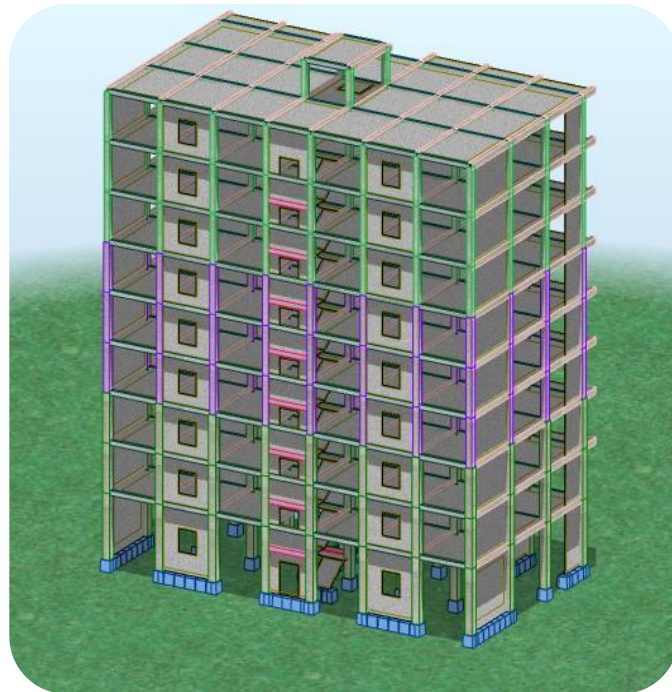


# Mémoire de fin d'études

*En vue de l'obtention du diplôme master en génie civil  
Option : Construction civile et industrielle*



## Thème

*Etude d'un bâtiment (R + 8) à usage d'habitation et commercial, contreventé par un système à voiles porteurs.*

Etudié par :

*M<sup>r</sup> SELLAM Yamine*

*M<sup>r</sup> TAREB Ahmed*

Dirigé par :

*M<sup>r</sup> KACHI Med Said*

*Promotion : 2018-2019*

# Remerciement

*Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*

*Nous tenons à adresser nos vifs remerciements à notre promoteur M<sup>R</sup> KACHI Med SAID pour ces orientations et conseils tout au long de ce travail.*

*Que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de département de génie civil, veuillez trouver ici l'expression de notre profonde reconnaissance.*

*Nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet.*

*Nos vifs remerciements iront aussi aux membres de jurys qui nous ferons l'honneur de le juger et de l'enrichir par leurs propositions.*

# *Dédicace*

*Je dédie cet humble travail à mes chers parents, avec tous mes sentiments de respect, d'amour, de gratitude et de reconnaissance pour tous les sacrifices déployés pour m'élever dignement et assurer mon éducation dans les meilleures conditions.*

*Pour ceux qui m'ont accompagné durant tout mon parcours scolaire, qui m'ont poussé pour aller encore plus loin malgré les circonstances, à mon frère Djamil et ma petite sœur Selma.*

*Aux bêtisiers avec qui j'ai dû grandir et apprendre la vie : mes amis.*

*Mon binôme Tareb Ahmed.*

*Yamine*

# *Dédicaces*

*Pour ceux qui ont fait de moi ce que je suis aujourd'hui,*

*Mes chers parents*

*Pour ceux qui m'ont accompagné durant tout mon parcours scolaire, qui m'ont poussé pour aller encore plus loin malgré les circonstances, mon frère Madjid et sa femme, mes sœurs Farida Taoues Roza et leurs époux*

*Mes sœurs Nadia Samira et Nawel*

*Aux petits enfants qui ont su me faire garder le sourire dans les moments difficiles : Anis, Amine, Amar, Imane et Yousra,*

*Pour toutes les personnes qui ont rejoint le ciel avant de pouvoir assister à ce moment : mes grands-mères Fatma et Fatima,*

*Aux bêtisiers avec qui j'ai dû grandir et apprendre la vie : mes amis particulièrement ma très chère Nabila,*

*Mon binôme Sellam Yamine*

*Je vous dédie ce modeste travail*

*Ahmed*

# SOMMAIRE

## Plans d'architecture.

### Introduction générale.

#### Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

1. Introduction.....	4
2. Présentation et caractéristiques de l'ouvrage.....	4
2.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	4
2.2 Données du site.....	4
2.3 Règlements en vigueur.....	4
3. Elément de l'ouvrage.....	5
4. Les caractéristiques mécaniques des matériaux.....	7
4.1 Le béton.....	7
4.2 Les armatures.....	11

#### Chapitre II : Prédimensionnement

1. Introduction.....	15
2. Les planchers.....	15
2.1 Plancher à corps creux.....	15
2.2 Plancher en dalle pleines.....	15
3. Prédimensionnement des poutres.....	16
3.1 Poutres principales.....	16
3.2 Poutres secondaires.....	17
4. Les Poutrelles.....	17
5. L'acrotère.....	18
6. Les escaliers.....	19
7. Les voiles.....	20
8. Détermination des charges et surcharges.....	22
9. Poteaux.....	25
9.1 Prédimensionnement.....	25
9.2 Vérification au flambement.....	29

#### Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

1. Plancher à corps creux.....	31
1.1 Calcul de la dalle de compression.....	31
1.2 Calcul des poutrelles.....	31
a. Dimensionnement de la poutrelle.....	31
b. Calcul des efforts internes.....	32
b.1 Plancher étages courant.....	33
b.2 Plancher étage de service.....	46
b.3 Plancher étage terrasse.....	54
2. Plancher en dalles pleines.....	61
2.1 Dalle pleine d'ascenseur.....	61
2.2 Dalle salle machine.....	66
2.3 Balcons.....	73
2.4 Porte-à-faux.....	78
3. Calcul des escalier.....	83
4. Calcul de la poutre palière.....	94
5. Calcul de l'acrotère.....	102

## **Chapitre IV : Présentation du logiciel robot**

1. Présentation du logiciel robot.....	107
1.1 Concept de base de la M.E.F.....	107
2. Etape de la modélisation.....	107
2.1 Préférence de la tâche.....	107
2.2 Ligne de construction.....	108
2.3 Définition des sections.....	109
2.4 Définition des épaisseurs des panneaux et des planchers.....	111
2.5 Définition des chargements.....	115
2.6 Le maillage.....	119
2.7 Diaphragme.....	120
2.8 Option de calcul.....	122
2.9 Les combinaisons.....	125
2.10 Définition des étages.....	126
2.11 Présentation de la structure.....	127
2.12 Lancement des calculs.....	128

## **Chapitre V : Vérification des conditions de l’RPA**

1. Introduction.....	131
2. Choix de la méthode de calcul.....	131
3. Calcul de l’effort tranchant à la base.....	135
4. Période de vibration et de taux de participation des masse modales.....	135
5. Justification de l’interaction voiles-portiques.....	136
6. Vérification de l’effort normal réduit.....	137
7. Vérification de l’effet de la torsion d’axe vertical.....	137
8. Vérification des déplacement inter étages.....	138
9. Justification vis-à-vis de l’effet $P - \Delta$ .....	138
10. Conclusion.....	139

## **Chapitre VI : Etude des éléments structuraux**

1. Introduction.....	142
2. Etudes des poteaux.....	142
2.1 Les recommandations du RPA9/Version 2003.....	142
2.2 Ferrailage des poteaux.....	143
2.3 Vérifications à l’ELU.....	148
2.4 Vérifications à l’ELS.....	150
3. Ferrailage des poutres.....	152
3.1 Recommandation du RPA99/Version 2003.....	152
3.2 Sollicitation de ferrailage des poutres.....	153
3.3 Vérifications à l’ELU.....	154
3.4 Vérifications à l’ELS.....	158
3.5 Vérification de la zone nodale.....	161
4. Ferrailage des voiles.....	163
4.1 Introduction.....	163
4.2 Exposé de la méthode de ferrailage des voiles (Trumeau).....	163
4.3 Voiles sans ouverture.....	167
4.4 Etude des linteaux.....	177
4.5 Ferrailage des linteaux.....	185

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

1. Introduction.....	195
2. Choix du type de fondation.....	195
2.1 Semelle isoler.....	195
2.2 Semelle filante.....	196
2.3 Radier générale (nervuré).....	197
a. Prédimensionnement du radier.....	197
b. Détermination des efforts.....	198
c. Détermination de la surface nécessaire du radier.....	199
d. Détermination des effort réels à la base du radier.....	199
e. Vérification.....	199
f. Ferrailage du radier.....	202
f.1 Ferrailage de la dalle.....	202
f.2 Ferrailage du débord.....	206
f.3 Ferrailage des nervures.....	206

**Conclusion générale.**

**Annexe.**

**Bibliographie.**

## Liste des figures :

<b>Figure I.1.</b> Diagramme parabole – rectangle des contraintes – déformations du béton à l’ELU de résistance.....	9
<b>Figure I.2.</b> Diagramme contraintes – déformations du béton à l’ELS .....	10
<b>Figure I.3.</b> Diagramme contraintes déformations des aciers à l’ELU.....	11
<b>Figure II.1.</b> Coupe du plancher à corps creux.....	15
<b>Figure II.2.</b> Schéma des poutrelles.....	17
<b>Figure II.3.</b> Coupe transversale d’une poutrelle. ....	18
<b>Figure II.4.</b> Coupe verticale de l’acrotère .....	18
<b>Figure II.5.</b> Schéma de l’escalier .....	19
<b>Figure II.6.</b> Vue en plans de l’escalier (étage courant) .....	19
<b>Figure II.7.</b> Coupe verticale d’escalier (étage courant) .....	19
<b>Figure II.8.</b> Coupe verticale d’escalier (RDC) .....	20
<b>Figure II.9.</b> Coupe de voile en élévation .....	20
<b>Figure II.10.</b> Coupe de voile en plan .....	21
<b>Figure II.11.</b> Plancher terrasse inaccessible .....	22
<b>Figure II.12.</b> Plancher étage courant .....	22
<b>Figure II.13.</b> Coupe verticale du mur extérieur .....	24
<b>Figure II.14.</b> Surface afférente du poteau le plus sollicité .....	25
<b>Figure II.15.</b> Schéma de dégression des surcharges .....	27
<b>Figure III.1.</b> Dimensions de la poutrelle .....	31
<b>Figure III.2.</b> Diagramme des moments à l’ELU (étage courant) type1.....	35
<b>Figure III.3.</b> Diagramme des efforts tranchants à l’ELU (étage courant) type1 .....	36
<b>Figure III.4.</b> Diagramme des moments à l’ELS (étage courant) type 1 .....	37
<b>Figure III.5.</b> Diagramme des moments à l’ELU (étage courant) type 2 .....	38
<b>Figure III.6.</b> Diagramme des efforts tranchants à l’ELU (étage courant) type2 .....	39
<b>Figure III.7.</b> Diagramme des efforts tranchants à l’ELS (étage courant) type 2 .....	40
<b>Figure III.8.</b> Disposition des armatures dans la poutrelle d’étage courant .....	45
<b>Figure III.9.</b> Diagramme des moments à l’ELU (étage de service) .....	47
<b>Figure III.10.</b> Diagramme des efforts tranchants à l’ELU (étage de service) .....	47
<b>Figure III.11.</b> Diagramme des moments à l’ELS (étage de service) .....	48
<b>Figure III.12.</b> Disposition des armatures dans la poutrelle d’étage de service .....	53
<b>Figure III.13.</b> Diagramme des moments à l’ELU (étage terrasse) type 1 .....	55
<b>Figure III.14.</b> Diagramme des efforts tranchants à l’ELU (étage terrasse) type1 .....	56
<b>Figure III.15.</b> Diagramme des moments à l’ELS (étage terrasse) type1 .....	56
<b>Figure III.16.</b> Diagramme des moments à l’ELU (étage terrasse) type2 .....	57
<b>Figure III.17.</b> Diagramme des efforts tranchants à l’ELU (étage terrasse) type2 .....	58
<b>Figure III.18.</b> Diagramme des moments à l’ELS (étage terrasse) type2 .....	58
<b>Figure III.19.</b> Disposition des armatures dans la poutrelle d’étage terrasse .....	60
<b>Figure III.20.</b> Schéma de ferrailage de la dalle d’ascenseur .....	65
<b>Figure III.21.</b> Représentation schématique de la salle machine .....	66
<b>Figure III.22.</b> Schéma représentatif de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen....	67
<b>Figure III.23.</b> Schéma du ferrailage de la dalle salle machine .....	72
<b>Figure III.24.</b> Schéma statique de calcul du balcon .....	73
<b>Figure III.25.</b> Schéma de Ferrailage des balcons .....	77
<b>Figure III.26.</b> Schéma statique de calcul du porte-à-faux .....	78
<b>Figure III.27.</b> Ferrailage porte-à-faux .....	82
<b>Figure III.28.</b> Coupe verticale de l’escalier à calculer .....	83

<b>Figure III.29.</b> Schéma statistique de calcul de l'escalier à l'ELU .....	83
<b>Figure III.30.</b> Diagramme des efforts tranchants et des moments à l'ELU.....	85
<b>Figure III.31.</b> Schéma statistique de calcul de l'escalier à l'ELS .....	88
<b>Figure III.32.</b> Diagramme des efforts tranchants et des moments à l'ELS .....	90
<b>Figure III.33.</b> Schéma de ferrailage des escaliers .....	93
<b>Figure III.34.</b> Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.....	94
<b>Figure III.35.</b> Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS .....	98
<b>Figure III.36.</b> Schéma de ferrailage de la poutre palière .....	101
<b>Figure III.37.</b> Diagramme des efforts internes (M, N, T) .....	102
<b>Figure III.38.</b> Ferrailage de l'acrotère .....	105
<b>Figure V.1.</b> Spectre de réponse .....	133
<b>Figure VI.1.</b> Schéma de ferrailage des poteaux .....	147
<b>Figure VI.2.</b> Schéma de ferrailage des poutres principales .....	160
<b>Figure VI.3.</b> Schéma de ferrailage des poutres secondaires .....	160
<b>Figure VI.4.</b> Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau .....	161
<b>Figure VI.5.</b> Formation des rotules plastiques .....	161
<b>Figure VI.6.</b> Disposition des armatures verticales dans les voiles .....	165
<b>Figure VI.7.</b> Schéma de ferrailage du voile VT3 .....	170
<b>Figure VI.8.</b> Schéma de ferrailage du voile VT1 .....	172
<b>Figure VI.9.</b> Schéma de ferrailage du voile VT2 .....	174
<b>Figure VI.10.</b> Schéma de ferrailage du voile VL3 .....	176
<b>Figure VI.11.</b> Efforts internes dans le linteau .....	178
<b>Figure VI.12.</b> Schéma de ferrailage du linteau.....	178
<b>Figure VI.13.</b> Schéma de ferrailage du trumeau VL1 .....	180
<b>Figure VI.14.</b> Schéma de ferrailage du trumeau VL2 .....	182
<b>Figure VI.15.</b> Schéma de ferrailage du trumeau VL4 .....	184
<b>Figure VI.16.</b> Schéma de ferrailage du linteau VL1 (RDC) .....	186
<b>Figure VI.17.</b> Schéma de ferrailage du linteau VL1 (Zone I) .....	187
<b>Figure VI.18.</b> Schéma de ferrailage du linteau VL1 (Zone III) .....	188
<b>Figure VI.19.</b> Schéma de ferrailage du linteau VL2 .....	191
<b>Figure VI.20.</b> Schéma de ferrailage du linteau VL4 .....	193
<b>Figure VII.1.</b> Schéma d'une semelle isolé .....	195
<b>Figure VII.2.</b> Schéma d'une semelle filante .....	196
<b>Figure VII.3.</b> Diagramme des moments fléchissant à L'ELU (y-y) .....	207
<b>Figure VII.4.</b> Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (y-y) .....	207
<b>Figure VII.5.</b> Diagramme des moments fléchissant à L'ELS (y-y) .....	208
<b>Figure VII.6.</b> Diagramme des moments fléchissant à L'ELU (x-x) .....	208
<b>Figure VII.7.</b> Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (x-x) .....	209
<b>Figure VII.8.</b> Diagramme des moments fléchissant à L'ELS (x-x) .....	209
<b>Figure VII.9.</b> Schéma de ferrailage du radier (aux appuis) sens y-y .....	213
<b>Figure VII.10.</b> Schéma de ferrailage du radier (en travées) sens y-y .....	213
<b>Figure VII.11.</b> Schéma de ferrailage du radier (aux appuis) sens x-x .....	214
<b>Figure VII.12.</b> Schéma de ferrailage du radier (en travées) sens x-x .....	214

## Liste des tableaux :

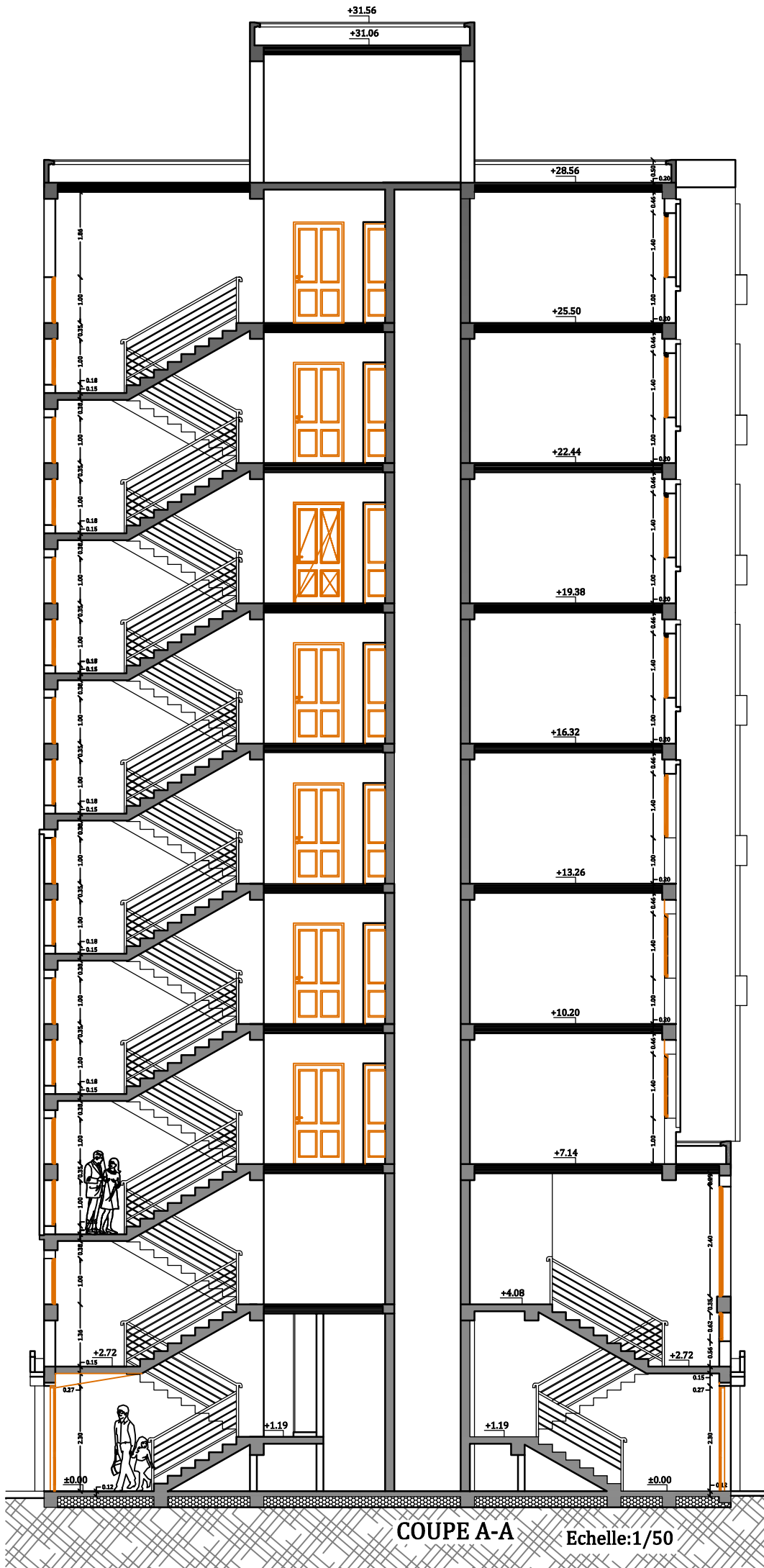
<b>Tableau I.1.</b> Coefficient en fonction de la durée.....	9
<b>Tableau I.2.</b> Caractéristiques des aciers.....	12
<b>Tableau II.1.</b> Charges et surcharges pour le plancher terrasse inaccessible .....	22
<b>Tableau II.2.</b> Charges et surcharges pour le plancher étage courant .....	22
<b>Tableau II.3.</b> Charges et surcharges pour le balcon en dalle pleine .....	23
<b>Tableau II.4.</b> Charges et surcharges pour le porte-à-faux en dalle pleine .....	23
<b>Tableau II.5.</b> Charges et surcharges pour la dalle pleine d'ascenseur .....	23
<b>Tableau II.6.</b> Charges et surcharges pour l'acrotère .....	23
<b>Tableau II.7.</b> Charges et surcharges pour la volée d'escaliers .....	24
<b>Tableau II.8.</b> Charges et surcharges pour le palier d'escaliers .....	24
<b>Tableau II.9.</b> Charges et surcharges pour le mur extérieur .....	24
<b>Tableau II.10.</b> Récapitulatif de la descente des charges sur le poteau le plus sollicité .....	28
<b>Tableau III.1.</b> Efforts internes des poutrelles 1 et 2 de l'étage courant .....	40
<b>Tableau III.2.</b> Efforts internes des poutrelles 1 et 2 de l'étage service .....	48
<b>Tableau III.3.</b> Efforts internes des poutrelles 1 et 2 de l'étage terrasse .....	58
<b>Tableau III.4.</b> Récapitulatif du ferrailage de la dalle d'ascenseur .....	63
<b>Tableau III.5.</b> Ferrailage de la dalle pleine d'ascenseur à l'ELS .....	64
<b>Tableau III.6.</b> Ferrailage de la dalle pleine à l'ELU (salle machine) .....	70
<b>Tableau III.7.</b> Ferrailage de la dalle pleine à l'ELS (salle machine) .....	71
<b>Tableau V.1.</b> Valeurs des pénalités.....	134
<b>Tableau V.2.</b> Périodes et taux de participation .....	136
<b>Tableau V.3.</b> Charges verticales reprises par les portiques et voiles .....	137
<b>Tableau V.4.</b> Charges horizontales reprises par les portiques et voiles .....	137
<b>Tableau V.5.</b> Vérification de l'effort normal réduit .....	138
<b>Tableau V.6.</b> Les excentricités théoriques .....	138
<b>Tableau V.7.</b> Déplacements inter étages .....	139
<b>Tableau V.8.</b> Vérification a L'effet P- $\Delta$ .....	140
<b>Tableau VI.1.</b> Sollicitations dans les différents poteaux .....	143
<b>Tableau VI.2.</b> Ferrailage des poteaux .....	147
<b>Tableau VI.3.</b> Sections d'armatures longitudinale adoptées pour les poteaux .....	147
<b>Tableau VI.4.</b> Vérification des contrainte à l'ELS .....	151
<b>Tableau VI.5.</b> Sollicitations dans les poutres .....	153
<b>Tableau VI.6.</b> Récapitulatif ferrailage des poutres .....	154
<b>Tableau VI.7.</b> Moment résistant dans les poteaux .....	162
<b>Tableau VI.8.</b> Moment résistant dans les Poutres .....	162
<b>Tableau VI.9.</b> Vérification de la zone nodale .....	162
<b>Tableau VI.10.</b> Ferrailage du voile VT3 .....	169
<b>Tableau VI.11.</b> Ferrailage du voile VT1 .....	171
<b>Tableau VI.12.</b> Ferrailage du voile VT2 .....	173
<b>Tableau VI.13.</b> Ferrailage du voile VL3 .....	174
<b>Tableau VI.14.</b> Ferrailage du Trumeau du voile VL1 .....	179
<b>Tableau VI.15.</b> Ferrailage du Trumeau du voile VL2 .....	181
<b>Tableau VI.16.</b> Ferrailage du Trumeau du voile VL4 .....	183
<b>Tableau VI.17.</b> Ferrailage du Linteau du voile VL1 .....	189
<b>Tableau VI.18.</b> Ferrailage du Linteau du voile VL2 .....	190
<b>Tableau VI.19.</b> Ferrailage du Linteau du voile VL4 .....	192

<b>Tableau VII.1.</b> Résultante des charges transmises par les poteaux .....	196
<b>Tableau VII.2.</b> Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier .....	204
<b>Tableau VII.3.</b> Valeurs de calcul des charges agissant sur la nervure transversale (ELU)....	207
<b>Tableau VII.4.</b> Valeurs de calcul des charges agissant sur la nervure transversale (ELS)....	207
<b>Tableau VII.5.</b> Valeurs de calcul des charges agissant sur la nervure longitudinale (ELU)..	208
<b>Tableau VII.6.</b> Valeurs de calcul des charges agissant sur la nervure longitudinale (ELS)...	208

# Plans d'architecture

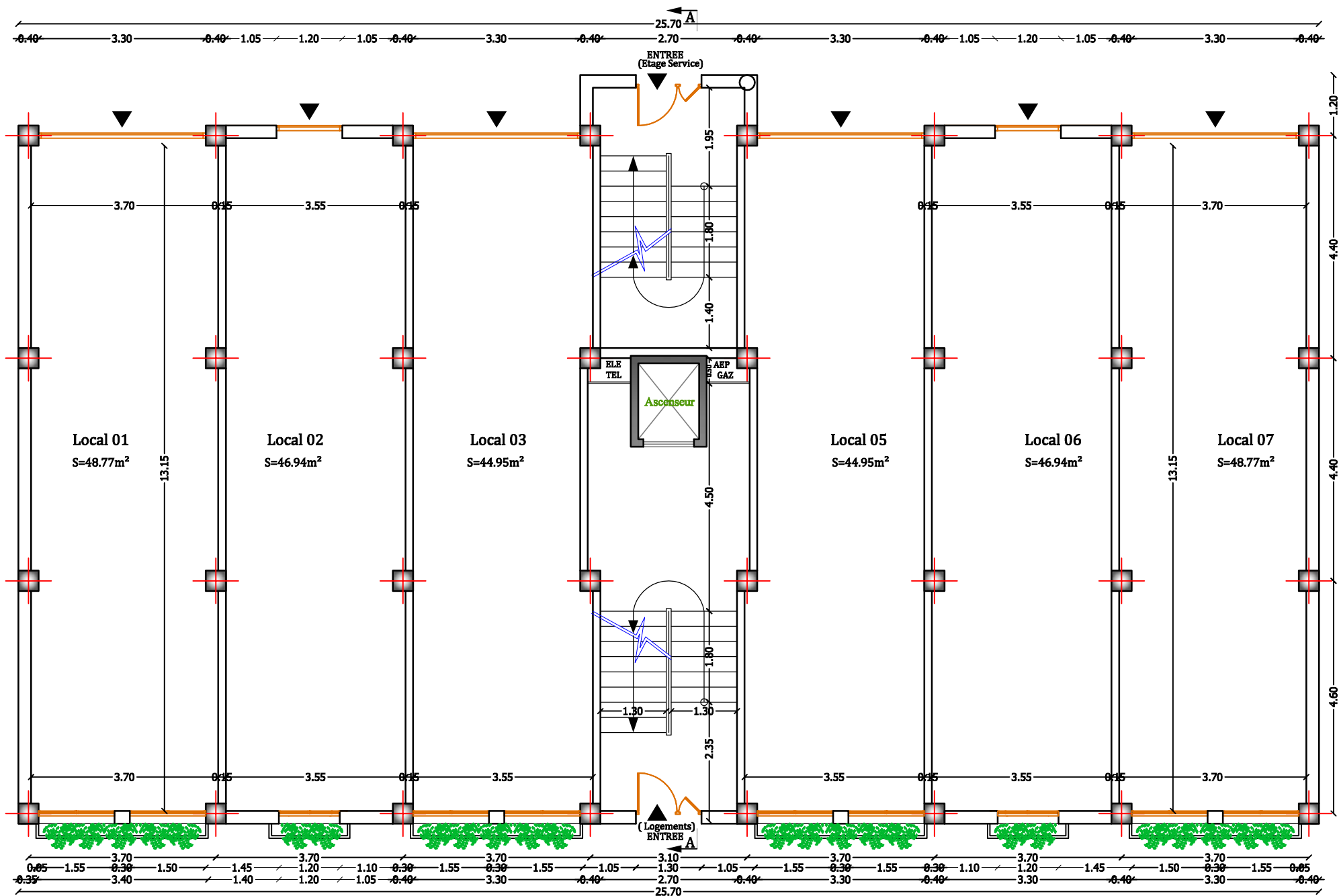


-FACADE PRINCIPALE

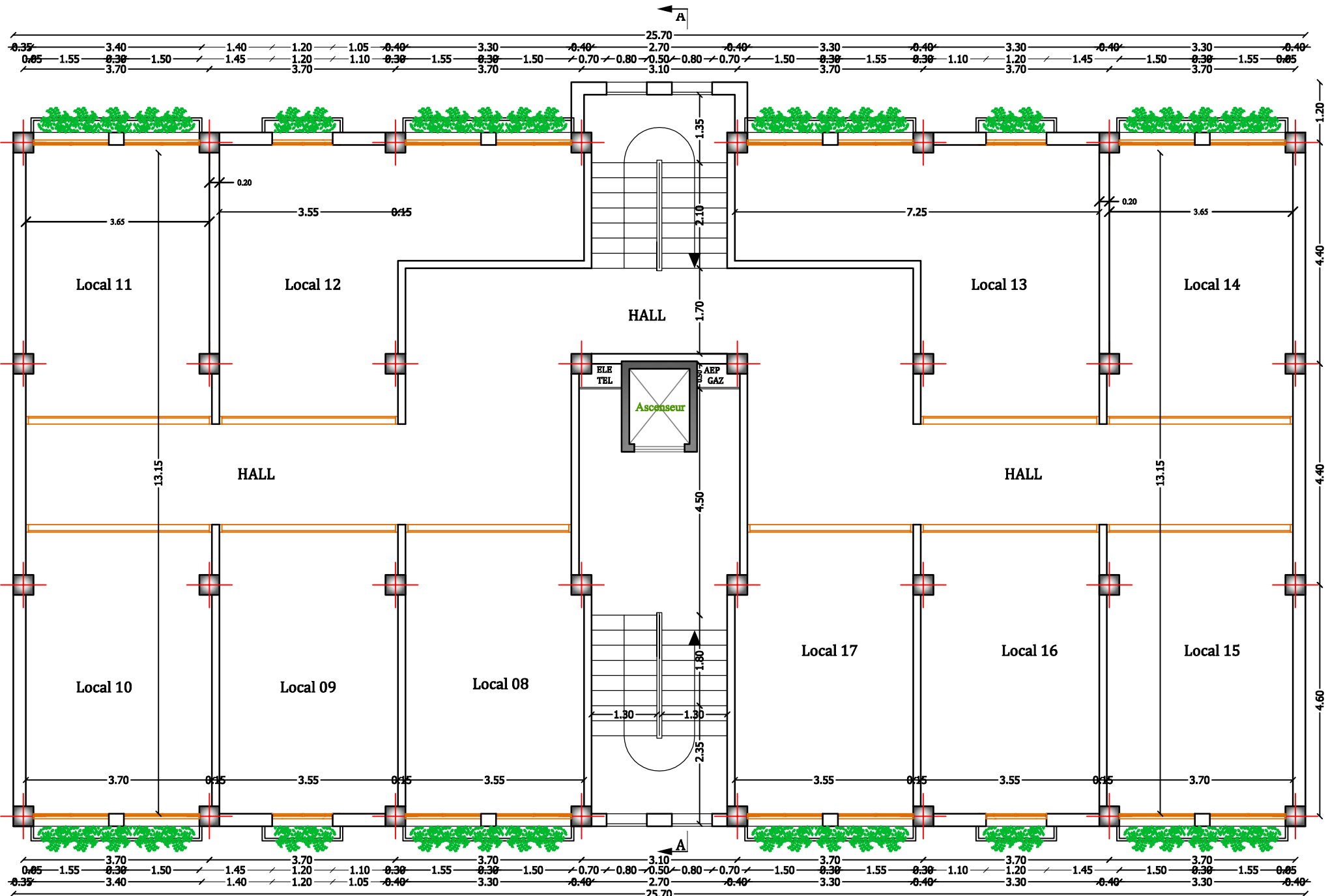


COUPE A-A

Echelle: 1/50

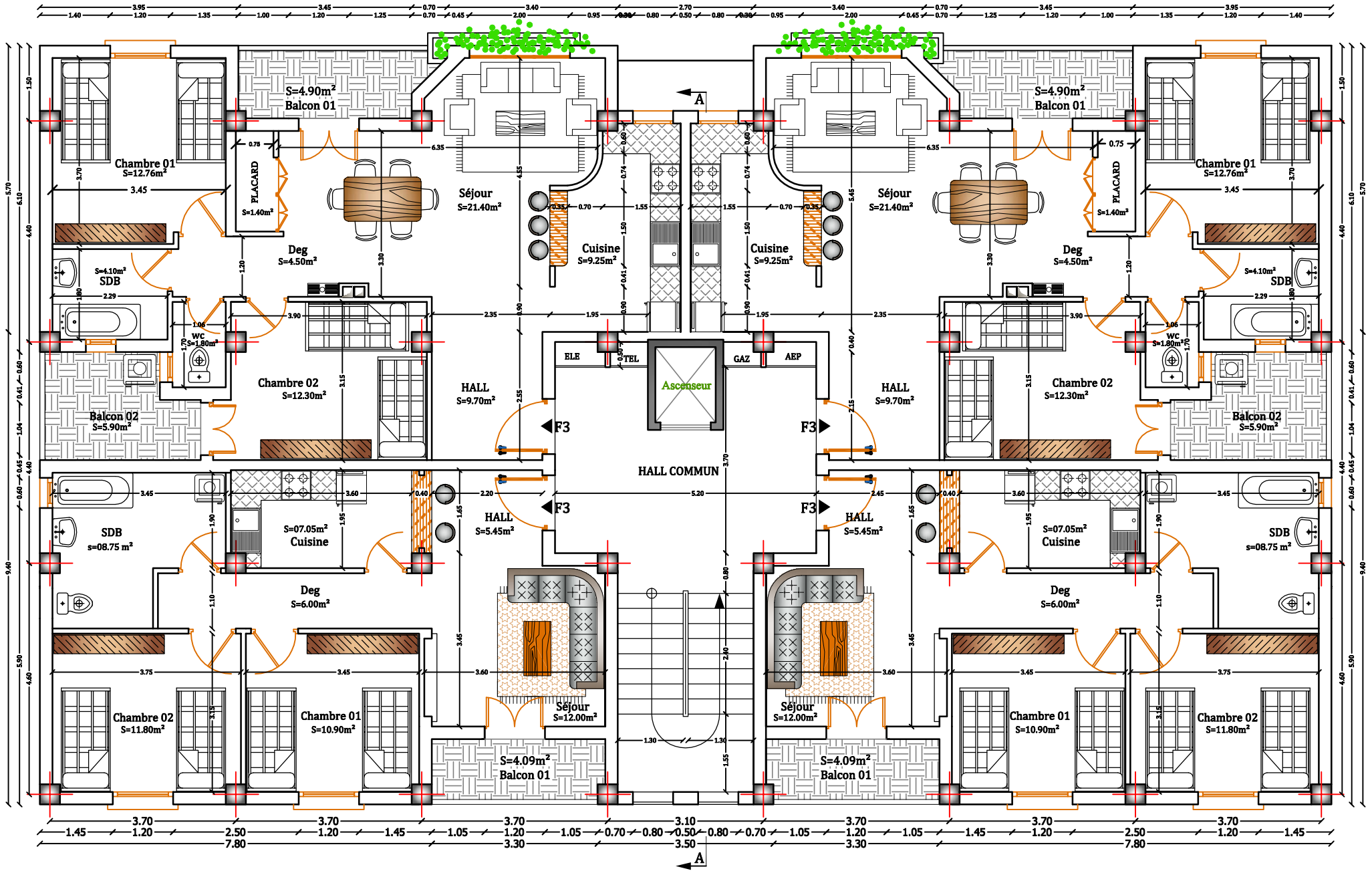


PLAN DE RDC Ech:1/50

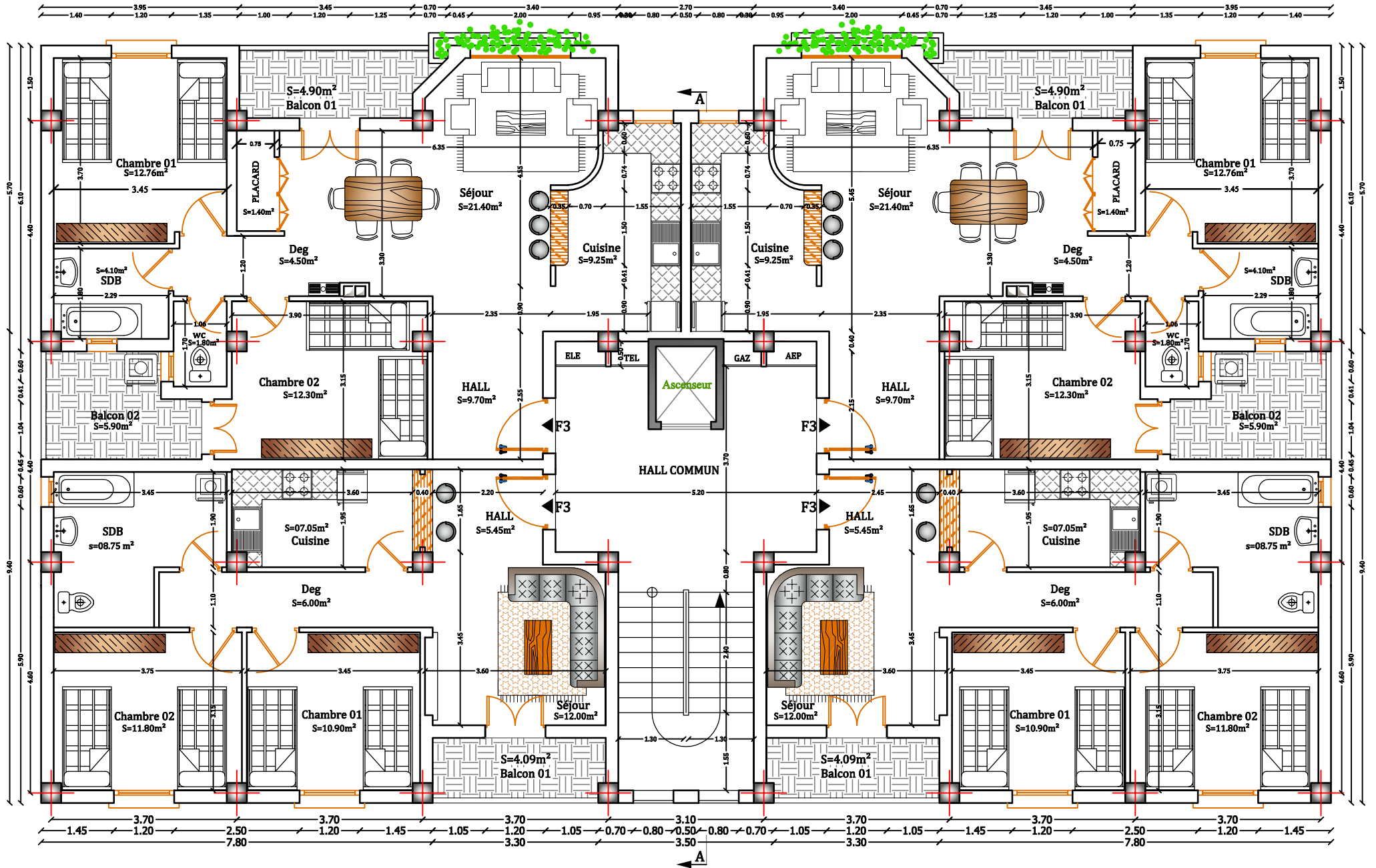


PLAN DE ETAGE DE SERVICE Ech:1/50

PLAN Etage 2 Ech:1/50



PLAN Etage 3/8 Ech:1/50



# Introduction générale

# *Introduction générale*

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les réalisations et les constructions civiles.

Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation des ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans cinq grands domaines d'intervention : structures, géotechnique, hydraulique, transport et environnement.

A ce titre, le projet de fin d'étude a pour but de confronter l'apprentissage théorique avec une application dans la réalité, il sert également à apprendre et maîtriser les ficelles du métier au sein d'une équipe et se familiariser avec les données des établissements.

