

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULATION**  
**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE**  
**SCIENTIFIQUE**

**UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU**

**Faculté du génie de la construction**

**Département de génie civil**

# MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

**En vue d'obtention du diplôme de master en génie civil**

**Option : Construction Civil et Industrielle**

## Thème

**Etude d'un bâtiment (RDC+8) a usage  
d'habitation contreventé par voile et portique,  
modélise avec logiciel ETABS**

**Réalisé par :**

**MOKRANI Hadjila**

**Dirige par :**

**M<sup>r</sup> : ATLAOUI**

**ANNÉE : 2022/2023**



# Remerciements

*Je rende grâce à DIEU, de m'avoir accorde le courage et la patience et m'avoir garde en bonne sante jusqu'a l'aboutissement de mes études et l'accomplissement de ce modeste projet.*

*Un remerciement à Ms, ATLAOUI pour avoir accepté de m'encadrer au long de ce travail.*

*Mes vifs remerciements vont également à tous les enseignants, pour l'aide, l'encouragement et les moyens didactiques qu'ils ont mis à notre disposition pour mener à terme mon travail.*

*Je saisie également cette opportunité pour remercier les membres du jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.*

*Des remerciements pour toutes personnes ayan contribue de près ou de loin, a la réalisation de ce travail.*

*En fin je tiens a remercier sincèrement, ensemble du corps enseignant de l'université MOULOUD MAMMERI ; Faculté de génie de la construction spécialement génie civil.*



# Dédicace

A MA TRÈS CHÈRE MAMAN : MALIKA

Autant de phrases aussi expressives soient-elles ne sauraient montrer le degré d'amour et d'affection que j'éprouve pour toi. Tu m'as comblé avec ta tendresse et affection tout au long de mon parcours. Tu n'as cessé de me soutenir et de m'encourager durant toutes les années de mes études, tu as toujours été présente à mes côtés pour me consoler quand il fallait. En ce jour mémorable, pour moi ainsi que pour toi, reçoit ce travail en signe de ma vive reconnaissance et ma profonde estime. Puisse le tout puissant te donner santé, bonheur et longue vie afin que je puisse te combler à mon tour.

A MON TRÈS CHER PAPA : SALAH

Autant d'expressions aussi éloquentes soit-elles ne sauraient exprimer ma gratitude et ma reconnaissance. Tu as su m'inculquer le sens de la responsabilité, de l'optimisme et de la confiance en soi face aux difficultés de la vie. Tes conseils ont toujours guidé mes pas vers la réussite. Ta patience sans fin, ta compréhension et ton encouragement sont pour moi le soutien indispensable que tu as toujours su m'apporter. Je te dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je serai demain et je ferai toujours de mon mieux pour rester ta fierté et ne jamais te

Mes sœurs et frères « Yasmine ; Loucif ; Lynda ; Samira ; Hocine et vos maris et épouses » en gage de ma profonde estime pour l'aide que vous m'avez apporté. Vous m'avez soutenu, réconforté et encouragé. Puisse nos liens fraternels se consolider et se pérenniser encore plus.

Mes petits anges adorables : Zakou et Sylas grosse bisous pour vous.

## Dédicace spéciale :

*Salim Larbaoui ; Hamid Kharoubi ; Hamid Hamdan, aucun langage ne saurait exprimer mon respect et ma considération pour votre soutien et encouragements je vous dédie ce travail en reconnaissance votre bonté exceptionnelle ; Je vous souhaite bonheur ; réussite et prospérité.*

A mes amis **Thiziri, Onnissa, Fariza, Fifi, Lysa, Hicham, Salah, Samir, Yacine, Ali, Ali** vous êtes pour moi des sœurs et frères et des amis sur qui je peux compter. En témoignage de l'amitié qui nous unit et des souvenirs de tous les moments que nous avons passés ensemble, je vous dédie ce travail et je vous souhaite une vie pleine de santé et de bonheur.

A toutes les personnes qui ont participé à l'élaboration de ce travail, à toute la promotion 2023

# Sommaire

## Introduction générale

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage .....	2
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage .....	2
I.3. Les éléments de l'ouvrage .....	3
I.4. Caractéristique mécanique des matériaux .....	5

## Chapitre II : Pré-dimensionnement

II.1. Les planchers : .....	13
II.2. Les poutres : .....	14
II.3. Les poteaux : .....	15
II.4. Voile : .....	16
II.5. L'acrotère : .....	17
II.6. détermination charge et surcharge : .....	18
II.7. Descente de charge : .....	21

## Chapitre III : Calcul des éléments

III.1. L'acrotère : .....	28
III.2. Calculs des planchers .....	36
III.3. Etude de la poutrelle : .....	37
III.4. Les escaliers : .....	63
III.5. Étude de la poutre palière .....	81
III.6. Les balcons : .....	89
III.7. la salle machine : .....	93

## Chapitre IV : Etude de contreventement

IV.1. Inertie des voiles : .....	101
IV.2. Calcul du déplacement des portiques et leurs inerties fictives : .....	105
IV.3. Comparaison des inerties des voiles et des portiques : .....	107

## Chapitre V : Modélisation et Etude dynamique et sismique

V.1. Description du logiciel ETABS : .....	109
V.2. Méthode de calcul : .....	109
V.3. Etapes de modélisation : .....	110
V.4. Vérifications et interprétations des résultats avec RPA : .....	111

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI.1. Ferrailage des poteaux .....	122
VI.2. Ferrailage des poutres .....	136
VI.3. Ferrailage des voiles : .....	145

## Chapitre VII : Etude l'infrastructure

VII.1. Etude de sol .....	156
VII.2. Semelles isolle .....	156
VII.2. Semelles filantes .....	157
VII.3. Calcul d'un radier général .....	159

## Conclusion générale

## Bibliographie et logiciels utilisées

# Liste des figures

## Chapitres I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1: Diagramme d'évolution de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton. ....	6
Figure I.2: Essais de compression du béton .....	7
Figure I.3 Diagramme contrainte – déformation du béton (ELU).....	7
Figure I.4 : Diagramme contraintes-déformations du béton a l'ELS .....	8
Figure I.5 : déformation du béton .....	9
Figure I.6 : Diagramme contrainte déformation d'acier .....	11

## Chapitres II : Pré-dimensionnement des éléments

Figure II.1 : coupe transversales d'un plancher a corps creux .....	14
Figure II.2 : Coupe de voile en élévation. ....	17
Figure II.3 : Coupe verticale de l'acrotère .....	18
Figure II.4 : Coupe verticale du plancher.....	19
Figure II.5 : Coupe verticale d'un plancher d'étage courant.....	20
Figure II.6 : Coupe verticale d'un mur extérieure.....	21
Figure II.7 : Coupe verticale d'un mur intérieur .....	21
Figure II.8 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité .....	23
Figure II.9 : Coefficients de dégression de surcharges.....	24

## Chapitres III : calcul des éléments

Figure III.1.1 : Coupe transversale et schémas statique de l'acrotère .....	30
Figure III.1.2 : Diagramme des efforts internes M N T .....	31
Figure III.1.3 : La section de l'acrotère.....	32
Figure III.2.1 : Schéma descriptif d'un plancher courant.....	38
Figure III.3.1 : Surface revenant aux poutrelles.....	42
Figure III.3.2 : Section de la poutre en T .....	57
Figure III.4.1 : Schéma des escaliers droits .....	68
Figure III.4.2 : Schéma statique d'escalier .....	69
Figure III.7.1 : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.	98
Figure III.7.2 : Schéma de dalle travail dans les 2 sens.....	100

## **Chapitre IV : Etude de contreventement**

**Figure IV.1 : Vue en plan et en coupe du voile ..... 106**

## **Chapitre V : Modélisation et vérification et interprétation des résultats**

**Figure V.1 : Vue 3D de la structure en ETABS..... 115**

## **Chapitre VI : Ferrailages des éléments**

**Figure VI.1.1 : Schéma de ferrailage..... 132**

**Figure VI.1.2 : Section partiellement comprimée (SPC). ..... 133**

**Figure VI.1.3 : Schéma de ferrailage..... 133**

**Figure VI.1.4 : Schéma de ferrailage..... 134**

**Figure VI.1.5. Délimitation de la zone nodale..... 137**

**Figure VI.2.1. Section simplement armée. .... 144**

**Figure VI.2.2. Section rectangulaire doublement armée. .... 145**

**Figure VI.2.3. Délimitation de la zone nodale..... 149**

**Figure VI.3.1. La numérotation des voiles dans l'ETABS..... 152**

**Figure VI.3.2. Disposition des armatures verticales dans les voiles. .... 154**

## **Chapitre VII : Etude de l'infrastructure**

**Figure VII .1 : coupe d'une fondation isoler ..... 164**

**Figure VII.2 Présentation des charges simplifiées ..... 179**

# Liste des tableaux

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1: Caractéristiques des aciers .....	10
--	----

## Chapitre II : Prés-Dimensionnement des éléments

Tableaux II.1 : Charge permanent de terrasse inaccessible.....	19
Tableaux II.2 : Charge permanent de l'étage courant .....	20
Tableaux II.3 : Charge permanent d'un mur extérieure .....	21
Tableaux II.4 : Charges permanentes d'un mur intérieur.....	22
Tableau II.5 : surcharge d'exploitation.....	22
Tableau II.6 : niveau et leur coefficient .....	25
Tableau II.7 : résultats des charges d'exploitations .....	25
Tableaux II.8 : Section des poteaux .....	26
Tableaux II.9 : Vérifications a l'RPA .....	27
Tableaux II.10 : vérifications aux flambements.....	28
Tableau II.11 : Résultats final .....	28

## Chapitre III : calcul des éléments

Tableau III.3.1 : Les moments fléchissant à l'ELU.....	41
Tableau III.4.1 : charges permanentes palier .....	71
Tableau III.4.2 : Charge permanentes volée.....	71
Tableau III.4.3 : Résultat des efforts et les moments a l'ELU .....	74
Tableau III.4.4 : Résultat des efforts et les moments a l'ELS.....	81
Tableaux III.5.1 : Résultat des vérifications a l'ELS .....	92
Tableau III.6.1 : Charge permanente de balcon .....	94

## CHAPITRE IV : Etude de contreventement

Tableaux IV.1 : L'inertie des voiles longitudinaux (x-x).....	107
Tableaux IV.2 : L'inertie des voiles transversales (y-y). .....	107
Tableaux IV.3 : Flèche dans les refends (moment des aires).....	109
Tableau IV.4 : Inerties fictives des portiques longitudinaux. ....	111
Tableau IV.5 : Inerties fictives des portiques transversaux. ....	111

## **Chapitre V: Modélisation et vérification et interprétation des résultats**

Tableau V.1 : Valeurs du coefficient $C_T$ .....	<b>117</b>
Tableau V.2 : Justification de la période T. ....	<b>117</b>
Tableau V.3 : Le pourcentage des translations selon x et y .....	<b>118</b>
Tableau V.4 : Justification des masses participantes. ....	<b>119</b>
Tableau V.5 : Coefficient d'accélération de zone .....	<b>120</b>
Tableau V.6 : Période caractéristique en fonction de la nature du sol. ....	<b>121</b>
Tableau V.7 : Coefficient d'amortissement critique $\xi$ .....	<b>121</b>
Tableau V.8 : Choix de période .....	<b>122</b>
Tableau V.9 : Facteur de qualité Q.....	<b>122</b>
Tableau V.10 : Valeur du coefficient de pondération $\beta$ . ....	<b>123</b>
Tableau V.11 : Résumé des résultats obtenus. ....	<b>123</b>
Tableau V.12 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	<b>124</b>
Tableau V.13 Vérification sous sollicitations normales (Effort normal réduit) .....	<b>124</b>
Tableau V.14 Vérification des déplacements inter-étages.....	<b>125</b>
Tableau V.15 : Vérification L'effet P-Delta suivant $E_x$ .....	<b>126</b>
Tableau V.16 : Vérification L'effet P-Delta suivant $E_y$ . ....	<b>126</b>
Tableau V.17 : Vérification de l'excentricité. ....	<b>127</b>

## **Chapitre VI : ferrailage des éléments**

Tableau VI.1.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	<b>129</b>
Tableau VI.1.2 : Recommandation du RPA .....	<b>130</b>
Tableau VI.1.3 : Efforts normal et moments fléchissant obtenu par ETABS .....	<b>135</b>
Tableau VI.1.4 : Ferrailage des poteaux a l'ELU .....	<b>136</b>
Tableau VI.1.5. Délimitation des zones nodales. ....	<b>137</b>
Tableau VI.1.6 : Vérification au cisaillement selon BAEL .....	<b>139</b>
Tableau VI-2-1 : Les recommandations du RPA.....	<b>143</b>
Tableau VI.2.2 : Ferrailage des poutres principales. ....	<b>145</b>
Tableau VI.2.3 : Ferrailage des poutres secondaires. ....	<b>145</b>
Tableau VI.2.4 : Ferrailage des armatures transversales. ....	<b>146</b>
Tableau VI.2.5 : Vérification de la condition de non fragilité. ....	<b>147</b>
Tableau VI.2.6 : Vérification au cisaillement. ....	<b>147</b>
Tableau VI.2.7 : Influence des efforts tranchant sur le béton .....	<b>148</b>
Tableau VI.2.8 : Vérification des contraintes l'ELS pour les poutres principales. ....	<b>150</b>
Tableau VI.2.9 : Vérification des contraintes l'ELS pour les poutres secondaires. ....	<b>150</b>
Tableau VI.3.1 : Tableau des armatures verticales .....	<b>154</b>
Tableau VI.3.2 : Ferrailage des voiles de longueur $L = 2m$ . ....	<b>158</b>

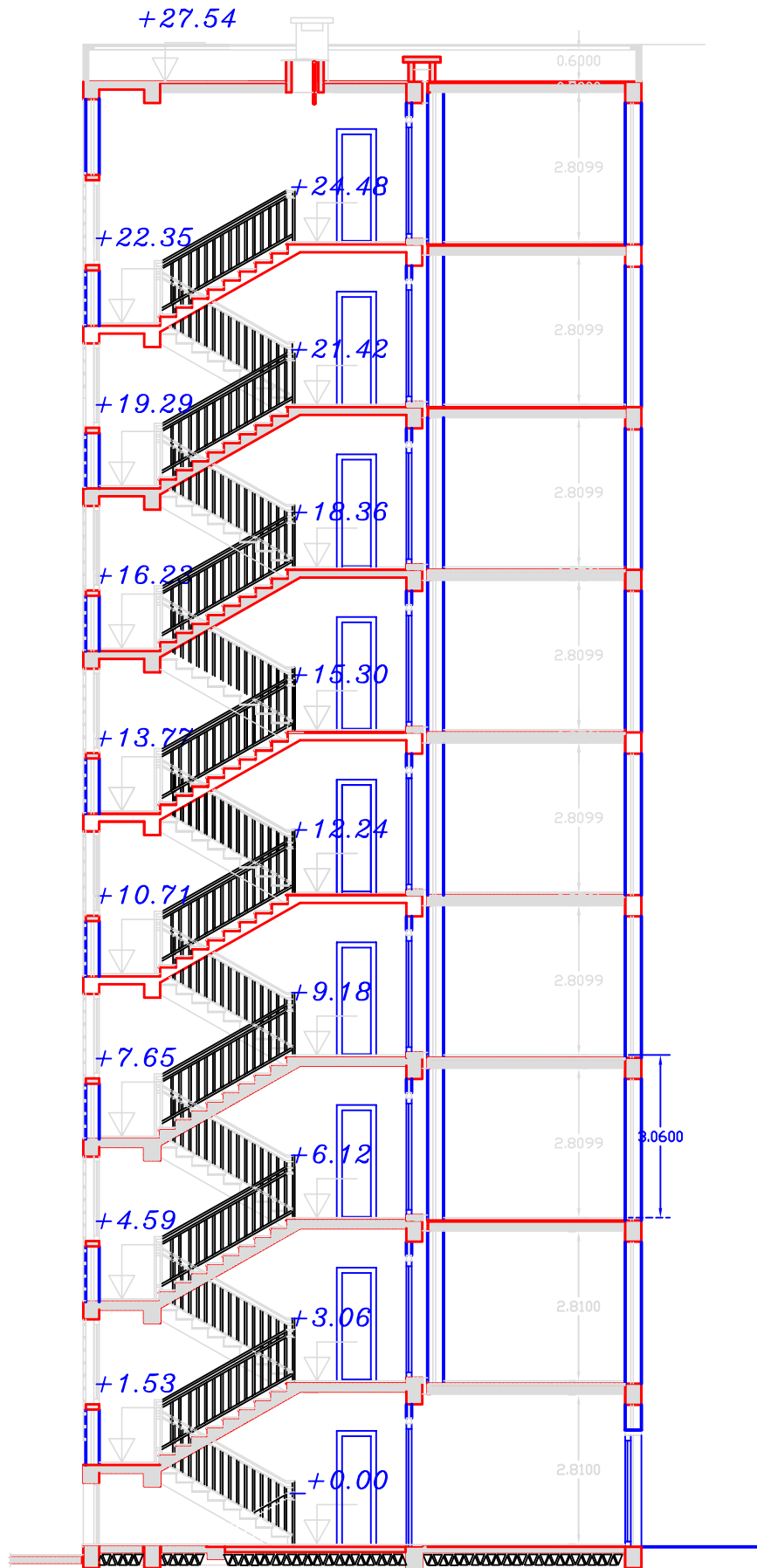
Tableau VI.3.3 : Ferrailage des voiles de longueur $L = 1,75$ m. ....	<b>159</b>
Tableau VI.3.3 : Ferrailage des voiles de longueur $L = 1,5$ m. ....	<b>160</b>
Tableau VI.3.4 : Ferrailage des voiles de longueur $L = 1,30$ m. ....	<b>161</b>

## **Chapitre VII : Etude de l'infrastructure**

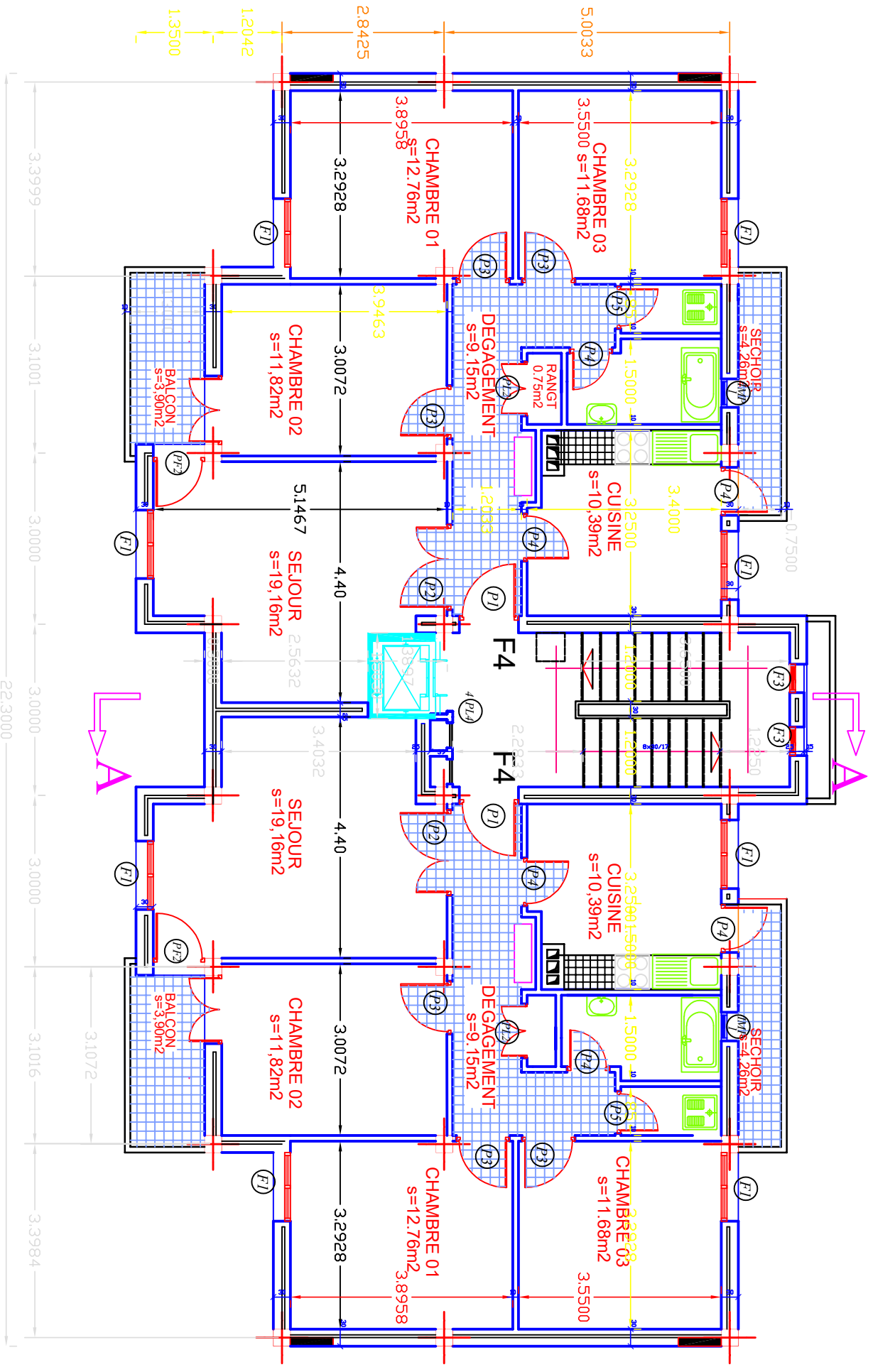
Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles dans les deux sens. ....	<b>165</b>
Tableau VII.2 résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau. ....	<b>166</b>
Tableau VII.3 Vérification de la section minimale .....	<b>176</b>
Tableau VII.4 : Vérification à l'ELS de la dalle .....	<b>178</b>
Tableau VII.5 Calcul des charges de la nervure sens (X-X). ....	<b>181</b>
Tableau VII.6 : Calcul des charges de la nervure sens (Y-Y) .....	<b>182</b>
Tableau VII.7 : Efforts maximale de la nervure .....	<b>185</b>
Tableau VII.8 : Ferrailage de la nervure .....	<b>185</b>
Tableau VII.9 : vérification de condition non fragilité de la nervure .....	<b>185</b>
Tableau VII.10 : Vérification à l'ELS de la nervure .....	<b>187</b>

## Liste des diagrammes

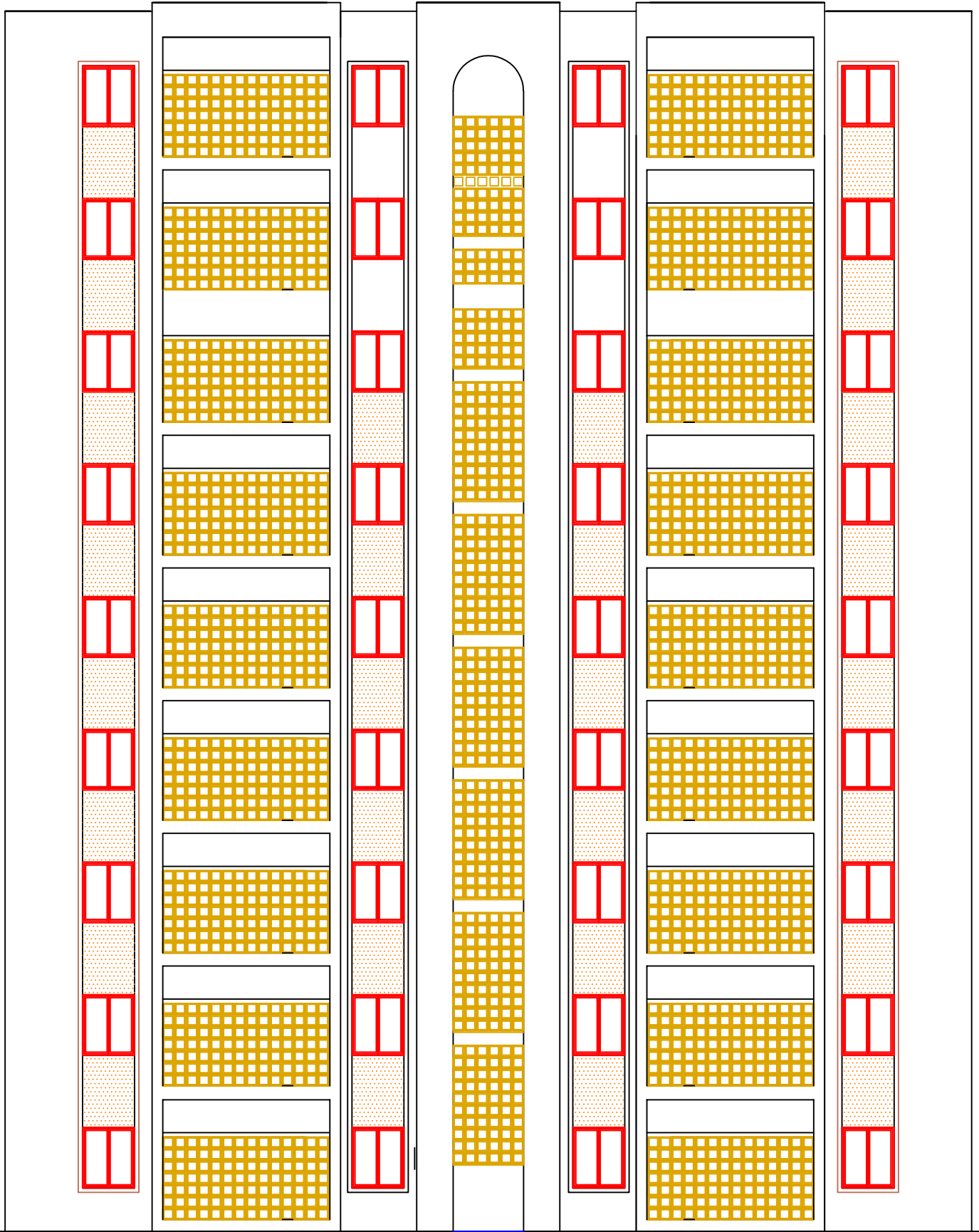
Diagramme III.3.1 : Schéma statique de la poutrelle .....	40
Diagramme III.3.2 : Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire) .....	43
Diagramme III.3.3 : Schéma statique de premier cas.....	45
Diagramme III.3.4 : Diagramme des moments aux appuis.....	45
Diagramme III.3.5 : Diagramme des moment fléchissent 1 <sup>er</sup> cas.....	49
Diagramme III.3.6 : Diagramme des efforts tranchant 1 <sup>er</sup> cas .....	49
Diagramme III.3.7 : Schéma statique de deuxième cas .....	50
Diagramme III.3.8 : Diagramme des moments aux appuis.....	50
Diagramme III.3.9 : Diagramme du moment de 2 <sup>eme</sup> cas.....	53
Diagramme III.3.10 : Diagramme des efforts de 2 <sup>eme</sup> cas .....	53
Diagramme III.3.11 : Schéma statique de troisième cas .....	53
Diagramme III.3.12 : Diagramme des moments aux appuis.....	54
Diagramme III.3.13 : Diagramme des moments fléchissant de 3 <sup>eme</sup> cas.....	55
Diagramme III.3.14 : Diagramme des efforts tranchants de 3 <sup>eme</sup> cas.....	55
Diagramme III.3.15 : Schéma statique de quatrième cas .....	56
Diagramme III.3.16 : Diagramme des moments aux appuis.....	56
Diagramme III.3.17 : Diagramme des moments fléchissant 4 <sup>eme</sup> cas. ....	57
Diagramme III.3.18 : Diagramme des efforts tranchants 4 <sup>eme</sup> cas. ....	57
Diagramme III.3.19 : Schéma statique à l'ELS .....	61
Diagramme III.3.20 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELS.....	65
Diagramme III.3.21 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS. ....	65
Diagramme III.4.1 : schéma statique d'escalier a l'ELU .....	72
Diagramme III.4.2 : des efforts internes à l'état limite ultime ELU .....	76
Diagramme III.4.3 : Schéma statique d'escalier a l'ELS. ....	80
Diagramme III.4.4 : des efforts internes à l'état limite ultime ELU .....	82
Diagramme III.5.1 : Schéma statique à l'ELU .....	86
Diagramme III.5.2 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELU .	87
Diagramme III.5.3 Schéma statique à l'ELS .....	90
Diagramme III.5.4 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELS..	91
Diagramme III.6.1 : Schéma statique d'un balcon.....	94
Diagramme IV.1 : La répartition des efforts horizontaux entre portiques et refends .....	108
Diagramme VII.1 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens x-x. ....	183
Diagramme VII.2 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens x-x. ....	183
Diagramme VII.3 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens x-x. ....	183
Diagramme VII.4 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS sens x-x.....	183
Diagramme VII.5 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens y-y. ....	184
Diagramme VII.6 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens y-y.....	184
Diagramme VII.7 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens y-y.....	184
Diagramme VII.8 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS sens y-y.....	184



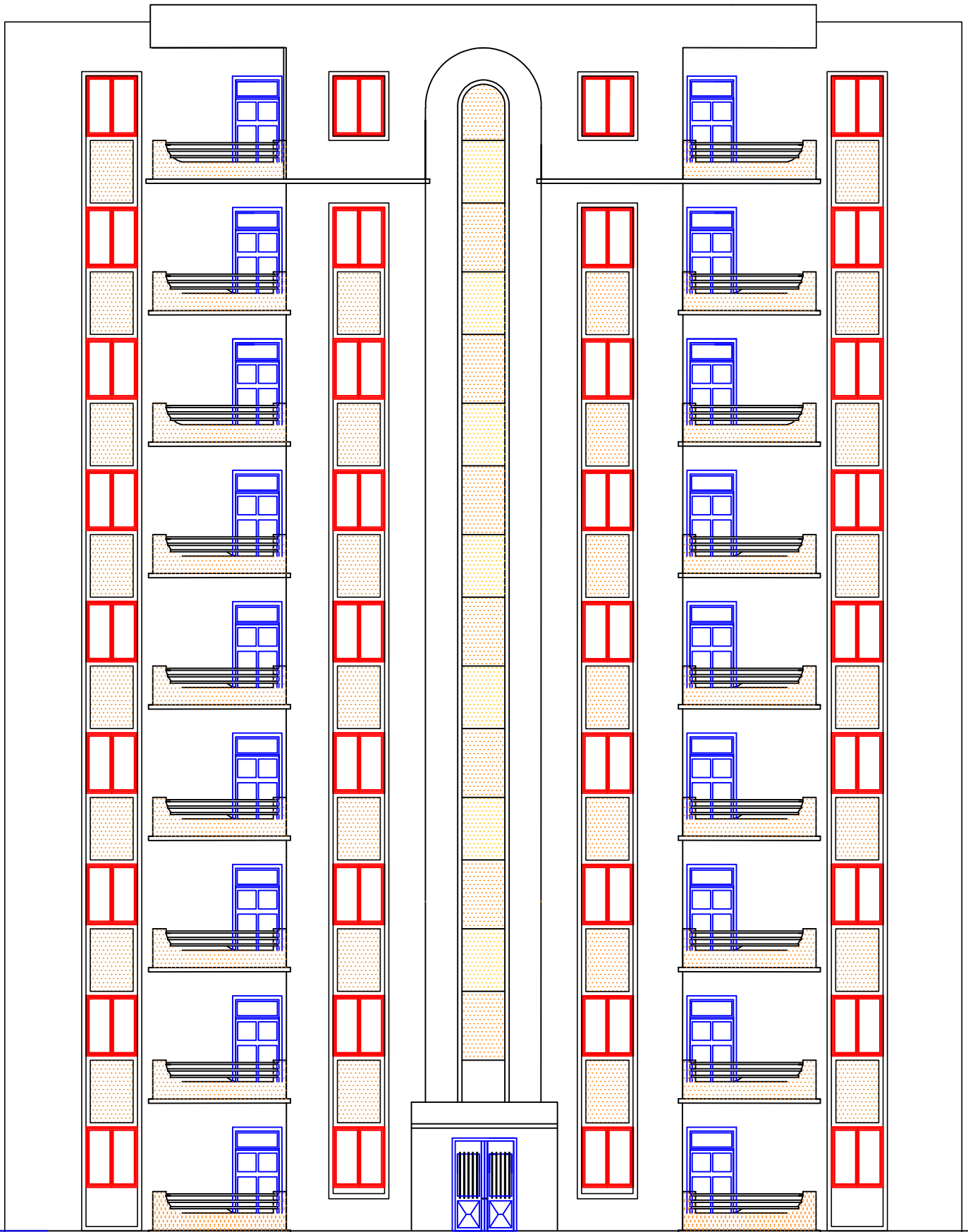
COUPE A A



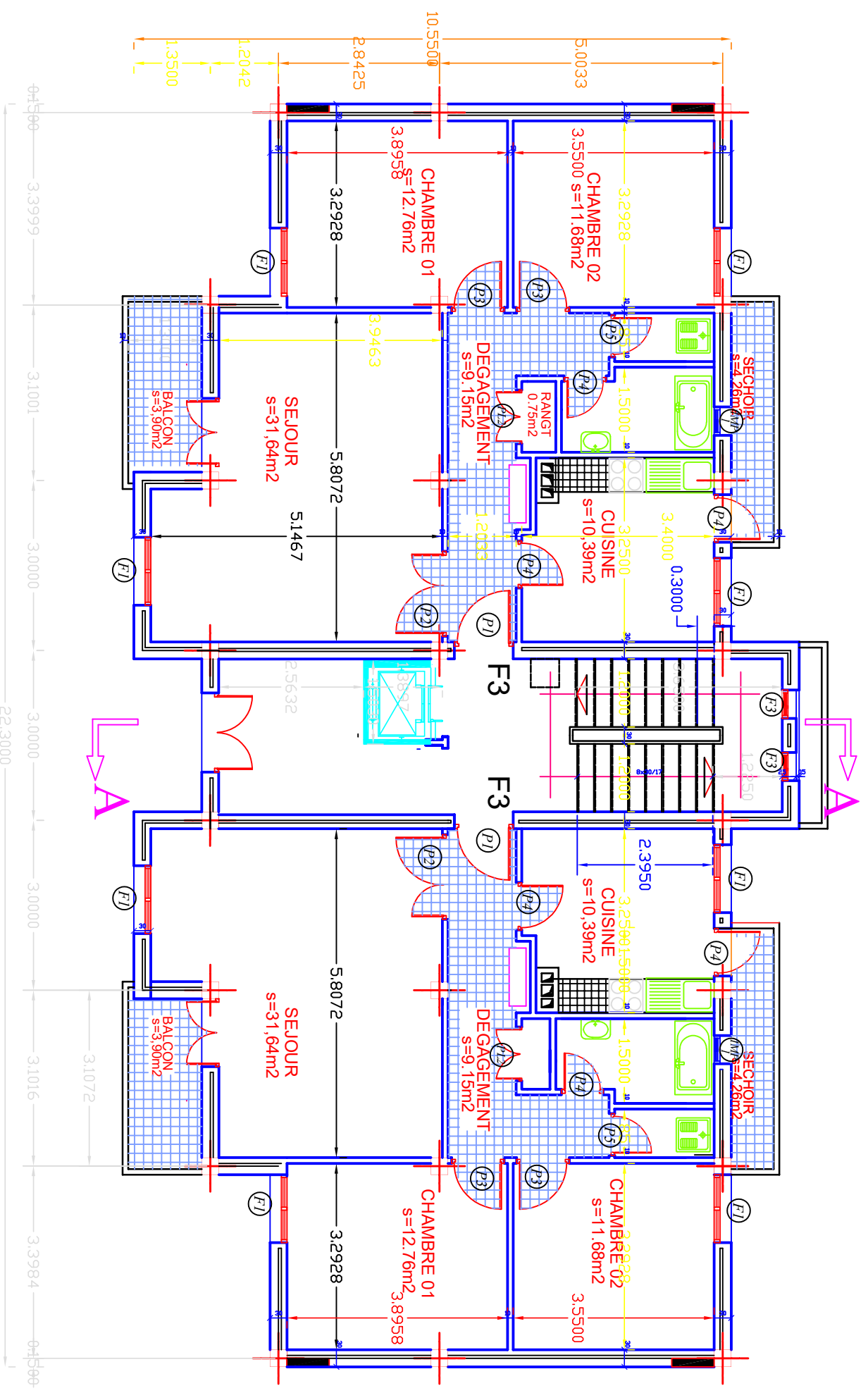
# ETAGE COURANT



FACADE POSTERIEURE



FACADE PRINCIPALE



# REZ DE CHAUSSEE

# Introduction général

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constituée d'un Rez-de-chaussée plus huit étages.

L'objectif de cette étude qui représente le complément d'une formation de cinq années dans le domaine de génie civil est tout d'abord d'examiner notre compétence et notre acquis pendant cette durée de formation ainsi d'apprendre comment élaborer complètement un projet de calcul d'une structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement.

La première partie consacrée à la définition des données relatives à la structure, elle est rédigée en plusieurs chapitres comme suite :

Le premier chapitre, présente la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment ainsi que la description des matériaux et leurs lois appliquées pour le calcul de la structure.

Le deuxième chapitre, est consacré au pré-dimensionnement des éléments principaux de la structure selon les règlements normatifs de calcul (BAEL91, RPA99 version 2003). Et contient aussi la descente de charge que supporte la structure et qu'on utilise pour le calcul de ferrailage des différents éléments. Les charges sont calculées à l'aide du document technique et réglementaire (DTR B.C.2-2) ; charges permanentes et charges d'exploitations.

Le troisième chapitre, a été consacré au dimensionnement et au calcul du ferrailage des éléments secondaires (acrotère, poutrelles, escaliers, balcons, salle machine).

Le quatrième chapitre nécessite le système de contreventement destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions.

La deuxième partie qui représente la partie la plus lourde de cette étude a été structurée comme suite :

Les autres chapitres concernent l'étude dynamique de la structure, elle concerne la modélisation de la structure en 3D en utilisant le logiciel de calcul ETABS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, charges d'exploitation et charge sismique).

La dernière étape comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres voiles, fondations) en utilisant les différents résultats de la modélisation (forces, moments, efforts tranchants et contraintes).

Ce projet se termine par une conclusion générale qui récolte les différents résultats de cette étude.

# Chapitre I :

## Présentation de l'ouvrage

## INTRODUCTION

Ce chapitre, consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

### **I.1. Présentation de l'ouvrage**

Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment en (R+8), à usage d'habitation. Il sera implanté dans la wilaya de TIZIOUZOU, il est classé d'après les règles parasismiques algériennes (RPA99/version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa) ayant une importance moyenne de groupe d'usage 2.

#### **Cet ouvrage est composé de :**

- D'un RDC à usage d'habitation.
- Huit étages courants à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.
- Une terrasse inaccessible.

### **I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage**

Se basant sur les plans de coups verticaux et horizontaux, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont comme suite:

#### **Dimension en plan**

- Largeur en plan selon l'axe {y-y} ..... 11,75 m
- Longueur en plan selon l'axe {x-x} ..... 22,30 m

#### **Dimension en élévation**

- Hauteur du RDC..... 3,06m
- Hauteur d'étage courant ..... 3,06 m
- Hauteur totale de la structure ..... 27,54 m
- Hauteur de l'acrotère ..... 0.6 m

### **I.3. Les éléments de l'ouvrage**

#### **a) L'ossature :**

L'ossature est composée de portiques longitudinaux et transversaux (ensemble poteaux poutres) en béton armé coulés sur place, ainsi qu'un ensemble de voiles en béton armé coulés sur place disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal). Pour ce genre de contreventement il ya lieu également de vérifier un certain nombre de conditions:

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

#### **b) Les planchers**

Les planchers sont des aires planes horizontales délimitant les différents étages et reprenant les charges verticales et les transmettant aux éléments porteurs verticaux {poteaux ou voiles}. Les planchers assurent d'autres fonctions principales telles que :

La résistance mécanique : supposé être infiniment rigide dans le plan horizontal les planchers supportent leurs poids propres ainsi que les surcharges du niveau.

- L'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
  - Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité
  - Protéger contre les incendies.
  - Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux. Il existe deux types de planchers :
- **Plancher en corps creux :**
    - La séparation des différents étages d'une structure.
    - La résistance aux charges permanentes et surcharges d'exploitation sur les étages.
    - Transmission des efforts horizontaux aux différents éléments porteurs (poutres, poteaux et voiles).
    - Isolation acoustique et thermique entre étages.
    - Support des plafonds et revêtement

**c) Les escaliers :**

C'est un élément en béton armé qui permet de se déplacer à pieds d'un niveau à un autre dans un bâtiment. Il est composé d'un palier et de paillasse réalisés en béton armé coulé sur place.

**d) Local d'ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical (elle fait le mouvement de vas et vien) et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement d'une cabine et de sa machinerie.

**e) Maçonnerie :**

Il y a deux types de murs dans la structure :

- Les murs extérieurs : murs de 25 cm réalisés en double paroi en briques creuses séparées par une lame d'air d'une épaisseur de 5 cm.
- Les murs intérieurs : murs de séparation réalisés en simple cloison de briques creuses d'une épaisseur de 10 cm.

**f) Balcons :**

Ce sont des airs consolidés au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine.

**g) Acrotère :**

La terrasse est inaccessible, on adopte un acrotère dont la hauteur est de 60cm, et sera réalisé en béton armé.

**h) Les fondations :**

On appelle fondation toute partie enterrée d'un ouvrage conçue pour transmettre la charge de la superstructure au sol de fondation. Elles assurent la stabilité du bâtiment. On appelle ancrage "D" la hauteur de la partie enterrée

**i) Système de coffrage :**

Le coffrage doit être suffisamment rigide et étanche afin de supporter la poussée du béton, on opte :

- Pour le coffrage des portiques : un coffrage classique en bois.
- Pour le coffrage des voiles : un coffrage métallique

### **I.4. Caractéristique mécanique des matériaux**

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et calcul des structures en béton armé en vigueur en ALGERIE

#### **A. Le béton**

Le béton est un matériau constitué par mélange dans les proportions convenables de ciment, de granulats et d'eau, le béton armé obtenu en enrobant dans du béton des aciers.

#### ➤ **Les constituants d'un béton**

Le béton est constitué des éléments suivant:

Le ciment : est un liant hydraulique, c'est-à-dire une poudre minérale qui, mélangée avec de l'eau, forme une pâte qui durcit progressivement. Le ciment est utilisé pour solidariser entre eux des matériaux inertes comme le sable et les gravillons pour la fabrication des mortiers et des bétons.

Les granulats : terme générique pour désigner l'ensemble des grains minéraux entrant dans la composition des mortiers et des bétons. Selon la grosseur des grains, on distingue les granulats suivants : le sable, les gravillons ou le gravier et les cailloux.

Eau de gâchage : elle doit présenter les propriétés d'une eau potable.

Les adjuvants: ce sont des produits chimiques incorporés en faibles quantités au béton frais afin d'en améliorer certaines propriétés. Ils représentent 1 à 3 % du poids du ciment. Leurs rôles et leurs efficacités dépendent de la nature du produit chimique et de l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton frais. Dans le cas courant, le béton est composé:

- Sable propre: 380 à 450 cm<sup>3</sup>
- Gravier: 750 à 850 cm<sup>3</sup>
- Ciment : 325 kg/m<sup>3</sup>
- Eau de gâchage: 150 à 200 l/m<sup>3</sup>

#### ➤ **Résistance caractéristique du béton à la traction [Art A.2.1 ,12/BAEL91]**

Conventionnellement, la résistance caractéristique à la traction du béton est définie à partir de sa résistance caractéristique à la compression par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \text{ (MPa)} \rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} \rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25$$

$$f_{t28} = 2.10 \text{ Mpa}$$

#### ➤ **Résistance caractéristique du béton à la compression [Art A.2.1,11/BAEL91]**

Le béton présente une très bonne résistance à la compression de l'ordre de 25 à 45MPa.  
 La résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours notée

«  $f_{cj}$  », elle est définie par les formules suivantes :

✓ Pour de résistances  $f_{c28} \leq 40$  MPa

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28} & \longrightarrow \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \longrightarrow \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

✓ Pour des résistances  $f_{c28} > 40$  MPa

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} \times f_{c28} & \longrightarrow \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \longrightarrow \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

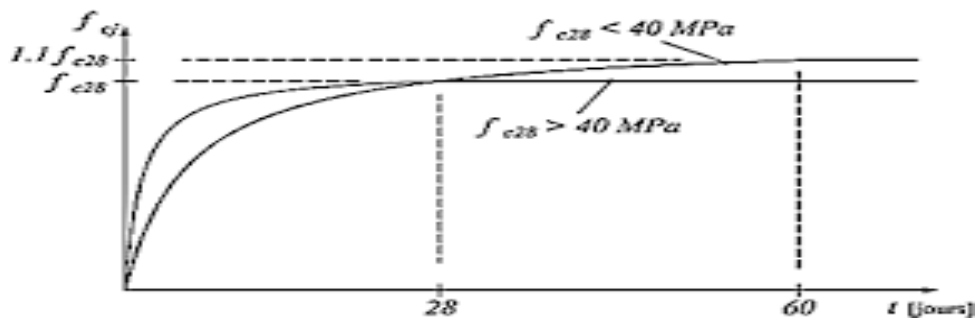


Figure I.1: Diagramme d'évolution de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton.

**a. Contrainte de compression**

En général les essais de compression sont réalisés sur des éprouvettes normalisées, de forme cylindrique de hauteur 32 cm et de diamètre 16 cm. permettent d'obtenir le diagramme expérimental "contrainte - déformation" du béton

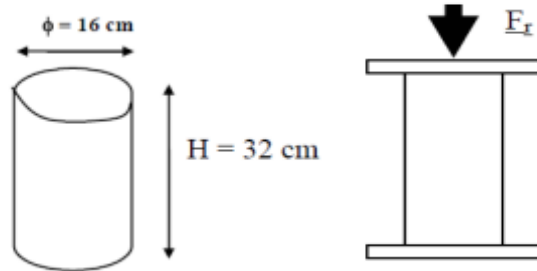


Figure I.2: Essais de compression du béton

✓ **A l'Etat limite ultime(ELU) :**

Celle-ci est donnée par la formule ci-dessous (BAEL91/A4.3, 41) :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ en MPA}$$

avec :

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité

- $\gamma_b = 1,5$  .....Situation courante.
- $\gamma_b = 1,15$  .....Situation accidentelle.

$\theta$ : Coefficient de durée d'application des l'actions considérées

- $\theta = 1$  .....Durée d'application supérieure à 24heures.
- $\theta = 0,9$ .....Durée d'application entre 1 heure et 24heures.
- $\theta = 0,85$ .....Durée d'application inférieure à 1 heure.

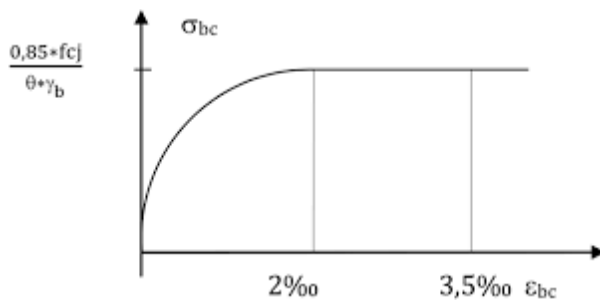


Figure I.3 Diagramme contrainte – déformation du béton (ELU).

- Pour  $\gamma_b = 1.5$  et  $\theta=1$ , on aura  $f_{bc} = 14.2$  [MPa]
- Pour  $\gamma_b = 1.15$  et  $\theta=1$ , on aura  $f_{bc} = 18.48$  [MPa]

✓ A l'état limites de service ( ELS) {Art A .4.5.2/BAEL91}

La contrainte limite que le béton pourra supporter est donnée par la formule :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{bc}$  : la contrainte admissible à l'ELS

Dans notre cas :  $f_{c28} = 25\text{MPa}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

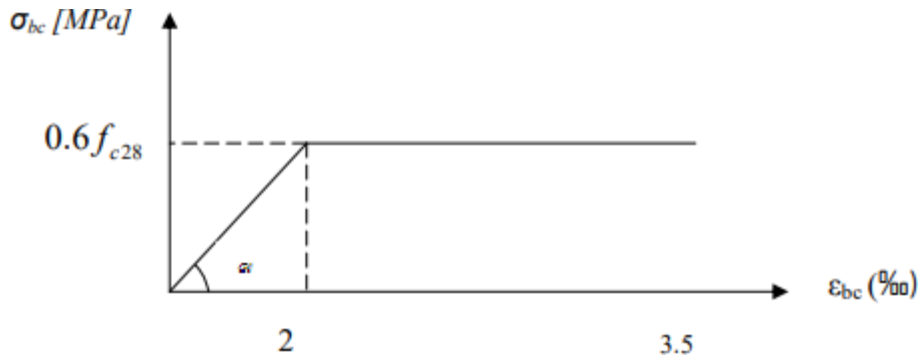


Figure I.4 : Diagramme contraintes-déformations du béton a l'ELS

**b. Contrainte limite de cisaillement [Art A.5.1,1/BAEL91]**

La contrainte de cisaillement ultime notée ( $\tau$ ) est donnée par l'expression suivante :  
(Dans le cas où les armatures sont droites)

$$\tau_u = v_u / bd \dots\dots\dots (\text{Art A.5.1-1 BAEL91 modifié99})$$

Avec :

- $V_u$  : l'effort tranchant
- $b$  : largeur de la section
- $d$  : hauteur utile ( $d=h-c$ )

Cette valeur de doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- $\tau_u \leq \min [0,20f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{MPa}]$  en cas de fissuration non préjudiciable.
- $\tau_u \leq \min [0,15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{MPa}]$  en fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

**c. Déformation longitudinale du béton**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané à l'âge de « j » jours est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{Art A.2.1-12 BAEL91 modifié99})$$

$$E_{ij} = 11000 \times (25)^{1/3} = 32164.2 \text{ MPa}$$

Les déformations finales du béton (instantané augmentées de fluage) sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{c28})^{1/3} \quad (\text{Art A.2.1-22 BAEL91 modifié99})$$

$$E_{vj} = 3700 \times (25)^{1/3} = 10818.86 \text{ MPa.}$$

**d. Module de déformation transversale**

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Avec:

E=module de YOUNG.

$\nu$ =coefficient de poisson.

**e. Coefficient de poisson [Art A.2 .1 ,3/BAEL91]**

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

$\nu = 0,2$  (à ELS) pour le calcul des déformations en considèrent le béton non fissuré.

$\nu = 0$  (à ELU) pour le calcul en considèrent le béton fissuré.

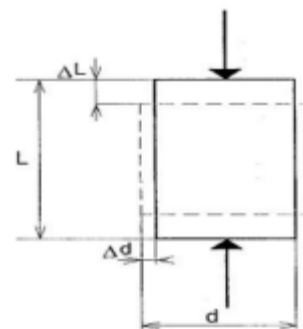
Il est donné par la formule suivante :

$$\nu = \frac{\frac{\Delta t}{t}}{\frac{\Delta l}{l}} \quad (\text{Art A.2.1-3 BAEL91 modifié99})$$

Avec :

$\frac{\Delta d}{d}$  = déformation relative transversale.

$\frac{\Delta l}{l}$  = déformation relative longitudinale



**Figure I.5 : déformation du béton**

**B. L'acier**

L'acier est un matériau qui présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des structures faiblement élancées), il est souvent associé au béton pour reprendre les efforts de tractions auxquels ce dernier ne résiste pas.

Les aciers se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces extérieures à savoir :

- Les ronds lisses (RL)
- Les armatures à haute adhérence (HA)
- Les treillis soudés (TS)

➤ **Caractéristique des aciers :**

Aciers	désignation	Limite élastique (MPa)	Allongement relatif à la rupture	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement	utilisations
Ronds lisses	FeE 215 FeE 235	215 235	22‰	1	1	Cadres et étriers des poutres courantes (6-8-10-12)
Acier HA	FeE 400 FeE 500	400 500	14‰	1,6	1,5	Tous travaux en béton armé courants (6-8-10-12-14-16-20-25-32-40)
Treillis soudés	TSL TSHA	520 520	8‰	1,3	1	Radiers, voiles, planchers dallages

**Tableau I.1: Caractéristiques des aciers**

➤ **Module d'élasticité longitudinale (article A.2.2-1 du BAEL 91)**

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :  $E_s = 200\ 000$  MPa, Sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier

Coefficient de poisson des aciers : Le coefficient de poisson  $\nu$  pour les aciers est pris égal à 0,3.

➤ **Contrainte limite ultime des aciers**

Elle est définie par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ (MPa) (Art A.4.3-2 BAEL91 modifié 99)}$$

Avec :

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

$f_e$ : Limite d'élasticité garantie.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité

- $\gamma_s = 1,15$  pour les situations durables.
- $\gamma_s = 1$  pour les situations accidentelles

➤ **Contrainte limite de service des aciers**

Afin de pouvoir limiter l'apparition des fissures dans le béton et éviter la corrosion des armatures, on doit limiter les contraintes dans les aciers.

On distingue 3 cas de fissurations :

✓ **Fissuration peu nuisible (Art A.4.5,32/BAEL91)**

Dans ce cas, l'élément se trouve dans les locaux couverts, il n'est soumis à aucune vérification car la contrainte n'est soumise à aucune limitation si les aciers protégés alors on prend  $\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

✓ **Fissuration préjudiciable (Art A.4.5,33/BAEL91)**

Lorsque les éléments sont soumis à des condensations et exposés aux intempéries, il y'a risque d'infiltration d'eau donc la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale à :

$$\sigma_s \leq \min \{2/3 f_e ; \max[0,5f_e ; 110 \sqrt{(\eta f_{tj})}]\}$$

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration qui dépend de l'adhérence.

$\eta=1$  : pour les ronds lisses et treillis soudés.

$\eta = 1,6$  pour les aciers (HA) si  $\phi \geq 6\text{mm}$ .

$\eta = 1,3$  pour les aciers (HA) si  $\phi < 6\text{mm}$ .

✓ **Fissurations très préjudiciables (Art A.4.5,33/BAEL91)**

Cas d'un milieu agressif où l'étanchéité doit être assurée, la contrainte de traction des armatures est limitée à :  $\sigma_{st} \leq 0,8 \cdot \sigma_{st}$

$$\sigma_{st} = \min \{2/3 f_e ; \max [0,5f_e ; 110 \sqrt{(\eta f_{tj})}]\} \text{ [MPa]}.$$

➤ **Diagramme contrainte déformation de calcul**

Dans le calcul relatif aux états limites, on utilisera le diagramme simplifié suivant

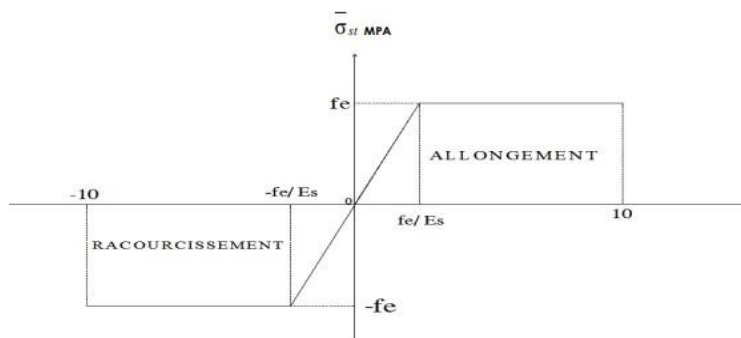


Figure I.6 : Diagramme contrainte déformation d'acier

➤ **Protection Des Armatures (Art A.7.1 BAEL91)**

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

On doit donc respecter les prescriptions suivantes :

- $C \geq 5 \text{ cm}$  pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux toutes autres atmosphères très agressives telles les industries chimiques.
- $C \geq 3 \text{ cm}$  pour des parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations.
- $C \geq 1 \text{ cm}$  pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

**Conclusion :**

A ce niveau, nous avons défini tous les éléments constituent notre ouvrage et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction, tout en respectant les règles du BAEL 91/ modifiée 99 et le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003).

On va donc passer au pré dimensionnement des éléments et descentes de charge

# Chapitre II :

# Pré-dimensionnement

## Introduction :

Avant d'entamer tout calcul des éléments, il faut passer par leur dimensionnement afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage et des personnes, pendant et après la réalisation. Il nous amène à déterminer l'ordre de grandeur des sections des différents éléments de la structure, pour cela on prend comme référence le Règlement Parasismique Algérien « RPA 99/Version 2003 » et les bases de «BAEL 91/modifié 99», « CBA 93 » ainsi que le «DTR-B. C.2.2 » (charges permanentes et charges d'exploitation).

### II.1. Les planchers :

Il est constitué de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées en béton armé qui sont disposées suivant le sens de la petite portée, le tout sera complété par une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur ; en plus il sera ferrailé par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

La hauteur du plancher est calculée par la formule suivante :

$$h_{pt} \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

Avec :

$L_{max}$  : portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles

$h_{pt}$  : hauteur totale du plancher.

### Remarque :

**En premier temps, nous prendrons une section minimale de (25x25) cm<sup>2</sup> exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone (IIa)**

Dans notre cas :

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

$$H_{pt} \geq \frac{315}{22,5} = 14 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher (16+4) cm et il sera valable pour tous les planchers.

L'épaisseur du corps creux : 16 cm.

L'épaisseur de la dalle de compression : 4 cm.

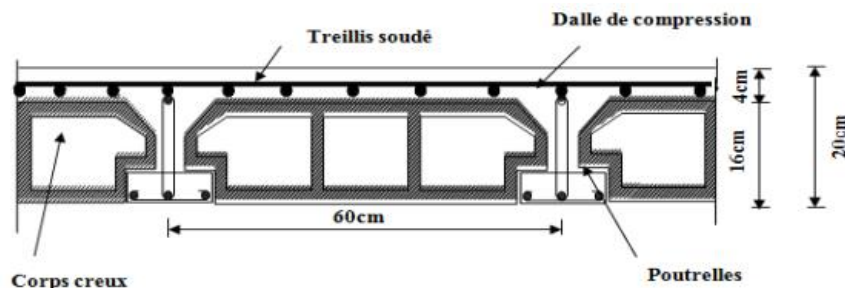


Figure II.1 : coupe transversales d'un plancher à corps creux

## II.2. Les poutres :

Les poutres représentent des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments d'appui verticaux (poteaux et voiles en béton armé). On distingue les poutres principales qui constituent les éléments porteurs et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Selon les règles « B.A.E.L.91\_modifiées.99 », les poutres seront pré-dimensionnées suivant la condition de la flèche (Critère de rigidité). De plus, celles-ci seront vérifiées suivant le règlement « RPA 99 / Version 2003 »

Les dimensions transversales d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

$$\text{Hauteur « } h_t \text{ » : } L_{\max}/15 \leq h_t \leq L_{\max}/10$$

$$\text{Largeur « } b \text{ » : } 0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

Avec :

$L_{\max}$  : Distance maximale de la travée considérer.