En outre, il permet d'acquérir les différentes qualités qu'on doit avoir afin de progresser et de préparer sa future carrière, aussi il permet d'apprendre l'utilité du travail en groupe et l'importance des relations humaines concernant le contact de l'ingénieur vis-à-vis les techniciens et ses autres collègues.

D'ailleurs, ce rapport traduit les résultats des différentes activités, recherches et études pour la réalisation du projet de fin d'étude dont le thème est : « Etude d'un immeuble en béton armé 'R+8' à usage multiple » manuellement.

# Chapitre I

## 1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

## 2. Présentation et caractéristiques de l'ouvrage :

Nous sommes chargés d'étudier un bâtiment R + 8 en béton armé à usage multiple à savoir :

- Un rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial.
- Un étage de service à usage de bureaux.
- Du 2<sup>ème</sup> au 8<sup>ème</sup> étage à usage d'habitations.

Ce bâtiment est situé dans la wilaya de Tizi-Ouzou qui est classée selon les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**), ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieure à 48mètres, ce qui nous conduit à le classer dans le groupe d'usage 2 (RPA99/version2003 article 3.2).

### 2.1 Caractéristiques géométriques :

La structure présente une forme de rectangle dont les dimensions sont :

- Longueur totale..... $L_x = 25.70m$ .
- Larguer totale..... $L_y = 15.1m$ .
- Hauteur totale..... $H = 31.56m$ .
- Hauteur du RDC..... $h_{rdc} = 4.08m$ .
- Hauteur d'étage..... $h_{étage} = 3.06m$ .

### 2.2 Données du site :

- Ce bâtiment sera implanté dans une zone de moyenne sismicité qui est classée par le RPA99/version 2003 (**Zone IIa**).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- La contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 2bar$ .
- Sol moyen  $\rightarrow$  Coefficient de raideur du sol :  $K = 4 \times 10^4 KN/m^3$ .

### 2.3 Règlements en vigueur :

La conception et le calcul sont conduits par les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé ainsi qu'à tous les règlements applicables en Algérie :

**B.A.E.L 91 révisé 99 ; R.P.A 99 version 2003 ; C.B.A 93 ; D.T.R B.C 2.2.**

### 3. Élément de l'ouvrage :

#### a. La superstructure :

Elle est constituée de portiques en béton armé avec des voiles de contreventement pour assurer une bonne tenue vis-à-vis des actions sismiques.

#### b. Les planchers :

Un plancher d'habitation est une aire généralement plane destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements du sol et qui permet la transmission des charges aux éléments de contreventements, on distingue deux types de planchers :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

**b.1 Plancher à corps creux :** Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place, espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

**b.2 Plancher à dalle pleine :** C'est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur comprise entre 10cm et 20cm ou plus.

#### c. Les escaliers et l'ascenseur :

##### c.1 Les escaliers :

Parties communes dans l'habitat collectif. Les escaliers sont des ouvrages permettant de monter ou de descendre d'un niveau à un autre. En outre, les escaliers jouent un rôle tout particulier pour la sécurité des habitants dans les immeubles de grande hauteur (IGH) tel que le nôtre. Ils sont alors conçus pour être à l'abri de la fumée.

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

Par conséquent, notre bâtiment va comporter un escalier droit à deux volées avec un palier de repos.

Le bâtiment comporte deux cages d'escaliers et un ascenseur qui permettent d'accéder aux différents étages de la structure.

Les escaliers sont constitués de palier de repos et paillasse en béton armé construit en même temps que l'ossature d'étage et seront coulés sur place.

##### c.2 L'ascenseur :

###### ➤ Définition :

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis, il comporte une cabine dont les dimensions et constitution permettent manifestement l'accès aux personnes se déplaçant le long du guide vertical.

L'ascenseur est composé de ces trois composant essentielles :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.

➤ **Les caractéristiques de l'ascenseur :**

**i. Classification des ascenseurs :**

Du point de vue de la sécurité, les appareils sont répartis en trois groupes :

- Groupe I : Appareils transportant habituellement ou occasionnellement des personnes.
- Groupe II : Appareils dont l'emploi est interdit pour le transport des personnes, mais où celles-ci ont accès pour le chargement et le déchargement des charges transportées.
- Groupe III : Appareils dont les dimensions ou la constitution s'opposent manifestement à l'accès des personnes.

Pour notre cas, l'appareil qui nous convient est du groupe I.

**ii. Cabine :**

Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes à transporter. Le type de cabine adopté pour notre bâtiment (Cabine métallique avec parois closes) dont le poids propre est estimé à ( $P = 1640 \text{ kg}$ ).

Dans le cas de charge dénommée « utilisation normale, fonctionnement », la masse mobile ( $P + Q$ ) de la cabine doit être multipliée par le facteur d'impact ( $k_2 = 1.2$ ) pour tenir compte du freinage brutal induit lors du déclenchement d'un système électrique de sécurité ou d'une coupure accidentelle de l'alimentation électrique.

**iii. Contrepoids :**

Organe mobile de l'ascenseur ou du monte-charge circulant le long du guide vertical et constitué par une masse pesante dont le poids est ( $1600 \text{ kg}$ ) contrebalance celui de la cabine et d'une partie de la charge.

**iv. Coulisseaux :**

Pièces fixées sur l'étrier de la cabine ou de contrepoids afin d'en assurer la liaison avec les guides ( $9 \text{ kg/ml}$ ).

**v. Etrier :**

Ossature métallique attelée aux organes de suspension et portant la cabine ou le contrepoids. Son poids est compris dans celui de la cabine.

**vi. Tambour ou treuil :**

Cylindre fileté sur lequel s'enroule et est fixé le câble de la cabine et celui du contrepoids.

L'ensemble du mécanisme d'entraînement de câble de suspension de la cabine et du contrepoids. Il se compose essentiellement :

- d'un moteur et de son accouplement.
- d'un système de freinage.
- d'un réducteur de vitesse actionnant soit une poulie motrice, soit un tambour, soit un pignon.

Tous ces organes sont assemblés sur un bâti dont le poids total avec celui du câble de suspension est estimé à ( $400 \text{ kg}$ ).

**vii. Dimensions de la cabine par rapport à la charge :**

Pour les appareils du groupe I laissés à la libre disposition des usagers, la correspondance entre la charge nominale en kilogrammes, le nombre de personnes et la surface utile de la cabine en mètres carrés sont les suivants :

- Charge nominale  $Q = 450 \text{ kg}$ .
- Nombre de personnes 9.
- Surface utile maximale de la cabine  $2,7 \text{ m}^2$  soit ( $1,50 \times 1,80$ ).
- La hauteur de la cabine est de :  $2,20 \text{ m}$ .

**c. La maçonnerie :**

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

- Murs extérieurs : Ils sont composés d'une double cloison en briques de 20cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs : Ils sont constitués d'une simple cloison de séparation en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

**d. Les revêtements :**

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

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

**e. Acrotères :**

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

**4. Les caractéristiques mécaniques des matériaux :****4.1 Le béton :**

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau et éventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiant, hydrofuge, ...). Ce matériau nous offre des particularités intéressantes comme :

- Ses caractéristiques mécaniques.
- Sa bonne durabilité.
- Il est composé de matériaux abondants dans la nature disponible directement comme les graviers et les sables et indirectement comme le ciment.

**a. Résistance caractéristique à la compression du béton :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique requise, notée  $f_{c28}$ . Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur puis écrasée en compression centrée.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ( $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ).

Pour un nombre de jours  $j \leq 28$  jours, la résistance  $f_{cj}$  du béton suit les lois suivantes :

$$\text{Béton à résistance courante : } f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$\text{Béton à haute résistance : } f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

Pour notre projet on adoptera  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

**b. Résistance caractéristique à la traction du béton :**

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la traction à « j » jours d'âge noté « $f_{tj}$ » est déduite de celle de la compression par la relation :

- $f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$  avec  $f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$  (BAEL 91, Art. A-5-2-11)  
Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on a  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ .

**c. Modules d'élasticités :**

C'est le rapport entre la contrainte appliqué et la déformation relative.

**d.1 Module de déformation longitudinale :**

Le module de déformation longitudinale instantané  $E_{ij}$  est donné par :

(Art A 2.1 21 BAEL91)

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}.$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa}.$$

Le Module d'élasticité longitudinal différé  $E_{vj}$  est donné par :

(Art A 2.1 22 BAEL91)

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

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_{vj} = 10819 \text{ MPa}.$$

La valeur du module de déformation croit avec la résistance à la compression du béton.

**d.2 Module de déformation transversale :**

La valeur du module d'élasticité transversale  $G$  est donné par :

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

$E$  : module de Young.

$\nu$  : Coefficient de poisson.

- **Coefficient de poisson  $\nu$  : (Art A2.1.3 BAEL91)**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale  $\varepsilon_t$  et la déformation relative longitudinal  $\varepsilon_l$  et vaut :

$$\nu = \frac{\Delta t / t}{\Delta l / l} = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l}$$

Il est pris égal à :

$\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré (à l'ELU).

$\nu = 0.2$  pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré (à l'ELS).

**d. Notion des états limites :**

On distingue deux états limites de calcul :

- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite de service.

- ❖ **à E.L.U.R :**

Correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement entraînera la ruine de l'ouvrage, alors il doit être justifié vis-à-vis de :

- La résistance de toute la structure.
- L'équilibre statique (pas de renversement).
- La stabilité de forme (pas de flambement).

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

(Art A4.3.41 BAEL91)

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta}$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton.

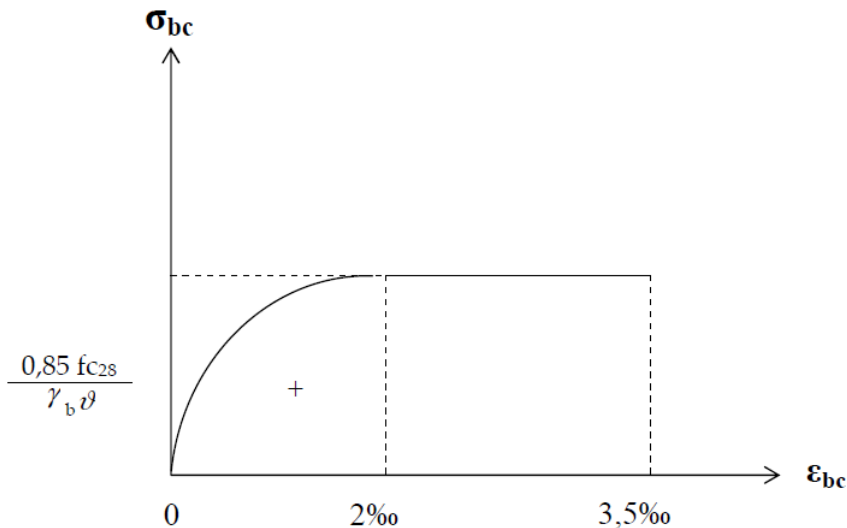
$\gamma_b = 1.5$  en situation courante.

$\gamma_b = 1.15$  en situation accidentelle.

$\theta$  : Coefficient fixe en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

Durée d'application	$t > 24h$	$1h < t < 24h$	$t < 1h$
$\theta$	1	0.90	0.85

**Tableau I.1 :** Coefficient en fonction de la durée.



**Figure I.1 :** Diagramme parabolé – rectangle des contraintes – déformations du béton à l'ELU de résistance

$\sigma_{bc}$  : Contrainte du béton.

$\epsilon_{bc}$  : Raccourcissement relatif du béton.

**Hypothèses de calcul à l'état limite ultime (ELU) : (Art A 4.3 ,2 BAEL91)**

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- Le diagramme contraint déformation ( $\sigma; \epsilon$ ) de calcul du béton utilisé est le diagramme parabolé rectangle, lorsque la section est entièrement comprimée sinon, c'est le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

❖ **à l'ELS : (Art A.4.5 ,2 BAEL91)**

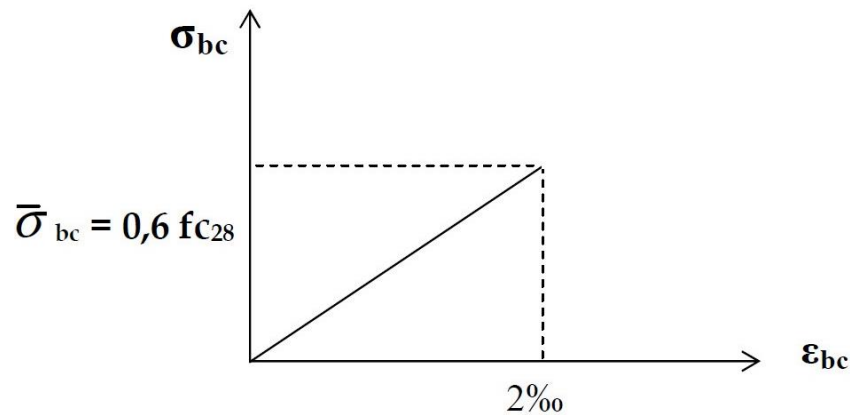
C'est l'état au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites (ouverture de fissures, déformations excessives des éléments porteurs, vibrations ou fatigue, perte d'étanchéité) ils comprennent les états limites de fissuration et de déformation de service à la compression donnée comme suit :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ .

**Hypothèses de calcul à l'état limite de Service (E L S) :**

- Les sections droites restent planes après déformation.
  - Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
  - La résistance à la traction du béton est négligeable.
  - Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
  - On définit un coefficient d'équivalence par la relation  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  (forfaitaire)
- avec :
- $E_s, E_b$  : Module de Young de l'acier et du béton respectivement
- On ne tient pas compte du fluage de béton et du retrait.

**Figure I.2 :** Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELS**e. Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites :**➤ **Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'actions suivante :  $1.35 G + 1.5 Q$

Où : G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus aux séismes, les règles parasismiques

Algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes : (**Art 5.2 du RPA99/version 2003**)

Pour les poutres :  $0.8 G \pm E$

$$G + Q \pm E$$

Pour les poteaux :  $G + Q \pm 1.2E$  (système auto stable)

$$G + Q \pm E \text{ (système mixte)}$$

$$0.8G \pm E$$

Avec : E : l'effort sismique horizontal

➤ **Etat limite de service :**

La seule combinaison à considérer est :  $G + Q$ .

**f. Contrainte limite de cisaillement à l'ELS : (Art A5.1, 1 BAEL91)**

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

$b_0$  : la largeur de l'âme.

$d$  : la hauteur utile de la poutre.

$V_u$  : la valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU.

Cette contrainte doit respecter les conditions limites suivantes : (Art a 5.1, 21 BAEL91)

Cas fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

Cas de fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

**4.2 Les armatures :**

Les armatures en acier Sont des matériaux caractérisés par leur bonne résistance à la traction qu'en compression dans le cas d'élancements faibles, très durs et très ductiles, qui atteignent des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de 10%).

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 2 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont :

- Haute adhérence FeE400..... $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Treillis soudé (TS) TS520 (Ø6)..... $f_e = 520 \text{ MPa}$

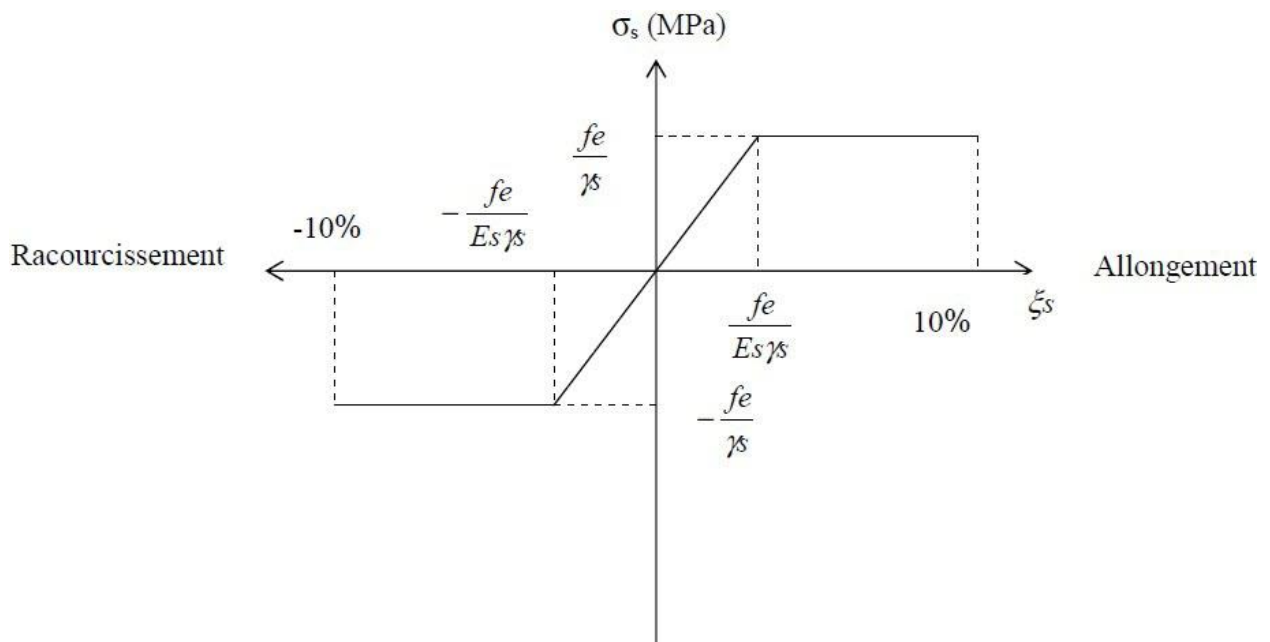
**a. Module d'élasticité longitudinal : (Art A 2.2, 1 BAEL91)**

Il est noté « $E_s$ » sa valeur est constante qu'elle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}.$$

» **Diagramme contrainte déformation :**

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



**Figure I.3 : Diagramme contraintes déformations des aciers à l'ELU**

**b. Limite d'élasticité :**

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1.15$  en situation courante.

$\gamma_s = 1.00$  en situation accidentelle.

Nuance de l'acier	$f_e = 400$ MPa	$f_e = 520$ MPa
Situation courante	$\overline{\sigma}_{st} = 348$ MPa	$\overline{\sigma}_{st} = 452$ MPa
Situation accidentelle	$\overline{\sigma}_{st} = 400$ MPa	$\overline{\sigma}_{st} = 520$ MPa

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

**c. La contrainte maximale des armatures tendus à l'ELS :**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures) et cela en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de services d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissurations :

**c.1 Fissuration peu nuisible : (Art 4.5, 32 BAEL91)**

Cas des éléments situés dans les locaux ouverts, dans ce cas il n'est soumis à aucune condensation donc, il n'y a pas de vérification à effectuer.

**c.2 Fissuration préjudiciable : (Art 4.5, 33 BAEL91)**

Cas des éléments soumis à des condensations et exposés aux intempéries, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) \text{ en MPa.}$$

**c.3 Fissuration très préjudiciable : (Art 4.5, 34 BAEL91)**

Dans ce cas, les éléments sont exposés à un milieu agressif, la contrainte de traction des armatures est donc limitée à :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min(0.5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ en MPa.}$$

Où :

$f_e$  : la limite d'élasticité des aciers utilisés en MPa

$\eta$  : coefficient de fissuration qui dépend du type d'acier :

$\eta = 1.3$  Pour les HA  $\emptyset < 6$ mm.

$\eta = 1.6$  Pour les HA  $\emptyset \geq 6$ mm.

$\eta = 1$  Pour les rond lisses.

**d. Protection des armatures : (Art A 7.1 BAEL91)**

Cette protection appelée l'enrobage « e », dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets d'intempéries et des agents agressifs.

L'enrobage de toutes armatures doit au moins être égal à :

- 5 cm : pour les ouvrages de mer ou exposé aux atmosphères très agressives.
- 3 cm : pour les ouvrages soumis à des actions agressives et des ouvrages exposés aux intempéries (pluie, neige) ou en contact avec un liquide (pont...).
- 1 cm pour les parois situées dans les locaux couverts.

### ✚ Résumé des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

#### Béton :

- En compression :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$   $\longrightarrow$   $\begin{cases} f_{bu} = 14.2 \text{ MPa cas courant.} \\ f_{bu} = 18.5 \text{ MPa cas accidentelle.} \end{cases}$
- En traction :  $f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$ .
- Contrainte limite :  $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

**L'acier : FeE 400**  $\longrightarrow$   $\begin{cases} \sigma_{st} = 348 \text{ MPa cas courant.} \\ \sigma_{st} = 400 \text{ MPa cas accidentelle.} \end{cases}$

- Contrainte limite :
  - Fissuration peu nuisible : pas de limite.
  - Fissuration préjudiciable :  $\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$  en MPa.
  - Fissuration très préjudiciable :  $\overline{\sigma}_{st} = \min(0.5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})$  en MPa.

# Chapitre II

### 1. Introduction :

Le prédimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeurs des différents éléments constituant notre bâtiment conformément aux règlements et aux normes en vigueur à savoir : BAEL91, RPA99 /version 2003 et le CBA93.

### 2. Les planchers :

#### 2.1 Planchers à corps creux :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche BAEL91/(Art B.6.8,424).

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

Avec : 25 section minimale des poteaux

- $L_{max}$  : la portée maximale entre nus d'appuis dans le sens contraire de la disposition des poutrelles.
- $h_t$  : Hauteur totale du plancher.

$$L_{max} = 460 - 25 = 435 \text{ cm} \quad h_t \geq 435/22.5 = 19.33 \text{ cm}$$

#### Conclusion :

On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de 20 cm avec :

- Hauteur du corps creux : 16 cm
- Hauteur de la table de compression : 4 cm

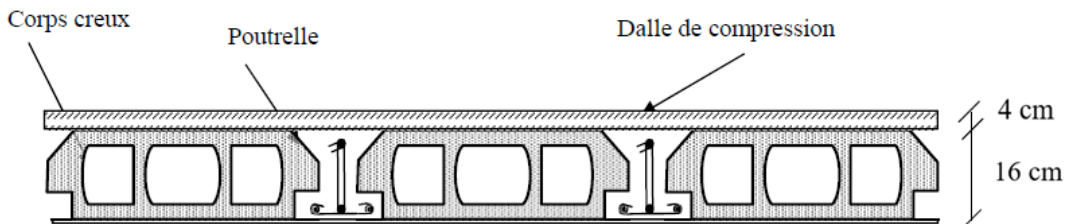


Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux.

#### 2.2 Plancher en dalle pleine :

Les dalles pleines peuvent être réparties en 02 catégories :

- Dalle pleine portant dans une direction si  $\rho_x = \frac{L_x}{L_y} < 0.4$
- Dalle pleine portant dans deux directions si  $0.4 \leq \left(\rho_x = \frac{L_x}{L_y}\right) \leq 1$ .

Avec :

$L_x$  : la plus petite dimension de la dalle (*sens porteur*).

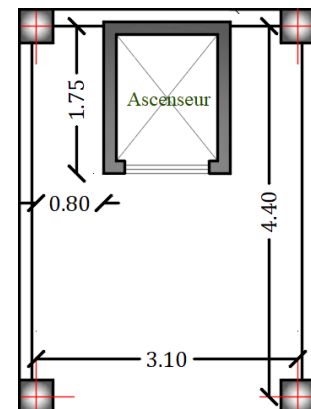
$L_y$  : la plus grande dimension de la dalle.

##### ❖ La dalle d'ascenseur :

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{310}{440} = 0.70 \text{ pour nous sa sera suivant 2 sens.}$$

$$h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{310}{30} = 10.33 \text{ cm.}$$

On prend  $e = 15 \text{ cm}$ .



❖ **Les dalles pleines en consoles :**

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive. Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e = \frac{L_{elt}}{10} \quad \text{avec } L_{elt} : \text{Largeur de l'élément}$$

Pour  $L_{elt} = 150 \text{ cm} \longrightarrow e = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$ .

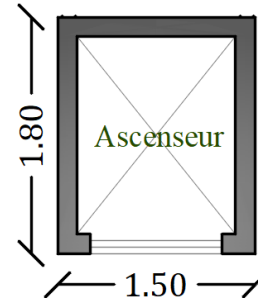
Donc on prend  $e = 15 \text{ cm}$  Pour les consoles.

❖ **Dalle pleine de la salle machine :**

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{180} = 0.833 \quad \text{pour nous sa sera suivant 2 sens.}$$

$$h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{150}{30} = 5 \text{ cm.}$$

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



**3. Prédimensionnement des poutres :**

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

On distingue :

- **Les poutres principales :** servent comme appuis aux poutrelles.
- **Les poutres secondaires :** assurent le chaînage.

**3.1 Les poutres principales :**

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

Avec :

- $h_t$  : hauteur de la poutre.
- $L_{max}$  : distance maximale entre nus d'appuis.

D'où :

- **La hauteur :**  
 $L_{max} = 460-25=435 \text{ cm} \longrightarrow 29 \leq h_t \leq 43.5$   
 On prend :  **$h_t = 40 \text{ cm}$**

- **La largeur**  
 $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t. \longrightarrow 16 \leq b \leq 28$   
 On prend :  **$b = 30 \text{ cm}$**   
 On adopte une section rectangulaire  **$(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$** .

❖ Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003(artcle 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \longrightarrow \text{(RPA 99 version 2003 Art.7.5.1)} \\ h/b = 40/30 = 1.33 \leq 4 \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

**3.2 Les poutres secondaires :**

• **La hauteur :**

On a :

$$L_{max} = 370 - 25 = 345 \text{ cm} \longrightarrow \frac{345}{15} \leq h_t \leq \frac{345}{10} \longrightarrow 23 \leq h_t \leq 34.5$$

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

• **La largeur :**

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t. \quad 12 \leq b \leq 21.$$

On prend :  **$b = 20 \text{ cm}$**

On adopte une section rectangulaire  **$(b \times h) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$** .

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA99/2003(article 7.5.1)** qui sont les suivantes :

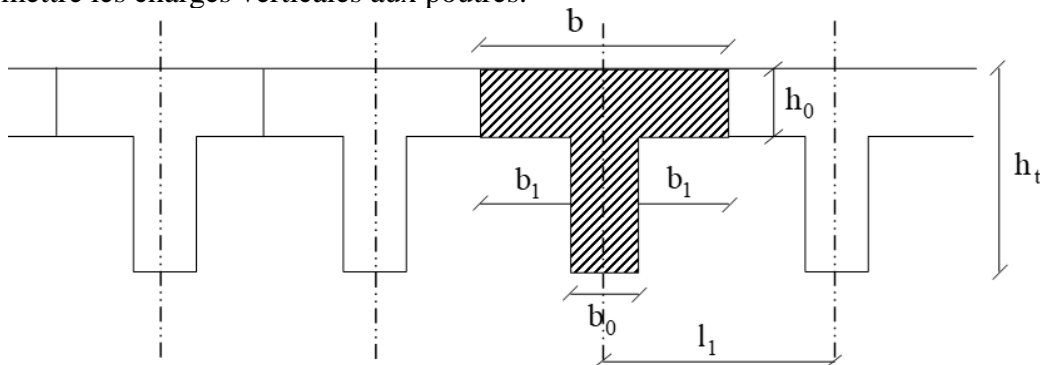
$$\begin{cases} b = 20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \longrightarrow (\text{RPA 99 version 2003 Art.7.5.1}) \\ h/b = 30/20 = 1.5 \leq 4 \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

Section des poutres adoptées :

- **Sens Y-Y :** (poutres principales) :  **$(30 \times 40) \text{ cm}^2$** .
- **Sens X-X :** (poutres secondaires) :  **$(20 \times 30) \text{ cm}^2$** .

**4. Les poutrelles :**

Ce sont des éléments en béton armé préfabriqués ou coulés sur place destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.



**Figure II.2 :Schéma des poutrelles.**

$$h_t = 20 \text{ cm} \longrightarrow \begin{cases} 16 \text{ cm} \text{ Epaisseur de corps creux.} \\ 4 \text{ cm} \text{ Epaisseur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

Pour la largeur de la nervure on va prendre  $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$\text{Selon le B.A.E.L 83[1]} \begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases}$$

Avec :  $L$  : La portée entre nus d'appui de la travée considérée.

$L_n$  : La distance entre axes des nervures.

- Suivant les normes Algériennes (DTR.B.C.22), la distance  $L_n$  est prise généralement égale à 60 cm.

Donc pour  $L_n = 60 \text{ cm}$  et  $L = 370 \text{ cm}$ .

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{60 - 12}{2} \\ b_1 \leq \frac{370}{10} \\ 6 \times 4 \leq b_1 \leq 8 \times 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq 24 \text{ cm} \\ b_1 \leq 37 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

$b_1 = \min\{24 ; 37 ; 32\}$  on prendra donc  $b_1 = 24 \text{ cm}$ .

$b = 2b_1 + b_0 = 60 \text{ cm}$ .

Les poutrelles étudiées dans notre structure auront les dimensions suivantes :

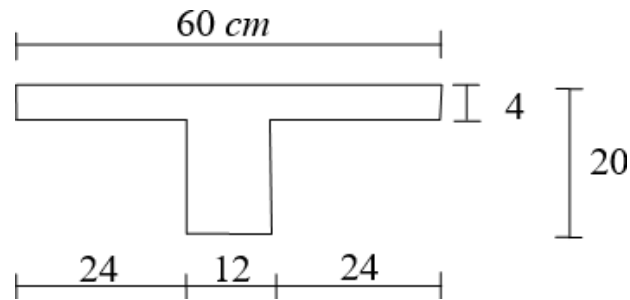


Figure II.3 : Coupe transversale d'une poutrelle.

### 5. L'acrotère :

C'est un élément structural contournant le bâtiment, son rôle est d'assurer la sécurité totale de la terrasse inaccessible et de protéger le gravier de la poussée du vent d'où il forme un écran.

Cet acrotère sera assimilé à une console encastree dans la poutre du plancher terrasse.

Cette dernière sera soumise à un effort  $G$  due à son poids propre et à un effort latéral  $Q$  de la main courante provoquant un moment de renversement  $M$  dans la section d'encastrement.

- **Caractéristiques géométriques :**

La hauteur :  $h = 60 \text{ cm}$ .

L'épaisseur :  $h_0 = 10 \text{ cm}$ .

L'enrobage :  $c = \acute{c} = 2 \text{ cm}$ .

La surface :

$$S = \left[ 0.1 \times 0.6 + 0.1 \times 0.1 - \left( \frac{0.1 \times 0.02}{2} \right) \right]$$

$$S = 0.069 \text{ m}^2.$$

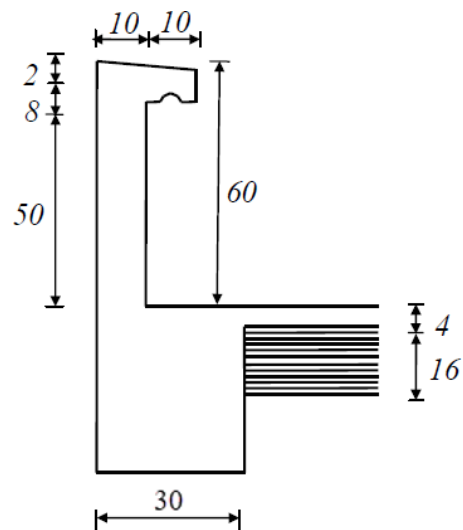


Figure II.4 : Coupe verticale de l'acrotère.

**6. Les escaliers :**

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier la présence des conditions suivantes :

- La hauteur "h" des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- La largeur "g" (Giron) se situe entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de BLONDEL :  $0.60 \leq g + 2h \leq 0.64$ .

Où  $g = \frac{L_0}{n-1}$  et  $h = \frac{H_0}{n}$

Avec :  $\begin{cases} n : \text{nombre de contre marche} \\ n - 1 : \text{nombre de marche} \end{cases}$

- 1) e : (épaisseur du palier de repos).
- 2) L<sub>0</sub> : (projection horizontale de la paillasse).
- 3) g : (Giron) largeur de la marche.
- 4) h : (hauteur du contre marche).
- 5) H<sub>0</sub> : (hauteur de la volée).
- 6) α : (inclinaison de la paillasse).

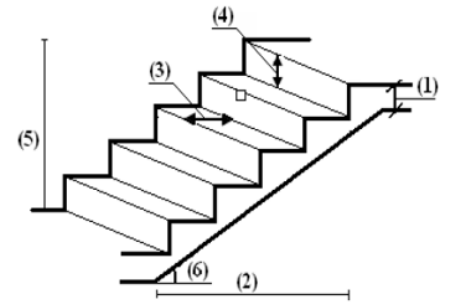


Figure II.5 : Schéma de l'escalier.

Il existe plusieurs types d'escaliers, parmi ces types, on site ceux qui coïncide avec notre projet :

- Un escalier à 3 volées avec 2 plier intermédiaire pour le RDC.
- Un escalier à 2 volées à plier intermédiaire pour les autres niveaux.

Pour un bâtiment collectif a usage d'habitation ou publique la hauteur de la marche et la longueur du giron sont généralement pris telle que :

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$25 \leq g \leq 30 \text{ cm}$$

On prend  $h = 17 \text{ cm}$  et  $g = 30 \text{ cm}$ .

**• Calcul des marches et contre marches : (Escaliers d'étage courant)**

➤ Les contre marches :

$$n = \frac{H_0}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

➤ Les marches :

$$m = (n - 1) = (9 - 1) = 8$$

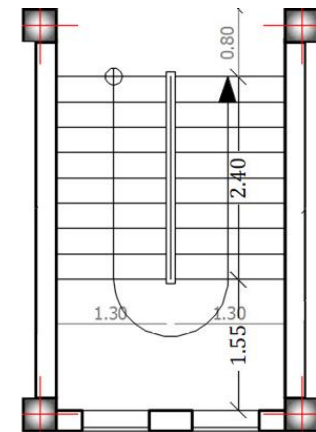


Figure II.6 : Vue en plans de l'escalier (Etage courant)

**NB :** Pour l'étage courant on aura 9 contres marches et 8 marches pour les deux volées.

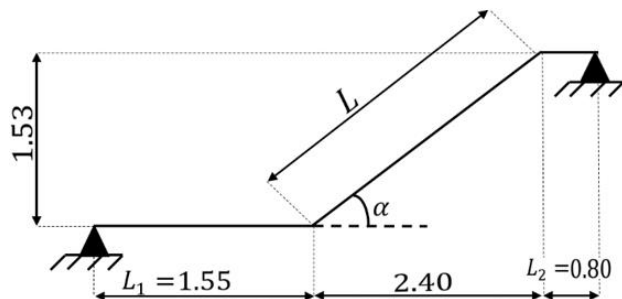


Figure II.7 : Coupe verticale d'escalier (Etage courant)

• **Calcul des marches et contre marches : (Escaliers du RDC)**

➤ **Les contre marches :**

- Première volée :

$$n = \frac{H_0}{h} = \frac{119}{17} = 7$$

- Troisième volée :

$$n = \frac{H_0}{h} = \frac{136}{17} = 8$$

➤ **Les marches :**

- Première volée :

$$m = (n - 1) = (7 - 1) = 6$$

- Troisième volée :

$$m = (n - 1) = (8 - 1) = 7$$

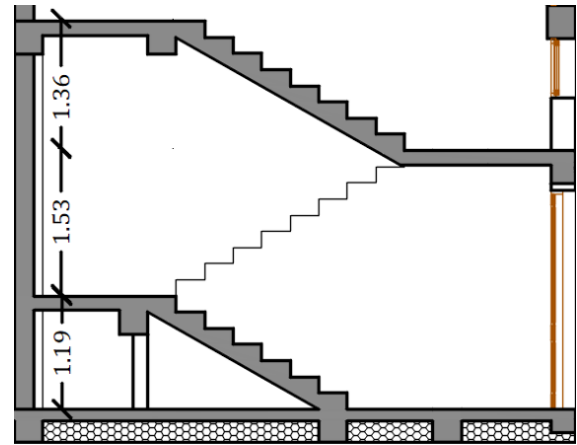


Figure II.8 : Coupe verticale d'escalier (RDC)

**NB :** On aura alors :

- 7 contre marches et 6 marches pour la première volée.
- 9 contre marches et 8 marches pour la deuxième volée.
- 8 contre marches et 7 marches pour la troisième volée.

• **Détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

L'épaisseur du palier et de la volée est donnée par :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

L : longueur du palier de la paillasse.

$$L = \frac{L_0}{\cos \alpha} + L_1 + L_2$$

$$\tan \alpha = \frac{153}{240} = 0.63 \rightarrow \alpha = 32.52$$

$$\text{Alors } L = \frac{2.40}{\cos(32.52)} + 1.55 + 0.80 = 5.20 \text{ m.}$$

$$\frac{520}{30} \leq e \leq \frac{520}{20} \rightarrow 17.33 \leq e \leq 26$$

On opte pour une paillasse d'épaisseur  $e = 20 \text{ cm}$ .

**7. Les voiles (Art 7.7.1 de RPA 99) :**

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 forces horizontales.

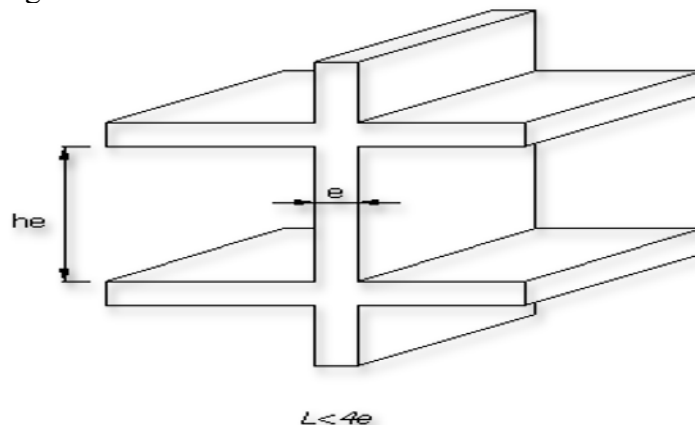


Figure II.9 : Coupe de voile en élévation.

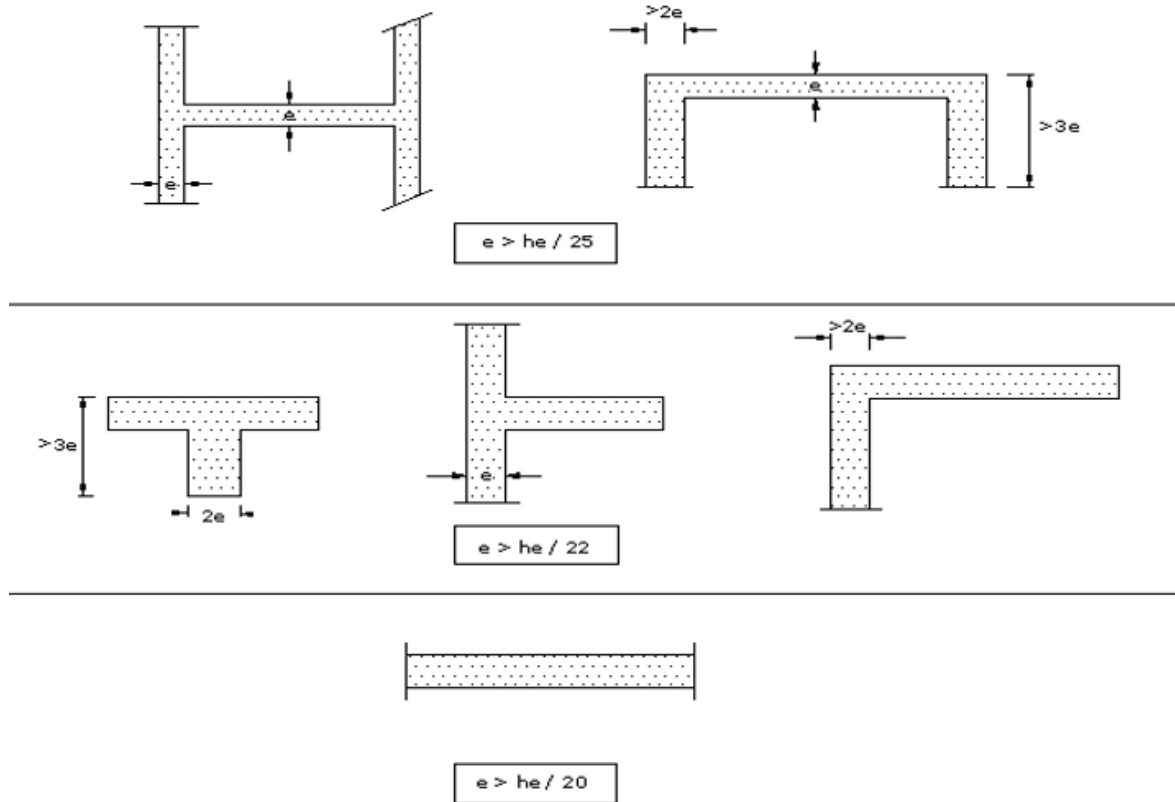


Figure II.10 : Coupe de voile en plan.

D'après le **RPA 99 version 2003**, le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{- Art 7.7.1 de RPA 99} \rightarrow \begin{cases} e \geq 15 \text{ cm} \\ e > \frac{h_e}{20} \\ L > 4e \end{cases}$$

$h_e$  : Hauteur d'étage libre.

Pour notre on prendra la hauteur du RDC  $h = 4.08m$ .

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage " $h_e$ " et des conditions de rigidité aux extrémités :  $e_{max} = \left\{ \frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20} \right\}$  on prend donc

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

$$h_e = 4.08 - 0.4 \rightarrow h_e = 3.68 \text{ m.}$$

$$e = \frac{368}{20} \rightarrow e = 18.4 \text{ cm.}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur  $e = 20 \text{ cm}$ .

- **Largeur des voiles :**

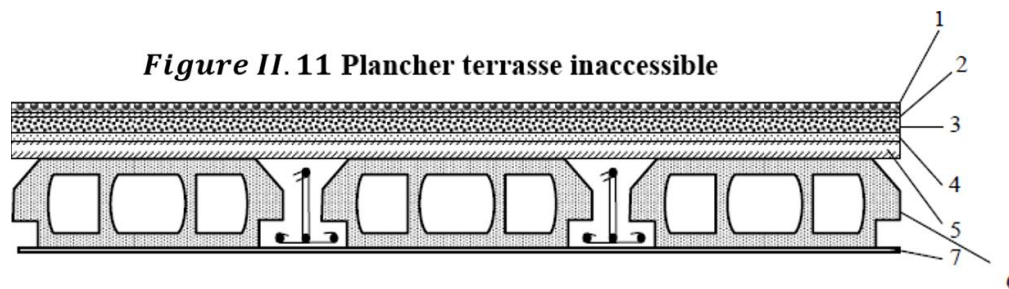
La largeur des voiles doit satisfaire la condition suivante :

$$L > 4e \rightarrow L > 4 \times 20 \rightarrow L > 80 \text{ cm.}$$

**8. Détermination des charges et surcharges :**

Les descentes des charges sont déterminées selon le **DTR B.C 2.2**

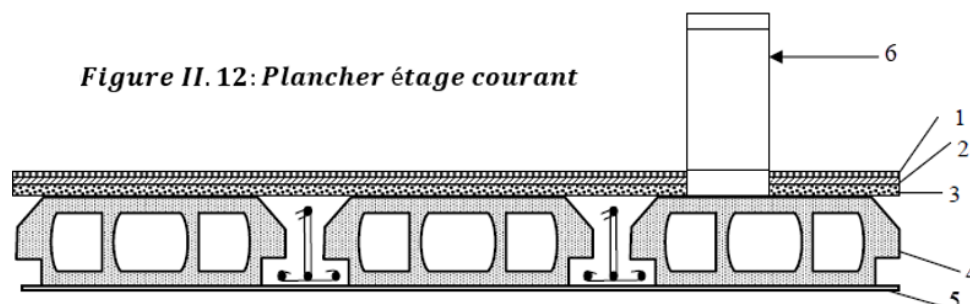
**a. Plancher terrasse inaccessible (corps creux) : (Figure II. 11)**



N°	Description	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique «G» (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravions rouler de protection	5	20	1
2	Étanchéité multicouche	2	6	0.12
3	Forme de pente	6	22	1.32
4	Feuille en polyane	/	/	0.01
5	Isolation thermique en liège	4	4	0.16
6	Plancher à corps creux	20	/	2.85
7	Enduit en plâtre	2	10	0.2
Charge permanente G				5.66
Charge d'exploitation Q				1

**Tableau II.1 :** Charges et surcharges pour le plancher terrasse inaccessible.

**b. Plancher étage courant (corps creux) : (Figure II. 12)**



N°	Description	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique «G» (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Dalle en corps creux	20	/	2.85
5	Enduit plâtre	2	10	0.2
6	Cloison interne	10	9	0.9
Charge permanente G				5.11

**Tableau II.2 :** Charges et surcharges pour le plancher étage courant.

Pour la surcharge d'exploitation  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$  pour les étages d'habitations et  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$  pour l'étage a usage de bureaux.

## c. Balcon en dalle pleine :

N°	Description	Epaisseur (cm)	Poids volumique ( $KN/m^3$ )	Poids surfacique «G» ( $KN/m^2$ )
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Dalle pleine	15	25	3.75
5	Enduit ciment	2	18	0.36
Charge permanente G				5.27
Charge d'exploitation Q				3.5

Tableau II.3 : Charges et surcharges pour le balcon en dalle pleine.

## d. Porte-à-faux en dalle pleine :

N°	Description	Epaisseur (cm)	Poids volumique ( $KN/m^3$ )	Poids surfacique «G» ( $KN/m^2$ )
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Dalle pleine	15	25	3.75
5	Enduit plâtre	2	10	0.2
Charge permanente G				5.11
Charge d'exploitation Q				1.5

Tableau II.4 : Charges et surcharges pour le porte-à-faux en dalle pleine.

## e. Dalle pleine d'ascenseur :

N°	Description	Epaisseur (cm)	Poids volumique ( $KN/m^3$ )	Poids surfacique «G» ( $KN/m^2$ )
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Dalle pleine	15	25	3.75
5	Enduit plâtre	2	10	0.2
Charge permanente G				5.11

Tableau II.5 : Charges et surcharges pour la dalle pleine d'ascenseur.

Pour la surcharge d'exploitation  $Q = 1.5 KN/m^2$ .

## f. Acrotère : (Figure II.4)

N°	Description	Section ( $m^2$ )	Poids volumique ( $KN/m^3$ )	Poids surfacique «G» ( $KN/m^2$ )
1	Béton	0.069	25	1.725
Charge permanente G				1.725
Charge d'exploitation Q				1

Tableau II.6 : Charges et surcharges pour l'acrotère.

La surcharge d'exploitations est une force horizontale due à l'application de la main courante.

g. Escaliers :

- Volée :

N°	Description		Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )	Poids surfacique «G» (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	Verticale	2	20	0.4
		Horizontale	2		0.4
2	Mortier de pose	Verticale	2	20	0.4
		Horizontale	2		0.4
3	Marche		$\frac{h}{2} = \frac{17}{2} = 8.5$	22	1.87
4	Dalle pleine		$20 / \cos \alpha$	25	5.93
5	Enduit ciment		$2 / \cos \alpha$	18	0.43
6	Garde du Corps		/	/	0.6
Charge permanente G					10.43
Charge d'exploitation Q					2.5

Tableau II.7 : Charges et surcharges pour la volée d'escaliers.

- Palier :

N°	Description	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique «G» (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Dalle pleine	20	25	5
5	Enduit plâtre	2	10	0.2
Charge permanente G				6.36
Charge d'exploitation Q				2.5

Tableau II.8 : Charges et surcharges pour le palier d'escaliers.

h. Mur extérieur : (Figure II.13)

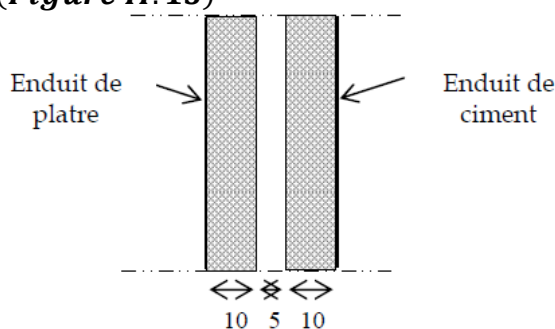


Figure II.13 : Coupe verticale du mur extérieur

N°	Description	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique «G» (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment	2	18	0.36
2	Brique creuse	10	9	0.9
3	L'âme d'aire	5	/	/
4	Brique creuse	10	9	0.9
5	Enduit plâtre	2	10	0.2
Charge permanente G				2.36

Tableau II.9 : Charges et surcharges pour le mur extérieur.

## 9. Poteaux :

### 9.1 Prédimensionnement :

Ce sont des éléments porteurs, en béton armé, participant à la reprise des efforts sismiques et les efforts verticaux pour les acheminer vers la base.

Le prédimensionnement des poteaux se fait par la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

Les poteaux sont prédimensionnés à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N_s$  tel que  $N_s = G + Q$ .

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par  $S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec :

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

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

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

#### a. Calcul de l'air du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

Le calcul est basé sur la section du poteau le plus sollicité (*centrale*), la section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau :

$$\begin{aligned} S_1 &= 1.7 \times 2.05 = 3.485 \text{ m}^2. \\ S_2 &= 1.4 \times 2.05 = 2.87 \text{ m}^2. \\ S_3 &= 1.7 \times 2.15 = 3.655 \text{ m}^2. \\ \left\{ \begin{array}{l} S_{\text{Palier}} = 0.45 \times 1.4 = 0.63 \text{ m}^2. \\ S_{\text{Volée}} = 1.3 \times 1.7 = 2.21 \text{ m}^2. \end{array} \right. \\ S_4 &= S_{\text{Volée}} + S_{\text{Palier}} = 2.84 \text{ m}^2. \\ S_{\text{aff}} &= S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 12.85 \text{ m}^2. \end{aligned}$$

#### b. Poids propre des poutres :

##### - Poutre principale :

$$\begin{aligned} G_{PP} &= 0.4 \times 0.3 \times 25 \times 4.2 \\ G_{PP} &= 12.6 \text{ KN}. \end{aligned}$$

##### - Poutre secondaire :

$$\begin{aligned} G_{PS} &= 0.2 \times 0.3 \times 25 \times 3.1 \\ G_{PS} &= 4.65 \text{ KN}. \end{aligned}$$

#### c. Poids des planchers :

##### - Plancher terrasse :

$$\begin{aligned} G_T &= G_t \times S_{\text{aff}} = 5.66 \times 12.85 \\ G_T &= 72.73 \text{ KN} \end{aligned}$$

##### - Plancher corps creux :

$$\begin{aligned} G_{CC} &= G_{cc} \times (S_1 + S_3) = 5.11 \times 7.14 \\ G_{CC} &= 36.49 \text{ KN}. \end{aligned}$$

##### - Dalle Pleine :

$$\begin{aligned} G_{DP} &= G_{dp} \times S_2 = 5.11 \times 2.87 \\ G_{DP} &= 14.67 \text{ KN}. \end{aligned}$$

##### - Escalier :

###### o Palier :

$$\begin{aligned} G_{\text{Palier}} &= G_p \times S_{\text{palier}} = 6.36 \times 0.63 \\ G_{\text{Palier}} &= 4.01 \text{ KN}. \end{aligned}$$

###### o Volée :

$$\begin{aligned} G_{\text{Volée}} &= G_v \times S_{\text{volée}} = 10.43 \times 2.21 \\ G_{\text{Volée}} &= 23.1 \text{ KN}. \end{aligned}$$

Au final :

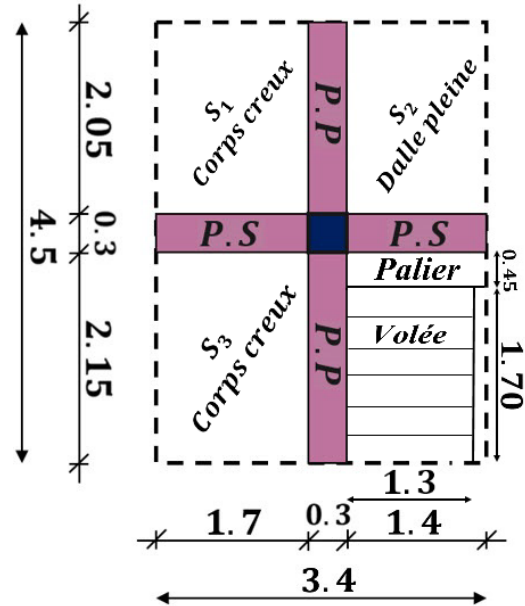


Figure II.14 : Surface afférente du poteau le plus sollicité.

- **Plancher terrasse :**

$$G_T = 72.73 \text{ KN.}$$

- **Plancher étage courant :**

$$G_E = G_{CC} + G_{DP} + G_{Palier} + G_{Volée}$$

$$G_E = 36.49 + 14.67 + 4.01 + 23.1$$

$$G_E = 78.27 \text{ KN.}$$

- **Poids des poteaux :**

Le poids propre des poteaux sera pris en compte dans le calcul, au fur et à mesure que leurs sections réelles seraient fixées.

**d. Calcul des surcharges d'exploitations :**

- **Plancher terrasse :**

$$Q_{PET} = Q_t \times S_{aff} = 1 \times 12.85$$

$$Q_{PET} = 12.85 \text{ KN.}$$

- **Plancher étage courant :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{Plancher} = Q_P \times (S_1 + S_2 + S_3) = 1.5 \times 10.01 \\ Q_{Plancher} = 15.015 \text{ KN.} \\ Q_{escalier} = 2.5 \times S_4 = 2.5 \times 2.84 \\ Q_{escalier} = 7.1 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$Q_{PEC} = Q_{Plancher} + Q_{escalier} = 15.015 + 7.1$$

$$Q_{PEC} = 22.22 \text{ KN.}$$

- **Plancher étage de service (Bureaux) :**

$$Q_{Plancher} = Q_P \times (S_1 + S_2 + S_3) = 2.5 \times 10.01$$

$$Q_{Plancher} = 25.025 \text{ KN.}$$

$$Q_{PES} = 25.025 + 7.1$$

$$Q_{PES} = 32.13 \text{ KN.}$$

- **Loi de dégression des surcharges en fonction du nombre d'étages :**

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas de notre projet étudié.

- **Coefficients de dégression des surcharges :**

Soit ( $Q_0$ ) la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, ( $Q_1, Q_2, Q_3, Q_n$ ) les charges d'exploitations respectives des planchers des étages (1, 2, 3 ... n) numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitation suivante :

Sous toit ou terrasse :  $Q_0$ .

Sous dernier étage :  $Q_0 + Q_1$ .

Sous étages immédiatement inférieur :

Etage 2 :  $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$ .

Etage 3 :  $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .

Etage 4 :  $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ .

Etage n :  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$ .

Le coefficient  $\left(\frac{3+n}{2n}\right)$  étant valable pour ( $n > 5$ ).

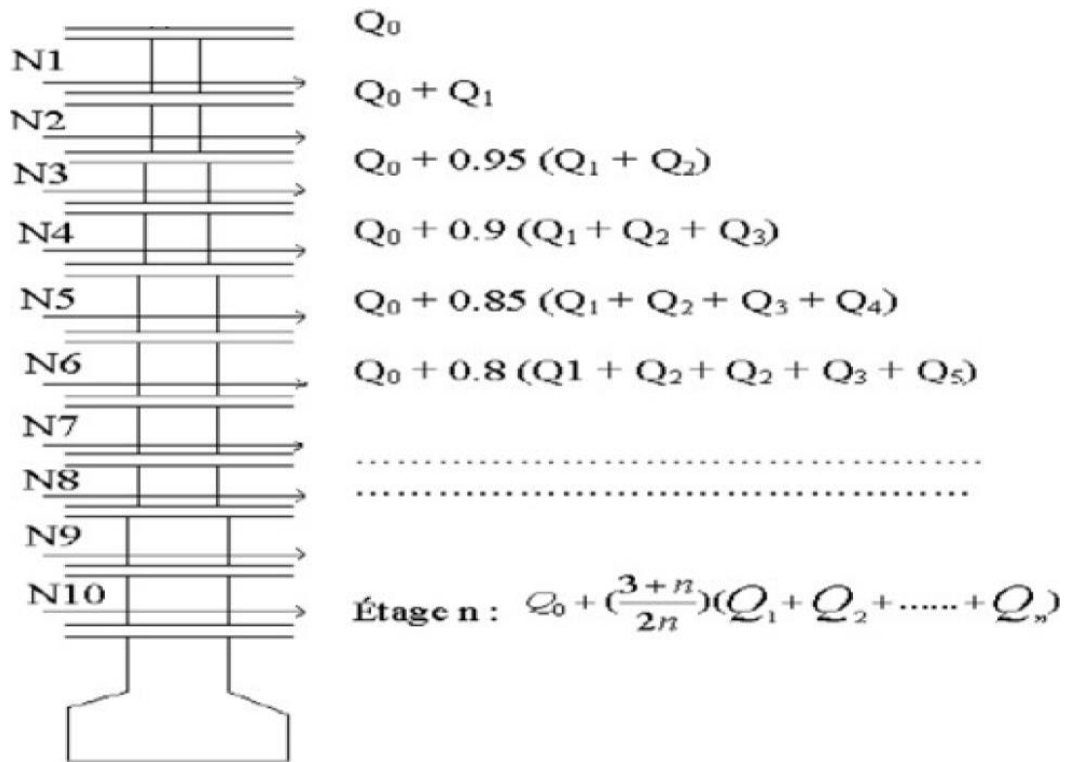


Figure II.15 : Schéma de dégression des surcharges.

## - Les surcharges cumulées :

$$Q_8 = 12.85 \text{ KN.}$$

$$Q_7 = 12.85 + 22.22 = 35.07 \text{ KN.}$$

$$Q_6 = 12.85 + 0.95(22.22 \times 2) = 55.068 \text{ KN.}$$

$$Q_5 = 12.85 + 0.90(22.22 \times 3) = 72.84 \text{ KN.}$$

$$Q_4 = 12.85 + 0.85(22.22 \times 4) = 88.4 \text{ KN.}$$

$$Q_3 = 12.85 + 0.80(22.22 \times 5) = 101.73 \text{ KN.}$$

$$Q_2 = 12.85 + 0.75(22.22 \times 6) = 112.84 \text{ KN.}$$

$$Q_1 = 12.85 + 0.72(22.22 \times 7) = 124.84 \text{ KN.}$$

$$Q_{RDC} = 12.85 + 0.95(22.22 \times 7 + 32.13) = 142.34 \text{ KN.}$$

Les résultats trouvés sont résumés dans le tableau suivant :

	Charge permanente (KN)					Charge d'exploitations (KN)		Efforts normaux (KN)	Sections (cm <sup>2</sup> )	
	Poids des planches	Poids de poutres	Poids des poteaux	G	G <sub>Cumule</sub>	Q	Q <sub>Cumule</sub>	$N = G_c + Q_c$	$S \geq N/\sigma_{bc}$	Section adopté
8	72.73	17.25	0	89.98	89.98	12.85	12.85	102.83	68.553	25 × 25
7	78.27	17.25	4.781	100.301	190.281	22.22	35.07	225.351	150.234	25 × 25
6	78.27	17.25	4.781	100.301	290.582	22.22	55.07	347.872	231.914	25 × 25
5	78.27	17.25	4.781	100.301	390.883	22.22	72.84	469.393	312.929	25 × 25
4	78.27	17.25	4.781	100.301	491.184	22.22	88.4	594.914	396.609	25 × 25
3	78.27	17.25	4.781	100.301	591.485	22.22	101.73	715.435	476.957	25 × 25
2	78.27	17.25	4.781	100.301	691.786	22.22	112.84	837.956	558.637	30 × 30
1	78.27	17.25	4.781	100.301	792.087	22.22	124.84	961.477	640.985	30 × 30
RDC	78.27	17.25	6.885	102.405	<b>892.388</b>	32.13	<b>142.34</b>	1092.908	728.605	30 × 30

Tableau II.10 : Récapitulatif de la descente des charges sur le poteau le plus sollicité.

### 9.2 Vérification au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

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

Avec :

$\lambda$  : élancement du poteau.

$I_f$  : longueur de flambement. ( $I_f = 0.7 \times L_0$ )

$i$  : rayon de gyration. ( $i = [I/B]^{1/2}$ )

$I$  : moment d'inertie

$B$  : section transversale du poteau ( $B = b \times h$ )

$L_0$  : longueur libre du poteau.

$$\Rightarrow \lambda = 2.425 \times \frac{L_0}{h}$$

- Poteau de (30 × 30) :  $L_0 = 3.06 \Rightarrow \lambda = 2.425 \times \frac{3.06}{0.3} = 24.735 < 50 \rightarrow$  Vérifiée.
- Poteau de (30 × 30) :  $L_0 = 4.08 \Rightarrow \lambda = 2.425 \times \frac{4.08}{0.3} = 32.98 < 50 \rightarrow$  Vérifiée.
- Poteau de (25 × 25) :  $L_0 = 3.06 \Rightarrow \lambda = 2.425 \times \frac{3.06}{0.25} = 29.682 < 50 \rightarrow$  Vérifiée.

### Conclusion :

Les dimensions adoptées pour les poteaux vérifient la condition de non flambement.

# Chapitre III

**1. Plancher à corps creux :**

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments de remplissage, des poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Dalle de compression.
- Poutrelle.

**1.1 Calcul de la dalle de compression :**

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés).

L'espacement des mailles du treillis soudés ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (Art B.6.8,423/BAEL91)

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

❖ **Calcul des armatures :**

**a. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} = 0.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

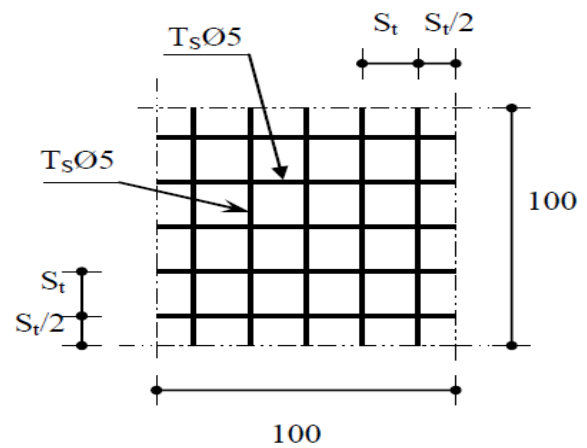
L : Distance entre axes des poutrelles (L = 60cm)

Soit : 5Φ5ml, A = 0.98 cm<sup>2</sup>/ml

**b. Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2$$

Soit : 5Φ5/ml, A = 0.98 cm<sup>2</sup>/ml



**Conclusion**

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression avec treillis soudé (TLE 520) de dimension (5x 200x 5x200)mm<sup>2</sup>

**1.2 Calcul des poutrelles :**

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle travaille comme une poutre continue en T é encastree partiellement a ces deux extremités, elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis et disposées suivant la petite portée travaille dans un seul sens, et soumise à son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression, en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

**a. Dimensionnement de la poutrelle :**

Les poutrelles sont des poutres de section en T é associées à des planchers.

Donc on a des poutrelles de :

$$\begin{cases} h_t = 20 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \\ b = 60 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \end{cases}$$

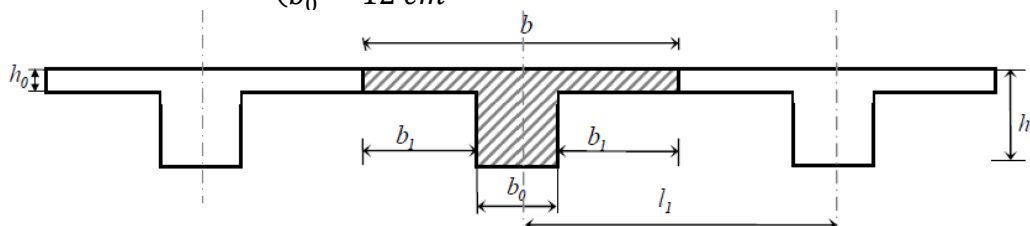


Figure III.1 : Dimensions de la poutrelle

**b. Calcul des efforts internes :**

**Méthode de calcul :**

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

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

❖ **Méthode forfaitaire :**

Cette méthode est proposée par le règlement BAEL91 dite méthode forfaitaire, elle permet d'évaluer les valeurs max des moments en travées et sur les appuis, a des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant  $\langle M_0 \rangle$  dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée, et soumise aux mêmes charges pour les dalles calculées dans un seul sens (les poutrelles et les poutres).

Cette méthode n'est applicable que si les quatre conditions suivantes sont remplies :

- ✓ La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire  $Q \leq \min(5 \text{ KN/m}^2 ; 2G)$
- ✓ Les moments d'inertie des sections transversales des poutres sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
- ✓ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre :
 
$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$
- ✓ La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Avec :

$M_0$  : Moment max de la travée indépendante.

$M_t$  : Moment max dans la travée étudiée.

$M_g$  : La valeur absolue du moment sur l'appui de gauche de la travée.

$M_d$  : La valeur absolue du moment sur l'appui de droite de la travée.

$\alpha$  : Le rapport de charges d'exploitation  $\langle Q \rangle$  a la somme des charges permanentes  $\langle G \rangle$  et des charges d'exploitation  $\langle Q \rangle$  :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Les valeurs prise pour  $\langle M_t, M_g, M_d \rangle$  doivent vérifier les conditions suivantes :

- Travée de rive :

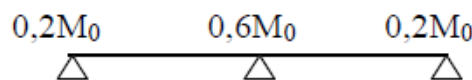
$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0] - \frac{M_d + M_g}{2} \\ \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

- Travée intermédiaire :

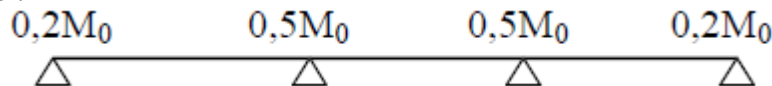
$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0] - \frac{M_d + M_g}{2} \\ \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

La valeur absolue des moments sur appuis ne doit pas être inférieur à :

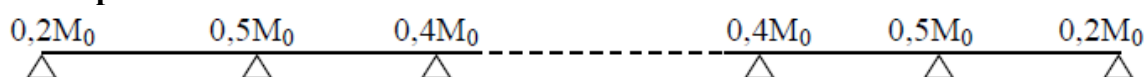
**Cas de 02 travées :**



**Cas de 03 travées :**



**Cas de plus de 03 travées :**



Pour le calcul des efforts tranchants on utilise les formules suivantes :

$$\begin{cases} T_i = \frac{M_{i+1} - M_i}{L} + \frac{qL}{2} \\ T_{i+1} = \frac{M_{i+1} - M_i}{L} - \frac{qL}{2} \end{cases}$$

- Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :
  - Fissuration peut préjudiciable.....vérifiée
  - Poutre à inerties transversales constantes .....vérifiée
  - Charge d'exploitation modérée :  $Q \leq \min(5 \text{ KN/m}^2 ; 2G)$
- Plancher étage courant :
  - ✓  $\begin{cases} G = 5.11 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \\ 1.5 < \min(5 ; 2 \times 5.11) = 5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$
- Plancher étage de services :
  - ✓  $\begin{cases} G = 5.11 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \\ 2.5 < \min(5 ; 2 \times 5.11) = 5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$
- Plancher terrasse :
  - ✓  $\begin{cases} G = 5.66 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2 \\ 1 < \min(5 ; 2 \times 5.11) = 5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$
  - Les rapports des portées successives sont compris entre :  $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.7}{3.7} = 1 \quad ; \quad \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.1}{3.7} = 0.84$$

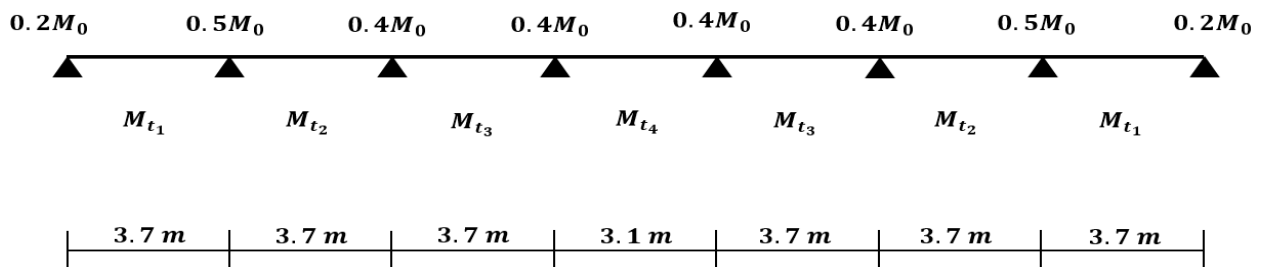
Donc la méthode forfaitaire est applicable.

**Remarque :** on fera le calcul détaillé pour un seul plancher.

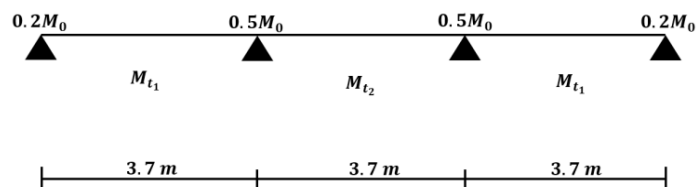
**b.1 Plancher étage courant :**

Dans ce plancher on a 2 types de poutrelles qui sont représentées dans le schéma si dessous :

**1<sup>er</sup> Type :**



**2<sup>ème</sup> Type :**



**Pour le 1<sup>er</sup> type :**

**a- Combinaison de charge :**

❖ **ELU :**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)b$$

$$q_u = (1.35 \times 5.11 + 1.5 \times 1.5)0.6 = 5.49 \text{ KN/ml}$$

❖ **ELS :**

$$q_s = (G + Q)b$$

$$q_s = (5.11 + 1.5)0.6 = 3.97 \text{ KN/ml}$$

**b- Moment isostatique :**❖ **ELU :**Travée AB / BC / CD / EF / FG / GH : ( $l = 3.7 \text{ m}$ )

$$M_{01} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{5.493.7^2}{8} = 9.395 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad \mathbf{M_{01} = 9.395 \text{ KN.m}}$$

Travée DE : ( $l = 3.1 \text{ m}$ )

$$M_{02} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{5.49 \times 3.1^2}{8} = 6.595 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad \mathbf{M_{02} = 6.595 \text{ KN.m}}$$

❖ **ELS :**Travée AB / BC / CD / EF / FG / GH : ( $l = 3.7 \text{ m}$ )

$$M_1 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{3.97 \times 3.7^2}{8} = 6.79 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad \mathbf{M_1 = 6.79 \text{ KN.m}}$$

Travée DE : ( $l = 3.1 \text{ m}$ )

$$M_2 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{3.97 \times 3.1^2}{8} = 4.77 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad \mathbf{M_2 = 4.77 \text{ KN.m}}$$

**c- Moment en appuis (ELU) :**

Appuis de rive :

$$M_A = M_H = -0.2M_{01} = -0.2 \times 9.395 = -1.88 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaires :

$$M_B = M_G = -0.5M_{01} = -0.5 \times 9.395 = -4.70 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_F = -0.4M_{01} = -0.4 \times 9.395 = -3.76 \text{ KN.m}$$

$$M_D = M_E = -\max\{0.4M_{01}; 0.4M_{02}\} = -\max\{0.4 \times 9.395 ; 0.4 \times 6.595\} = -3.76 \text{ KN.m}$$

**d- Moment en travées (ELU) :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{5.11 + 1.5} = 0.227$$

$$\alpha = 0.227 \rightarrow \begin{cases} \frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.534 & \text{cas d'une travée intermédiaire} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.634 & \text{cas d'une travée de rive} \\ 1 + 0.3\alpha = 1.068 \end{cases}$$

Travées AB et GH :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[1.068 \times 9.395 ; 1.05 \times 9.395] - \frac{4.7 + 1.88}{2} = 6.744 \text{ KN.m} \\ 0.634 \times 9.395 = 5.96 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{M_t = 6.744 \text{ KN.m}}$$

Travées BC et FG :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[1.068 \times 9.395 ; 1.05 \times 9.395] - \frac{4.7 + 3.76}{2} = 5.804 \text{ KN.m} \\ 0.534 \times 9.395 = 5.017 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{M_t = 5.804 \text{ KN.m}}$$

Travées CD et EF :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[1.068 \times 9.395 ; 1.05 \times 9.395] - \frac{3.76 + 3.76}{2} = 6.274 \text{ KN.m} \\ 0.534 \times 9.395 = 5.017 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

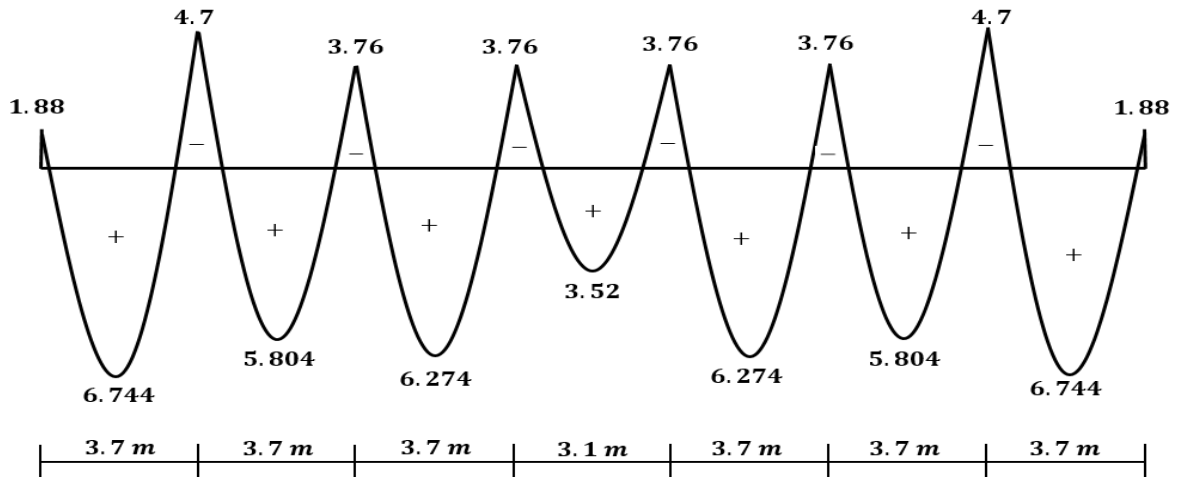
$$\mathbf{M_t = 6.274 \text{ KN.m}}$$

Travée DE :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[1.068 \times 6.695 ; 1.05 \times 6.695] - \frac{3.76 + 3.76}{2} = 3.283 \text{ KN.m} \\ 0.534 \times 6.695 = 3.52 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t = 3.52 \text{ KN.m}$$

**Diagramme des moments (ELU) :**



**Figure III.2 :** diagramme des moments à l'ELU (étage courant)

**e- Effort tranchant (ELU) :**

Travée AB :

$$T_A = \frac{-4.7 + 1.88}{3.7} + \frac{5.49 \times 3.7}{2} = 9.395 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{-4.7 + 1.88}{3.7} - \frac{5.49 \times 3.7}{2} = -10.919 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = \frac{-3.76 + 4.7}{3.7} + \frac{5.49 \times 3.7}{2} = 10.411 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{-3.76 + 4.7}{3.7} - \frac{5.49 \times 3.7}{2} = -9.902 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = \frac{-3.76 + 3.76}{3.7} + \frac{5.49 \times 3.7}{2} = 10.157 \text{ KN}$$

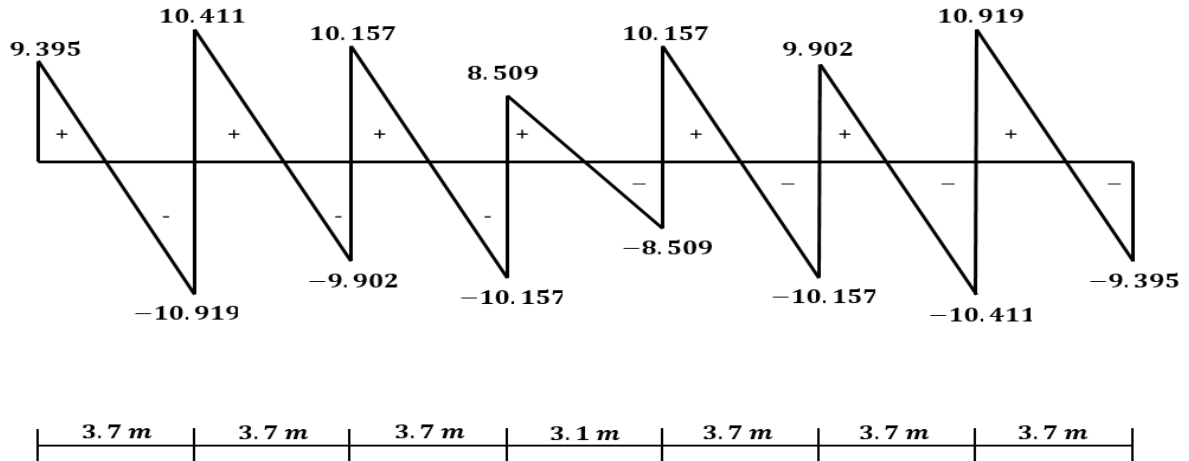
$$T_D = \frac{-3.76 + 3.76}{3.7} - \frac{5.49 \times 3.7}{2} = -10.157 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_D = \frac{-3.76 + 3.76}{3.1} + \frac{5.49 \times 3.1}{2} = 8.509 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{-3.76 + 3.76}{3.1} - \frac{5.49 \times 3.1}{2} = -8.509 \text{ KN}$$

**Diagramme des efforts tranchants :**



**Figure III.3 :** diagramme des efforts tranchants à l'ELU (étage courant)

**f- Moment en appuis (ELS) :**

Appuis de rive :

$$M_A = M_H = -0.2M_1 = -0.2 \times 6.794 = -1.36 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaires :

$$M_B = M_G = -0.5M_1 = -0.5 \times 6.794 = -3.397 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_F = -0.4M_1 = -0.4 \times 6.794 = -2.718 \text{ KN.m}$$

$$M_D = M_E = -\max\{0.4M_1; 0.4M_2\} = -\max\{0.4 \times 6.794 ; 0.4 \times 4.77\} = -2.718 \text{ KN.m}$$

**g- Moment en travées (ELS) :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{5.11 + 1.5} = 0.227$$

$$\alpha = 0.227 \rightarrow \begin{cases} \frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.534 & \text{cas d'une travée intermédiaire} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.634 & \text{cas d'une travée de rive} \\ 1 + 0.3\alpha = 1.068 \end{cases}$$

Travées AB et GH :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{aligned} &\max[1.068 \times 6.794 ; 1.05 \times 6.794] - \frac{1.36 + 3.397}{2} = 4.878 \text{ KN.m} \\ &0.634 \times 6.794 = 4.307 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

$$M_t = 4.878 \text{ KN.m}$$

Travées BC et FG :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{aligned} &\max[1.068 \times 6.794 ; 1.05 \times 6.794] - \frac{3.397 + 2.718}{2} = 4.198 \text{ KN.m} \\ &0.534 \times 6.794 = 3.628 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

$$M_t = 4.198 \text{ KN.m}$$

Travées CD et EF :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{aligned} &\max[1.068 \times 6.794 ; 1.05 \times 6.794] - \frac{2.718 + 2.718}{2} = 4.538 \text{ KN.m} \\ &0.534 \times 6.794 = 3.628 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

$$M_t = 4.538 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[1.068 \times 4.77 ; 1.05 \times 4.77] - \frac{2.718 + 2.718}{2} = 2.376 \text{ KN.m} \\ 0.534 \times 4.77 = 2.547 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t = 2.547 \text{ KN.m}$$

Diagramme des moments (ELS) :

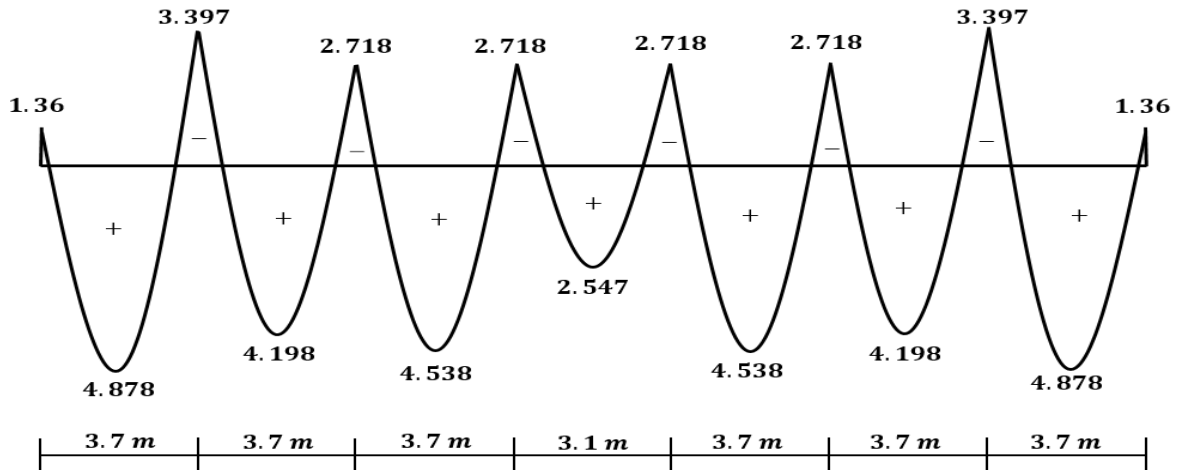


Figure III.4 : diagramme des moments à l'ELS (étage courant)