$h_t$  : Hauteur de la poutre.

$b$  : Largeur de la poutre.

Les dimensions doivent respecter les conditions de RPA 99 version 2003 (Art 7.5.1).

$$\text{Largeur } b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h_t/b \leq 4$$

$$\text{Hauteur } h_t \geq 30 \text{ cm}$$

### ➤ Poutres principales (sens transversaux Y-Y):

La hauteur :

$$\text{On a : } L_{\max} = 500 - 25 = 475 \text{ cm.}$$

$$475/15 \leq h_t \leq 475/10 \longrightarrow 31.6 \text{ cm} \leq h_t \leq 47.5 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } h_t = 40 \text{ cm.}$$

La largeur :

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \longrightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

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

La section des poutres principales est  $[40 \times 30] \text{ cm}^2$

Vérification des conditions du RPA :

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$h_t = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$h_t/b = 40/30 = 1,3 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Poutres secondaire (sens longitudinal X-X):**

La hauteur :

On a :  $L_{\max} = 340 - 25 = 315$  cm.

$$315/15 \leq h_t \leq 315/10 \longrightarrow 21 \text{ cm} \leq h_t \leq 31,5 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 35$  cm.

La largeur :

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \longrightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend :  $b = 30$  cm.

La section des poutres secondaire est  $[35 \times 30]$  cm<sup>2</sup>

Vérification des conditions du RPA

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ ..... Condition vérifiée.

$h_t = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ ..... Condition vérifiée.

$h_t / b = 35 / 30 = 1,16 < 4$ ..... Condition vérifiée.

### II.3. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les charges et les surcharges des différents niveaux et les transmettre à la fondation, cette dernière les transmet au sol. Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS sous un effort de compression  $N_s$  sur le poteau le plus sollicité. Selon l'article (7.4.1 RPA 99/2003), les dimensions de la section transversale des poteaux en zone IIa doivent satisfaire la condition suivante:

$$\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\min(b_1, h_1) \geq h_e/20$$

$$1/4 < (b_1 / h_1) < 4$$

La section du poteau sera déterminée par la formule :  $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec :  $N_s = G_{\text{cum}} + Q_{\text{cum}}$

$N_s$  : effort normal de compression repris par le poteau le plus sollicité.

$S$  : section du poteau.

$G$  : charge permanente.

$Q$  : charge d'exploitation.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte limite de service du béton en compression simple.

D'où :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

## II.4. Voile :

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

D'après (Art 7.7.1 de RPA 99) le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

L'épaisseur des voiles est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et de conditions de rigidité aux extrémités, avec une épaisseur minimale de 15cm .

Le pré dimensionnement des voiles se feront comme suit:

$$a \geq \max ( he/25 ; he/22 ; he/20 ) \quad a \geq he/20$$

Avec :

a : épaisseur du voile

L : portée minimale du voile.

he : hauteur libre de l'étage.

Pour l'étage courant et RDC :  $he = h - ep = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$

$$a \geq \frac{he}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$$

✓ On prend  $a = 15 \text{ cm}$  pour tous les voiles.

Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 (Art 7.7.1) :

Notre ouvrage sera implanté dans une zone de moyenne sismicité, le règlement exige Une épaisseur minimale de 15 cm

$$a \geq 15 \text{ cm}$$

$a = 15 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$  ..... **Condition vérifiée**

Largeur des voiles : la largeur d'un voile doit satisfaire la condition suivante :

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

$$1,20 \text{ m} \geq 4 \times 0.15 \text{ m} = 1,20 \text{ m} > 0.80 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Avec :

$L_{\min}$  : La portée minimale d'un voile

a : épaisseur du voile

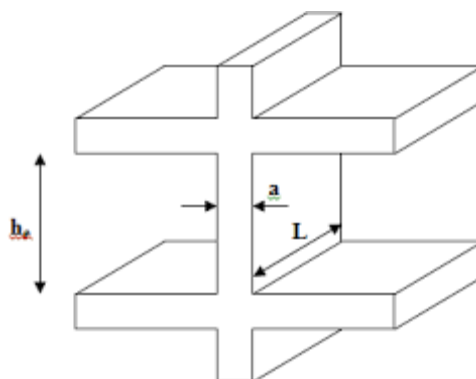


Figure II.2 : Coupe de voile en élévation.

### II.5. L'acrotère :

Les dimensions de l'acrotère qui sont illustrées dans les schémas ci-dessous, vont nous permet de déterminer la charges permanentes correspondantes :  $G = \rho \times S \times 1m$

Avec:

$\rho$ : Masse volumique du béton ( $\text{KN/m}^3$ )

$S$  : section longitudinale de l'acrotère ( $\text{m}^2$ )

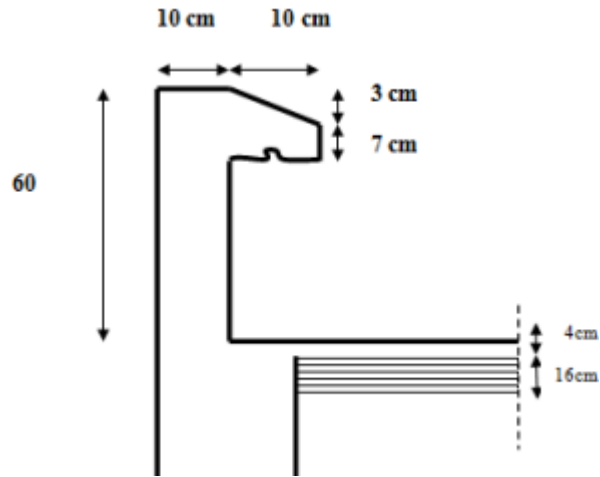


Figure II.3 : Coupe verticale de l'acrotère

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.03 \times 0.10/2) + (0.07 \times 0.1)] \times 25 \times 1m$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

## II.6. Détermination charge et surcharge :

Le poids volumique des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que les surcharges d'exploitations est donné par le DTR BC 22.

### 1) Charges permanentes G :

#### a. Plancher Terrasse :

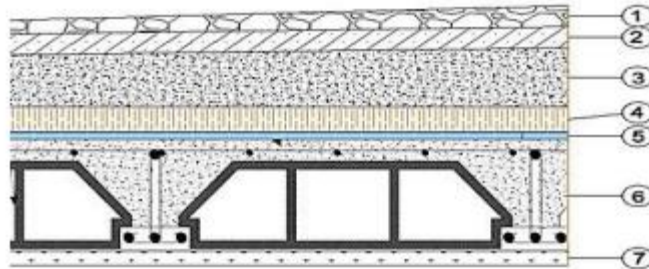


Figure II.4 : Coupe verticale du plancher

N	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravier	0,05	17	0,85
2	Etanchée multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente en béton	0,06	22	1,32
4	Feuille de polyane	/	/	0,01
5	Isolation thermique	0,04	4	0,16
6	Plancher en corps creux	0,20	14,25	2,80
7	Enduite de plâtre	0,02	10	0,2
				$G_{tot}=5.46KN/m^2$

Tableaux II.1 : Charge permanent de terrasse inaccessible

b. Plancher d'étage courant :

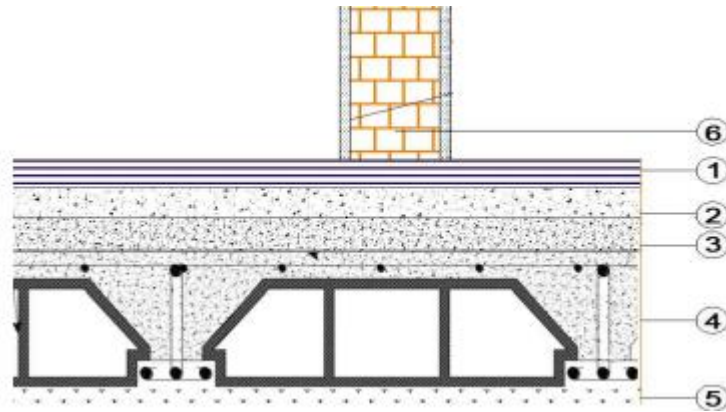


Figure II .5 : Coupe verticale d'un plancher d'étage courant.

$N^{\circ}$	Eléments	Epaisseur (m)	$\sigma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,03	18	0,54
4	Plancher corps creux	0,2	14	2,8
5	Enduite plate	0,02	10	0,2
6	Brique creuse	0,1	9	0,9
				<b>G=5,16 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableaux II.2 : Charge permanent de l'étage courant

c. Mur extérieur :

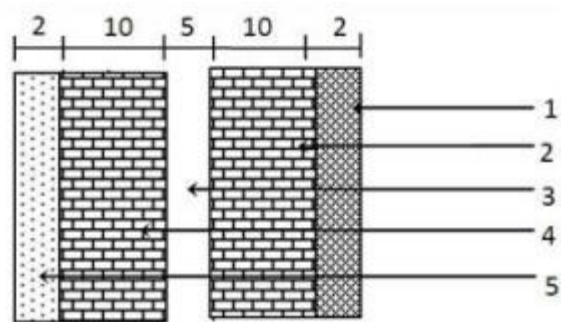


Figure II.6 : Coupe verticale d'un mur extérieur

N	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduite de ciment	0,02	18	0,36
2	Briques creuses	0,2	9	1,8
3	Lame d'Aire	0,05	/	/
4	Enduite plate	0,02	10	0,2
				<b>G=2,36 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableaux II. 3 : Charge permanent d'un mur extérieur

d. Mur intérieur :

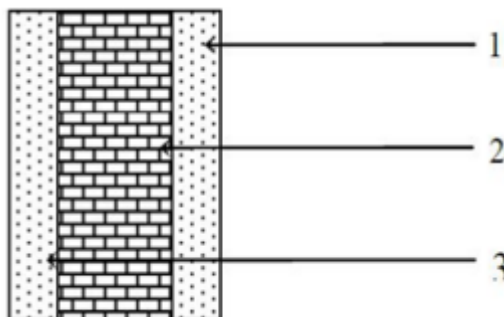


Figure II.7 : Coupe verticale d'un mur intérieur

N	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique(KN/m <sup>3</sup> )	Charges(KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduite plâtre	0,02	1	0,2
2	Briques creuses	0,1	9	0,9
3	Enduite plâtre	0,02	10	0,2
				<b>G=1,3 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableaux II.4 : Charges permanentes d'un mur intérieur

## 2) Surcharges d'exploitation Q :

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR B.C.22** :

Eléments	Surcharge (KN/m <sup>2</sup> )
Acrotère	1
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage coutant à usage habitations	1,5
Plancher RDC à usage habitations	1,5
Escalier	2,5
Balcon	3,5

Tableau II.5 : surcharge d'exploitation

## II.7. Descente de charge :

### 1) surface d'influence :

C'est la surface revenant au poteau le plus sollicité Selon l'exigence de RPA qui minimise la section des poteaux a [25 x 25] cm. On démarre avec cette section donnée par le règlement

**Note : On va s'intéresser lors de la descente de charge aux poteaux, sans prendre en considération la présence des voiles.**

## 2) Le poteau le plus sollicité :

Dans notre cas le poteau ayant la plus grande surface d'influence est (3- B).

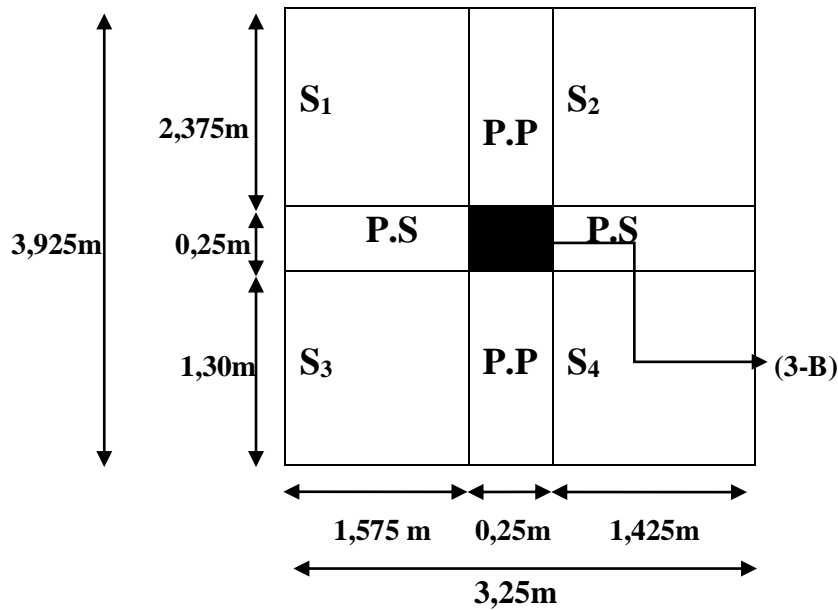


Figure II.8 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité

Section nette:

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

$$S = 3,741 + 3,384 + 2,0475 + 1,8525 = 11,025 \text{ m}^2$$

Section brute:

$$S = 3,25 \times 3,925 = 12,76 \text{ m}^2$$

## 3) Poids propre des éléments :

### Poids des planchers :

$$\text{Plancher terrasse : } G_{pt} = G_t \times S_{nette} = 5,46 \times 11,025 = 60,1965 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher étage courant : } G_{pec} = G_{ec} \times S_{nette} = 5,16 \times 11,025 = 56,889 \text{ KN}$$

### Poids des poutres :

La masse volumique de béton est  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

#### Poutre secondaire :

$$G_{ps} = (0,30 \times 0,35) \times 3 \times 25$$

$$G_{ps} = 7,875 \text{ KN}$$

#### Poutre principale :

$$G_{pp} = (0,3 \times 0,4) \times 3,675 \times 25$$

$$G_{pp} = 11,025 \text{ KN}$$

$$G_{tot} = G_{pp} + G_{ps} = 7,875 + 11,025 = 18,9 \text{ KN}$$

**Poids des poteaux**

Poids propre du poteau :

RDC:  $G_{pRDC} = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4,782 \text{ KN}$ .

Étage courant:  $G_{pEC} = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.782 \text{ KN}$ .

**4) Surcharge d'exploitation**

Plancher RDC:  $Q \times S_{brute} = 1,5 \times 12,76 = 19,14 \text{ KN}$

Plancher étage courant :  $Q \times S_{brute} = 1,5 \times 12,76 = 19,14 \text{ KN}$

Plancher terrasse inaccessible :  $Q \times S_{brute} = 1 \times 12,76 = 12,76 \text{ KN}$

**5) Loi de dégression des charges**

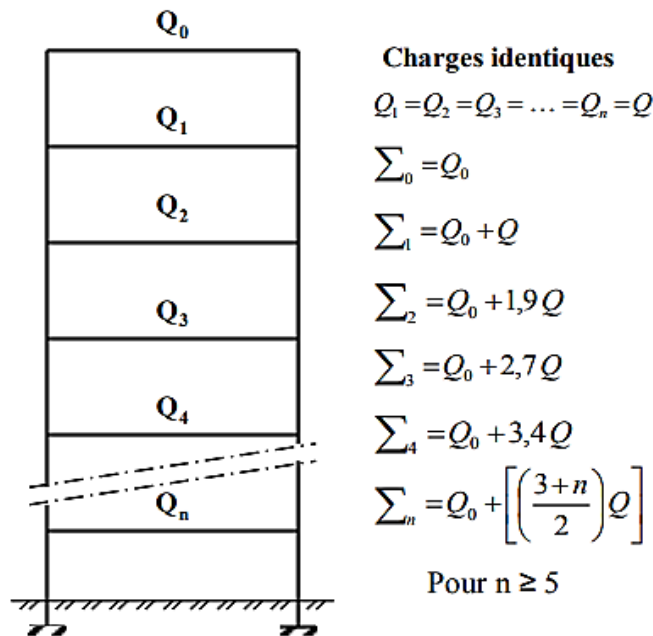
Les règles du BAEL 91 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation.

Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, Où les occupations des divers niveaux peuvent êtres considères comme indépendantes.

Dans notre cas, la charge d'exploitation et la même pour tous les étages, donc on peut utiliser la formule préconisée par le D.T.R.C2, 2, p17.

La loi de dégression est donc définie comme suit : **Pour  $n \leq 4m$**  :

$Q_1=Q_2=Q_3=.....=Q_9= Q$



**Figure II.9 : Coefficients de dégression de surcharges**

<b>Niveau</b>	8	7	6	5	4	3	2	1	<b>RDC</b>
<b>Coefficient</b>	1	1	1.9	2.7	3.4	4	4.5	5	5.5

Tableau II.6 : niveau et leur coefficient

**Les charges cumulées**

<b>Niveaux</b>	
Terrasse	$Q_0$
Niveau7	$Q_0 + Q$
Niveau6	$Q_0 + 1.9Q$
Niveau5	$Q_0 + 2.7Q$
Niveau4	$Q_0 + 3.4 Q$
Niveau3	$Q_0 + 4Q$
Niveau2	$Q_0 + 4.5Q$
Niveau1	$Q_0 + 5Q$
RDC	$Q_0 + 5.5Q$

**Application numérique**

<b>Niveaux</b>	<b>Opération</b>	<b>Résultat (KN)</b>
Terrasse	$Q_0=12.76$	12,76
Niveau 7	$Q= 19.14$	19.14
Niveau 6	$12.76 + 1.9 \times 19.14$	49.126
Niveau 5	$12.76+2.7 \times 19.14$	64.438
Niveau 4	$12.76+3.4 \times 19.14$	77.836
Niveau 3	$12.76+4 \times 19.14$	89.32
Niveau 2	$12.76+4.5 \times 19.14$	98.89
Niveau 1	$12.76+5 \times 19.14$	108.46
RDC	$12.76+5.5 \times 19.14$	118.03

Tableau II.7 : résultats des charges d'exploitations

Niv	Charge permanente (KN)					Charge exploitations (KN)		Effort Normal (KN)	$S > \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	section adopte
	Poids Planche	Poids poutres	Poids Poteau	G Total	G <sub>c</sub> Cumule	Q total	Q <sub>c</sub> Cumule	N <sub>s</sub> =G <sub>c</sub> +Q <sub>c</sub>		
8	60,196 5	18,9	0	79,10	79,10	12,79	12,79	91,89	61,258	[35×35]
7	56,889	18,9	4,782	80,57	159,67	19,14	31,93	191,60	127,732	[35×35]
6	56,889	18,9	4,782	80,57	240,24	49,126	81,056	321,29	214,196	[35×35]
5	56,889	18,9	4,782	80,57	320,81	64,438	145,494	466,30	310,869	[40×40]
4	56,889	18,9	4,782	80,57	401,38	77,836	223,33	624,71	416,474	[40×40]
3	56,889	18,9	4,782	80,57	481,95	89,32	312,65	794,60	529,734	[40×40]
2	56,889	18,9	4,782	80,57	562,52	98,89	411,54	974,06	649,375	[45×45]
1	56,889	18,9	4,782	80,57	643,09	108,46	520	1163,09	775,396	[45×45]
RD C	56,889	18,9	4,782	80,57	723,66	118,03	638,03	1361,69	907,796	[45×45]

Tableaux II.8 : Section des poteaux

## 6) vérification des règles du RPA 99

### a. Vérification relatif aux coffrages des poteaux

D'après l'article 7.4.1 du RPA 99 version 2003, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\min (b \times h) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\min (b \times h) \geq \frac{h_e}{20}$$

Avec :  $h_e$  : hauteur libre du poteau.

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Etage	(b × h)(cm <sup>2</sup> )	Condition RPA	Valeur calculée	Vérification
6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	[35×35]	min (b,h) ≥ 25	Min (b,h) = 35	Condition vérifiée
		min (b,h) ≥ h <sub>e</sub> /20	h <sub>e</sub> /20 =15,3	Condition vérifiée
		1/4 < b/h < 4	b/h = 1	Condition vérifiée
3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	[40×40]	min (b,h) ≥ 25	Min (b,h) = 35	Condition vérifiée
		min (b,h) ≥ h <sub>e</sub> /20	h <sub>e</sub> /20 =15,3	Condition vérifiée
		1/4 < b/h < 4	b/h = 1	Condition vérifiée
RDC 1 <sup>er</sup> 2 <sup>ème</sup>	[45×45]	min (b,h) ≥ 25	Min (b,h) = 45	Condition vérifiée
		min (b,h) ≥ h <sub>e</sub> /20	h <sub>e</sub> /20 =15,3	Condition vérifiée
		1/4 < b/h < 4	b/h = 1	Condition vérifiée

Tableaux II.9 : Vérifications a l’RPA

b. Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d’instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments Comprimés de la structure lorsque ces derniers sont élancés suite à l’influence défavorable des sollicitations. Pour qu’il n’y ait pas de flambement, il faut que l’élancement λ soit ≤ 50

Avec :

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

Et :

λ : élancement du poteau.

L<sub>f</sub> : longueur de flambement (L<sub>f</sub> = 0,7I<sub>0</sub>)

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

I : moment d’inertie du poteau  $I = \frac{hb^3}{12}$

B : section transversal du poteau (B = b x h)

I<sub>0</sub> : longueur d’un poteau entre faces supérieurs de deux planchers consécutifs.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7I_0}{\sqrt{\frac{bh^3}{12(bh)}}} = \frac{0.7I_0\sqrt{12}}{b} = \lambda = 2.425 \frac{L_0}{b}$$

Poteau du RDC : [45×45]cm<sup>2</sup>, L<sub>0</sub> =3,06m

$$\lambda = 2.425 \frac{L_0}{b} = 2.425(3.06/0.45) = 16.49 < 50 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Etages	Poteaux	l <sub>0</sub> (m)	b (m)	$\lambda = 2.425 \frac{l_0}{b} \leq 50$	Vérification
RDC 1 <sup>er</sup> 2 <sup>eme</sup>	[45×45]	3.06	0.45	$\lambda = 16.49 < 50$	condition vérifiée
3 <sup>eme</sup> 4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup>	[40×40]	3.06	0.40	$\lambda = 18.55 < 50$	condition vérifiée
6 <sup>eme</sup> 7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup>	[35×35]	3.06	0.35	$\lambda = 21.20 < 50$	condition vérifiée

Tableaux II.10 : vérifications aux flambements

### Conclusion :

A ce niveau on a pré dimensionné tous les éléments structuraux de notre ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer après l'étude dynamique. Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

	Dimensions (cm)	
Plancher	16+4	
Voiles	a=20	
Poutres principales	b=30 h=40	
Poutres secondaires	b=30 h=35	
Poteaux	RDC ,1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup>	[45,45]
	3 <sup>eme</sup> ; 4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup>	[40,40]
	6 <sup>eme</sup> , 7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup>	[35,35]

Tableau II.11 : Résultats final

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

# Chapitre III :

## Calcul des éléments

## Introduction :

Dans ce chapitre, nous ferons l'étude des éléments du bâtiment qui, contrairement aux poutres, poteaux et voiles qui participent à la fois à l'ensemble de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément au règlement BAEL 91 modifié 99.

### III.1. L'acrotère :

Est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute, elle sera calculée comme console encastree au niveau de la poutre du plancher. Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère « N » et d'une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « Mr ».

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

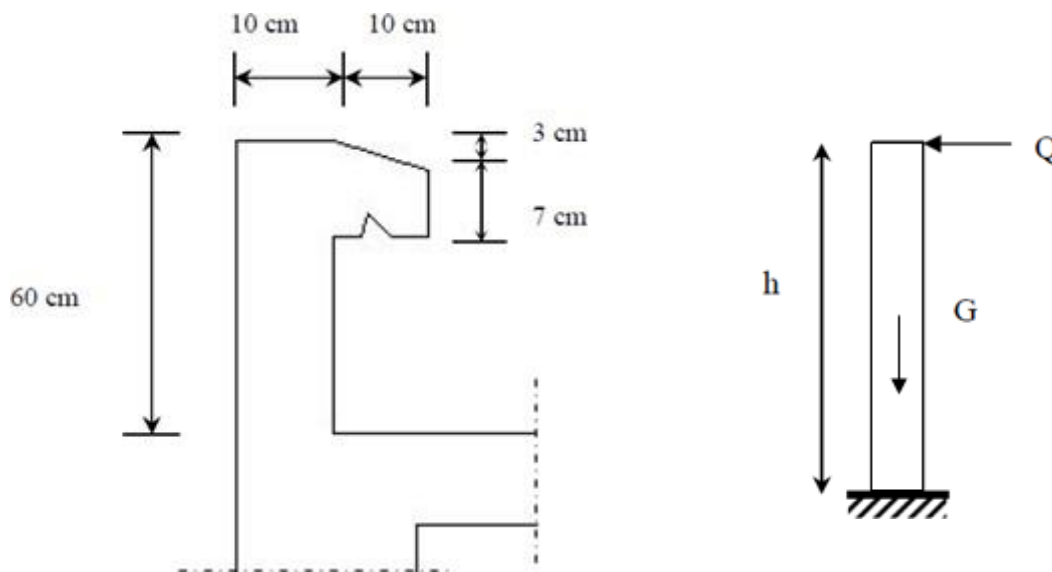


Figure III .1.1 : Coupe transversale et schémas statique de l'acrotère

#### a. Détermination des sollicitations :

##### ➤ L'effort normal dû au poids propres

$$N = G_{ac} \times 1 = S \times \rho \times 1m$$

Avec:

$\rho$ : masse volumique du béton ( $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$ ).

S: section transversal.

$$S_t = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,1) - [(0,03 \times 0,1)/2] = 0,0685m$$

$$G_{ac} = \rho \times S = 25 \times 0.0685 = 1.721 \text{ Kg/ml}$$

$$N = 1.721 \text{ KN/m}$$

➤ **L'effort tranchant**

$$T = Q_{ac} \times 1m \quad \text{Avec } Q_{ac} = 1 \text{ KN}$$

$$T = 1 \times 1m = 1 \text{ KN/m}$$

$$T = Q = 1 \text{ KN/m}$$

➤ **Moment de renversement M du à l'effort tranchant**

$$M = Q_{ac} \times H \times 1m$$

$$M = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$M = 0.6 \text{ KN.m}$$

➤ **Diagramme des efforts internes (M, N, T)**

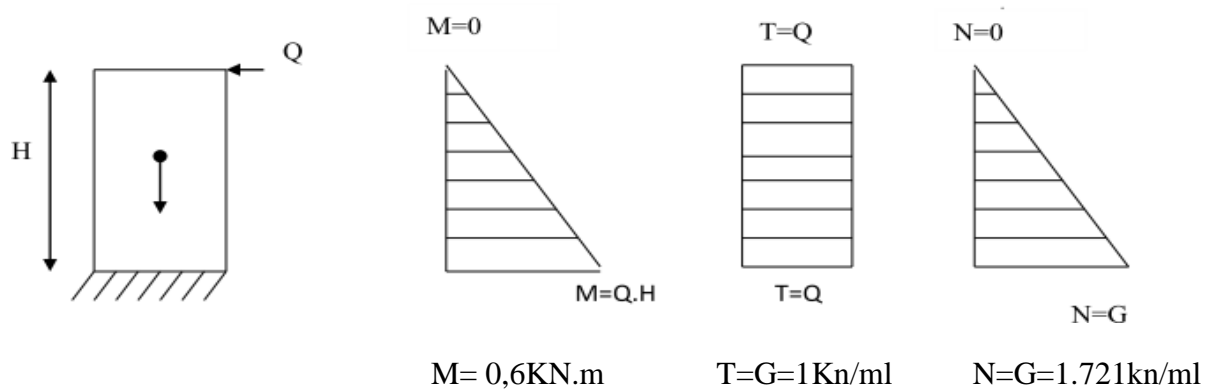


Figure III 1.2 : Diagramme des efforts internes M N T

**b. Combinaisons des charges : Selon (BAEL 91 modifié 99, Art A .3.3.21, et Art 3.3.3)**

➤ **Effort normal de compression dû à G**

$$\text{E.L.U} : N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.721 + 0 = 2.311 \text{ KN/m}$$

$$\text{E.L.S} : N_s = N_G = 1.721 \text{ KN/m}$$

➤ **Effort tranchant dû à Q**

$$\text{E.L.U} : T_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S} : T_s = Q = 1 \text{ KN}$$

➤ **Moment de flexion**

$$\text{E.L.U} : M_u = 1.5 M = 1.5 \times 0.6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$\text{E.L.S} : M_s = M = 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

### c. Ferrailage de l'acrotère:

Pour déterminer les armatures, on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour se faire, on utilise le calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A ». Le calcul se fera à L'ELU puis nous allons faire les vérifications à L'ELS.

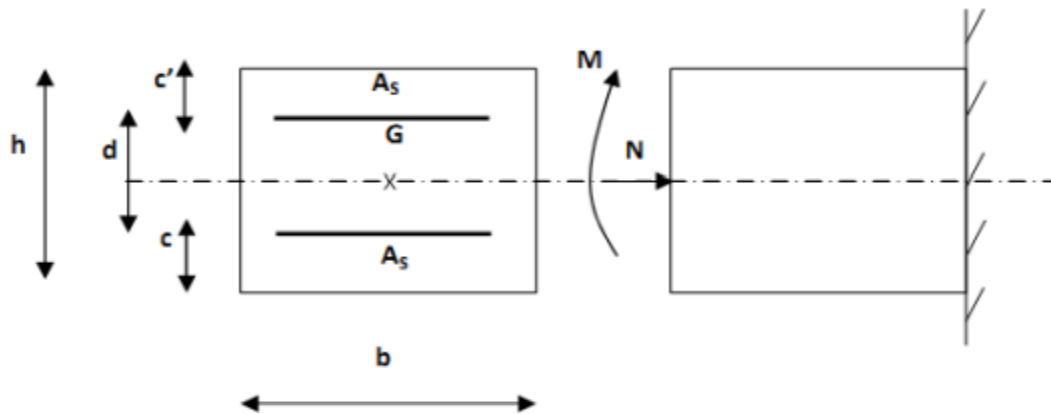


Figure III.1.3 : La section de l'acrotère.

Section rectangulaire soumise à la flexion composée

Avec : h : épaisseur de la section = 10 cm

b : largeur de la section = 100cm

c : enrobage ( $c = c' = 3$  cm)

d : hauteur utile avec :  $d = h - c = 10 - 3 = 7$  cm

$M_f$  : moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

### d. Calcul à l'E.L.U

#### ➤ Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.311} = 0.93\text{m} \geq (h/2 - c') = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } e_u = 0.39 \text{ m} > (h/2 - c') = 0.02 \text{ m}$$

$(h/2 - c')$  est la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité de la section tendue.

D'où, le centre de pression se situe en dehors du noyau central donc la section est partiellement comprimée (SPC), elle sera calculée en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif, puis se ramène à la flexion composée ou la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

➤ **Calcul en flexion simple**

- **Calcul du moment fictif**

$$M_F = N_u \times g$$

Avec :  $g = e_u + \frac{h}{2} - c$  : distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures.

$$g = 39 + 2 = 41 \text{ cm}$$

$$M_f = N_u \times (e_u + \frac{h}{2} - c) = 2.311 \times 0.41 = 0.947 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du moment réduit**

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.947 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.014$$

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

$\mu = 0.014 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow$  donc la section est simplement armée (SSA) et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc} = 0$ )

D'après le tableau :  $\mu = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$

- **Calcul des armatures fictives**

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

Avec :

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

$\sigma_{st}$  : La contrainte limite d'élasticité de l'acier.

$$A_f = \frac{0.947 \times 10^3}{0.993 \times 7 \times 348} = 0.392 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul en flexion composée**

- **La section des armatures réelles**

$$A_{str} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.392 - \frac{2.311 \times 10^2}{348 \times 10} = 0.326 \text{ cm}^2$$

$$A_{str} = 0.326 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0$$

## e. Vérification à l'E.L.U

## ✓ Vérification de la condition de non fragilité (Art A-4.2.1/BAEL 91) :

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

$$A_{str} \geq A_{min}$$

Avec :

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

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.7215} = 0.350 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1(35 - 0.455 \times 7)}{400 \times (35 - 0.185 \times 7)} = 0.797 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{str} = 0.326 \text{ cm}^2 \\ A_{min} = 0.797 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} A_{str} \leq A_{min} \text{ condition non vérifiée}$$

Donc le ferrailage se fera avec la section minimale :  $A_s = A_{min} = 0.797 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

On adoptera pour :  $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Avec un espacement :  $S_t \leq \frac{100}{4} = S_t = 25 \text{ cm}$

## ✓ Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_e}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}^2$ .

## ✓ Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91/Art A.5.1)

La fissuration est préjudiciable, donc :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \text{ MPa} \\ \tau_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \end{array} \right.$$

Avec :

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement.

$V_u$  : effort tranchant.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{1.5 \times 10}{70 \times 1000} = 0.0214 \text{ KN/cm}^2 \\ \tau_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right\} \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} \tau_u = 0.0214 \text{ MPa} \\ \tau_u = \min \{2.5 ; 4\} = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 0,0214 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \end{cases}$$

La condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement, le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

✓ **Vérification de l'encrage des barres (BAEL91/Art A.6.1.3)**

Il faut vérifier que:  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$  avec  $\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Et :

$\tau_{se}$  : contrainte d'adhérence

$\bar{\tau}_{se}$  : contrainte limite d'adhérence

$\Psi_s$ : Coefficient de scellement droit

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

n : nombre de barres.

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$$

$\psi_s = 1.5$  pour les aciers HA

$\Psi_s = 1$  pour les ronds lisses

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{1,5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 100.48} = 0.236 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.236 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

✓ **Espacement des barres (Art A.4.5,33/ BAEL 91modifié 99)**

Armatures principales :  $S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$ .

Soit  $S_t = 25 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée

Armatures de répartition :  $S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$ .

Soit  $S_t = 25 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée

✓ **Ancrages des barres verticales (Art.6.1.2 BAEL91modifiée99)**

La longueur de scellement droit est :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

Avec:

$$\tau_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} \longrightarrow \tau_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,855} = 28.22 \text{ mm}$$

Soit :  $l_s = 30 \text{ cm}$

### f. Vérifications à l'E.L.S

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est prise comme étant préjudiciable. Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
- La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

#### ✓ Contraintes dans l'acier

La fissuration est préjudiciable donc:  $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_c, \max (0,5 f_c, 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$

Avec :  $\eta$  : coefficient de fissuration :  $\begin{cases} \eta = 1.6 & \text{pour les aciers HA} \\ \eta = 1 & \text{pour les ronds lisses} \end{cases}$

Donc:  $\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_c, \max (0,5 f_c, 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right) = \min (266,66 ; 201,63)$

$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$

#### - Calcul de $\bar{\sigma}_s$ :

$\bar{\sigma}_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}$  avec :  $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

#### - Calcul de $\beta$ :

On a:  $\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.29 \Rightarrow \beta_1 = 0.914 \Rightarrow k = 43.14$

Donc:  $\sigma_s = \frac{600}{0.914 \times 7 \times 2.01} \Rightarrow \sigma_s = 46.66 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 46.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \longrightarrow$  condition vérifiée

#### - Contraintes dans le béton

On doit vérifier que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{46.66}{43.14} = 1.08 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 1.08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow$  condition vérifiée

#### ✓ Vérification au séisme (Art 6.2.3 RPA99/version 2003)

Selon (RPA99/Vers 2003), la force horizontale agissant sur l'acrotère est calculée suivant la formule :  $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **tableau (6-1) du RPA99 version 2003**.

Pour notre cas : (Groupe d'usage 2, zone IIa)  $A = 0.15$

$C_p$ : Facteur de forces horizontales pour les éléments secondaires variant entre 0,3 et 0,8 tiré du **tableau 6-1 du RPA99 version 2003**.

Pour notre cas :  $C_p = 0.8$

$W_p$  : Poids de l'acrotère ( $W_p = G = 1.7215 \text{ KN/ml}$ )

D'où :  $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.7215 = 0.822 \text{ KN/ml}$

$$F_p = 0.822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal  $Q=1\text{KN/ml}$  supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile. On adoptera le ferrailage de l'acrotère suivant :

Armatures principales :  $A_p = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement de **25 cm**

Armatures de répartition :  $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement de **25 cm**

### III.2. Calculs des planchers

#### a. Etude du plancher :

Notre structure comporte d'un plancher en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant thermique et phonique de hauteur 16 cm, dont les poutrelles sont préfabriquées et disposées dans le sens longitudinal (YY) sur lesquelles repose le corps creux (hourdis) et une dalle de compression en béton.

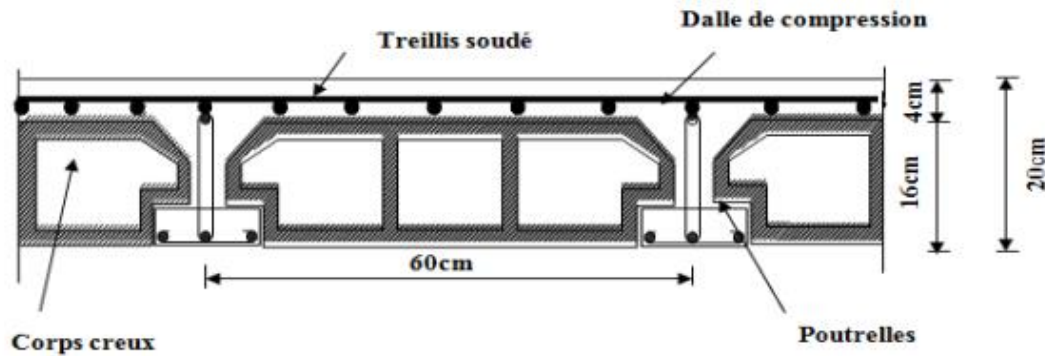


Figure III.2.1 : Schéma descriptif d'un plancher courant

- Les poutrelles sont de sections en T, distantes de 65cm entre axes, elles possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.
- Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu, sa dimension est de 16 cm.

#### b. Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression sera coulée sur place et aura une épaisseur de 4 cm, elle est armée d'un treillis soudé (TLE 520) (BAEL91 mod99/ Art B.6.8, 423)

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

#### ✓ Calcule des armatures :

##### ➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

Avec : L = 65 cm ; distance entre axes des poutrelles

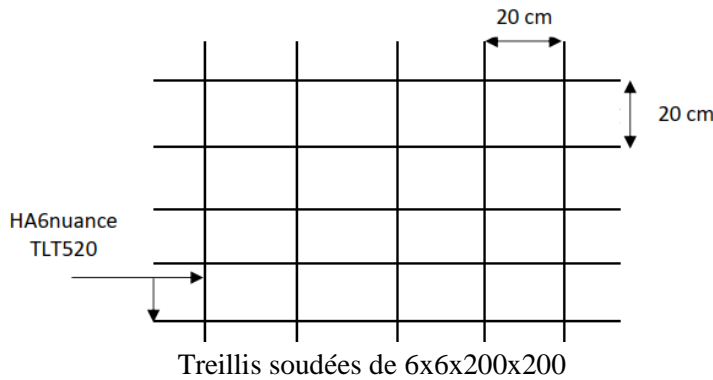
$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{\perp} = 6\text{HA}6 = 1.7 \text{ cm}^2$  avec espacement de 20 cm

##### ➤ Armatures parallèles aux poutrelles :

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

Soit :  $A// = 6HA6 = 1.7 \text{ cm}^2$  avec espacement de 20 cm



### Conclusion :

On adoptera pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension  $(6 \times 6 \times 200 \times 200)$  mm

$$A_{\perp} = 6HA6 = 1.7 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A// = 6HA6 = 1.7 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

### III.3. Etude de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties dont la largeur de la surface est déterminée par l'entre axes de deux poutrelles et le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu.

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

- ✓ Critère de la petite portée : elles sont disposées parallèlement à la petite portée.
- ✓ Critère de la continuité : si les deux sens on les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens du plus grand nombre d'appuis.

Le calcul se fera en deux étapes :

- Avant coulage de la dalle de compression.
- Après coulage de la dalle de compression.

#### 1ère étape : Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considéré comme une poutre simplement appuyée sur deux extrémités, elle travaille en flexion simple et doit supporter : son poids propre, le poids du corps creux et le poids propre de l'ouvrier.

- Poids propre de la poutrelle :  $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du corps creux :  $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- La charge permanente total :  $G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$
- Surcharge de l'ouvrier :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$ .

**Avec :**  $l = 65 \text{ cm}$  largeur de corps creux

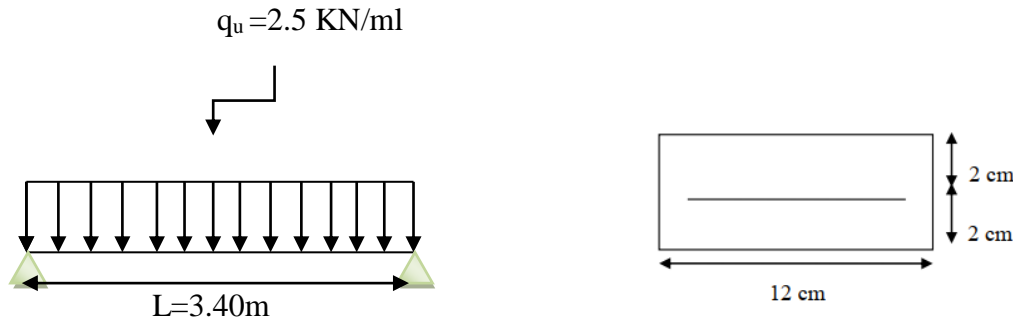
- **Calcul à l'ELU :**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable.

- Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

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



**Diagramme III.3.1 : Schéma statique de la poutrelle**

- **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.4^2}{8} = 3.6125 \text{ KN.ml}$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{2.5 \times 3.4}{2} = 4.25 \text{ KN}$$

- **Calcul de la section d'armature :**

Largeur de la poutrelle  $b = 12 \text{ cm}$ .

Hauteur de la poutrelle  $h = 4 \text{ cm}$ .

Enrobage  $c = 2 \text{ cm}$ .

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

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 \times f_c}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\text{Alors : } \mu_b = \frac{3.6125 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 5.3 \gg \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{La section est doublement armée (SDA).}$$

**Remarque :**

Comme la hauteur de la poutrelle est faible pour placer les armatures de compression, donc il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de manière à ce que ses armatures de compression ne soient pas nécessaires.

**2eme étape : après coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle sera calculée comme une poutre de section en "Té" reposant sur plusieurs appuis

Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simples. Les charges permanentes et les charges d'exploitation seront considérées comme étant uniformément réparties sur la longueur des poutrelles.

A ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

### - Charges permanentes et surcharges d'exploitations

Plancher	G (KN /ml)	Q (KN /ml)
Plancher terrasse	$5.46 \times 0.65 = 3.549$	$1 \times 0.65 = 0.65$
Plancher étage courant à usage habitation	$5.16 \times 0.65 = 3.354$	$1.5 \times 0.65 = 0.975$
Plancher du RDC	$5.16 \times 0.65 = 3.354$	$1.5 \times 0.65 = 0.975$

**Tableau III. 3.1 : Les moments fléchissant à l'ELU**

### - Combinaison des charges :

a) Plancher étage courant et RDC:

- ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.354 + 1.5 \times 0.975 = 5.9904$  KN/ml
- ELS :  $q_s = G + Q = 3.354 + 0.975 = 4.329$  KN/ml

b) Plancher terrasse

- ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.549 + 1.5 \times 0.65 = 5.766$  KN/ml
- ELS :  $q_s = G + Q = 3.549 + 0.65 = 4.199$  KN/ml

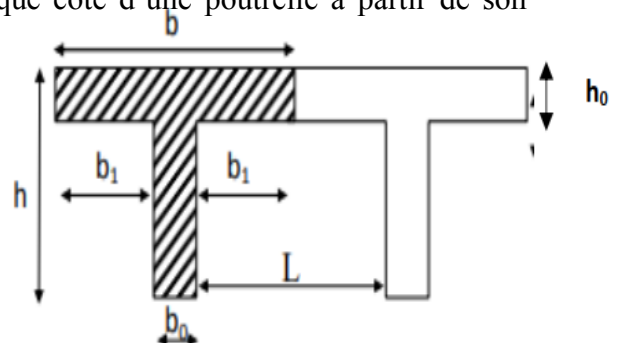
Note : nous considérons pour nos calculs, les planchers qui présentent le cas le plus défavorable.

### - Détermination de la largeur de la table de compression

La largeur du hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une poutrelle à partir de son parement est limité par la condition ci après :

On a :

- $h$  : hauteur de la poutrelle ( $h = 16+4$  cm)
- $h_0$  : hauteur de la dalle de compression ( $h_0 = 4$  cm)
- $b_0$  : largeur de la nervure ( $b_0 = 12$  cm)



**Figure III.3.1 : Surface revenant aux poutrelles.**

Les règles du (BAEL Art A.4.1.3) précisent que la largeur de la table de compression ( $b_1$ ) est à prendre en compte dans chaque côté d'une nervure à partir de son parement et limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

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

Avec :

$L_0$  : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

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

L : largeur de la plus grande travée.

$$L = 500 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min(26,5 ; 50 ; 32) \text{ on prend } b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

b : largeur de la table de compression.

$$b = 2 b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

#### - Choix de la méthode de calcul :

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

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

#### a. Méthode forfaitaire :

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

(Article B.6.2 ,210/BAEL 91 modifié 99)

a) La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou  $5 \text{ KN/m}^2$

$$Q = 1.5 \text{ KN/ml} \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN/ml}\} = \max \{2 \times 5.16 ; 5 \text{ KN/ml}\}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/ml} \leq 10.32 \text{ KN/ml} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées **Condition vérifiée.**

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

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.40}{3.10} = 1.09 \leq 1.25 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{3.10}{3.00} = 1.03 \leq 1.25 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{3.00}{3.00} = 1 \leq 1.25 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{3.00}{3.00} = 1 \leq 1.25 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{3.00}{3.10} = 0.97 \leq 1.25 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{3.10}{3.40} = 0.91 \leq 1.25 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

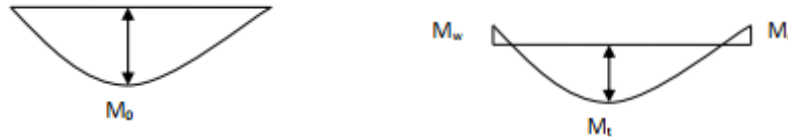
d) La fissuration est considérée comme **non préjudiciable.**

Donc toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire applicable

#### b. Principe de la méthode forfaitaire (Art B.6.2.211 BAEL 91/ 99):

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment

$M_0$ , dans la travée dite de comparaison ; c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.



**Diagramme III3.2 : Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)**

**c. Rappel sur la méthode forfaitaire:**

Le rapport ( $\alpha$ ) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées est défini comme suit :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

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

- $M_t \geq \max \{ 1,05 M_0; (1 + 0,3\alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1+3\alpha}{2} M_0$  Pour une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{1,2+3\alpha}{2} M_0$  Pour une travée de rive

- ✓  $M_w$  et  $M_e$  sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement
- ✓  $M_t$  : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

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

- $0,6M_0$  poutre à deux travées
  - $0,5M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
  - $0,4M_0$  pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
  - $0,3M_0$  pour les appuis de rive semi encastrés
  - $M_0$  : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis
- $$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Avec :

$l$  : longueur de la travée entre nus d'appuis

$q$  : charge uniformément répartie

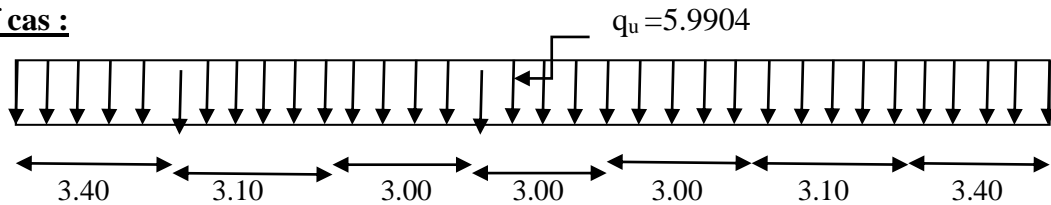
**c) Application de la méthode**

- Calcul du rapport de charge  $\alpha$  :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{5,16+1,5} = 0,225$$

- Calcul des moments statiques, les moments fléchissant sur appuis, les moments fléchissant en travées et les efforts tranchants des types de poutrelles :

• **1<sup>er</sup> cas :**



**Diagramme III .3.3 : Schéma statique de premier cas**

❖ **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{01} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.9904 \times 3.4^2}{8} = 8.656 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.9904 \times 3.1^2}{8} = 7.196 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.9904 \times 3^2}{8} = 6.74 \text{ KN.m}$$

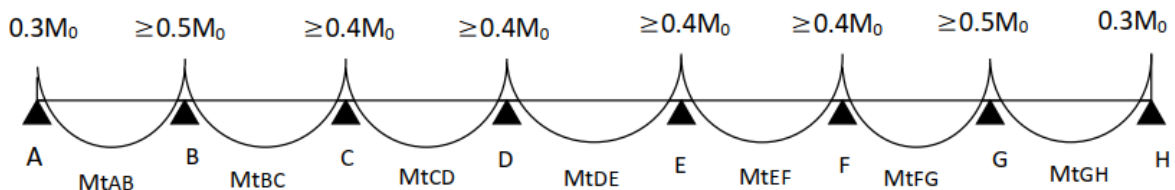
$$M_{04} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.9904 \times 3^2}{8} = 6.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.9904 \times 3^2}{8} = 6.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{06} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.9904 \times 3.1^2}{8} = 7.196 \text{ KN.m}$$

$$M_{07} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.9904 \times 3.4^2}{8} = 8.656 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul des moments sur appuis :**



**Diagramme III.3.4 : Diagramme des moments aux appuis.**

$$M_1 = 0.3M_{01} = 0.3(8.656) = 2.597 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.5 \times \max(M_{01}; M_{02}) = 4.328 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.4 \times \max(M_{02}; M_{03}) = 2.878 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0.4 \times \max(M_{03}; M_{04}) = 2.696 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0.4 \times \max(M_{04}; M_{05}) = 2.696 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0.4 \times \max(M_{05}; M_{06}) = 2.878 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = 0.5 \times \max(M_{06}; M_{07}) = 4.328 \text{ KN.m}$$

$$M_8 = 0.3M_{07} = 2.597 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul des moments en travées :**

On a  $a = 0.225$  Et :

- $1 + 0.3a = 1.0675$

- $\frac{1 + 0.3a}{2} = 0.534$

- $\frac{1.2+0.3\alpha}{2}=0.634$

$$M_t \geq \max [1,05 M_0 ; (1 + 0,3 \alpha) M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

- $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$  ..... travée intermédiaire.
- $M_t \geq \frac{1.2+0,3\alpha}{2} M_0$  ..... travée de rive.

- **Travée AB (travée de rive) :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05 M_{01} ; (1 + 0,3\alpha) M_{01}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max [9.092 ; 9.24] - 3.4624 = 5.778 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0.634 \times 8.656 = 5.488 \text{KN.m} \end{cases}$$

Donc  $M_{tAB} = 5.778 \text{KN.m}$

- **Travée BC (travée intermédiaire) :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05 M_{02} ; (1 + 0,3 \alpha) M_{02}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05 \times 7.196 ; 1.0675 \times 7.196] - \frac{4.328 + 2.878}{2} = 4.079 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0.534 \times 7.196 = 3.843 \text{KN.m} \end{cases}$$

Donc :  $M_{Tbc} = 4.079 \text{KN.m}$

- **Travée CD (travée intermédiaire) :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05 M_{03} ; (1 + 0,3 \alpha) M_{03}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{03} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1.05 \times 6.74 ; 1.0675 \times 6.74] - \frac{2.878 + 2.696}{2} = 4.408 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0.534 \times 6.74 = 3.599 \text{KN.m} \end{cases}$$

Donc :  $M_{tCD} = 4.408 \text{KN.m}$

- **Travée DE (travée intermédiaire) :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05 M_{04} ; (1 + 0,3 \alpha) M_{04}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{04} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1.05 \times 6.74 ; 1.0675 \times 6.74] - \frac{2.696 + 2.696}{2} = 4.499 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0.534 \times 6.74 = 3.599 \text{KN.m} \end{cases}$$

Donc :  $M_{tDE} = 4.499 \text{KN.m}$

- **Travée EF (travée intermédiaire) :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05 M_{05}; (1 + 0,3\alpha) M_{05}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{05} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05 \times 6.74 ; 1,0675 \times 6.74] - \frac{2,696 + 2,878}{2} = 4.408 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0,534 \times 6.74 = 3.599 \text{KN.m} \end{cases}$$

Donc :  $M_{tEF} = 4.408 \text{KN.m}$

- **Travée FG (travée intermédiaire) :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05 M_{06}; (1 + 0,3\alpha) M_{06}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{06} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05 \times 7.196; 1,0675 \times 7.196] - \frac{2,878 + 4,328}{2} = 4.079 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0,534 \times 7.196 = 3.843 \text{KN.m} \end{cases}$$

Donc :  $M_{tFG} = 4.079 \text{KN.m}$

- **Travée GH (travée de rive) :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05 M_{07}; (1 + 0,3\alpha) M_{07}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{07} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05 \times 8.656; 1,0675 \times 8.656] - \frac{4,328 + 2,597}{2} = 5.778 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0,634 \times 8.656 = 5.488 \text{KN.m} \end{cases}$$

Donc :  $M_{tGH} = 5.778 \text{KN}$ .

#### ❖ Calcul des efforts tranchants

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

$$T_i(\alpha) = \theta(\alpha) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$\text{Avec : } \theta(\alpha = 0) = \frac{q_u \times L_i}{2} \quad \text{et } \theta(\alpha = L) = \frac{-q_u \times L_i}{2}$$

$$T_i = \frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$T_{i+1} = \frac{-q_u \times L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$T(x)$  : effort tranchant sur appui.

$\theta(x)$  : effort tranchant de la travée isostatique.

$M_i$  et  $M_{i+1}$  : moment sur appuis  $i$ ,  $i+1$  respectivement en valeur algébrique.

$T_{i+1}$  : effort tranchant sur appui droit de la travée

$T_i$  : effort tranchant sur appui gauche de la travée.

$L$  : longueur de la travée.