Pour le 2<sup>ème</sup> type :

a- Combinaison de charge :

❖ ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)b$$

$$q_u = (1.35 \times 5.11 + 1.5 \times 1.5)0.6 = 5.49 \text{ KN/ml}$$

❖ ELS :

$$q_s = (G + Q)b$$

$$q_s = (5.11 + 1.5)0.6 = 3.97 \text{ KN/ml}$$

b- Moment isostatique :

❖ ELU :

$$(l = 3.7 \text{ m})$$

$$M_{01} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{5.49 \times 3.7^2}{8} = 9.395 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad M_0 = 9.395 \text{ KN.m}$$

❖ ELS :

$$(l = 3.7 \text{ m})$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{3.97 \times 3.7^2}{8} = 6.79 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad M_s = 6.79 \text{ KN.m}$$

c- Moment en appuis (ELU) :

Appuis de rive :

$$M_A = M_D = -0.2M_0 = -0.2 \times 9.395 = -1.88 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaires :

$$M_B = M_C = -0.5M_0 = -0.5 \times 9.395 = -4.70 \text{ KN.m}$$

d- Moment en travées (ELU) :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{5.11 + 1.5} = 0.227$$

$$\alpha = 0.227 \rightarrow \begin{cases} \frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.534 & \text{cas d'une travée intermédiaire} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.634 & \text{cas d'une travée de rive} \\ 1 + 0.3\alpha = 1.068 \end{cases}$$

Travées AB et CD :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[1.068 \times 9.395 ; 1.05 \times 9.395] - \frac{4.7 + 1.88}{2} = 6.744 \text{ KN.m} \\ 0.634 \times 9.395 = 5.96 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t = 6.744 \text{ KN.m}$$

Travées BC :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[1.068 \times 9.395 ; 1.05 \times 9.395] - \frac{4.7 + 4.7}{2} = 5.334 \text{ KN.m} \\ 0.534 \times 9.395 = 5.017 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t = 5.334 \text{ KN.m}$$

Diagramme des moments (ELU) :

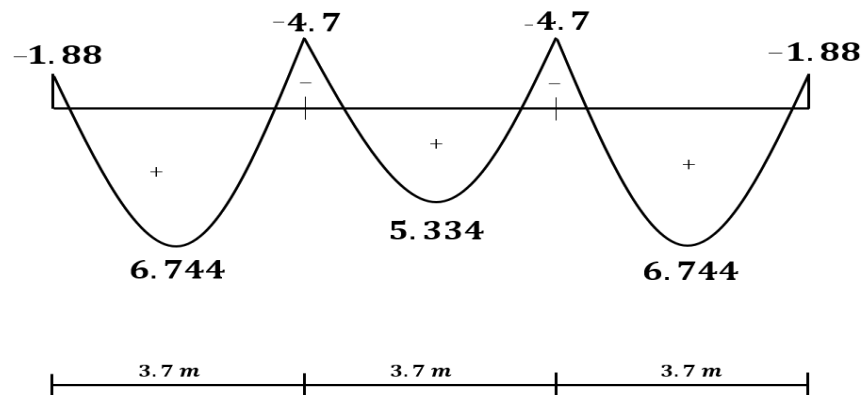


Figure III.5 : diagramme des moments à l'ELU (étage courant)

e- Effort tranchant (ELU) :

Travée AB :

$$T_A = \frac{-4.7 + 1.88}{3.7} + \frac{5.49 \times 3.7}{2} = 9.395 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{-4.7 + 1.88}{3.7} - \frac{5.49 \times 3.7}{2} = -10.919 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = \frac{-4.7 + 4.7}{3.7} + \frac{5.49 \times 3.7}{2} = 10.157 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{-4.7 + 4.7}{3.7} - \frac{5.49 \times 3.7}{2} = -10.157 \text{ KN}$$

Diagramme des efforts tranchants :

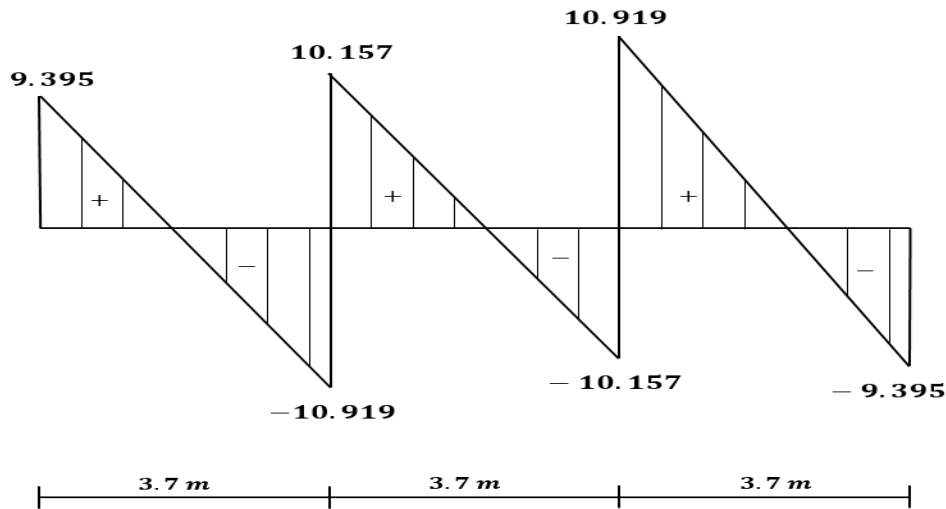


Figure III.6 : diagramme des efforts tranchants à l'ELU (étage courant)

f- Moment en appuis (ELS) :

Appuis de rive :

$$M_A = M_D = -0.2M = -0.2 \times 6.794 = -1.36 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaires :

$$M_B = M_C = -0.5M = -0.5 \times 6.794 = -3.397 \text{ KN.m}$$

g- Moment en travées (ELS) :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{5.11 + 1.5} = 0.227$$

$$\alpha = 0.227 \rightarrow \begin{cases} \frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.534 & \text{cas d'une travée intermédiaire} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.634 & \text{cas d'une travée de rive} \\ 1 + 0.3\alpha = 1.068 \end{cases}$$

Travées AB et CD :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[1.068 \times 6.794 ; 1.05 \times 6.794] - \frac{1.36 + 3.397}{2} = 4.878 \text{ KN.m} \\ 0.634 \times 6.794 = 4.307 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

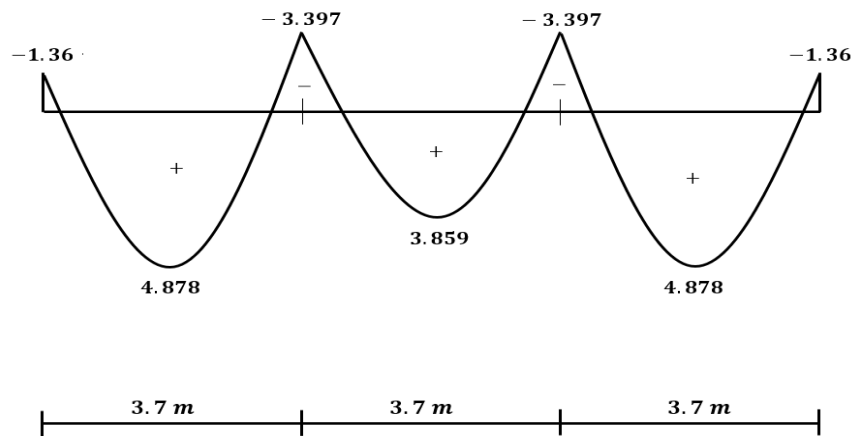
$$M_t = 4.878 \text{ KN.m}$$

Travées BC :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[1.068 \times 6.794 ; 1.05 \times 6.794] - \frac{3.397 + 3.397}{2} = 3.859 \text{ KN.m} \\ 0.534 \times 6.794 = 3.628 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t = 3.859 \text{ KN.m}$$

**Diagramme des moments (ELS) :**



**Figure III.7 :** diagramme des efforts tranchants à l'ELS (étage courant)

**Les sollicitations pour le Plancher étage courant :**

	ELU			ELS	
	Moments sur appuis <i>KN.m</i>	Moments en travée <i>KN.m</i>	Efforts tranchant <i>KN</i>	Moments sur appuis <i>KN.m</i>	Moments en travée <i>KN.m</i>
Type 01	-4.7	6.744	10.919	-3.397	4.878
Type 02	-4.7	6.744	10.919	-3.397	4.878
max	-4.7	6.744	10.919	-3.397	4.878

**Tableau III.1 :** Efforts internes des poutrelles 1 et 2 de l'étage courant.

❖ **Ferraillage à l'ELU :**

Le ferraillage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

➤ **En travée :  $M_{tmax} = 6.744 \text{ KN.m}$**

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = F_{bc} b h_0 (d - 0.5 h_0)$$

avec  $d = 0.9h = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$

$$M_0 = 14.2 \times 10^3 \times 0.6 \times 0.04 (0.18 - 0.02)$$

$$M_0 = 54.528 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 54.528 \text{ KN.m} > M_{tmax} = 6.744 \text{ KN.m}$$

⇒ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

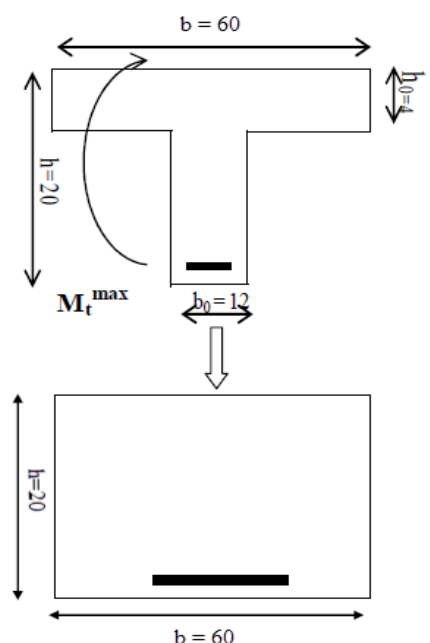
⇒ Le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de section  $(b \times h) = (60 \times 20)$ .

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{bd^2 F_{bc}} = \frac{6.744 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.024$$

$$\mu = 0.024 < \mu_R = 0.392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.024 \rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.744 \times 10^3}{0.988 \times 18 \times 348} = 1.089 \text{ cm}^2$$



**Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)**

$$A_{min} = \frac{0.23bdft_{28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 60 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.089 \text{ cm}^2 < A_{min} = 1.3 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend } A_{min} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 3HA8 = 1.50 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appuis :  $M_a \text{ max} = 4.70 \text{ KN.m}$**

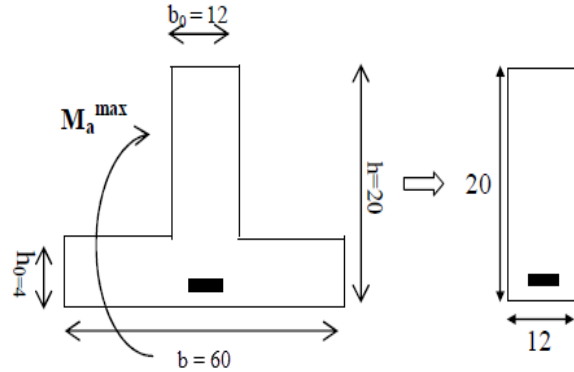
Etant donnée la table de compression est entièrement tendu, alors le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de section  $(b_0h) = (12 \times 20)$ .

$$\mu = \frac{M_a \text{ max}}{b_0 d^2 F_{bc}} = \frac{4.7 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.085$$

$$\mu = 0.085 < \mu_R = 0.392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.085 \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_{st} = \frac{M_a \text{ max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4.7 \times 10^3}{0.995 \times 18 \times 348} = 0.745 \text{ cm}^2$$



**Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)**

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

$$A_{st} = 0.745 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend } A_{st} = 0.745 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 1HA10 = 0.78 \text{ cm}^2$$

**a- Vérifications à l'ELU :**

**a.1) Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) : (Art A.5.1,1/BAEL91)**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} = \frac{10.919 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.51 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration non préjudiciable

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

$$\tau_u = 0.51 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**a.2) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (Art A.6.1,3)**

Pour qu'il n'y ait pas entraînement des barres alors Il faut vérifier cette condition :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9d \sum u} = \frac{10.919 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 31.4} = 2.15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec :

$\sum u_i$  : La somme des périmètres utiles des barres tendues  $\sum u_i = 3.14 \times 10 = 31.4 \text{ mm}$

$\psi_s$ : Coefficient de scellement :  $\rightarrow \psi_s = 1$  : ronds lisses.

$\rightarrow \psi_s = 1.5$  : Haute adhérence.

$\overline{\tau_{se}}$ : Contrainte admissible d'adhérence.

$\tau_{se}$ : Contrainte d'adhérence limite ultime.

$$\tau_{se} = 2.15 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

$\rightarrow$  Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

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

$$\overline{\tau_{se}} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \overline{\tau_{se}}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } L_s = 36 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL91modifié99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale  $0,4l_s$  pour les aciers HA.

$$\text{Soit : } l_a = 0.4l_s = 0.4 \times 36 = 14.4 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } l_a = 15 \text{ cm}$$

**a.4) Influence de l'effort tranchant :**

- **Sur le béton : (Art A.5. 1, 313/BAEL91)**

Il faut vérifier cette condition :  $\frac{2V_u}{b_0 0.9d} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\frac{2V_u}{b_0 0.9d} = \frac{2 \times 10.919 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 1.123 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\frac{2V_u}{b_0 0.9d} = 1.123 \text{ MPa} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Sur l'acier :**

- **Appuis intermédiaires : (Art A.5. 1, 321/BAEL91)**

D'après (l'Art A.5. 1, 321) du BAEL91, si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est  $M_u < 0.9V_u d$  ; alors on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisantes pour équilibrer un effort égal à :

$$V_u^{max} + \frac{M_{max}}{0.9d}$$

On a :

$$0.9V_u d = 0.9 \times 10.919 \times 0.18 = 1.769 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 6.744 \text{ KN.m} > 0.9V_u d = 1.769 \text{ KN.m}$$

$\rightarrow$  les armatures calculée sont suffisantes

**Appuis de rive : (Art A.5. 1. 312/BAEL91)**

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant  $V_u$  d'ancrer la nappe d'armature inférieure suffisante avec sa longueur de scellement.

Pour cela, il faut vérifier cette condition :

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s V_u^{max}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s V_u^{max}}{f_e} = \frac{10.919 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 0.78 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancrer}} = 0.31 \text{ cm}^2$$

→ les armatures inférieures ancrées sur les appuis de rive sont suffisantes .

**a.5) Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :**

(Art A.5. 1, 322/BAEL91)

Il faut vérifiée cette condition :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u^{max}}{b_o 0.9d} = \frac{10.919 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 0.56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 21.67 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**a.6) Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure :**

(Art A.5.3,2/BAEL91)

Pour assurer la liaison des membrures d'une poutre avec l'âme, il faut vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{s}{h_o} = \frac{V_u(b - b_o)}{1.8bdh_o} = \frac{10.919 \times 10^3(600 - 120)}{1.8 \times 600 \times 180 \times 40} = 0.674 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration non préjudiciable :

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

$$\tau_u = 0.674 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**a.7) Calcul des armatures transversales : (Art.A.7.2,2 / BAEL91)**

$$\phi_t < \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_l\right)$$

$$\phi_t < \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1\right) = 0.57 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend du } \phi 6$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de  $\phi 6$

soit  $A_t = 2\phi 6 = 0.56 \text{ cm}^2$

**a.8) Espacement max des armatures transversales : (Art 5.1,22/BAEL91)**

$$S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d; 40cm) = 16.2 \text{ cm} \\ \frac{A_t f_e}{0.4b_o} = \frac{0.56 \times 400}{12 \times 0.4} = 46.67 \text{ cm} \\ \frac{0.8A_t f_e (\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_o(\tau_u - 0.3k f_{t28})} = \frac{0.8 \times 0.56 \times 400 \times 1}{12(0.51 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} < 0 \end{array} \right.$$

$\alpha = 90^\circ \rightarrow$  flexion simple, cadres droits.

Avec  $k = 1$  (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration non préjudiciable.

soit:  $S_t = 16 \text{ cm}$

**b- Vérification à l'ELS :****b.1) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures : (Art.5.3,2/BAEL91)**

La fissuration est considérée peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

**b.2) Vérification de la résistance à la compression du béton : (Art.4.5,2/BAEL91)**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ et } \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$\text{avec : } \sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \text{ et } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

• **En travée :**

Contrainte dans l'acier :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_o d} = \frac{100 \times 1.5}{12 \times 18} = 0.69$$

$$\rho_1 = 0.69 \rightarrow k_1 = 26.32 \rightarrow \beta_1 = 0.879$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{4.878 \times 10^6}{0.879 \times 180 \times 150} = 205.54 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{st} = 205.54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{205.54}{26.32} = 7.81 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 7.81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Sur appuis :**

Contrainte dans l'acier :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_o d} = \frac{100 \times 0.78}{12 \times 18} = 0.361$$

$$\rho_1 = 0.361 \rightarrow k_1 = 38.76 \rightarrow \beta_1 = 0.907$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{3.397 \times 10^6}{0.907 \times 180 \times 78} = 266.76 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{st} = 266.76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{266.76}{38.76} = 6.88 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 6.88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**b.3) Etat limite de déformation : (Art.B.6.8,424/BAEL91)**

D'après les règlements de BAEL91, on se dispense du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_o d} < \frac{3.6}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_o}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{340} = 0.059 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_s}{b_o d} = \frac{1.5}{12 \times 8} = 0.0069 \\ \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.0090 \end{array} \right\} \frac{A_s}{b_o d} < \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{M_t}{15M_o} = \frac{4.878}{15 \times 6.794} = 0.048 \\ \frac{h}{L} = \frac{20}{340} = 0.059 \end{array} \right\} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_o} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

Les poutrelles de l'étage courant seront ferrillées comme suite :

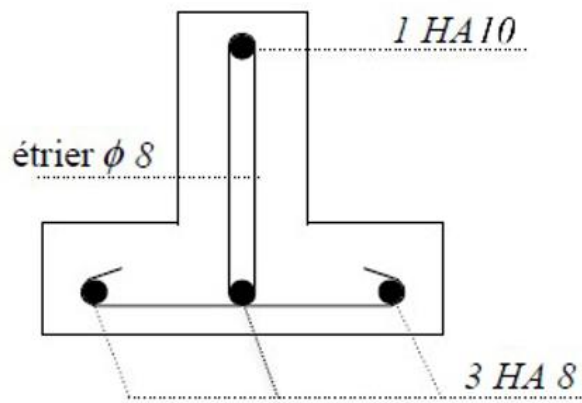
➤ **Armatures longitudinales :**

3HA8 pour le lit inférieur.

1HA10 pour le lit supérieur.

➤ **Armatures transversales :**

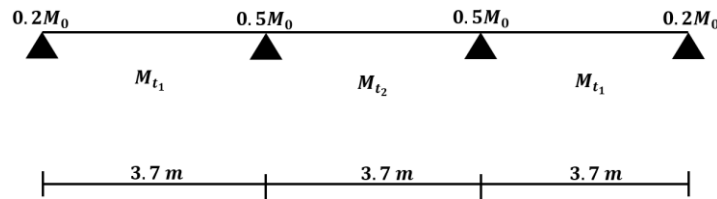
1 étriers en  $\phi 8$



**Figure III.8 :** Disposition des armatures dans la poutrelle d'étage courant

**b.2 Plancher étage de service :**

Dans ce plancher on à 1 seul type des poutrelles qu'est représentée dans le schéma ci-dessous :

**a- Combinaison de charge :**❖ **ELU :**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)xb$$

$$q_u = (1.35 \times 5.11 + 1.5 \times 2.5) \times 0.6 = 6.39 \text{ KN/ml}$$

❖ **ELS :**

$$q_s = (G + Q)b$$

$$q_s = (5.11 + 2.5) \times 0.6 = 4.57 \text{ KN/ml}$$

**b- Moment isostatique :**❖ **ELU :**

$$(l = 3.7 \text{ m})$$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.39 \times 3.7^2}{8} = 10.935 \text{ KN.m} \rightarrow \mathbf{M_0 = 10.935 \text{ KN.m}}$$

❖ **ELS :**

$$(l = 3.7 \text{ m})$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4.57 \times 3.7^2}{8} = 7.82 \text{ KN.m} \rightarrow \mathbf{M_s = 7.82 \text{ KN.m}}$$

**c- Moment en travées (ELU) :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{2.5}{5.11 + 2.5} = 0.329$$

$$\alpha = 0.227 \rightarrow \begin{cases} \frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.550 \rightarrow \text{cas d'une travée intermédiaire} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.649 \rightarrow \text{cas d'une travée de rive} \\ 1 + 0.3\alpha = 1.099 \end{cases}$$

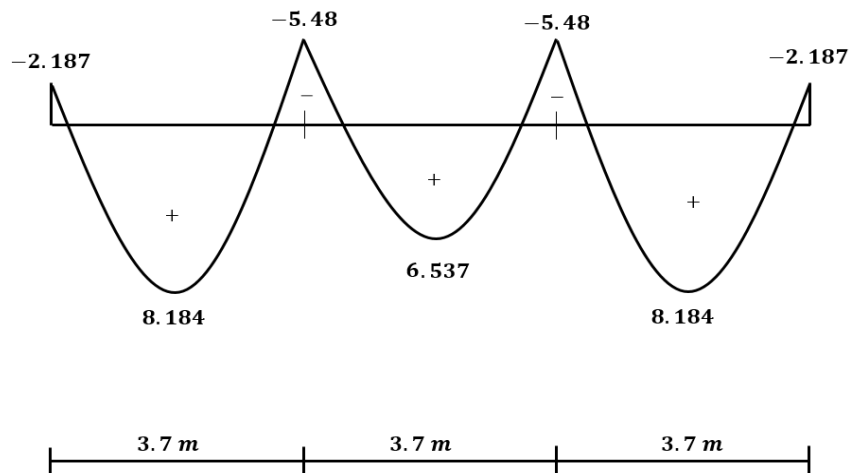
➤ Travée de rive :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0] - \frac{M_d + M_g}{2} \\ \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

➤ Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0] - \frac{M_d + M_g}{2} \\ \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

**Diagramme des moments (ELU) :**



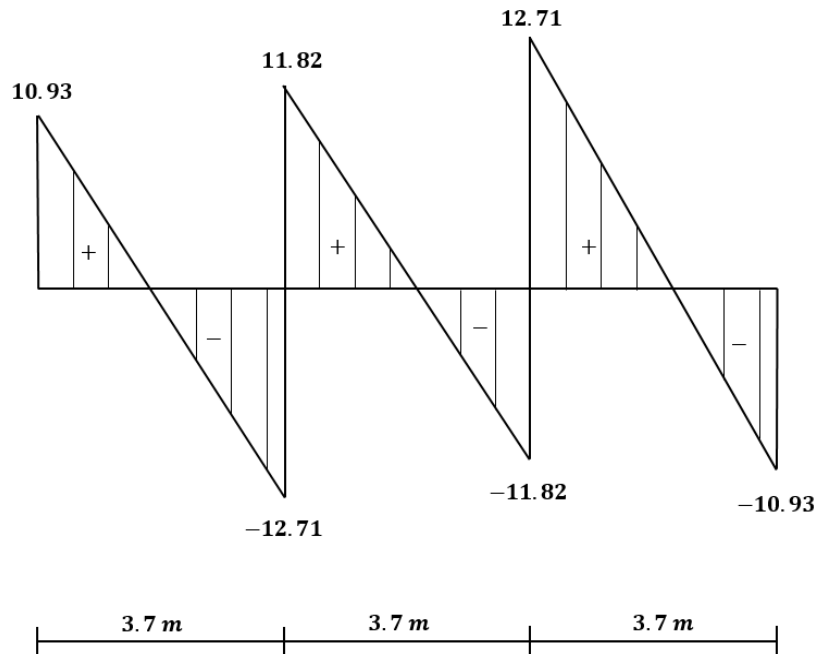
**Figure III.9 :** diagramme des moments à l'ELU (étage de service)

**d- Efforts tranchants (ELU) :**

Pour le calcul des efforts tranchants on utilise les formules suivantes :

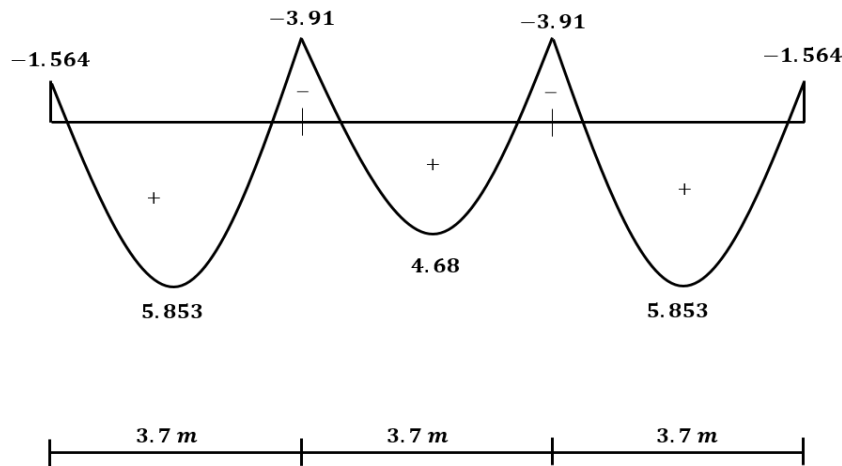
$$\begin{cases} T_i = \frac{M_{i+1} - M_i}{L} + \frac{qL}{2} \\ T_{i+1} = \frac{M_{i+1} - M_i}{L} - \frac{qL}{2} \end{cases}$$

**Diagramme des efforts tranchants (ELU) :**



**Figure III.10 :** diagramme des efforts tranchants à l'ELU (étage de service)

**d- Moments en travées (ELS) :**  
**Diagramme des moments :**



**Figure III.11 :** diagramme des moments à l'ELS (étage de service)

**Les sollicitations pour le Plancher étage courant :**

ELU			ELS	
Moments sur appuis <i>KN.m</i>	Moments en travée <i>KN.m</i>	Efforts tranchant <i>KN</i>	Moments sur appuis <i>KN.m</i>	Moments en travée <i>KN.m</i>
-5.48	8.184	12.17	-3.91	5.853

**Tableau III.2 :** Efforts internes des poutrelles 1 et 2 de l'étage courant.

❖ **Ferraillage à l'ELU :**

Le ferraillage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

➤ **En travée :  $M_{tmax} = 8.184 \text{ KN.m}$**

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = F_{bc} b h_0 (d - 0.5 h_0)$$

avec  $d = 0.9h = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$

$$M_0 = 14.2 \times 10^3 \times 0.6 \times 0.04 (0.18 - 0.02)$$

$$M_0 = 54.528 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 54.528 \text{ KN.m} > M_{tmax} = 8.184 \text{ KN.m}$$

⇒ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

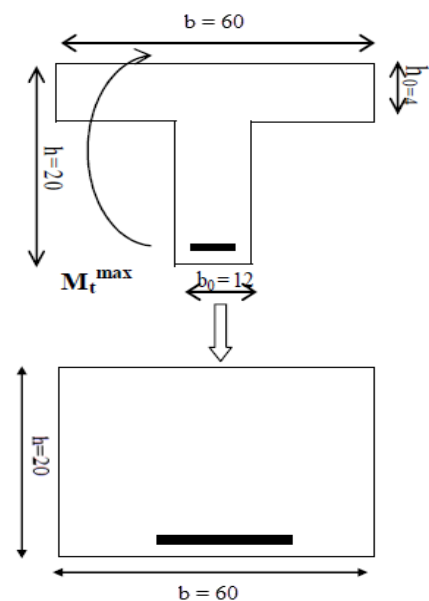
⇒ Le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de section  $(b \times h) = (60 \times 20)$ .

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b d^2 F_{bc}} = \frac{8.184 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.03$$

$$\mu = 0.03 < \mu_R = 0.392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.03 \rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.184 \times 10^3}{0.985 \times 18 \times 348} = 1.33 \text{ cm}^2$$



**Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)**

$$A_{min} = \frac{0.23bdft_{28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 60 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.33 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.3 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend} \quad A_{st} = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit} \quad A_{st} = 3HA8 = 1.50 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appuis :  $M_{a \max} = 5.48 \text{ KN.m}$**

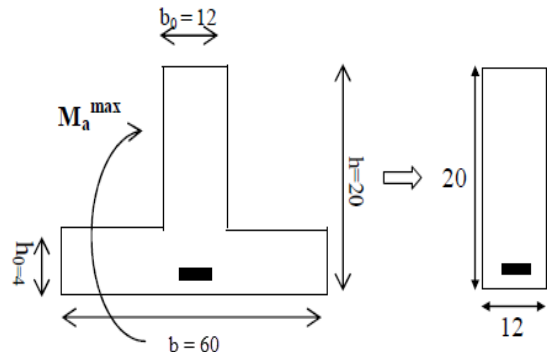
Etant donnée la table de compression est entièrement tendu, alors le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de section  $(b_0 \times h) = (12 \times 20)$ .

$$\mu = \frac{M_{a \max}}{b_0 d^2 F_{bc}} = \frac{5.48 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.1$$

$$\mu = 0.1 < \mu_R = 0.392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.1 \rightarrow \beta = 0.947$$

$$A_{st} = \frac{M_{a \max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.48 \times 10^3}{0.947 \times 18 \times 348} = 0.924 \text{ cm}^2$$



**Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)**

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

$$A_{st} = 0.924 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend} \quad A_{st} = 0.924 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit} \quad A_{st} = 1HA12 = 1.13 \text{ cm}^2$$

**a- Vérifications à l'ELU :**

**a.9) Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) : (Art A.5.1,1/BAEL91)**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} = \frac{12.71 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.59 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration non préjudiciable

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

$$\tau_u = 0.59 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**a.10) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (Art A.6.1,3)**

Pour qu'il n'y ait pas entraînement des barres alors Il faut vérifier cette condition :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9d \sum u} = \frac{12.71 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 37.68} = 2.082 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec :

$\sum u_i$  : La somme des périmètres utiles des barres tendues  $\sum u_i = 3.14 \times 12 = 37.68 \text{ mm}$

$\psi_s$ : Coefficient de scellement :  $\rightarrow \psi_s = 1$  : ronds lisses.

$\rightarrow \psi_s = 1.5$  : Haute adhérence.

$\bar{\tau}_{se}$ : Contrainte admissible d'adhérence.

$\tau_{se}$ : Contrainte d'adhérence limite ultime.

$$\tau_{se} = 2.082 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

$\rightarrow$  Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

**a.11) Longueur de scellement droit :(Art A.6.1,22/BAEL91)**

$$\overline{\tau}_{se} = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\overline{\tau}_{se}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } L_s = 43 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL91modifié99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale  $0,4l_s$  pour les aciers HA.

$$\text{Soit : } l_a = 0.4l_s = 0.4 \times 43 = 17.2 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } l_a = 18 \text{ cm}$$

**a.12) Influence de l'effort tranchant :**

- **Sur le béton : (Art A.5. 1, 313/BAEL91)**

Il faut vérifier cette condition :  $\frac{2V_u}{b_0 0.9d} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\frac{2V_u}{b_0 0.9d} = \frac{2 \times 12.17 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 1.308 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\frac{2V_u}{b_0 0.9d} = 1.308 \text{ MPa} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Sur l'acier :**

**Appuis intermédiaires : (Art A.5. 1, 321/BAEL91)**

D'après (l'Art A.5. 1, 321) du BAEL91, si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est  $M_u < 0.9V_u d$  ; alors on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisantes pour équilibrer un effort égal à :

$$V_u^{max} + \frac{M_{max}}{0.9d}$$

On a :

$$0.9V_u d = 0.9 \times 12.71 \times 0.18 = 2.059 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 8.184 \text{ KN.m} > 0.9V_u d = 2.059 \text{ KN.m}$$

→ les armatures calculée sont suffisantes

**Appuis de rive : (Art A.5. 1. 312/BAEL91)**

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant  $V_u$  d'ancrer la nappe d'armature inférieur suffisante avec sa longueur de scellement.

Pour cela, il faut vérifier cette condition :

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s V_u^{max}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s V_u^{max}}{f_e} = \frac{12.71 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.365 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancrer}} = 0.365 \text{ cm}^2$$

→ les armatures inférieures ancrées sur les appuis de rive sont suffisantes .

**a.13) Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :**

(Art A.5. 1, 322/BAEL91)

Il faut vérifiée cette condition :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u^{max}}{b_o 0.9d} = \frac{12.71 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 0.65 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{1.3 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 21.67 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**a.14) Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure :**

(Art A.5.3,2/BAEL91)

Pour assurer la liaison des membrures d'une poutre avec l'âme, il faut vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{s}{h_o} = \frac{V_u(b - b_o)}{1.8bdh_o} = \frac{12.71 \times 10^3 \times (600 - 120)}{1.8 \times 600 \times 180 \times 40} = 0.785 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration non préjudiciable :

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

$$\tau_u = 0.785 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**a.15) Calcul des armatures transversales : (Art.A.7.2,2 / BAEL91)**

$$\phi_t < \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_l\right)$$

$$\phi_t < \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1.2\right) = 0.57 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend du } \phi 6$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de  $\phi 6$ 

$$\text{soit } A_t = 2\phi 6 = 0.56 \text{ cm}^2$$

**a.16) Espacement max des armatures transversales : (Art 5.1,22/BAEL91)**

$$S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d; 40\text{cm}) = 16.2 \text{ cm} \\ \frac{A_t f_e}{0.4b_o} = \frac{0.56 \times 400}{12 \times 0.4} = 46.67 \text{ cm} \\ \frac{0.8A_t f_e (\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_o(\tau_u - 0.3k f_{t28})} = \frac{0.8 \times 0.56 \times 400 \times 1}{12(0.51 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} < 0 \end{array} \right.$$

 $\alpha = 90^\circ \rightarrow$  flexion simple, cadres droits.Avec  $k = 1$  (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration non préjudiciable.

$$\text{soit: } S_t = 16 \text{ cm}$$

**b- Vérification à l'ELS :****b.2) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures : (Art.5.3,2/BAEL91)**

La fissuration est considérée peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

**b.4) Vérification de la résistance à la compression du béton : (Art.4.5,2/BAEL91)**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ et } \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$\text{avec : } \sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \text{ et } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

- **En travée :**

Contrainte dans l'acier :

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_o d} = \frac{100 \times 1.5}{12 \times 18} = 0.69$$

$$\rho_1 = 0.69 \rightarrow k_1 = 26.32 \rightarrow \beta_1 = 0.879$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{5.853 \times 10^6}{0.879 \times 180 \times 150} = 246.62 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{st} = 246.62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{246.62}{26.32} = 9.37 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 9.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Sur appuis :**

Contrainte dans l'acier :

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_o d} = \frac{100 \times 1.13}{12 \times 18} = 0.523$$

$$\rho_1 = 0.523 \rightarrow k_1 = 31.12 \rightarrow \beta_1 = 0.892$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{3.91 \times 10^6}{0.892 \times 180 \times 113} = 215.51 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{st} = 215.51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{215.51}{31.12} = 6.93 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 6.93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**b.5) Etat limite de déformation : (Art.B.6.8,424/BAEL91)**

D'après les règlements de BAEL91, on se dispense du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_o d} < \frac{3.6}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_o}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{340} = 0.059 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_s}{b_o d} = \frac{1.5}{12 \times 8} = 0.0069 \\ \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \end{array} \right\} \frac{A_s}{b_o d} < \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{M_t}{15M_o} = \frac{5.853}{15 \times 7.82} = 0.05 \\ \frac{h}{L} = \frac{20}{340} = 0.059 \end{array} \right\} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_o} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

Les poutrelles de l'étage de service seront ferrillées comme suite :

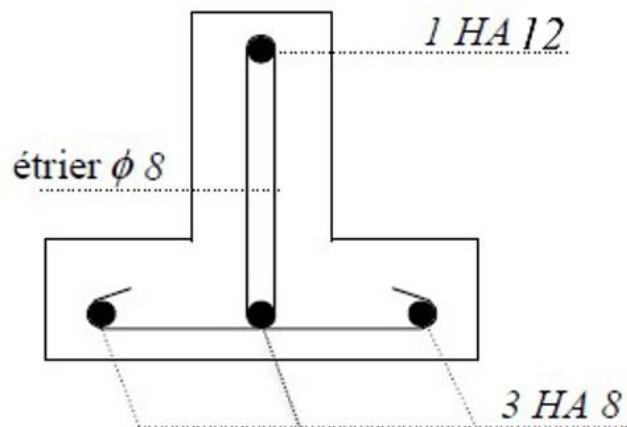
➤ **Armatures longitudinales :**

3HA8 pour le lit inférieur.

1HA12 pour le lit supérieur.

➤ **Armatures transversales :**

1 étriers en  $\phi 8$

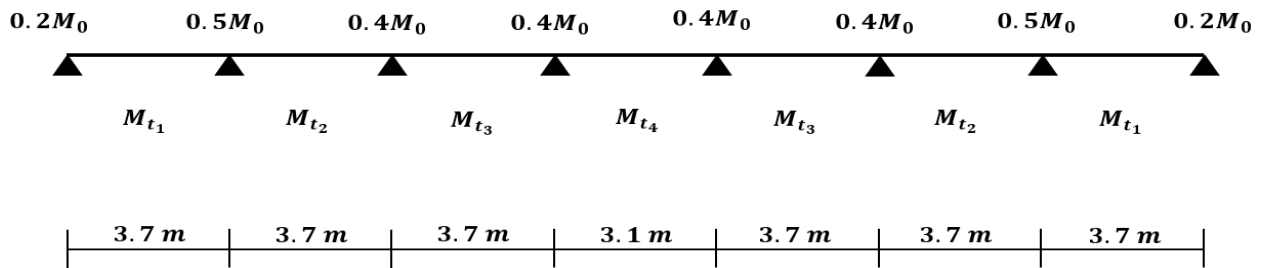


**Figure III.12 :** Disposition des armatures dans la poutrelle d'étage de service

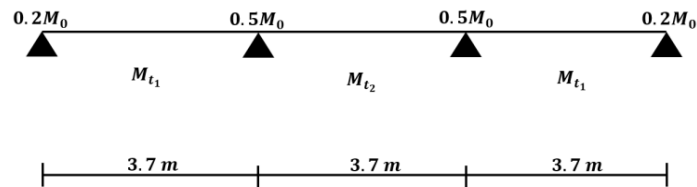
**b.3 Plancher étage terrasse :**

Dans ce plancher on a 2 types de poutrelles qui sont représentées dans le schéma si dessous :

**1<sup>er</sup> Type :**



**2<sup>ème</sup> Type :**



**Pour le 1<sup>er</sup> type :**

**a- Combinaison de charge :**

❖ **ELU :**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)b$$

$$q_u = (1.35 \times 5.66 + 1.5 \times 1)0.6 = 5.48 \text{ KN/ml}$$

❖ **ELS :**

$$q_s = (G + Q)b$$

$$q_s = (5.66 + 1)0.6 = 4 \text{ KN/ml}$$

**b- Moment isostatique :**

❖ **ELU :**

Travée AB / BC / CD / EF / FG / GH : ( $l = 3.7 \text{ m}$ )

$$M_{01} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{5.48 \times 3.7^2}{8} = 9.378 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad M_{01} = 9.378 \text{ KN.m}$$

Travée DE : ( $l = 3.1 \text{ m}$ )

$$M_{02} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{5.48 \times 3.1^2}{8} = 6.583 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad M_{02} = 6.583 \text{ KN.m}$$

❖ **ELS :**

Travée AB / BC / CD / EF / FG / GH : ( $l = 3.7 \text{ m}$ )

$$M_1 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4 \times 3.7^2}{8} = 6.845 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad M_1 = 6.845 \text{ KN.m}$$

Travée DE : ( $l = 3.1 \text{ m}$ )

$$M_2 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4 \times 3.1^2}{8} = 4.805 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad M_2 = 4.805 \text{ KN.m}$$

**c- Moment en travées (ELU) :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{5.66 + 1} = 0.15$$

$$\alpha = 0.227 \rightarrow \begin{cases} \frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.523 \rightarrow \text{cas d'une travée intermédiaire} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.623 \rightarrow \text{cas d'une travée de rive} \\ 1 + 0.3\alpha = 1.045 \end{cases}$$

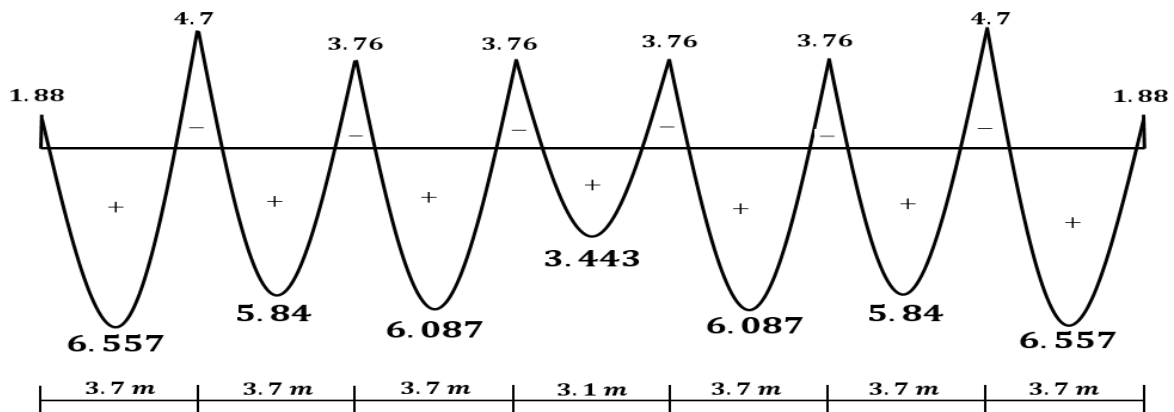
➤ Travée de rive :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0] - \frac{M_d + M_g}{2} \\ \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

➤ Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0] - \frac{M_d + M_g}{2} \\ \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

**Diagramme des moments (ELU) :**



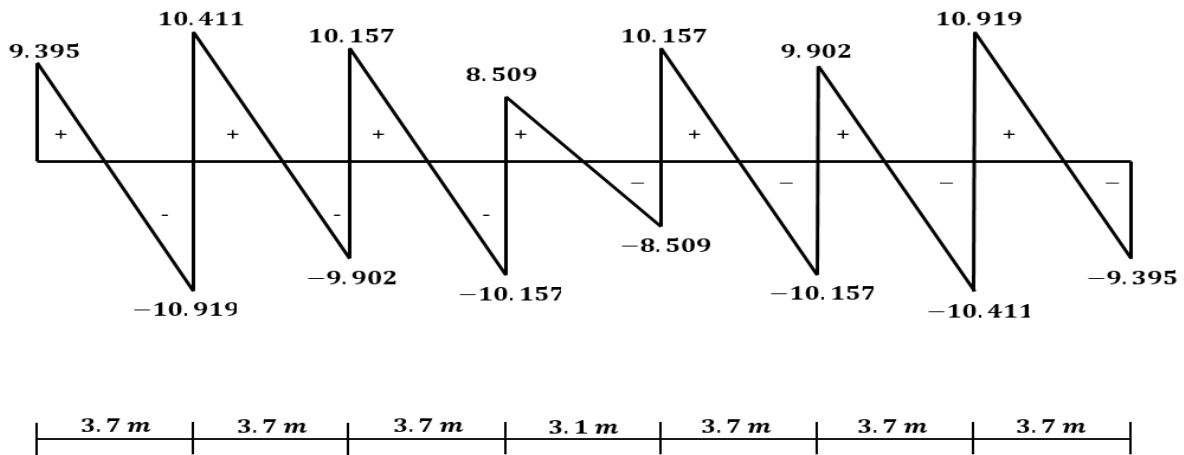
**Figure III.13 :** diagramme des moments à l'ELU (étage terrasse)

**d- Efforts tranchants (ELU) :**

Pour le calcul des efforts tranchants on utilise les formules suivantes :

$$\begin{cases} T_i = \frac{M_{i+1} - M_i}{L} + \frac{qL}{2} \\ T_{i+1} = \frac{M_{i+1} - M_i}{L} - \frac{qL}{2} \end{cases}$$

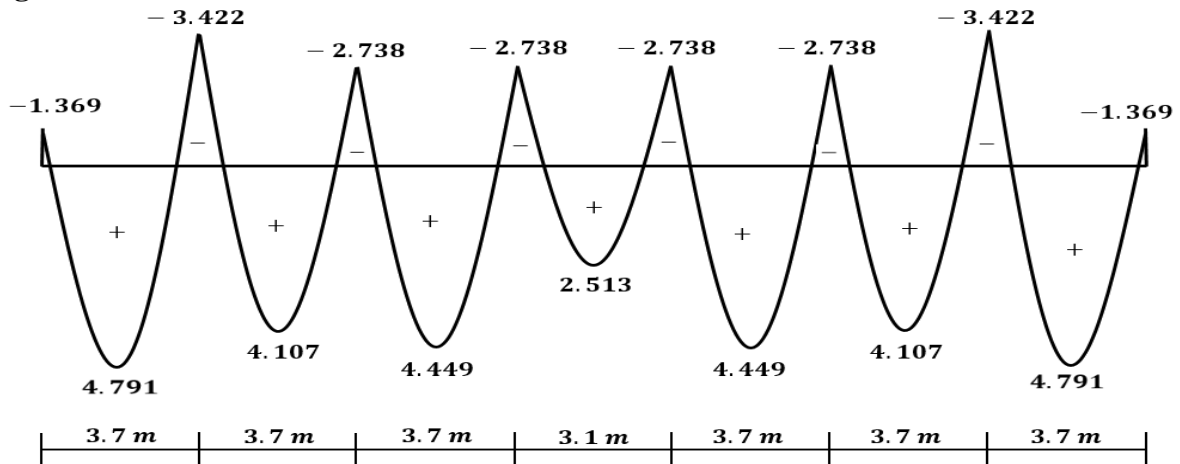
**Diagramme des efforts tranchants (ELU) :**



**Figure III.14 :** diagramme des efforts tranchants à l'ELU (étage terrasse)

**e- Moments en travées (ELS) :**

**Diagramme des moments :**



**Figure III.15 :** diagramme des moments à l'ELS (étage terrasse)

**Pour le 2<sup>ème</sup> type :**

**a- Combinaison de charge :**

❖ **ELU :**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)b$$

$$q_u = (1.35 \times 5.66 + 1.5 \times 1)0.6 = 5.48 \text{ KN/ml}$$

❖ **ELS :**

$$q_s = (G + Q)b$$

$$q_s = (5.66 + 1)0.6 = 4 \text{ KN/ml}$$

**b- Moment isostatique :**

❖ **ELU :**

$$(l = 3.7 \text{ m})$$

$$M_{01} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{5.48 \times 3.7^2}{8} = 9.378 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_0 = 9.378 \text{ KN.m}$$

❖ **ELS :**

$$(l = 3.7 \text{ m})$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4 \times 3.7^2}{8} = 6.845 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_s = 6.845 \text{ KN.m}$$

**c- Moment en travées (ELU) :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{5.66 + 1} = 0.15$$

$$\alpha = 0.227 \rightarrow \begin{cases} \frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.523 \rightarrow \text{cas d'une travée intermédiaire} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.623 \rightarrow \text{cas d'une travée de rive} \\ 1 + 0.3\alpha = 1.045 \end{cases}$$

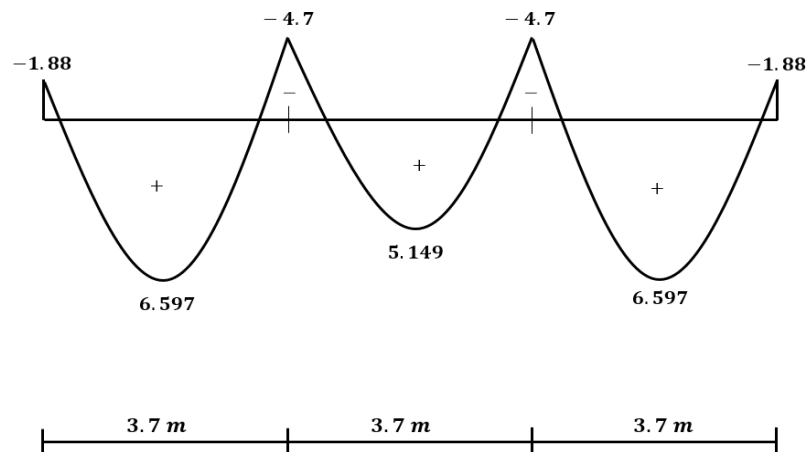
➤ Travée de rive :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0] - \frac{M_d + M_g}{2} \\ \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

➤ Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0] - \frac{M_d + M_g}{2} \\ \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

**Diagramme des moments (ELU) :**



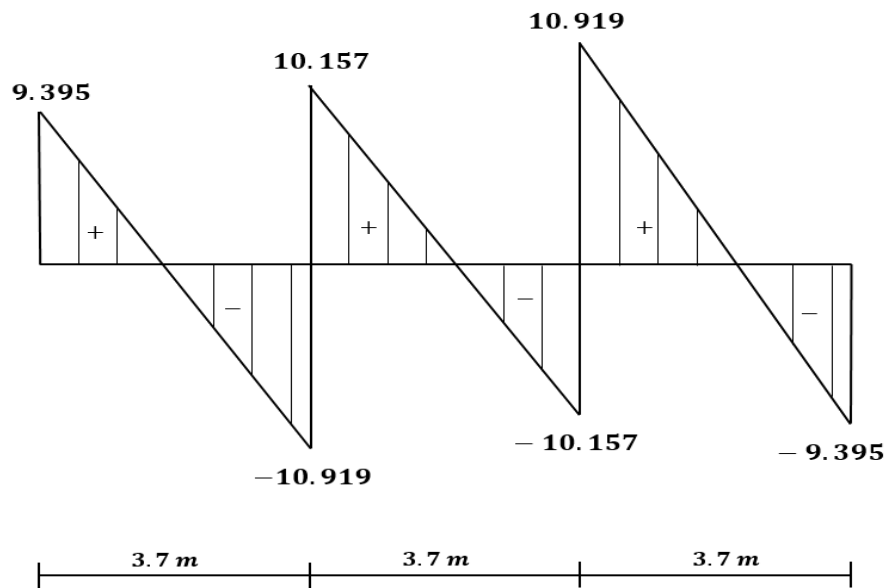
**Figure III.16 :** diagramme des moments à l'ELU (étage terrasse)

**d- Efforts tranchants (ELU) :**

Pour le calcul des efforts tranchants on utilise les formules suivantes :

$$\begin{cases} T_i = \frac{M_{i+1} - M_i}{L} + \frac{qL}{2} \\ T_{i+1} = \frac{M_{i+1} - M_i}{L} - \frac{qL}{2} \end{cases}$$

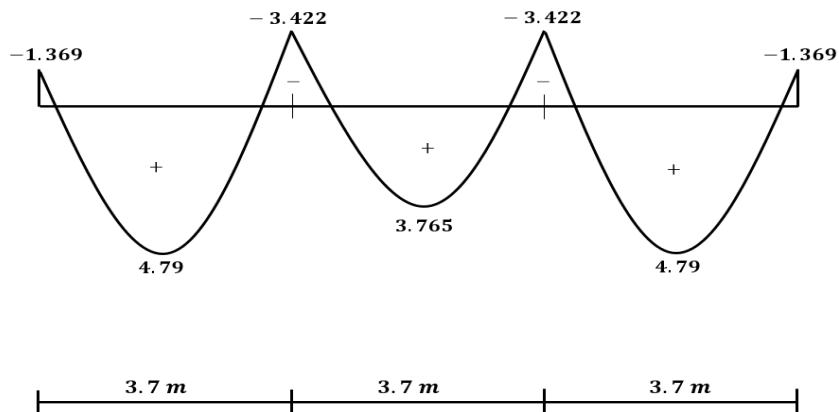
**Diagramme des efforts tranchants (ELU) :**



**Figure III.17 :** diagramme des efforts tranchants à l'ELU (étage terrasse)

**e- Moments en travées (ELS) :**

**Diagramme des moments :**



**Figure III.18 :** diagramme des moments à l'ELS (étage terrasse)

**Les sollicitations pour le Plancher étage courant :**

	ELU			ELS	
	Moments sur appuis <i>KN.m</i>	Moments en travée <i>KN.m</i>	Efforts tranchant <i>KN</i>	Moments sur appuis <i>KN.m</i>	Moments en travée <i>KN.m</i>
<b>Type 01</b>	-4.7	6.557	10.919	-3.422	4.791
<b>Type 02</b>	-4.7	6.597	10.919	-3.422	4.791
<b>max</b>	-4.7	<b>6.597</b>	<b>10.919</b>	-3.422	<b>4.791</b>

**Tableau III.3 :** Efforts internes des poutrelles 1 et 2 de l'étage terrasse.

❖ **Ferraillage à l'ELU :**

Le ferraillage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

➤ **En travée :  $M_{tmax} = 6.597 \text{ KN.m}$**

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = F_{bc} \times b \times h_0(d - 0.5h_0)$$

avec  $d = 0.9h = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$

$$M_0 = 14.2 \times 10^3 \times 0.6 \times 0.04(0.18 - 0.02)$$

$$M_0 = 54.528 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 54.528 \text{ KN.m} > M_{tmax} = 6.597 \text{ KN.m}$$

⇒ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

⇒ Le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de section  $(b \times h) = (60 \times 20)$ .

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{bd^2F_{bc}} = \frac{6.597 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.024$$

$$\mu = 0.024 < \mu_R = 0.392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.024 \rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.597 \times 10^3}{0.988 \times 18 \times 348} = 1.066 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)**

$$A_{min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 60 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.066 \text{ cm}^2 < A_{min} = 1.3 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend} \quad A_{min} = 1.3 \text{ cm}^2$$

**Soit  $A_{st} = 3HA8 = 1.50 \text{ cm}^2$**

➤ **Sur appuis :  $M_a max = 4.70 \text{ KN.m}$**

Etant donnée la table de compression est entièrement tendu, alors le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de section  $(b_0 \times h) = (12 \times 20)$ .

$$\mu = \frac{M_a max}{b_0 d^2 F_{bc}} = \frac{4.7 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.085$$

$$\mu = 0.085 < \mu_R = 0.392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.085 \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_{st} = \frac{M_a max}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4.7 \times 10^3}{0.995 \times 18 \times 348} = 0.745 \text{ cm}^2$$

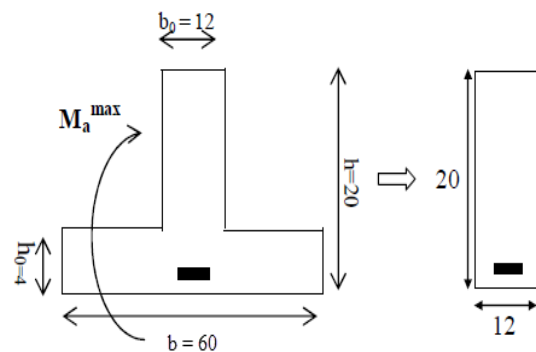
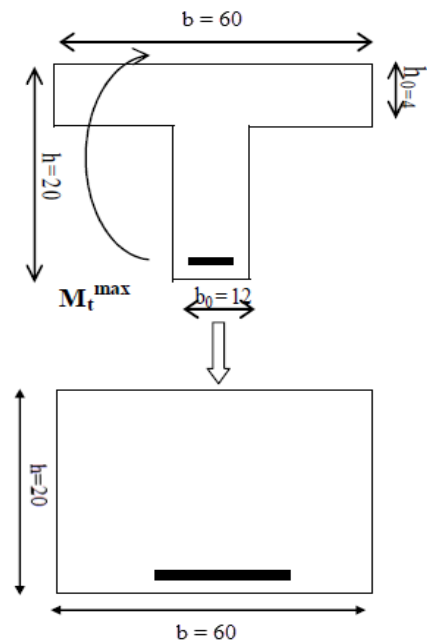
**Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)**

$$A_{min} = \frac{0.23b_0 d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400}$$

$$A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.745 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend} \quad A_{st} = 0.745 \text{ cm}^2$$

**Soit  $A_{st} = 1HA10 = 0.78 \text{ cm}^2$**



**Conclusion :**

On adopte le même ferrailage que celui adopté pour l'étage courant, alors les poutrelles de la terrasse seront ferrillées comme suite :

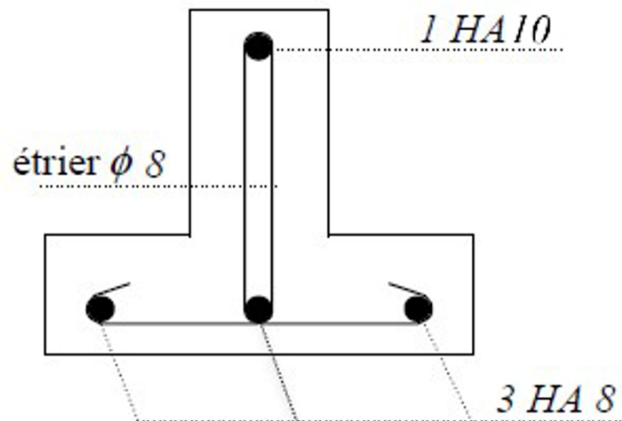
➤ **Armatures longitudinales :**

3HA8 pour le lit inférieur.

1HA10 pour le lit supérieur.

➤ **Armatures transversales :**

1 étriers en  $\phi 8$



**Figure III.19 :** Disposition des armatures dans la poutrelle d'étage terrasse

## 2. Plancher en dalle pleine :

### 2.1. Dalle pleine d'ascenseur :

La dalle pleine à calculer a une épaisseur de 15 cm, et repose sur 4 appuis.

#### a. Détermination des charges est surcharges :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de longueur.

##### - Charge permanente :

Poids de la dalle pleine :  $G = 5.11$

##### - Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1.5$$

La dalle est calculée en flexion simple.

#### b. Charge de calcul :

##### - ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.11 + 1.5 \times 1.5 = 9.15 \text{ KN/m}^2$$

##### - ELS :

$$q_s = G + Q = 5.11 + 1.5 = 6.61 \text{ KN/m}^2$$

#### c. Calcul des moments de flexion :

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  :

$$v = 0 \rightarrow \rho_x = \frac{310}{440} = 0.70 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0683 \\ \mu_y = 0.436 \end{cases}$$

$$M_x = u_x \times q_u \times l_x^2 ; M_y = u_y \times M_x$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0683 \times 9.15 \times 3.1^2 = 6 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x = 0,436 \times 6 = 2.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### d. Calcul de l'effort tranchant :

Les efforts tranchants max pour des bandes de largeur de "1m" sont :

##### - Au milieu de $l_y$ :

$$T = \frac{P}{2l_y + l_x} = \frac{q_u \times l_y \times l_x}{2l_y + l_x} = \frac{9.15 \times 3.1 \times 4.4}{2 \times 4.4 + 3.1} = 10.5 \text{ KN}$$

##### - Au milieu de $l_x$ :

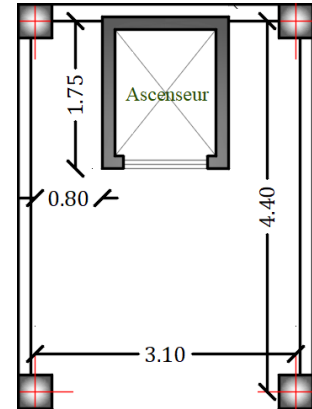
$$T = \frac{P}{3l_y} = \frac{q_u \times l_y \times l_x}{3l_y} = \frac{9.15 \times 3.1 \times 4.4}{3 \times 4.4} = 9.5 \text{ KN}$$

#### e. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{bd} = \frac{10.5 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.0875 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.0875 \text{ MPa} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.



**f. Ferrailage :****f.1. Ferrailage minimale :**

- Sens x-x :

$$w_x = \frac{A_x}{bh} \geq \left( \frac{3 - \rho_x}{2} \right) w_0$$

Avec :

 $A_{min}$  : Section minimale d'armature.

S : Section totale du béton.

 $W_0$  : Taux d'acier minimal = 0.0008 (acier HA FeE400).

$$A_x \geq b \times h \times \left( \frac{3 - \rho_x}{2} \right) w_0$$

$$A_x \geq (100 \times 15) \left( \frac{3 - 0.7}{2} \right) 0.8 \times 10^{-3} = 1.38 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_x^{min} = 1.38 \text{ cm}^2$$

- Sens y-y :

$$w_y = \frac{A_y}{bh} \geq w_0$$

$$A_y \geq 0.8 \times 10^{-3} \times (100 \times 15) = 1.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_y^{min} = 1.20 \text{ cm}^2$$

**f.2. Ferrailage en travée :****Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- Panneau intermédiaire :

0.75 : Pour les moments en travées.

0.50 : Pour les moments sur appuis intermédiaires.

- Panneau de rive :

0.85 : Pour les moments en travées.

0.30 : Pour les moments sur appuis de rive.

$$\mu = \frac{M}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad ; \quad A = \frac{M}{\beta \times d_x \times \sigma_s}$$

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

$$b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d_x = 12 \text{ cm} \quad \text{et} \quad d_y = d_x - \left( \frac{\phi_x + \phi_y}{2} \right) = 12 - \left( \frac{1 + 1}{2} \right) = 11 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MP}$$

- Sens x-x :

$$M_{ut} = 0.75 M_x$$

$$M_{ut} = 0.75 \times 6 = 4.5 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{f_{bu} \times b \times d_x^2} = \frac{4.5 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 12^2} = 0.022$$

$$\mu = 0.022 < 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\Rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_x = \frac{M_{ut}}{\beta \times d_x \times \sigma_s} = \frac{4.5 \times 10^3}{0.990 \times 12 \times 348} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 1.09 < A_x^{min} = 1.38 \rightarrow \text{par conséquent } A_x = A_x^{min} = 1.38 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_x = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

- Sens y-y :

$$M_{u_t} = 0.75M_y$$

$$M_{u_t} = 0.75 \times 2.61 = 1.96 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{u_t}}{f_{bu} \times b \times d_y^2} = \frac{1.96 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 11^2} = 0.011$$

$$\mu = 0.011 < 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_x = \frac{M_{u_t}}{\beta \times d_y \times \sigma_s} = \frac{1.96 \times 10^3}{0.995 \times 11 \times 348} = 0.51 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 0.51 < A_y^{min} = 1.20 \rightarrow \text{par conséquent } A_x = A_y^{min} = 1.20 \text{ cm}^2.$$

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

### f.3. Ferrailage aux appuis :

- Sens x-x :

$$M_{u_a} = 0.5M_x$$

$$M_{u_a} = 0.5 \times 6 = 3 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{u_a}}{f_{bu} \times b \times d_x^2} = \frac{3 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 12^2} = 0.014$$

$$\mu = 0.014 < 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\Rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_x = \frac{M_{u_a}}{\beta \times d_x \times \sigma_s} = \frac{3 \times 10^3}{0.993 \times 12 \times 348} = 0.72 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 0.72 < A_x^{min} = 1.38 \rightarrow \text{par conséquent } A_x = A_x^{min} = 1.38 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_x = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

- Sens y-y :

$$M_{u_a} = 0.5M_y$$

$$M_{u_a} = 0.5 \times 2.61 = 1.305 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{u_a}}{f_{bu} \times b \times d_y^2} = \frac{1.305 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 11^2} = 0.007$$

$$\mu = 0.007 < 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\Rightarrow \beta = 0.997$$

$$A_x = \frac{M_{u_a}}{\beta \times d_y \times \sigma_s} = \frac{1.305 \times 10^3}{0.997 \times 11 \times 348} = 0.34 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 0.34 < A_y^{min} = 1.20 \rightarrow \text{par conséquent } A_x = A_y^{min} = 1.20 \text{ cm}^2.$$

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

**Remarque :** les armatures en travée constitueront le lit inférieur, et les armatures en appuis le lit supérieur.

Zone	Sens	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\beta$	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)	
En travées	x - x	4.5	0.022	0.989	1.38	4HA10	3.14	25
	y - y	1.95	0.011	0.995	1.20	4HA8	2.01	25
Aux appuis	x - x	3	0.014	0.993	1.38	4HA10	3.14	25
	y - y	1.305	0.007	0.997	1.20	4HA8	2.01	25

Tableau III.4 : Récapitulatif du ferrailage de la dalle d'ascenseur.

**g. Vérification à l'ELU :**

**g.1 Diamètre maximal des barres : (Art A7.21 BAEL.91)**

On doit vérifier que :  $\phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$ .

$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{max} = 15 \text{ mm}$ . → Condition vérifiée.

**g.2 Espacements des armatures (Art A8.2.42 BAEL91) :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Directions	Charges réparties seulement	Charges concentrées
Direction la plus sollicitée.....	3 h et 33 cm	2 h et 25 cm
Direction perpendiculaire à la plus sollicitée.....	4 h et 45 cm	3 h et 33 cm

- **Dans le sens x-x :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm}$$

$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée.

- **Dans le sens y-y :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$$

$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée.

**h. Vérification à l'ELS :**

**h.1. Calcul des moments de flexion :**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  :

$$v = 0.2 \rightarrow \rho_x = \frac{310}{440} = 0.70 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0743 \\ \mu_y = 0.585 \end{cases}$$

$$M_x = u_x \times q_u \times l_x^2; M_y = u_y \times M_x$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0743 \times 6.61 \times 3.1^2 = 4.72 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x = 0,585 \times 4.72 = 2.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **En travées :**

$$M_x^t = 0.75M_x = 0.75 \times 4.72 = 3.54 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75M_y = 0.75 \times 2.76 = 2.07 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis :**

$$M_x^a = 0.5M_x = 0.5 \times 4.72 = 2.36 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.5M_y = 0.5 \times 2.76 = 1.38 \text{ KN.m}$$

**h.2. Ferrailage :**

Il se fera à l'ELS pour une bonde de 1ml de largeur en flexion simple.

Les résultats des calculs relatifs à la détermination du ferrailage, seront sur le tableau ci-dessous :

Zone	Sens	$M_s$ (KN.m)	$\mu_1$	$\beta_1$	A (cm <sup>2</sup> )
<b>En travées</b>	x - x	3.54	0.0017	0.977	0.87
	y - y	2.07	0.0012	0.980	0.55
<b>Aux appuis</b>	x - x	2.35	0.0011	0.981	0.57
	y - y	1.38	0.0008	0.984	0.36

**Tableau III.5 : Ferrailage de la dalle pleine d'ascenseur à l'ELS**

⇒ Le ferrailage adopté à l'ELU est suffisant

**h.3. Etat limite de déformation :**

Dans le cas de dalle appuyé sur 4 appuis, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x^t}{20M_x} \\ \frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} \frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{310} = 0.048 \geq \frac{M_x^t}{20M_x} = \frac{4.5}{20 \times 6} = 0.0375 \rightarrow \text{Condition vérifier.} \\ \frac{A_x}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0026 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \rightarrow \text{Condition vérifier.} \end{cases}$$

⇒ La flèche est vérifiée.

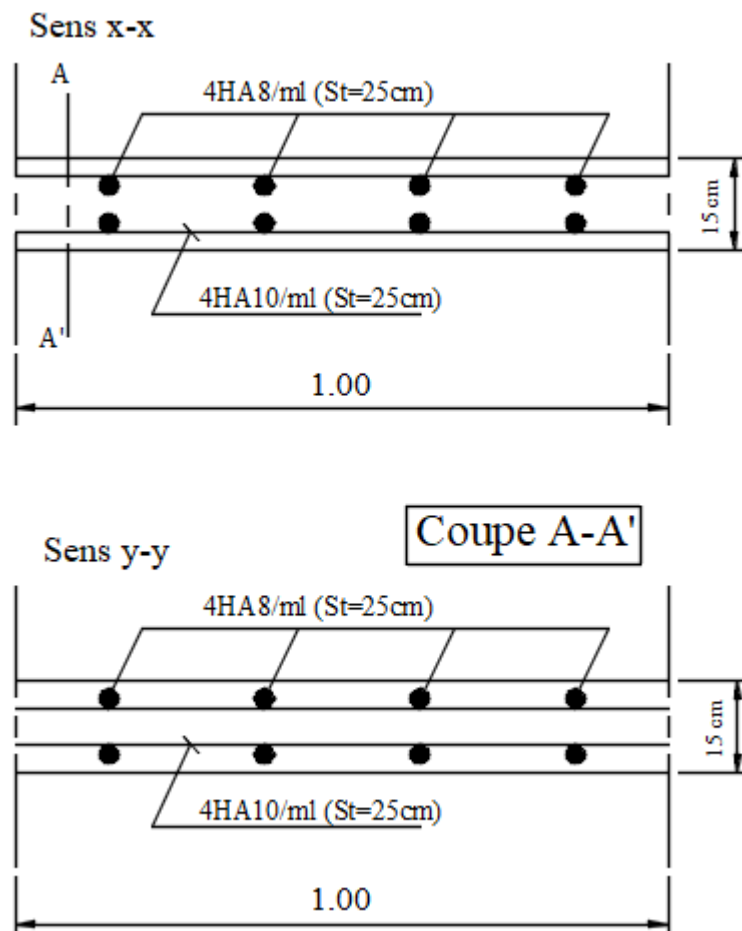
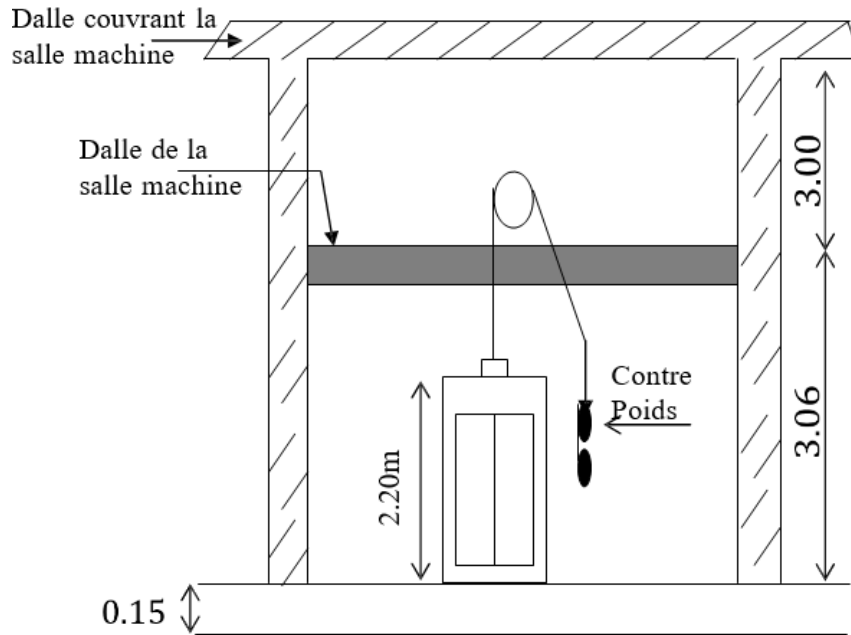
**i. Schéma de ferrailage :**

Figure III.20 : Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

**2.2. La dalle salle machine :**

Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur de caractéristiques :

- La vitesse est  $V = 1 \text{ m/s}$ .
- La surface de la cabine est  $S = 1.5 \times 1.8 = 2.7 \text{ m}^2$ .
- La hauteur de la cabine est  $2,20 \text{ m}$
- La charge que peut contenir la cabine est de (9) personnes au maximum à raison de (4) personnes par ( $1.2 \text{ m}^2$ ).
- La charge totale que transmet le système de levage et de la cabine est ( $P = 9 \text{ Tonnes}$ ).



**Figure III.21 : Représentation schématique de la salle machine**

❖ **Calcul de la dalle salle machine :**

La dalle repose librement sur les poutres et soumise à une charge localisée s'effectue au moyen des abaques de Pigeaud qui fournissent les coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges dans les deux sens.

$$M_x = P(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = P(M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

$M_1$  et  $M_2$  : Coefficient données par les abaques de Pigeaud en fonction de  $\rho_x$  et des rapports  $\frac{U}{l_x}$  et  $\frac{V}{l_y}$ .

$\nu$  : Coefficient de Poisson qui est égal à :

- $\nu = 0$  à l'ELU.
- $\nu = 0.2$  à l'ELS.

$q_u$  : Charge totale appliquer sur un rectangle centré.

**a. Fonctionnement du panneau :**

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{180} = 0.83$$

$0.4 < \rho_x < 1 \Rightarrow$  La dalle travail dans les 2 sens.

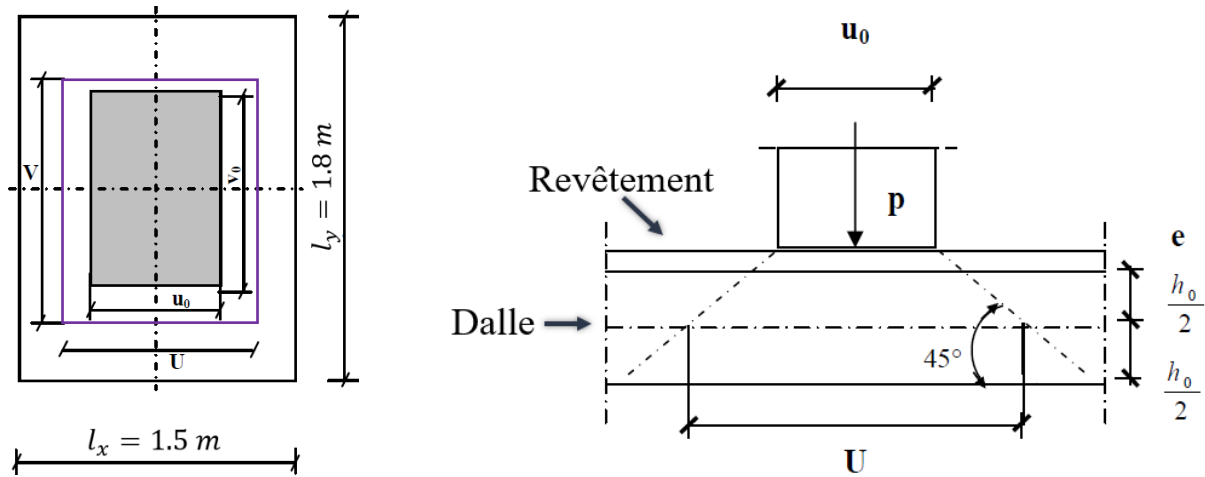


Figure III.22 : Schéma représentatif de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen

$$U = u_0 + \left(\frac{h_0}{2} + \xi e\right) 2$$

$$V = v_0 + \left(\frac{h_0}{2} + \xi e\right) 2$$

Avec :

U et V : Surface d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$u_0$  et  $v_0$  : Surface de contact ( $u_0 = v_0 = 80\text{ cm}$ )

$\xi$  : Coefficient de remplissages

$\xi = 1$  si revêtement en béton.

$\xi = 0.75$  si revêtement analogue.

$e$  : Epaisseur revêtement.  $e = 5\text{ cm}$ .

On a une dalle d'une épaisseur de  $h_0 = 15\text{ cm}$ .

$$U = 80 + \left(\frac{15}{2} + 5\right) 2 = 105\text{ cm.}$$

$$V = 80 + \left(\frac{15}{2} + 5\right) 2 = 105\text{ cm.}$$

**b. Charge de calcul :**

Poids propre :  $G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) \times 1\text{ ml} = 4.85\text{ KN/ml}$

à l'ELU :

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

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5\text{ KN}$$

à l'ELS :

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

$$P_s = 90\text{ KN}$$

**c. Moment du au poids propre de la dalle :**

Les moments au centre du panneau sont donnés par :

Sens de la petite portée :  $M_{x1}^u = u_x \times q_u \times l_x^2$

Sens de la grande portée :  $M_{y1}^u = u_y \times M_{x1}^u$

- **ELU** :  $v = 0$

$$\rho_x = 0.83 \Rightarrow \begin{cases} u_x = 0.0531 \\ u_y = 0.649 \end{cases}$$

Calcul des moments dû au poids propres de la dalle :

$$M_{x1}^u = u_x \times q_u \times l_x^2 ; M_{y1}^u = u_y \times M_{x1}^u$$

$$M_{x1}^u = 0.0531 \times 8.05 \times 1.5^2 = 0.962 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1}^u = 0.649 \times 0.962 = 0.624 \text{ KN.m.}$$

- **ELS** :  $v = 0.2$

$$\rho_x = 0.83 \Rightarrow \begin{cases} u_x = 0.0600 \\ u_y = 0.750 \end{cases}$$

$$M_{x1}^s = u_x \times q_u \times l_x^2 ; M_{y1}^s = u_y \times M_{x1}^u$$

$$M_{x1}^s = 0.0600 \times 5.85 \times 1.5^2 = 0.790 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1}^s = 0.750 \times 0.79 = 0.593 \text{ KN.m.}$$

**d. Evaluation des moments  $M_x$  et  $M_y$  dû au système de levage :**

$$M_x = P(M_1 + vM_2)$$

$$M_y = P(M_2 + vM_1)$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{1.05}{1.5} = 0.7 \quad ; \quad \frac{V}{l_y} = \frac{1.05}{1.8} = 0.58$$

D'où :  $M_1 = 0.082$  et  $M_2 = 0.055$

- **ELU** :  $v = 0$

$$M_{x2}^u = P_u \times M_1 = 121.5 \times 0.082 = 9.963 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y2}^u = P_u \times M_2 = 121.5 \times 0.055 = 6.68 \text{ KN.m.}$$

- **ELS** :  $v = 0.2$

$$M_{x2}^s = P_s(M_1 + vM_2) = 90(0.082 + 0.2 \times 0.055) = 8.37 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y2}^s = P_s(M_2 + vM_1) = 90(0.055 + 0.2 \times 0.082) = 6.426 \text{ KN.m.}$$

**e. Superposition des moments :**

- **ELU** :

$$M_x = M_{x1}^u + M_{x2}^u = 0.962 + 9.963 = 10.925 \text{ KN.ml}$$

$$M_y = M_{y1}^u + M_{y2}^u = 0.624 + 6.68 = 7.304 \text{ KN.ml}$$

- **ELS** :

$$M_x = M_{x1}^s + M_{x2}^s = 0.79 + 8.37 = 9.16 \text{ KN.ml}$$

$$M_y = M_{y1}^s + M_{y2}^s = 0.593 + 6.426 = 7.019 \text{ KN.ml}$$

En tenant compte des semi encastresments de la dalle au niveau des pourtours, les moments calculés seront minorés en leurs affectant le coefficient (0.85) en travée et (0.3) aux appuis.

- **En travées :**

$$M_x^t = 0.85M_x = 0.85 \times 10.925 = 9.286 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85M_y = 0.85 \times 7.304 = 6.208 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis :**

$$M_x^a = 0.3M_x = 0.3 \times 10.925 = 3.278 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.3M_y = 0.3 \times 7.304 = 2.191 \text{ KN.m}$$

**f. Ferrailage :**

Il se fera à l'ELU pour une bonde de 1ml de largeur en flexion simple.

$$\mu = \frac{M}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad ; \quad A = \frac{M}{\beta \times d_x \times \sigma_s}$$

Avec :

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

$$b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d_x = 13 \text{ cm} \quad \text{et} \quad d_y = d_x - \left(\frac{\phi_x + \phi_y}{2}\right) = 13 - \left(\frac{1+0.8}{2}\right) = 12.1 \text{ cm.}$$

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

- Sens x-x :

En travée :

$$\mu = \frac{M}{f_{bu} \times b \times d_x^2} = \frac{9.286 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 13^2} = 0.038$$

$$\mu = 0.038 < 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\Rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_x = \frac{M}{\beta \times d_x \times \sigma_s} = \frac{9.286 \times 10^3}{0.981 \times 13 \times 348} = 2.10 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA 10 = 2.35 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

En appui :

$$\mu = \frac{M}{f_{bu} \times b \times d_x^2} = \frac{3.278 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 13^2} = 0.014$$

$$\mu = 0.014 < 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\Rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_x = \frac{M}{\beta \times d_x \times \sigma_s} = \frac{3.278 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.73 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA 8 = 2.01 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

- Sens y-y :

En travée :

$$\mu = \frac{M}{f_{bu} \times b \times d_y^2} = \frac{6.208 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 12.1^2} = 0.030$$

$$\mu = 0.030 < 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\Rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_y = \frac{M}{\beta \times d_y \times \sigma_s} = \frac{6.208 \times 10^3}{0.985 \times 12.1 \times 348} = 1.5 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA 8 = 2.01 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

En appui :

$$\mu = \frac{M}{f_{bu} \times b \times d_y^2} = \frac{2.191 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 12.1^2} = 0.010$$

$$\mu = 0.010 < 0.392 \Rightarrow S.S.A \\ \Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_y = \frac{M}{\beta \times d_y \times \sigma_s} = \frac{2.191 \times 10^3}{0.995 \times 12.1 \times 348} = 0.52 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA 8 = 2.01 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

Zone	Sens	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\beta$	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)	
En travées	x - x	9.286	0.038	0.981	2.10	4HA 10	3.14	25
	y - y	6.208	0.026	0.987	1.50	4HA 8	2.01	25
Aux appuis	x - x	3.278	0.014	0.993	0.73	4HA 8	2.01	25
	y - y	2.191	0.009	0.996	0.52	4HA 8	2.01	25

Tableau III.6 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine à l'ELU.