- **Travée AB :**

$$T_1 = \frac{q_u \times L_1}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_1} = \frac{5.9904 \times 3.4}{2} + \frac{(-4.328) - (-2.5968)}{3.4} = 9.675 \text{KN}$$

$$T_2 = \frac{-q_u \times L_1}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_1} = \frac{-5.9904 \times 3.4}{2} + \frac{(-4.328) - (-2.5968)}{3.4} = -10.693 \text{KN}$$

- **Travée BC :**

$$T_2 = \frac{q_u \times L_2}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_2} = \frac{5.9904 \times 3.1}{2} + \frac{(-2.878) - (-4.328)}{3.1} = 9.753 \text{KN}$$

$$T_3 = \frac{-q_u \times L_2}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_2} = \frac{-5.9904 \times 3.1}{2} + \frac{(-2.878) - (-4.328)}{3.1} = -9.285 \text{KN}$$

- **Travée CD :**

$$T_3 = \frac{q_u \times L_3}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L_3} = \frac{5.9904 \times 3}{2} + \frac{(-2.696) - (-2.878)}{3} = 9.046 \text{KN}$$

$$T_4 = \frac{-q_u \times L_3}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L_3} = \frac{-5.9904 \times 3}{2} + \frac{(-2.696) - (-2.878)}{3} = -8.925 \text{KN}$$

- **Travée DE :**

$$T_4 = \frac{q_u \times L_4}{2} + \frac{M_5 - M_4}{L_4} = \frac{5.9904 \times 3}{2} + \frac{(-2.696) - (-2.696)}{3} = 8.986 \text{KN}$$

$$T_5 = \frac{-q_u \times L_4}{2} + \frac{M_5 - M_4}{L_4} = \frac{-5.9904 \times 3}{2} + \frac{(-2.696) - (-2.696)}{3} = -8.986 \text{KN}$$

- **Travée EF :**

$$T_5 = \frac{q_u \times L_5}{2} + \frac{M_6 - M_5}{L_5} = \frac{5.9904 \times 3}{2} + \frac{(-2.878) - (-2.696)}{3} = 8.925 \text{KN}$$

$$T_6 = \frac{-q_u \times L_5}{2} + \frac{M_6 - M_5}{L_5} = \frac{-5.9904 \times 3}{2} + \frac{(-2.878) - (-2.696)}{3} = -9.046 \text{KN}$$

- **Travée FG :**

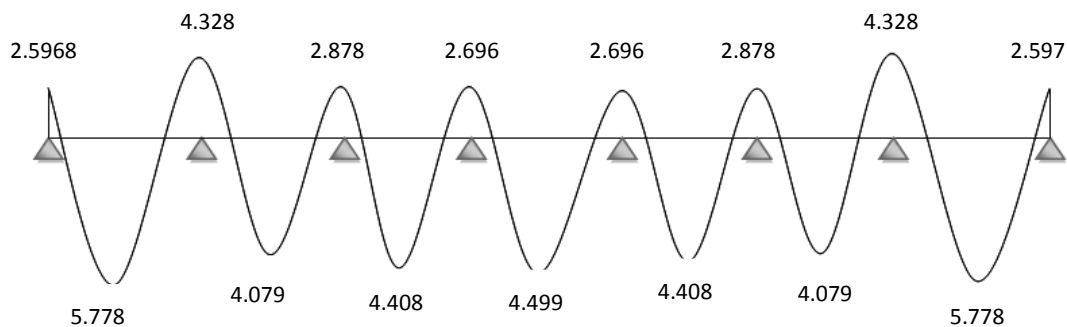
$$T_6 = \frac{q_u \times L_6}{2} + \frac{M_7 - M_6}{L_6} = \frac{5.9904 \times 3.1}{2} + \frac{(-4.328) - (-2.878)}{3.1} = 9.285 \text{KN}$$

$$T_7 = \frac{-q_u \times L_6}{2} + \frac{M_7 - M_6}{L_6} = \frac{-5.9904 \times 3.1}{2} + \frac{(-4.328) - (-2.878)}{3.1} = -9.753 \text{KN}$$

- **Travée GH :**

$$T_7 = \frac{q_u \times L_7}{2} + \frac{M_8 - M_7}{L_7} = \frac{5.9904 \times 3.4}{2} + \frac{(-2.5968) - (-4.328)}{3.4} = 10.693 \text{KN}$$

$$T_8 = \frac{-q_u \times L_7}{2} + \frac{M_8 - M_7}{L_7} = \frac{-5.9904 \times 3.4}{2} + \frac{(-2.5968) - (-4.328)}{3.4} = -9.675 \text{KN}$$

❖ **Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU :****Diagramme III.3.5 : Diagramme des moment fléchissant 1<sup>er</sup> cas**

❖ Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU :

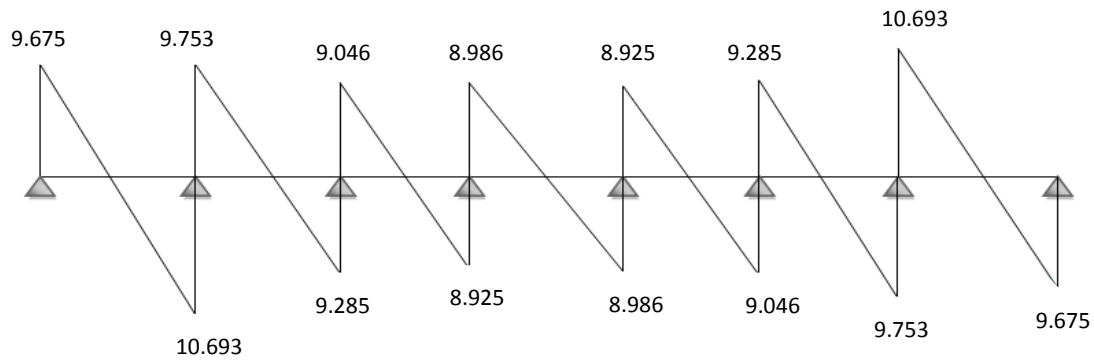


Diagramme III.3.6 : Diagramme des efforts tranchant 1<sup>er</sup> cas

• 2<sup>eme</sup>cas :

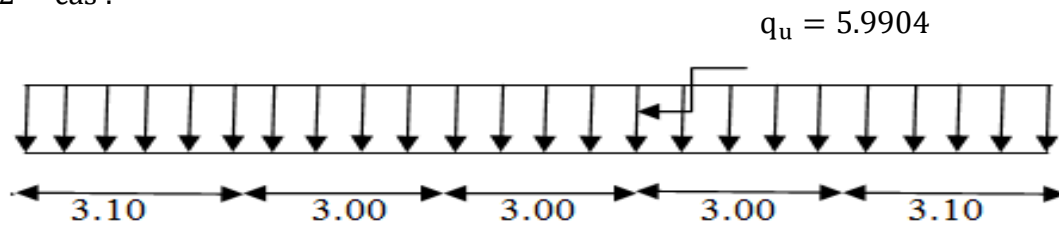


Diagramme III.3.7 : Schéma statique de deuxième cas

❖ Calcul des moments isostatiques :

$$M_{01} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.9904 \times 3.1^2}{8} = 7.196 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.9904 \times 3^2}{8} = 6.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.9904 \times 3^2}{8} = 6.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.9904 \times 3^2}{8} = 6.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.9904 \times 3.1^2}{8} = 7.196 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des moments sur appuis :

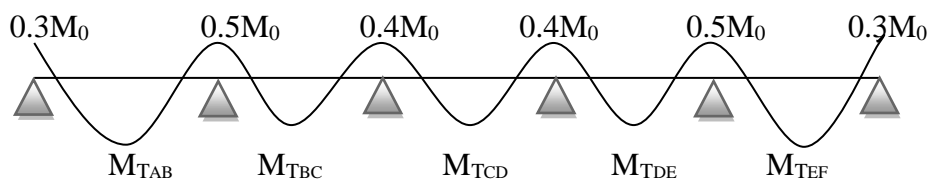


Diagramme III.3.8 : Diagramme des moments aux appuis.

$$M_1=0.3M_{01}=0.3(7.196)=2.159\text{KN.m}$$

$$M_2=0.5\times\max (M_{01};M_{02})=3.598\text{KN.m}$$

$$M_3=0.4\times\max (M_{02};M_{03})=2.696\text{KN.m}$$

$$M_4=0.4\times\max (M_{03};M_{04})=2.696\text{KN.m}$$

$$M_5=0.5\times\max (M_{04};M_{05})=3.598\text{KN.m}$$

$$M_6=0.3M_{05}=2.159\text{KN.m}$$

❖ **Calcul des moments en travées :**

- **Travée AB (travée de rive) :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05 M_{01} ; (1 + 0,3\alpha) M_{01}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max [7.556 ; 7.682] - 2.879 = 4.803\text{KN.m} \\ M_t \geq 0.634 \times 7.196 = 4.563\text{KN.m} \end{cases}$$

Donc  $M_{tAB}=4.803\text{KN.m}$

- **Travée BC (travée intermédiaire) :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05 M_{02} ; (1 + 0,3 \alpha) M_{02}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05 \times 6.74 ; 1.0675 \times 6.74] - \frac{3.598 + 2.696}{2} = 4.048\text{KN.m} \\ M_t \geq 0.534 \times 6.74 = 3.599\text{KN.m} \end{cases}$$

Donc :  $M_{tBC}=4.048\text{KN.m}$

- **Travée CD (travée intermédiaire) :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05 M_{03} ; (1 + 0,3 \alpha) M_{03}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{03} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1.05 \times 6.74 ; 1.0675 \times 6.74] - \frac{2.696 + 2.696}{2} = 4.499\text{KN.m} \\ M_t \geq 0.534 \times 6.74 = 3.599\text{KN.m} \end{cases}$$

Donc :  $M_{tCD}=4.499\text{KN.m}$

- **Travée DE (travée intermédiaire) :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05 M_{04}; (1 + 0,3 \alpha) M_{04}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{04} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1.05 \times 6.74; 1.0675 \times 6.74] - \frac{2.696 + 3.598}{2} = 4.048 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0.534 \times 6.74 = 3.599 \text{KN.m} \end{cases}$$

Donc :  $M_{tDE} = 4.048 \text{KN.m}$

- **Travée EF (travée rive) :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05 M_{05}; (1 + 0,3\alpha) M_{05}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{05} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1.05 \times 7.196; 1.0675 \times 7.196] - \frac{3.598 + 2.159}{2} = 4.803 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0.634 \times 7.196 = 4.562 \text{KN.m} \end{cases}$$

Donc :  $M_{tEF} = 4.803 \text{KN.m}$

#### ❖ Calcul des efforts tranchants

- **Travée AB :**

$$T_1 = \frac{q_u \times L_1}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_1} = \frac{5.9904 \times 3.1}{2} + \frac{(-3.598) - (-2.59)}{3.1} = 8.821 \text{KN}$$

$$T_2 = \frac{-q_u \times L_1}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_1} = \frac{-5.9904 \times 3.1}{2} + \frac{(-3.598) - (-2.59)}{3.1} = -9.749 \text{KN}$$

- **Travée BC :**

$$T_2 = \frac{q_u \times L_2}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_2} = \frac{5.9904 \times 3}{2} + \frac{(-2.696) - (-3.598)}{3} = 9.286 \text{KN}$$

$$T_3 = \frac{-q_u \times L_2}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_2} = \frac{-5.9904 \times 3}{2} + \frac{(-2.696) - (-3.598)}{3} = -8.685 \text{KN}$$

- **Travée CD :**

$$T_3 = \frac{q_u \times L_3}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L_3} = \frac{5.9904 \times 3}{2} + \frac{(-2.696) - (-2.696)}{3} = 8.986 \text{KN}$$

$$T_4 = \frac{-q_u \times L_3}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L_3} = \frac{-5.9904 \times 3}{2} + \frac{(-2.696) - (-2.696)}{3} = -8.986 \text{KN}$$

- **Travée DE :**

$$T_4 = \frac{q_u \times L_4}{2} + \frac{M_5 - M_4}{L_4} = \frac{5.9904 \times 3}{2} + \frac{(-3.598) - (-2.696)}{3} = 8.685 \text{KN}$$

$$T_5 = \frac{-q_u \times L_4}{2} + \frac{M_5 - M_4}{L_4} = \frac{-5.9904 \times 3}{2} + \frac{(-3.598) - (-2.696)}{3} = -9.286 \text{KN}$$

- **Travée EF :**

$$T_5 = \frac{q_u \times L_5}{2} + \frac{M_6 - M_5}{L_5} = \frac{5.9904 \times 3.1}{2} + \frac{(-2.159) - (-3.598)}{3.1} = 9.749 \text{KN}$$

$$T_6 = \frac{-q_u \times L_5}{2} + \frac{M_6 - M_5}{L_5} = \frac{-5.9904 \times 3.1}{2} + \frac{(-2.159) - (-3.598)}{3.1} = -8.821 \text{KN}$$

❖ Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU :

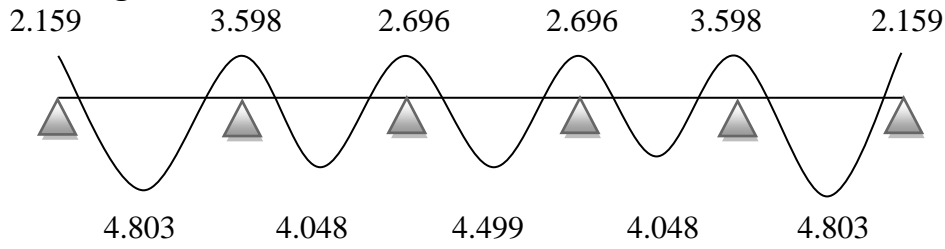


Diagramme III.3.9 : Diagramme du moment de 2<sup>ème</sup> cas

❖ Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU :

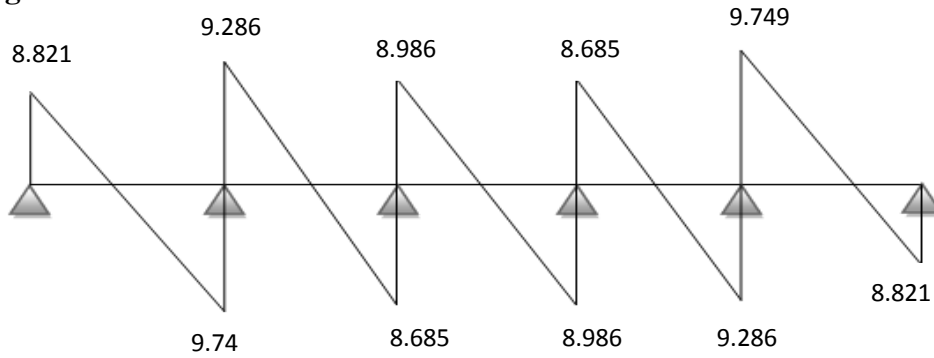


Diagramme III.3.10 : Diagramme des efforts de 2<sup>ème</sup> cas

• 3<sup>ème</sup> cas :

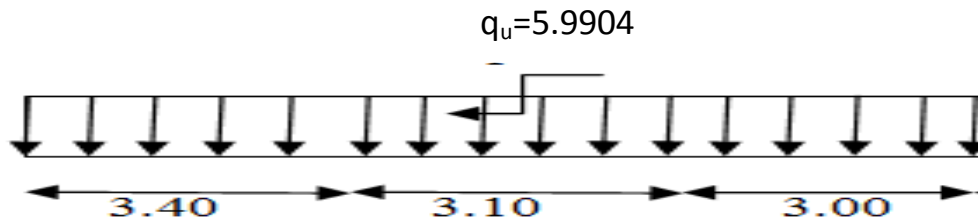


Diagramme III.3.11 : Schéma statique de troisième cas

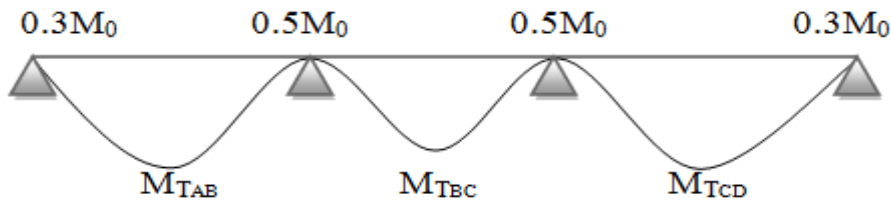
❖ Calcul des moments isostatiques :

$$M_{01} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.9904 \times 3.4^2}{8} = 8.656 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.9904 \times 3.1^2}{8} = 7.196 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.9904 \times 3^2}{8} = 6.739 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul des moments sur appuis :**



**Diagramme III.3.12 : Diagramme des moments aux appuis.**

$$M_1 = 0.3M_{01} = 0.3(8.656) = 2.597 \text{KN.m}$$

$$M_2 = 0.5 \times \max(M_{01}; M_{02}) = 4.328 \text{KN.m}$$

$$M_3 = 0.5 \times \max(M_{02}; M_{03}) = 3.598 \text{KN.m}$$

$$M_4 = 0.3M_{03} = 2.022 \text{KN.m}$$

❖ **Calcul des moments en travées :**

- **Travée AB (travée de rive) :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05 M_{01}; (1 + 0,3\alpha) M_{01}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max [9,089; 9,24] - \frac{2,597 + 4,328}{2} = 5,778 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0,634 \times 8,656 = 5,488 \text{KN.m} \end{cases}$$

Donc  $M_{tAB} = 5,778 \text{KN.m}$

- **Travée BC (travée intermédiaire) :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05 M_{02}; (1 + 0,3 \alpha) M_{02}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05 \times 7,196; 1,0675 \times 7,196] - \frac{4,328 + 3,598}{2} = 3,72 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0,534 \times 7,196 = 3,843 \text{KN.m} \end{cases}$$

Donc :  $M_{tBC} = 3,843 \text{KN.m}$

- **Travée CD (travée de rive) :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05 M_{03}; (1 + 0,3 \alpha) M_{03}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{03} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05 \times 6,739; 1,0675 \times 6,739] - \frac{3,598 + 2,022}{2} = 4,384 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0,634 \times 6,739 = 4,273 \text{KN.m} \end{cases}$$

Donc :  $M_{tCD} = 4,384 \text{KN.m}$

## ❖ Calcul des efforts tranchants

## - Travée AB :

$$T_1 = \frac{q_u \times L_1}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_1} = \frac{5.9904 \times 3.4}{2} + \frac{(-4.328) - (-2.597)}{3.4} = 9.675 \text{ KN}$$

$$T_2 = \frac{q_u \times L_1}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_1} = \frac{-5.9904 \times 3.4}{2} + \frac{(-4.328) - (-2.597)}{3.4} = -10.693 \text{ KN}$$

## - Travée BC :

$$T_2 = \frac{q_u \times L_2}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_2} = \frac{5.9904 \times 3.1}{2} + \frac{(-3.598) - (-4.328)}{3.1} = 9.521 \text{ KN}$$

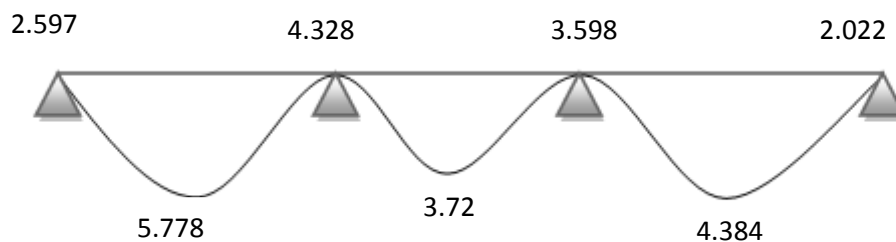
$$T_3 = \frac{q_u \times L_2}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_2} = \frac{-5.9904 \times 3.1}{2} + \frac{(-3.598) - (-4.328)}{3.1} = -9.05 \text{ KN}$$

## - Travée CD :

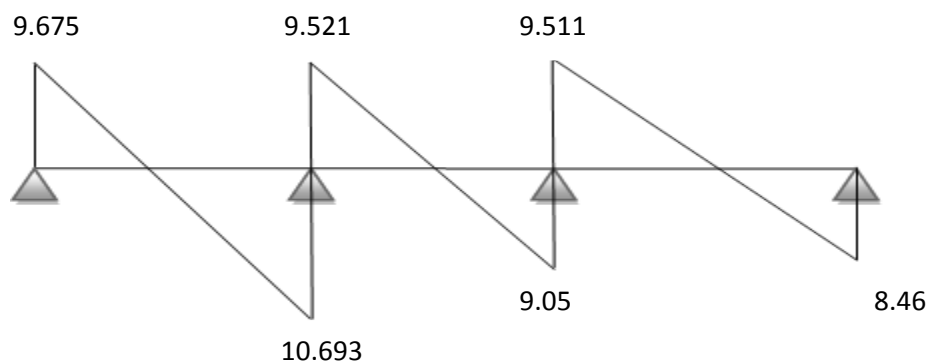
$$T_3 = \frac{q_u \times L_3}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L_3} = \frac{5.9904 \times 3}{2} + \frac{(-2.022) - (-3.598)}{3} = 9.511 \text{ KN}$$

$$T_4 = \frac{q_u \times L_3}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L_3} = \frac{-5.9904 \times 3}{2} + \frac{(-2.022) - (-3.598)}{3} = -8.46 \text{ KN}$$

## ❖ Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU :

Diagramme III.3.13 : Diagramme des moments fléchissant de 3<sup>ème</sup> cas

## ❖ Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU :

Diagramme III.3.14 : Diagramme des efforts tranchants de 3<sup>ème</sup> cas.

- 4<sup>ème</sup> cas :

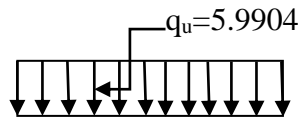


Diagramme III.3.15 : Schéma statique de quatrième cas

❖ Calcul des moments isostatiques :

$$M_{01} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{5.9904 \times 3^2}{8} = 6.74 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des moments sur appuis :

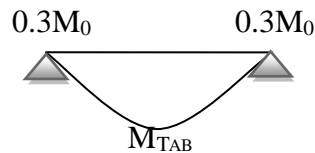


Diagramme III.3.16 : Diagramme des moments aux appuis.

$$M_1 = 0.3M_{01} = 0.3(6.74) = 2.022 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.3M_{01} = 0.3(6.74) = 2.022 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des moments en travées :

- Travée AB (travée de rive) :

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05 M_{01} ; (1 + 0,3\alpha) M_{01}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max [7,077 ; 7,195] - \frac{2,022 + 2,022}{2} = 5,173 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,634 \times 6,74 = 4,273 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc  $M_{tAB} = 5,173 \text{ KN.m}$

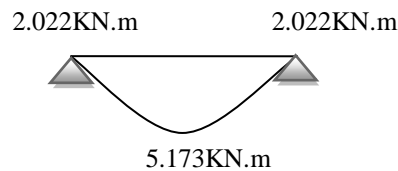
❖ Calcul des efforts tranchants

- Travée AB :

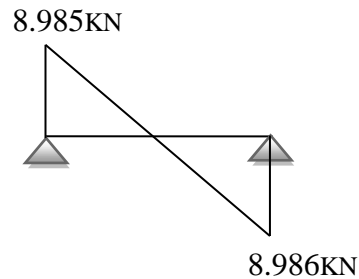
$$T_1 = \frac{q_u \times L_1}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_1} = \frac{5.9904 \times 3}{2} + \frac{(-2.022) - (-2.022)}{3} = 8.986 \text{ KN}$$

$$T_2 = \frac{-q_u \times L_1}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_1} = \frac{-5.9904 \times 3}{2} + \frac{(-2.022) - (-2.022)}{3} = -8.986 \text{ KN}$$

## ❖ Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU :

Diagramme III.3.17 : Diagramme des moments fléchissant 4<sup>ème</sup> cas.

## ❖ Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU :

Diagramme III.3.18 : Diagramme des efforts tranchants 4<sup>ème</sup> cas.

## d. Ferrailage à l'ELU :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées et les appuis en utilisant les moments maximum.

Avec :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{max} = 5.778 \text{ kN.m} \text{ et } M_a^{max} = 4.328 \text{ kN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques suivantes :  $b = 65 \text{ cm}$ ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$ ;  $h = 20 \text{ cm}$ ;  $h_0 = 4 \text{ cm}$ ;

$d = 18 \text{ cm}$ .

## Caractéristiques des matériaux :

$$f_{su} = \frac{400}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14,2 \text{ MPa}$$

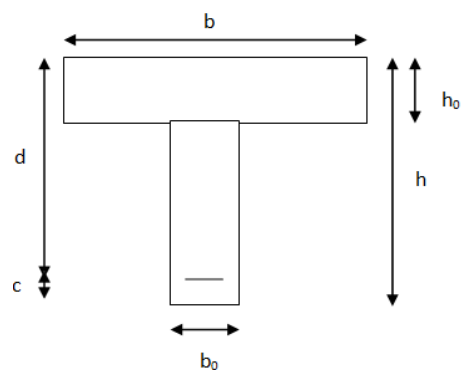


Figure III 3.2 : Section de la poutre en T

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

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu}$$

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

$M_t^{max} = 5.778 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$  L'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé donc la section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur  $b$  et de hauteur  $h$ .

**a. Calcul des armatures à l'ELU**

✓ **Armatures longitudinales :**

En travée :

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 f_{bu}} = \frac{5.778 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.019 < \mu_l = 0.392$$

Donc la section est simplement armée (SSA)

on prend :  $\mu = 0.020 \longrightarrow \beta = 0.990$

$$A_{st}^t = \frac{M_u}{\beta d f_{su}} = \frac{5.778 \times 10^5}{0.99 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 0.932 \text{ cm}^2$$

On adoptera pour  $A_{st} = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$

**Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 f_{bu}} = \frac{4.328 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.015 < \mu_l = 0.392$$

Donc la section est simplement armée (SSA)

On prend  $\mu = 0.016 \longrightarrow \beta = 0.992$

$$A_{st}^a = \frac{M_u}{\beta d f_{su}} = \frac{4.328 \times 10^5}{0.992 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 0.697 \text{ cm}^2$$

On adoptera pour  $A_{st} = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$

✓ **Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)**

D'après l'article **A.7.2.12.BAEL91**, le diamètre minimal des armatures transversales est

donné par :  $\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{lmax}\right\} = \min\left\{\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 0.8\right\} = 0.57 \text{ cm}$

$$\phi_t = 0.57 \text{ cm}$$

Avec

$\phi_t$  : diamètre des armatures transversales

$\phi_{lmax}$  : diamètre maximal des armatures longitudinales

$h$  : hauteur du plancher

$b_0$  : largeur de lame

soit :  $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de  $\phi_8$

❖ **Espacement des armatures :(cadres) (Art. A.5.1.22.BAEL91) :**

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

$$S_t \leq \min(16.9 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

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

**b. Vérification à l'ELU :**✓ **Condition de non fragilité : (BAEL 91, A 4.2.1)****En travée :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Aux appuis:**

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

$$A_a = 1.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres au niveau des appuis**

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_u = \psi_s \times f_{t28}$$

Avec  $\psi_s = 1.5$  pour les aciers HA

$$\bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \times 3.14 \times \phi = 3 \times 3.14 \times 8 = 75.36 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{10.693 \times 10^2}{0.9 \times 180 \times 75.36} = 0.088 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.088 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Ancrage des barres (BAEL99.art.A.6.1.2)**

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

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

**Aux appuis**

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

**En travée**

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

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à  $0.4L_s$  pour les aciers HA

**Aux appuis**

$$L_c = 0.4L_s = 0.4 \times 30 = 12 \text{ cm}$$

**En travée**

$$L_c = 0.4L_s = 0.4 \times 30 = 12 \text{ cm}$$

## ✓ Vérification de la contrainte tangentielle

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{10.693 \times 10}{12 \times 18} = 0.495 \text{ MPa}$$

Avec  $T_u$  : Effort tranchant maximal

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

$\tau_u < \bar{\tau}$  ..... **Condition vérifié**

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

## c. Calcul des armatures transversales

## - Diamètre des armatures transversales (Art A.7.2 / BAEL99)

La section des armatures transversales

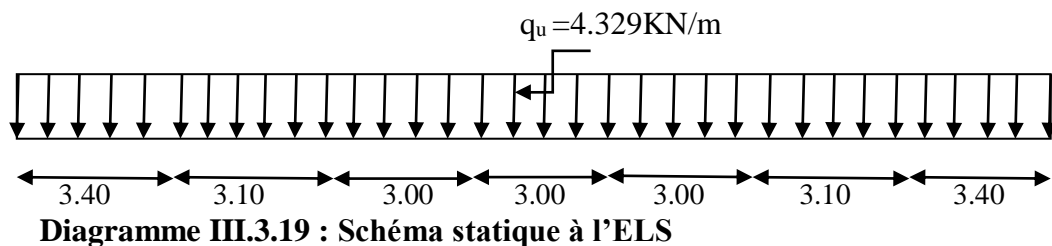
$$\phi_t \leq \min \left( \phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) = \min \left( \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 0.8 \right) = 0.57 \text{ mm}$$

On prend :  $\phi_t = 0.57 \text{ mm}$  Donc :  $A_t = 2\phi_8 = 1.01 \text{ cm}^2$

$$S_t \leq \min \{ 0.9d; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 16.2 \text{ cm}; 40 \text{ cm} \} = 16.2 \text{ cm}$$

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

## d. Vérification à l'ELS :



## ❖ Calcul des moments isostatiques :

$$M_{01} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{4.329 \times 3.4^2}{8} = 6.26 \text{ kN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{4.329 \times 3.1^2}{8} = 5.20 \text{ kN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{4.329 \times 3^2}{8} = 4.87 \text{ kN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{4.329 \times 3^2}{8} = 4.87 \text{ kN.m}$$

$$M_{05} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{4.329 \times 3^2}{8} = 4.87 \text{ kN.m}$$

$$M_{06} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{4.329 \times 3.1^2}{8} = 5.20 \text{ kN.m}$$

$$M_{07} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{4.329 \times 3.4^2}{8} = 6.26 \text{KN.m}$$

❖ **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_1 = 0.3M_{01} = 1.878 \text{KN.m}$$

$$M_2 = 0.5 \times \max (M_{01}; M_{02}) = 3.13 \text{KN.m}$$

$$M_3 = 0.4 \times \max (M_{02}; M_{03}) = 2.08 \text{KN.m}$$

$$M_4 = 0.4 \times \max (M_{03}; M_{04}) = 1.948 \text{KN.m}$$

$$M_5 = 0.4 \times \max (M_{04}; M_{05}) = 1.948 \text{KN.m}$$

$$M_6 = 0.4 \times \max (M_{05}; M_{06}) = 2.08 \text{KN.m}$$

$$M_7 = 0.5 \times \max (M_{06}; M_{07}) = 3.13 \text{KN.m}$$

$$M_8 = 0.3M_{07} = 1.878 \text{KN.m}$$

❖ **Calcul des moments en travées :**

- **Travée AB (travée de rive) :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05 M_{01}; (1 + 0,3\alpha) M_{01}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05 \times 6,26; 1,0675 \times 6,26] - \frac{1,878 + 3,13}{2} = 4,179 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0,634 \times 6,26 = 3,97 \text{KN.m} \end{cases}$$

Donc  $M_{tAB} = 4,179 \text{KN.m}$

- **Travée BC (travée intermédiaire) :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05 M_{02}; (1 + 0,3 \alpha) M_{02}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05 \times 5,20; 1,0675 \times 5,20] - \frac{3,13 + 2,08}{2} = 2,946 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0,534 \times 5,20 = 2,777 \text{KN.m} \end{cases}$$

Donc :  $M_{tBC} = 2,946 \text{KN.m}$

- **Travée CD (travée intermédiaire) :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05 M_{03}; (1 + 0,3 \alpha) M_{03}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{03} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1.05 \times 4.87 ; 1.0675 \times 4.87] - \frac{2.08 + 1.948}{2} = 3.185 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0.534 \times 4.87 = 2.601 \text{KN.m} \end{cases}$$

Donc :  $M_{tCD} = 3.185 \text{KN.m}$

- **Travée DE (travée intermédiaire) :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1.05 M_{04}; (1 + 0,3 \alpha) M_{04}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{04} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1.05 \times 4.87; 1.0675 \times 4.87] - \frac{1.948 + 1.948}{2} = 3.251 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0.534 \times 4.87 = 2.60 \text{KN.m} \end{cases}$$

Donc :  $M_{tDE} = 3.251 \text{KN.m}$

- **Travée EF (travée intermédiaire) :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1.05 M_{05}; (1 + 0,3\alpha) M_{05}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{05} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1.05 \times 4.87; 1.0675 \times 4.87] - \frac{1.948 + 2.08}{2} = 3.185 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0.534 \times 4.87 = 2.601 \text{KN.m} \end{cases}$$

Donc :  $M_{tEF} = 3.185 \text{KN.m}$

- **Travée FG (travée intermédiaire) :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1.05 M_{06}; (1 + 0,3\alpha) M_{06}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{06} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1.05 \times 5.2; 1.0675 \times 5.2] - \frac{2.08 + 3.13}{2} = 2.946 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0.534 \times 5.2 = 2.777 \text{KN.m} \end{cases}$$

Donc :  $M_{tFG} = 3.946 \text{KN.m}$

- **Travée GH (travée de rive) :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1.05 M_{07}; (1 + 0,3\alpha) M_{07}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0,3\alpha}{2} M_{07} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1.05 \times 6.26 ; 1.0675 \times 6.26] - \frac{3.13 + 1.878}{2} = 4.179 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0.634 \times 6.26 = 3.97 \text{KN.m} \end{cases}$$

Donc :  $M_{tGH}=4.179\text{KN.m}$

❖ **Calcul des efforts tranchants**

- **Travée AB :**

$$T_1 = \frac{q_u \times L_1}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_1} = \frac{4.329 \times 3.4}{2} + \frac{(-3.13) - (-1.878)}{3.4} = 6.99\text{KN}$$

$$T_2 = \frac{-q_u \times L_1}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_1} = \frac{-4.329 \times 3.4}{2} + \frac{(-3.13) - (-1.878)}{3.4} = -7.73\text{KN}$$

- **Travée BC :**

$$T_2 = \frac{q_u \times L_2}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_2} = \frac{4.329 \times 3.1}{2} + \frac{(-2.08) - (-3.13)}{3.1} = 7.05\text{KN}$$

$$T_3 = \frac{-q_u \times L_2}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_2} = \frac{-4.329 \times 3.1}{2} + \frac{(-2.08) - (-3.13)}{3.1} = -6.37\text{KN}$$

- **Travée CD :**

$$T_3 = \frac{q_u \times L_3}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L_3} = \frac{4.329 \times 3}{2} + \frac{(-1.948) - (-2.08)}{3} = 6.54\text{KN}$$

$$T_4 = \frac{-q_u \times L_3}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L_3} = \frac{-4.329 \times 3}{2} + \frac{(-1.948) - (-2.08)}{3} = -6.45\text{KN}$$

- **Travée DE :**

$$T_4 = \frac{q_u \times L_4}{2} + \frac{M_5 - M_4}{L_4} = \frac{4.329 \times 3}{2} + \frac{(-1.948) - (-1.948)}{3} = 6.49\text{KN}$$

$$T_5 = \frac{-q_u \times L_4}{2} + \frac{M_5 - M_4}{L_4} = \frac{-4.329 \times 3}{2} + \frac{(-2.048) - (-2.048)}{3} = -6.49\text{KN}$$

- **Travée EF :**

$$T_5 = \frac{q_u \times L_5}{2} + \frac{M_6 - M_5}{L_5} = \frac{4.329 \times 3}{2} + \frac{(-2.187) - (-2.048)}{3} = 6.45\text{KN}$$

$$T_6 = \frac{-q_u \times L_5}{2} + \frac{M_6 - M_5}{L_5} = \frac{-4.329 \times 3}{2} + \frac{(-2.187) - (-2.048)}{3} = -9.54\text{KN}$$

- **Travée FG :**

$$T_6 = \frac{q_u \times L_6}{2} + \frac{M_7 - M_6}{L_6} = \frac{4.329 \times 3.1}{2} + \frac{(-3.288) - (-2.187)}{3.1} = 6.37\text{KN}$$

$$T_7 = \frac{-q_u \times L_6}{2} + \frac{M_7 - M_6}{L_6} = \frac{-4.329 \times 3.1}{2} + \frac{(-3.288) - (-2.187)}{3.1} = -7.05\text{KN}$$

- **Travée GH :**

$$T_7 = \frac{q_u \times L_7}{2} + \frac{M_8 - M_7}{L_7} = \frac{4.329 \times 3.4}{2} + \frac{(-1.973) - (-3.288)}{3.4} = 7.73\text{KN}$$

$$T_8 = \frac{-q_u \times L_7}{2} + \frac{M_8 - M_7}{L_7} = \frac{-4.329 \times 3.4}{2} + \frac{(-1.973) - (-3.288)}{3.4} = -6.99\text{KN}$$

❖ Diagramme des moments fléchissant à l'ELS :

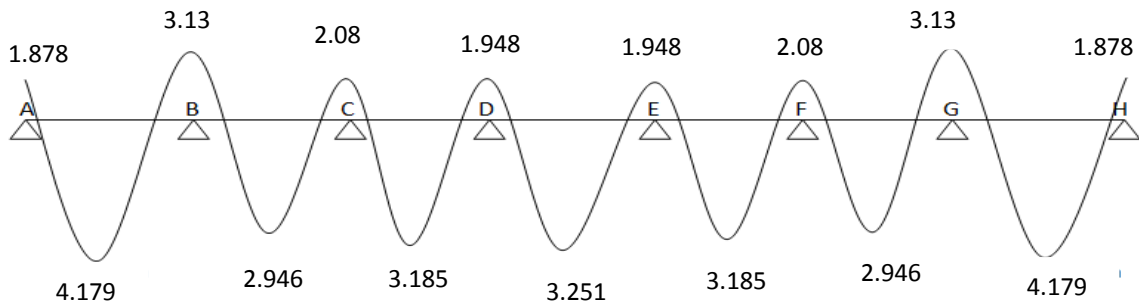


Diagramme III.3.20 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELS.

❖ Diagramme des efforts tranchants à l'ELS :

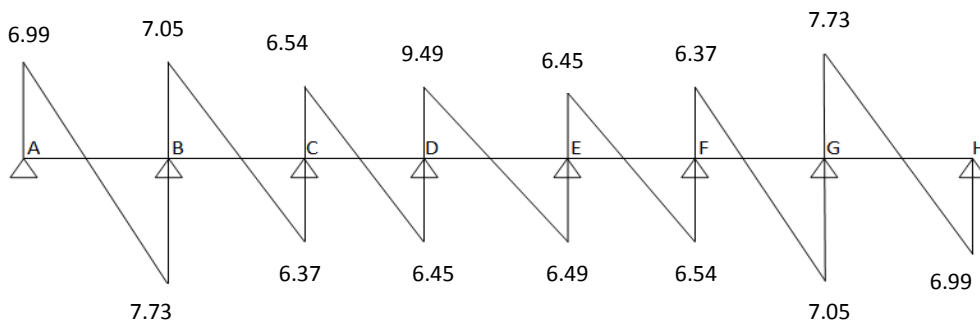


Diagramme III.3.21 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

a. Vérification des contraintes à l'ELS :

✓ Etat limite de résistance du béton en compression

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

Aux appuis

$$A_{st}^a = 2HA8 = 1.01\text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}^a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.01}{12 \times 18} = 0.468 \longrightarrow \beta_1 = 0.896 \longrightarrow a_1 = 0.312$$

$$K_1 = \frac{a_1}{15(1-a_1)} = \frac{0.312}{10.32} = 0.031$$

✓ La contrainte dans les aciers :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{3.13 \times 10^{-3}}{0.896 \times 0.18 \times 1.01 \times 10^{-4}} = 201.85\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 201.85\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 348\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

✓ La contrainte dans le béton :

On a:

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.031 \times 201.85 = 6.26 \text{ MPa}$$

donc

$$\sigma_{bc} = 6.26 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

**En travée :**

$$A_{st}^t = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$\rho_2 = \frac{100 \times A_{st}^t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.51}{12 \times 18} = 0.699 \longrightarrow \beta_2 = 0.878 \longrightarrow a_2 = 0.366$$

$$K_2 = \frac{a_2}{15(1-a_2)} = \frac{0.366}{9.51} = 0.038$$

✓ **La contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_2 \times d \times A_a} = \frac{4.179 \times 10^{-3}}{0.878 \times 0.18 \times 1.51 \times 10^{-4}} = 175.117 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 175.117 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

✓ **La contrainte dans le béton :**

On a:

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.038 \times 175.117 = 6.65 \text{ MPa}$$

donc

$$\sigma_{bc} = 6.65 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

✓ **Etat limite de déformation**

Les règles de BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas exigé de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_{st}}{10 M_0}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la section droite.

L : portée de la plus longue travée.

A : section des armatures tendues.

M<sub>st</sub> : moment fléchissant max en travée.

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{340} = 0.59 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad \text{Condition vérifié}$$

$$\frac{h}{l} = 0.59 \geq \frac{M_{st}}{10 M_0} = \frac{4.179}{10 \times 6.575} = 0.064 \quad \text{Condition vérifié}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{1.51}{12 \times 18} = 0.007 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{Condition vérifié}$$

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire



### III.4. Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

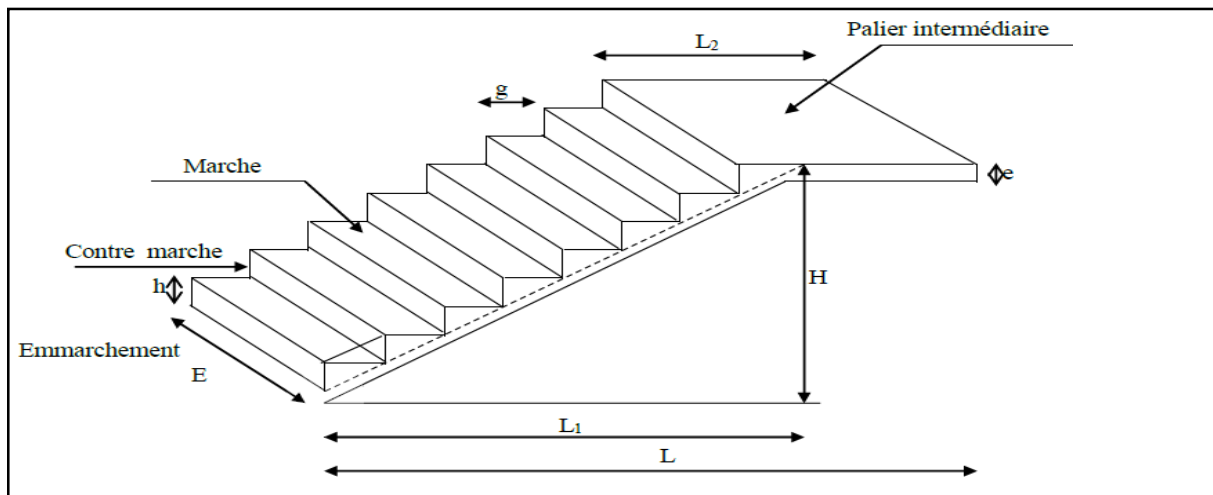


Figure III.4.1 : Schéma des escaliers droits

#### a. Caractéristiques dimensionnelles :

- **Marche** : c'est la partie horizontale sur la quel repose le pied de largeur  $g$  (giron)  $25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$

- **Contremarche « h »** : c'est la différence de niveau entre deux marches successives.

$$15\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

- **Le nombre de contremarches « n »** : s'écrit :  $n = \frac{H}{h}$

Avec :

H : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

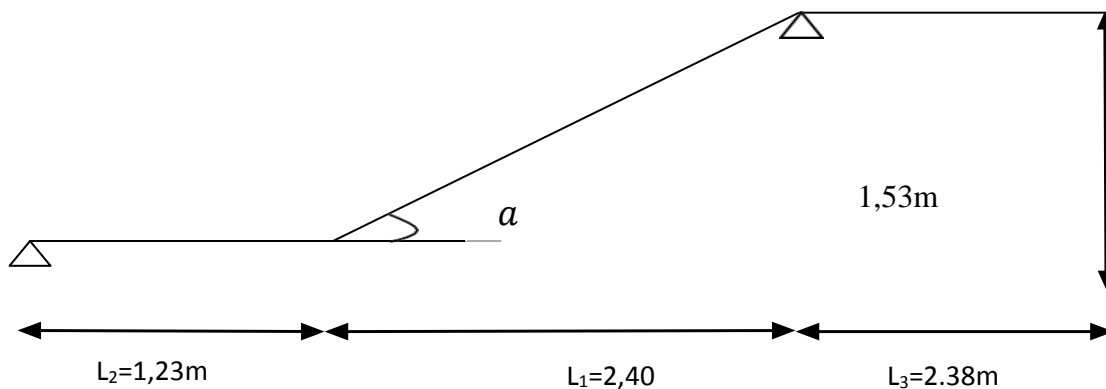
- **L'emmarchement** : représente la largeur (W) de l'escalier.

Maison individuelle : **W ≥ 80 cm**

Bâtiment collectif : **W ≥ 120 cm**

- **Palier intermédiaire ou de repos  $L_p$**  : Partie horizontale d'un escalier séparant deux volées successives (la longueur d'un palier de repos doit être de 03 marches au moins)  $L_p \geq 3g$
- **Paillasse** : dalle inclinée supportant les marches.
- **La Volée** : C'est l'ensemble (marches, contremarche, paillasse) compris entre deux paliers successifs. (Pour le confort Des personnes la volée doit comporter au maximum 18 à 20 marches).
- **Reculément ( $L$ )** : Longueur de la volée d'escalier projetée sur un plan horizontal.  
Revêtement de l'escalier : Qui peut être en carrelage, en marbre, en dalle de sol...

**b. Pré dimensionnement de l'escalier :**



**Figure III.4.2 : Schéma statique d'escalier**

Notre escalier comporte deux paliers et un volée.

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur les plans d'architectures.

✓ **On prend en compte ce qui suit :**

$h$  : est le plus courant  $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

$g$  : est le plus courant  $28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$

On adopte:  **$h = 17\text{cm}$**

**$g = 30\text{cm}$**

Le nombre de contre marche :  $n = \frac{H}{h}$

Le nombre de marches :  $m = n - 1$

✓ **Nombre de contre marche :**

Le nombre de contre marches est :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \quad \text{Donc } n = 9 \text{ contre marches}$$

✓ **Nombre de marches :**

Le nombre de marches pris égale à :  $m = 9 - 1 = 8$  **Donc m=8marches**

❖ **Vérification de la loi de BLONDEL :**

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

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

✓ **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  $L_0 = L' + L_2$

$$\text{Angle d'inclinaison: } \tan \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.6375 \longrightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

D'où  $\cos \alpha = 0.843$

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{0.843} = 284.69 \text{ cm}$$

**Longueur réelle de la paillasse :**  $L_0 = 284.69 + 123 = 407.69 \text{ cm}$

D'où:

$$\frac{407.69}{30} \leq e_p \leq \frac{407.69}{20} \longrightarrow 13.59 \leq e_p \leq 20.39$$

on prend  $e_p = 18 \text{ cm}$

**c. Détermination des charges et surcharges :**

Le calcul s'effectuera pour une bande de (**1m**) d'embranchement et une bande de (**1m**) de projection horizontale de la volée. En considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple.

## ❖ les charges permanentes :

## ❖ Le palier :

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,02	18	0,36
Poids du palier	0,18	25	4,5
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
<b>Charge permanente totale du palier G<sub>palier</sub></b>			<b>6,02</b>

Tableau III.4.1 : charges permanentes palier

## ❖ Volée :

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,02	18	0,36
Poids des marches	0,18/2	25	2,25
Poids de la paille	$\frac{0,18}{\cos 32,51}$	25	5,35
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Poids du garde-corps	/	/	0,20
<b>Charge permanente totale de la volée G<sub>volée</sub></b>			<b>9,32</b>

Tableau III.4.2 : Charge permanentes volée

- **La charge concentrée :**

Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (**P**).

$$P = (3,06 - 0,18) \times 2,40 \times 1\text{m} = 6,912 \text{ KN}$$

❖ **La surcharge d'exploitation :**

selon le (**DTR C2-2**) pour une construction a usage d'habitation

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

- **Combinaison des charges :**

**Palier :**

$$\text{ELU: } q_{up} = (1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ ml} = (1.35 \times 6.02 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ ml} = 11.877 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_{sp} = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = (6.02 + 2.5) \times 1 \text{ ml} = 8.52 \text{ KN/ml}.$$

**Volée :**

$$\text{ELU: } q_{uv} = (1,35 \times 9.32 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ ml} = 16.332 \text{ KN/ml}.$$

$$\text{ELS: } q_{sv} = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = (9.32 + 2.5) \times 1 \text{ ml} = 11,82 \text{ KN/ml}.$$

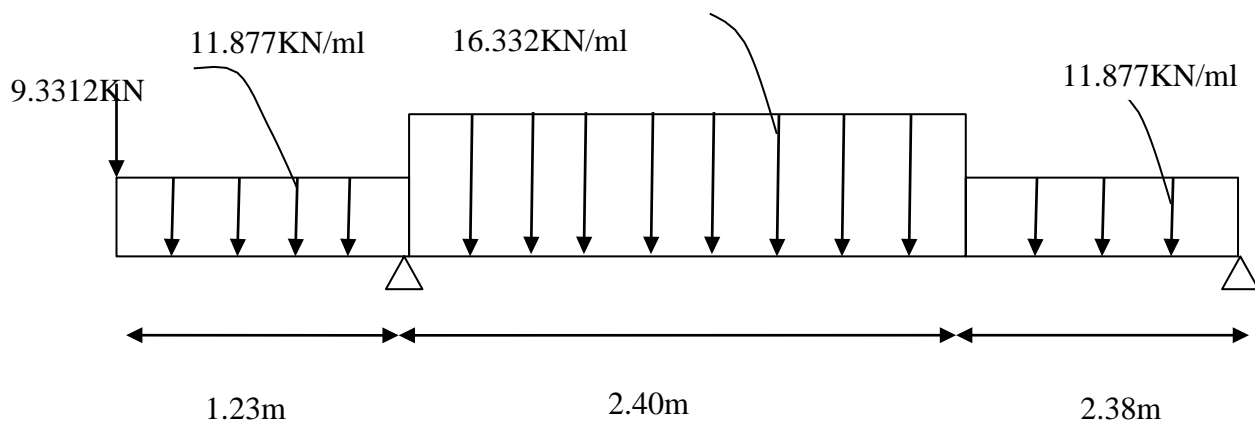
**Mur extérieure :**

$$\text{ELU: } q_{um} = 1.35 \times 6.912 = 9.3312 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } q_{sm} = 6,912 \text{ KN}.$$

❖ **Calcul à l'ELU :**

a) **Le schéma statique :**



**Diagramme III.4.1 : schéma statique d'escalier à l'ELU**

- Réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0$$

$$R_A + R_B = (11.877 \times 1.23) + (16.332 \times 2.4) + (11.877 \times 2.38) + 9.3312 = 91.41 \text{KN}$$

$$R_A + R_B = 91.41 \text{KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$(11.877 \times 1.23 \times 0.615) + (16.332 \times 2.4 \times 1.2) - (R_B \times 4.78) + (11.877 \times 2.38 \times 3.59) + (9.3312 \times 1.23) = 0$$

$$R_B = 35.35 \text{KN}$$

$$R_A = 91.41 - R_B = 56.06 \text{KN}$$

- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

### Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1.23 \text{ m}$

$$T(x) = -9.3312 - 11.877x$$

Pour :

$$x=0\text{m} \Rightarrow T = -9.3312 \text{KN}$$

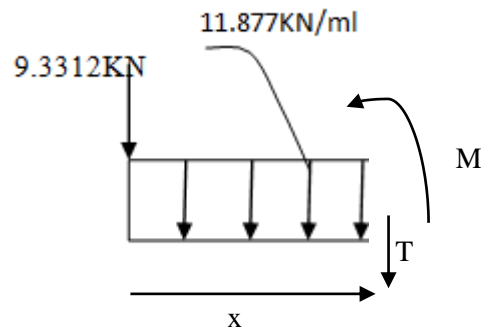
$$x=1.23\text{m} \Rightarrow T = -23.94 \text{KN}$$

$$M(x) = -9.3312x - 11.877 \frac{x^2}{2}$$

Pour :

$$x=0\text{m} \Rightarrow M = 0 \text{KN.m}$$

$$x=1.23\text{m} \Rightarrow M = -20.46 \text{KN.m}$$



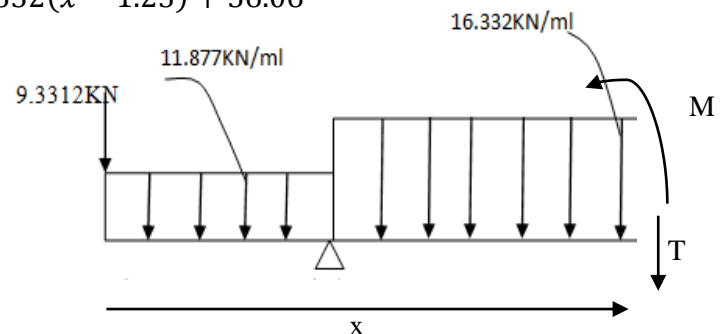
### Tronçon 2 : $1.23 \text{ m} \leq x \leq 3.63 \text{ m}$

$$T(x) = -9.3312 - (11.877 \times 1.23) - 16.332(x - 1.23) + 56.06$$

Pour :

$$x = 1.23\text{m} \Rightarrow T = 32.12 \text{KN}$$

$$x = 3.63\text{m} \Rightarrow T = -7.08 \text{KN}$$



$$M(x) = (-9.3312 \times x) - \left(14.61 \times \left(x - \frac{1.23}{2}\right)\right) + (56.06 \times (x - 1.23)) - \left(16.332 \times \left(\frac{(x - 1.23)^2}{2}\right)\right) = 0$$

Pour :

$$x = 1.23\text{m} \Rightarrow M = -20.46 \text{KN.m}$$

$$x = 3.63\text{m} \Rightarrow M = 9.58 \text{KN.m}$$

**Tronçon 3 :  $0 \leq x \leq 2.38m$**

$$T(x) = -35.35 + 11.877 \times x = 0$$

Pour :

$$x = 0 \quad \Rightarrow \quad T = -35.35KN$$

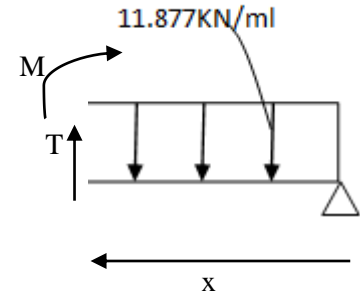
$$x = 2.38m \quad \Rightarrow \quad T = -7.08KN$$

$$M(x) = -(35.35 \times x) + \left(11.877 \times \frac{x^2}{2}\right) = 0$$

Pour :

$$x = 0m \quad \Rightarrow \quad M = 0KN.m$$

$$x = 2.38m \quad \Rightarrow \quad M = -50.49KN.m$$



Tronçons (m)	x(m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.23$	0	-9.3312	0
	1.23	-23.94	-20.46
$1.23 \leq x \leq 3.63$	1.23	32.12	-20.46
	3,63	-7.0812	9.58
$0 \leq x \leq 2.38$	0	-35.35	0
	2.38	-7.08	-50.49

**Tableau III.4.3 : Résultat des efforts et les moments a l'ELU**

**Remarque :**

Compte tenu du semi encastrement à l'extrémité de l'appui B , on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau de l'appui B et en travée.

$$T(y) = 0 \quad \longrightarrow \quad T(x) = -9.3312 - (11.877 \times 1.23) - 16.332(x - 1.23) + 56.06 = 0$$

$$T(x) = 52.21 - 16.332x = 0$$

La distance correspondent au moment max est :  $x = \frac{52.21}{16.332} = 3.19cm$

Donc :  $M_{max} = 11.12KN.m$

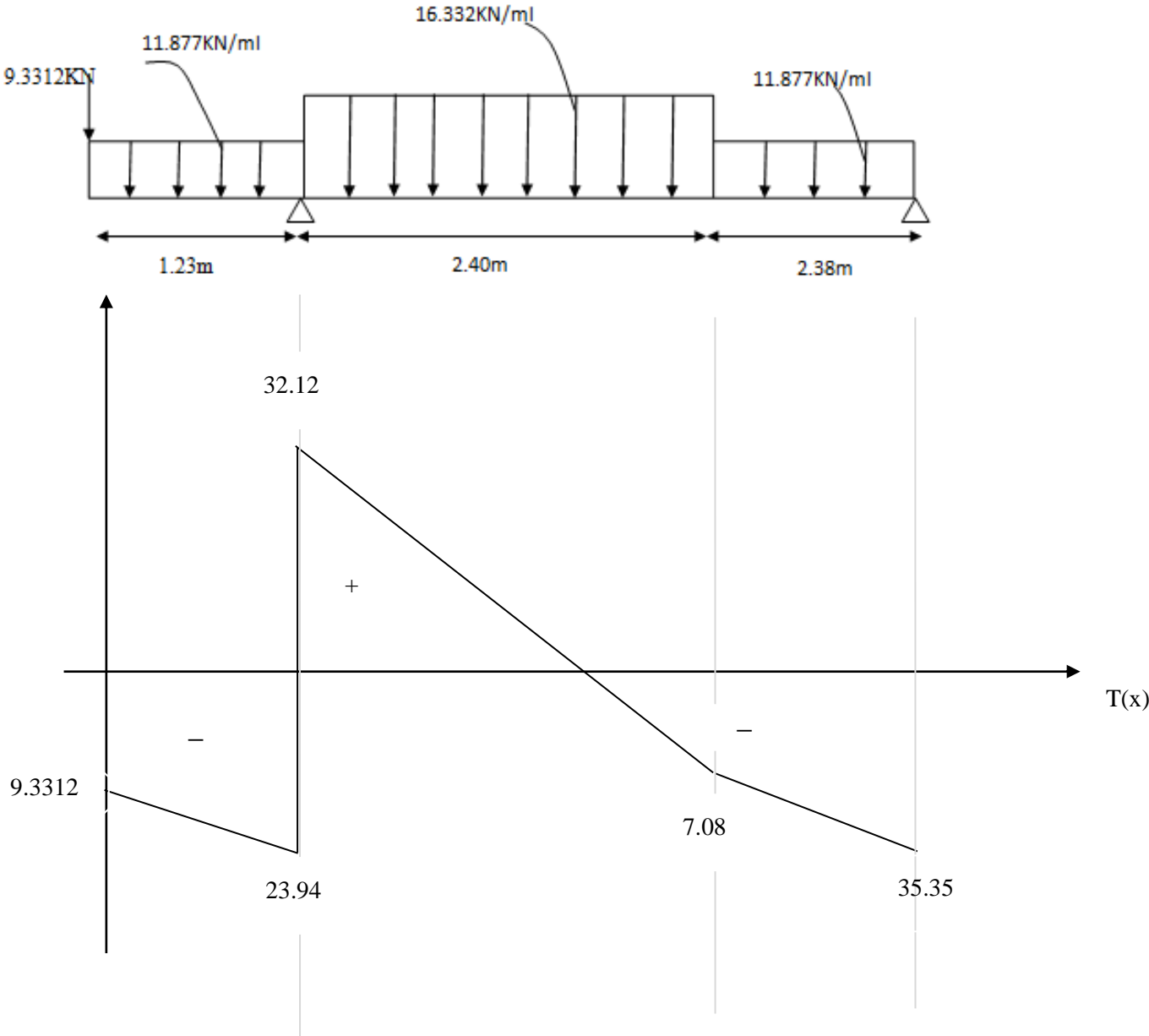
✓  $M_{B \text{ appui}} = -0.3 \times 11.12 = -3.336 KN.m$

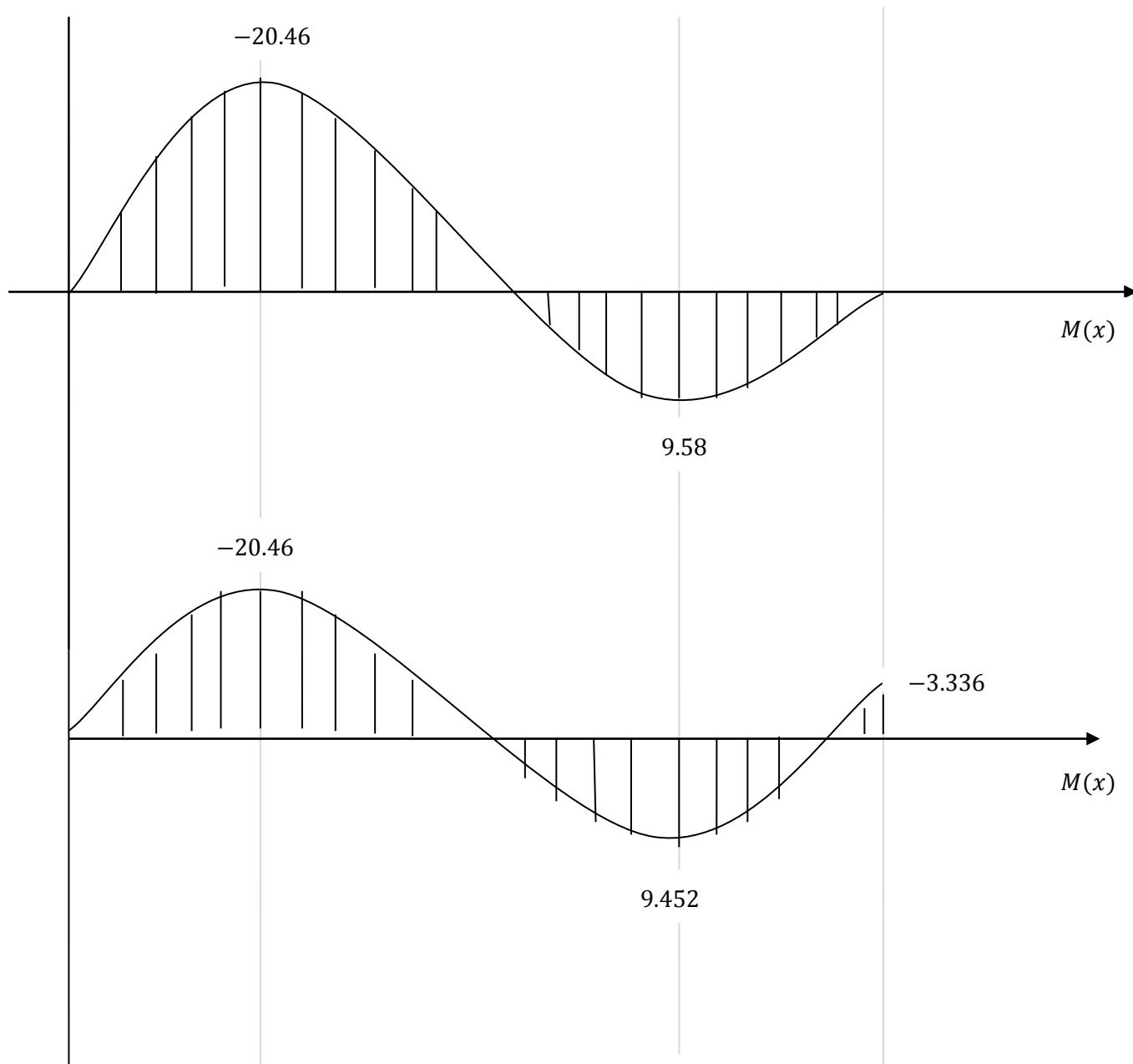
✓  $M_{T \text{ trvee}} = 0.85 \times 11.12 = 9.452 KN.m$