### g. Vérification à l'ELU :

#### g.1 Condition de non-fragilité : (Art B.7.4 BAEL.91)

i. Armature inférieures (sens x-x) :

$$W_x = \frac{A_x}{b \times h} \geq \frac{(3 - \rho_x)}{2} W_0$$

Avec :

$A_{min}$  : Section minimale d'armature.

S : Section totale du béton.

$W_0$  : Taux d'acier minimal = 0.0008 (acier HA FeE400).

$$W_0 \frac{(3 - \rho_x)}{2} = 0.8 \times 10^{-3} \frac{(3 - 0.83)}{2} = 0.868 \times 10^{-3}$$

$$A_x \geq b \times h \times W_0$$

$$A_x \geq 0.868 \times 10^{-3} \times (100 \times 15) = 1.302 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_x^{min} = 1.302 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > A_x^{min} = 1.302 \text{ cm}^2 \rightarrow OK$$

ii. Armatures supérieure (sens y-y) :

$$W_y = \frac{A_y}{b \times h} \geq W_0$$

$$A_y \geq 0.8 \times 10^{-3} \times (100 \times 15) = 1.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_y^{min} = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 2.01 \text{ cm}^2 > A_y^{min} = 1.20 \text{ cm}^2 \rightarrow OK$$

#### g.2 Diamètre maximal des barres : (Art A7.21 BAEL.91)

On doit vérifier que :  $\phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$ .

$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{max} = 15 \text{ mm}$ .  $\rightarrow$  Condition vérifier.

#### g.3 Espacements des armatures (Art A8.2.42 BAEL91) :

On a une fissuration non préjudiciable et une charge concentrée.

i. Armatures inférieures (sens x-x) :

$$S_t \leq \min\{2h_t ; 25 \text{ cm}\} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}\} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

ii. Armatures supérieures (sens y-y) :

$$S_t \leq \min\{3h_t ; 33 \text{ cm}\} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

**g.4 Vérification au poinçonnement : CBA 93 (Art A.5.2.4.2)**

On admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise, si la condition suivante est satisfaite.

$$q_u \leq \frac{0.045 \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$q_u$  : Charge de calcul à l'ELU.

$h$  : Épaisseur total de la dalle

$\mu_c$  : Périmètre du contour de l'air sur lequel agit la charge au niveau du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(U + V) = 4.2 \text{ m.}$$

$$\overline{Q_u} = \frac{0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times 25000}{1.5} = 472.5 \text{ KN}$$

$$q_u = 121.5 \text{ KN} < \overline{Q_u} = 472.5 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

Donc pas besoin d'armature transversal.

**g.5 Vérification de la contrainte tangentielle :**

Les efforts tranchants sont aux maximums au voisinage de la charge et on a  $U = V$  donc ;

- Au milieu de U :

$$V_u = \frac{P}{3 \times V} = \frac{121.5}{3 \times 0.8} = 50.625 \text{ KN.}$$

- Au milieu de V :

$$V_u = \frac{P}{2U + V} = \frac{121.5}{2 \times 0.8 + 0.8} = 50.625 \text{ KN.}$$

$$\overline{\tau_u} = 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = \frac{50.625 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.389 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.389 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1.17 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

**h. Vérification à l'ELS :**

- En travées :

$$M_x^t = 0.85M_x = 0.85 \times 9.16 = 7.786 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85M_y = 0.85 \times 7.019 = 5.97 \text{ KN.m}$$

- Aux appuis :

$$M_x^a = 0.3M_x = 0.3 \times 9.16 = 2.748 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.3M_y = 0.3 \times 7.019 = 2.106 \text{ KN.m}$$

**h.1. Ferrailage :**

Il se fera à l'ELS pour une bonde de 1ml de largeur en flexion simple.

Les résultats des calculs relatifs à la détermination du ferrailage, seront sur le tableau ci-dessous :

Zone	Sens	$M_s$ (KN.m)	$\mu_1$	$\beta_1$	$A$ (cm <sup>2</sup> )
En travées	$x - x$	7.786	0.0032	0.968	1.76
	$y - y$	5.97	0.0028	0.970	1.43
Aux appuis	$x - x$	2.748	0.0011	0.981	0.65
	$y - y$	2.106	0.0010	0.982	0.50

**Tableau III.7 : Ferrailage de la dalle pleine à l'ELS**

⇒ Le ferrailage adopté à l'ELU est suffisant

**h.2. Etat limite de déformation :**

Dans le cas de dalle appuyé sur 4 appuis, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x^t}{20M_x} \\ \frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} \frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{M_x^t}{20M_x} = \frac{7.786}{20 \times 9.286} = 0.042 \rightarrow \text{Condition vérifier.} \\ \frac{A_x}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \rightarrow \text{Condition vérifier.} \end{cases}$$

⇒ La flèche est vérifiée.

❖ **Conclusion :**

La dalle de la salle machine sera ferrailler comme suit :

- Sens x-x :

Pour le lit inférieur : **4HA10/ml** avec un espacement de 25 cm.

Pour le lit supérieur : **4HA8/ml** avec un espacement de 25 cm.

- Sens y-y :

Pour le lit inférieur : **4HA8/ml** avec un espacement de 25 cm.

Pour le lit supérieur : **4HA8/ml** avec un espacement de 25 cm.

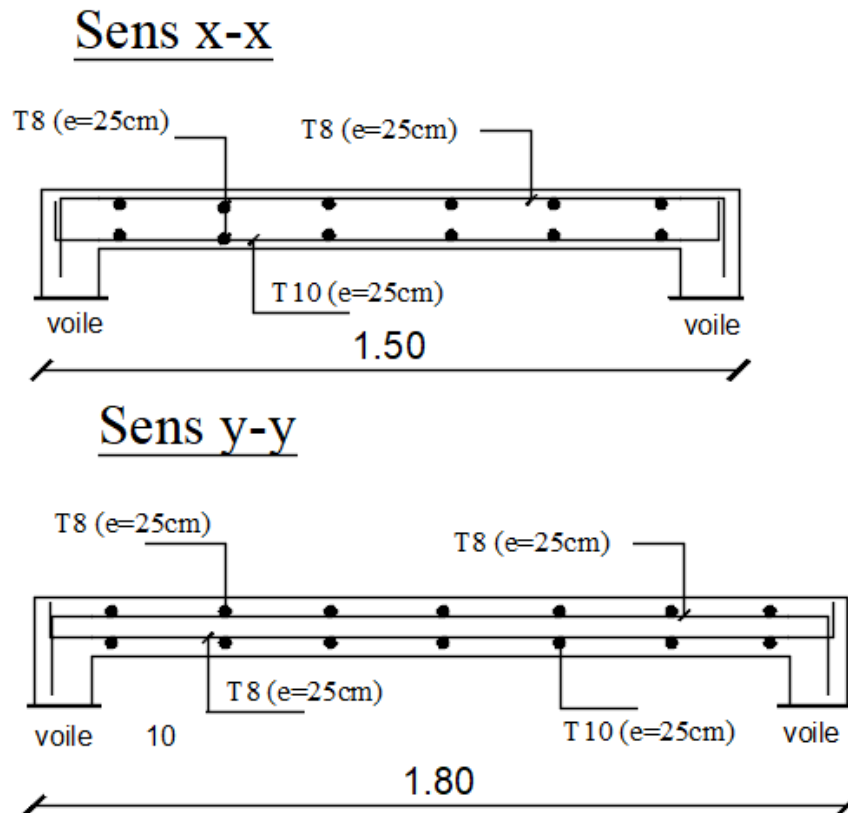


Figure III.23 : Schéma de ferrailage de la dalle salle machine

### 2.3. Balcons :

Le balcon est considéré comme une console en dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, son calcul se fera comme une poutre encastrée d'une seule extrémité (au niveau de la poutre de rive).

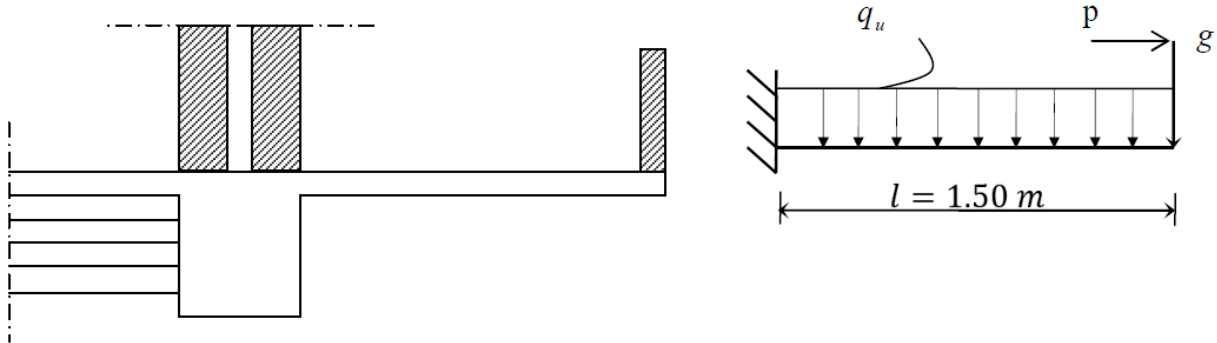


Figure III.24 : Schéma statique de calcul du balcon.

#### a. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera pour une bonde de 1 ml de longueur.

##### - Charge permanente :

Poids de la dalle pleine :  $G = 5.27 \times 1 = 5.27 \text{ KN/ml}$ .

Poids propre du garde du corps :  $g = 1.70 \text{ KN/ml}$ .

Charge horizontale due à la main courante :  $p = 1 \text{ KN/ml}$ .

##### - Surcharge d'exploitation :

$Q = 3.5 \times 1 = 3.5 \text{ KN/ml}$ .

**NB :** Le moment engendré par l'effort de la poussée due à la main courante est faible devant le moment d'encastrement des charges uniformément réparties. Donc, on néglige cet effort dans les calculs.

Le balcon est calculé en flexion simple.

#### b. Calcul a l'ELU :

La dalle pleine :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.27) + (1.5 \times 3.5) = 12.36 \text{ KN/ml}$ .

Le garde du corps :  $g_u = 1.35g = 1.35 \times 1.70 = 2.3 \text{ KN/ml}$ .

##### - Calcul du moment d'encastrement :

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement, le moment est égal à :

##### - Moment provoquer par la charge $\langle q_u \rangle$ :

$$M_{q_u} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{-12.36 \times 1.5^2}{2} = -13.91 \text{ KN.m}$$

##### - Moment provoquer par la charge $\langle g_u \rangle$ :

$$M_{g_u} = g_u l = -2.3 \times 1.5 = -3.45 \text{ KN.m}$$

##### - Moment totale :

$$M_u = M_{q_u} + M_{g_u} = -13.91 - 3.45$$

$$M_u = -17.36 \text{ KN.m}$$

**NB :** Le signe (-) veut dire que la fibre supérieure est tendue.

**c. Ferrailage :****- Calcul des armatures principales :**

$$M_u = 17.36 \text{ KN.m} ; \quad b = 100 \text{ cm} ; \quad d = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{17.36 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.071$$

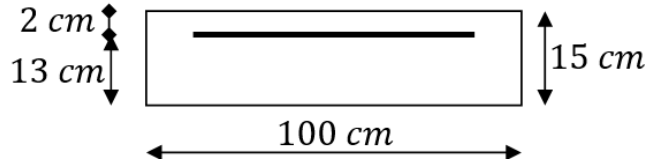
$$\mu = 0.072 < 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0.072 \Rightarrow \beta = 0.963$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17.36 \times 10^6}{0.963 \times 130 \times 348 \times 10^2}$$

$$A_s = 3.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4\text{T}12 = 4.52 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

**- Armature de répartitions :**

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

$$\text{Soit } 4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

**d. Vérifications à l'ELU :****d.1. Espacements des armatures :**

On a une fissuration non préjudiciable et une charge concentrée.

**- Armatures principales :**

$$S_t \leq \min\{3h_t ; 33 \text{ cm}\} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

**- Armatures de répartitions :**

$$S_t \leq \min\{4h_t ; 45 \text{ cm}\} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}\} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

**d.2. Condition de non fragilité : (Art A.4.2 BAEL.91)**

$$A_{min} = \left(0.23 \frac{f_{t28}}{f_e}\right) db = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 13 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

**d.3. Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1.211 BAEL.91)**

$$V_u = q_u l + g_u = 12.36 \times 1.5 + 2.3 = 20.84 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{20.84}{100 \times 13} = 0.016 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\rightarrow \tau_u = 0.016 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**d.4. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (Art 6.1.3 BAEL91)**

Pour qu'il n'y ait pas d'entraînement des barres on doit vérifier cette condition :  $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t25} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers H.A}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U} \quad \text{avec } \sum U: \text{ Somme des périmètres utiles des barres tendu}$$

$$\sum U = n\pi\phi = 4 \times 3.14 \times 1 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U} = \frac{20.84 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.6} = 1.42 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.42 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

→ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinale.

**d.5. Longueur de scellements droit : (Art A6.1,253 BAEL91)**

$\overline{\tau_{se}}$  : Contrainte admissible d'adhérence

$\Psi_s$  : Coefficient scellement.

$$\overline{\tau_{se}} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } l_s = \frac{\phi l_{fe}}{4\overline{\tau_{se}}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

On prend  $l_s = 40 \text{ cm}$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL91modifié99] admettent que l'ancrage d'une barre

rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale  $0,4l_s$  pour les aciers HA.

Soit :  $l_a = 0.4l_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$

**e. Vérification à l'ELS :****e.1. Combinaison des charges :  $q_s = G + Q$** 

Dalle :  $q_s = 5.27 + 3.5 = 8.77 \text{ KN/ml}$

Garde du corps :  $g_s = 1.70 \text{ KN/ml}$

**e.2. Calcul du moment d'encastrement :**

- Moment provoquer par la charge ( $q_s$ ) :

$$M_{q_s} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{8.77 \times 1.5^2}{2} = 9.87 \text{ KN.m}$$

- Moment provoquer par la charge ( $g_s$ ) :

$$M_{g_s} = g_s l = 1.7 \times 1.5 = 2.55 \text{ KN.m}$$

- Moment totale :

$$M_s = M_{q_s} + M_{g_s} = 9.87 + 2.55$$

$$M_s = 12.42 \text{ KN.m}$$

**e.3. Vérification de la résistance à la compression du béton :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \text{et : } \sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

➤ **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.35 \quad \rho_1 = 0.35 \rightarrow k_1 = 39.35 \rightarrow \beta_1 = 0.908$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{12.42 \times 10^6}{0.908 \times 130 \times 452} = 232.78 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 232.78 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

➤ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{232.78}{39.35} = 5.92 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 5.92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

**e.4. Etat limite de déformation : (Art B6.8,424 BAEL.91)**

D'après les règles du BAEL.91, on pourra se dispenser du calcul des déformations si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

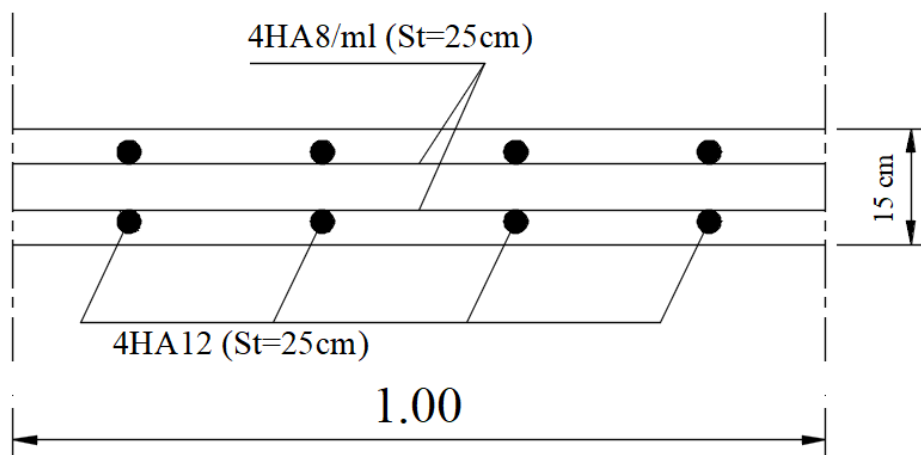
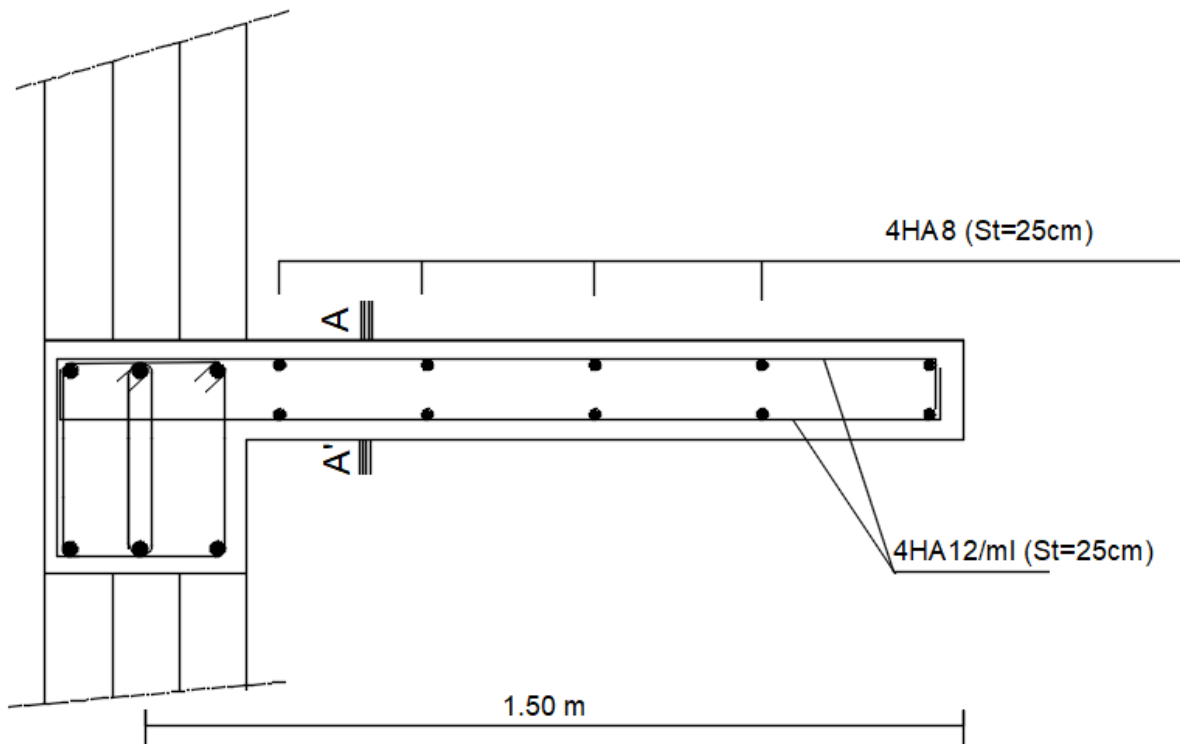
$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} ; \quad \frac{A_s}{b_0 d} < \frac{3.6}{f_e} ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0}$$

$$\frac{h_t}{L} = \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0035 < \frac{3.6}{f_e} = 0.009 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.1 \geq \frac{M_t}{15 M_0} = \frac{17.36}{15 \times 17.36} = 0.067 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

f. Schéma de ferrailage :



Coupe A-A'

Figure III.25 : Schéma de ferrailage des balcons

### 2.4 Porte-à-faux :

Le porte-à-faux est considéré comme une console en dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, son calcul se fera comme une poutre encastree d'une seule extrémité (au niveau de la poutre de rive).

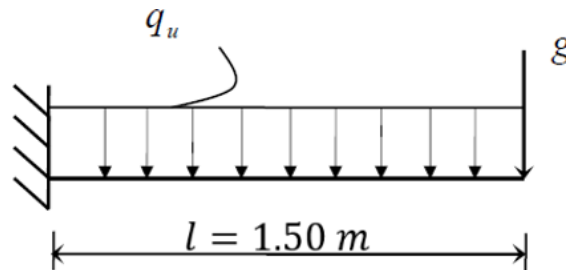


Figure III.26 : Schéma statique de calcul du porte-à-faux.

#### a. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera pour une bonde de 1 ml de longueur.

##### - Charge permanente :

Poids de la dalle pleine :  $G = 5.11 \times 1 = 5.11 \text{ KN/ml}$ .

Poids propre du mur extérieur :  $g = 2.36 \times (3.06 - 0.35) = 6.40 \text{ KN/ml}$ .

##### - Surcharge d'exploitation :

$Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/ml}$ .

Le calcul se fera en flexion simple.

#### b. Calcul a l'ELU :

La dalle pleine :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.11) + (1.5 \times 1.5) = 9.15 \text{ KN/ml}$ .

Le garde du corps :  $g_u = 1.35g = 1.35 \times 6.40 = 8.64 \text{ KN/ml}$ .

##### • Calcul du moment d'encastrement :

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement, le moment est égal à :

##### - Moment provoquer par la charge $\langle q_u \rangle$ :

$$M_{q_u} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{-9.15 \times 1.5^2}{2} = -10.30 \text{ KN.m}$$

##### - Moment provoquer par la charge $\langle g_u \rangle$ :

$$M_{g_u} = g_u l = -8.64 \times 1.5 = -12.96 \text{ KN.m}$$

##### - Moment totale :

$$M_u = M_{q_u} + M_{g_u} = -10.30 - 12.96$$

$$M_u = -23.26 \text{ KN.m}$$

**NB :** Le signe (-) veut dire que la fibre supérieure est tendue.

**c. Ferrailage :****- Calcul des armatures principales :**

$$M_u = 23.26 \text{ KN.m} ; \quad b = 100 \text{ cm} ; \quad d = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{23.26 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.096$$

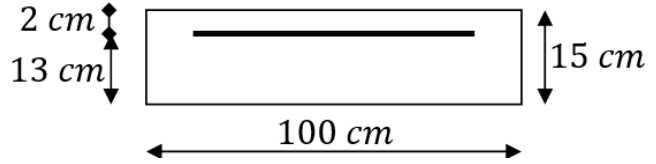
$$\mu = 0.096 < 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0.096 \Rightarrow \beta = 0.949$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{23.26 \times 10^6}{0.949 \times 130 \times 348 \times 10^2}$$

$$A_s = 5.42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4T14 = 6.15 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

**- Armature de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.15}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

**d. Vérifications à l'ELU :****d.1. Espacements des armatures :**

On a une fissuration non préjudiciable et une charge concentrée.

**a. Armatures principales :**

$$S_t \leq \min\{3h_t ; 33 \text{ cm}\} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

**b. Armatures de répartitions :**

$$S_t \leq \min\{4h_t ; 45 \text{ cm}\} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{6 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}\} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

**d.2. Condition de non fragilité : (Art 4.2 BAEL.91)**

$$A_{min} = \left(0.23 \frac{f_{t28}}{f_e}\right) db = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 13 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.15 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

**d.3. Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1.211 BAEL.91)**

$$V_u = q_u l + g_u = 9.15 \times 1.5 + 8.64 = 22.37 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{22.37}{100 \times 13} = 0.017 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\rightarrow \tau_u = 0.017 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**d.4. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (Art 6.1.3 BAEL91)**

Pour qu'il n'y ait pas d'entraînement des barres on doit vérifier cette condition :  $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t25} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers H.A}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U} \quad \text{avec } \sum U: \text{ Somme des périmètres utiles des barres tendu}$$

$$\sum U = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U} = \frac{22.37 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 1.015 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.015 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

→ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinale.

**d.5. Longueur de scellements droit : (Art A6.1,23 BAEL91)**

$\overline{\tau_{se}}$  : Contrainte admissible d'adhérence

$$\overline{\tau_{se}} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } l_s = \frac{\phi l f_e}{4\overline{\tau_{se}}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

On prend  $l_s = 50 \text{ cm}$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL91modifié99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale  $0,4l_s$  pour les aciers HA.

$$\text{Soit : } l_a = 0.4l_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

**e. Vérification à l'ELS :****e.1. Combinaison des charges :  $q_s = G + Q$** 

$$\text{Dalle : } q_s = 5.11 + 1.5 = 6.61 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Mur extérieur : } g_s = 6.4 \text{ KN/ml}$$

**e.2. Calcul du moment d'encastrement :**

- Moment provoquer par la charge ( $q_s$ ) :

$$M_{q_s} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{6.61 \times 1.5^2}{2} = 7.44 \text{ KN.m}$$

- Moment provoquer par la charge ( $g_s$ ) :

$$M_{g_s} = g_s l = 6.4 \times 1.5 = 9.6 \text{ KN.m}$$

- Moment totale :

$$M_s = M_{q_s} + M_{g_s} = 7.44 + 9.6$$

$$M_s = 17.04 \text{ KN.m}$$

**e.3. Vérification de la résistance à la compression du béton :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \text{et : } \sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

➤ **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.43 \quad \rho_1 = 0.43 \rightarrow k_1 = 34.5 \rightarrow \beta_1 = 0.899$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{17.04 \times 10^6}{0.899 \times 130 \times 565} = 258.06 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 258.06 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

➤ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{258.06}{34.5} = 7.48 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 7.48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

**e.4. Etat limite de déformation : (Art B6.8,424 BAEL.91)**

D'après les règles du BAEL.91, on pourra se dispenser du calcul des déformations si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

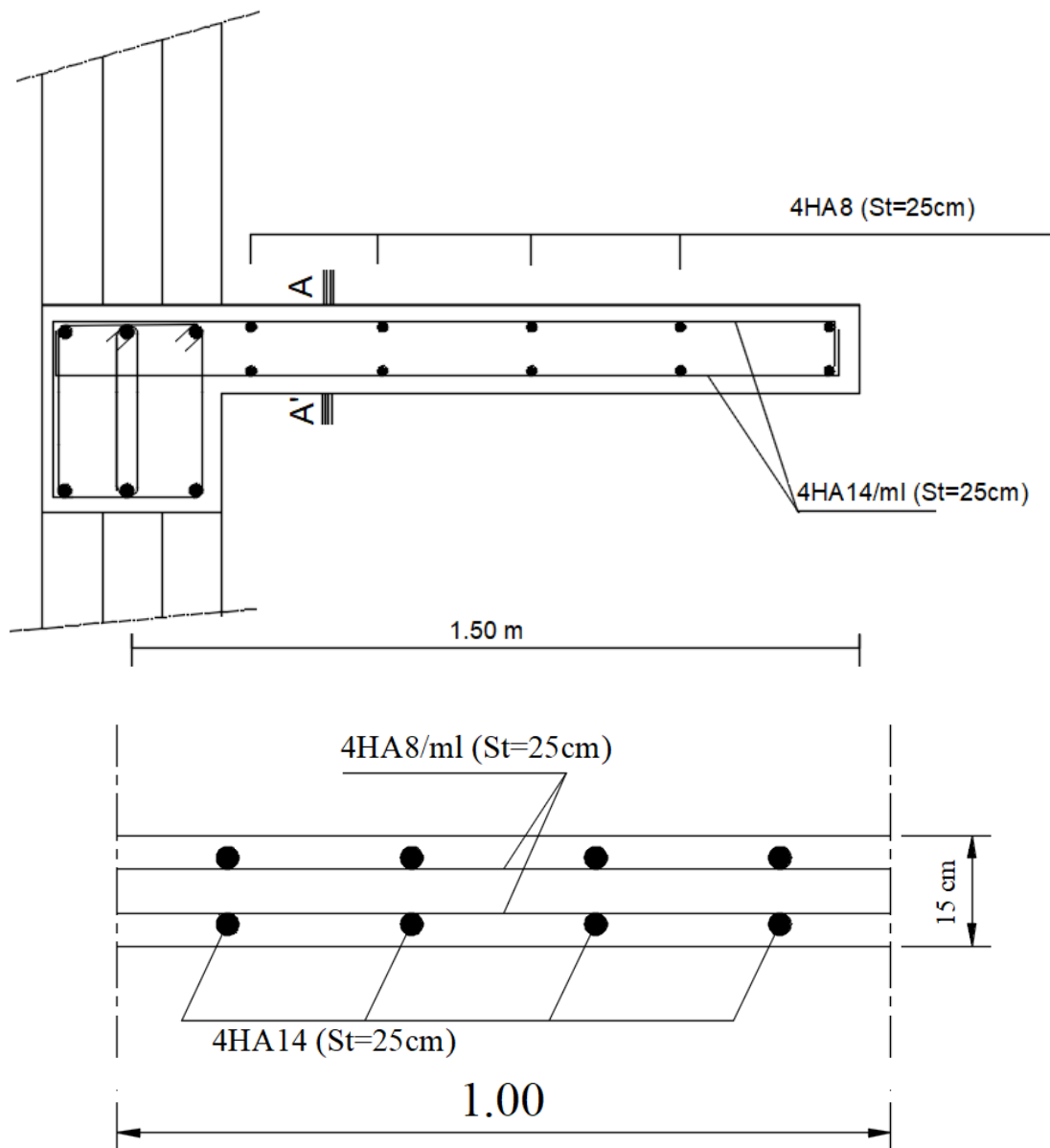
$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} ; \quad \frac{A_s}{b_0 d} < \frac{3.6}{f_e} ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0}$$

$$\frac{h_t}{L} = \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 < \frac{3.6}{f_e} = 0.009 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.1 \geq \frac{M_t}{15 M_0} = \frac{23.26}{15 \times 23.26} = 0.067 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

f. Schéma de ferrailage :



Coupe A-A'

Figure III.27 : Schéma de ferrailage des porte-à-faux

### 3. Calcul des escaliers :

Dans le chapitre 2 on a opté pour une épaisseur de ( $e = 20\text{ cm}$ ) pour la paillasse.

Le chargement :

- Volée :  $G = 10.42\text{ KN/m}^2$
- Palier intermédiaire :  $G = 6.36\text{ KN/m}^2$
- $Q = 2.5\text{ KN/m}^2$  Pour toute la paillasse.

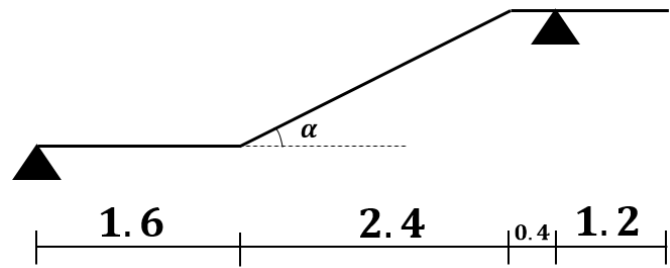


Figure III.28 : coupe verticale de l'escalier à calculer

#### 3.1. Calcul des efforts :

- **Combinaison de charge à l'ELU :**

- La volée :

$$q_{volée} = 1.35G + 1.5Q = (10.43 \times 1.35 + 2.5 \times 1.5) \times 1\text{ ml} = 17.83\text{ KN/ml}$$

- Le palier :

$$q_{palier} = 1.35G + 1.5Q = (6.36 \times 1.35 + 2.5 \times 1.5) \times 1\text{ ml} = 12.34\text{ KN/ml}$$

- **Étude de la paillasse :**

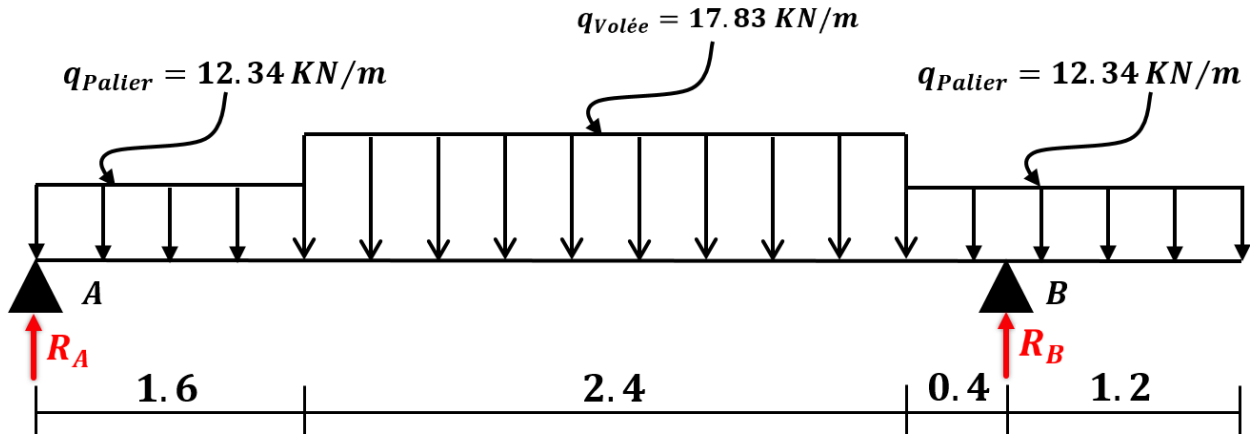


Figure III.29 : Schéma statistique de calcul de l'escalier à l'ELU.

#### a. Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 12.34 \times 2 \times 1.6 + 17.83 \times 2.4$$

$$R_A + R_B = 82.28\text{ KN.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow \left[ q_{Palier} \times 1.6 \left( \frac{1.6}{2} + 4 \right) \right] - 4.4R_B + \left[ q_{volée} \times 2.4 \left( \frac{2.4}{2} + 1.6 \right) \right] + \left[ q_{volée} \times 1.6 \left( \frac{1.6}{2} \right) \right]$$

$$R_B = \frac{(12.34 \times 7.68) + (17.83 \times 6.72) + (12.34 \times 1.28)}{4.4}$$

$$R_B = 52.36\text{ KN}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} R_A = 29.92\text{ KN} \\ R_B = 52.36\text{ KN} \end{cases}$$

**b. Calcul des efforts internes :**

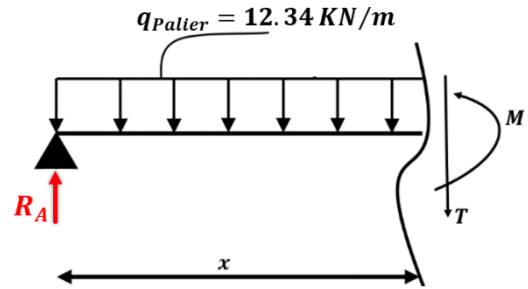
- Pour  $0 \leq x \leq 1.6$  :

$$T = R_A - q_{Palier} \times x = 29.92 - 12.34x$$

$$\begin{cases} T(x = 0) = 29.92 \text{ KN} \\ T(x = 1.6) = 10.18 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M = R_A x - q_{Palier} \frac{x^2}{2} = 29.92x - 12.34 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(x = 0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x = 1.6) = 32.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$



- Pour  $1.6 \leq x \leq 4$  :

$$T = R_A - 1.6q_{Palier} - q_{Volée}(x - 1.6)$$

$$T = 29.92 - 1.6 \times 12.34 - 17.83(x - 1.6)$$

$$\begin{cases} T(x = 1.6) = 10.18 \text{ KN} \\ T(x = 4) = -32.62 \text{ KN} \end{cases}$$

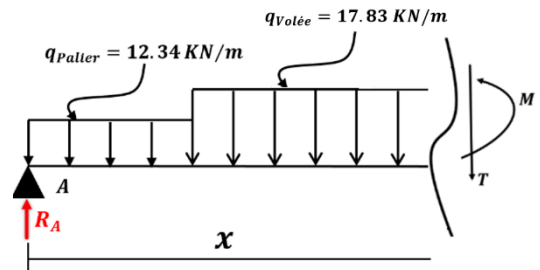
$$M = R_A x - 1.6q_{Palier} \left(x - \frac{1.6}{2}\right) - q_{Volée} \left(\frac{(x - 1.6)^2}{2}\right)$$

$$M = 29.92x - 19.74(x - 0.8) - 17.83 \left(\frac{(x - 1.6)^2}{2}\right)$$

$$M = -8.92x^2 + 38.7x - 7.03$$

$$\begin{cases} M(x = 1.6) = 32.08 \text{ KN.m} \\ M(x = 4) = 5.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

à  $x = 2.17 \text{ m} \Rightarrow M^{max} = 34.96 \text{ KN.m}$



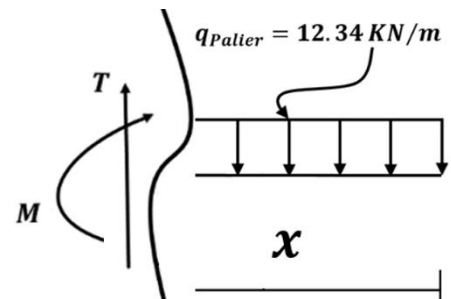
- Pour  $0 \leq x \leq 1.2$  :

$$T = q_{Palier} \times x = 12.34x$$

$$\begin{cases} T(x = 0) = 0 \text{ KN} \\ T(x = 1.2) = 14.81 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M = q_{Palier} \frac{x^2}{2} = 12.34 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(x = 0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x = 1.2) = -8.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$



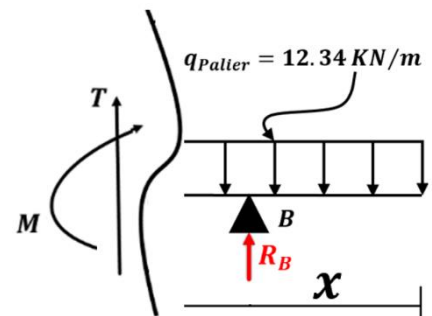
- Pour  $1.2 \leq x \leq 1.6$  :

$$T = -R_B + q_{Palier} \times x = -52.36 + 12.34x$$

$$\begin{cases} T(x = 1.2) = -37.55 \text{ KN} \\ T(x = 1.6) = -32.62 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M = -R_B(x - 1.2) + q_{Palier} \frac{x^2}{2} = -52.36(x - 1.2) + 12.34 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(x = 1.2) = -8.88 \text{ KN.m} \\ M(x = 1.6) = 5.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$



**PS :** On multiplie  $M^{max}$  par des coefficients de réductions pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités.

En travées :  $M_t = 0.85M^{max} = 0.85 \times 34.96 = 29.72 \text{ KN.m}$

En appuis :  $M_a = -0.3M^{max} = -0.3 \times 34.96 = -10.49 \text{ KN.m}$

c. Diagramme des efforts interne :

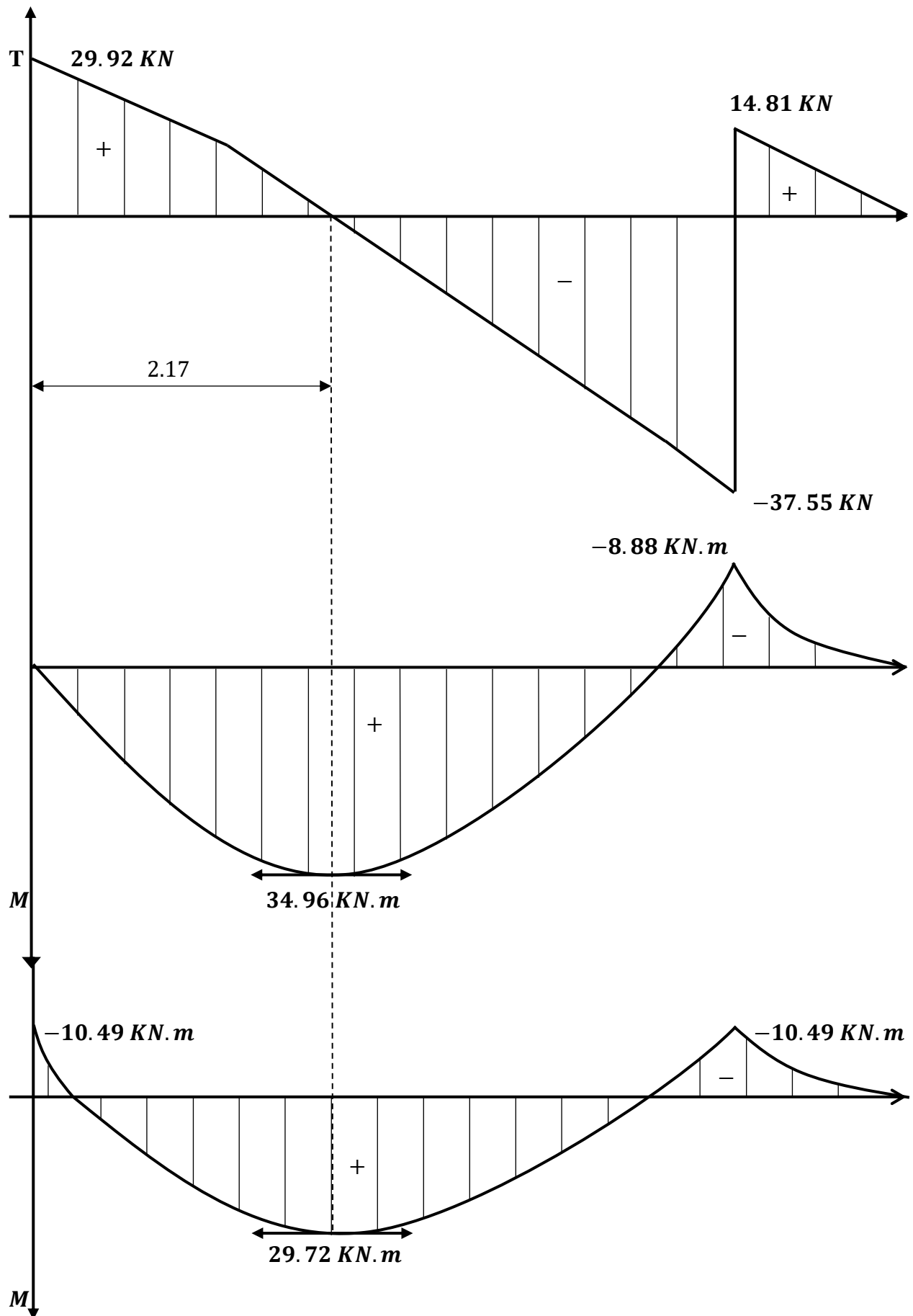


Figure III.30 : Diagramme des efforts tranchants et des moments à l'ELU

**3.2. Calcul des armatures :**- En travée :**a. Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{29.72 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.064$$

$$\mu = 0.064 > \mu_r = 0.186 \Rightarrow S.S.A \quad \mu = 0.064 \Rightarrow \beta = 0.967$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{29.72 \times 10^3}{0.967 \times 18 \times 348} = 4.91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = \mathbf{5HA12} = \mathbf{5.65 \text{ cm}^2} \quad \text{avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

**b. Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = \mathbf{5HA8} = \mathbf{2.51 \text{ cm}^2} \quad \text{avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

- Aux appuis :**a. Armatures principales**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.49 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.022$$

$$\mu = 0.022 > \mu_r = 0.186 \Rightarrow S.S.A \quad \mu = 0.022 \Rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10.49 \times 10^3}{0.989 \times 18 \times 348} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = \mathbf{5HA10} = \mathbf{3.92 \text{ cm}^2} \quad \text{avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

**b. Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = \mathbf{5HA8} = \mathbf{2.51 \text{ cm}^2} \quad \text{avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

**3.3. Vérifications à l'ELU :****a. Espacements des armatures :**- Armatures principales :

$$S_t \leq \min\{3h_t ; 33 \text{ cm}\} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{60 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

- Armatures de répartitions :

$$S_t \leq \min\{4h_t ; 45 \text{ cm}\} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{80 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}\} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

**b. Condition de non fragilité : (Art A.4.2 BAEL.91)**- En travée :

$$A_{min} = \left(0.23 \frac{f_{t28}}{f_e}\right) db = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 18 = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

- Aux appuis :

$$A_{min} = \left(0.23 \frac{f_{t28}}{f_e}\right) db = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 18 = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

**c. Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1.1 BAEL.91)**

$$V_u^{max} = 37.55 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b\bar{d}} = \frac{37.55 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.209 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \text{ (Fissuration non préjudiciable)}$$

$$\rightarrow \tau_u = 0.209 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

→ Pas de risque de cisaillements.

**d. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (Art 6.1.3 BAEL91)**

Pour qu'il n'y ait pas d'entraînement des barres on doit vérifier cette condition :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t25} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers H.A}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9d \sum U} \text{ avec } \sum U: \text{ Somme des périmètres utiles des barres tendu}$$

$$\sum U = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9d \sum U} = \frac{37.55 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 188.4} = 1.23 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.23 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

→ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinale.

**e. Longueur de scellements droit : (Art A6.1,253 BAEL.91)**

$\bar{\tau}_{se}$  : Contrainte admissible d'adhérence

$\Psi_s$  : Coefficient scellement.

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } l_s = \frac{\phi l_f e}{4\bar{\tau}_{se}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

On prend  $l_s = 45 \text{ cm}$

Etant données que la longueur de scellements dépasse la largeur de la poutre à là qu'elle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochet est :

$$l_a = 0.4l_s \rightarrow l_a = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

**f. Influence de l'effort tranchant :**

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant  $V_u$  d'ancrer la nappe d'armature inférieur suffisamment avec sa longueur de scellement droit.

Pour cela il faut vérifier cette condition :  $A_{st \text{ adoptée}} > A_{st \text{ ancrée}}$

$$A_{st \text{ ancrée}} = \frac{V_u^{max}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{37.55 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 1.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adoptée}} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancrée}} = 1.08 \text{ cm}^2$$

⇒ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

### 3.4.Vérification à l'ELS :

#### a. Combinaison de charge à l'ELS :

- La volée :

$$q_{volée} = G + Q = (10.43 + 2.5) \times 1 \text{ ml} = 12.93 \text{ KN/ml}$$

- Le palier :

$$q_{palier} = G + Q = (6.36 + 2.5) \times 1 \text{ ml} = 8.86 \text{ KN/ml}$$

#### b. Etude de la pailasse :

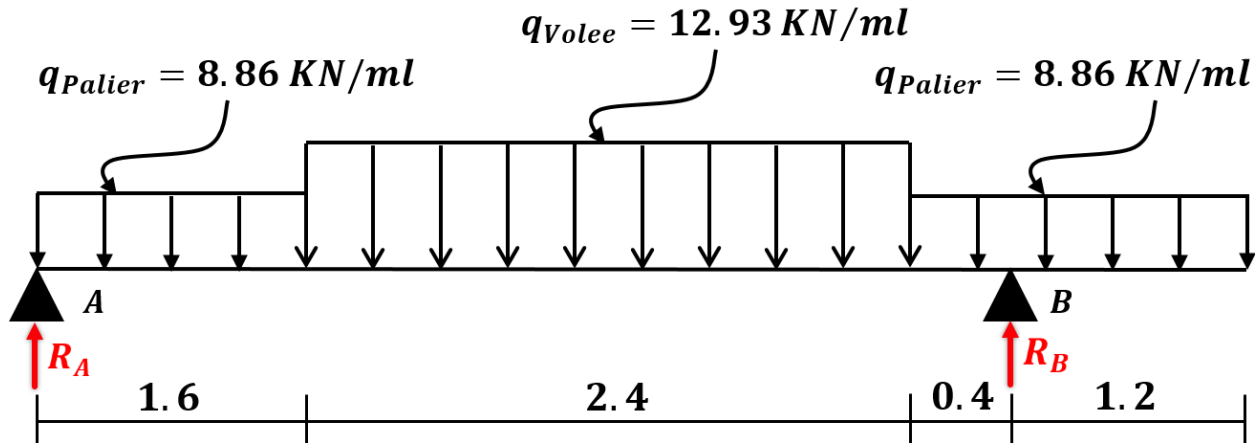


Figure III.31 : Schéma statistique de calcul de l'escalier à l'ELS.

#### c. Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 8.86 \times 2 \times 1.6 + 12.93 \times 2.4$$

$$R_A + R_B = 59.38 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow \left[ q_{Palier} \times 1.6 \left( \frac{1.6}{2} + 4 \right) \right] - 4.4 R_B + \left[ q_{volée} \times 2.4 \left( \frac{2.4}{2} + 1.6 \right) \right] + \left[ q_{volée} \times 1.6 \left( \frac{1.6}{2} \right) \right]$$

$$R_B = \frac{(8.86 \times 7.68) + (12.93 \times 6.72) + (8.86 \times 1.28)}{4.4}$$

$$R_B = 37.79 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} R_A = 21.59 \text{ KN} \\ R_B = 37.79 \text{ KN} \end{cases}$$

**d. Calcul des efforts internes :**- **Pour  $0 \leq x \leq 1.6$  :**

$$T = 21.59 - 8.86x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x = 0) = 21.59 \text{ KN} \\ T(x = 1.6) = 7.41 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M = 21.59x - 8.86 \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x = 0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x = 1.6) = 23.20 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Pour  $1.6 \leq x \leq 4$  :**

$$T = 21.59 - 1.6 \times 8.86 - 12.93(x - 1.6)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x = 1.6) = 7.41 \text{ KN} \\ T(x = 4) = -23.62 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M = -6.47x^2 + 28.10x - 5.21$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x = 1.6) = 23.20 \text{ KN.m} \\ M(x = 4) = 3.77 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{à } x = 2.17 \text{ m} \Rightarrow M^{\max} = 25.32 \text{ KN.m}$$

- **Pour  $0 \leq x \leq 1.2$  :**

$$T = 8.86x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x = 0) = 0 \text{ KN} \\ T(x = 1.2) = 10.63 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M = 8.86 \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x = 0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x = 1.2) = -6.38 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Pour  $1.2 \leq x \leq 1.6$  :**

$$T = -37.79 + 8.86x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x = 1.2) = -27.14 \text{ KN} \\ T(x = 1.6) = -23.60 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M = -37.79(x - 1.2) + 8.86 \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x = 1.2) = -6.38 \text{ KN.m} \\ M(x = 1.6) = 3.77 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**PS :** On multiplie  $M^{\max}$  par des coefficients de réductions pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités.

$$\text{En travées : } M_t = 0.85M^{\max} = 0.85 \times 25.32 = 21.52 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0.3M^{\max} = -0.3 \times 25.32 = -7.60 \text{ KN.m}$$

e. Diagramme des efforts interne :

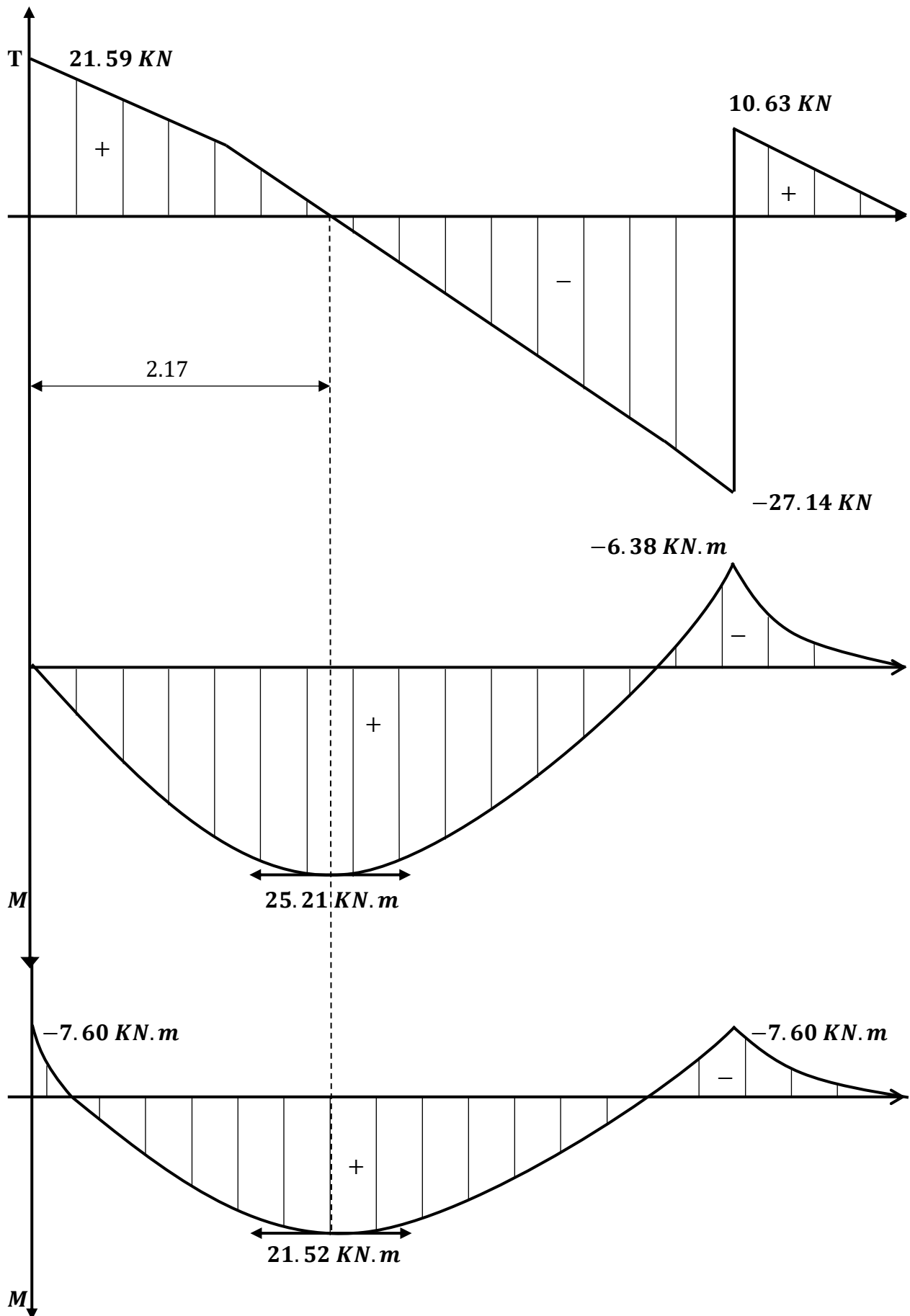


Figure III.32 : Diagramme des efforts tranchants et des moments à l'ELS

**f. Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures : (Art 5.3,2 BAEL91)**

La fissuration est considérée peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

**g. Vérification de la résistance à la compression du béton :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \text{et : } \sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

- En travée :

➤ **Contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.314 \quad \rho_1 = 0.314 \rightarrow k_1 = 41.82 \rightarrow \beta_1 = 0.912$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{21.25 \times 10^6}{0.912 \times 180 \times 565} = 229.11 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 229.11 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

➤ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{229.11}{41.82} = 5.55 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 5.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

- Aux appuis :

➤ **Contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 18} = 0.218 \quad \rho_1 = 0.314 \rightarrow k_1 = 51.67 \rightarrow \beta_1 = 0.925$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{7.60 \times 10^6}{0.925 \times 180 \times 392} = 116.44 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 116.44 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

➤ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{116.44}{51.67} = 2.25 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 2.25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

**h. Etat limite de déformation : (Art B6.8,424 BAEL.91)**

D'après les règles du BAEL.91, on pourra se dispenser du calcul des déformations si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} ; \quad \frac{A_s}{b_0 d} < \frac{3.6}{f_e} ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0}$$

$$\frac{h_t}{L} = \frac{20}{440} = 0.045 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{565}{100 \times 18} = 0.031 < \frac{3.6}{f_e} = 0.009 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.045 \geq \frac{M_t}{15 M_0} = \frac{21.25}{15 \times 12.93} = 0.11 \Rightarrow \text{Condition non vérifier.}$$

La 3<sup>eme</sup> condition n'est pas vérifiée, donc il faut procéder au calcul de la flèche.

## ❖ Calcul de la flèche : (Art B6.5,2 BAEL91)

$$f_i = \frac{M_s l^2}{10E_i I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$f_v = \frac{M_s l^2}{10E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Aire de la section homogénéiser :

$$B_0 = B + nA_{st} = bh + 15A_{st}$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 5.65 = 2084.75 \text{ cm}^2$$

Le moment statique de la section homogénéiser par rapport à l'axe (x - x) :

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_{st}d$$

$$S_{/xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 18 = 21525.5 \text{ cm}^3$$

Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{21525.5}{2084.75} = 10.32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.32 = 9.68 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogénéiser par rapport au centre de gravité :

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_{st}(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3}(10.32^3 + 9.68^3) + 15 \times 5.65(9.68 - 2)^2 = 71870.22 \text{ cm}^4$$

Avec :

$B_0$  : aire de la section homogénéisée

$M_s$  : moment fléchissant à l'ELS.

$E_v, E_i$  : module de déformation différée (respectivement instantanée) du béton.

$I_{fv}, I_{fi}$  : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée (respectivement instantanée).

$\rho$  : le rapport de l'aire (A) dans la section des armatures tendues à l'aire de la section utile de la nervure.

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 18} = 0.0031$$

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0031(2 + 3)} = 7$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 7 = 2.8$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0031 \times 229.11 + 2.1} = 0.242$$

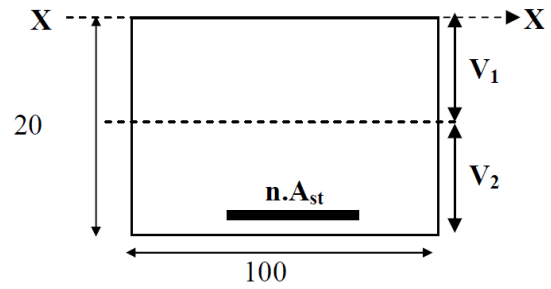
$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v\mu} = \frac{1.1 \times 71870.22}{1 + 2.8 \times 0.242} = 47125.2 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i\mu} = \frac{1.1 \times 71870.22}{1 + 7 \times 0.242} = 29345.67 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 32164.20 \text{ MPa}; E_v = 10817.86 \text{ MPa}$$

$$f_i = \frac{21.52 \times 10^3 \times 440^2}{10 \times 32164.2 \times 29345.67} = 0.44 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{440}{500} = 0.88 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

$$f_i = \frac{21.52 \times 10^3 \times 440^2}{10 \times 10818.86 \times 47125.2} = 0.81 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{440}{500} = 0.88 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$



3.5.Schéma de ferrailage :

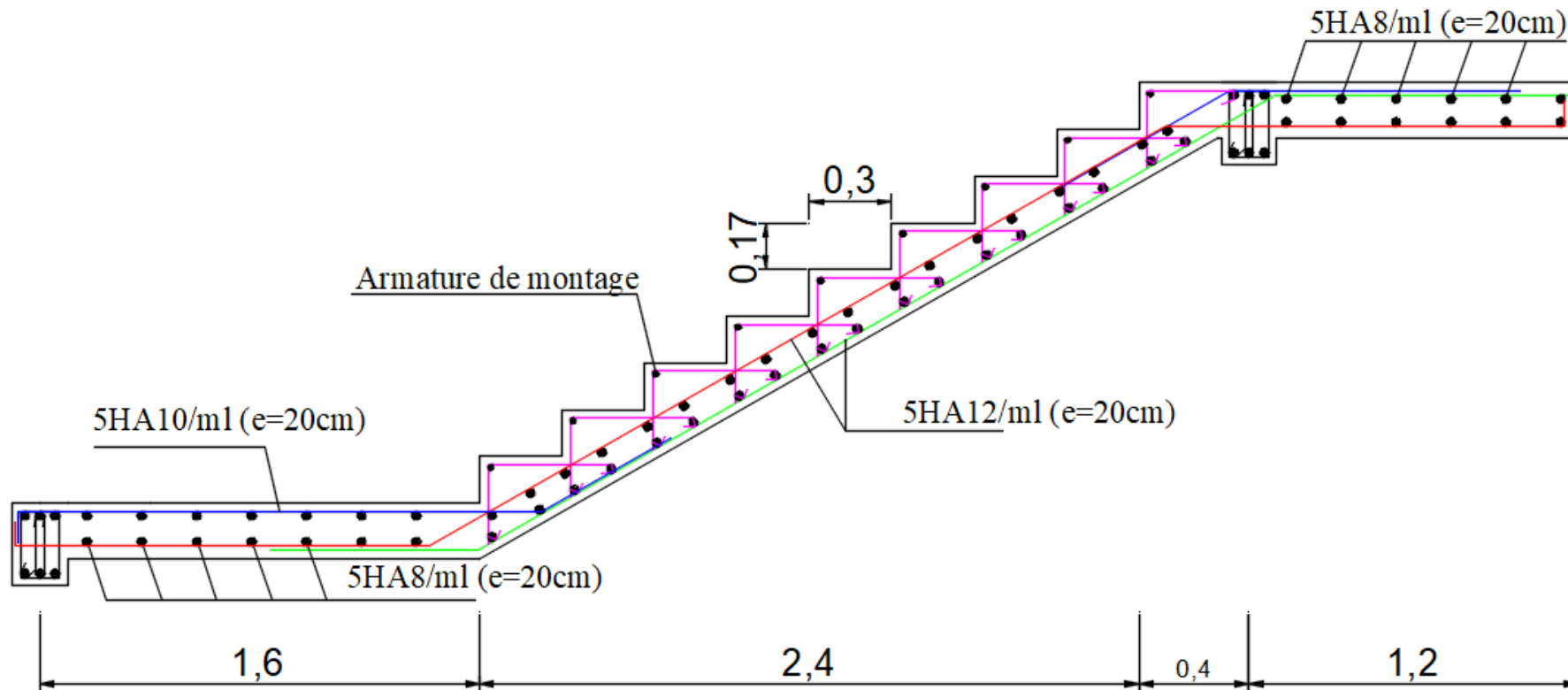


Figure III.33 : Schéma de ferrailage des escaliers.

### 4. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire, elle est considérée comme semi encastree dans les poteaux alors en prendra :

$$M_a = -0.3M_0$$

$$M_t = 0.85M_0$$

#### 4.1. Prédimensionnement de la poutre palière :

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

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

$$\frac{310}{15} \leq h_t \leq \frac{310}{10} \Rightarrow 20.67 \leq h_t \leq 31 \text{ Soit } h_t = 30 \text{ cm}$$

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ Soit } b = 20 \text{ cm}$$

On adopte une section rectangulaire  $(b \times h) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$ .

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003(article 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \longrightarrow (\text{RPA 99 version 2003 Art.7.5.1}) \\ h/b = 30/20 = 1.5 \leq 4 \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

#### 4.2. Calcul des charges et surcharges revenant à la poutre :

Poids propres de la poutre =  $0,20 \times 0,30 \times 25 = 1,5 \text{ KN/ml}$

Réaction de la poutre a l'ELU :  $R_B = 52.36 \text{ KN/ml}$

Réaction de la poutre a l'ELS :  $R_B = 37.79 \text{ KN/ml}$

#### 4.3. Calcul à l'ELU :

##### a. Combinaison des charges :

Poids propres de la poutre :  $1.5 \times 1.35 = 2.025 \text{ KN/ml}$

Réaction de la poutre à l'ELU :  $52.36 \text{ KN/ml}$

$q_u = 54.385 \text{ KN/ml}$

##### b. Calcul des efforts internes :

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{54.385 \times (3.1)^2}{8} = 65.33 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 65.33 = 55.53 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_a = -0.3M_0 = 0.3 \times 65.33 = -19.60 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_y = \frac{q_u l}{2} = \frac{54.385 \times 3.1}{2} = 84.30 \text{ KN}$$

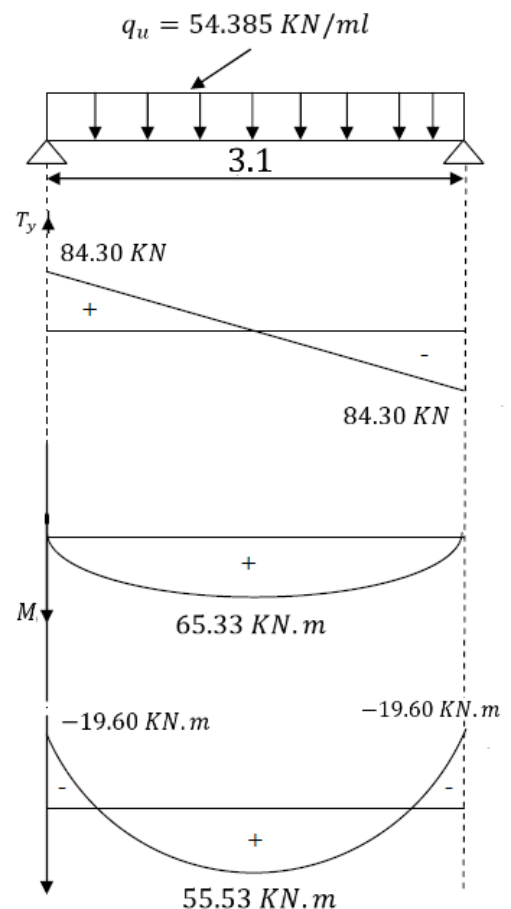
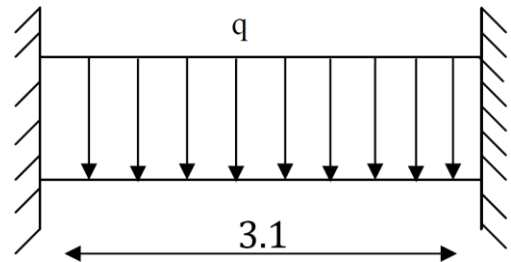


Figure III.34 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

**c. Calcul des armatures :**

$$b = 20 \text{ cm} \quad d = 28 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm}$$

- En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{55.53 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.250$$

$$\mu = 0.250 > \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \mu = 0.250 \Rightarrow \beta = 0.854$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{55.53 \times 10^3}{0.854 \times 28 \times 348} = 6.67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = \mathbf{3HA14 + 3HA10 = 6.97 \text{ cm}^2}$$

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19.6 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.088$$

$$\mu = 0.088 > \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \mu = 0.088 \Rightarrow \beta = 0.954$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{19.6 \times 10^3}{0.954 \times 28 \times 348} = 2.11 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = \mathbf{3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2}$$

**4.4. Vérification à l'ELU :****a. Exigence du RPA99 : (Art 7.5.2 RPA99/Version 2003)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section, donc :

$$A_s = 2,35 + 6,97 = 9,32 \text{ cm}^2 > \frac{0,5bh}{100} = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**b. Condition de non fragilité : (Art A4.2 BAEL91)**- En travée :

$$A_{min} = \left(0.23 \frac{f_{t28}}{f_e}\right) db = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 20 \times 28 = 0.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.68 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

- Aux appuis :

$$A_{min} = \left(0.23 \frac{f_{t28}}{f_e}\right) db = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 20 \times 28 = 0.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.68 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

**c. Vérification de l'effort tranchant : (Art A5.1,1 BAEL91)**

$$V_u^{max} = 84.30 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{84.30 \times 10^3}{200 \times 280} = 1.505 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \text{ (Fissuration non préjudiciable)}$$

$$\rightarrow \tau_u = 1.505 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

→ Pas de risque de cisaillements.

**d. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis : (Art A5.1.313 BAEL91)**

$$\frac{2V_u}{0.9db} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2V_u}{0.9db} = \frac{2 \times 84.3 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 280} = 3.35 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\frac{2V_u}{b0.9d} = 3.35 \text{ MPa} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

**e. Influence de l'effort tranchant : (Art A.5.1.312 BAEL91)**

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant  $V_u$  d'ancrer la nappe d'armature inférieure suffisamment avec sa longueur de scellement droit.

Pour cela il faut vérifier cette condition :  $A_{st \text{ adoptée}} > A_{st \text{ ancrée}}$

$$A_{st \text{ ancrée}} = \frac{V_u^{max}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{84.30 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 2.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adoptée}} = 6.97 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancrée}} = 1.08 \text{ cm}^2$$

⇒ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

**f. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (Art A6.1.3 BAEL91)**

Pour qu'il n'y ait pas d'entraînement des barres on doit vérifier cette condition :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t25} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers H.A}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9d \sum U} \quad \text{avec } \sum U: \text{ Somme des périmètres utiles des barres tendu}$$

$$\sum U = n\pi\phi = 3 \times 3.14 \times (1.4 + 1) = 22.608 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9d \sum U} = \frac{84.3 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 226.08} = 1.48 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.48 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

→ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinale.

**g. Ancrage des barres aux appuis : (Art A6.1.23 BAEL91)**

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{\phi_1 f_e}{4\bar{\tau}_{se}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \quad \text{On prend } l_s = 40 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normal, d'après le **BAEL91** la longueur nécessaire pour les aciers HA est  $0.4L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$   
Soit un crochet de  $16 \text{ cm}$ .

**h. Calcul des armatures transversales : (Art A.7.2.2 BAEL91)**

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

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35} ; \frac{20}{10} ; 1.4 \right\} = 0.86 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend du } \phi 8$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier et un cadre de  $\phi 8$

$$\rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

**i. Espacements max des armatures transversales : (Art A.5.1,22 BAEL91)**

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

$$S_t^{max} \leq \min(25.2 ; 40 \text{ cm}) = 25.2 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

- Écartement initiale :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3k f_{t28})}{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Cadre droit  $\rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$

$k = 1$  dans le cas général

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{0.8 A_t f_e}{(\tau_u - 0.3k f_{t28}) b_0} \Rightarrow S_t = \frac{0.8 \times 2.01 \times 235}{(1.505 - 0.3 \times 2.1) 20} = 21.60 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

D'après le **RPA99 Version 2003 (Art 7.5.2.2)** l'espacement est donné selon 2 zones :

- Zone nodale : (Aux appuis)

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} \Rightarrow S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4} ; 12 \times 1 \right\} = 7.5 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 7 \text{ cm}$

- Zone courante : (En travée)

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

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

**PS** : On prend  $S_t = 7 \text{ cm}$  pour la zone nodale et  $S_t = 15 \text{ cm}$  pour la zone courante

**j. Pourcentage minimum des armatures transversales : (Art 5.1,22 BAEL91)**

Il faut vérifier cette condition :  $A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.4bS_t}{f_e}$

$$A_{min} = \frac{0.4 \times 20 \times 15}{400} = 0.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**4.5.Vérification à l'ELS :**

**a. Combinaison des charges :**

Poids propres de la poutre = 1.5 KN/ml  
 Réaction de la poutre à l'ELS : 37.79 KN/ml  
 $q_s = 39.29 \text{ KN/ml}$

**b. Calcul des efforts internes :**

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{39.29 \times (3.1)^2}{8} = 47.20 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 47.20 = 40.12 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_a = -0.3M_0 = 0.3 \times 47.20 = -14.16 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_y = \frac{q_s l}{2} = \frac{39.29 \times 3.1}{2} = 60.90 \text{ KN}$$

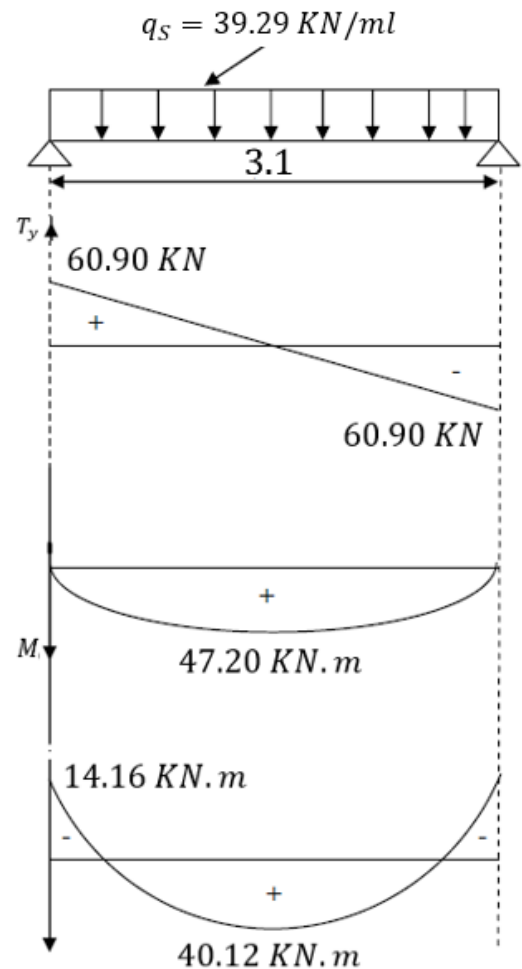


Figure III.35 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

**c. Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures : (Art 5.3,2 BAEL91)**

Etant données la fissuration est considérée peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

**d. Vérification de la résistance à la compression du béton : (Art 4.5,2 BAEL91)**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \text{et : } \sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

- En travée :

➤ **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 6.97}{20 \times 28} = 1.24 \quad \rho_1 = 1.24 \rightarrow k_1 = 18.11 \rightarrow \beta_1 = 0.849$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{40.12 \times 10^6}{0.849 \times 280 \times 697} = 242.14 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 242.14 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

➤ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{242.14}{18.11} = 5.92 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 5.92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

- Aux appuis :

➤ **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 2.35}{20 \times 28} = 0.420 \quad \rho_1 = 0.420 \rightarrow k_1 = 35.50 \rightarrow \beta_1 = 0.901$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{14.16 \times 10^6}{0.901 \times 280 \times 235} = 238.84 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 238.84 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

➤ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{238.84}{35.50} = 6.73 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 6.73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

**e. Etat limite de déformations : (Art B6.8,424 BAEL91)**

D'après les règles du BAEL.91, on pourra se dispenser du calcul des déformations si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} ; \quad \frac{A_s}{b_0d} < \frac{3.6}{f_e} ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$\frac{h_t}{L} = \frac{30}{310} = 0.097 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

$$\frac{A_s}{b_0d} = \frac{6.97}{20 \times 28} = 0.012 < \frac{3.6}{f_e} = 0.009 \Rightarrow \text{Condition non vérifier.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.097 \geq \frac{M_t}{15M_0} = \frac{40.12}{15 \times 55.53} = 0.048 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

→ La condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

❖ **Calcul de la flèche : (Art B6.5,2 BAEL91)**

On doit vérifier que :

$$f_i = \frac{M_s l^2}{10E_i I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$f_v = \frac{M_s l^2}{10E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Aire de la section homogénéiser :

$$B_0 = B + nA_{st} = bh + 15A_{st}$$

$$B_0 = 20 \times 30 + 15 \times 6.97 = 704.55 \text{ cm}^2$$

Le moment statique de la section homogénéiser par rapport à l'axe (x - x) :

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_{st}d$$

$$S_{/xx} = \frac{20 \times 30^2}{2} + 15 \times 6.97 \times 28 = 11927.4 \text{ cm}^2$$

Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{11927.4}{704.55} = 16.93 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 30 - 16.93 = 13.07 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogénéiser par rapport au centre de gravité :

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_{st}(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{20}{3}(16.93^3 + 13.07^3) + 15 \times 6.97(13.07 - 2)^2 = 60047 \text{ cm}^4$$

Avec :

$B_0$  : aire de la section homogénéisée

$M_S$  : moment fléchissant à l'ELS.

$E_V, E_i$  : module de déformation différée (respectivement instantanée) du béton.

$I_{fV}, I_{fi}$  : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée (respectivement instantanée).

$\rho$  : le rapport de l'aire ( $A$ ) dans la section des armatures tendues à l'aire de la section utile de la nervure.

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{6.97}{20 \times 28} = 0.012$$

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.012(2 + 3)} = 1.75$$

$$\lambda_V = \frac{2}{5}\lambda_i = \frac{2}{5} \times 1.75 = 0.7$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.012 \times 242.14 + 2.1} = 0.732$$

$$I_{fV} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_V\mu} = \frac{1.1 \times 60047}{1 + 0.7 \times 0.732} = 43673.43 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i\mu} = \frac{1.1 \times 60047}{1 + 1.75 \times 0.732} = 28957.34 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 32164.20 \text{ MPa} ; E_V = 10817.86 \text{ MPa}$$

$$f_i = \frac{40.12 \times 10^3 \times 310^2}{10 \times 32164.2 \times 28957.34} = 0.41 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{310}{500} = 0.62 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

$$f_i = \frac{21.52 \times 10^3 \times 310^2}{10 \times 10818.86 \times 43673.43} = 0.43 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{310}{500} = 0.62 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

4.6. Schéma de ferrailage :

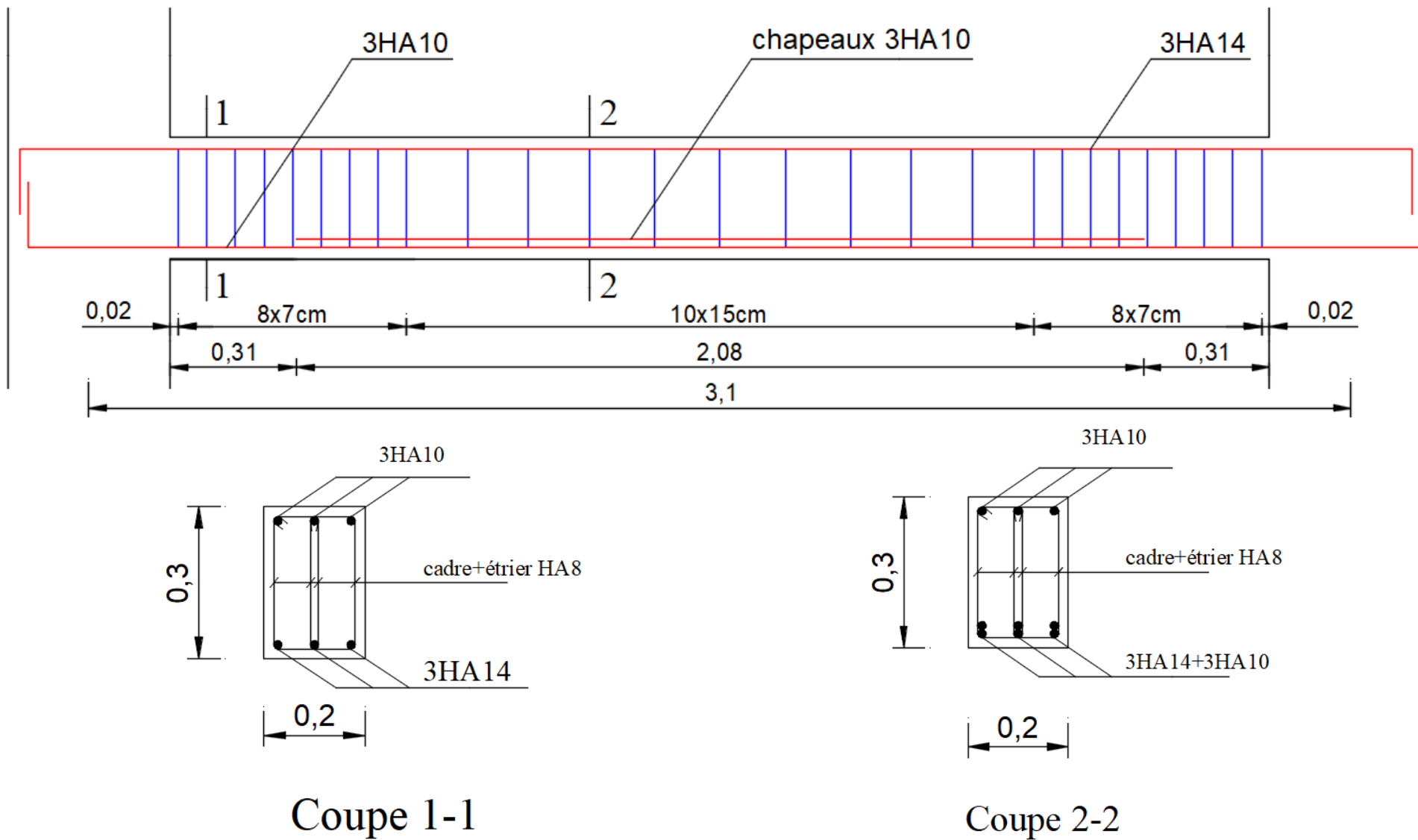


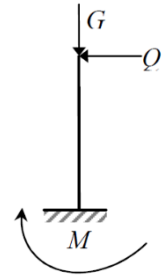
Figure III.36 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

**5. Calcul de l'acrotère :**

- Chargement :

Poids propre de l'acrotère :  $G = \gamma_b \times S = 25 \times 0.069 = 1.725 \text{ KN/ml}$ .

Surcharge d'exploitations :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$ .

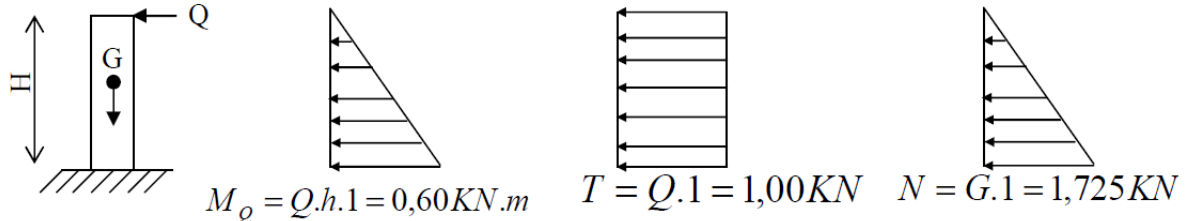


**5.1. Calcul des sollicitations :**

Effort normal dû au poids propre :  $N = G \times 1 = 1.725 \text{ KN}$ .

Effort Tranchant :  $T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$

Moment de renversement M dû à l'effort de renversement :  $M = Qh \times 1 = 0.60 \text{ KN.m}$



**Figure III.37 : Diagramme des efforts internes (M, N, T)**

❖ **Combinaison de charges :**

- ELU :

La combinaison est  $(1.35G + 1.5Q)$ .