✓  $M_{A \text{ appui}} = -20.46KN.m$

✓  $M_{console} = 20.46 KN.m$

Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELU :





**Diagramme III.4.2 : des efforts internes à l'état limite ultime ELU**

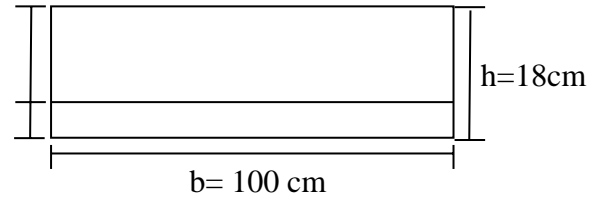
❖ **Calcul du ferrailage a l'ELU :**

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.

$$b = 100 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm} \quad d = 16 \text{ cm}$$

$$d = 16 \text{ cm}$$

$$c = 2 \text{ cm}$$



**Aux appuis :**

✓ Appui B :

$$M_B = 3.336 \text{ KN.m}$$

✓ **Armature principale :**

$$\mu_a = \frac{M_B}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.336 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.009$$

$$\mu_a = 0.009 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

De tableau  $\beta = 0.995$

$$A_{st} = \frac{M_B}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3.336 \times 10^3}{0.995 \times 16 \times 348} = 0.602$$

On opte pour  $A_B = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_B}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

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

✓ Appui A:

$$M_A = 20.46 \text{ KN.m}$$

✓ **Armatures principales :**

$$\mu_A = \frac{M_A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{20.46 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.056$$

$$\mu_A = 0.056 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

D'après le tableau :  $\beta = 0.971$

$$A_A = \frac{M_A}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{20.46 \times 10^3}{0.971 \times 16 \times 348} = 3.784$$

Donc  $A_A = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$  Avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98cm^2$$

Soit :  $A_r = 4HA10 = 3.14cm^2$  avec un espacement de  $S_t = 25cm$

**En travée :**

$$M_{max}^t = 9.452KN.m$$

✓ **Armatures principales**

$$\mu_t = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.452 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.026$$

$$\mu_t = 0.026 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow SSA$$

$$\mu_t = 0.026 \longrightarrow \beta = 0.987$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.452 \times 10^3}{0.982 \times 16 \times 348} = 1.73cm^2$$

$$A_t = 5HA10 = 3.93cm^2 \text{ Avec un espacement de } S_t = 20cm$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98cm^2$$

Donc :  $A_r = 4HA10 = 3.14cm^2$  avec un espacement de  $S_t = 25cm$

❖ **Vérification à l'ELU :**✓ **Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL 91/ 99) :**

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

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 16 \times 2.1}{400} = 1.932cm$$

Aux appuis :

$$A_B = 3.93cm^2 > A_{min} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$A_A = 3.93cm^2 > A_{min} \quad \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$A_T = 3.93cm^2 > A_{min} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Espacement des barres (Art A.8.2,42 BAEL 91/ 99) :**

Soit  $S_t < \min(3h; 33cm)$  pour les armatures principales

Et  $S_t < \min(4h; 45cm)$  pour les armatures de répartition

**Armatures principale :**

- ✓ Aux appuis :  $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$       **Condition vérifiée**
- ✓ En travées :  $S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm}$       **Condition vérifiée**

**Armatures de répartition :**

- ✓ Aux appuis :  $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm}$       **Condition vérifiée**
- ✓ En travées :  $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm}$       **Condition vérifiée**
- ✓ **Vérification au cisaillement (Art A.5.1.1 BAEL 91/99) :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Pour une fissuration peu préjudiciable.}$$

Avec :  $T_{max} = 32.12 \text{ KN}$

- ✓ **La contrainte de cisaillement admissible :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

**La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{32.12 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.20$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

- ✓ **Influence de l'effort tranchant :**

- ✓ **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91/99) :**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left(V_{u\max} + \frac{M_a}{0.9 \times d}\right) = \frac{1.15}{400} \times \left(32.12 + \frac{20.46 \times 10^2}{0.9 \times 18}\right) = 0.45\text{cm}^2$$

$$A_a = 3.93\text{cm}^2 \geq 0.45\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- ✓ **Influence sur le béton (Art A 5.1.313 BAEL 91/99) :**

$$V_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_s}$$

Avec :  $a = 0.9d$

$$V_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 16 \times 10}{1.5} = 960\text{KN}$$

$$V_{u\max} = 39.06 < 960\text{KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art A 6.1.3 BAEL 91 / 99) :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \text{ Avec : } \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9d \sum U_i}$$

Avec :

$\Psi_s = 1.5$  : Coefficient scellement HA

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157$$

$$\tau_{se} = \frac{32.12 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 157} = 1.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.26 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Ancrage des armatures (Art A 6.1.221 BAEL 91/ 99) :**

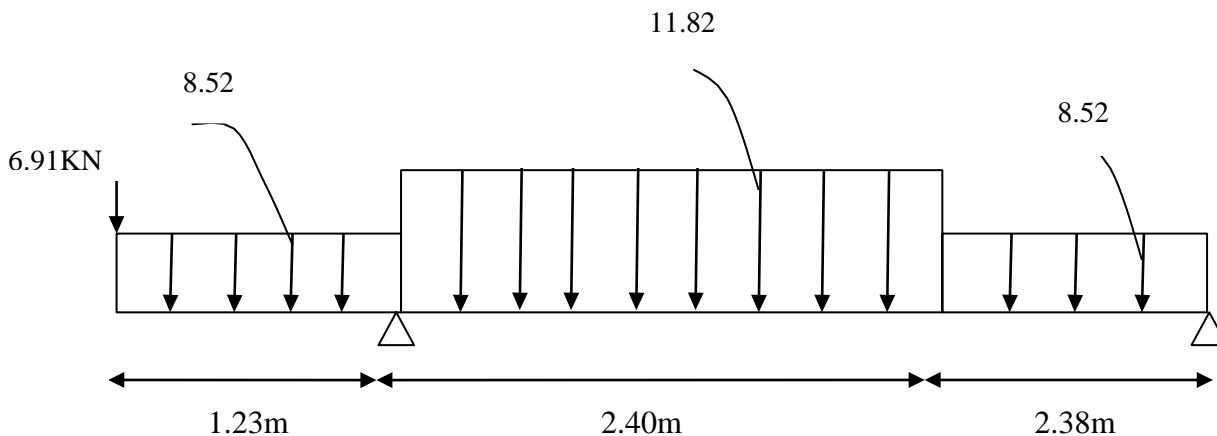
$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\overline{\tau_s}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

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

Vu que  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre ; on adoptera un crochet normal dont la largeur est fixée forfaitairement à  $0.4 L_s = 14.10 \text{ cm}$  soit  $35.27 \text{ cm}$

❖ **Calcul des moments et effort tranchant à l'ELS :**



**Diagramme III.4.3 : Schéma statique d'escalier à l'ELS.**

- Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0$$

$$R_A + R_B = 66.03 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = 0 ; R_A = 46.8 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc } R_B = 19.23 \text{ KN.m}$$

On résume les calculs dans le tableau suivant :

	Effort tranchant T(y)	Moment fléchissant M(z)	x (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.23$	$T = -6.91 - 8.52x$	$M = -6.91x - 8.52 \frac{x^2}{2}$	0	-6.91	0
			1.23	-17.39	-14.94
$1.23 \leq x \leq 3.63$	$T = 29.41 - 11.82(x - 1.23)$	$M = 29.41x - 11.82 \frac{(x - 1.23)^2}{2}$	1.23	29.41	-14.94
			3.63	1.042	21.59
$0 \leq x \leq 2.38$	$T = -19.23 + 8.52x$	$M = -19.23x + 8.52 \frac{x^2}{2}$	0	-19.23	0
			2.38	1.04	21.64

**Tableau III.4.4 : Résultat des efforts et les moments a l'ELS**

$$T(y) = 0 \longrightarrow T(x) = -19.23 + 8.52x = 0$$

$$\text{La distance correspondent au moment max est : } x = \frac{19.23}{8.52} = 2.26 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_{zmax} = 19.23(2.26) - 8.52 \left( \frac{2.26^2}{2} \right) = 21.70 \text{ KN.m}$$

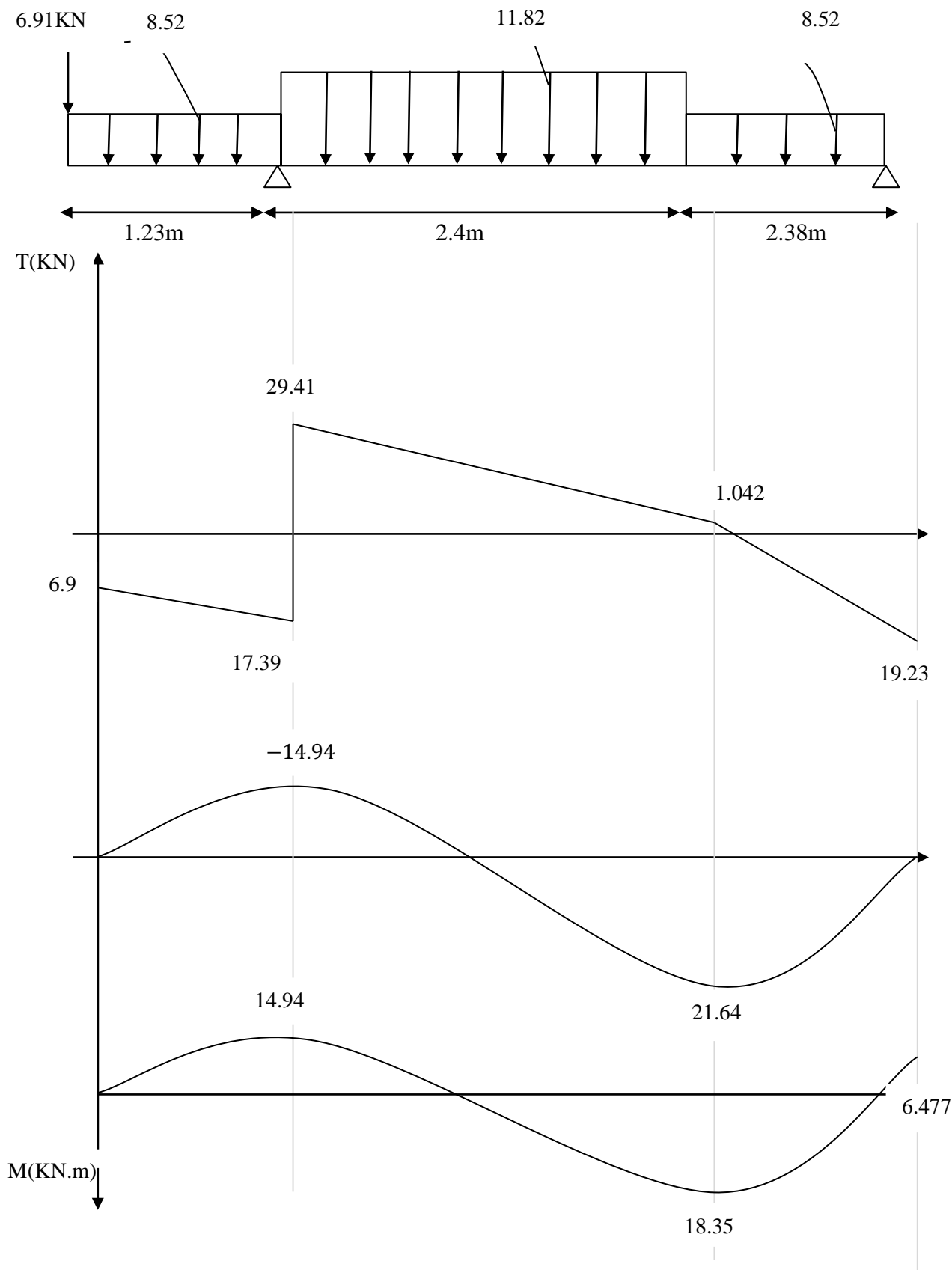
$$M_B \text{ appui} = -0.3 \times 21.59 = -6.477 \text{ KN.m.}$$

$$M_T \text{ travée} = 0.85 \times 21.59 = 18.35 \text{ KN.m.}$$

$$M_A \text{ appui} = 14.94 \text{ KN.m.}$$

$$M \text{ console} = 14.94 \text{ KN.m.}$$

**Diagrammes des efforts internes à l'état limite service ELS :**



**Diagramme III.4.4 : des efforts internes à l'état limite ultime ELU**

**Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car la cage d'escalier est à l'intérieur du bâtiment (milieu fermé), donc aucune vérification à effectuer.

**❖ Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL 91/99):**

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

Et  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$

**✓ Aux appuis :**

Appui B :

On a :  $\sigma_s = \frac{M_{bs}}{\beta_l A_a d}$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 16} = 0.245$$

$\rho = 0.245$

Donc d'après le tableau

$(K = 48.29 ; \beta_l = 0.921)$

$$\sigma_s = \frac{M_{bs}}{\beta_l d A} = \frac{6.477 \times 10^3}{0.921 \times 16 \times 3.92} = 112.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{112.13}{48.29} = 2.32 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée**

Appui A :

$(K = 48.29 ; \beta_l = 0.921)$

$$\sigma_s = \frac{M_{bs}}{\beta_l d A} = \frac{14.94 \times 10^3}{0.921 \times 16 \times 3.93} = 258.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{258.63}{48.29} = 5.35 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée**

En travée :

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 16} = 0.245$$

$(K = 48.29 ; \beta_l = 0.921)$

$$\sigma_s = \frac{M_{bs}}{\beta_l d A} = \frac{18.35 \times 10^3}{0.921 \times 16 \times 3.93} = 317.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{317.67}{48.29} = 6.58 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée**

❖ **Vérification de la flèche (Art B.6.5.2 BAEL 91/99) :**

Les règles (Art. A.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 :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad h \geq \frac{1}{30} \times \frac{M_t}{M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.39}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{601} = 0.033 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Vu que la première condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_s = 11.82 \text{ kN/ml}$$

$$E_v: \text{Module de déformation différée} = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

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

$$I = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$  : Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 18^2}{2} + (15 \times 3.93 \times 16) = 17140.8 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 18) + (15 \times 3.93) = 1858.8 \text{ cm}^2$$

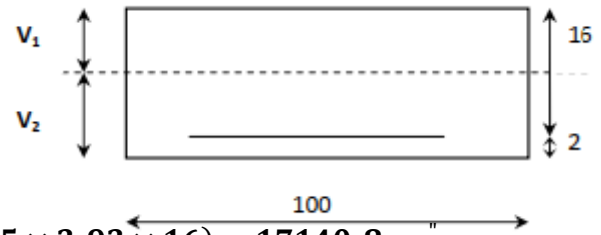
Donc :

$$V_1 = \frac{17140.8}{1858.8} = 9.22 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 8.78 \text{ cm}$$

$$\text{Et } I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A \times (V_2 - c)^2 = 51390.06 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{3.93}{100 \times 16} = 0.00245$$



**Calcul des coefficients  $\mu$  et  $\lambda$  :**

$$\lambda = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.00245 \times \left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right)} = 3.42$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} = 0.11$$

$$I = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu} = \frac{1.1 \times 51390.06}{1 + 3.42 \times 0.11} = 41076.20 \text{ cm}^3$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.82 \times 10^3 \times 6.01^4}{10818.86 \times 10^6 \times 41076.20 \times 10^{-8}} = 0.045 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{601}{500} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- ✓ Appuis A :  $A_S$ : 5HA10 = 3.93 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 20 cm.
- ✓ Appuis B :  $A_S$ : 5HA10 = 3.93 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 20 cm.
- ✓ Travée :  $A_S$ : 5HA10 = 3.93 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 20 cm.

**III.5. Étude de la poutre palière**

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux. Sa portée est de 3,00 m (entre nu d'appuis).

**a. Pré dimensionnement**

On dimensionne la poutre palière par la formule suivante :

$$L / 15 \leq h_t \leq L / 10 \qquad 0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

L : portée libre de la poutre 20

H<sub>t</sub> : hauteur de la portée

B : largeur de la poutre.

**a. Hauteur de la poutre**

$$300 / 15 \leq h_t \leq 300 / 10 \quad \rightarrow \quad 20 \leq h_t \leq 30$$

On adopte h<sub>t</sub> = 35 cm

**b. Largeur de la poutre**

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad \rightarrow \quad 14 \leq b \leq 24,5$$

On prend b = 30 cm

D'après : [Art.7.5.1.5 / RPA 99]

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \\ b_{\max} = 1.5 h + b_t \end{array} \right\} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La poutre palière aura donc : **(b x h) = (30x 35) cm<sup>2</sup>**

**b. Détermination des charges et surcharges**

La poutre palière sera sollicitée par son poids propre → 25x0.35x0.30 = 2.625 KN/ml.

✓ **Effort tranchant à l'appui**

E.L.U : T<sub>U</sub> = 56,06KN.

E.L.S: T<sub>S</sub> = 46,80KN.

✓ **Combinaison des charges et surcharges**

À l'E.L.U : q<sub>u</sub> = 1.35 G + T<sub>u</sub> = 1,35x2,625+56.06=59,60KN.

À l'E.L.S : q<sub>s</sub> = G +T<sub>S</sub>=2,625+46,80=49,43KN.

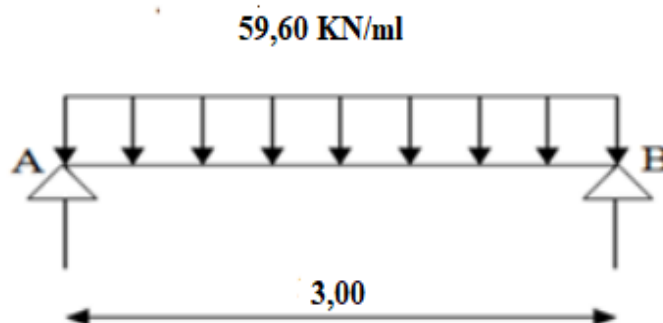


Diagramme III.5.1 : Schéma statique à l'ELU

**c. A l'ELU :**

**Réaction d'appuis :**

$$R_A=R_B= \frac{q_u \times l}{2} = \frac{56,06 \times 3,00}{2} = 84,09 \text{ KN.m}$$

**Moments isostatiques :**

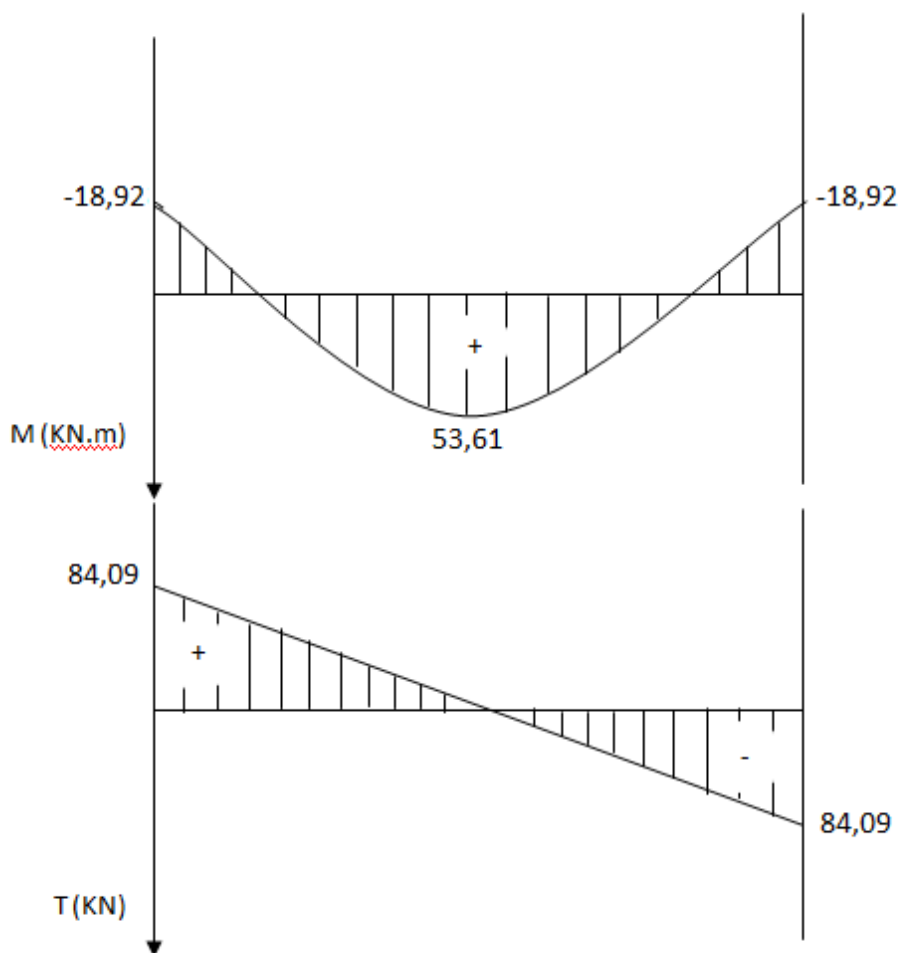
$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{56,06 \times 3,00^2}{8} = 63,07 \text{ KN.m}$$

**Moments corrigé :**

**En travée :**  $M_t=0,85M_0=0,85 \times 63,07=53,61 \text{ m}$

**Aux appuis :**  $M_a=-0,3M_0=-0,3 \times 63,07 =-18,92 \text{ KN.m}$

**Efforts tranchant max :**  $V_u^{max} = 84,09 \text{ KN}$



**Diagramme III.5.2 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU**

**d. Ferrailage à l'E.L.U**

**❖ Calcul des armatures principales**

En travée :

$$M_t = 18,92 \text{ KN.m.} \qquad d = h - c = 35 - 2 = 33 \text{ cm.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{18,92 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0,040$$

$$\mu_b = 0.040 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0,980$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{18,92 \times 10^3}{0,980 \times 33 \times 348} = 1,68 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>**

**Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{53,61 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.116$$

$$\mu_b = 0.116 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0,938$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{53,61 \times 10^3}{0,938 \times 33 \times 348} = 4,98 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **6 HA14 = 9,24 cm<sup>2</sup>**.

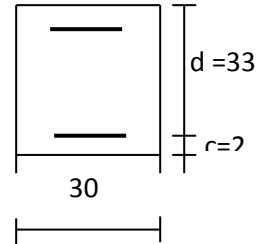
**NB :** Le RPA exige que le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0.5 en toute section, d'où :

$$3,39 + 9,24 = 12,63 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{0,5bh}{100} = \frac{0,5 \times 30 \times 35}{100} = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 12,63 \text{ cm}^2 \geq 5,25 \text{ cm}^2$$

≥



**e. Vérification à l'ELU**

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1}{400} = 1.195 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**  $A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 1.195 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

**En travée :**  $A_t = 9,24 \text{ cm}^2 > 1.195 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

✓ **Vérification de l'adhérence**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{84,09}{0.9 \times 33 \times 3 \times 3.14 \times 1,2} = 0,250 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,250 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$\Rightarrow$  Pas de risque d'entraînement des barres.

✓ **Vérification de l'effort tranchant** (BAEL91.Art. A.5.2.2)

$$T_u^{\max} = 84,09 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{84,09 \times 1000}{300 \times 330} = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Calcul des armatures transversales**

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_t ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12 ; 10 ; 30 \} = 10 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre :  $\phi 8$

Donc on adopte 4 HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>.  $\Rightarrow$  (1 cadre + 1 étrier)  $\phi 8$

✓ Espacement des barres : RPA2003 (A7.5.2.2)

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \{h/4; 12\phi; 30\} = \min \{8,75; 12; 30\text{cm}\} = 8,75\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 7\text{ cm.}$$

En dehors de la zone nodale:

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 15\text{ cm.}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8.  $A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$  (1 cadre + 1 étrier)  $\phi 8$

✓ Quantité des armatures transversales minimales

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 1,35 \text{ cm}^2.$$

$2.01 > 1,35 \rightarrow$  Exigence vérifiée.

**f. Calcul à l'ELS :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{49,43 \times 3,00}{2} = 74,15 \text{ KN.m}$$

Moments isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{49,43 \times 3,00^2}{8} = 55,60 \text{ KN.m}$$

Moments corrigé :

$$\text{Aux travées : } M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 55,60 = 47,26 \text{ kN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 74,15 = -22,25 \text{ KN.m}$$

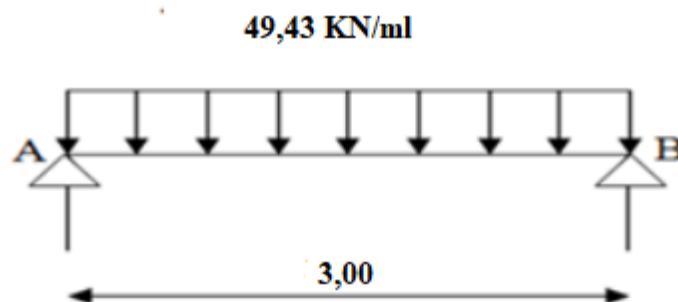


Diagramme III.5.3 Schéma statique à l'ELS

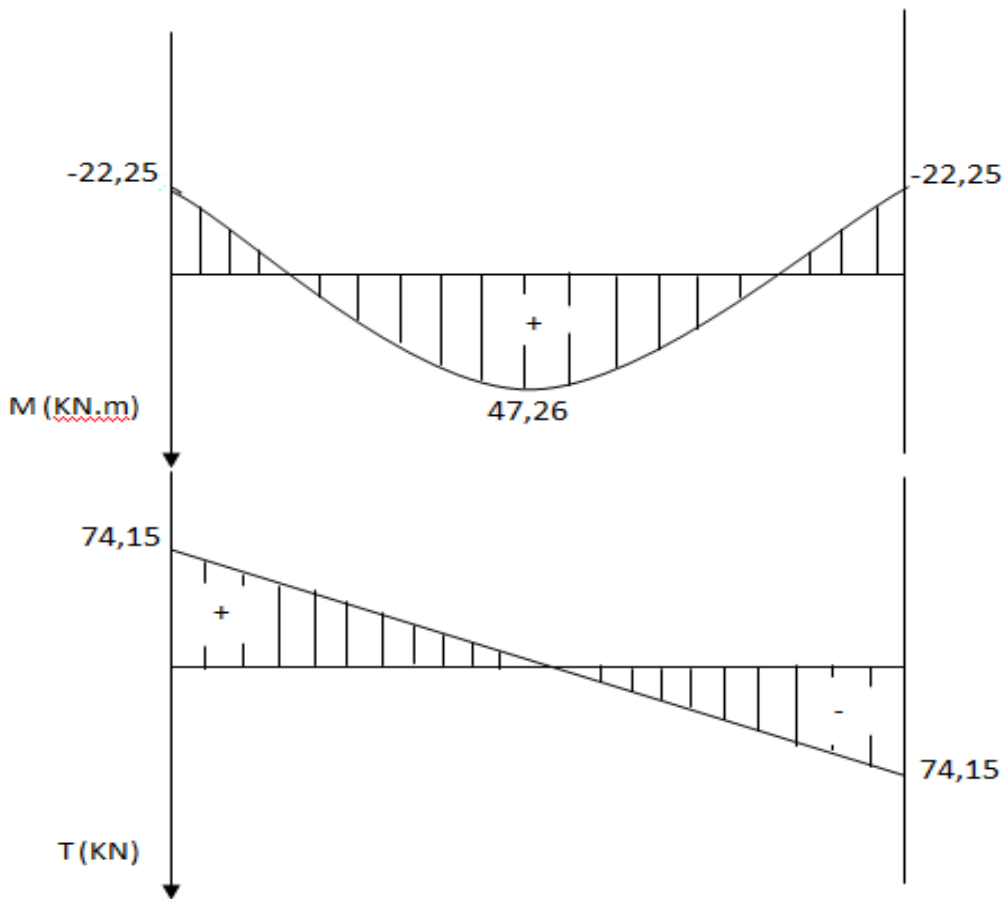


Diagramme III.5.4 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

**g. Vérification à l'ELS**

✓ **État limite d'ouverture de fissures**

La fissuration est considéré comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

✓ **État limite de compression du béton :(Art A.4.5.2 du BAEL91)**

Si l'inégalité suivante est vérifiée, aucune vérification n'est exigée pour  $\sigma_{bc}$  :

**En travée**

❖ **Contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{47,26 \times 10^3}{0,864 \times 33 \times 9,24} = 179,39 \text{MPa}$$

$$\varphi = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 9,24}{30 \times 33} = 0,933$$

$$K_1 = 21,76 \rightarrow \beta = 0,864$$

La fissuration est peu nuisible

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e / \gamma_s = 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Contrainte dans le béton**

$$K = \frac{1}{21,75} = 0,046$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,046 \times 179,39 = 8,25 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 8,25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**Aux appuis :**

❖ **Contrainte dans l'acier**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{ap}} = \frac{22,25 \times 10^3}{0,909 \times 33 \times 3,39} = 218,80 \text{ MPa}$$

$$\varphi = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 33} = 0,342$$

$$K_1 = 39,65 \rightarrow \beta = 0,908$$

La fissuration est peu nuisible

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Contrainte dans le béton:**

$$K = \frac{1}{39,65} = 0,025$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,025 \times 218,80 = 5,47 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 5,47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Zone	M <sub>s</sub> KN.m	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ	B	K	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub>
Travée	47,26	9,24	0,933	0,864	21,76	179,39	8,25	15
appuis	22,25	3,39	0,342	0,909	39,95	218,80	5,47	15

**Tableaux III.5.1 : Résultat des vérifications a l'ELS**

✓ **Vérification de la flèche**

Selon les règles de BAEL 91(Art B-6-5.1) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci-après ne sont pas vérifiées :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10.M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{300} = 0.116 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

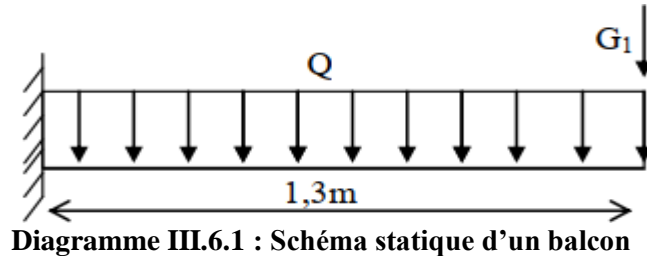
$$\frac{h}{L} = 0.10 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{47,26}{10 \times 55,60} = 0.085 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{924}{300 \times 330} = 0.009 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

**III.6. Les balcons :**

Le balcon est l'un des éléments porteurs d'une structure ; fabriqué en dalle pleine suite à la dalle planchée. Suite à ce Schéma statique du balcon ; ce dernier travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive et libre de l'autre extrémité, donc le calcul se fait à la flexion simple soumis à son poids propre, au poids de revêtements et au poids de garde corps (en brique creuse de 8 cm d'épaisseur). Le calcul ce fait pour une bande de 1m



**a. Dimensionnement du balcon :**

L'épaisseur de balcon est déterminée comme suit :

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{130}{10} = 13 \text{ cm} \text{ On opte pour } e_p = 15 \text{ cm}$$

✓ **Charges permanentes :**

Charges permanentes uniformes	Epaisseur [m]	(KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0.02	20,00	0.44
Mortier de pose	0.02	20.00	0.44
Couche de sable	0.03	17.00	0.51
Poids propre de la dalle	0.15	25	3.75
Enduit en mortier	0.02	20	0.44
			<b>G= 5.58 (KN/m<sup>2</sup>)</b>

**Tableau III.6.1 : Charge permanente de balcon**

- **Charge concentrée (Garde – corps) :**

$$g = \text{Poids propre de l'enduit ciment} \times 2 + \text{Maçonnerie}$$

$$g = (0.02 \times 2) \times 18 + (0.1 \times 9) = 1.62 \text{ KN/m}^2$$

- **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

- **Combinaison de charge**

Nous considérons une bande d'1 m de largeur

❖ **A L'ELU:**

- **La dalle :**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ ml} = (1.35 \times 5.58 + 1.5 \times 3.5)$$

$$q_u = 12.78 \text{ KN/ml}$$

- **Le garde-corps**

$$g_u = (1.35 \times g) = (1.35 \times 1.62)$$

$$g_u = 2.19 \text{ KN/ml}$$

## ❖ A L'ELS

## - La dalle

$$q_s = (G + Q) \times 1 = (5.58 + 3.5) \times 1 = 9.08 \text{ KN/ml}$$

## - Le garde-corps

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

## ✓ Calcul des moments

## A l'ELU

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + g_u \times L = \frac{12.78 \times 1^2}{2} + 2.19 \times 1 = 8.58 \text{ KN.m}$$

## A l'ELS

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + g_s \times L = \frac{9.08 \times 1^2}{2} + 1.62 \times 1 = 6.16 \text{ KN.m}$$

## - Calcul de l'effort tranchant :

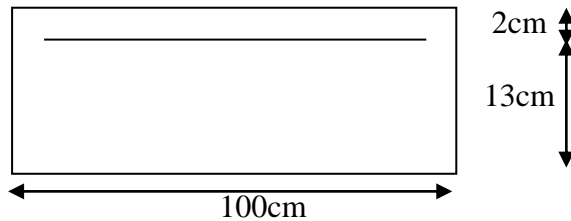
## ❖ A l'ELU

$$V_u = q_u \times L + g_u = 12.78 \times 1 + 2.19 = 14.97 \text{ KN}$$

## ❖ A l'ELS

$$V_s = q_s \times L + g_s = 9.08 \times 1 + 1.62 = 10.7 \text{ KN}$$

## b. Ferrailage :



Avec :

h = épaisseur de la section (h = 15 cm)

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

c = enrobage (c = c' = 2 cm)

d = hauteur utile (d = h - c = 15 - 2 = 13 cm)

## - Les armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8.56 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.004$$

 $\mu = 0.004 < \mu_l = 0.392$  Donc la section est simplement armée
➤  $\beta = 0.998$ 

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_{st} d \beta} = \frac{8.56 \times 10^3}{348 \times 13 \times 0.998} = 1.90 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature  $A_{st} = 4\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$   
Avec un espacement de  $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,36}{4} = 0,59 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures  $A_r=4\text{HA}8$  avec :  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

**c. Vérifications à L'ELU :**

✓ **Vérification de la condition de non fragilité : (Art 4.21/BAEL 91)**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{c28}}{f_e}$$

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2 \leq A_{adopt} = 2,36 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de l'entraînement des armatures : (Art 6.1, 3/BAEL 91)**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

$$\sum u_i = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 \text{ cm}^2 = 1004.8 \text{ mm}^2$$

$$\bar{\tau}_{se} = \varphi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\varphi_s = 1.5$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{14.97 \times 10^3}{0.9 \times 13 \times 1004.8} = 1.273 \leq \bar{\tau}_{se} \text{ Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{14.97 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.12 \leq \bar{\tau}_u \text{ Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

## ✓ Vérification de l'écartement des barres

Pour les armatures principales :  $St < \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$ .

$St = 25\text{ cm} < 33\text{ cm} \rightarrow$  **Condition vérifiée.**

Pour les armatures de répartition :  $St < \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$

$St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \rightarrow$  **Condition vérifiée.**

## d. Vérification à L'ELS :

## ✓ Vérification des contraintes dans les aciers

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.36}{100 \times 13} = 0.181 \longrightarrow \beta_1 = 0.930 ; K_1 = 56.43$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6.16 \times 10^3}{0.930 \times 13 \times 2.36} = 215.89 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

## ✓ Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{215.89}{56.43} = 3.826 \leq \bar{\sigma}_{bs} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

## ✓ Vérification de l'état limite de déformation

On procédera à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{100} = 0.157 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{C.V}$
- $\frac{h}{L} = 0.157 \geq \frac{M_s}{10M_0} = \frac{6.16}{10 \times 8.58} = 0.072 \quad \text{C.V}$
- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{2.36}{100 \times 13} = 0.002 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{C.V}$

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

### III.7. la salle machine :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au dessus de lagaine.

#### Caractéristiques de la cage d'ascenseur :

- La surface de la salle machine est de :  $1.50 \times 1.39 = 2.085 \text{ m}^2$ .
- La surface de la cabine est de :  $1.10 \times 0.63 = 0.693 \text{ m}^2$ .
- La charge total du système de levage et la cabine chargée est de : **4tonnes** ( $P=40\text{KN}$ ).

#### a. Calcul de la dalle de la salle machine :

##### - Epaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :  $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{150}{30} = 5 \text{ cm}$

**NB** : le RPA 2003 exige une hauteur  $h_t \geq 12 \text{ cm}$ ; on adopte une hauteur  **$h_t = 15 \text{ cm}$** .

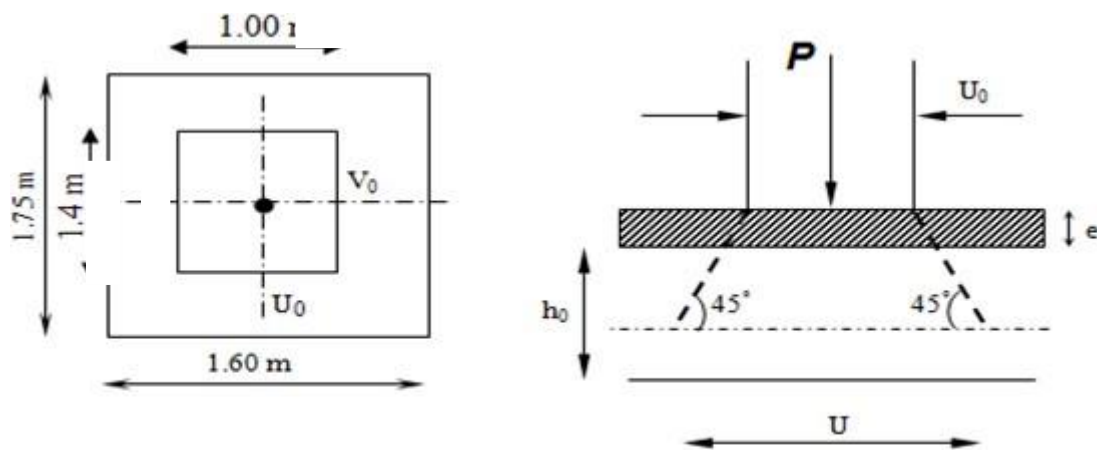


Figure III.7.1 : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ( $U \times V$ ), (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle.

Le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

$$U = U_0 + 2 \times \xi \times e + h_0$$

$$V = V_0 + 2 \times \xi \times e + h_0$$

**Avec :**

$h_0$  : Épaisseur de la dalle (15cm)

$e$  : épaisseur du revêtement (5cm)

$\xi$  : Coefficient de remplissage qui est égale à 1 pour un remplissage en béton

**Les cotés  $U_0$  et  $V_0$  sont supposés parallèles respectivement à  $L_x$  et  $L_y$**

**$U_0 = 110\text{cm}$ .**

**$V_0 = 63\text{cm}$ .**

**On remplace :**

$$U = U_0 + 2 \times \xi \times e + h_0 = 110 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 135\text{cm}.$$

$$V = V_0 + 2 \times \xi \times e + h_0 = 63 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 88\text{cm}.$$

- **Calcul des moments au centre du panneau :**

Ils sont donnés par la formule :  $M_{x1} = q_u (M_1 + \nu M_2)$

$$M_{y1} = q_u (\nu M_1 + M_2)$$

**$M_{x1}$  et  $M_{y1}$**  : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens  $XX$  et  $YY$ , dues à la charge concentrée.

$M_1$  et  $M_2$  : Coefficients déterminés à partir des rapports  $\left(\rho = \frac{L_x}{L_y}\right)$  et  $\left(\frac{U}{L_x}\right), \left(\frac{V}{L_y}\right)$

dans les abaques de **PIGEAUD**.

$\nu$  : coefficient de poisson.

À l'ELU,  $\nu = 0$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.35}{1.50} = 0.9 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{0.88}{1.39} = 0.63 \quad ; \quad \rho = \frac{1.50}{1.39} = 1.08 \approx 1$$

La dalle travaille dans les deux sens.

Après interpolation :  $M1 = 0.054$ ,  $M2 = 0.061$

$$M_{x1} = 1.35P \times M1 = 1.35 \times 40 \times 0.054 = 2.916 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 1.35P \times M2 = 1.35 \times 40 \times 0.061 = 3.294 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :**

Le calcul se fera pour une bande de **1m** de largeur.

Ils sont donnés par les formules :

$$M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.50}{1.39} \approx 1 \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$\mu_x = 0.0368$  ;  $\mu_y = 1.000$  (Tirer des tableaux de Pigeaud) Poids propre de la dalle :

$$G = 0.15 \times 1 \times 25 = 3.75 \text{ KN/ml}$$

La surcharge d'exploitation : **Q est prise égale à 1KN/ml**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.56 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0368 \times 6.56 \times 1.50^2 = 0.543 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1.000 \times 0.543 = 0.543 \text{ KN.m}$$

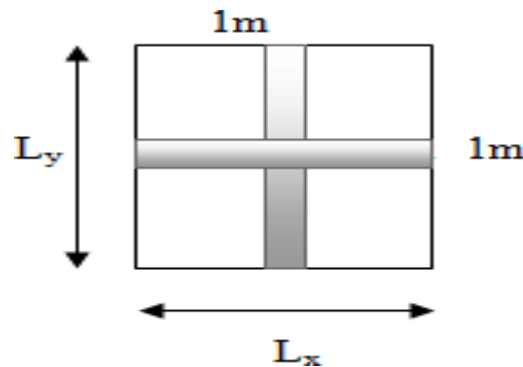


Figure III.7.2 : Schéma de dalle travail dans les 2 sens.

- **Superposition des moments:**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 2.916 + 0.543 = 3.459 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.294 + 0.543 = 3.837 \text{ KN.m}$$

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de **15% (0.85)** en travée et **70% (0.3)** aux appuis.

**b. Ferrailage de la dalle :**

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

**En travée :**

$$M_u = 0.85 \times 3.459 = 2.94 \text{ KN.m} \quad \text{avec } c=3\text{cm.}$$

$$\mu = \frac{2.94 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.014 < 0.392 \quad \text{SSA} \quad \text{d'où } \beta = 0.993$$

$$A_{st} = \frac{2.94 \times 10^5}{0.993 \times 12 \times 34800} = 0.709 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 (A<sub>S</sub>=2.01cm<sup>2</sup>)** avec un espacement **St = 25cm.**

**Aux appuis :**

$$M_{ux} = 0.3 \times 3.459 = 1.04 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{1.04 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.005 < 0.392 \quad \text{SSA} \quad \text{d'où } \beta = 0.997$$

$$A_{st} = \frac{1.04 \times 10^5}{0.997 \times 12 \times 34800} = 0.25 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8 (A<sub>S</sub>=2.01cm<sup>2</sup>)** avec un espacement **St = 25cm.**

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

**En travée :**

$$M_{u,y} = 0.85 \times 3.837 = 3.261 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{3.261 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.016 < 0.392 \quad \text{SSA d'où } \beta = 0.992$$

$$A_{st} = \frac{3.261 \times 10^5}{0.992 \times 12 \times 34800} = 0.787 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8 (A<sub>S</sub>=2.01cm<sup>2</sup>)** avec un espacement **St = 25cm.**

**Aux appuis :**

$$M_{u,y} = 0.3 \times 3.837 = 1.151 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{1.151 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.006 < 0.392 \quad \text{SSA d'où } \beta = 0.997$$

$$A_{st} = \frac{1.151 \times 10^5}{0.997 \times 12 \times 34800} = 0.28 \text{ cm}^2$$

**Soit : 4HA8 (A<sub>S</sub>=2.01cm<sup>2</sup>)** avec un espacement **St = 25cm.**

**c. Vérification à L'ELU :**✓ **Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :**

$$A_{st} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left( 3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad \text{avec} \quad \rho_0 : \text{taux d'armatures dans chaque direction.}$$

$\rho_0 = 0.8\%$ , pour les HA, FeE400 et FeE500.

$$A_{st} \geq 0.0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left( 3 - \frac{150}{139} \right) = 1.152 \text{cm}^2 < 2.01 \text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :**

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser  $2h$  et  $25\text{cm}$ .

$$S_t = 25\text{cm} \leq (2h = 30\text{cm} ; 25\text{cm})$$

**Condition vérifiée.**

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser  $3h$  et  $33\text{cm}$  ;

$$S_t = 25\text{cm} \leq (3h = 45\text{cm} ; 33\text{cm})$$

**Condition vérifiée.**

✓ **Condition de non poinçonnement : (Art A-5-2-42)**

$$P \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

**P**: charge de calcul à L'ELU

**ht** : épaisseur totale de la dalle

**U<sub>c</sub>** : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du

feuillelet moyen  $U_c = 2(U+V) = 2(1.35+0.88) = 4.46\text{m}$

$$P = 40 \leq 0.045 \times 4.46 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 501.74 \text{KN/ml} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification des contraintes tangentielles :**

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

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge :

$$\text{Sens x-x : } T_{\max} = \frac{P_u}{2U+V} = \frac{40}{2 \times 1.35 + 0.88} = 11,17 \text{ KN}$$

$$\text{Sens y-y : } T_{\max} = \frac{P_u}{3U} = \frac{40}{3 \times 0.88} = 15,15 \text{ KN}$$

$$\text{Ainsi on aura : } \tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{15.15 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left( \frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 ; 5) = 3.33 \text{ MPa}$$

On remarque que  $\tau < \bar{\tau}$  **Condition est vérifiée.**

✓ **Diamètre minimales des barres :**

Il faut vérifier la condition suivante :  $\Phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10}$

$$\Phi_{\max} \leq h_0 / 10 = 150 / 10 = 15 \text{ mm.}$$

Donc :  $\Phi = 8 \text{ mm} < \Phi_{\max} = 15 \text{ mm}$       **Condition est vérifiée.**

**d. Vérification à l'ELS :****- Moments engendrés par le système de levage :**

**À L'ELS  $v = 0.2$  ;  $M1 = 0.054$  ;  $M2 = 0.061$**

$$M_{x1} = 40(0.2 \times 0.061 + 0.054) = 2.648 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 40(0.2 \times 0.054 + 0.061) = 2.872 \text{ KN.m}$$

**- Moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

Le calcul se fera pour une bande de **1m**

de largeur. Ils sont donnés par les

formules :

$$M_{x2} = \mu_x q_s L^2 \quad M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$\mu_x = 0.0442 \quad ; \quad \mu_y = 1.000$$

$$q_s = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0442 \times 4.75 \times 1.5^2 = 0.472 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1.000 \times 0.472 = 0.472 \text{ KN.m}$$

**Superposition des moments :**

$$M_x = 2.648 + 0.472 = 3.12 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 2.872 + 0.472 = 3.344 \text{ KN.m}$$

**e. Ferrailage de la dalle :**

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

**En travée :**

$$M_s = 0.85 \times 3.12 = 2.652 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{bd^2 \sigma_{st}} = \frac{2.652 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00046 \text{ d'ou } \beta_s = 0.962$$

$$A_{st} = \frac{2.652 \times 10^5}{0.962 \times 12 \times 40000} = 0.57 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**

$$M_s = 0.3 \times 3.12 = 0.936 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{bd^2 \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.936 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00016 \text{ d'ou } \beta_s = 0.977$$

$$A_{st} = \frac{0.936 \times 10^5}{0.977 \times 12 \times 40000} = 0.20 \text{ cm}^2$$

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

**En travée :**

$$M_s = 0.85 \times 3.344 = 2.843 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{bd^2 \bar{\sigma}_{st}} = \frac{2.843 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00049 \text{ d'ou } \beta_s = 0.961$$

$$A_{st} = \frac{2.843 \times 10^5}{0.961 \times 12 \times 40000} = 0.616 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**

$$M_s = 0.3 \times 3.344 = 1.0032 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{bd^2 \bar{\sigma}_{st}} = \frac{1.0032 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00017 \text{ d'ou } \beta_s = 0.977$$

$$A_{st} = \frac{1.0032 \times 10^5}{0.977 \times 12 \times 40000} = 0.214 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \{ 2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \left( \frac{2}{3} \right) \times 400, 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 266.67, 201.63 \} = 201.63 \text{ MPa.}$$

**Sens x-x :**

**En travée :**

$$M_s = 2.652 \text{ KN.m ; } A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.17 \text{ avec : } k_1 = 58.53 ; \beta_1 = 0.932$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{2.652 \times 10^6}{0.932 \times 120 \times 2.01 \times 100} = 117.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 117.97 < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{117.97}{58.53} = 2.02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa Condition Vérifiée}$$

**Aux appuis :**

$$M_s = 0.936 \text{KN.m} ; A_s = 2.01 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.17 ; k_1 = 58.53 ; \beta_1 = 0.932$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{0.936 \times 10^3}{0.932 \times 12 \times 2.01} = 41.46 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 41.46 < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{MPa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{41.46}{58.53} = 0.71 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

**Sens y-y :**

• **En travée :**

$$M_s = 2.843 \text{KN.m} ; A_s = 2.01 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.17 ; k_1 = 58.53 ; \beta_1 = 0.932$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{2.843 \times 10^3}{0.932 \times 12 \times 2.01} = 126.469 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 126.469 < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{MPa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{126.469}{58.53} = 2.16 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

**Aux appuis :**

$$M_s = 1.0032 \text{KN.m} ; A_s = 2.01 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.17 ; k_1 = 58.53 ; \beta_1 = 0.932$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1.0032 \times 10^3}{0.932 \times 12 \times 2.01} = 44.63 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 44.63 < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{MPa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{44.63}{58.53} = 0.76 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

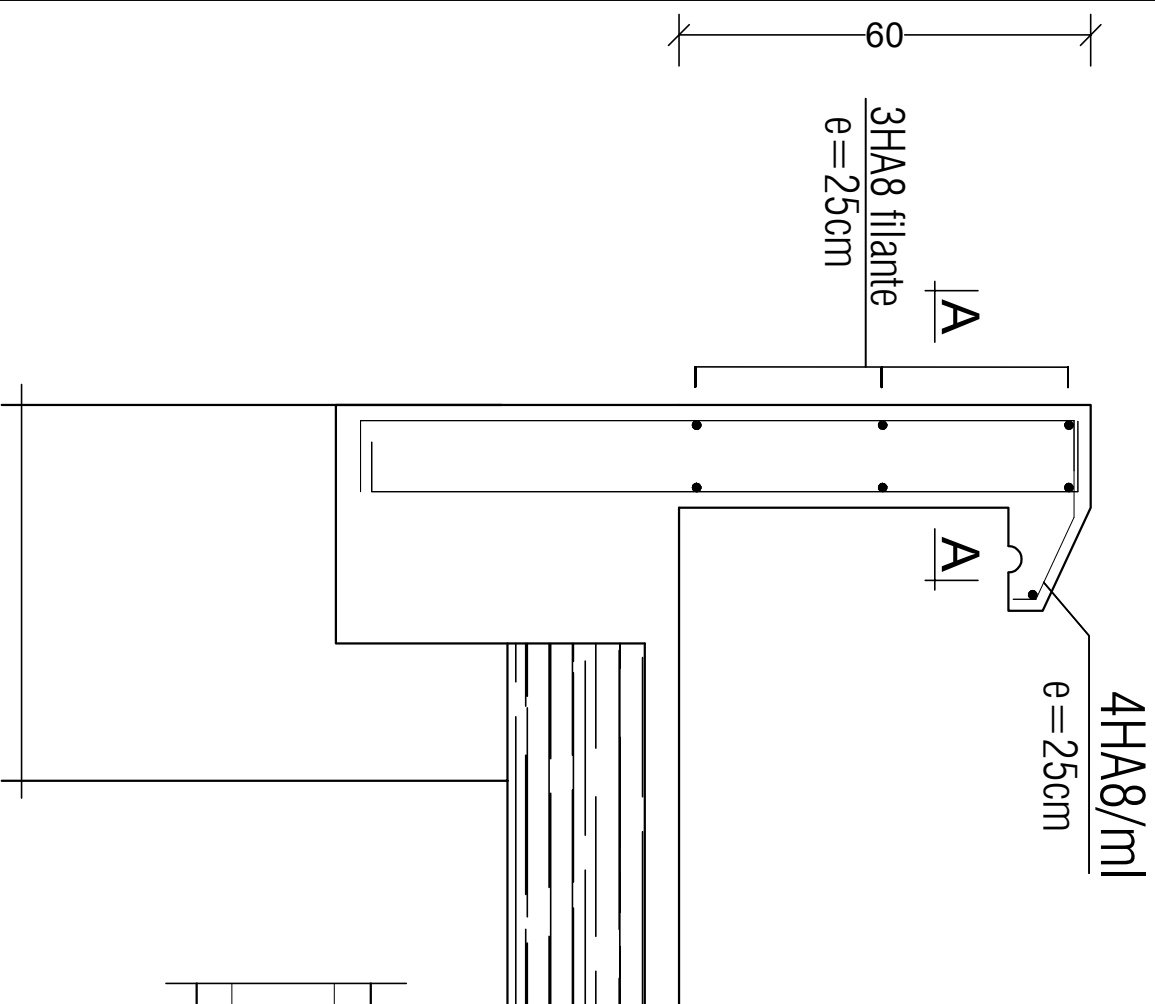
**Résultats :**

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

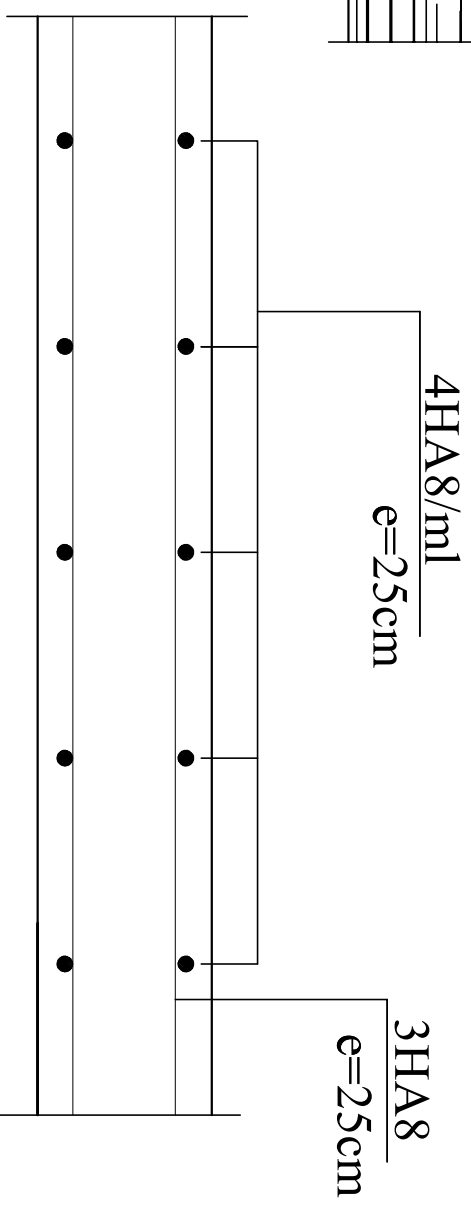
On a adopté le même ferrailage pour les travées et les appuis **4HA8(2.01cm<sup>2</sup> /ml)**

Avec un espacement de **25cm**.

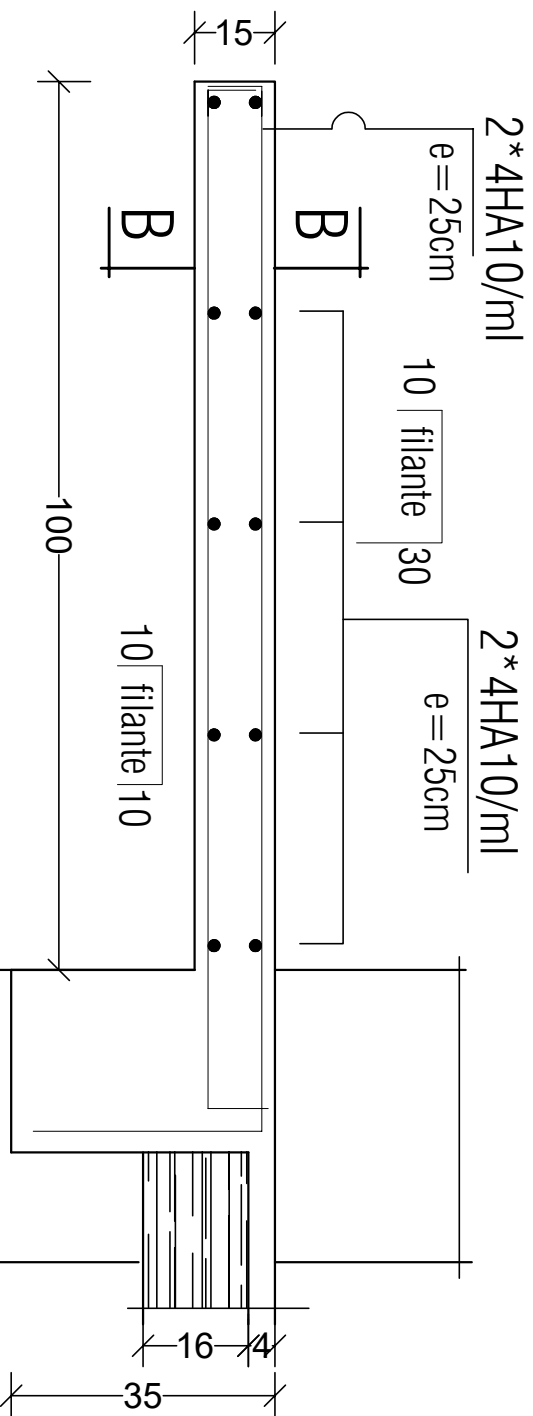
# Ferrailage de l'acrotère



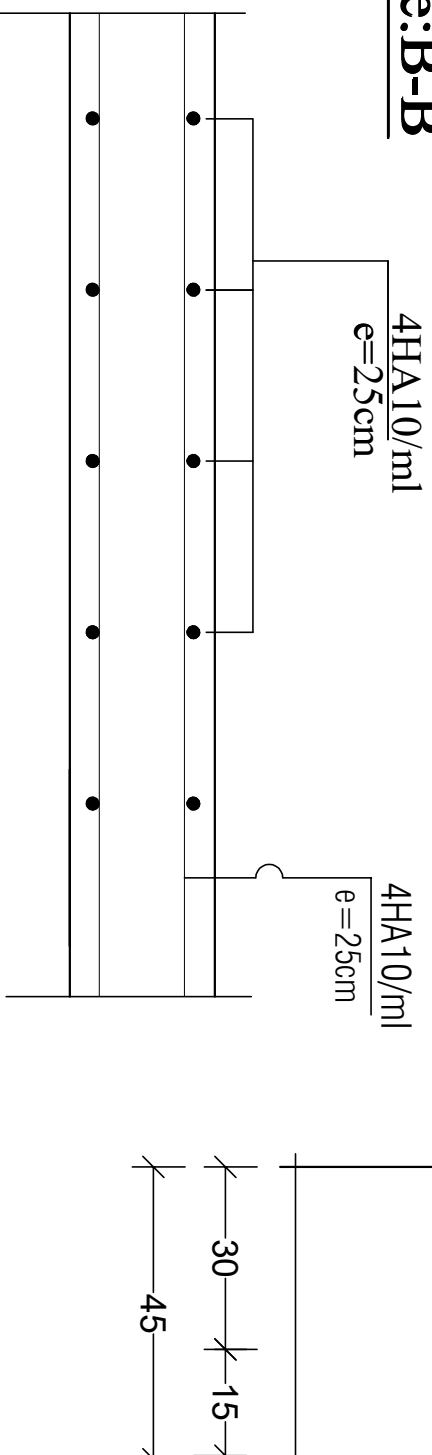
## Coupe: A-A



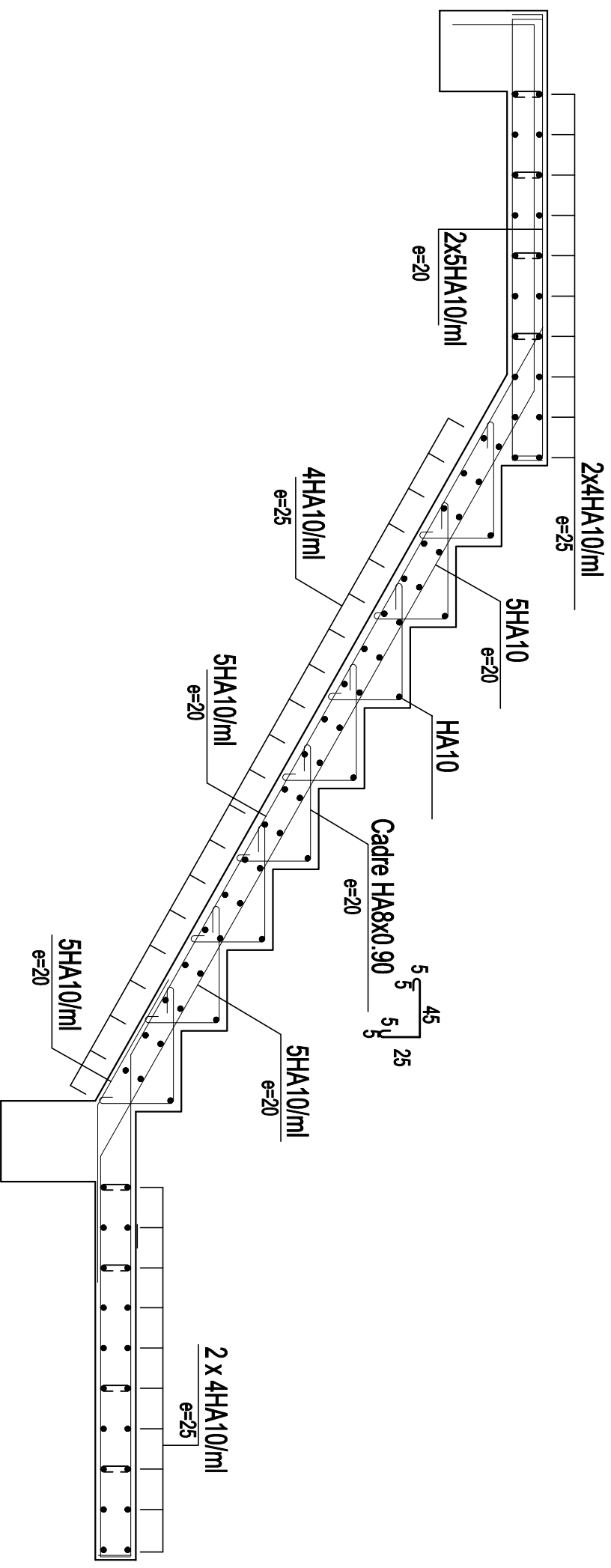
# Ferrailage des balcons



## Coupe: B-B

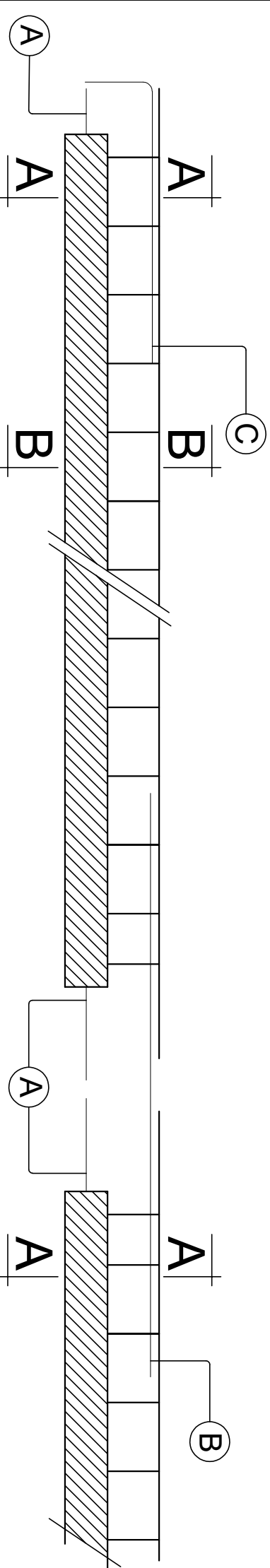


# Ferrailage des escaliers



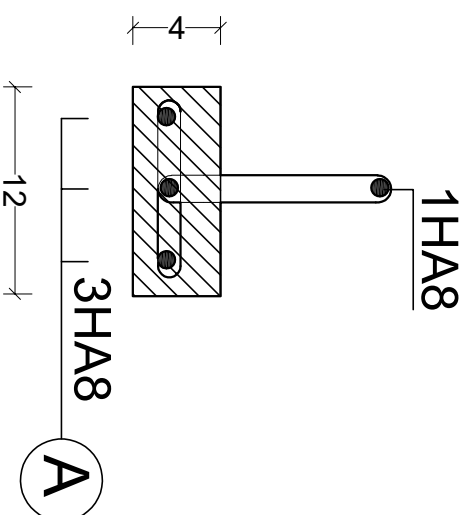
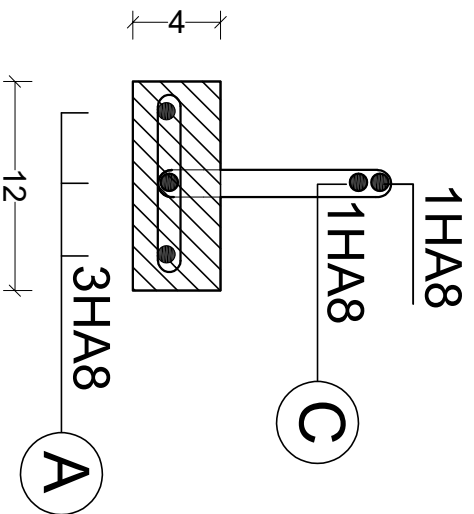
# Ferrailage des poutrelles

LONGUEUR DE LA POUTRELLE (L)

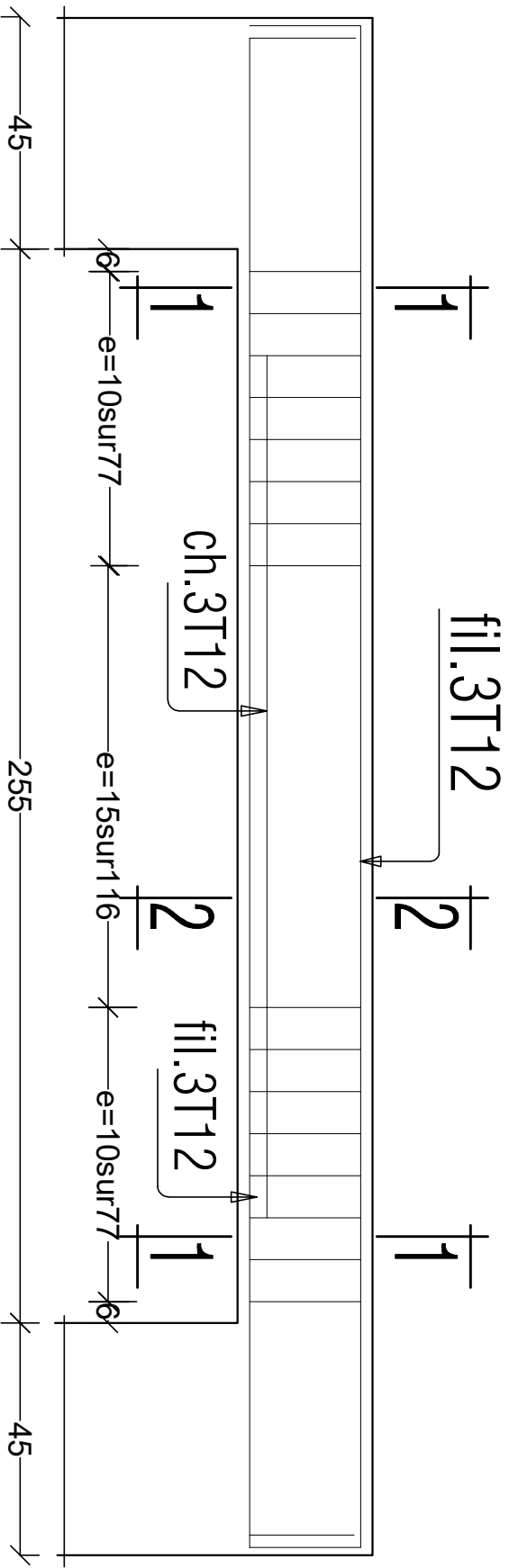


Coupe:A-A

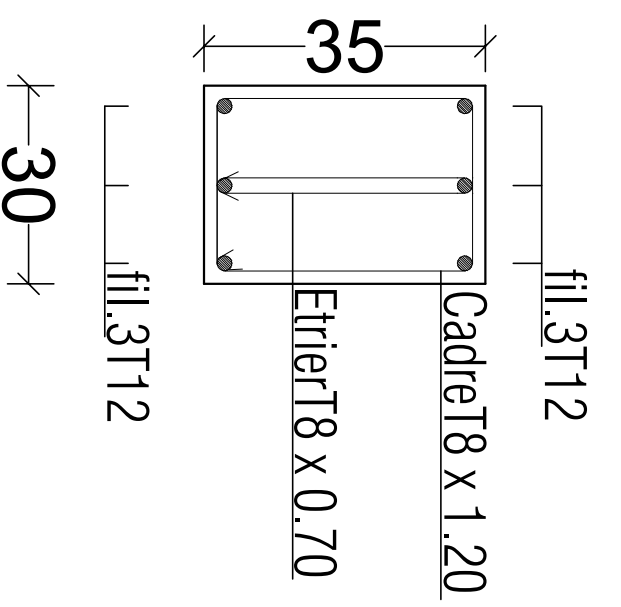
Coupe:B-B



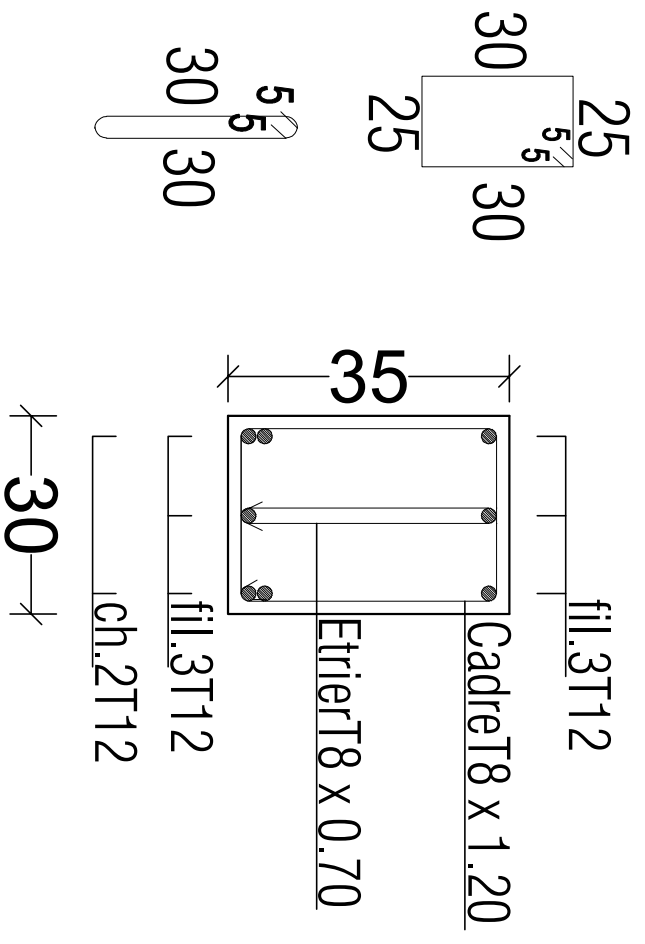
# FERRAILLAGE : POUTRE PALIERE (30X35)



COUPE 1-1

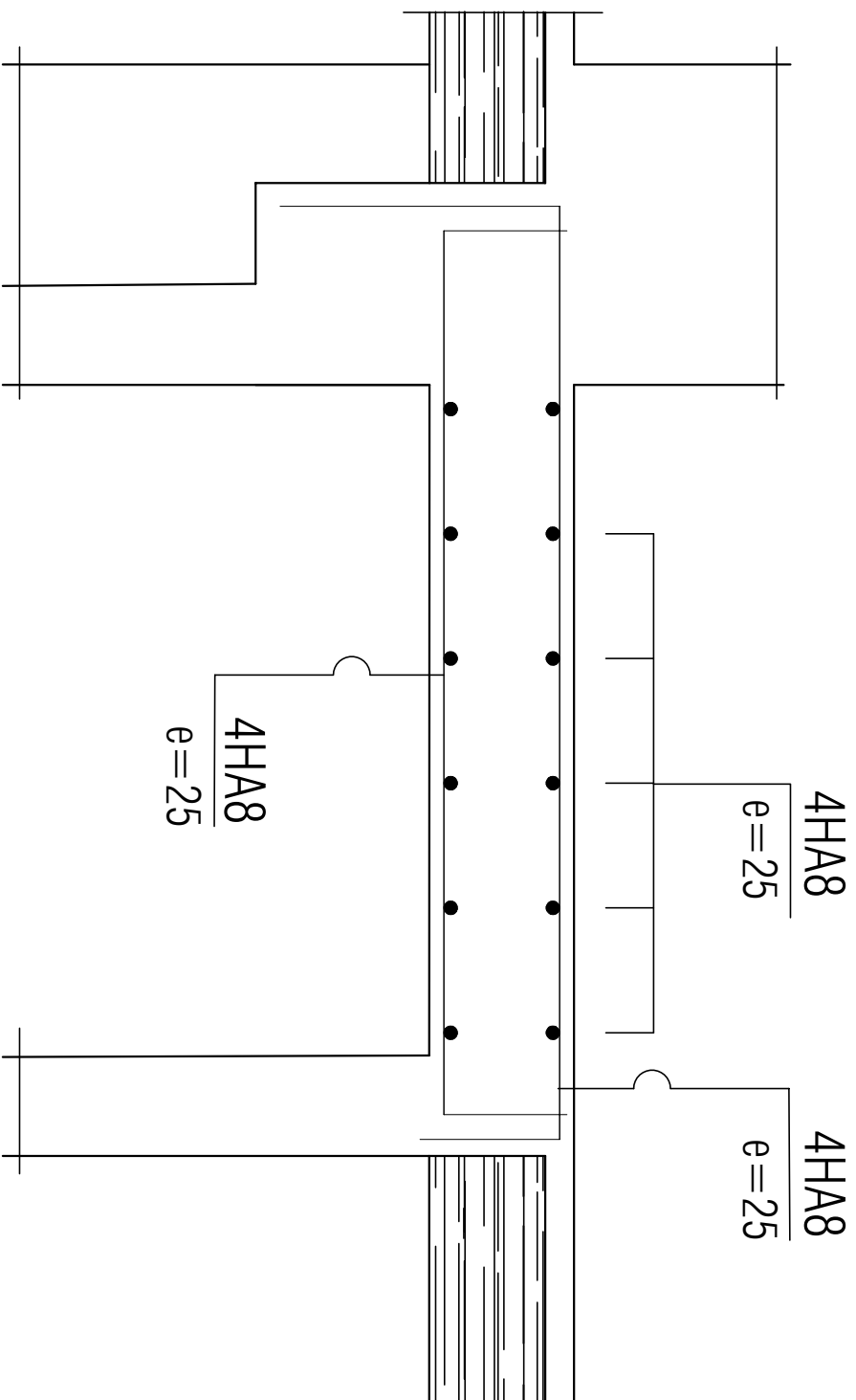


COUPE 2-2



# Ferrailage dalle salle machine

sens X-X . Y-Y



# Chapitre IV

## Etude de contreventement

---

### Introduction :

Dans ce chapitre, nous étudierons le système structurel d'éléments permettant d'assurer la stabilité du bâtiment vis – à – vis des efforts horizontaux.

L'étude du contreventement est une étape importante dans l'étude du bâtiment, elle mérite le plus grand soin. Elle consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitations horizontales ; vent et séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

- ✓ Un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voile.
- ✓ Un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.
- ✓ Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé.

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement .le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'une part, et dans les portiques d' autre part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auxquels nous allons attribuer « une inertie fictive »

#### IV.1. Inertie des voiles :

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comporte pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie de refends pleins :

- Les refends longitudinaux

$$I_x = \frac{l^3 e}{12}$$

On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe Y

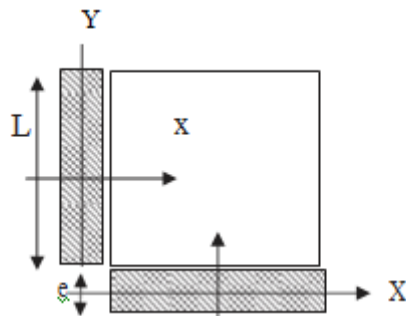


Figure IV.1 : Vue en plan et en coupe du voile

- Les refends transversaux :

$$I_x = \frac{e \times l^3}{12}$$

On néglige l'inertie des refends Transversaux par rapport à l'axe Y.

**Remarque :**

La longueur L des voiles est mesurée aux extrémités extérieures des poteaux encadrant ceux-ci, elle varie donc avec la section des poteaux. Pour éviter cette variation et assurer la continuité de ces voiles en élévation, chaque voile doit avoir la même longueur L pour tous les niveaux, cette longueur sera celle mesurée au dernier niveau où la section des poteaux est (35x35)

L'inertie des voiles, pour un niveau donné, est résumée dans les tableaux qui suivent :

Voile	e (m)	L (m)	$I_Y$ (m <sup>4</sup> )
VL1	0,15	2	0,1
VL2	0,15	2	0,1
VL3	0,15	2	0,1
VL4	0,15	2	0,1
VL5	0,15	1,5	0,0422
VL6	0,15	1,75	0,067
VL7	0,15	1,75	0,067
Total			0,5762

**Tableaux IV.1 : L'inertie des voiles longitudinaux (x-x).**

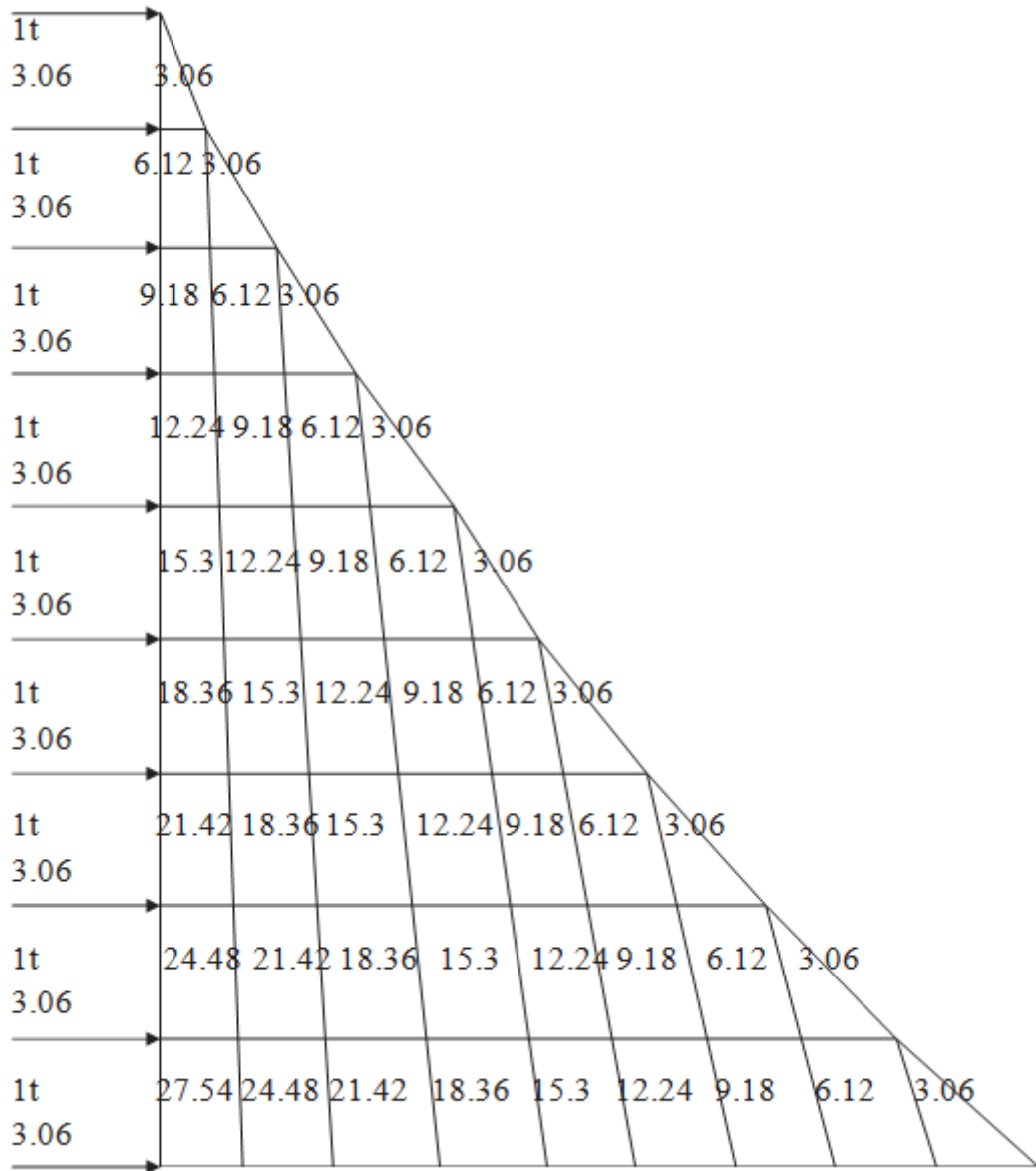
Voile	e (m)	L (m)	$I_Y$ (m <sup>4</sup> )
VT1	0,15	1,5	0,0422
VT2	0,15	1,5	0,0422
VT3	0,15	1,5	0,0422
VT4	0,15	1,5	0,0422
VT5	0,15	1,35	0,0308
VT6	0,15	1,35	0,0308
VT7	0,15	1,3	0,0275
VT8	0,15	1,3	0,0275
VT9	0,15	1,3	0,0275
VT10	0,15	1,3	0,0275
Total			0,3401

**Tableaux IV.2 : L'inertie des voiles transversales (y-y).**

**a. Détermination de la répartition des efforts horizontaux entre portiques et refends :**

**- Calcul des flèches des refends :**

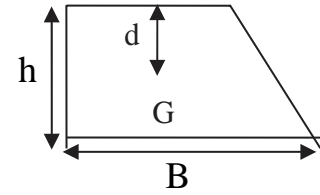
Le calcul des flèches des refends dont l'inertie est  $I=1 \text{ m}^4$ , soumis au même système de forces que les portiques (une force égale à 1 tonne à chaque niveau), sera obtenu par la méthode des « moment des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une série de section de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure qui suit:



**Diagramme IV.1 : La répartition des efforts horizontaux entre portiques et refends**

La flèche est donnée par la relation suivante :

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$



Avec :

$S_{id}$ : Surface de trapèze

$d_i$  : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

Sachant que la section du trapèze égale à :

$$S_i = \frac{(B + b) \times h}{2}$$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base :

$$d_i = \frac{(2B+b) \times h}{3(B+b)}$$

Niveau	H	B	Bi+1	Si	di	Si×di	$f_{ix} EI$
8	3,06	3,06	0	4,6818	2,04	9,550872	6962,586
7	3,06	6,12	3,06	14,0454	1,7	23,87718	5806,93
6	3,06	9,18	6,12	23,409	1,632	38,20349	4679,927
5	3,06	12,24	9,18	32,7726	1,602857	52,5298	3610,23
4	3,06	15,3	12,24	42,1362	1,586667	66,8561	2626,49
3	3,06	18,36	15,3	51,4998	1,576364	81,18241	1757,36
2	3,06	21,42	18,36	60,8634	1,569231	95,50872	1031,494
1	3,06	24,48	21,42	70,227	1,564	109,835	477,5436
RDC	3,06	27,54	24,48	79,5906	1,56	124,1613	124,1613

**Tableaux IV. 3 : Flèche dans les refends (moment des aires).**

Nous aurons donc :

$$f_{RDC} = \frac{79,5906 \times 1,56}{EI}$$

$$f_1 = \frac{79,5906 \times 1,56 + 70,227 \times 1,564}{EI}; f_1 = \frac{79,5906 \times 1,56 + 70,227 \times 1,564 + 60,8634 \times 1,567}{EI}; \text{ Ets ....}$$

## IV.2. Calcul du déplacement des portiques et leurs inerties fictives :

✓ Calcul du déplacement des portiques :

- Le déplacement de chaque niveau :

$$\Delta_n = \Psi_n \times h$$

Avec :

$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

- Le déplacement du portique au niveau « i » :

$$D_n = \sum_{i=1}^n \Delta_n$$

- La rotation d'un poteau encasté à la base au 1<sup>er</sup> niveau

$$E \times \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

- La rotation de chaque poteau articulé au 1<sup>er</sup> niveau

$$E \times \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$$

- La rotation d'un poteau des étages courants

$$E \times \theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

Avec :  $M_n = T_n \cdot h$

$T_n$  : Effort tranchant au niveau (n).

$K_{tn}$  : Raideur des poutres  $K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$

$K_{pn}$  : Raideur des poteaux  $K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$

$h_e$  : Hauteur d'étage.

L : Portée libre de la poutre.

- Inerties fictives des portiques :

Pour déterminer ces inerties fictives il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de force égale à 1 tonne et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend équivalent à l'ensemble des refends disposés dans la même direction sous l'effet du même système de force horizontales (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie de refend à 1 m<sup>4</sup>, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une inertie fictive puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

L'inertie fictive se calcule comme suit :

$$I_{en} = \frac{f_n}{\Delta_n}$$

$f_n$  : Flèche des refends au niveau(n)

$\Delta_n$  : Déplacement du portique au niveau(n)

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveau sont résumées dans les tableaux qui suivent :

Niveau	hauteur	Kpoteau	kpoutre	Mn	M n+1	Eθn(t/m <sup>2</sup> )	Eψn(t/m <sup>2</sup> )	Δi(t/m)	ΣΔi(t/m)	Fi(m)	Iei(m <sup>4</sup> )
8	3,06	0,01	0,01	3,06	0,00	11,32	29,75	91,03	4077,16	6962,59	1,71
7	3,06	0,01	0,01	6,12	3,06	33,97	70,82	216,71	3986,13	5806,93	1,46
6	3,06	0,01	0,01	9,18	6,12	55,66	118,21	361,73	3769,42	4679,93	1,24
5	3,06	0,02	0,01	12,24	9,18	77,93	124,66	381,45	3407,69	3610,23	1,06
4	3,06	0,02	0,01	15,30	12,24	100,19	161,39	493,85	3026,24	2626,49	0,87
3	3,06	0,02	0,01	18,36	15,30	120,36	197,07	603,04	2532,39	1757,36	0,69
2	3,06	0,03	0,01	21,42	18,36	142,25	195,07	596,90	1929,35	1031,49	0,53
1	3,06	0,07	0,01	24,48	21,42	164,13	182,15	557,38	1332,45	477,54	0,36
RDC	3,06	0,02	0,01	27,54	24,48	157,92	253,29	775,07	775,07	124,16	0,16
ΣIei											8,08
Imoyenne											0,90

**Tableau IV.4 : Inerties fictives des portiques longitudinaux.**

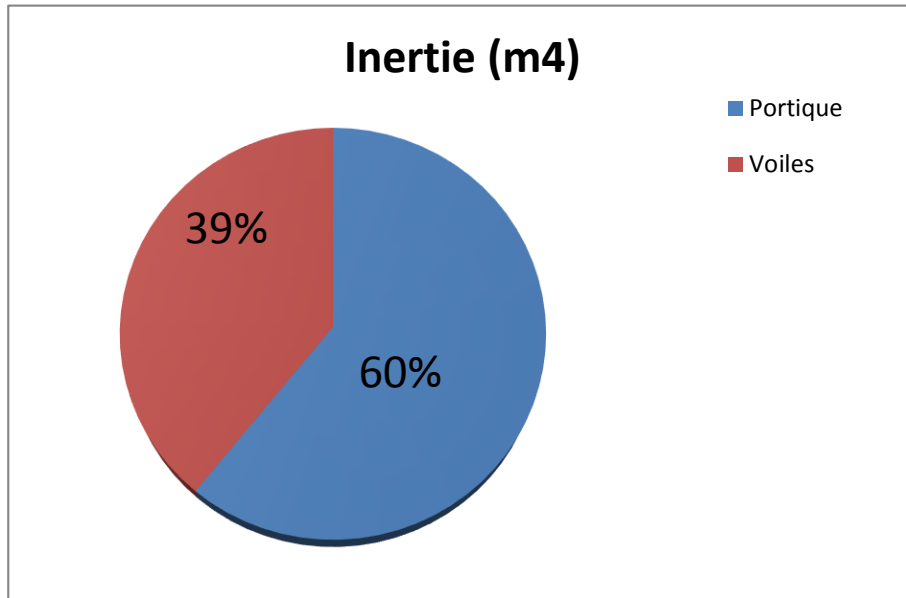
Niveau	hauteur	Kpoteau	kpoutre	Mn	M n+1	Eθn(t/m <sup>2</sup> )	Eψn(t/m <sup>2</sup> )	Δi(t/m)	ΣΔi(t/m)	Fi(m)	Iei(m <sup>4</sup> )
8	3,06	0,0270	0,0041	3,06	0	31,16	25,04	76,62	7927,60	6962,59	0,878
7	3,06	0,0270	0,0041	6,12	3,06	93,47	81,23	248,58	7850,98	5806,93	0,740
6	3,06	0,0270	0,0041	9,18	6,12	155,78	153,01	468,20	7602,40	4679,93	0,616
5	3,06	0,0270	0,0041	12,24	9,18	218,09	224,78	687,83	7134,20	3610,23	0,506
4	3,06	0,0270	0,0041	15,3	12,24	280,40	296,55	907,45	6446,37	2626,49	0,407
3	3,06	0,0270	0,0041	18,36	15,3	342,71	368,33	1127,08	5538,92	1757,36	0,317
2	3,06	0,0270	0,0041	21,42	18,36	405,02	440,10	1346,70	4411,84	1031,49	0,234
1	3,06	0,0270	0,0041	24,48	21,42	467,33	511,87	1566,33	3065,14	477,54	0,156
RDC	3,06	0,0270	0,0041	27,54	24,48	341,97	489,81	1498,81	1498,81	124,16	0,083
ΣIei											3,937
Imoyenne											0,437

**Tableau IV.5 : Inerties fictives des portiques transversaux.**

### IV.3. Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

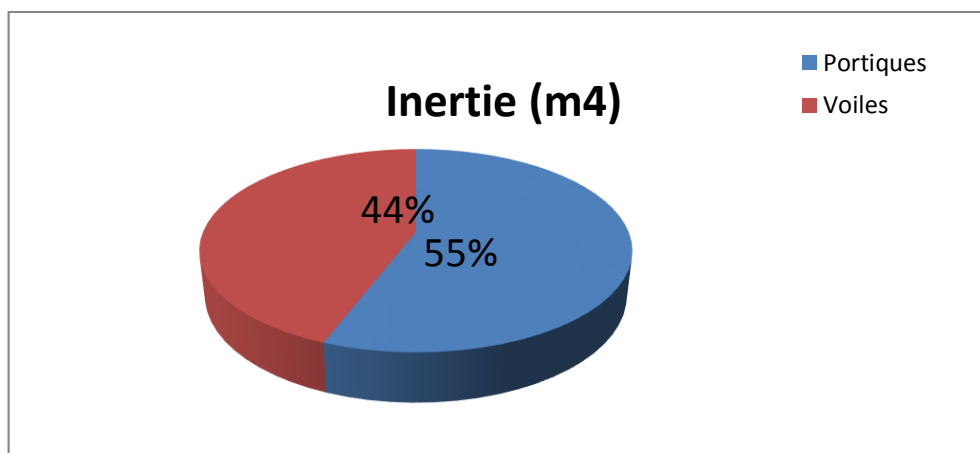
- Sens Longitudinal (x-x) :

	Inertie (m <sup>4</sup> )	Pourcentage (%)
Portique	0,90	60,81
Voiles	0,58	39,18
Portique + Voiles	1,48	100



- Sens transversal (y-y) :

	Inertie (m <sup>4</sup> )	Pourcentage(%)
Portiques	0,43	55,83
Voiles	0,3401	44,15
Portiques+Voiles	0,7701	100



Pour concevoir une structure contreventée par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voile, le R.P.A 99 recommande ce qui suit ;Le RPA prescrit pour ce genre de système (mixte) les recommandations suivantes :

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

**Conclusion :**

Dans notre cas les portiques reprendre plus de 25% des sollicitations dues aux charges verticales (tel que prévu par le RPA).

Cela nous ramène à dire que nous avons un contreventement mixte avec interaction voile-portique dans les deux sens principaux.

**Le coefficient de comportement global de la structure  $R = 5$  (RPA 2003 Art 4.2.3 Tableau 4.3).**

## Chapitre V:

# Modélisation et vérification et interprétation des résultats

## Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

### V.1. Description du logiciel ETABS : (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil, dans son calcul se base sur la méthode des éléments finis. Grâce au logiciel 'ETABS, nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E). Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure, avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

### V.2. Méthode de calcul :

On distingue deux cas:

- **Calcul statique:** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales (**G et Q**).
- **Calcul dynamique :** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (**E**), pour son calcul on distingue les méthodes suivantes :
  - ✓ La méthode statique équivalente.
  - ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
  - ✓ La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99/version 2003**).

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse défini dans le **RPA 99 version 2003**. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

#### a) Méthode Dynamique Modale Spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

##### ❖ Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**❖ Hypothèses de calcul.**

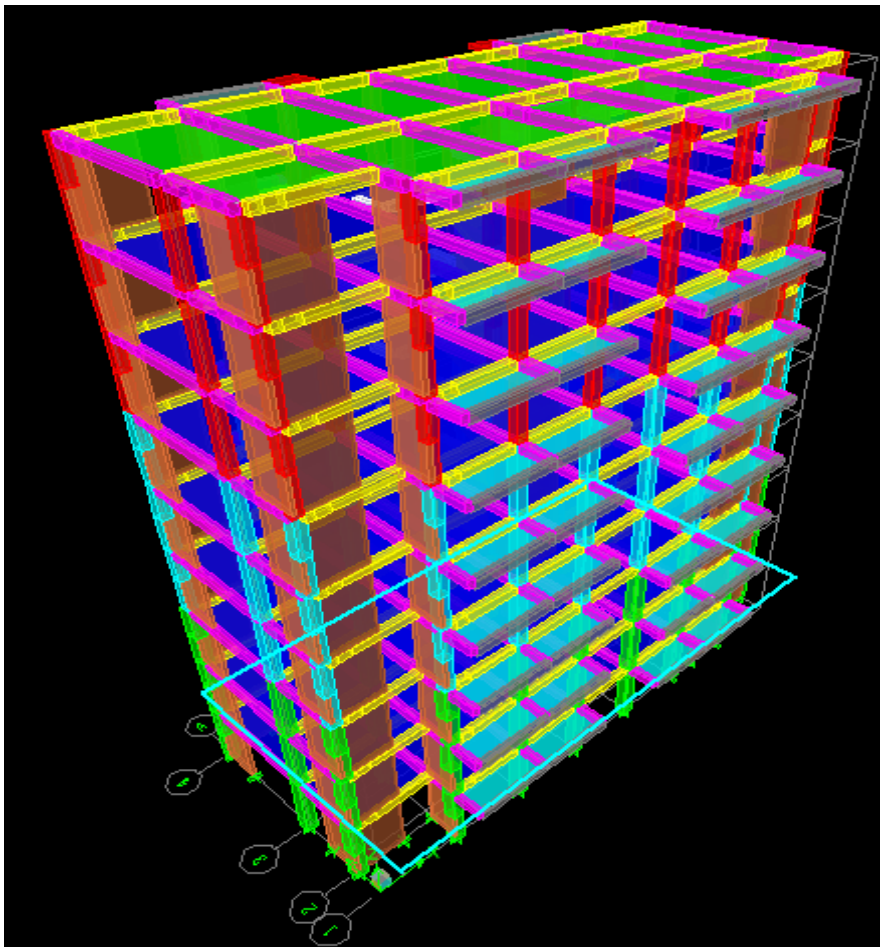
- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Les planchers doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

**V.3. Etapes de modélisation :**

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 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- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 5- Définition des charges statiques (G, Q).
- 6- Définition de la charge sismique E.
- 7- Introduction des combinaisons d'actions.
- 8- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- 9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 10- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

**Après avoir réalisé toutes ces étapes, on obtient la vue en 3D ci-dessous :**



**Figure V.1 : Vue 3D de la structure en ETABS**

#### V.4. Vérifications et interprétations des résultats avec RPA :

##### ➤ Présentation de l'ouvrage

- ✓ Notre projet est un bâtiment de **R+8**, implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou, classée selon le RPA99 version en 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone II-a).
- ✓ RDC +7 étages courants à usage d'habitation.
- ✓ Site meuble S3 (rapport géotechnique)
- ✓ Système structurel : portique+voiles

##### ➤ Les conditions que le RPA nous exige de vérifier

- 1) Vérification de la période.
- 2) Le pourcentage de participation de la masse modale.
- 3) Vérification de l'effort tranchant à la base.
- 4) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux
- 5) Justification vis-à-vis des déplacements
- 6) Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
- 7) Vérification de l'excentricité.

#### - Vérification de la période

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:  $T = C_T h_n^{3/4}$

Avec :

$h_n$  : la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau n.

**$h_n=27,54m$**

$C_T$  : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Il est donné par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003  **$C_T=0.05$**

**Tableau V.1 : Valeurs du coefficient  $C_T$ .**

Cas n°	Système de contreventement	$C_T$
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

**Remarque**

Les valeurs de **T**, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T = 0.05 \times (27,54)^{3/4} \rightarrow T = 0.601s$$

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en fonction des modes telles quelles sont dans le tableau suivant :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	0,686989	1,4139	70,9344	0,0000	1,4139	70,9344	0,0000	97,4770	1,9675	0,0014
2	0,585194	70,5929	1,4734	0,0000	72,0668	72,4078	0,0000	1,9695	97,3327	0,0680
3	0,516293	0,0776	0,0093	0,0000	72,0843	72,4171	0,0000	0,0095	0,1113	71,9319
4	0,202318	0,2312	13,8272	0,0000	72,3156	86,2443	0,0000	0,1850	0,0112	0,0003
5	0,168348	14,6409	0,1970	0,0000	86,9565	86,4413	0,0000	0,0016	0,2503	0,0074
6	0,147300	0,0072	0,0020	0,0000	86,9637	86,4433	0,0000	0,0006	0,0000	14,6860
7	0,096748	0,0751	5,6482	0,0000	87,0388	92,0916	0,0000	0,2642	0,0032	0,0016
8	0,080170	5,7296	0,0644	0,0000	92,7684	92,1560	0,0000	0,0030	0,2519	0,0004
9	0,069015	0,0003	0,0024	0,0000	92,7688	92,1583	0,0000	0,0001	0,0000	5,9197
10	0,056563	0,0445	3,1146	0,0000	92,8133	95,2729	0,0000	0,0425	0,0007	0,0010
11	0,047977	3,0746	0,0388	0,0000	95,8879	95,3117	0,0000	0,0004	0,0352	0,0001
12	0,040576	0,0005	0,0014	0,0000	95,8884	95,3131	0,0000	0,0000	0,0000	3,1449
13	0,037172	0,0345	1,9137	0,0000	95,9229	97,2268	0,0000	0,0262	0,0004	0,0004
14	0,032701	1,8049	0,0356	0,0000	97,7278	97,2624	0,0000	0,0005	0,0223	0,0008
15	0,027231	0,0017	0,0003	0,0000	97,7295	97,2627	0,0000	0,0000	0,0000	1,8796
16	0,026641	0,0375	1,2109	0,0000	97,7670	98,4736	0,0000	0,0093	0,0002	0,0019
17	0,024772	0,9262	0,0416	0,0000	98,6931	98,5152	0,0000	0,0003	0,0055	0,0002
18	0,022898	0,0343	0,0006	0,0000	98,7274	98,5158	0,0000	0,0000	0,0002	0,0264
19	0,022731	0,0201	0,0002	0,0000	98,7475	98,5159	0,0000	0,0000	0,0001	0,0004
20	0,022581	0,0351	0,0012	0,0000	98,7826	98,5171	0,0000	0,0000	0,0003	0,0000

**Tableau V.2 : Justification de la période T.**

$$T_{etabs} = 0.686s < T_{empirique} = 1.3 \times 0.601 = 0.782s \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**- Vérification du pourcentage de participation de la masse modale**

Les résultats seront affichés comme suit :

	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	1,4232	70,9255	0,0000	1,4232	70,9255	0,0000	97,4639	1,9804	0,001
2	70,5736	1,4819	0,0000	71,9968	72,4074	0,0000	1,9818	97,3018	0,080
3	0,0907	0,0097	0,0000	72,0875	72,4172	0,0000	0,0100	0,1293	71,911
4	0,2325	13,8279	0,0000	72,3200	86,2451	0,0000	0,1853	0,0111	0,000
5	14,6352	0,1983	0,0000	86,9553	86,4434	0,0000	0,0016	0,2501	0,008
6	0,0087	0,0019	0,0000	86,9639	86,4453	0,0000	0,0006	0,0000	14,684
7	0,0752	5,6491	0,0000	87,0391	92,0945	0,0000	0,2642	0,0032	0,001
8	5,7319	0,0645	0,0000	92,7711	92,1590	0,0000	0,0030	0,2520	0,000
9	0,0004	0,0024	0,0000	92,7715	92,1614	0,0000	0,0001	0,0000	5,920
10	0,0446	3,1147	0,0000	92,8161	95,2761	0,0000	0,0425	0,0007	0,000
11	3,0752	0,0389	0,0000	95,8913	95,3151	0,0000	0,0004	0,0352	0,000
12	0,0005	0,0014	0,0000	95,8918	95,3164	0,0000	0,0000	0,0000	3,145
13	0,0346	1,9137	0,0000	95,9264	97,2301	0,0000	0,0262	0,0004	0,000
14	1,8056	0,0358	0,0000	97,7320	97,2659	0,0000	0,0005	0,0223	0,000
15	0,0019	0,0002	0,0000	97,7339	97,2662	0,0000	0,0000	0,0000	1,881
16	0,0377	1,2113	0,0000	97,7715	98,4775	0,0000	0,0093	0,0002	0,001
17	0,9358	0,0420	0,0000	98,7074	98,5194	0,0000	0,0003	0,0056	0,000
18	0,0001	0,0001	0,0000	98,7364	98,5195	0,0000	0,0000	0,0001	0,000

**Tableau V.3 : Le pourcentage des translations selon x et y**

- Le premier mode de vibration est : **une translation suivant l'axe Y-Y**  
Il mobilise 70,9255 % de la masse > 50%
- Le deuxième mode de vibration est : **une translation suivant l'axe X-X**  
Il mobilise 70,5736 % de la masse > 50%
- Le troisième mode de vibration est : **une rotation suivant Z-Z**  
Il mobilise 71,918 % de la masse > 50% Il n'ya pas de torsion.

✓ **Nombres de modes propres (Article 4.3.4 RPA99 version 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 mode à retenir est : **08modes.**

8 <sup>ème</sup> mode	Sens X-X: 92,7711 % >	90%	<b>Condition vérifiée.</b>
	Sens Y-Y: 92,1590 % >	90%	<b>Condition vérifiée.</b>

#### - Vérification de l'effort tranchant à la base (RPAV.2003/Art4.3.6)

D'après le **RPA 99 V2003** (article **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.

Si  $V_t < 0.08V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...)

Dans le rapport  $0.08V/V_t$ . Après analyse, on obtient les résultats de  $V_{xdyn}$  et  $V_{ydyn}$ .

$$V = \frac{A.D.Q_w}{R} \text{ (Formule 4-1 ; article 4.2.3 RPA99 version 2003).}$$

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA99 version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,  
 D:facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, de facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

Q:facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux.....etc.).

W : poids de la structure.

L'applicationnumériquedansnotrecasnousamèneauxrésultatsquisuivent.

✓ **Coefficient d'accélération de zone (A)**

Il est donné par le tableau 4.1 du RPA99 version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	zone III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

**Tableau V.5 : Coefficient d'accélération de zone**

- Zone sismique II<sub>a</sub> groupe d'usage 2 → **A=0.15**

✓ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D)**

Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

- $D = 2,5\eta \quad 0 \leq T \leq T_2$
- $D = 2,5\eta (T_2/T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s$
- $D = 2,5\eta (T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} \quad T > 3s$

D'après le tableau 4.7 du RPA99 version 2003:

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1(sec)</sub>	0,15	0,15	0,15	0,15
T <sub>2(sec)</sub>	0,30	0,40	0,50	0,70

**Tableau V.6 : Période caractéristique en fonction de la nature du sol.**

$T_1=0.15$

$T_2=0.50$  Site meuble S3

Dans notre cas:  $T_2=0,5s \leq T_{etabs}= 0.768s \leq 3s$

Donc  $D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$

✓ **Facteur de correction d’amortissement  $\eta$**

Il est donné par la formule :

$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0,7$  (Formule 4.3 RPA99 version 2003)

Où  $\xi(\%)$  est le pourcentage d’amortissement critique. Il est fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l’importance des remplissages.

Type de remplissage	Portique		Voile ou mur
	Béton armé	Acier	Béton armé/Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

**Tableau V.7 : Coefficient d’amortissement critique  $\xi$ .**

Nous avons un contreventement mixte donc on prend :  $\xi=8,5\% \rightarrow \eta=0,816$

$\eta = 0.816 > 0.7 \rightarrow$  condition vérifiée.

**Selon l’article 4.24 du RPA99 version 2003**

Pour mieux interpréter cet article la période choisie pour le calcul du facteur ‘‘D’’ est déterminée à partir du tableau suivant :

	Condition sur T	Période choisie
1	T analytique < T empirique	T=T empirique
2	T empirique < T analytique < 1,3 T empirique	T=T analytique
3	1,3 T empirique < T analytique	T=1,3 T empirique

**Tableau V.8 : Choix de periode .**

D’où :  $T=1.3 \times 0.601 = 0,782 s > T_{analytique}=0.6869s$

Donc :  $T = 0.6869 s$

Finalemnt :  $D = 2,5 \times 0,816 \left(\frac{0,5}{0,6869}\right)^{2/3} = 1,651$

✓ **Facteur de qualité(Q)**

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q=1+\sum P_q$

Avec  $P_q$  : pénalité à retenir selon la satisfaction ou la non-satisfaction du critère de qualité, sa

valeur est donnée par les tableaux suivants :

Observation de critère	Q <sub>x</sub>		Q <sub>y</sub>	
	Oui	non	oui	non
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0,05	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05	0	0,05
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	0,05	0	0,05
6. Contrôle de qualité de l'exécution	0	0,1	0	0,1
$Q = 1 + \sum P_q$	1,05		1,05	

**Tableau V.9 : Facteur de qualite Q**

On aura finalement : Q<sub>x</sub>=1,05 et Q<sub>y</sub>= 1.05

**✓ Détermination du poids de la structure W**

Pour chaque niveau « i » on aura :  $W_i = W_{Gi} + W_{Qi}$

D'où:  $W_T = \sum W_i$

Avec : W<sub>Gi</sub>: Le poids du niveau i revenant à la charge permanente.

W<sub>Qi</sub>: Le poids du niveau i revenant à la charge d'exploitation.

Cas de (bâtiment d'habitation, bureaux ou as simulés);donné par le tableau 4-5 du RPA99 version 2003

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

**TableauV.10 : Valeur du coefficient de pondération β.**

**❖ Poids total W<sub>t</sub>:**

**W=20227.6KN**

Le calcul de la force sismique à la base par la méthode statique équivalente nous donne les valeurs suivantes:

MSE (RPA99V/2003)	Sens-X		Sens-Y	
Coefficient	A	0.15	A	0.15
	D	1.8	D	1.8
	Q	1.05	Q	1.05
	W	20227.6	W	20227.6
	R	5	R	5
Forces sismiques V(KN)	1051.96		1051.96	

**Tableau V.11 : Résumé des résultats obtenus.**

$$V = \frac{ADQ}{R} W = \frac{0,15 \times 1,651 \times 1,05}{5} \times 20227.6 = 1051.96$$

➤ **Détermination de l'effort tranchant par l'ETABS**

Après avoir effectué tout les étapes sur ETABS, on aura les résultats telles quelles

On choisit la valeur maximale dans chaque sens : **V<sub>x</sub>=1085,82KN**  
**V<sub>y</sub>=927,54 KN**

**Comparaison des résultats des forces sismiques :**

	L'effort tranchant (MSE)	0,8*V <sub>MSE</sub>	V <sub>logiciel</sub>	V <sub>logiciel</sub> >0,8*V <sub>MSE</sub>	
Sens X-X	$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R} . W$	1051.96KN	841.57KN	1139,7	Condition vérifiée
Sens Y-Y	$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R} . W$	1051.96KN	841.57KN	1042,36	Condition vérifiée

**Tableau V .12 : Vérification de l'effort tranchant à la base.**

**- Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux (RPA99/V.2003- Art7.1.3.3)**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous les sollicitations de l'ensemble dues au séisme on doit satisfaire la condition suivante:

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N<sub>d</sub> : Effort normal sismique

B:Section transversale du poteau considéré.

Les valeurs obtenues après calcul (pour les poteaux 45x45) sont donnés dans le tableau suivant :

N <sub>d</sub> (KN)	B (cm <sup>2</sup> )	f <sub>c28</sub> (KN/cm <sup>2</sup> )	V	Observation
1354,27	2025	2,5	0,267	0,267 ≤ 0,3 Condition vérifiée.

**Tableau V.13 Vérification sous sollicitations normales (Effort normal réduit)**

**- Justification vis-à-vis des déplacements relatifs (RPA V.2003/Art5.10)**

Le déplacement horizontal à chaque niveau k «δ<sub>k</sub>» de la structure est calculé comme suit:

$\delta_k = R \delta_{ek}$  (RPA99 version 2003, formule 4-19).

δ<sub>ek</sub>: déplacement dû aux forces sismiques F<sub>i</sub> (y compris l'effet de torsion)  
R: coefficient de comportement.

Les déplacements relatifs au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égale à Δ<sub>k</sub> = δ<sub>k</sub> - δ<sub>k-1</sub> selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99 version 2003 préconise que les déplacements relatifs inter-étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Story	Diaphragme	U <sub>x</sub>	δ <sub>k</sub> -δ <sub>k-1</sub>	h <sub>e</sub>	1%/h <sub>e</sub>	U <sub>y</sub>	δ <sub>k</sub> -δ <sub>k-1</sub>	h <sub>e</sub>	1%/h <sub>e</sub>	Observation
8	8	0,0092	0,0009	3,06	0,0306	0,0113	0,0011	3,06	0,0306	Condition vérifiée
7	7	0,0083	0,001	3,06	0,0306	0,0102	0,0012	3,06	0,0306	Condition vérifiée
6	6	0,0073	0,0012	3,06	0,0306	0,009	0,0013	3,06	0,0306	Condition vérifiée
5	5	0,0061	0,0012	3,06	0,0306	0,0077	0,0015	3,06	0,0306	Condition vérifiée
4	4	0,0049	0,0012	3,06	0,0306	0,0062	0,0016	3,06	0,0306	Condition vérifiée
3	3	0,0037	0,0013	3,06	0,0306	0,0046	0,0015	3,06	0,0306	Condition vérifiée
2	2	0,0024	0,0011	3,06	0,0306	0,0031	0,0015	3,06	0,0306	Condition vérifiée
1	1	0,0013	0,0009	3,06	0,0306	0,0016	0,0011	3,06	0,0306	Condition vérifiée
RDC	RDC	0,0004	0,0004	3,06	0,0306	0,0005	0,0005	3,06	0,0306	Condition vérifiée

**Tableau V.14 Vérifications des déplacements inter-étages.**

**- Vérifications de l'effet P-Delta (RPA99/V.2003-Art5.9)**

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (non-linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement «Delta» (Δ).

Le RPA version 2003 préconise que les effets du 2<sup>ème</sup> ordre ou les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

Avec :

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau  $k$   $V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau « $k$ ».

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « $k$ » par rapport au niveau «

$k-1$ »  $h_k$ : hauteur de l'étage « $k$ ».

On a:

- Si  $\theta_k < 0.10$  : les effets du 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.
- Si  $0.10 < \theta_k < 0.20$  : il faut augmenter les effets calculés de l'action sismique par un facteur égale à  $1/(1-\theta_k)$ .
- Si  $\theta_k > 0.20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

L'évaluation de cet effet du 2<sup>ème</sup> ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après.

**Suivant Ex :**

niveau	Pk(KN)	$\Delta kx(m)$	Hk	Vkx(m)	$\Delta kx$
Etage 8	2219,99	0,0009	3,06	249,82	0,002613635
Etage7	2170,05	0,001	3,06	448,22	0,001582184
Etage6	2170,05	0,0012	3,06	619,45	0,001373799
Etage5	2238,9	0,0012	3,06	767,45	0,001144048
Etage4	2238,91	0,0012	3,06	891,08	0,000985326
Etage3	2238,9	0,0013	3,06	987,33	0,000963373
Etage2	2316,93	0,0011	3,06	1059,28	0,000786273
Etage1	2316,93	0,0009	3,06	1109,55	0,000614168
RDC	2316,94	0,0004	3,06	1139,7	0,000265744

**Tableau V .15 : Vérification L'effet P-Delta suivant Ex.**

**Suivant Ey :**

niveau	Pk(KN)	$\Delta kx(m)$	Hk	Vkx(m)	$\Delta kx$
Etage 8	2219,99	0,0011	3,06	231,93	0,003440847
Etage7	2170,05	0,0012	3,06	410,5	0,002073082
Etage6	2170,05	0,0013	3,06	565,4	0,001630557
Etage5	2238,9	0,0015	3,06	699,05	0,001569988
Etage4	2238,91	0,0016	3,06	811,06	0,001443385
Etage3	2238,9	0,0015	3,06	899,97	0,001219485
Etage2	2316,93	0,0015	3,06	967,52	0,001173878
Etage1	2316,93	0,0011	3,06	1014,49	0,000820987
RDC	2316,94	0,0005	3,06	1042,36	0,0003632

**Tableau V.16 : Vérification L'effet P-Delta suivant Ey.**

### - Vérification de l'excentricité :

D'après le **RPA 99 version 2003 (article 4.3.7)**, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à  $\pm 0.05L$ , doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction. On doit vérifier que:  $|C_M - C_R| \leq 5\%L$

Soit :  $C_M$  : centre de masse.

$C_R$ : centre de rigidité.

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (centre de gravité et centre de effectue les calculs. Leur écartement est tel qu'il est montré sur le tableau suivant:

Plancher	XCM	XCR	$CM - CR \leq 0,05l_x$	YCM	YCR	$CM - CR \leq 0,05l_x$
ET1	10,978	10,837	0,141 < 1,1	4,468	4,636	-0,168 < 1,1
ET2	10,978	10,831	0,147 < 1,1	4,468	4,561	-0,093 < 1,1
ET3	10,977	10,861	0,116 < 1,1	4,468	4,527	-0,059 < 1,1
ET4	10,977	10,899	0,078 < 1,1	4,468	4,507	-0,039 < 1,1
ET5	10,977	10,939	0,038 < 1,1	4,468	4,491	-0,023 < 1,1
ET6	10,977	10,977	0 < 1,1	4,468	4,476	-0,008 < 1,1
ET7	10,976	11,013	0,037 < 1,1	4,468	4,461	0,007 < 1,1
ET8	10,971	11,044	0,073 < 1,1	4,425	4,442	-0,017 < 1,1
TERRASSE	10,978	11,067	0,089 < 1,1	4,442	4,415	0,027 < 1,1

**Tableau V.17 : Vérification de l'excentricité.**

### Conclusion

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien (RPA) sont vérifiées, donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, est satisfaisante pour résister à l'action sismique. Nous allons donc passer au ferrailage de la Structure.



# 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 tous genres de sollicitations.

**VI.1.Ferraillage des poteaux**

**Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, leur ferraillage se fera en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens à l'ELU. En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont les suivantes (exiger par RPA « Article 5.2 »):

- $1,35G + 1,5Q \rightarrow$  à l'ELU.
- $G + Q \rightarrow$  à l'ELS
- $G + Q + E \rightarrow$  RPA99 révisée 2003.
- $0,8G + E \rightarrow$  RPA99 révisée 2003.

Les calculs se font 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 l'effort normal correspondant.

	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\theta$	$f_{c28}$	$f_{bu}$	Fe(Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)
Situation durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	400	400

**Tableau VI.1.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux.**

**VI.1.1. Recommandations RPA 99 révisé 2003 :**

**A. Armatures longitudinale : (RPA Art 7.4.2.1)**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de 12 mm,
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$ (zone IIa),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

Pourcentage total maximum	Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6% en zone de recouvrement :		
Pourcentage total minimum :	Le pourcentage minimal d'aciers est de <b>0,8%</b> de la section du béton ( <b>0,8% bh</b> )		
Résultats			
Section	0,8% b h(cm <sup>2</sup> )	4% b h(cm <sup>2</sup> )	6% b h(cm <sup>2</sup> )
Poteaux 45*45	16,2	81	121,5
Poteaux 40*40	12,8	64	96
Poteaux 35*35	9,8	49	73,5

**Tableau VI.1.2 : Recommandation du l'RPA.**

**B. Armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA99/2003) :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculés par cette formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

Avec :

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_t$  : hauteur totale de la section.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

$\rho_a$ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$\rho_a = 2,50$  si l'élancement géométrique  $\lambda_g \geq 5$ .

$\rho_a = 3,75$  si l'élancement géométrique  $\lambda_g < 5$ .

$A_t$  : armatures transversales.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre  $\emptyset_t$  des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\emptyset_t = \frac{1}{3} \emptyset_L^{\max}$$

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min \{15\emptyset_L^{\min}; 40 \text{ cm}; (a + 10) \text{ cm}\} \text{(BAEL 91 Art 8.1.3)}$$

Avec : a : est la petite dimension transversale des poteaux.

- D'après le RPA 99 révisée 2003 :

$$S_t \leq \min \{10\emptyset_L^{\min}; 15 \text{ cm}\} , \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t \leq 15\emptyset_L^{\min} , \text{ En zone de recouvrement.}$$

Avec :  $\emptyset_L$  : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **Le rôle des armatures transversales :**

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

- **Calcul d'élancement (élancement géométrique):**

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$

Avec :

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

$L_f$  : longueur de flambement.

$\lambda_g$  : élancement géométrique.

• **Quantité d'armatures transversales (RPA99 révisée 2003.Art7.4.22) :**

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_{\min}$ .

$\frac{A_t}{b.S_t}$  en % est donné comme suite :

Si  $\lambda g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\%$ .

Si  $\lambda g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\%$ .

Si  $3 < \lambda g < 5$  par interpolation entre les valeurs précédentes.

**VI.1.2.Calcul du ferraillage à l'ELU :**

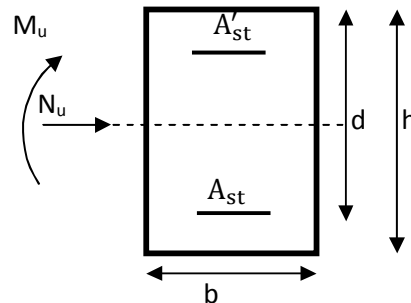
**A. Armatures longitudinales :**

**Exposé de la méthode de calcul à l'ELU :**

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

**Calcul du centre de pression :**  $e_u = \frac{M_u}{N_u}$



**Figure VI.1.1 : Schéma de ferraillage.**

**Section partiellement comprimée (SPC):**

La section partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

Si Le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression)

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort normal est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \cdot \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Avec:  $M_f$  : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

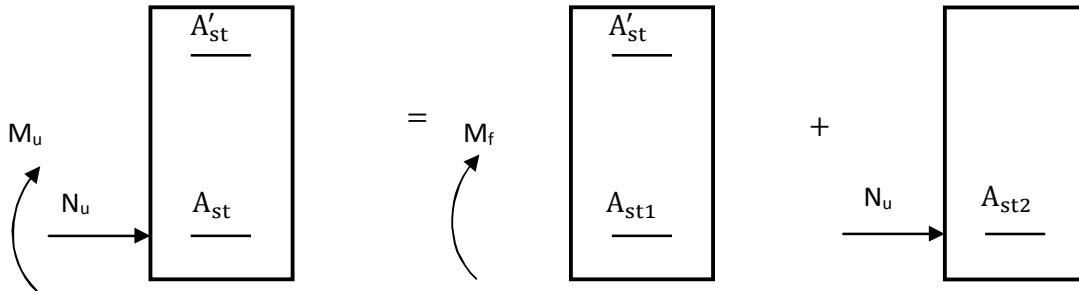


Figure VI.1.2 : Section partiellement comprimée (SPC).

• Calcul des armatures :

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}} \text{ Avec : } f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 14,2 \text{ Mpa}$$

1<sup>er</sup> cas :

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est simplement armée (SSA).

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s}, \quad A'_{st} = 0$$

D'où la section réelle est :  $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_s}$  si l'effort est négatif.

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

2<sup>ème</sup> cas :

Si  $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est doublement armée (SDA).

$$A'_{st} \neq 0$$

On calcul:

$$M_r = \mu_1 b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :  $M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ [MPa]}$$

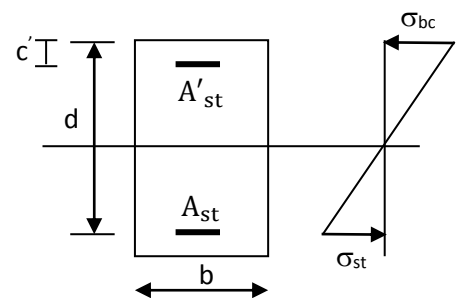


Figure VI.1.3 : Schéma de ferrailage.

La section réelle d'armature est  $A'_{st} = A'$  ;  $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_s}$

**Section entièrement comprimée (SEC):**

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u(d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \cdot \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

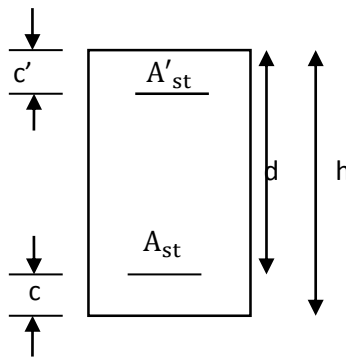


Figure VI.1.4 : Schéma de ferraillage.

Deux cas peuvent se présenter :

**1<sup>er</sup> cas :** SSA (Section Simplement Armée) :

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} A'_{st} > 0 \text{ et } A_{st} = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} \text{ et } A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d-c')-M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,8 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$  En situation durable

$\gamma_b = 1,15$  En situation accidentelle

**2<sup>ème</sup> cas :**SDA (Section doublement Armée) :

$$N_u(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} A'_{st} > 0 \text{ et } A_{st} > 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{M_f - (d - 0,5h) \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s \times (d - c')}$$

$$A_{st} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A'_{st}$$

**VI-1-3-Hypothèse de calcul :**

**Les calculs se font 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 l'effort normal correspondant.
- 

Les combinaisons considérées pour les calculs sont extraites directement du logiciel ETABS,

1,35G+1,5Q → à l'ELU.

G+Q → à l'ELS

G+Q±E → RPA99 révisée 2003.

0,8G±E →RPA99 révisée 2003.

les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	Effort normal Nu (KN)	Moment Mu (KN.m)
<b>RDC,1<sup>er</sup>,2<sup>ème</sup></b>	<b>[45 × 45]</b>	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	ELU	1354,27	-6,449
		N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	0,8G+E	-177,62	3,781
		N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	GQE	494,53	-68,355
<b>3,4,5<sup>ème</sup> étage</b>	<b>[40 × 40]</b>	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	ELU	868,08	-12,867
		N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	0,8G+E	-55,48	40,696
		N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	GQE	282,35	-59,341
<b>6,7,8<sup>ème</sup> ,étage</b>	<b>[35 × 35]</b>	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	ELU	423,47	-12,675
		N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	0,8G+E	-13,33	0,439
		N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	GQE	66,92	-37,778

**Tableau VI.1.3 : Efforts normal et moments fléchissant obtenu par ETABS**

**Ferraillage des poteaux a l'ELU :**

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique a l'aide d'une application de calcul des section d'armatures « SOCOTEC » .

**Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après :**

Zone	Sollicitations	N(KN)	M <sub>x</sub> (KN.m)	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	Obs	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Zone I (45x45)</b>	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	1354,27	-6,449	0	0	SEC	16,20	4HA20 + 4HA16	20,61
	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-177,62	3,781	2,21	2,89	SET			
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	494,53	-68,355	0	0	SEC			
<b>Zone II (40x40)</b>	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	868,08	-12,867	0	0	SEC	12,80	4HA16 + 4HA14	14,2
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	-55,48	40,696	0	4,22	SET			
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	282,35	-59,341	1,26	0	SEC			
<b>Zone III (35x35)</b>	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	423,47	-12,675	0	0	SEC	09,80	4HA 14 + 4HA12	10,68
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	-13,33	0,439	0,15	0,23	SET			
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	66,92	-37,778	2,14	0	SEC			

**Tableau VI.1.4 : Ferraillages des poteaux a l'ELU**

**VI.1.3Vérification à l'ELU :**

**A. Armatures transversales :(Art 7.4.2.2 RPA99/2003)**

**Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99) :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6,67$$

Soit :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Avec :

$\phi_1$ : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

On fixe pour les armatures transversales une section d'At =4HA8 = **2,01cm<sup>2</sup>** (2 Cadre).

**Espacement des armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA99/2003)**

$$S_t \leq \min \{15\phi_L^{\min}, 40\text{cm}, (a + 10)\text{cm}\} = \min\{15 \times 1,2 ; 40\text{cm}; (35 + 10)\}$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

Avec :

a : est la petite dimension du poteau

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \{10\phi_L^{\min}; 15 \text{ cm}\} = \min\{10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm}\} = 12 \text{ cm.}$$

Nous adoptons :  $S_t = 10 \text{ cm.}$

➤ **En zone de courante :**

$$S_t \leq 15\varnothing_L^{\min} = 15 \times 1,2 \leq 18 \text{ cm.}$$

Nous adoptons :  $S_t = 12 \text{ cm.}$

Avec :  $\varnothing_L$  : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

**La disposition des cadres dans la zone nodale :**

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  :

$$l' = 2h$$

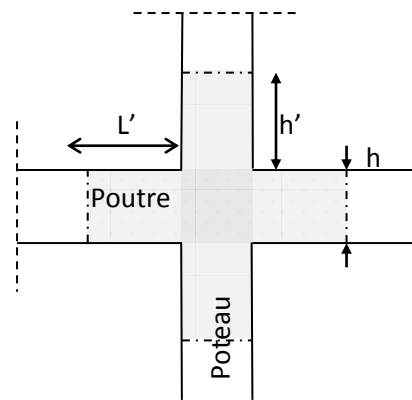
$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

Avec :

$h$  : hauteur de la poutre.

$b_1, h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage)



**Figure VI.1.5. Délimitation de la zone nodale.**

Niveaux	Poteaux	$h_e$ (cm)	$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$
6, 7, 8 <sup>ème</sup> étage	35 × 35	271	$h' = \max(45, 17 ; 35 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$
3, 4, 5 <sup>ème</sup> étage	40 × 40	271	$h' = \max(45, 17 ; 40 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$
RDC, 1, 2 <sup>ème</sup> étage	45 × 45	271	$h' = \max(45, 17 ; 45 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$

**Tableau VI.1.5. Délimitation des zones nodales.**

**Quantité d'armatures transversales (RPA99 révisée 2003.Art7.4.22) :**

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

-Si  $\lambda g \geq 5$ ..... $A_t^{\min} = 0,3\% .S_t .b_1$

-Si  $\lambda g \leq 3$ ..... $A_t^{\min} = 0,8\% . S_t . b_1$

-Si  $3 < \lambda g < 5$ ..... par interpolation entre les valeurs précédentes.

Avec :

$b_1$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

$\lambda g$  : Elancement géométrique du poteau.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.

$l_0$  : Hauteur libre du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} ; l_f = 0,707 l_0$$

✓ **Poteaux (45 x 45) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,45} = 4,81 < 5 \Rightarrow \text{après interpolation} : \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,35\%$$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,0035 \times 10 \times 45 = 1,58 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots$  **condition vérifiée**

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0,0035 \times 12 \times 45 = 1,89 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots$  **condition vérifiée**

✓ **Poteaux (40 x 40) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,40} = 5,41 > 5$$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots$  **condition vérifiée**

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0,003 \times 12 \times 40 = 1,68 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots$  **condition vérifiée**

✓ **Poteaux (35 x 35) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,35} = 6,18 > 5$$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots$  **condition vérifiée**

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0,003 \times 12 \times 35 = 1,47 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots$  **condition vérifiée**

**Conclusion :**

Poteaux	Sections des armatures transversales (cm <sup>2</sup> )	Espacement
(45 x 45) (40 x 40) (35 x 35)	(2 cadres T8) = 2,01	Zone nodal=10 cm Zone courante=15 cm

**a. La longueur minimale des recouvrements est de :**

**Selon le RPA :** la longueur minimale de recouvrement pour la zone II est:  $L_R = 40 \times \emptyset$

Pour les **HA 20** :  $L_R = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$  soit :  $L_R = 80 \text{ cm}$ .

Pour les **HA 16** :  $L_R = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$  soit :  $L_R = 64 \text{ cm}$ .

Pour les **HA 14** :  $L_R = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$  soit :  $L_R = 56 \text{ cm}$ .

Pour les **HA 12** :  $L_R = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$  soit :  $L_R = 48 \text{ cm}$ .

**b. Longueurs d'ancrage (B.A.E.L.91 Article A.6.1.221) :**

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}} ; f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$\Psi_s = 1,5$  : Pour les aciers à haute adhérence.

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour les HA 20 :  $l_s = \frac{2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 70,55 \text{ cm}$

Pour les HA 16 :  $l_s = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44 \text{ cm}$

Pour les HA 14 :  $l_s = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \text{ cm}$

Pour les HA 12 :  $l_s = \frac{1,2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,33 \text{ cm}$

**c. Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003):**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite  $\bar{\tau}_{bu}$ .

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Selon le RPA :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Selon le BAEL :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ [Art A.5.1,211/BAEL 91]}$$

Zone	$V_u$ [KN]	$\lambda_g$	$\rho_d$	b (cm)	d (cm)	$\tau_b$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Zone I (45x45)	52,83	4,80	0,04	45	43	0,27	1	CV
Zone II (40x40)	47,2	5,41	0,075	40	38	0,31	1,875	CV
Zone III (35x35)	29,15	6,18	0,075	35	33	0,25	1,875	CV

Tableau VI.1.6 : Vérification au cisaillement selon BAEL

**VI.1.4. Vérification des contraintes tangentielles.**

**1. Vérification à l'ELS :**

**a. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL91):**

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton  $\sigma_{bc}$  et dans les aciers  $\sigma_{st}$  sont au plus égales aux contraintes admissibles  $\bar{\sigma}_{bc}$  et  $\bar{\sigma}_{st}$ .

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

- **Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant logiciel [SOCOTEC]**

Les contraintes obtenues sont :

$\sigma_{bsup}$ : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

$\sigma_{asup}$ : Contrainte max dans les aciers supérieurs.

$\sigma_{binf}$ : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

$\sigma_{ainf}$  : Contrainte max dans les aciers inférieurs

Zone	Sollicitations	N(KN)	M(KN.m)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bsup}$ [MPa]	$\sigma_{binf}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\sigma_{asup}$ [MPa]	$\sigma_{ainf}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Condition
<b>ZoneII(45x45)</b>	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	985,1	-4,662	20,61	4,57	4,1	15	68,2	61,8	400	CV
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	-215,74	0,744		0,99	0,91		14,7	13,7		CV
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	-884,4	25,305		5,17	2,61		75,8	40,9		CV
<b>Zone III (40x40)</b>	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-631,51	-9,312	14,2	4,27	2,88	15	63	44,2	400	CV
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	-100,15	-0,561		0,61	0,52		9,07	7,94		CV
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	-271,46	-18,158		2,9	0,18		41,4	4,71		CV
<b>Zone IV (35x35)</b>	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	308,36	-9,175	10,68	3,32	1,25	15	48	20,5	400	CV
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	9,85	-0,103		0,08	0,06		1,25	0,94		CV
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	64	-23,833		4,43	0		55,2	-120		CV

Tableau VI.1.7 : Vérification à l'ELS

**Conclusion :**

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferraillage calculé à l'ELU.

On a opté pour le ferraillage suivant :

➤ **Poteaux (45 x 45) :**

- Les armatures longitudinales :  $4HA20+4HA16 = 20,61\text{cm}^2$
- Les armatures transversales :  $4HA8 = 2,01\text{ cm}^2$

➤ **Poteaux (40 x 40) :**

- Les armatures longitudinales :  $4HA16+4HA14 = 14,2\text{ cm}^2$
- Les armatures transversales :  $4HA8 = 2,01\text{ cm}^2$

➤ **Poteaux (35 x 35) :**

- Les armatures longitudinales :  $4HA14+4HA12 = 10,67\text{cm}^2$
- Les armatures transversales :  $4HA8 = 2,01\text{ cm}^2$  (2cadre)

**VI.2. Ferraillage des poutres**

Les poutres sont des éléments structuraux du bâtiment est sollicités par les moment de flexion et des efforts tranchants.

Leur ferraillage se fera en flexion simple par la combinaison la plus défavorable ci-dessus et leur vérification s’effectue à l’ELS.

- $1,35G + 1,5Q \rightarrow$  à l’ELU.
  - $G + Q \rightarrow$  à l’ELS
  - $G + Q + E \rightarrow$  RPA99 révisée 2003.
  - $0,8G + E \rightarrow$  RPA99 révisée 2003.
- } **RPA99 (Article 5 .2)**

**VI.2.1.Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :**

**A. Armatures longitudinales :(RPA Art 7.5.2.1) :**

- La longueur maximale de recouvrement est de  $40 \varnothing$  en zone IIa
- L’ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieur dans les poteaux de rive et d’angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.
- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section :  **$A_{min} = 0,5\% b h$**
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - ✓  **$A_{max} = 4\% b h$**  en zone courante.
  - ✓  **$A_{max} = 6\% b h$**  en zone de recouvrement.

Section	<b><math>0,5\% b h</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>4\% b h</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>6\% b h</math> (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>Poutre principale 30*40</b>	6	48	72
<b>Poutre secondaire 30*35</b>	5,25	42	63

**Tableau VI-2-1 : Les recommandations du RPA.**

**B. Armatures transversales :(Art 7.5.2.2 RPA99/2003) :**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :
 
$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$
- L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
  - $S_t = \text{Min} \left( \frac{h}{4} ; 12\emptyset \right)$  en zone nodale.
  - $S_t \leq \frac{h}{2}$  en zone de recouvrement.

$\emptyset$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**VI.2.2.Calcul du ferraillage à l'ELU :**

**A. Armatures longitudinales :**

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}} \text{ Avec : } f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 21,74 \text{ Mpa}$$

**1<sup>er</sup> cas :**

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est simplement armée (SAA).

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A'_{st} = 0$ )

Section d'acier tendue :

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta_1 d \sigma_s}$$

**2<sup>ème</sup> cas :**

Si  $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est doublement armée (SDA).

On calcul :

$$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu} , \Delta M = M_u - M_1$$

$M_1$  : moment ultime pour une section simplement armée.

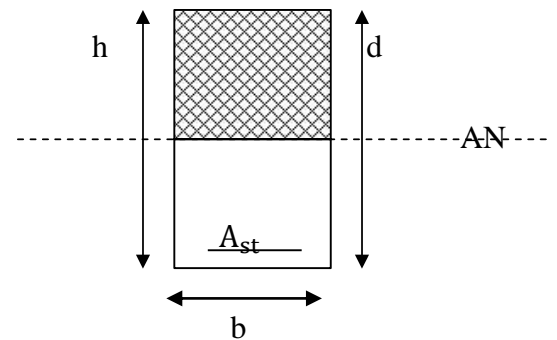
$M_u$  : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

- Armatures tendues :

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c)\sigma_s}$$

- Armatures comprimées :

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ [MPa]}$$



**Figure VI.2.1. Section simplement armée.**

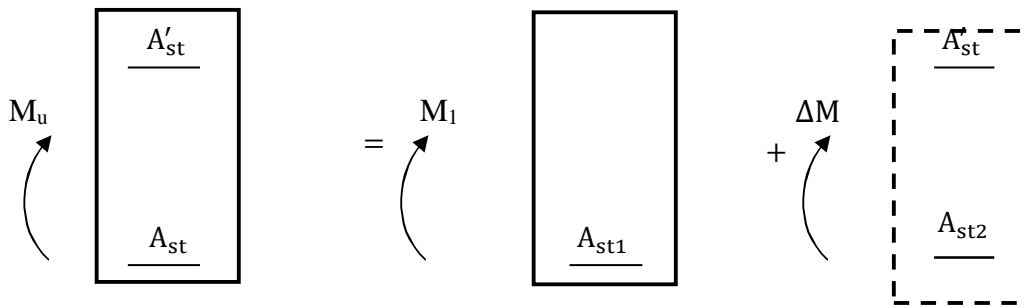


Figure VI.2.2. Section rectangulaire doublement armée.

**Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

✓ **Poutre principales (30 × 40) :**

	$M_{max}(KN.m)$	$\mu_b$	B	Obs	$A_{st}$ ( $cm^2$ )	Ferraillage	$A_{adoptée}(cm^2)$
<b>Travée</b>	87,226	0,026	0,951	SSA	6,03	3HA14+2HA12	6,87
<b>Appui</b>	111,077	0,118	0,937	SSA	7,80	3HA14+3HA12	8,01

Tableau VI.2.2 : Ferraillage des poutres principales.

✓ **Poutre secondaires (30 × 35) :**

	$M_{max}(KN.m)$	$\mu_b$	B	Obs	$A_{st}$ ( $cm^2$ )	Ferraillage	$A_{adoptée}(cm^2)$
<b>Travée</b>	40,99	0,0577	0,970	SSA	3,20	3HA12	3,39
<b>Appui</b>	75,83	0,1068	0,943	SSA	6,09	3HA12+2HA14	6,46

Tableau VI.2.3 : Ferraillage des poutres secondaires.

VI.2.3 Vérification à l'ELU :

A. Armatures transversales :(Art 7.5.2.2 RPA99/2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

	Calcul de l'espacement $S_t$ (cm)			$A_t = 0,003 \times S_t \times b$	Ferraillage [cm <sup>2</sup> ]
Poutre principale (30 × 40)	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min (8,75 ;14,4)	$S_t = 10$	0,9	4HA8 = 2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17,5$ cm	$S_t = 15$	1,35	
Poutre secondaire (30 × 35)	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min (8,75;14,4)	$S_t = 10$	0,9	4HA8 = 2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17,5$ cm	$S_t = 15$	1,35	

Tableau VI.2.4 : Ferraillage des armatures transversales.

B. Condition de non fragilité : (BAEL99 Art A.4.2.1):

La section d'armatures doit vérifier la condition suivante :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :  $f_{t28} = 2,1$  MPa

		$A_{st}$	$A_{\min}$	Vérifications
Poutres principales	En travée	6,87	1,06	Condition vérifiée
	Aux appuis	8,01	1,06	Condition vérifiée
Poutres secondaires	En travée	3,39	1,06	Condition vérifiée
	Aux appuis	6,46	1,06	Condition vérifiée

Tableau VI.2.5 : Vérification de la condition de non fragilité.

**C. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u^{\max} = \text{Effort tranchant max à l'ELU};$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min (4,35 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 4,35 \text{ MPa}$$

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b(cm)	d(cm)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Poutres principales	$T_{\max}$	149,15	30	38	0,131	4,35	<b>Condition vérifiée</b>
Poutres secondaires	$T_{\max}$	78,98	30	33	0,069	4,35	<b>Condition vérifiée</b>

**Tableau VI.2.6 : Vérification au cisaillement.**

**D. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

- Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :**

On se doit de vérifier la relation :  $T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9dbf_{c28}}{\gamma_b}$

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b(cm)	d(cm)	$f_{c28}$ (MPa)	$\bar{T}_u$ (KN)	Observation
Poutres principales	$T_{\max}$	149,15	30	38	25	683,99	<b>Condition vérifiée</b>
Poutres secondaires	$T_{\max}$	78,98	30	33	25	593,99	<b>Condition vérifiée</b>

**Tableau VI.2.7 : Influence des efforts tranchant sur le béton**

• **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

Lorsqu'au droit d'un appui  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$  ; on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à  $(T_u - \frac{M_u}{0,9d}) \frac{1}{\sigma_{st}}$

$$D'où : A_s > (T_u - \frac{M_u}{0,9d}) \frac{1,15}{f_e}$$

Si  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \rightarrow$  Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

**Poutres principales :**  $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 149,15 - \frac{111,077}{0,9 \times 0,38} = -175,63 < 0$

**Poutres secondaires :**  $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 78,98 - \frac{75,83}{0,9 \times 0,33} = -176,34 < 0$

✓ Donc aucune vérification n'est nécessaire.

**E. Vérification de la contrainte d'adhérence BAEL (Art A.6.1.3) :**

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

Avec :  $\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15$  MPa

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

$\psi_s = 1,5$  : Coefficient de scellement **HA**

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

• **Poutres principales :**

$$\sum U_i = \sum(\pi \times n \times \emptyset) = 3 \times 3,14 \times 1,4 + 3 \times 3,14 \times 1,4 = 26,376 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{149,15 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 263,76} = 1,65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C. V.}$$

$$\sum U_i = \sum(\pi \times n \times \emptyset) = 3 \times 3,14 \times 1,4 + 2 \times 3,14 \times 1,2 = 20,724 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{149,15 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 207,24} = 2,104 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C. V.}$$

• **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = \sum(\pi \times n \times \emptyset) = 3 \times 3,14 \times 1,2 + 2 \times 3,14 \times 1,4 = 20,096 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{78,98 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 200,96} = 1,32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MP} \Rightarrow \text{C. V.}$$

$$\sum U_i = \sum(\pi \times n \times \emptyset) = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,304 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{78,98 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 113,04} = 23,53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MP} \Rightarrow \text{C. V.}$$

**F. Ancrage des armatures BAEL (Art A.6.1.23) :**

Longueur de scellement :  $l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$  avec:  $\tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

**Pour les HA 14 :**  $l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \text{ cm}$

**Pour les HA 12 :**  $l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,33 \text{ cm.}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égale à :  $0,4 l_s$  pour les aciers HA.

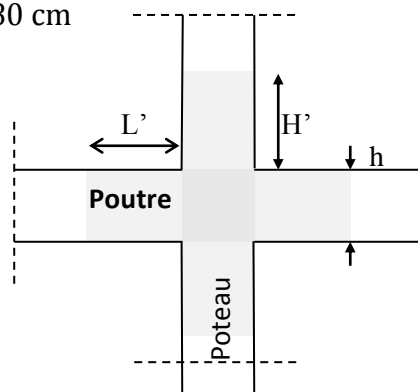
**Pour les HA 14 :**  $l_{cr} = 19,75 \text{ cm.}$

**Pour les HA 12 :**  $l_{cr} = 16,93 \text{ cm}$

**G. Délimitation de la zone nodale (RPA99 version 2003 : Art 7.4.2.1) :**

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre

$$L' = 2h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$



**Figure VI.2.3. Délimitation de la zone nodale.**

**VI.2.4. Vérification à l'ELS :**

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications à faire sont :

- État limite d'ouverture des fissures ;
- État limite de résistance du béton en compression
- État limite de déformation.

**A. État limite d'ouvertures des fissures (Art B.6.3 BAEL 91)**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

**B. État limite de résistance du béton en compression (Art A.4.5.2 BAEL 91)**

La contrainte de compression du béton est limité à  $0,6 \times f_{c28}$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

On calcul :

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100$$

Puis en déduit les valeurs de  $\beta$  et  $K_1$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}, \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Les résultats de vérification à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

	$M_{smax}(KN.m)$	$A_a(cm^2)$	$\rho$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
<b>Travée</b>	30,178	6,87	0,595	0,886	28,47	130,531	4,584	15	CV
<b>Appui</b>	-54,307	8,01	0,694	0,877	24,85	203,355	8,182	15	CV

**Tableau VI.2.8 : Vérification des contraintes l'ELS pour les poutres principales.**

	$M_{smax}(KN.m)$	$A_a(cm^2)$	$\rho$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
<b>Travée</b>	22,843	3,39	0,294	0,911	39,52	224,213	5,673	15	CV
<b>Appui</b>	-42,399	6,46	0,559	0,889	29,78	223,833	7,517	15	CV

**Tableau VI.2.9 : Vérification des contraintes l'ELS pour les poutres secondaires.**

**C. Vérification de la flèche (BAEL99/Art B.6.5) :**

Les règles de BAEL (Art B.6.5.1) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad 2) \frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad 3) \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0}$$

**Vérifications :**• **Poutres principales :**

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{500} = 0,08 > \frac{1}{16} = 0,063 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \Rightarrow \frac{40}{500} = 0,08 > \frac{1}{10} \times \frac{30,178}{54,307} = 0,055 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{8,01}{1140} = 0,007 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Poutres secondaires :**

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{340} = 0,103 > \frac{1}{16} = 0,062 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \Rightarrow \frac{35}{340} = 0,103 > \frac{1}{10} \times \frac{22,843}{42,399} = 0,054 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,46}{990} = 0,0065 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$



**VI.3.2. Exposé de la méthode :**

La méthode utilisée pour ferrailer les voiles, est la méthode de la **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

B : section du voile.

I : moment d'inertie du voile.

V et V' : bras de levier (distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée).

Avec :  $V = V' = \frac{L}{2}$

L : longueur du voile.

**Remarque :**

Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du logiciel.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d = \frac{L_t}{2}$$

Avec :

$h_e$  : La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.

$L_c$  : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L : Longueur du voile.

$L_t$  : La longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

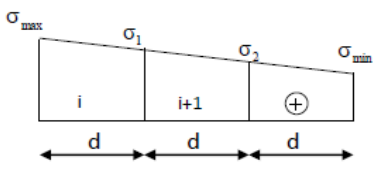
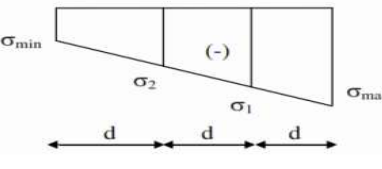
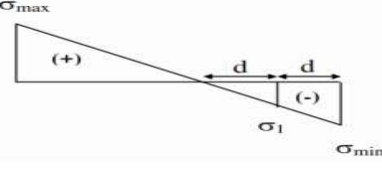
**VI.3.3. Détermination des diagrammes de contraintes :**

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 comprimé (**S.P.C**)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues

VI.3.4. Détermination des armatures :

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal $N_i$	L'effort normal $N_{i+1}$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$

a. Armatures verticales :

Section	Armatures verticales
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Tableau VI.3.1 : Tableau des armatures verticales

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets). On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance  $\left[\frac{L}{10}\right]$  de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

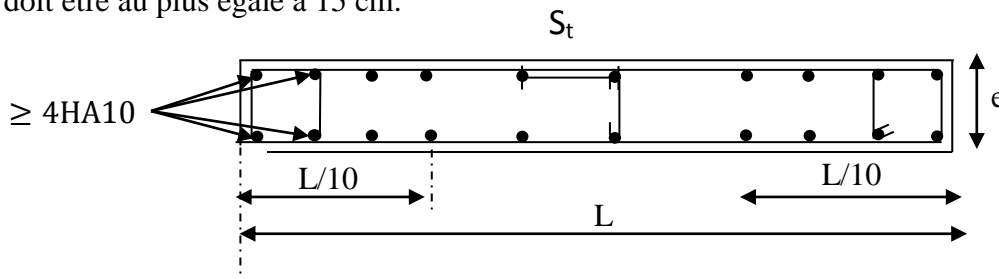


Figure VI.3.2. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

**b. Armatures minimales :**

- **Compression simple (Art A.8.1 ; 21 /BAEL91 modifié99) :**

$A_{\min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$ , par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.

$$0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\%$$

Avec :

B : section du béton comprimée.

- **Traction simple (Art A.4.2.1/ BAEL91 modifié99):**

$$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu (**Art.7.7.4.1 RPA 99/2003**).

$$A_{\min} \geq 0.2\% B$$

**c. Armatures horizontales :**

- ✓ **D'après le BAEL :**

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

$A_V$ : Section des armatures verticales.

- ✓ **D'après le RPA :**

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de  $10\emptyset$ . (**Art 7.7.4.2 RPA99/2003**).

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

**d. Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales**

**(Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- $A_V$  et  $A_H > 0,15\%B$ .....Globalement dans la section du voile.
- $A_V$  et  $A_H > 0,10\% B$ .....en zone courante.

Avec :

B : section du béton.

**Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1,5a \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{cases}$$

Avec :  $a = 25 \text{ cm}$  : épaisseur du voile.

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min \{37,5 \text{ cm}, 30\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

**Longueur de recouvrement :**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ✓  $40\emptyset$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓  $20\emptyset$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**Diamètre maximale :**

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égale au  $1/10$  de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0,1a = 0,1 \times 250 = 25 \text{ mm.}$$

MMP

**e. Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par  $\text{m}^2$ ), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

**f. Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{Vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4T$$

**T**: Effort tranchant calculé au niveau considéré.

- ✓ Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

## VI.3.5. Les vérifications :

- Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

$N_s$  : L'effort normal appliqué.

$B$  : section du béton.

$A$  : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_b$  : Contrainte admissible.

- Vérification de la contrainte limite de cisaillement :

D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement  $\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right)$

D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003) :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4 T_u$$

$T_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

$b$  : Epaisseur du voile.

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0,9 h$ ).

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

VI.3.9. Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :

Voile de L = 2m (VL1 ; VL2 ; VL3 ; VL4) :

VT1	Zone	I	II	III
Sollicitation de calcul	hauteur d'étage (m)	3,06	3,06	3,06
	L(m)	2,00	2,00	2,00
	e (m)	0,15	0,15	0,15
	B (m <sup>2</sup> )	0,3	0,3	0,3
	V=V'(m)	1,00	1,00	1,00
	h	2,71	2,71	2,71
	I(m <sup>4</sup> )	0,1	0,1	0,1
	T(kN)	150,540	131,420	87,900
	Nser (kN)	443,43	338,25	182,20
	Vu (kN)	210,756	183,988	123,060
	M(KN.m)	463,051	234,195	111,732
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	5024,640	1916,180	1440,940
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	2410,150	265,130	555,490
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	400,00	400,00	400,00
armatures verticales	Lt	1,35	1,76	1,44
	Lc	0,65	0,24	0,56
	d	0,90	1,17	0,96
	$\sigma_l$	1674,880	638,727	480,313
	Nl	452,77	224,44	138,67
	Av1/bande (cm <sup>2</sup> )	11,32	5,61	3,47
	Avj (cm <sup>2</sup> )	5,80	5,06	3,38
	A'v1/bande/nappe	12,77	6,88	4,31
Amin/bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		2,70	3,51	2,89
Ferrailage adopté	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )	15,83	11,3	11,3
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	2*7HA12	2*5HA12	2*5HA12
	S <sub>tmax</sub>	22,5	22,5	22,5
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )	4,50	4,50	4,50
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )	4,71	4,71	4,71
	choix de la section	6HA10	6HA10	6HA10
	Espacement (cm)	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
Armatures transversales		<b>4 épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau} = 5MPa$	0,781	0,681	0,456
	$\bar{u} = 3,26 MPa$	0,558	0,487	0,326
	$\bar{\sigma} = 15MPa$	1,370	1,067	0,575

Tableau VI.3.2 : Ferrailage des voiles de longueur L = 2m.

Voile de longueur  $L = 1,75\text{m}$  (VL5 ; VL6) :

VT1	Zone	I	II	III
Sollicitation de calcul	hauteur d'étage (m)	3,06	3,06	3,06
	L(m)	1,75	1,75	1,75
	e (m)	0,15	0,15	0,15
	B (m <sup>2</sup> )	0,2625	0,2625	0,2625
	V=V'(m)	0,875	0,875	0,875
	h	2,71	2,71	2,71
	I(m <sup>4</sup> )	0,067	0,067	0,067
	T(kN)	128,820	132,590	100,170
	Nser (kN)	600,89	435,15	232,91
	Vu (kN)	180,348	185,626	140,238
	M(KN.m)	352,728	223,941	135,782
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	6130,140	2548,780	1573,330
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	2432,320	27,310	704,560
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	400,00	400,00	400,00
armatures verticales	Lt	1,25	1,73	1,21
	Lc	0,50	0,02	0,54
	d	0,84	1,15	0,81
	$\sigma_1$	2043,380	849,593	524,443
	N1	512,02	294,21	126,78
	Av1/bande (cm <sup>2</sup> )	12,80	7,36	3,17
	Avj (cm <sup>2</sup> )	4,96	5,10	3,86
	A'v1/bande/nappe	14,04	8,63	4,13
Amin/bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		2,51	3,46	2,42
Ferrailage adopté	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )	15,39	13,57	11,304
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	2*5HA14	2*6HA12	2*5HA12
	S <sub>tmax</sub>	22,5	22,5	22,5
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )	3,94	3,94	3,94
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )	4,71	4,71	4,71
	choix de la section	6HA10	6HA10	6HA10
	Espacement (cm)	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
Armatures transversales		<b>4 épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau} = 5\text{MPa}$	0,763	0,786	0,594
	$\bar{u} = 3,26\text{MPa}$	0,545	0,561	0,424
	$\bar{\sigma} = 15\text{MPa}$	2,104	1,538	0,833

Tableau VI.3.3 : Ferrailage des voiles de longueur  $L = 1,75$

Voile de longueur  $L = 1,5m$  (VT3 ; VT4 ; VT7 ; VT10) :

VT1	Zone	I	II	III
Sollicitation de calcul	hauteur d'étage (m)	3,06	3,06	3,06
	L(m)	1,50	1,50	1,50
	e (m)	0,15	0,15	0,15
	B (m <sup>2</sup> )	0,225	0,225	0,225
	V=V'(m)	0,75	0,75	0,75
	h	2,71	2,71	2,71
	I(m <sup>4</sup> )	0,042	0,042	0,042
	T(kN)	133,720	114,870	68,480
	Nser (kN)	404,01	265,57	137,62
	Vu (kN)	187,208	160,818	95,872
	M(KN.m)	346,574	196,505	91,626
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	6903,270	2038,250	1573,330
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	3481,040	371,930	704,560
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	400,00	400,00	400,00
armatures verticales	Lt	1,00	1,27	1,04
	Lc	0,50	0,23	0,46
	d	0,66	0,85	0,69
	$\sigma_l$	2301,090	679,417	524,443
	Nl	458,91	172,37	108,67
	Av1/bande (cm <sup>2</sup> )	11,47	4,31	2,72
	Avj (cm <sup>2</sup> )	5,15	4,42	2,64
	A'v1/bande/nappe	12,76	5,41	3,38
Amin/bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		2,51	1,99	2,54
Ferrailage adopté	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )	15,39	13,57	11,3
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	2*5HA14	2*6HA12	2*5HA12
	S <sub>imax</sub>	22,5	22,5	22,5
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )	3,85	3,39	3,38
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )	3,93	3,93	3,93
	choix de la section	5HA10	5HA10	5HA10
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures transversales		<b>4 épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau} = 5MPa$	0,924	0,794	0,473
	$\bar{u} = 3,26 MPa$	0,660	0,567	0,338
	$\bar{\sigma} = 15MPa$	1,629	1,082	0,569

Tableau VI.3.3 : Ferrailage des voiles de longueur  $L = 1,5 m$ .

Voile de longueur  $L = 1,35m$  (VT5 ; VT6) :

VT1	Zone	I	II	III
Sollicitation de calcul	hauteur d'étage (m)	3,06	3,06	3,06
	L(m)	1,30	1,30	1,30
	e (m)	0,15	0,15	0,15
	B (m <sup>2</sup> )	0,195	0,195	0,195
	V=V'(m)	0,65	0,65	0,65
	H	2,71	2,71	2,71
	I(m <sup>4</sup> )	0,027	0,027	0,027
	T(KN)	150,540	131,420	87,900
	N <sub>ser</sub> (KN)	443,43	338,25	182,20
	V <sub>u</sub> (KN)	210,756	183,988	123,060
	M(KN.m)	258,135	139,447	102,435
	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	5024,640	1916,180	1440,940
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	2410,150	265,130	555,490
	$\sigma_s$ (KN/m <sup>2</sup> )	400,00	400,00	400,00
armatures verticales	L <sub>t</sub>	0,88	1,14	0,94
	L <sub>c</sub>	0,42	0,16	0,36
	D	0,59	0,76	0,63
	$\sigma_1$	1674,880	638,727	480,313
	N <sub>1</sub>	294,30	145,88	90,13
	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	7,36	3,65	2,25
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	5,80	5,06	3,38
	A'v <sub>1</sub> /bande/nappe	8,81	4,91	3,10
A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		1,76	2,28	1,88
Ferrailage adopté	A'v <sub>1</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	11,3	13,57	11,3
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	2*5HA12	2*6HA12	2*5HA12
	S <sub>max</sub>	22,5	22,5	22,5
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )	2,93	3,39	2,93
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )	3,93	3,93	3,93
	choix de la section	5HA10	5HA10	5HA10
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures transversales		<b>4 épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau} = 5MPa$	1,201	1,048	0,701
	$\bar{u} = 3,26 MPa$	0,858	0,749	0,501
	$\bar{\sigma} = 15MPa$	2,092	1,571	0,860

Tableau VI.3.4 : Ferrailage des voiles de longueur  $L = 1,30$

# Chapitre VII :

## Etude de l'infrastructure

## Introduction

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la super structure. Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service. De plus, des considérations d'ordre économique, esthétique et d'impact sur l'environnement sont à respecter.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

- **Fondations superficielles**

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

- **Fondations profondes**

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

- **Choix du type de fondation**

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

## VII. Etude de sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Vu que le rapport de sol ne nous a pas été donné, on prend la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol.

### ➤ Pré-dimensionnement des semelles

#### 1. Semelles isolées

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal « N » à l'ELS qui est obtenu à la base de tous les poteaux de l'entresol. (le poteau le plus sollicité).

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothécité des dimensions :  $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{45}{45} = K = 1 \rightarrow A = B$

$$D'où : B = \sqrt{\frac{N_{ser}}{k \sigma_{sol}}}$$

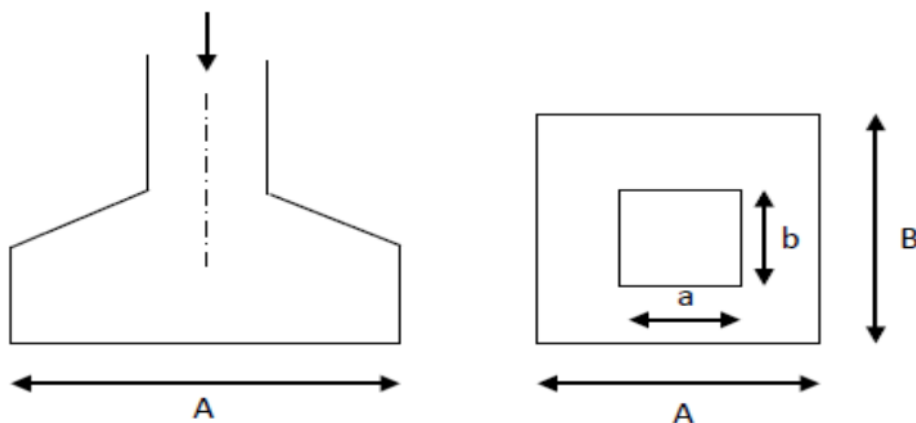


Figure VIII.1 : coupe d'une fondation isoler

#### - Exemple de calcul

Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

$$N_s = 985,1 \text{ kN} \quad \bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{985,1}{200}} = 2,22 \text{ m} \rightarrow \text{On opte pour } A = B = 2,5 \text{ m}$$

On a la section des semelles sous poteau totale est:  $S_t = n \times B^2 = 24 \times 2,5^2 = 150 \text{ m}^2$

**Avec:**

N:nombre des poteaux

La section totale à la base est :  $S_t = 11,75 \times 22,30 = 262,025 \text{ m}^2$

Donc :  $S_t = 150 \text{ m}^2 > 50\%$   $S_{bat} = 131,02 \text{ m}^2$

**Remarque**

On remarque que la surface occupée par les semelles sous poteaux dépasse **50%** de la Surface totale du bâtiment, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à Notre cas. Alors il faut opter pour des semelles filantes.

### VIII.1. Semelles filantes

Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort  $N_s = G + Q$  (KN)

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L}$$

$\sigma_{sol}$ : Capacité portante du sol ( $\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0,20 \text{ MPa}$ )

Avec :

B : Largeur de la semelle.

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

	Voiles	N <sub>s</sub> (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )	Nombre	S <sub>TOT</sub> (m <sup>2</sup> )
<b>VL</b>	<b>V1</b>	461,97	2	1,16	2,32	4	9,28
	<b>V2</b>	600,89	1,75	1,72	3,01	2	6,02
	<b>V3</b>	549,21	1,5	1,83	2,75	1	2,75
<b>VT</b>	<b>V1</b>	404,01	1,5	1,35	2,03	4	8,12
	<b>V2</b>	523,91	1,3	2,02	2,62	4	10,48
	<b>V3</b>	456,65	1,35	1,69	2,28	2	4,56
							<b>Σ= 41,21</b>

**Tableau VIII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles dans les deux sens.**

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **S<sub>v</sub> = 41,21 m<sup>2</sup>**.

## a) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux

✓ **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

✓ **Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition triangulaire.

$$q_{min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 * e}{L}\right) ; q_{max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 * e}{L}\right) ; q_{\frac{L}{4}} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 * e}{L}\right)$$

✓ **Détermination de la résultante des charges**

On fera le calcul pour le portique le plus sollicité, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N <sub>i</sub> (KN)	e <sub>i</sub> (m)	N <sub>i</sub> × e <sub>i</sub> (KN.m)	M <sub>i</sub> (KN.m)
1	499,16	-4,52	-2256,6032	-1,164
2	752,03	-0,48	-360,9744	-3,858
3	414,53	4,52	1873,6756	-0,629
	R = ΣN <sub>i</sub> = 5140,28		Σ = -743,902	Σ = -5,651

**Tableau VIII.2 résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.**

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-743,903 \times (-5,651)}{5140,28} = 0,818 \text{ m}$$

On a:

$$e = 0,818 < \frac{11,75}{6} = 1,95\text{m} \longrightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

⇒ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$q_{max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 * e}{L}\right) = \frac{5140,28}{11,57} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,818}{11,75}\right) = 620,20 \text{ KN/ml}$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 * e}{L}\right) = \frac{5140,28}{11,75} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,818}{11,75}\right) = 254,74 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\frac{L}{4}} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 * e}{L}\right) = \frac{5140,28}{11,75} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,818}{11,75}\right) = 528,84 \text{ KN/ml}$$

✓ **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q_{L/4}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{528,84}{200} = 2,64m \text{ on prend } B = 3m$$

$$\text{On aura donc } S = 3 \times 11,75 = 35,25m^2$$

$$\text{La somme total des semelles sous poteaux est : } \sum S_p = 35,25 \times 3 = 105,75m^2$$

$$\text{Nous aurons la surface totale des semelles sous les voiles : } S_v = 41,21 m^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 105,75 + 41,21 = 146,96 m^2$$

$$\text{La surface totale de la structure : } S_{bat} = 261,025m^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{tsemelle}}{S_{structure}} = \frac{146,96}{261,025} = 0,563$$

La surface des semelles représente 56,3 % de la surface totale.

$$S_t = 146,96m^2 > 50 \% S_{bat} = 130,025m^2$$

### Conclusion

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface totale du bâtiment, donc il serait plus intéressant d'orienté vers un radier général.

## VIII.2. Calcul d'un radier général

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

Les avantages que le radier offre par rapport aux autres semelles superficielles :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une répartition de la charge sur le sol de la fondation
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir destassements éventuels

**a) Pré-dimensionnement du radier**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} > 25$  cm)

**➤ Selon la condition forfaitaire**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h: épaisseur du radier

$L_{\max}$  : portée maximale  $L_{\max} = 5$

$$\frac{500}{8} \leq h \leq \frac{500}{5}$$

$$62,5 \leq h \leq 100$$

On prend:  $h = 65$  cm

**- La dalle**

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :  $h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h_d \geq \frac{500}{20} = 25$$

Soit :  $h_d = 30$  cm

**- La nervure**

La nervure du radier doit avoir une hauteur  $h_n$  égale à :  $h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$

$$h_n \geq \frac{500}{10} = 50$$

Soit :  $h_n = 60$  cm

**✓ Condition de la longueur d'élasticité:**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie:

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \text{ Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

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 (bande de 1 m);

$E$ : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} =$

10818.87 MPa.  $L_{\max}$ : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 5}{\pi}\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,87}} = 1,045$$

On prend:  $h_n = 110$  cm

**La largeur de la nervure**

$$0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n$$

$$0.4 \times 110 \leq b_n \leq 0.7 \times 110$$

$$44 \leq b_n \leq 77$$

On prend  $b_n = 50 \text{ cm}$

**Conclusion**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 110 \text{ cm}$ ..... Hauteur de la nervure.

$h_d = 30 \text{ cm}$ ..... Hauteur de la dalle.

$b_n = 50 \text{ cm}$ ..... Largeur de la nervure.

**b) Détermination des efforts**

Charge permanente  $G_{\text{bat}} = 18710,69 \text{ KN}$ .

Charge d'exploitation  $Q_{\text{bat}} = 3338,78 \text{ KN}$ .

**- Combinaison d'actions:**

**ELU:**  $N_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 18710,69) + (1.5 \times 3338,78) = 30267,61 \text{ KN}$

**ELS:**  $N_s = G + Q = 18710,69 + 3338,78 = 22049,47 \text{ KN}$

**- Détermination de la surface nécessaire du radier**

$$\text{ELU : } S_{\text{Radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{30267,61}{1,33 \times 200} = 113,79 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS : } S_{\text{Radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{22049,47}{200} = 110,25 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = \max(S_{\text{Radier}}^{\text{ELU}}; S_{\text{Radier}}^{\text{ELS}}) = 113,79 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Batiment}} = 261,025 > 113,79$$

**Remarque**

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{110}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 55 \text{ cm}$$

On opte pour un radier de  $L_{\text{déb}} = 55 \text{ cm}$  dans les 4 sens.

$$S_{\text{Radier}} = S_{\text{Batiment}} + S_{\text{débord}}$$

$$S_{\text{débord}} = L_{\text{déb}} \times L_{\text{périmètre}}$$

$$\text{Avec : } L_{\text{périmètre}} = (11,75 + 22,30) \times 2 = 68,1 \text{ cm}$$

$$S_{\text{débord}} = 0,55 \times 68,1 = 37,455 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{Radier}} = 261,025 + 37,455 = 298,48 \text{ m}^2$$

**Donc on aura une surface totale du radier égale:  $S_{\text{Radier}} = 298,48 \text{ m}^2$**

## A. Calcul des sollicitations à la base du radier

### ➤ Charges permanentes

#### - Poids de radier

**G**= Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

#### - Poids de la dalle

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 298,48 \times 0,30 \times 25 = 2238,6 \text{ KN}$$

#### - Poids de la nervure

$$P_{\text{nerv}} = b_n(h_n - h_d)L_y \times n_y \times \rho + b_n(h_n - h_d)L_x \times n_x \times \rho$$

$$P_{\text{nerv}} = 0,5(1,1 - 0,3)11,75 \times 3 \times 25 + 0,5(1,1 - 0,3)22,3 \times 8 \times 25 = 2136,5 \text{ KN}$$

#### - Poids de TVO

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho$$

$$S_{\text{ner}} = (35,16 + 178,4) \times 0,5 = 106,78 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = (298,48 - 106,78) \times (1,1 - 0,3) \times 17 = 2607,12 \text{ KN.}$$

#### - Poids de la dalle flottante

$$P_{\text{df}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b = (298,48 - 106,78) \times 0,15 \times 25 = 718,875 \text{ KN}$$

#### - Poids de radier

$$G_{\text{radier}} = 2238,6 + 2136,5 + 2607,12 + 718,875 = 7701,10 \text{ KN}$$

#### - Surcharges d'exploitations

$$\text{Surcharge de bâtiment : } Q_{\text{bâtiment}} = 3338,78 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q_{\text{radier}} = 1,5 \times S_{\text{radier}} = 1,5 \times 298,48 = 1044,68 \text{ KN.}$$

#### - Poids total de la structure

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{bâtiment}} = 7701,10 + 18710,69 = 26411,79 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{bâtiment}} + Q_{\text{radier}} = 3338,78 + 1044,68 = 4383,46 \text{ KN}$$

### ➤ Combinaison d'actions

- **Etat Limite Ultime** :  $N_{\text{ut}} = 1,35G_{\text{tot}} + 1,5Q_{\text{tot}} = 1,35(26411,79) + 1,5(4383,46) = 42231,11 \text{ KN.}$
- **Etat Limite de Service** :  $N_{\text{st}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 26411,79 + 4383,46 = 30795,25 \text{ KN.}$

**1. Vérifications**

**A. Vérification de la contrainte de cisaillement**

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

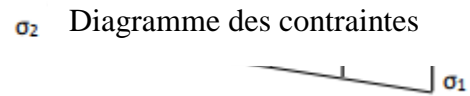
$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2,5MPa \text{ tel}$$

que :  $\gamma_b = 1,5$

Avec  $b=100$  ;  $d = 0,9h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$

$$T_u^{max} = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{Radier}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{42231,11 \times 1 \times 5}{298,48 \times 2} = 353,72$$

$$\tau_u = \frac{353,72 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,31 < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$



**B. Vérification de la stabilité du radier**

**a) Calcul du centre de gravité du radier**

$$X_G = 10,98m ; Y_G = 4,47m$$

**b) Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 1992,35 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 8191,83 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) du aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)}h$$

Avec :

$M_{j(k=0)}$  : Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(k=0)}$  : Effort tranchant à la base du bâtiment.

$I_{xi}, I_{yi}$  : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$A \text{ l'ELU} : \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$A \text{ l'ELS} : \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I}$$

➤ **Sens longitudinal (Tire du logiciel) :**

$$M_{ox} = 20616,935 \text{ KN.m}$$

$$T_{ox} = 1078,12 \text{ KN}$$

$$M_x = 20616,935 + 1078,12 \times 1 = 21695,055 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens transversal (Tire du logiciel)**

$$M_{oy} = 17465,373 \text{ KN.m}$$

$$T_{oy} = 917,99 \text{ KN}$$

$$M_y = 17465,373 + 917,99 \times 1 = 18383,363 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens longitudinal**

A l'ELU:  $M_x = 21695,055 \text{ KN.m}$ .

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \left( \frac{M_x}{I_{YY}} \times V \right) = \frac{42231,11}{298,48} + \left( \frac{21695,055}{8191,83} \right) \times 11,15 = 171,01 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \left( \frac{M_x}{I_{YY}} \times V \right) = \frac{42231,11}{298,48} - \left( \frac{21695,055}{8191,83} \right) \times 11,15 = 111,96 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 171,01 + 111,96}{4} = 156,25 \leq 1,33 \times 200 = 266 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

A l'ELS:  $M_x = 21695,055 \text{ KN.m}$ .

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \left( \frac{M_x}{I_{YY}} \times V \right) = \frac{30795,25}{298,48} + \left( \frac{21695,055}{8191,83} \right) \times 11,15 = 132,31 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \left( \frac{M_x}{I_{YY}} \times V \right) = \frac{30795,25}{298,48} - \left( \frac{21695,055}{8191,83} \right) \times 11,15 = 74,04 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 132,31 + 74,04}{4} = 117,75 \leq 1,33 \times 200 = 266 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens transversal:**

A l'ELU:  $M_y = 18383,363 \text{ KN.m}$ .

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \left( \frac{M_y}{I_{xx}} \times V \right) = \frac{42231,11}{298,48} + \left( \frac{18383,363}{1992,35} \right) \times 5,875 = 183,19 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \left( \frac{M_y}{I_{xx}} \times V \right) = \frac{42231,11}{298,48} - \left( \frac{18383,363}{1992,35} \right) \times 5,875 = 99,78 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 183,19 + 99,78}{4} = 162,34 \leq 1,33 \times 200 = 266 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

A l'ELS:  $M_y = 18383,363 \text{ KN.m}$ .

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \left( \frac{M_y}{I_{xx}} \times V \right) = \frac{30795,25}{298,48} + \left( \frac{18383,363}{1992,35} \right) \times 5,875 = 157,38 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \left( \frac{M_y}{I_{xx}} \times V \right) = \frac{30795,25}{298,48} - \left( \frac{18383,363}{1992,35} \right) \times 5,875 = 48,97 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 157,38 + 48,97}{4} = 130,28 \leq 1,33 \times 200 = 266 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

## A. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, son ferrailage sera calculé en utilisant les méthodes exposées dans le [B.E.A.L 91 modifiée 99].

### a) Ferrailage de la dalle

La dalle du radier sera étudiée comme un panneau rectangulaire uniformément chargé reposant sur quatre cotés. On distingue deux cas :

**1<sup>er</sup> Cas :**  $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0,4$  La dalle travaille dans un seul sens

**2<sup>eme</sup> Cas :**  $0,4 < \rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 1$  la dalle travaille dans les deux sens

- Dans le sens de la petite portée  $L_x = M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

- Dans le sens de la grande portée  $L_y = M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$

Les coefficients :  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD

Avec :  $\rho_x = \frac{l_x}{l_y}$  ;  $L_x < L_y$

### Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins, afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

### b) Ferrailage a l'ELU :

#### Identification du panneau le plus sollicité

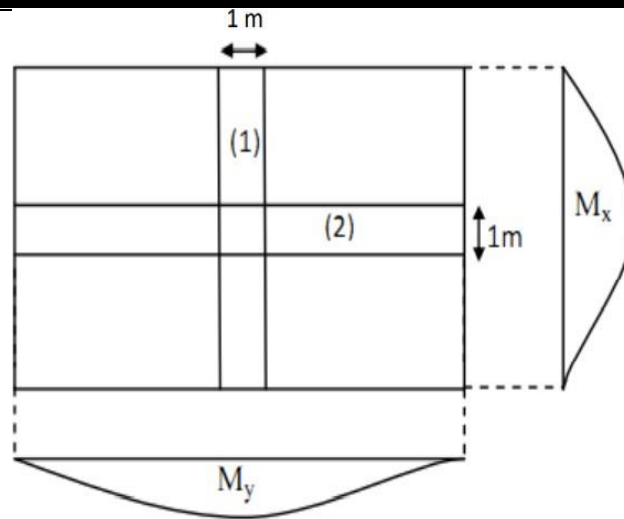
On a :  $L_x = 3,40 \text{ m}$  ;  $L_y = 5,00 \text{ m}$

Donc:

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,40}{5,00} = 0,68 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0707 \\ \mu_y = 0,408 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens

Dans ce cas, on utilise la méthode de l'annexe E3 du BAEL91 modifié 99. On considère une bande de 1 m de largeur au milieu de chaque portée.



Le poids propre du radier étant directement repris par le sol, doit être soustrait de la contrainte maximale  $\sigma_m^{max}$

$$\text{A L'ELU : } q_u^m = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 162,34 - \frac{7701,10}{298,48} = 136,54 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A L'ELS : } q_s^m = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 130,28 - \frac{7701,10}{298,48} = 104,48 \text{ KN/m}^2$$

### c) Calcul des moment isostatique à l'ELU

Evaluation des moments  $M_x$   $M_y$  :

$$\text{On obtient : } M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0707 \times 136,54 \times 3,40^2 = 111,59 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,408 \times 111,59 = 45,53 \text{ KN.m}$$

### Remarque

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques la correction des moments  $M_t + (M_w + M_e)/2 \geq 1,25M_x$  :

❖ Sens X-X :

$$\text{Moment aux appuis : } \begin{cases} M_x^{a1} = 0,5 \times 111,59 = 55,795 \text{ KN.m} \\ M_x^{a2} = 0,3 \times 111,59 = 33,477 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travées : } M_x^{t1} = 0,85 \times 111,59 = 94,85 \text{ KN.m}$$

❖ Sens Y-Y :

$$\text{Moment aux appuis : } \begin{cases} M_y^{a1} = 0,5 \times 45,53 = 22,765 \text{ KN.m} \\ M_y^{a2} = 0,3 \times 45,53 = 13,659 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travées : } M_y^{t2} = 0,85 \times 45,53 = 38,70 \text{ KN.m}$$

**a) Ferrailage longitudinal suivant le sens x-x:****En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{94,8 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,092 < 0,392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,092 \rightarrow \beta_u = 0,952$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{94,8 \times 10^3}{0,952 \times 27 \times 348} = 10,60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Soit : 8HA14 = 12,32 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 15 cm.**

**Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{55,8 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,054 < 0,392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,054 \rightarrow \beta_u = 0,972$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{55,8 \times 10^3}{0,972 \cdot 27 \cdot 348} = 6,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Soit : 8HA12 = 9,0432 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 15 cm.**

**b) Ferrailage longitudinal suivant le sens y-y:****En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{38,70 \times 10^3}{100 \cdot 27^2 \cdot 14,2} = 0,037 < 0,392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,037 \rightarrow \beta_u = 0,981$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{38,70 \times 10^3}{0,981 \times 27 \times 348} = 4,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Soit : 6HA12 = 6,78 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 20 cm.**

**Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{22,77 \cdot 10^3}{100 \cdot 27^2 \cdot 14,2} = 0,022 < 0,392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,022 \rightarrow \beta_u = 0,989$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{22,77 \times 10^3}{0,972 \times 27 \times 348} = 2,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Soit : 6HA12 = 6,78 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 20 cm.**

## c) Vérification a l'ELU :

## ✓ Vérification de la condition de non fragilité : (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99)

Il faut vérifie que :

Sens longitudinale :

$$W_x = \frac{A_{\min}}{bh} = W_0 \frac{3-\rho_x}{2} \quad \text{Avec : } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA Fe E400.}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \cdot 100 \cdot 30 \cdot \frac{3 - 0,68}{2} = 2,784 \text{ cm}^2$$

Sens transversale :

$$W_x = \frac{A_{\min}}{bh} \Rightarrow A_{\min} = W_x \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

Avec :

 $W_x$ : Pourcentage d'acier min réglementaire $W_0$ : 0,08% pour les aciers FeE400 $W_x$ : pourcentages d'acier, c'est le rapport de section des armatures sur la section totale du béton

## Ferrailage minimal :

Sens	Zone	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_s(\text{cm}^2)$	Observation
X-X	Appuis	2,784	12,31	Condition vérifiée
	Travée	2,784	9,04	Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	2,4	6,78	Condition vérifiée
	Travée	2,4	6,78	Condition vérifiée

Tableau VIII.3 Vérification de la section minimale

## ✓ Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels  $h$  désigne l'épaisseur totale de la dalle.

## ➤ Dans le sens xx :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 12 \text{ cm} < 33\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## ➤ Dans le sens yy :

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle (Art.A.5.2.2 BAEL91 modifiée 99)**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Les efforts tranchant sont donnés par les relations suivantes :

- **Au milieu de  $I_y$**

$$P = q_u \times l_x \times l_y = 136,54 \times 5,00 \times 3,4 = 2321,18$$

$$V_u = \frac{P}{3 \times l_y} = \frac{2321,18}{3 \times 5} = 154,75$$

- **Au milieu de  $l_x$**

$$T_u = \frac{V_u}{2 \times I_y + I_x} = \frac{154,75}{2 \times 3,4 \times 5} = 4,552$$

$$\tau_u = \frac{4,552 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0,017$$

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

$$\tau_u = 0,05MPa < 3,33MPa \text{ Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

**Evaluation des moments  $M_x$   $M_y$**

**A. ( $\nu = 0,2$ )**

$$\rho = 0,68 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0766 \\ \mu_y = 0,563 \end{cases} ; q_s = 104,48 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{On obtient } M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0766 \times 104,48 \times 3,4^2 = 92,52 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,563 \times 92,52 = 52,09 \text{ KN.m.}$$

❖ **Sens X-X :**

$$\text{Moment aux appuis : } \begin{cases} M_x^{a1} = 0,5 \times 92,52 = 46,26 \text{ KN.m} \\ M_x^{a2} = 0,3 \times 92,52 = 27,76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travées : } M_x^{t1} = 0,85 \times 92,52 = 74,016 \text{ KN.m}$$

❖ **Sens Y-Y :**

$$\text{Moment aux appuis : } \begin{cases} M_y^{a1} = 0,5 \times 52,09 = 26,05 \text{ KN.m} \\ M_y^{a2} = 0,3 \times 52,09 = 15,63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travées : } M_y^{t2} = 0,85 \times 52,09 = 41,672 \text{ KN.m}$$

Sens	Zone	Ms	As	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Observation
Sens x-x	Travée	46,26	12,31	0,229	0,916	41,89	37,983	400	0,907	15	Condition vérifiée
	Appuis	74,016	9,04	0,168	0,921	44,12	82,301	400	1,866	15	Condition vérifiée
Sens y-y	Travée	26,05	6,78	0,126	0,925	45,66	38,475	400	0,843	15	Condition vérifiée
	Appuis	15,63	6,78	0,126	0,925	45,66	23,085	400	0,506	15	Condition vérifiée

Tableau VIII.4 : Vérification a l'ELS de la dalle

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}; \rho_1 = \frac{100 A_s}{bd}; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

### B. Ferrailage du débord :

#### 1) Sollicitation de calcul :

$$\text{À l'ELU : } q_u = 136,54 \text{ KN/ml.} \longrightarrow M_u = \frac{-q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-136,54 \times 0,5^2}{2} = -17,07 \text{ KN.m}$$

$$\text{À l'ELS : } q_s = 104,48 \text{ KN/ml.} \longrightarrow M_s = \frac{-q_s \cdot l^2}{2} = \frac{-104,48 \times 0,5^2}{2} = -13,06 \text{ KN.m}$$

#### 2) Calcul des armatures :

$b = 1 \text{ m}$  ;  $d = 27 \text{ cm}$  ;  $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ .

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{17,07 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,017$$

Si  $\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow$  Section simplement armée ( $A_s' = 0$ )

$$\mu = 0,017 \rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17,07 \times 10^3}{0,991 \times 27 \times 348} = 1,84 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$ , avec un espacement de  $25 \text{ cm} < S_{max} = \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

**Armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$ . On prend 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 25 cm.

✓ **Vérification à l'ELU :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{(0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1)}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$A_{ad} = 4,52 > A_{min} = 3,26 \text{ cm}^2$  Condition vérifiée

✓ **Vérification à l'ELS :**

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 A_s}{bd} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd} = 0,163 ; \beta_1 = 0,934 \text{ et } K_1 = 60,76$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{104,48 \times 10^3}{0,934 \times 27 \times 4,52} = 916,61 ; \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{774,31}{60,76} = 12,74 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

**Remarque**

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord  $A_{radier} > A_{débord}$  alors le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier

**C. Ferrailage de la nervure**

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

$h_n = 110 \text{ cm}$ ..... Hauteur de la nervure

$h_d = 30 \text{ cm}$ ..... Hauteur de la dalle

$b_n = 50 \text{ cm}$  ..... Largeur de la nervure

Cas de chargement	Schéma	Sollicitation
Cas de chargement trapézoïdal		Moment fléchissant : $l_m = l_x \left( 0.50 - \frac{\rho^2}{6} \right)$ Effort tranchant : $l_t = l_x \left( 0.50 - \frac{\rho^2}{4} \right)$
Cas de chargement triangulaire		Moment fléchissant : $l_m = 0.333 \times l_x$ Effort tranchant : $l_t = 0.25 \times l_x$

Figure VIII.2 Présentation des charges simplifiées

**Les sollicitations**✓ **Moment fléchissant**

$$Q_u = q_u \times l_m$$

$$Q_s = q_s \times l_m$$

✓ **Effort tranchant**

$$Q_u = q_u \times l_t$$

$$Q_s = q_s \times l_t$$

❖ Calcul des charges de la nervure sens (X-X).

											Moment fléchissant				Effort tranchant		
Travée	Lx	panneaux	Ly	$\rho$	Charge	lm	lt	qu	qs	Qum	$\Sigma Q_{um}$	Qsm	$\Sigma Q_{sm}$	Qut	$\Sigma Q_{ut}$	Qst	$\Sigma Q_{st}$
A - B	3,4	SUP	5	0,68	trapézoïdal	1,44	1,31	136,54	104,48	196,34	350,93	150,24	268,53	178,45	294,51	136,55	225,36
		INF	4,04	0,84	triangulaire	1,13	0,85	136,54	104,48	154,59		118,29		116,06		88,81	
B - C	3,1	SUP	5	0,62	triangulaire	1,03	0,78	136,54	104,48	140,95	281,90	107,85	215,71	105,82	211,64	80,97	161,94
		INF	4,04	0,77	triangulaire	1,03	0,78	136,54	104,48	140,95		107,85		105,82		80,97	
C - D	3	SUP	5	0,60	triangulaire	1,00	0,75	136,54	104,48	136,40	272,81	104,38	208,75	102,41	204,81	78,36	156,72
		INF	4,04	0,74	triangulaire	1,00	0,75	136,54	104,48	136,40		104,38		102,41		78,36	
D - E	3	SUP	5	0,60	triangulaire	1,00	0,75	136,54	104,48	136,40	272,81	104,38	208,75	102,41	204,81	78,36	156,72
		INF	4,04	0,74	triangulaire	1,00	0,75	136,54	104,48	136,40		104,38		102,41		78,36	
E - F	3	SUP	5	0,60	Triangulaire	1,00	0,75	136,54	104,48	136,40	272,81	104,38	208,75	102,41	204,81	78,36	156,72
		INF	4,04	0,74	Triangulaire	1,00	0,75	136,54	104,48	136,40		104,38		102,41		78,36	
F - G	3,1	SUP	5	0,62	Triangulaire	1,03	0,78	136,54	104,48	140,95	281,90	107,85	215,71	105,82	211,64	80,97	161,94
		INF	4,04	0,77	Triangulaire	1,03	0,78	136,54	104,48	140,95		107,85		105,82		80,97	
G - H	3,4	SUP	5	0,68	Trapézoïdal	1,44	1,31	136,54	104,48	196,34	350,93	150,24	268,53	178,45	294,51	136,55	225,36
		INF	4,04	0,84	Triangulaire	1,13	0,85	136,54	104,48	154,59		118,29		116,06		88,81	

Tableau VIII.5 Calcul des charges de la nervure sens (X-X).

## ❖ Calcul des charges de la nervure sens (Y-Y)

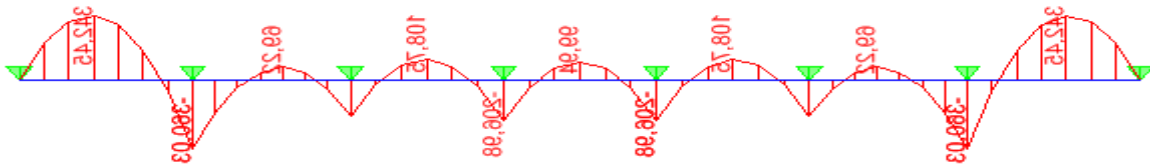
Travée	Lx	Panneaux	Ly	$\rho$	Charge	Lm	L t	qu	qs	Moment fléchissant			Effort tranchant				
										Qum	$\Sigma$ Qum	Qsm	$\Sigma$ Qsm	Qut	$\Sigma$ Qut	Qst	$\Sigma$ Qst
1 – 2	5	Gauche	3,4	0,62	trapézoïdal	2,18	2,02	136,54	104,48	297,61	524,95	227,73	401,69	275,74	446,42	210,99	341,60
		Droit	3,1	0,68	triangulaire	1,67	1,25	136,54	104,48	227,34		173,96		170,67		130,6	
2 – 3	4,04	Gauche	3,4	0,77	trapézoïdal	1,62	1,43	136,54	104,48	221,67	432,37	169,63	330,85	194,61	372,75	148,91	285,23
		Droit	3,1	0,84	trapézoïdal	1,54	1,30	136,54	104,48	210,69		161,22		178,14		136,31	

Tableau VIII.6 : Calcul des charges de la nervure sens (Y-Y)

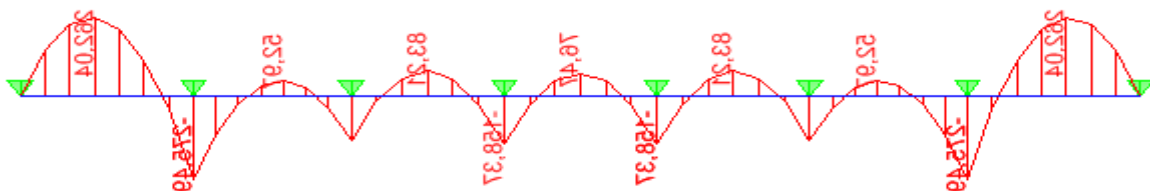
❖ Diagramme des sollicitations

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « ETABS » sont les suivants :

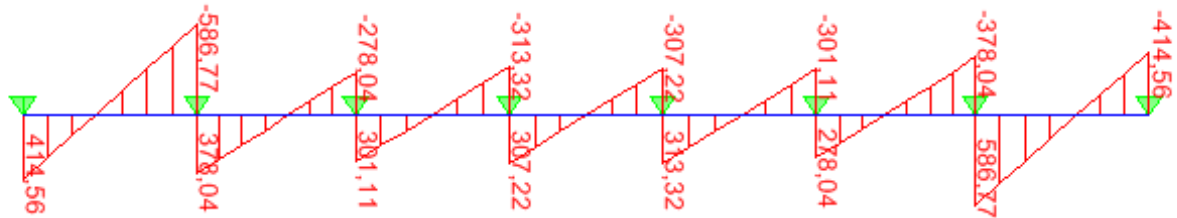
**Sens longitudinale « X-X »**



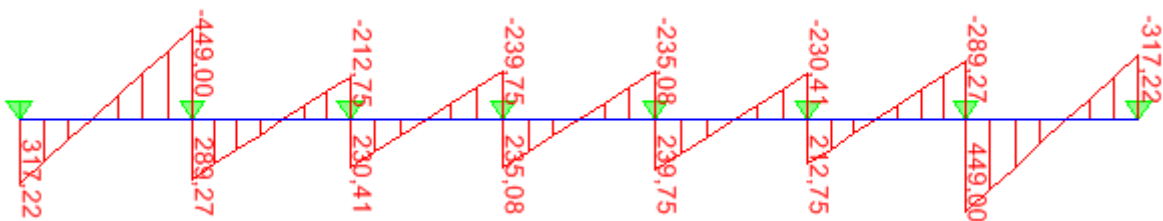
**Diagramme VIII.1 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens x-x.**



**Diagramme VIII.2 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens x-x.**



**Diagramme VIII.3 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens x-x.**



**Diagramme VIII.3 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS sens x-x.**

Sens transversale « Y-Y » :

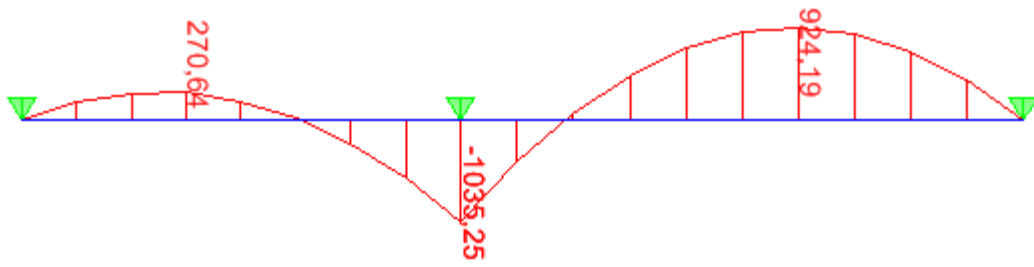


Diagramme VIII.4 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens y-y.

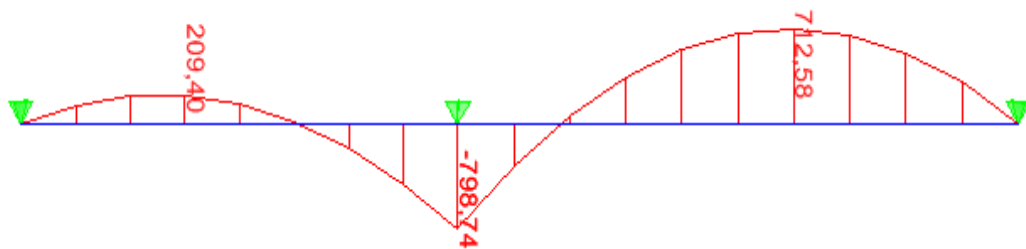


Diagramme VIII.5 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens y-y.

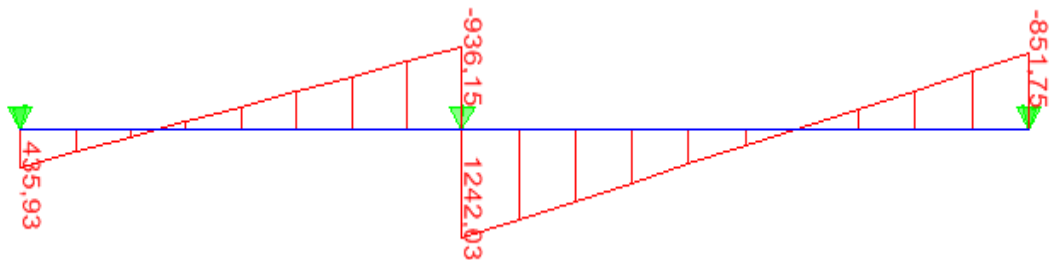


Diagramme VIII.6 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens y-y.

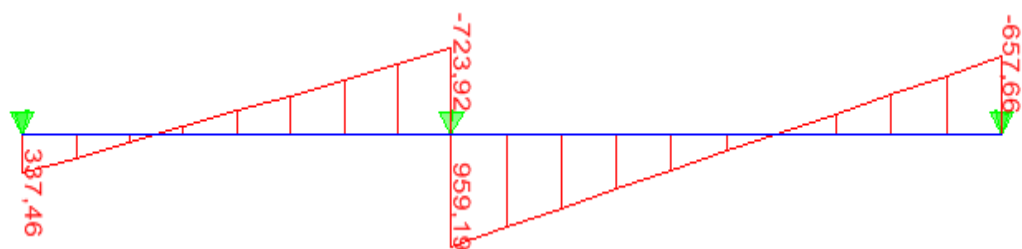


Diagramme VIII.7 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS sens y-y.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Sens longitudinal		Sens transversal	
E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
$M_{max}^a = 360,03$	$M_{max}^a = 275,49$	$M_{max}^a = 1035,25$	$M_{max}^a = 798,74$
$M_{max}^t = 340,42$	$M_{max}^t = 262,04$	$M_{max}^t = 924,16$	$M_{max}^t = 712,58$
$T_{max} = 586,77$		$T_{max} = 1242,03$	

Tableau VIII.7 : Efforts maximale de la nervure

2. Calcul du ferrailage de la nervure

$b = 50 \text{ cm}$     $h = 110 \text{ cm}$     $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$     $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} \quad ; \quad A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

		M(KN.cm)	$\mu$	Obs.	$\beta$	$A_s$	Choix	$A_{ad}$
X-X	Appuis	360,03	0.0439	S.S.A	0.978	8,57	5HA16	10,05
	Travée	342,42	0.0417	S.S.A	0.979	8,14	5HA16	10,05
Y-Y	Appuis	1035,25	0.057	S.S.A	0.971	28,38	5HA20+5HA20	31,40
	Travée	924,16	0.051	S.S.A	0.974	25,25	5HA20+5HA20	31,40

Tableau VIII.8 : Ferrailage de la nervure

3. Vérification a l'ELU :

- ✓ condition de non fragilité (BAEL 91modifiée 99Art B.4.2.1)

le ferrailage de la nervure doit satisfaire la C.N.F :  $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \text{ Avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 50 \times 107,5 \times 2,1}{348} = 7,46 \text{ cm}^2$$

		$A_{Adopte}$	$A_{min}$	Observation
X-X	Appuis	10,05	7,46	Condition vérifiée
	Travée	10,05	7,46	Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	31,40	7,46	Condition vérifiée
	Travée	31,40	7,46	Condition vérifiée

Tableau VIII.9 : vérification de condition non fragilité de la nervure

**4. Armatures transversales :**✓ **Diamètre minimal**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t = \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6,7mm$$

Soit :  $\phi_t = 10mm$ ✓ **Espacement des armatures :****Zone nodale**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{lmax} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = 24cm$$

Soit :  $S_t = 10cm$ **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{110}{2} = 55cm$$

Soit :  $S_t = 15cm$ ✓ **Armatures transversales minimales (Art7.5.2.2 RPA 99 2003)**

$$A_{min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5cm^2$$

Soit :  $A_t = 4HA8 = 2,01cm^2$ **5. Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4Mpa \right\} = 2,5 Mpa$$

**Sens transversale :**  $T_u^{max} = 586,77 KN$ 

$$\tau_u = \frac{586,77 \times 10^3}{500 \times 1075} = 1,091 MPa \leq \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Sens longitudinal :**  $T_u^{max} = 1242,03 KN$ 

$$\tau_u = \frac{1242,03 \times 10^3}{500 \times 1075} = 2,31 MPa \leq \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**6. Vérification à l'ELS :****Dans le béton :**On doit vérifier que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$ 

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 MPa \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

**Dans les aciers :**  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ 

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348Mpa$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

Sens	Zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
x-x	Travée	10,05	262,04	0.183	0.920	43,58	262,43	348	6,021	15	Cv
	Appuis	10,05	275,49	0.183	0.920	43,58	275,90	348	6,33	15	Cv
y-y	Travée	31,40	798,74	0.571	0.887	28,86	266,93	348	9,248	15	Cv
	Appuis	31,40	712,58	0.571	0.887	28,86	238,14	348	8,250	15	Cv

Tableau VIII.10 : Vérification à l'ELS de la nervure

### Les armatures de peau : Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :

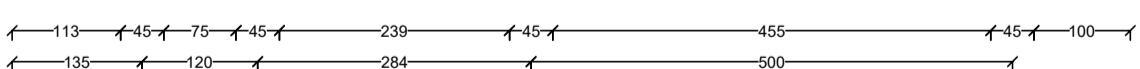
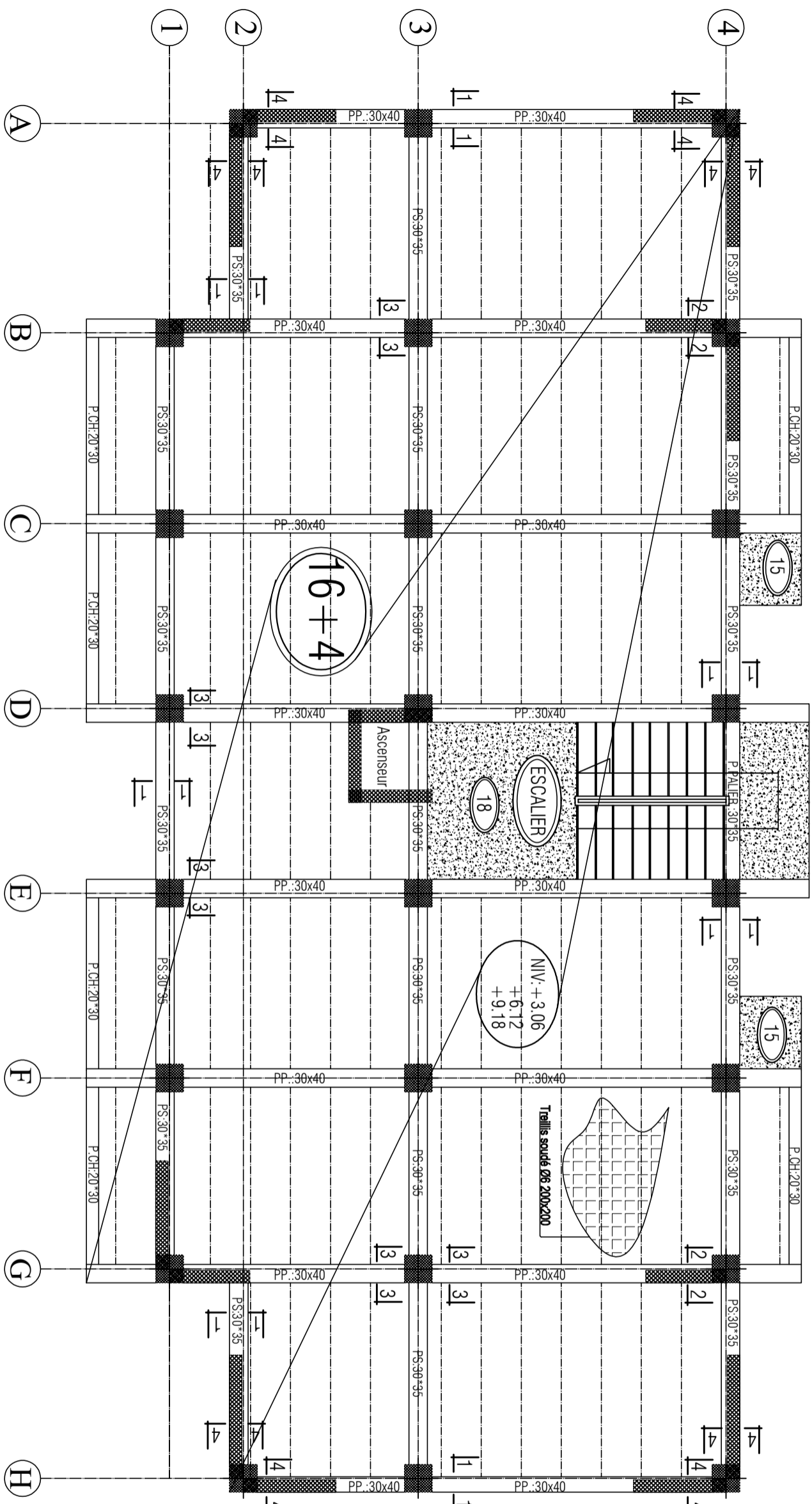
Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm<sup>2</sup>/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 110cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

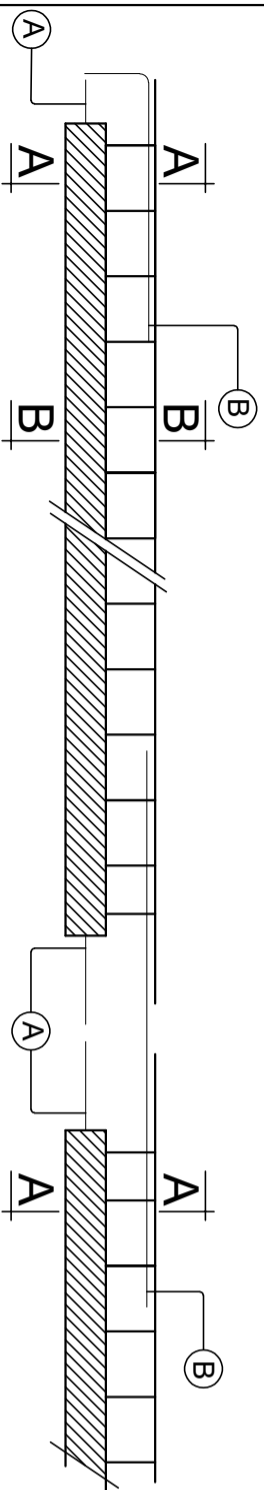
$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1,1 = 3,3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **2HA16 = 4,02 cm<sup>2</sup>**

# PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV : + 3,06 ; +6,12 ; +9,18 m.



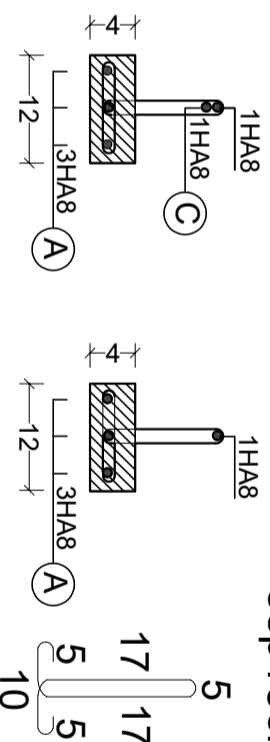
LONGUEUR DE LA POUTRELLE (L)



Coupe-A-A

Coupe-B-B

Ø8x0.59  
esp 15cm



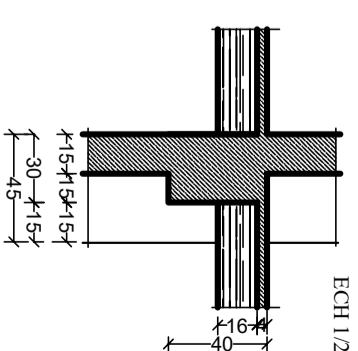
COUPE 1-1

ECH 1/20



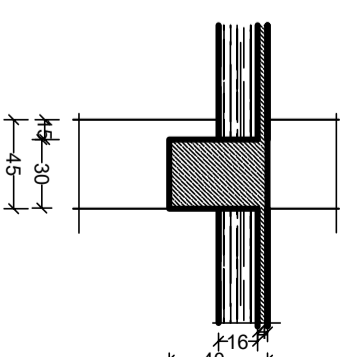
COUPE 2-2

ECH 1/20



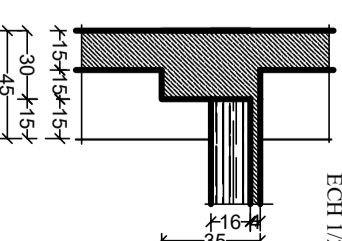
COUPE 3-3

ECH 1/20



COUPE 4-4

ECH 1/20



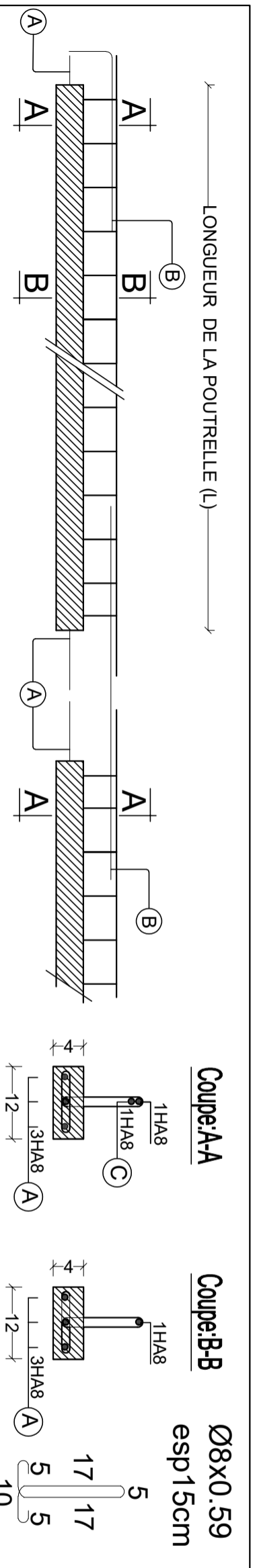
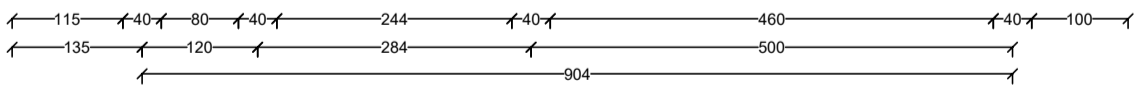
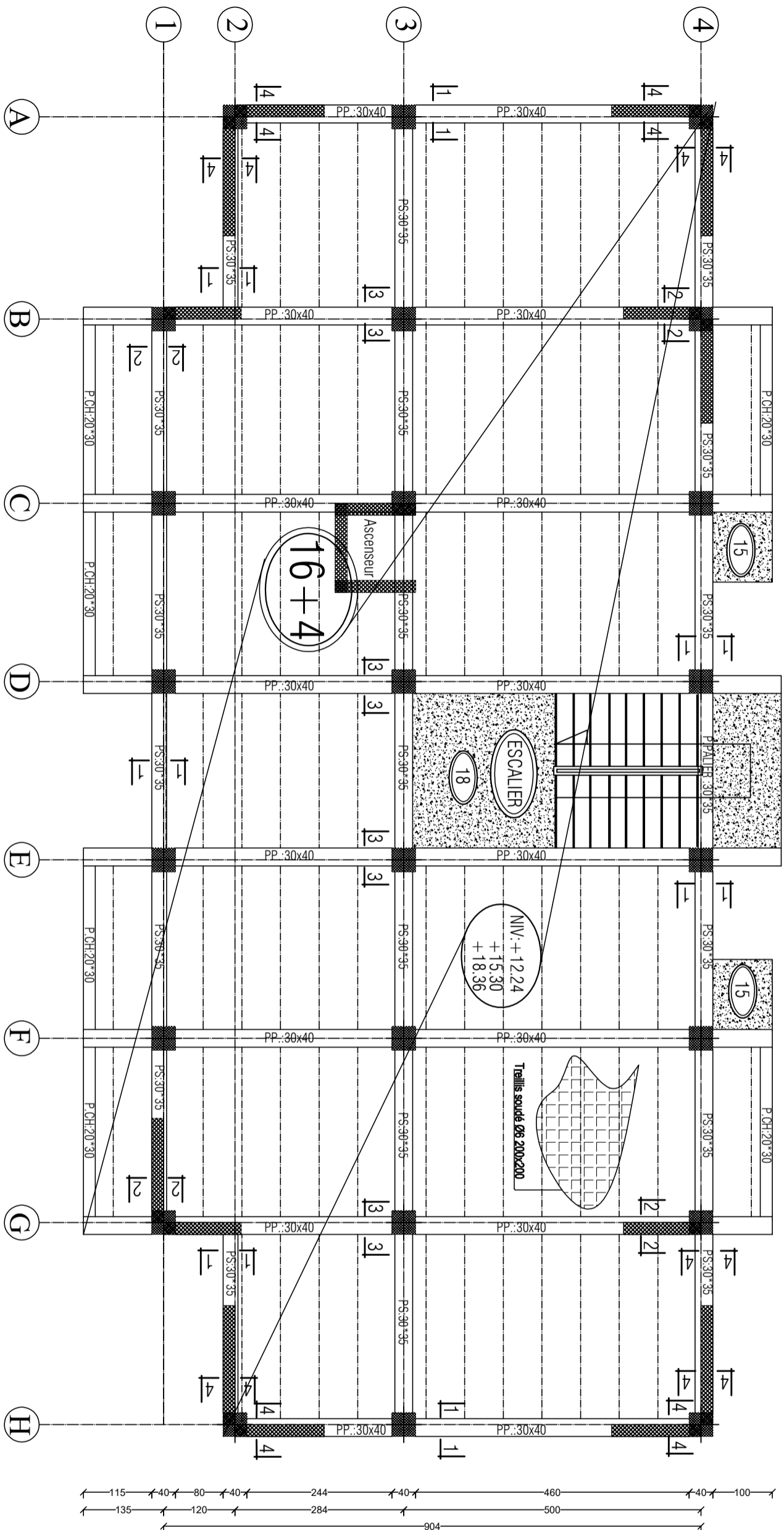
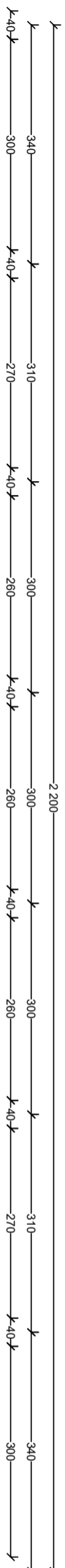
Etude d'un bâtiment R+8 à usage d'habitation

UNIVERSITE MOHAMED EL-MANHERI TIZI ORZOU  
Département Génie de la Construction  
Filière Génie Civil  
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE  
Mémoire de fin d'étude

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS  
Réalise par : MOKRANI HADJILA  
Encadrée par : Monsieur ATLAOULDI

NOTA: Caracteristicile de beton: a) La beton armé sera deose a 300 kg/m<sup>3</sup> de CPA 325 Fc28=28Mpa. b) Le beton de propreté sera deose a 150 kg/m<sup>3</sup> de CPA 325. c) Teneur en ciment 310 kg/m<sup>3</sup> a 40Mpa. e) Longueur de recouvrement de 40 Ø

# PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV : +12,24; +15,30; +18,36 m



**COUPE 1-1**  
ECH 1/20

**COUPE 2-2**  
ECH 1/20

**COUPE 3-3**  
ECH 1/20

**COUPE 4-4**  
ECH 1/20

UNIVERSITE MOHAMED MAMMERITZI ORIZON  
Département Génie de la Construction  
Filiale Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE  
*Mémoire de fin d'étude*

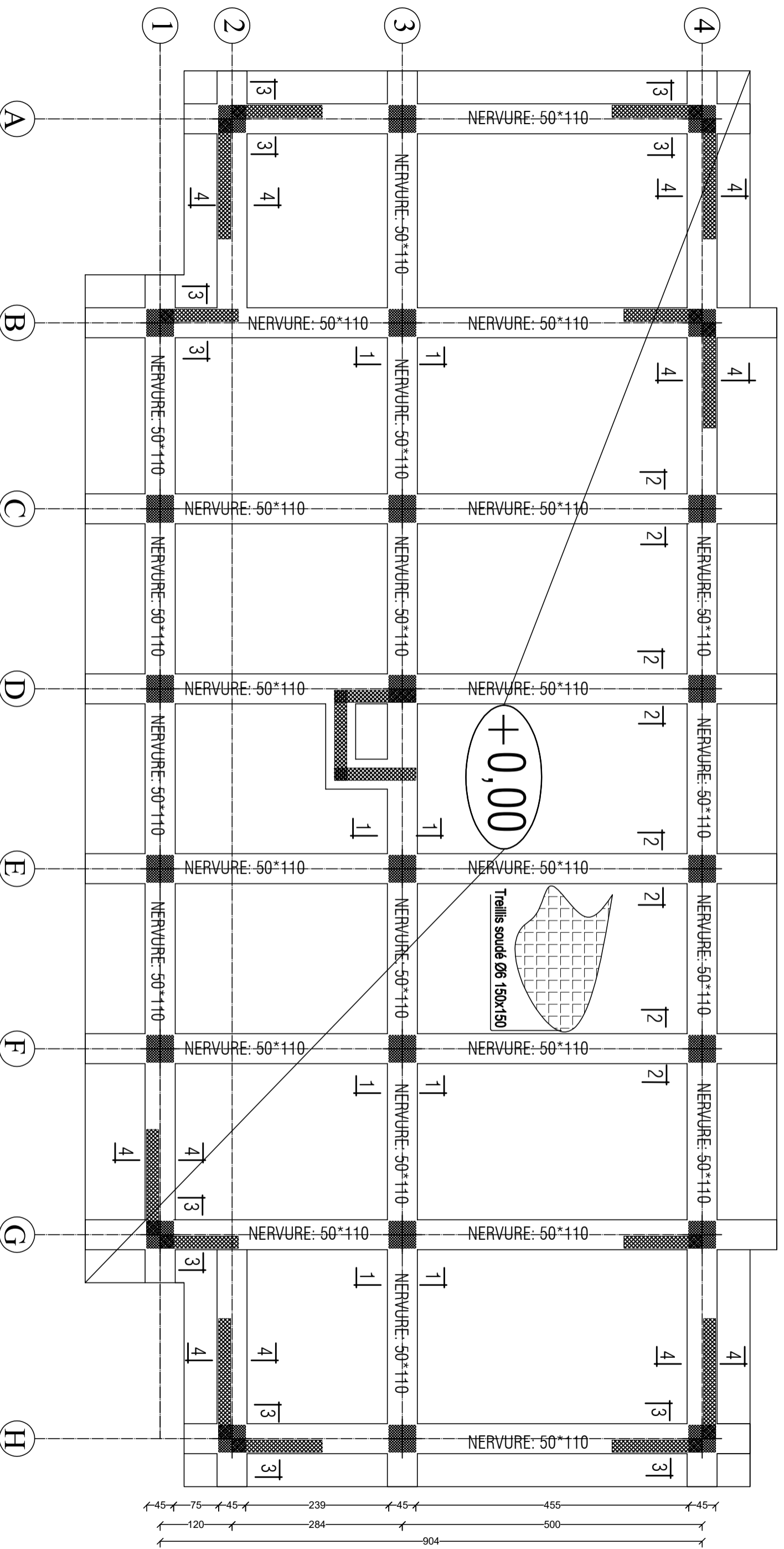
Etude d'un bâtiment R+8 à usage d'habitation

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS  
Réalise par : MOKRANI HADILA  
Encadrée par : Monstieur ATLAOUILDI

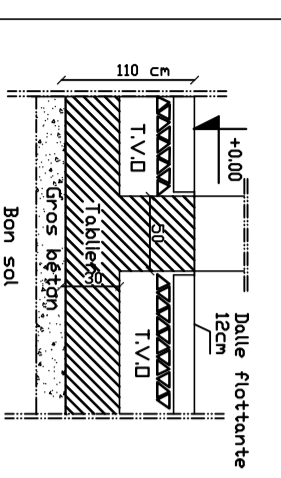
promotion : 2022/2023



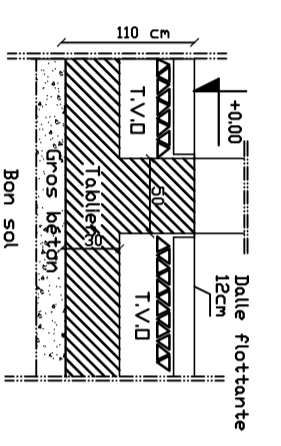
# PLAN DE COFFRAGE RADIER NIV : +0,00m



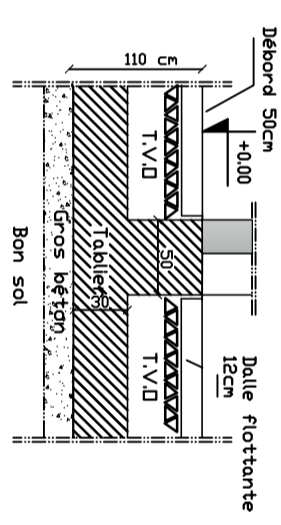
Coupe 1-1



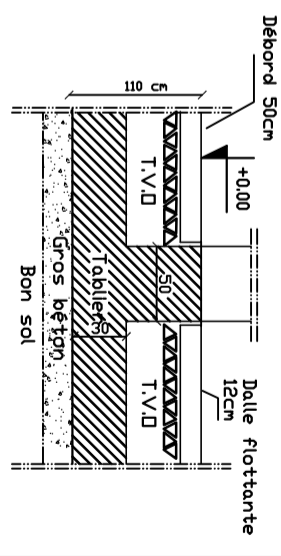
Coupe 2-2



Coupe 3-3



Coupe 4-4



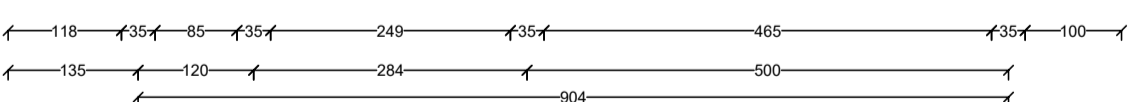
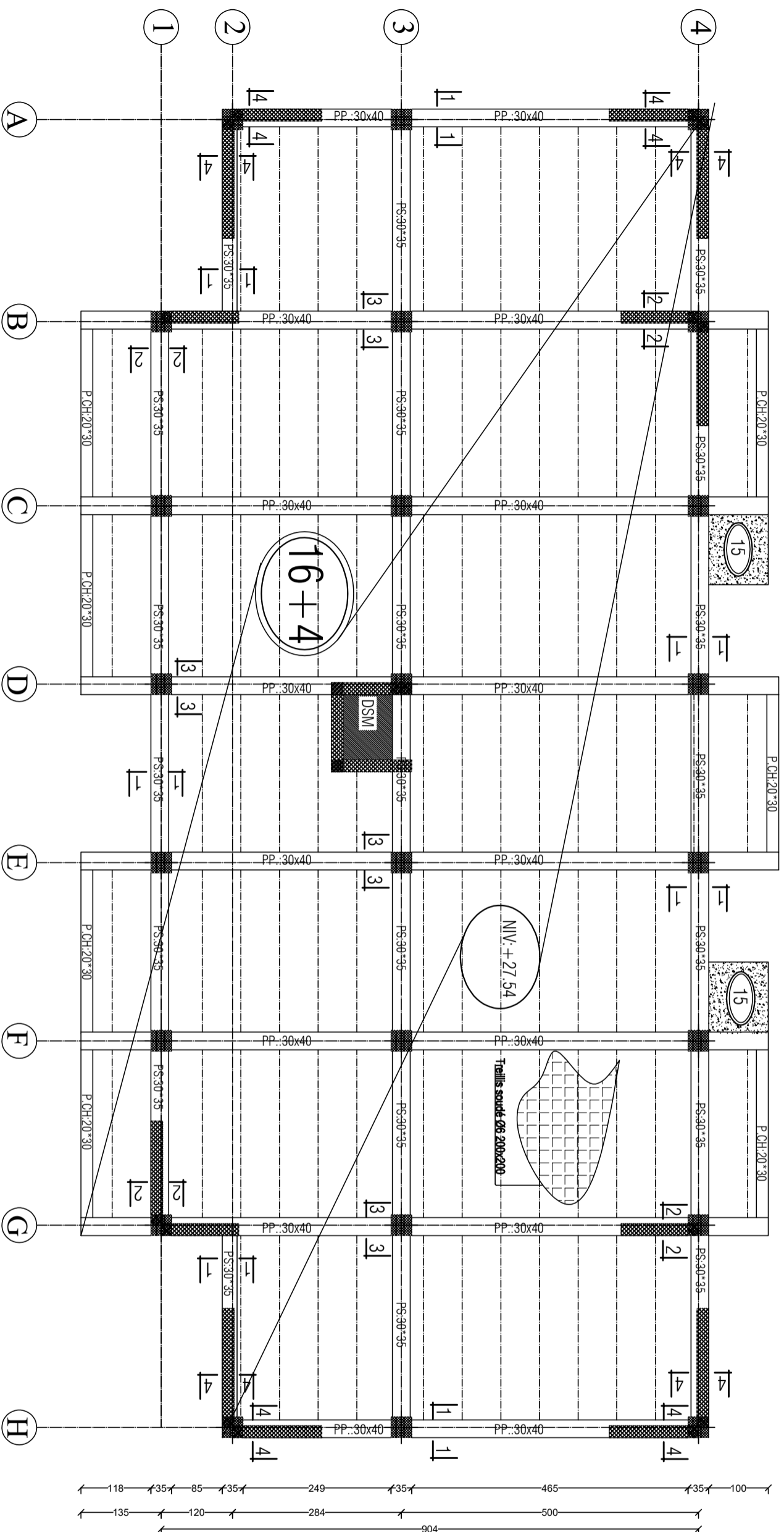
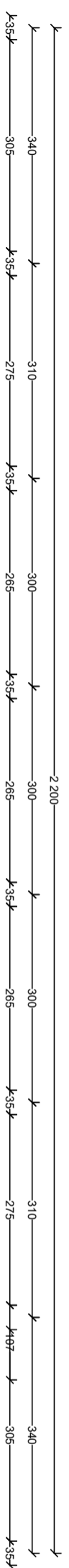
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI OUZOU  
 Département Génie de la Construction  
 Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE  
**Mémoire de fin d'étude**

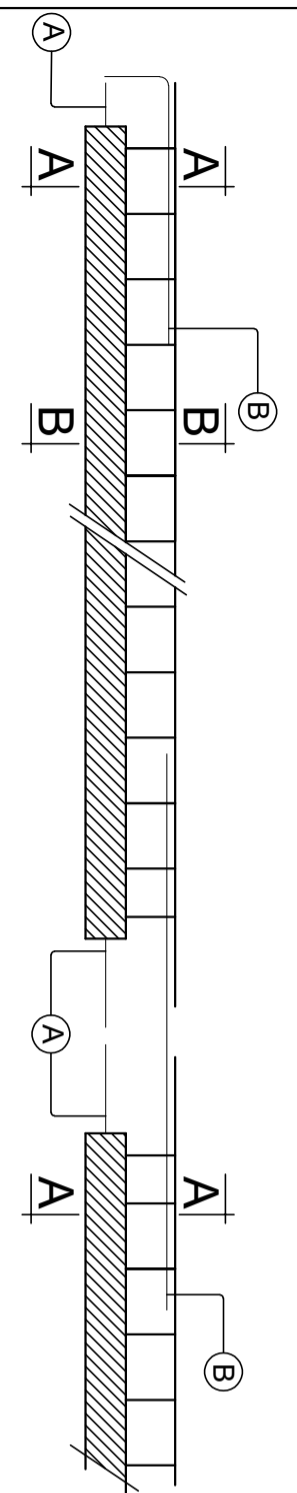
Etude d'un bâtiment R+8 à usage d'habitation

PLAN DE COFFRAGE DE RADIER  
 Réalisée par : MOKRANI HADJILIA  
 Encadrée par : Monsieur ATLAOUI DJI  
 Promotion : 2022/2023

# PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 27,54 m



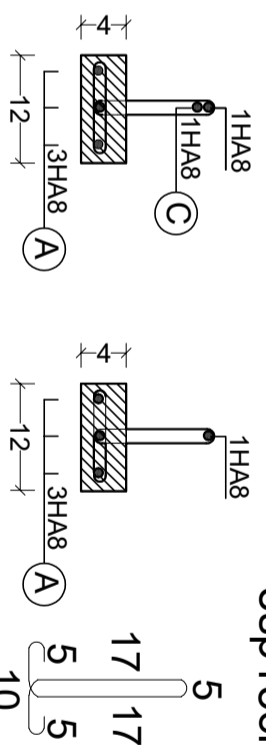
LONGUEUR DE LA POUTRELLE (L)



Coupe-A-A

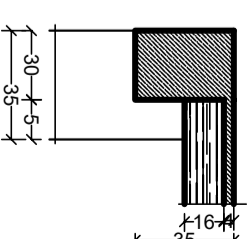
Coupe-B-B

Ø8x0.59  
esp 15cm



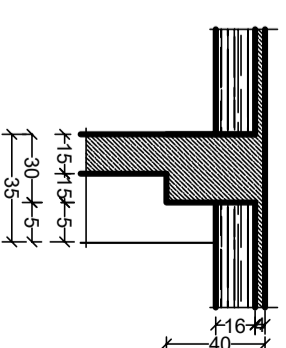
COUPE 1-1

ECH 1/20



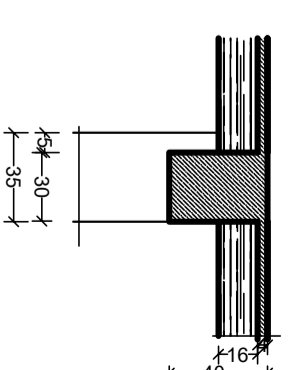
COUPE 2-2

ECH 1/20



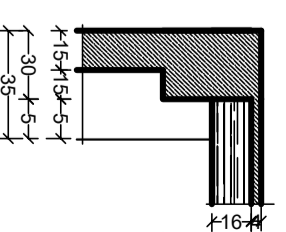
COUPE 3-3

ECH 1/20



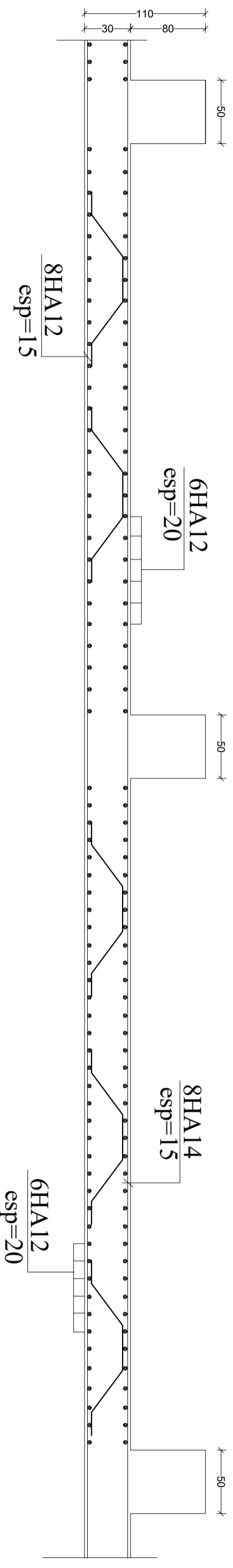
COUPE 4-4

ECH 1/20

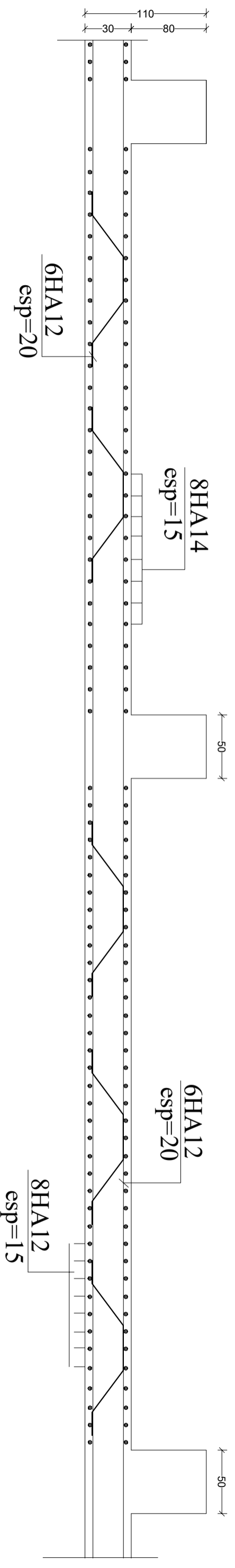


# COFFRAGE / FERRAILLAGE DALLE DE RADIER

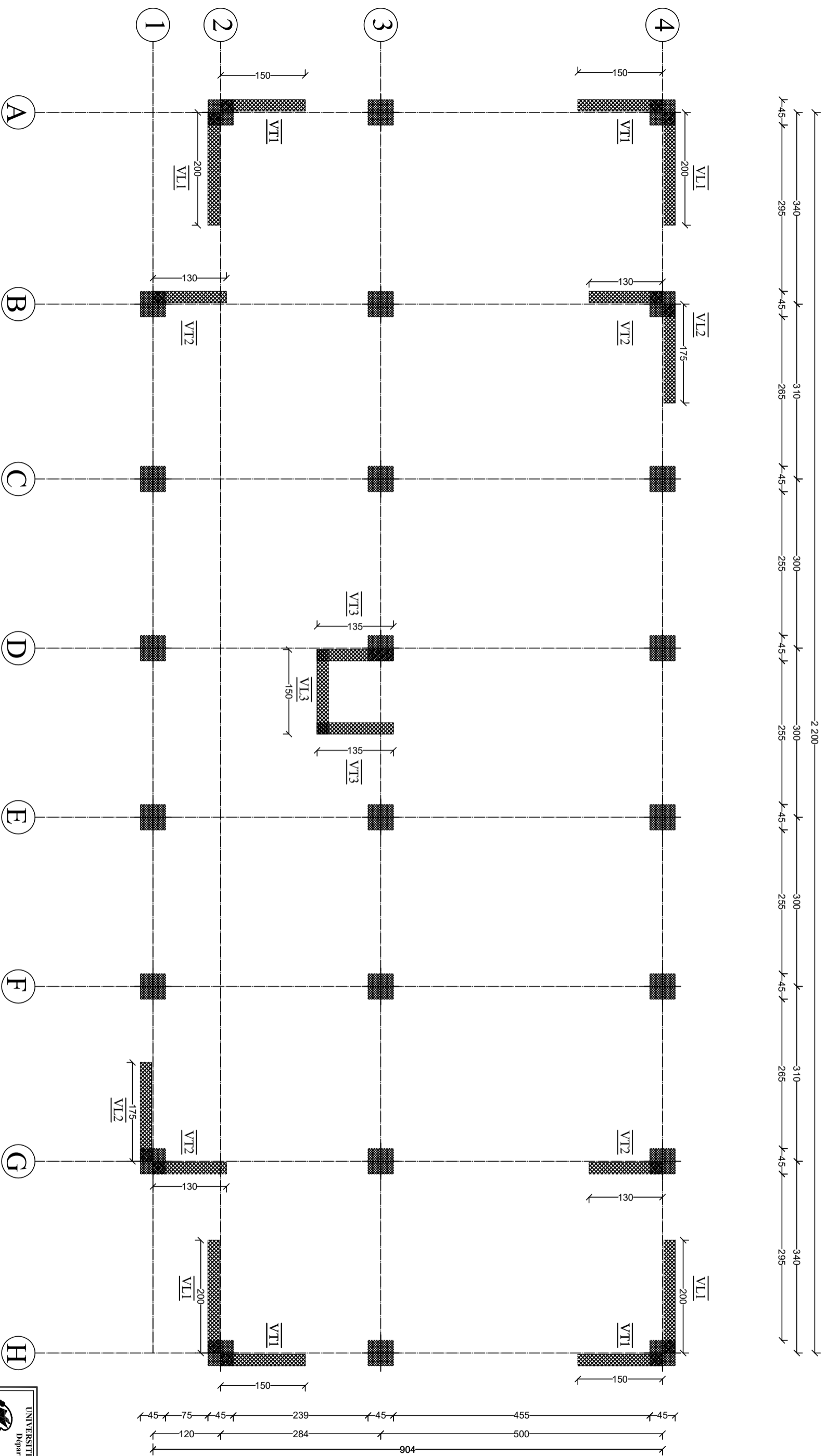
sens X-X



sens Y-Y

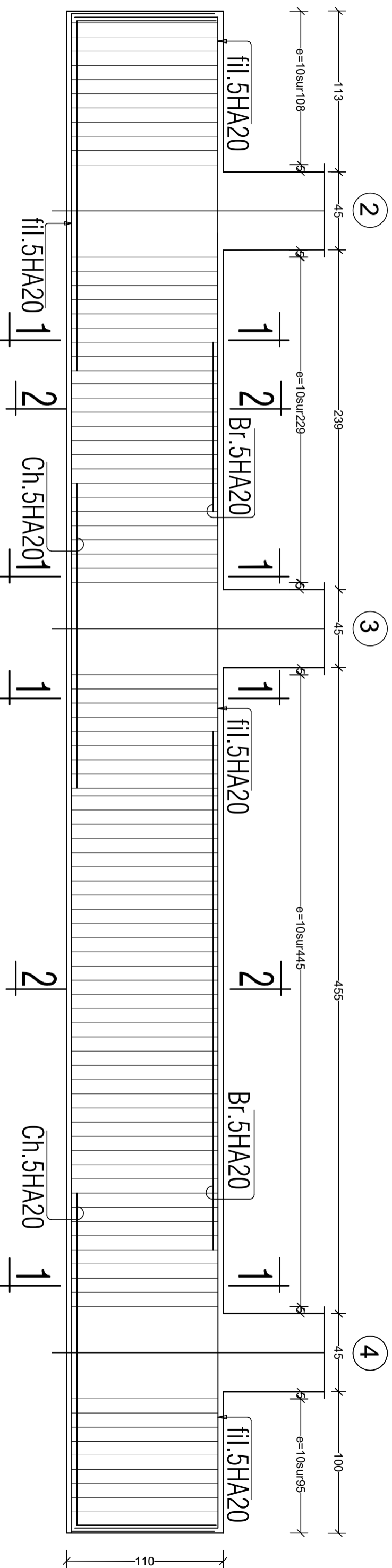


# PLAN IDENTIFICATION DES VOILES.

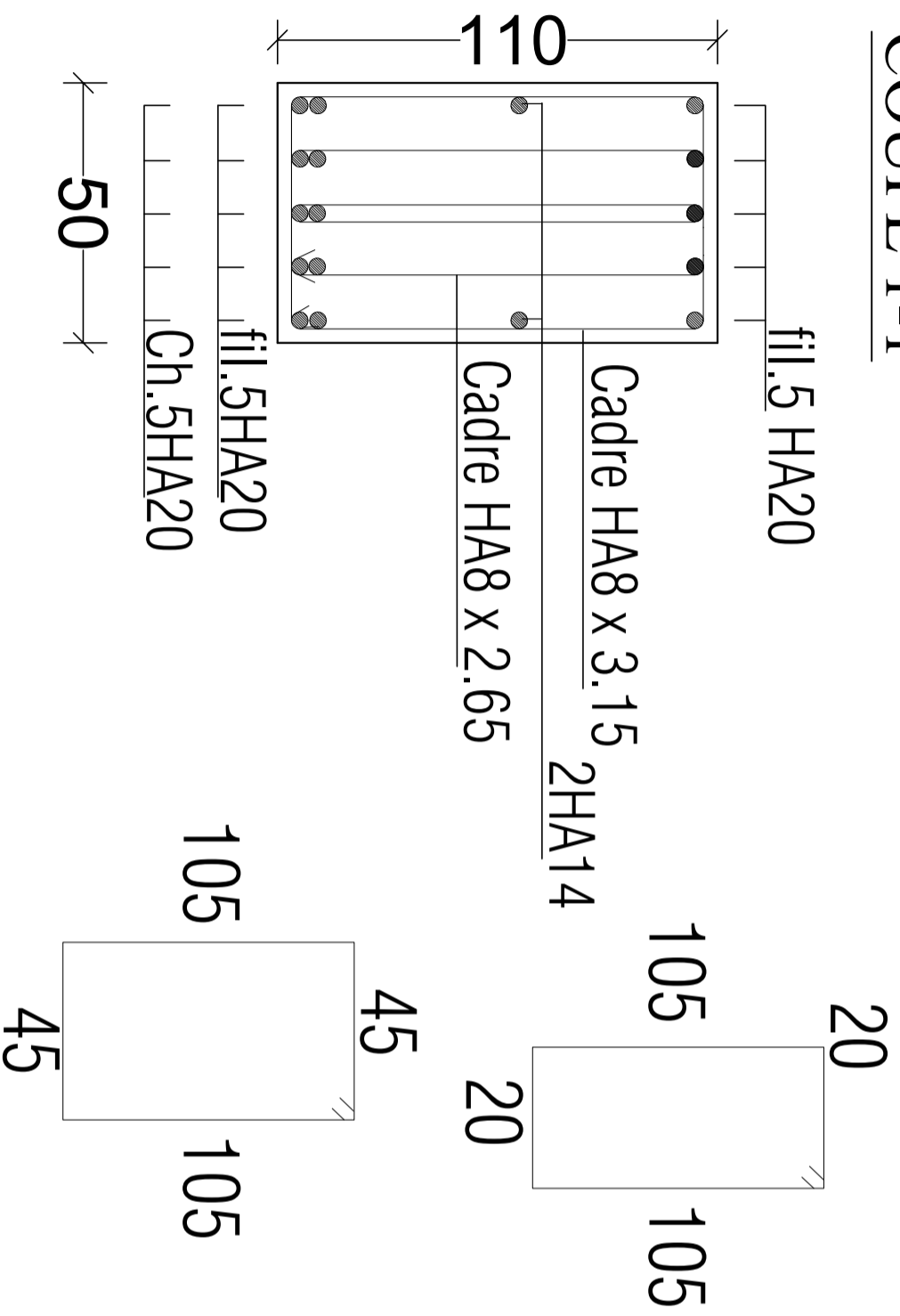


# Nervure transversale ( 50\*110).

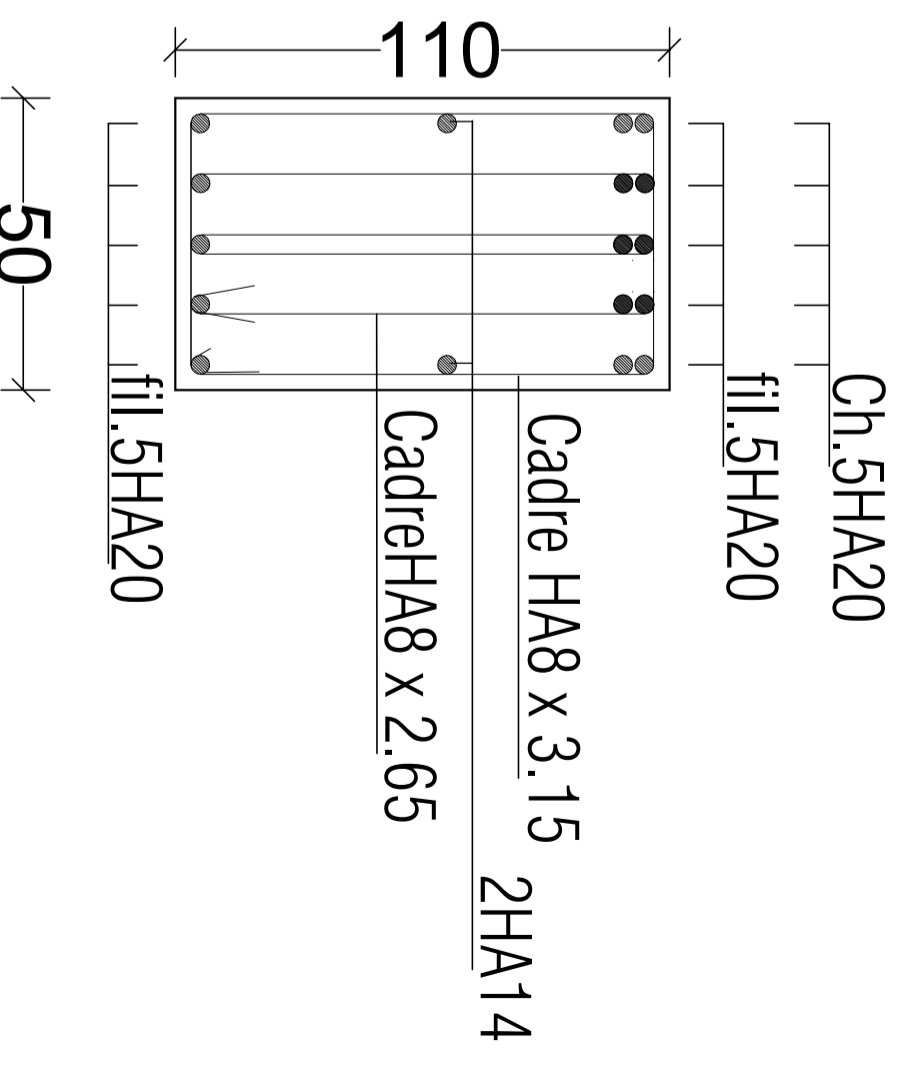
Nervure transversale : (50x110); fil: \*B\*\*C\*\*D\*\*F\*\*G\* .



## COUPE 1-1

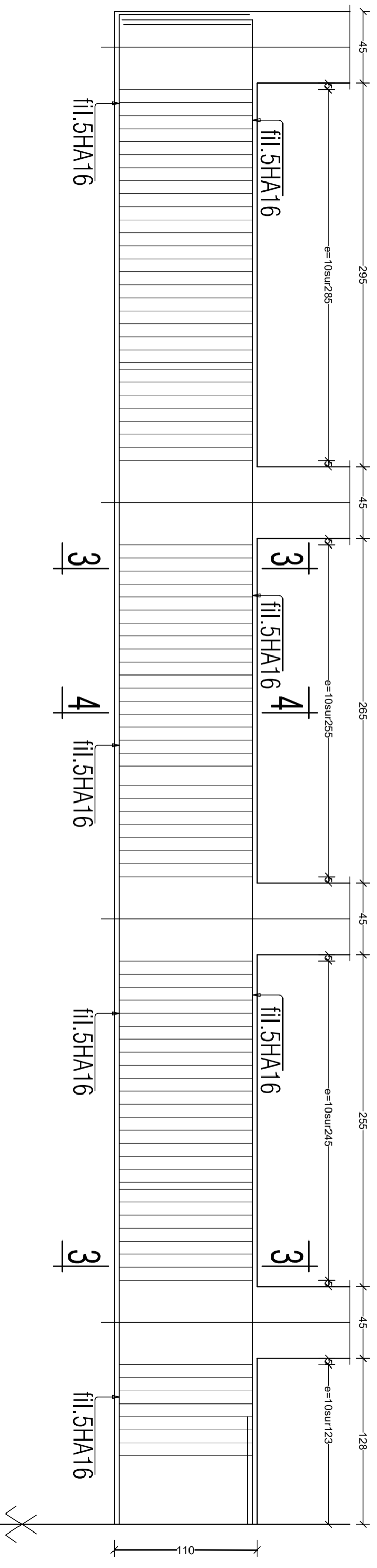


## COUPE 2-2

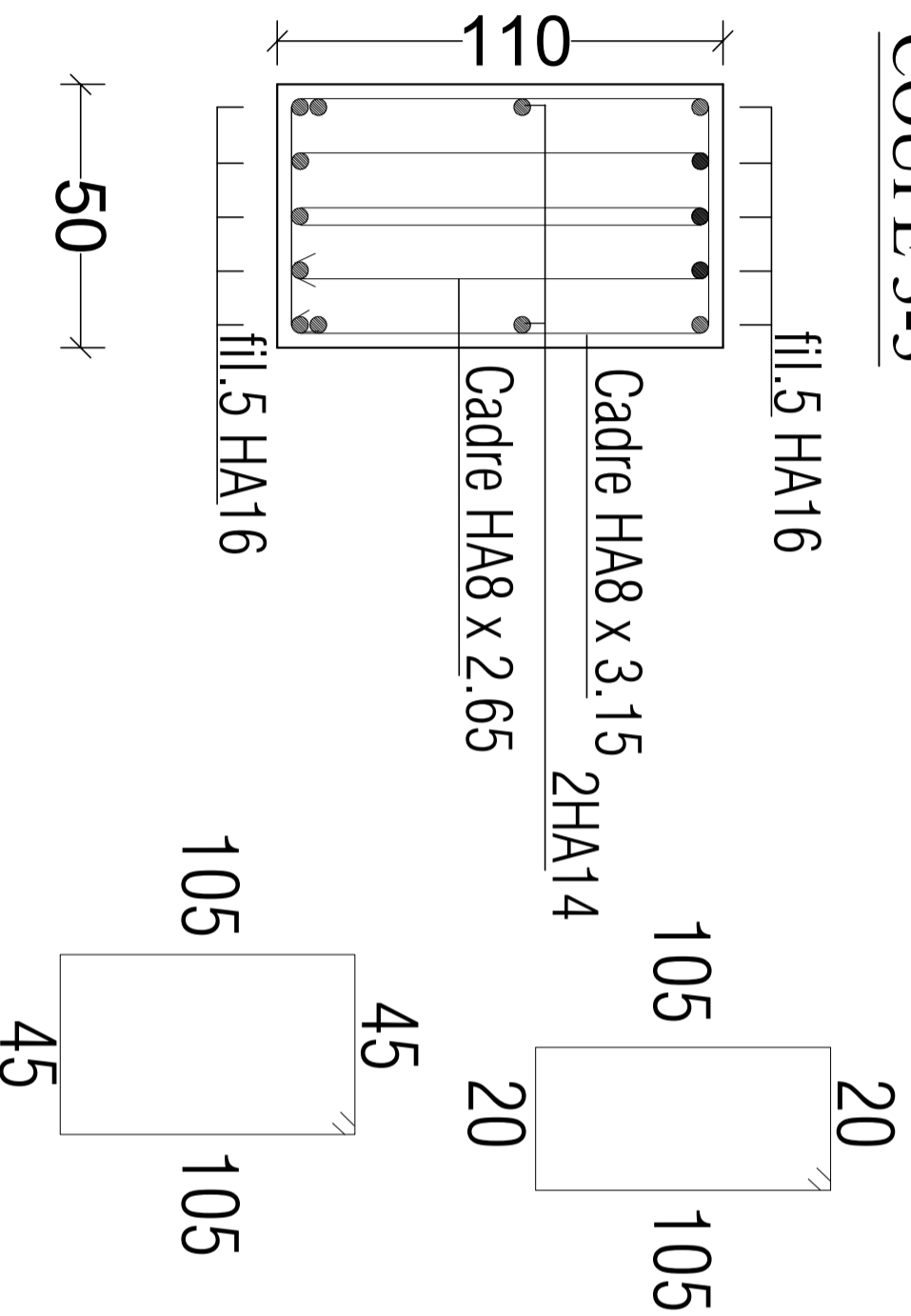


# Nervure longitudinale ( 50\*110).

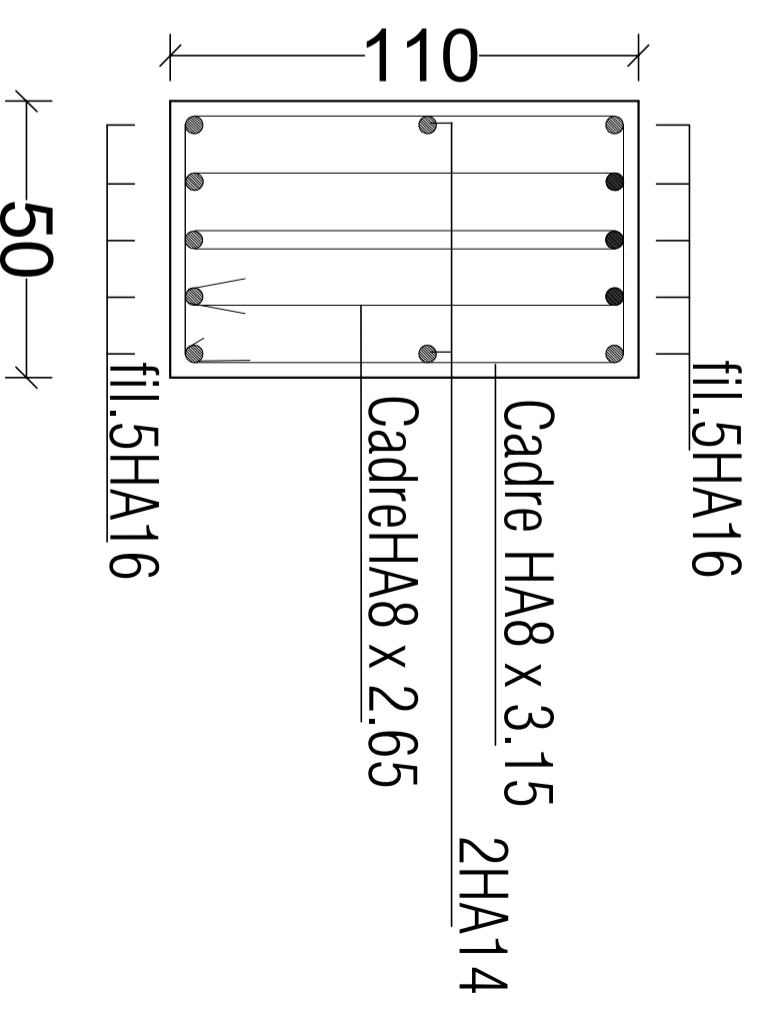
nervure longitudinale.:(50x110);fil: \*2\*;\*3\*;\*4\* .



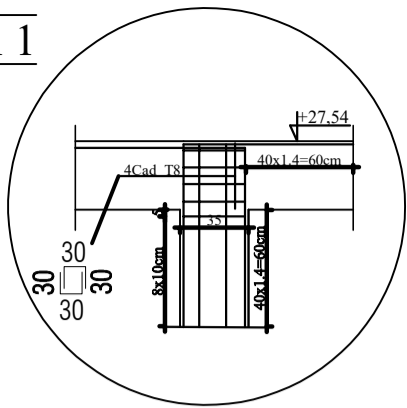
## COUPE 3-3



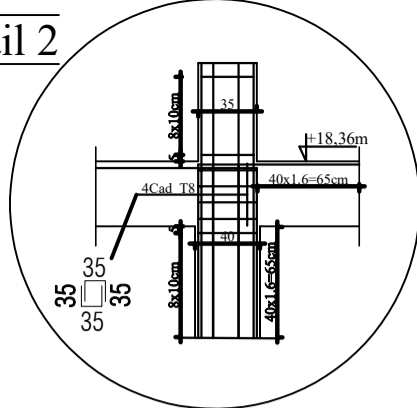
## COUPE 4-4



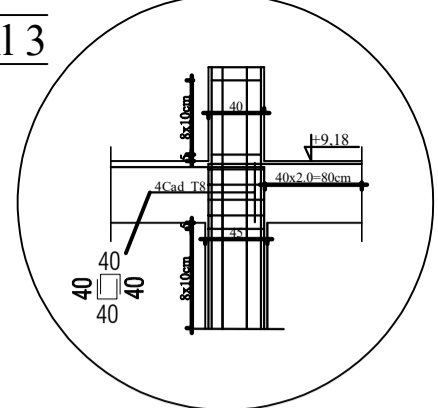
Détail 1



Détail 2

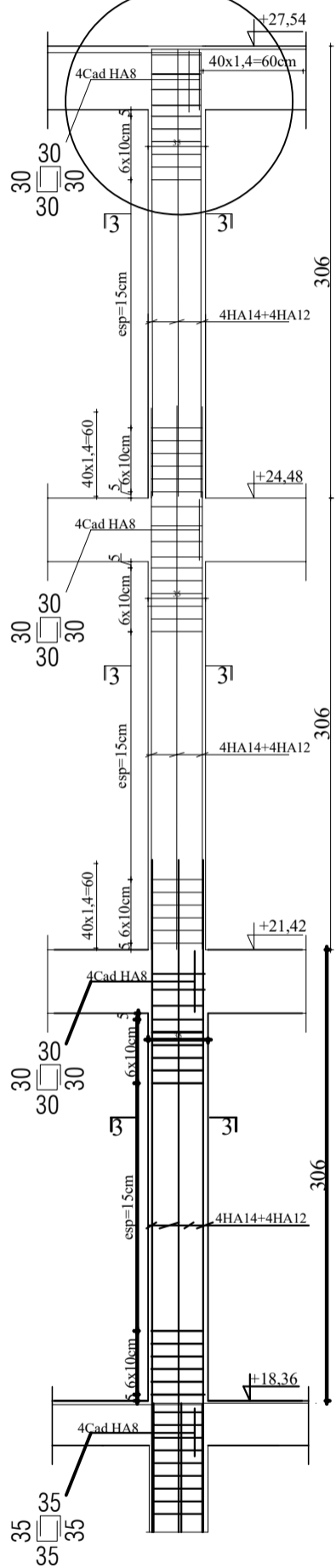


Détail 3



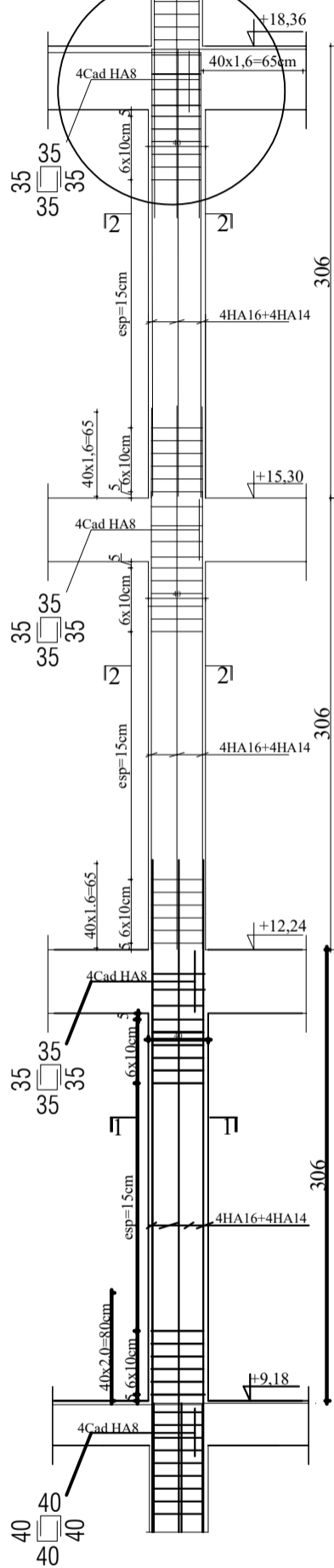
### POTEAU 35\*35

Détail 1



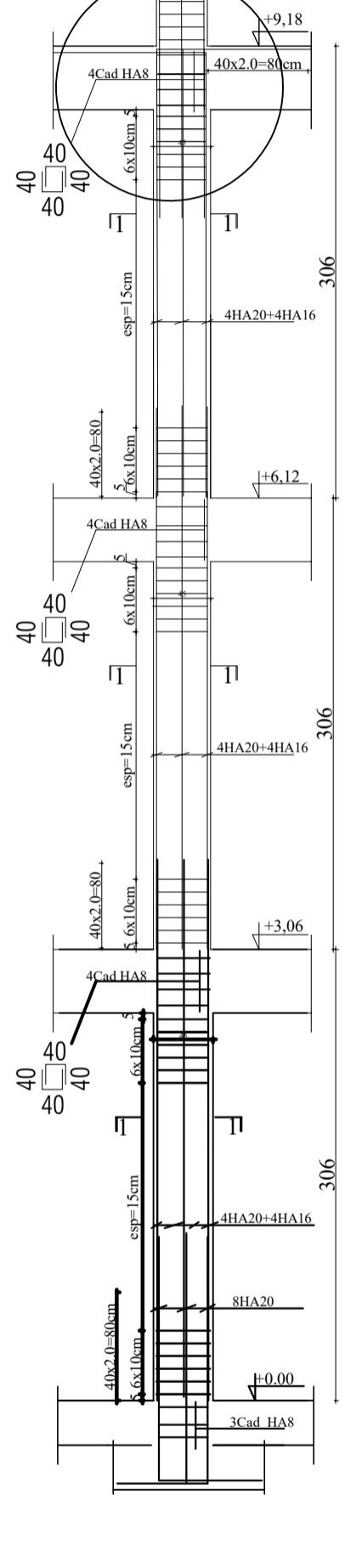
### POTEAU 40\*40

Détail 2



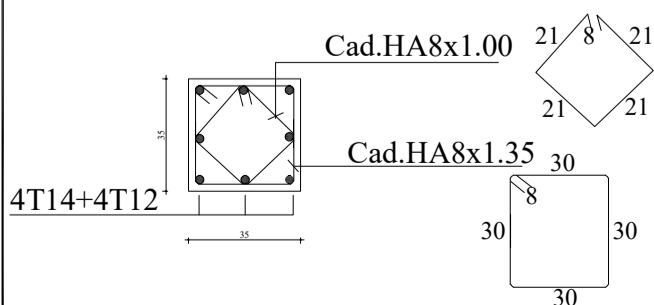
### POTEAU 45\*45

Détail 3



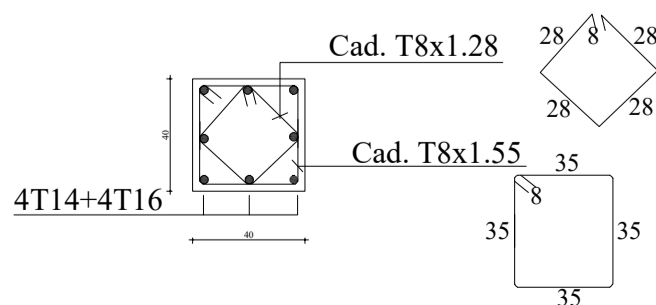
### COUPE 3-3

3--3



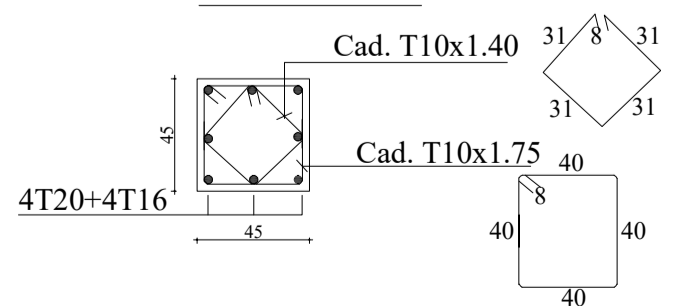
### COUPE 2-2

2--2



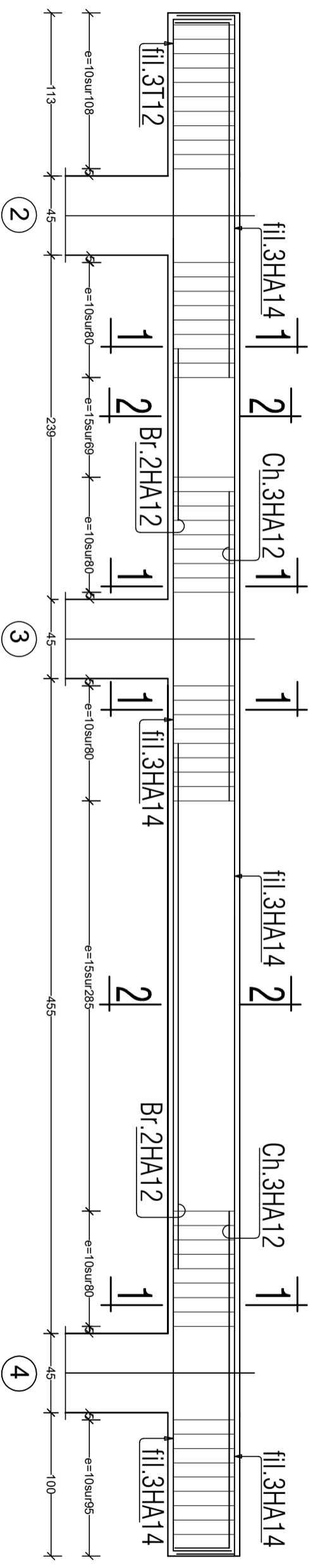
### COUPE 1-1

1--1

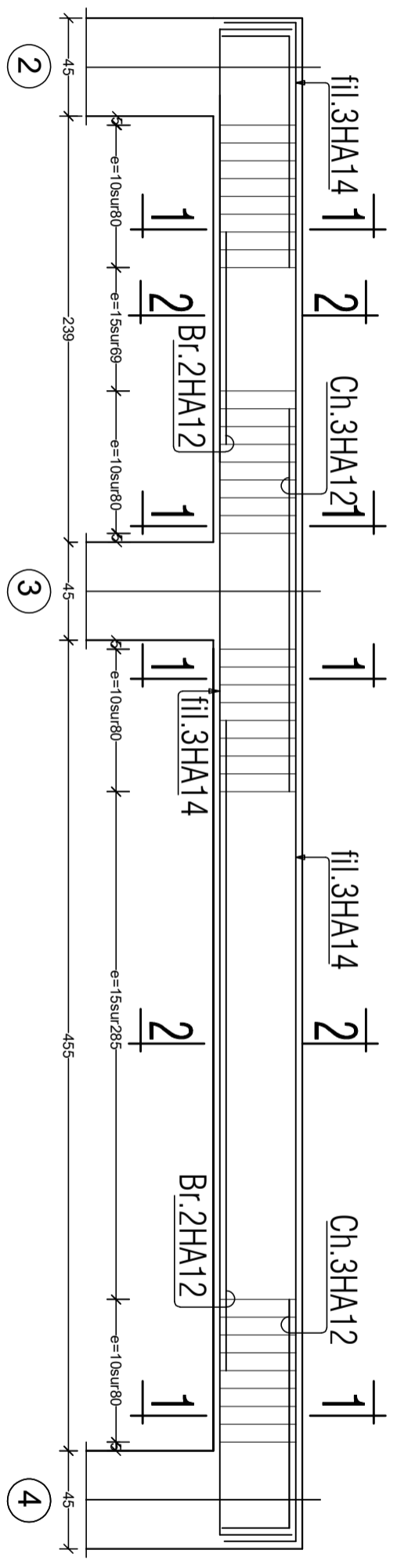


# POUTRES PRINCIPALES (30\*40)

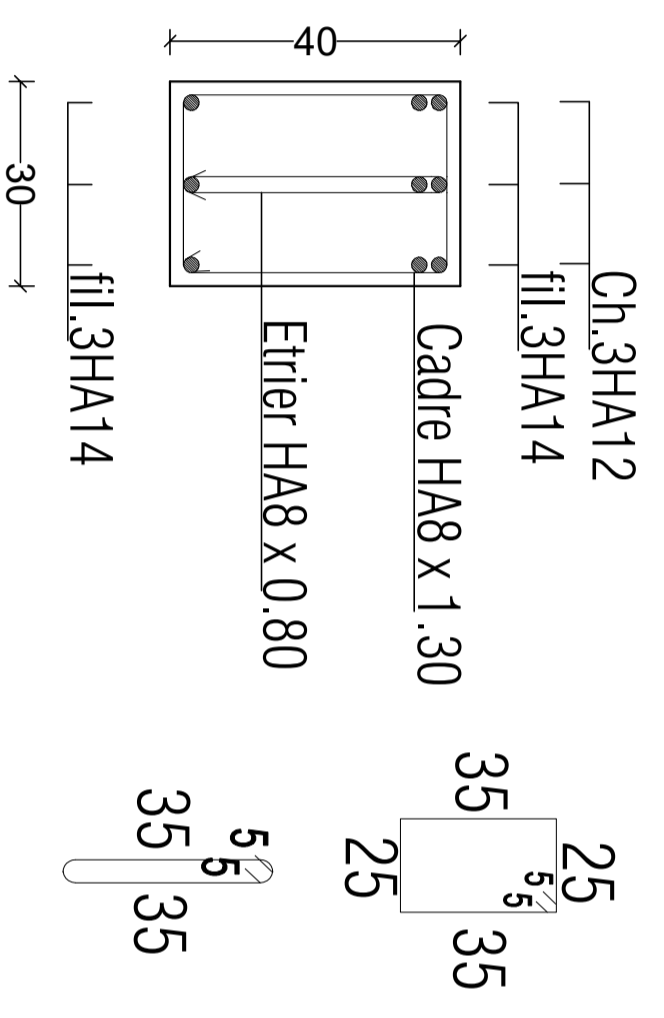
Poutre Principale.: (30x40); fil: \*B\*, \*C\*, \*D\*, \*F\*, \*G\* - Niv. 3.06m.



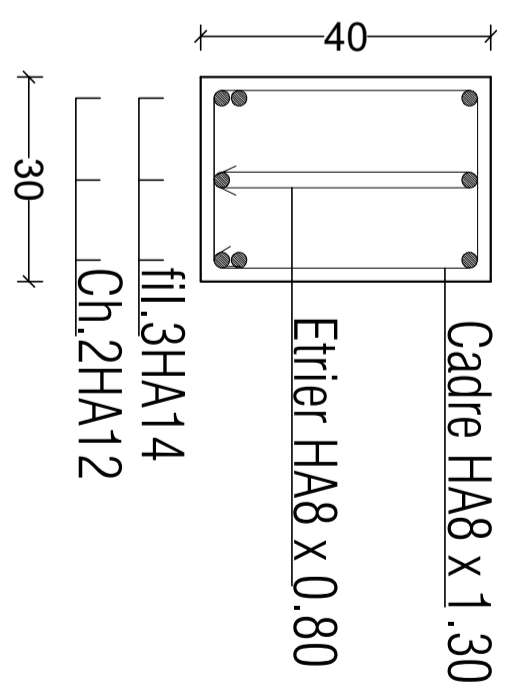
Poutre Principale.: (30x40); fil: \*A\*, \*H\* - Niv. 3.06m.



COUPE 1-1

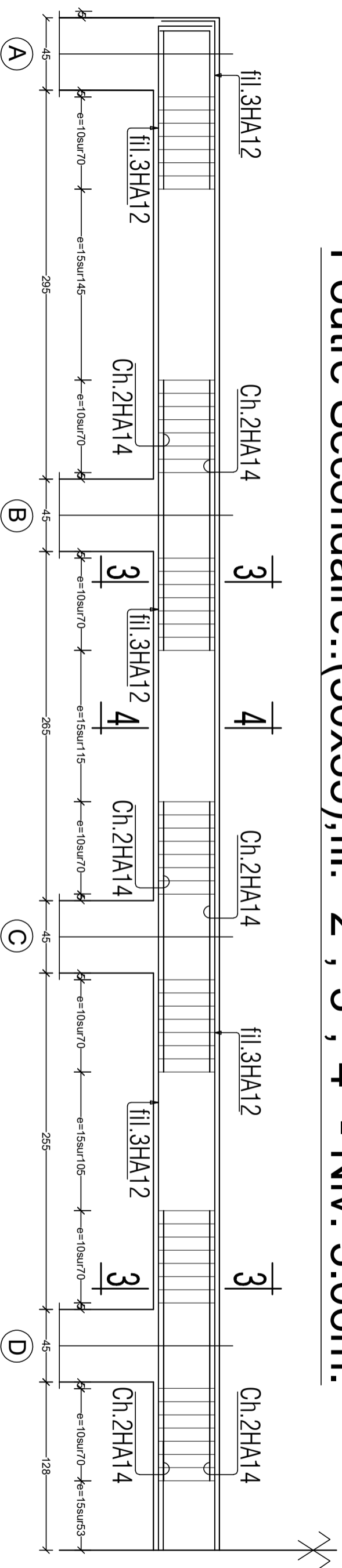


COUPE 2-2

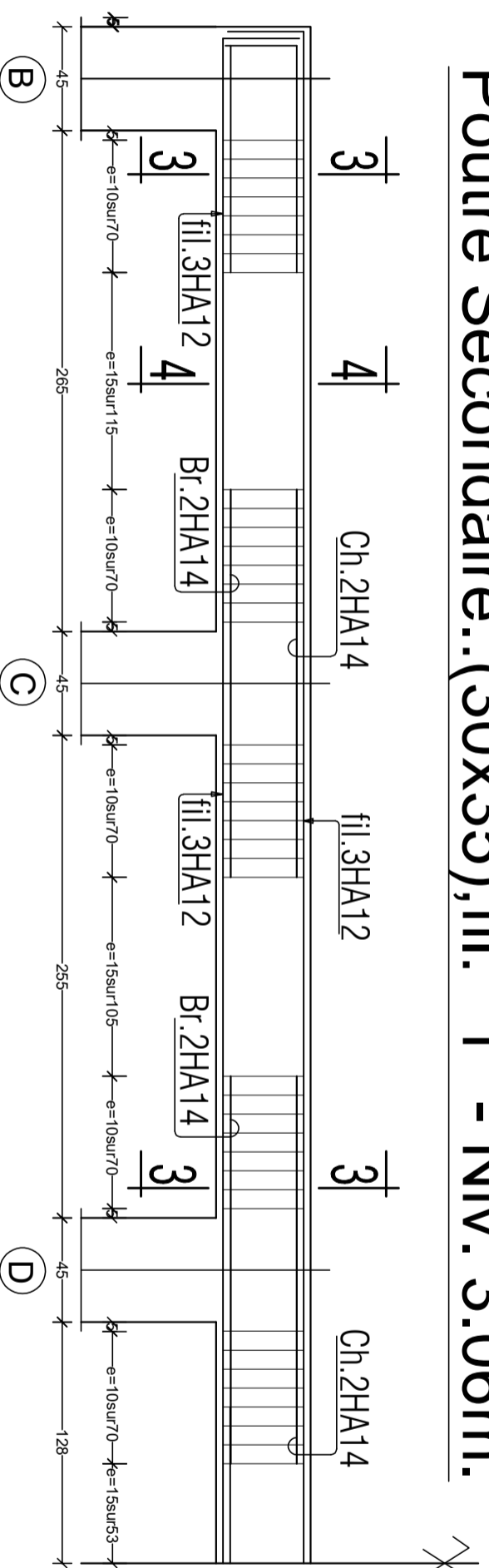


# POUTRES SECONDAIRES (30\*35)

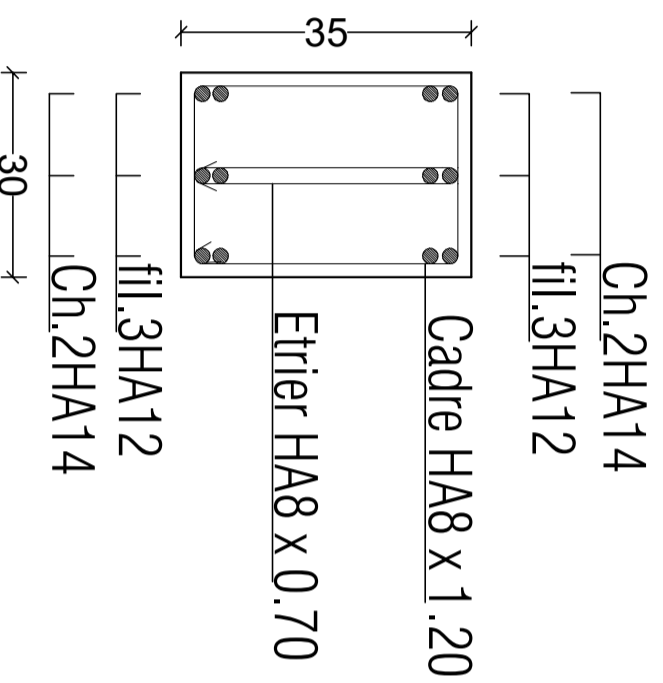
Poutre Secondaire.: (30x35); fil: \*2\*; \*3\*; \*4\* - Niv. 3.06m.



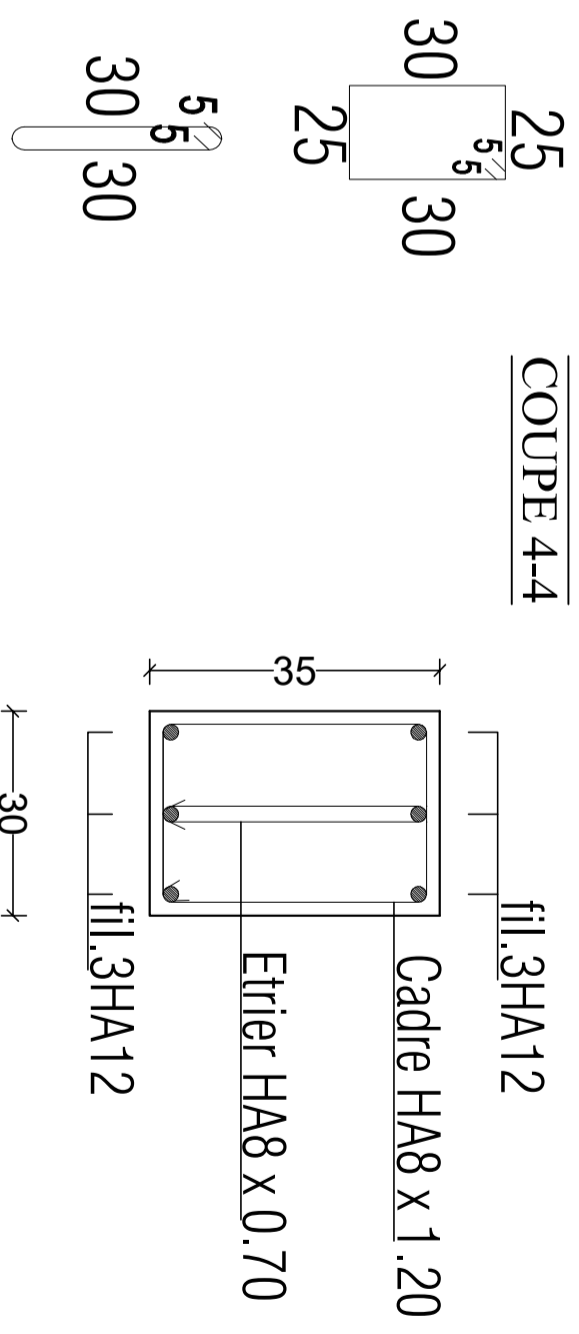
Poutre Secondaire.: (30x35); fil: \*1\* - Niv. 3.06m.



COUPE 3-3



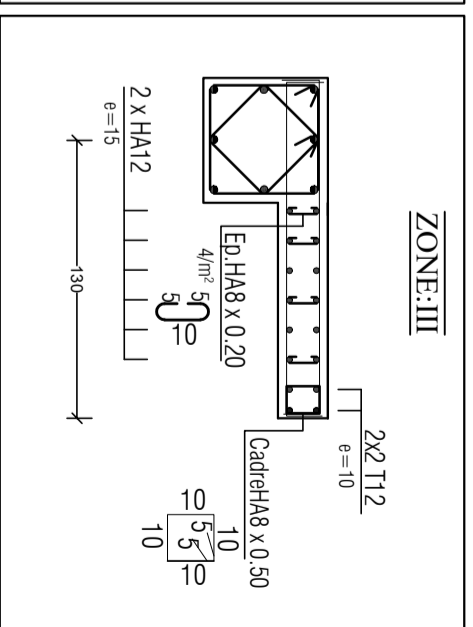
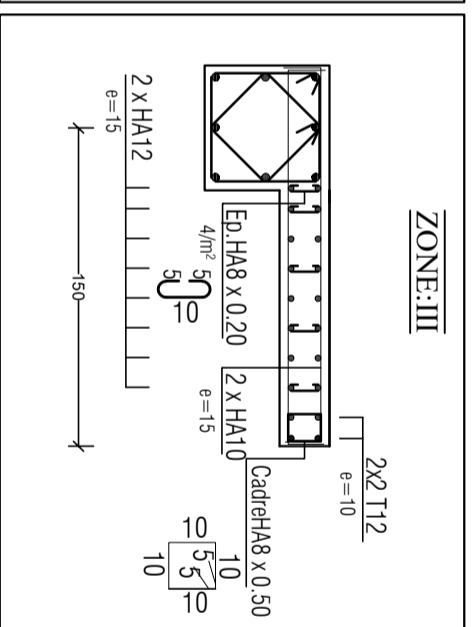
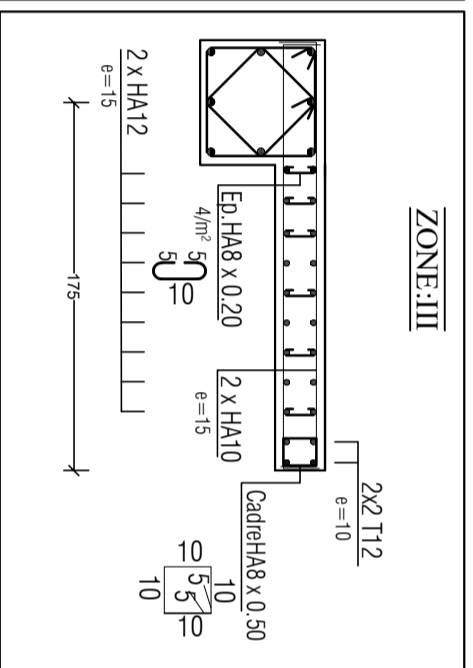
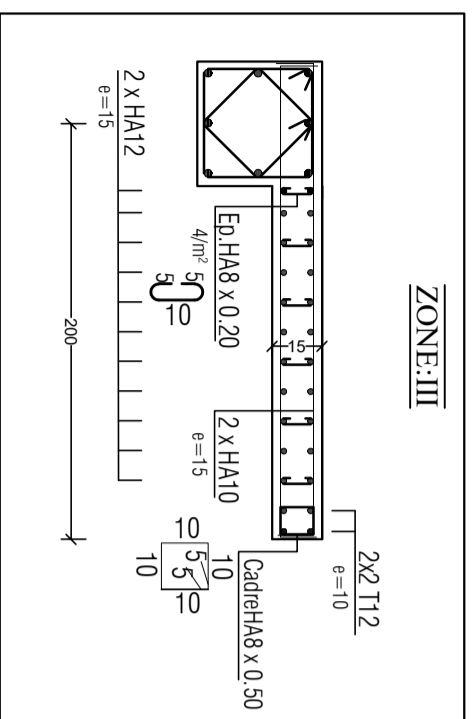
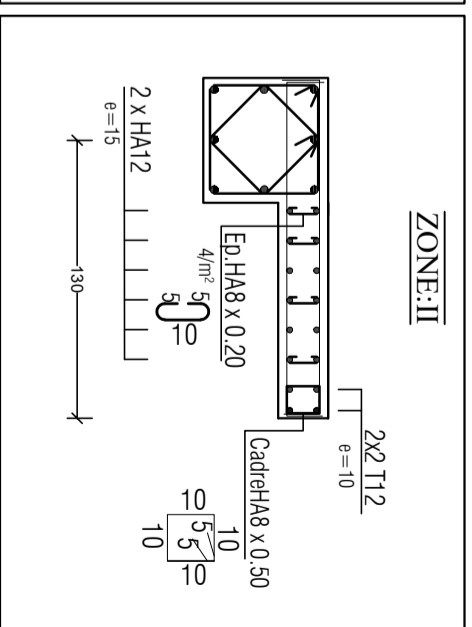
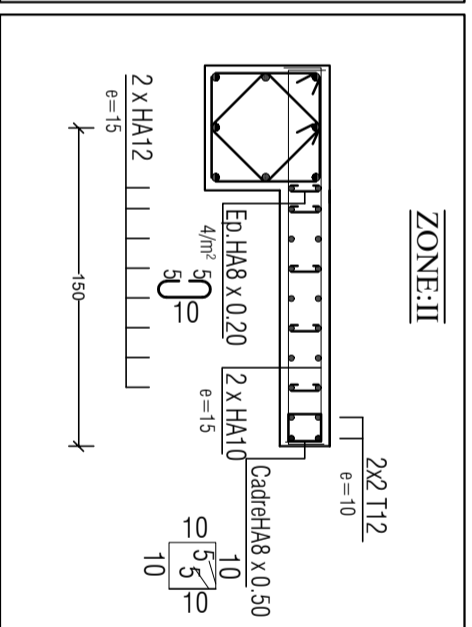
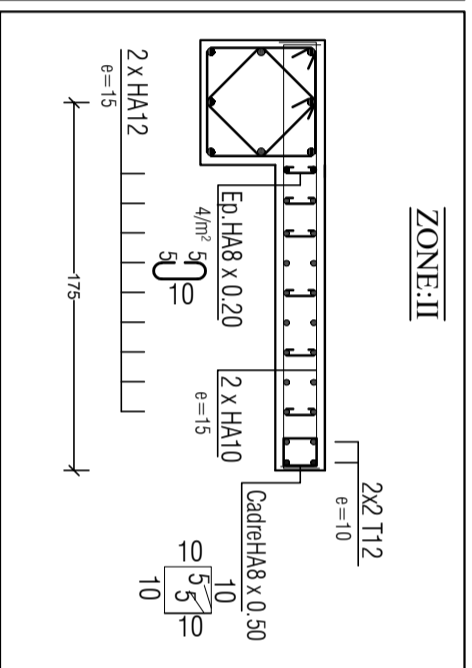
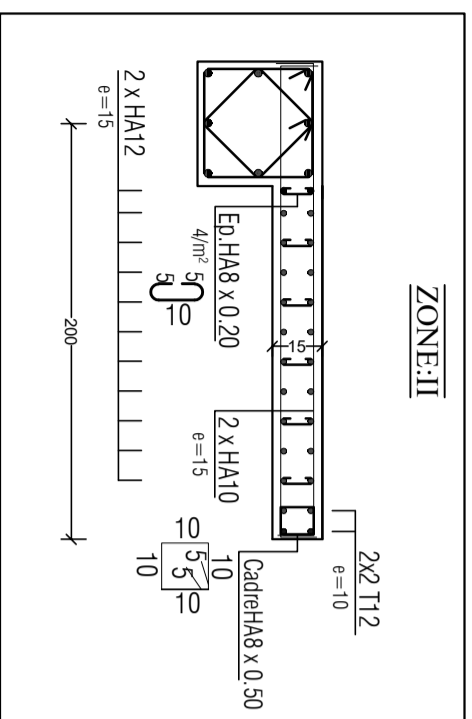
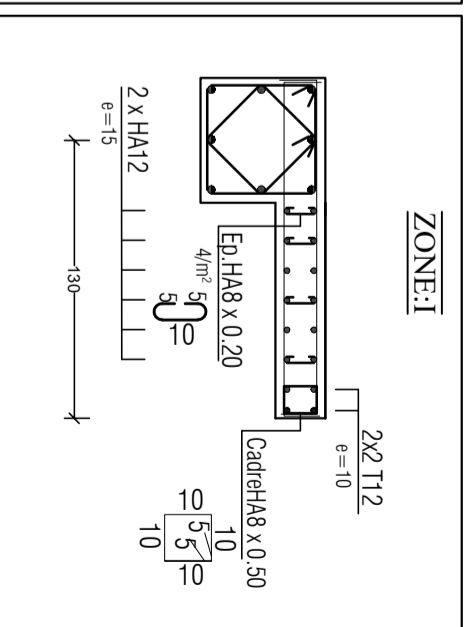
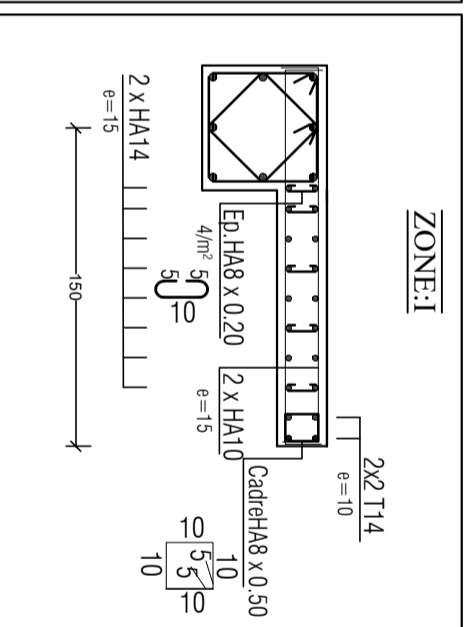
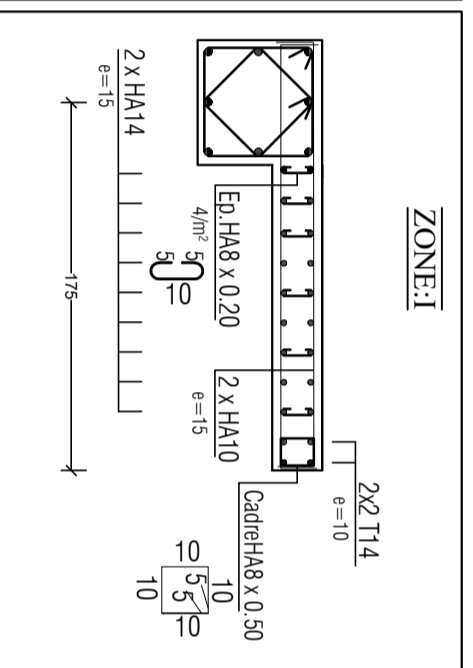
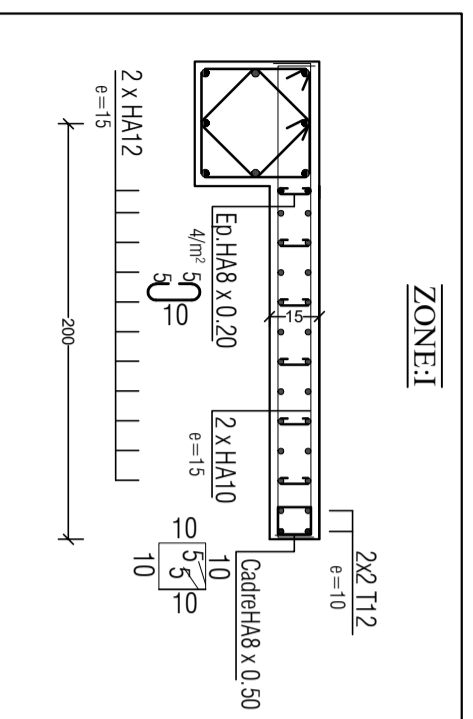
COUPE 4-4



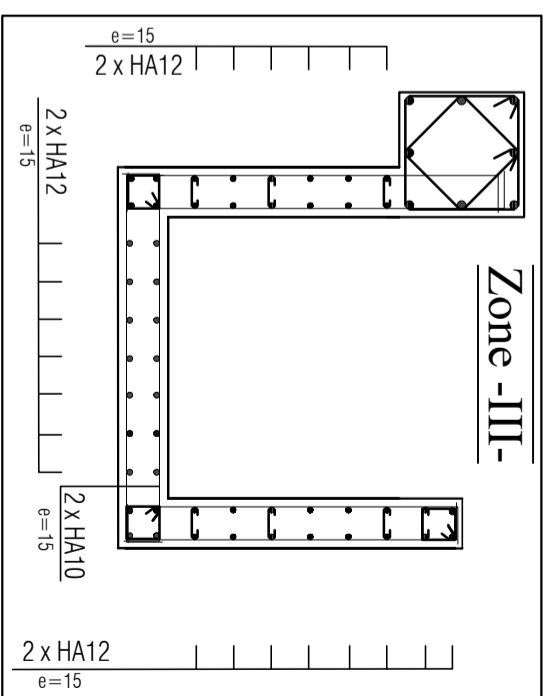
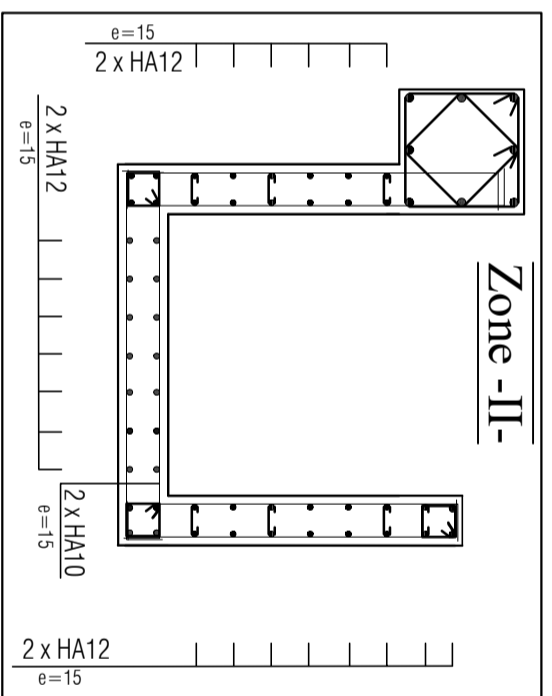
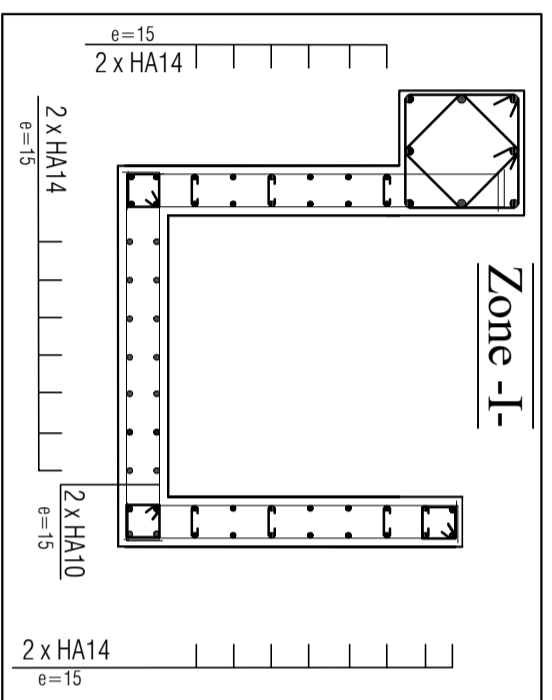
# VOILE VL1=2.00m

# VOILE VL2=1,75m

# VOILE VT1=1,50m



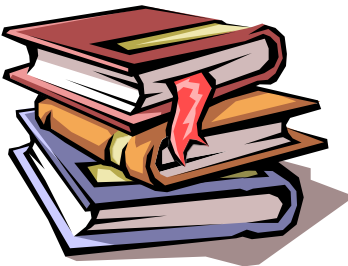
# VOILE Ascenseur



# **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

## **Documents réglementaires :**

1. *Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.*
2. *Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états - limites.*
3. *Règles de Conception et de Calcul des Structures - Béton Armé CBA93*
4. *Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.*



## Bibliographie

---