Effort normal de la compression dû à  $G$  :  $N_u = 1.35G = 2.329 \text{ KN/ml}$

Effort tranchant :  $T_u = 1.5T = 1.5 \text{ KN}$ .

Moment de renversement dû à  $Q$  :  $M_u = 1.5M_Q = 0.90 \text{ KN.m}$

- ELS :

- La combinaison est  $(G + Q)$ .

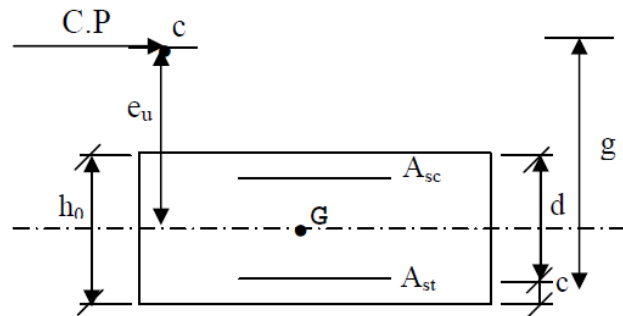
- Effort normal de la compression dû à  $G$  :  $N_u = G = 1.725 \text{ KN/ml}$

- Effort tranchant :  $T_u = T = 1 \text{ KN}$ .

- Moment de renversement dû à  $Q$  :  $M_u = M_Q = 0.60 \text{ KN.m}$

**5.2. Ferrailage de l'acrotère :**

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.



C : Centre de poussée.

e : Excentricité.

$M_f$  : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendu.

**a. Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.329} = 0.386 \text{ m}$$

$$e_u = 38.6 \text{ cm}$$

$$\frac{h_0}{2} - C = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_u = 38.6 \text{ cm} > \frac{h_0}{2} - C = 3 \text{ cm}$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal  $N$  est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$  puis on se ramène à la flexion composée.

**b. Calcul en flexion simple :**

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 0.386 + \frac{0.10}{2} - 0.02 = 0.416 \text{ m}$$

- Moment fictif : par rapport aux aciers tendus.

$$M_f = N_u \times g = 2.329 \times 0.416 = 0.969 \text{ KN.m}$$

- Moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}} = \frac{0.969 \times 10^5}{100 \times 8^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.0106$$

$$\mu_f = 0.0106 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_f = 0.0106 \rightarrow \beta = 0.995$$

- Les armatures fictives :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.969 \times 10^5}{0.995 \times 8 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{stf} = 0.35 \text{ cm}^2$$

**c. Calcul en flexion composée :**

$$\text{La section réelle des armatures : } \begin{cases} A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.35 - \frac{2.329 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.28 \text{ cm}^2 \\ A_{sc} = A_{scf} = 0 \end{cases}$$

$$A_{st} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0 \text{ (armatures de montage)}$$

**5.3. Vérification à l'ELU :**

**a. Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \times \left[ \frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \right]$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{400} \times \left[ \frac{34.78 - 0.455 \times 8}{34.78 - 0.185 \times 8} \right] = 0.903 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.903 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0.28 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Le ferrailage se fera avec la section minimale :  $A_{st} = A_{min} = 0.903 \text{ cm}^2$

Soit **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

**b. Armature de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

Soit **3HA8 = 1.50 cm<sup>2</sup>** avec  $S_t = 33 \text{ cm}$

**c. Vérification au cisaillement : (Art A5.2,2 BAEL.91)**

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} ; V_u = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.0187 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u = 0.0187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \Rightarrow \text{OK.}$$

Alors pas besoin d'armatures transversales.

**d. Vérification de l'adhérence dans les barres : (Art A6.1,3 BAEL/91)**

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

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

$\sum \mu_i$  : Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum \mu_i = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 12.56 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 125.6} = 0.166 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.166 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

**e. Ancrage des barres : (Art A6.1,22 BAEL.91)**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 3.15} = 25.39 \text{ cm.}$$

On prend  $l_s = 30 \text{ cm.}$

**5.4. Vérification des contraintes à l'ELS :**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$N_s = 1.725 \text{ KN.}$$

$$M_s = 0.60 \text{ KN/m.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60}{1.725} = 0.348 \text{ m} = 34.8 \text{ cm}$$

$$e_s = 34.8 \text{ cm} > \frac{h_0}{2} - C = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

→ La section est partiellement comprimée.

On doit soit :

- Faire une vérification des contraintes :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{sc} \leq \bar{\sigma}_{sc}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

- Faire un calcul d'armatures à l'ELS, puis comparer avec les armatures à l'ELU, et on prend le max des armatures à l'ELU et à l'ELS et  $A_{stmin}$  (s'il y a lieu).

Etape fictive :  $g = e_s + \frac{h}{2} - C = 34.8 + 5 - 2 = 37.8 \text{ cm.}$

$$M_f = N_s \times g = 1.725 \times 0.378 = 0.652 \text{ KN.m}$$

$$M_{ls} = \frac{bd^2}{2} \bar{\sigma}_{bc} \times \bar{\alpha} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right)$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}$$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 2 \frac{f_e}{3} ; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right\} \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$n = 1.6 ; \text{barre H.A} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266.66 ; 201.633 \} = 201.633 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\alpha} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.633} = 0.527$$

$$\bar{y} = \bar{\alpha} d = 0.527 \times 8 = 4.216 \text{ cm}$$

$$M_{ls} = \frac{1000 \times 80^2}{2} \times 15 \times 0.527 \left(1 - \frac{0.527}{3}\right) = 20.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{ls} > M_f \Rightarrow \text{Section fictive rectangulaire simplement armée.}$$

- Les armatures fictives :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{(d - c')\bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.652 \times 10^5}{(8 - 2) \times 201.633} = 0.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{stf} = 0.54 \text{ cm}^2$$

Calcul en flexion composée :

$$\text{La section réelle des armatures : } \begin{cases} A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.54 - \frac{1.725 \times 10^3}{201.633 \times 10^2} = 0.45 \text{ cm}^2 \\ A_{sc} = A_{scf} = 0 \end{cases}$$

$$A_{st} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0 \text{ (armatures de montage)}$$

❖ Conclusion :

$$A_{st} = \max(A_{st\ ELU} ; A_{st\ ELS} ; A_{min}) = \max(2.01 ; 0.45 ; 0.903)$$

$$A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2.$$

Soit :

$$A_{st} = \mathbf{4HA8} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2} \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = \mathbf{3HA8} = \mathbf{1.50 \text{ cm}^2} \text{ avec } S_t = 33 \text{ cm}$$

### 5.5.Vérification de l'acrotère au séisme :

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \text{ (Art 6.2.3 RPA99 version 2003)}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

(A = 0.15, en zone IIa, groupe d'usage 2)

C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontale, pour un élément en console ⇒ C<sub>p</sub> = 0.8.

W<sub>p</sub> : Poids de l'acrotère (W<sub>p</sub> = 1.725 KN/ml)

F<sub>p</sub> : Force horizontale pour les éléments non structuraux.

On doit vérifier la condition suivante : F<sub>p</sub> < Q

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 1.725 \times 0.8 = 0.828 < Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

❖ Conclusion :

Armatures principales : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec S<sub>t</sub> = 20 cm

Armatures de répartitions : **3HA8 = 1.50 cm<sup>2</sup>** avec S<sub>t</sub> = 33 cm

### 5.6.Schéma de ferrailage :

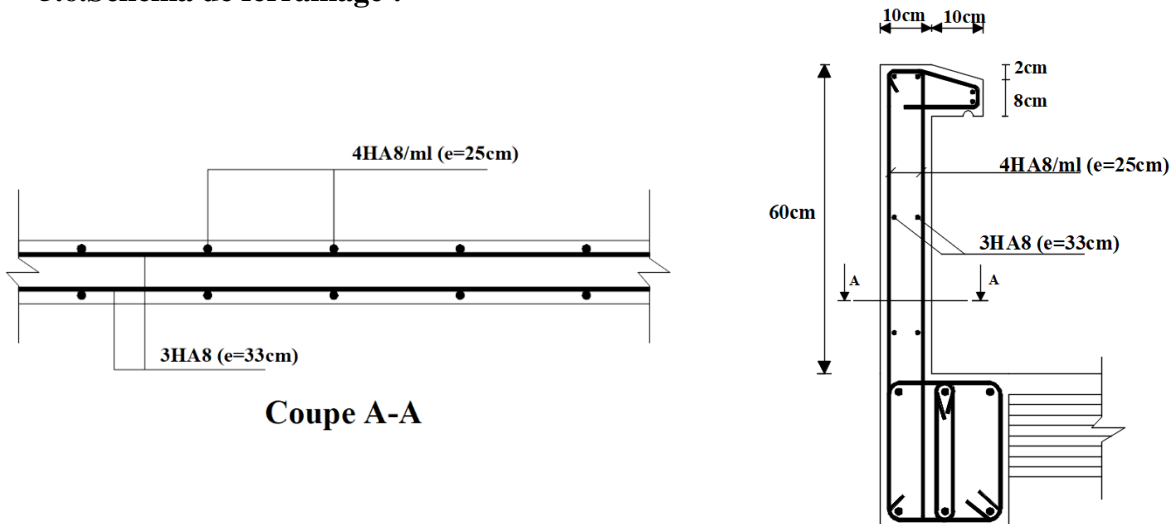


Figure III.38 : Ferrailage de l'acrotère.

# Chapitre IV

## 1. Présentation du logiciel robot :

Le Logiciel **ROBOT** est un logiciel de calcul et de conception des structures, il permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures, le logiciel offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques 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.

Le logiciel est basé sur la méthode des éléments finis (MEF), il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse et comprenne le processus de la phase de résolution, cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la MEF et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calculs.

### 1.1. Concept de base de la M.E.F :

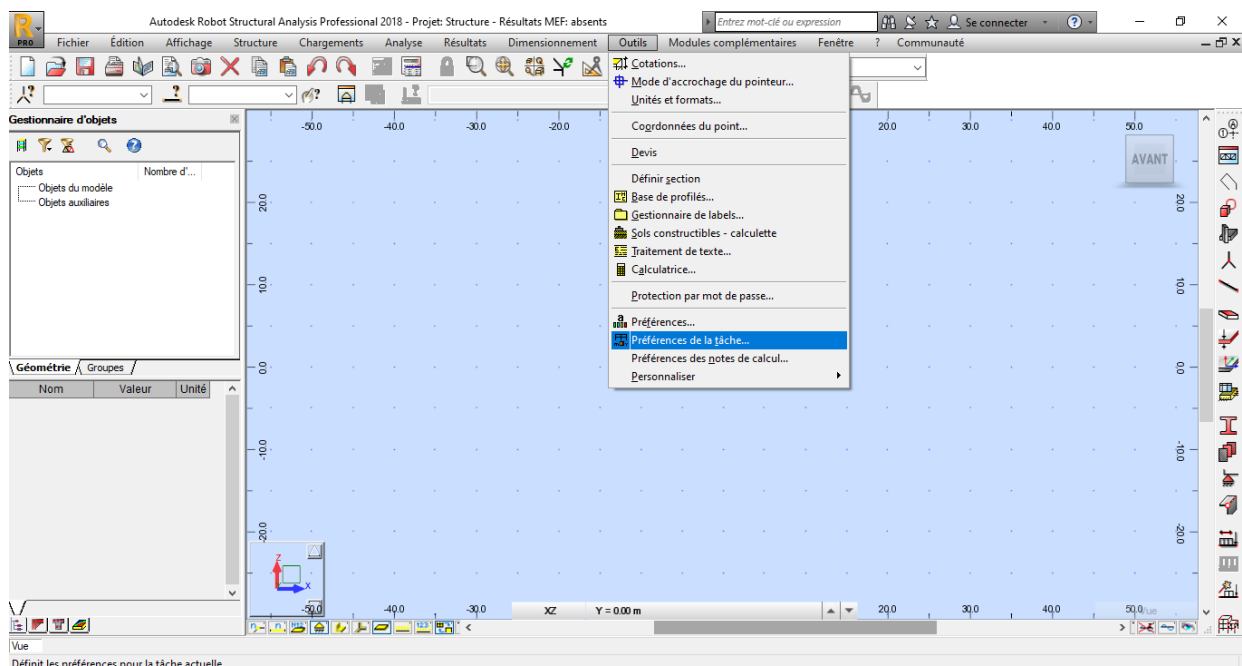
La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

## 2. Etape de la modélisation :

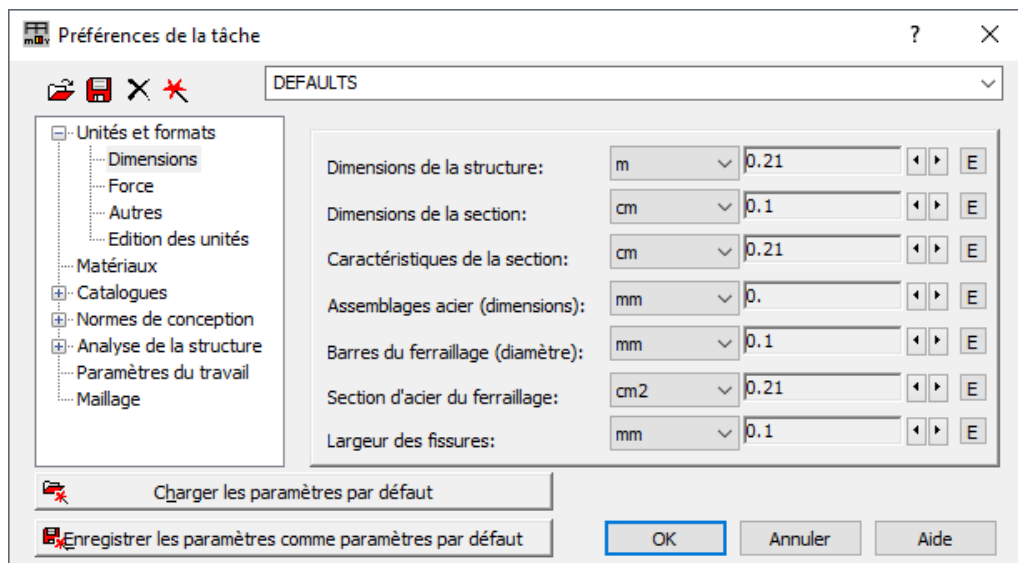
### 2.1. Préférence de la tâche :

Avant toutes choses nous devons choisir les paramètres, les unités, les matériaux et les réglagements qu'on utilisera durant cette modélisation.

Pour accéder à ces réglages, dans la 2<sup>ème</sup> ligne (menu texte) on clique sur outils et on choisit 'Préférence de la tâche'.

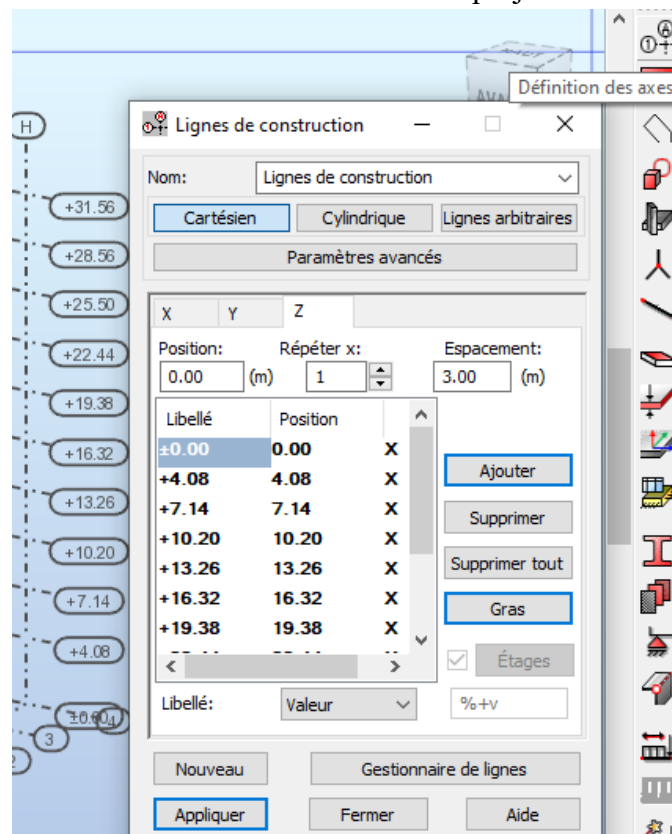


Le logiciel nous affiche la boîte de dialogue suivante où nous choisirons nos paramètres de travail.



## 2.2. Ligne de construction :


En cliquant sur l'icône 'définition des axes' le logiciel nous montre cette boîte de dialogue qui nous permettra d'introduire les axes de notre projet dans les 3 directions (x; y; z).



**2.3. Définition des sections :**

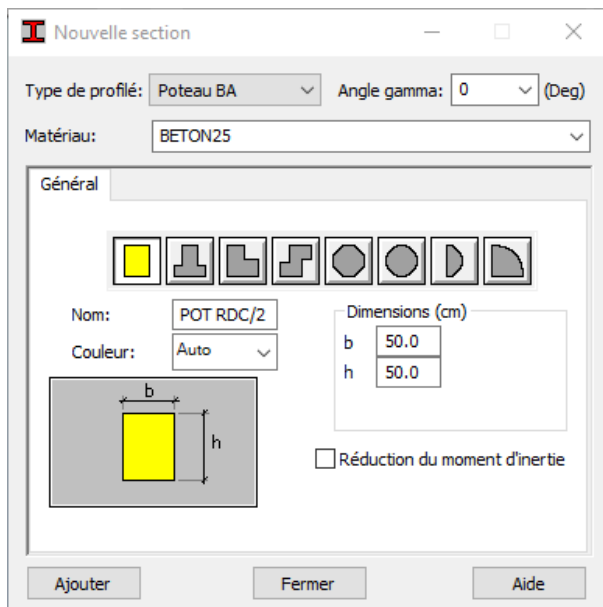
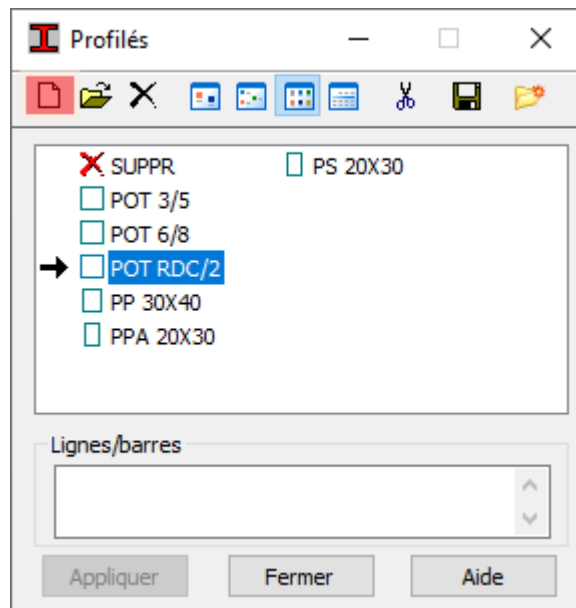
Maintenant nous allons introduire toutes les sections des éléments de la structure que nous avons définis lors du 2<sup>ème</sup> chapitre (épaisseur des dalles, des voiles et des escaliers ainsi les sections des poteaux et des poutres).

- Pour les sections des poteaux et des poutres :

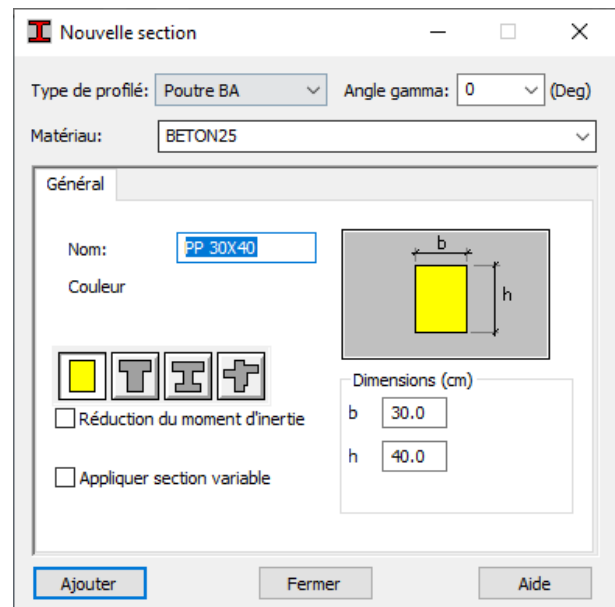
On clique sur l'icône profilés de barre  ou bien dans le menu texte on clique sur structure puis caractéristique et on trouve profilés de barre.

Le logiciel nous affiche cette boîte de dialogue.

En cliquant sur nouveau (l'icône en rouge), il nous offre une nouvelle boîte de dialogue ou on va introduire nos sections.

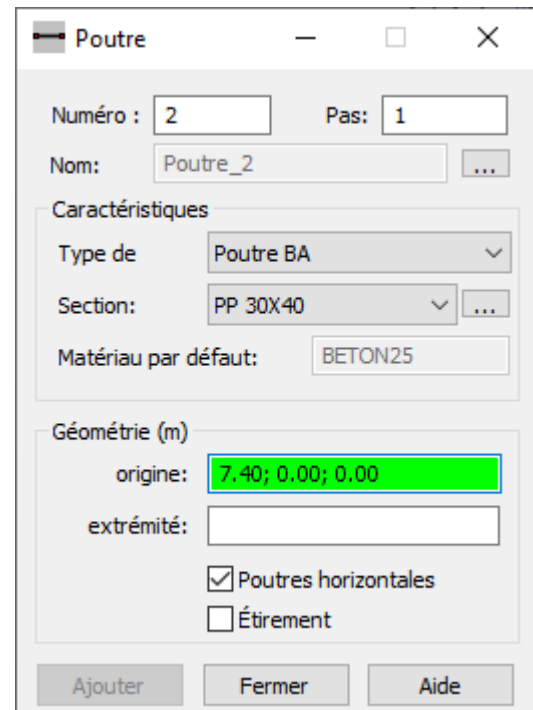
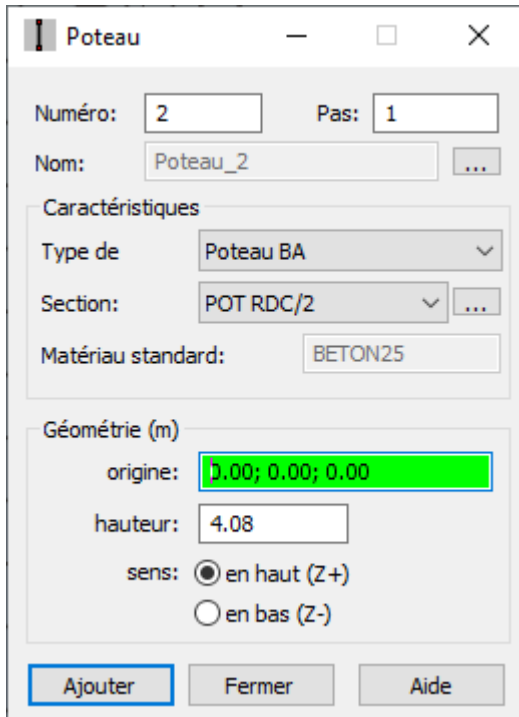
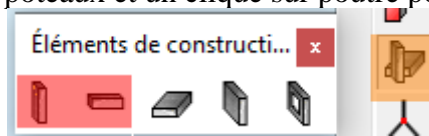



Pour les poteaux



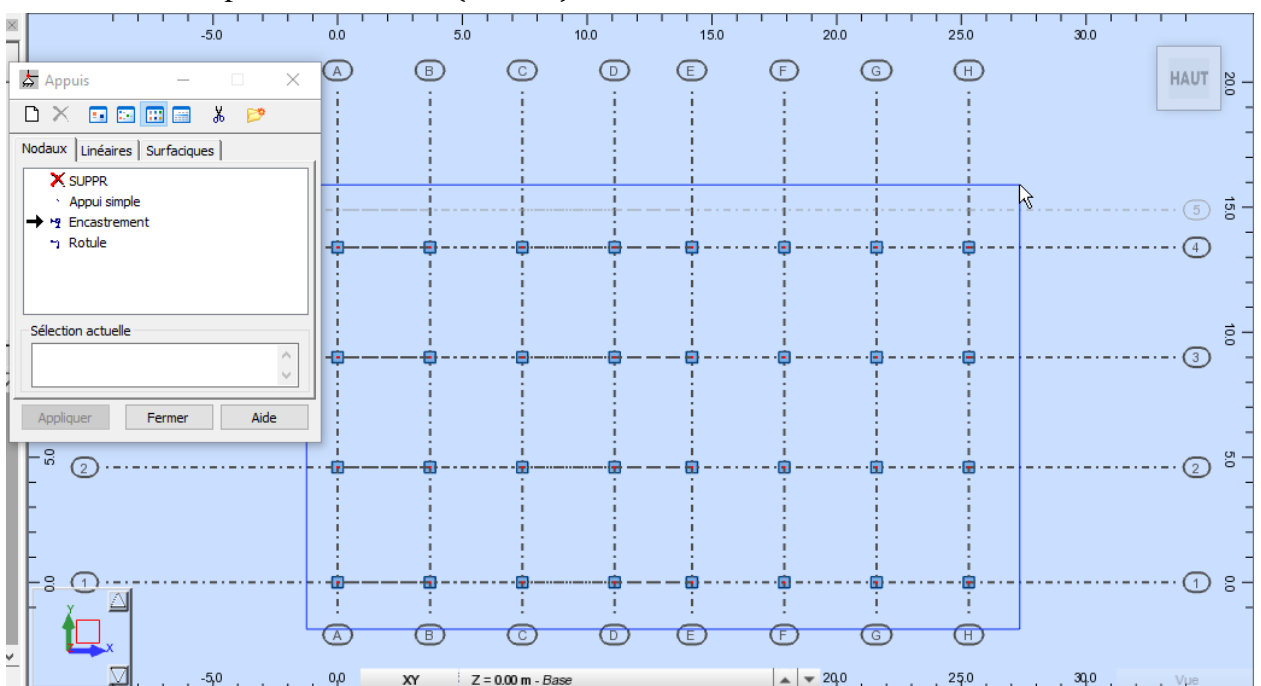
Pour les poutres

Après la définition des sections on passe à la saisie graphique des éléments élémentaire de notre structure. On clique sur l'icône élément de construction puis un autre clique sur poteau pour dessiner graphiquement les poteaux et un clique sur poutre pour dessiner les poutres.




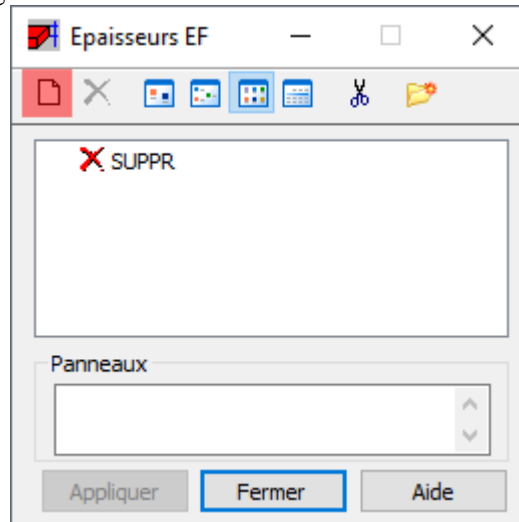
Après avoir dessiner les poteaux on doit les encastrer a la base, et pour cela il faut appuyer sur l'icône « appui » que voici .

Dans la boîte de dialogue qui s'affiche on clique sur nodaux on choisit encastrement et on selectionne tous les poteaux a la base (0.00 m).



## 2.4. Définition des épaisseurs des panneaux et des planchers :

Pour ajouter l'épaisseur des panneaux on fait un clic sur l'icône épaisseur EF  et le logiciel nous cette de dialogue suivant :

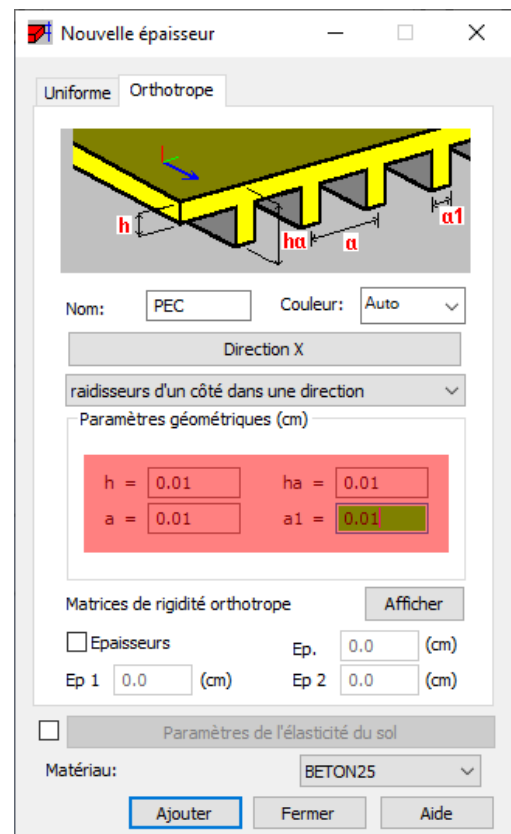



- On clique sur nouveau le logiciel nous affiche une autre boîte de dialogue, on commence par définir les plancher a corps creux en cliquant sur orthotrope.

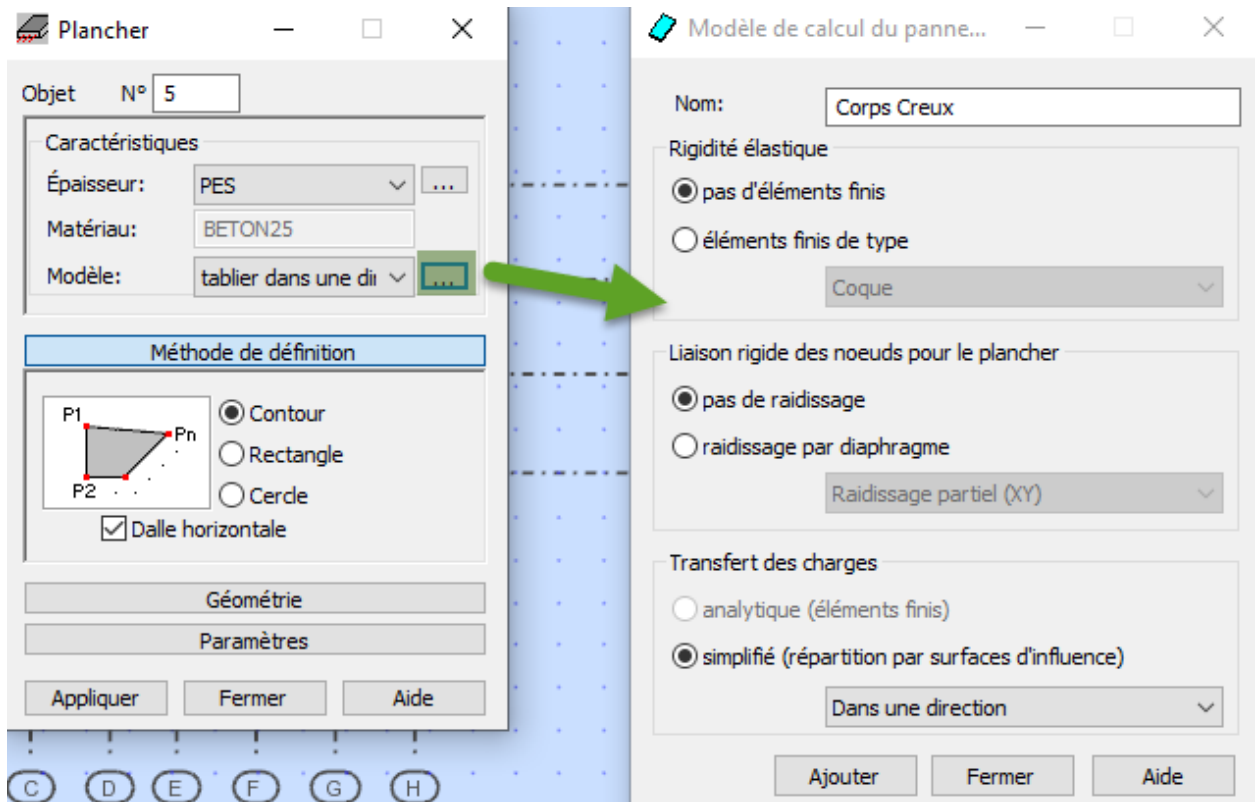
On a défini 3 sections pour les plancher a corps creux qui sont :

- (PES) pour l'étage de service.
- (PEC) pour l'étage courant.
- (PET) pour l'étage terrasse.

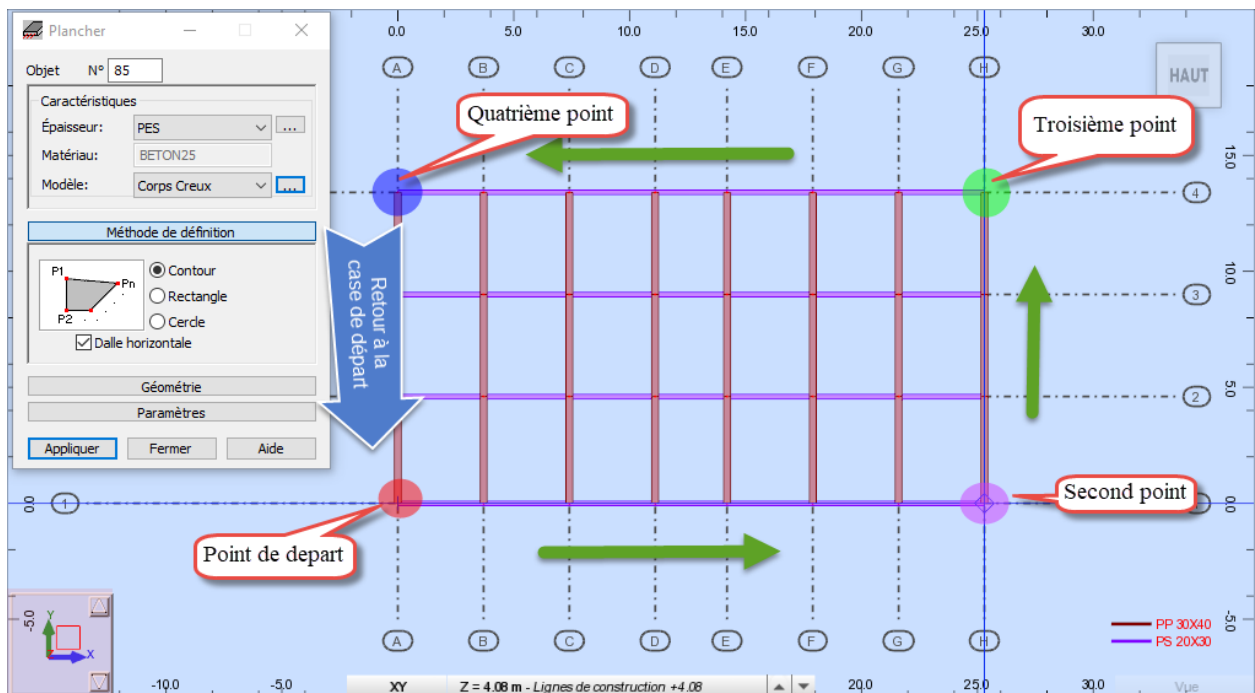
En ce qui concerne les épaisseurs qu'on a mis à '0.01'(panneau virtuel) à la place de  $(16 + 4)cm$  c'est parce que le logiciel inclus le poids propre de la dalle a corps creux comme étant une dalle pleine.



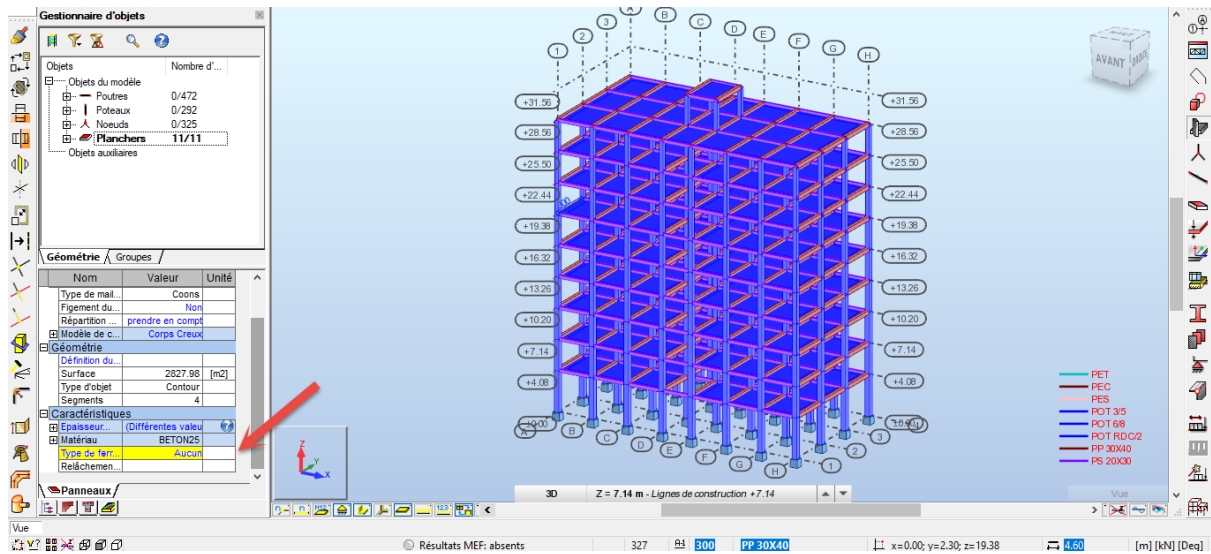
Pour dessiner les plancher corps creux on clique sur l'icône dalle , une boîte de dialogue s'ouvre, maintenant on sélectionne notre plancher à corps creux et on ajoute un modèle de calcul du panneau comme l'indique l'image suivante :



Les poutrelles seront disposées suivant l'axe (x-x) et pour cela nous devant dessiner de la façon suivante :



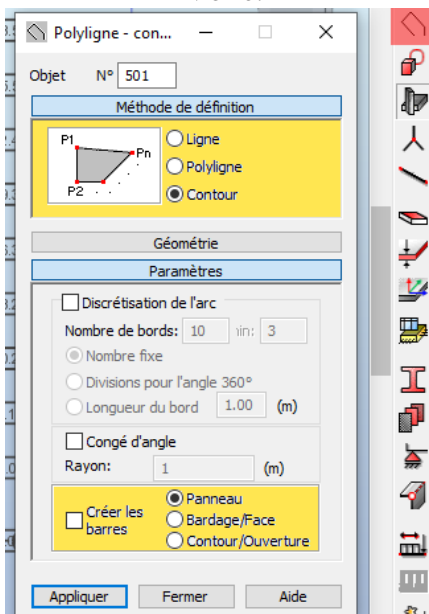
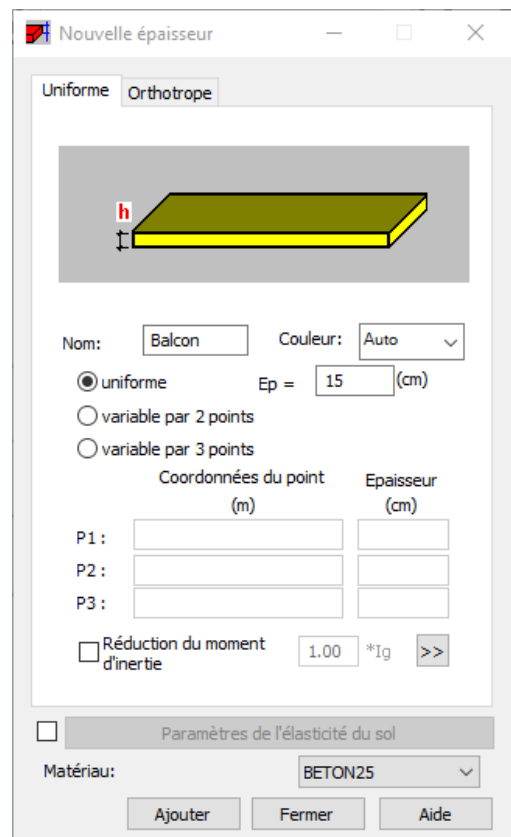
Après avoir dessiner tous les plancher on devra sélectionner ces derniers pour définir leur type de ferrailage si non le logiciel le considère automatiquement comme étant un plancher en béton armé, pour cela on va y aller dans le gestionnaire d'objet→caractéristiques→type de ferrailage et on choisit « Aucun »



**Remarque :**

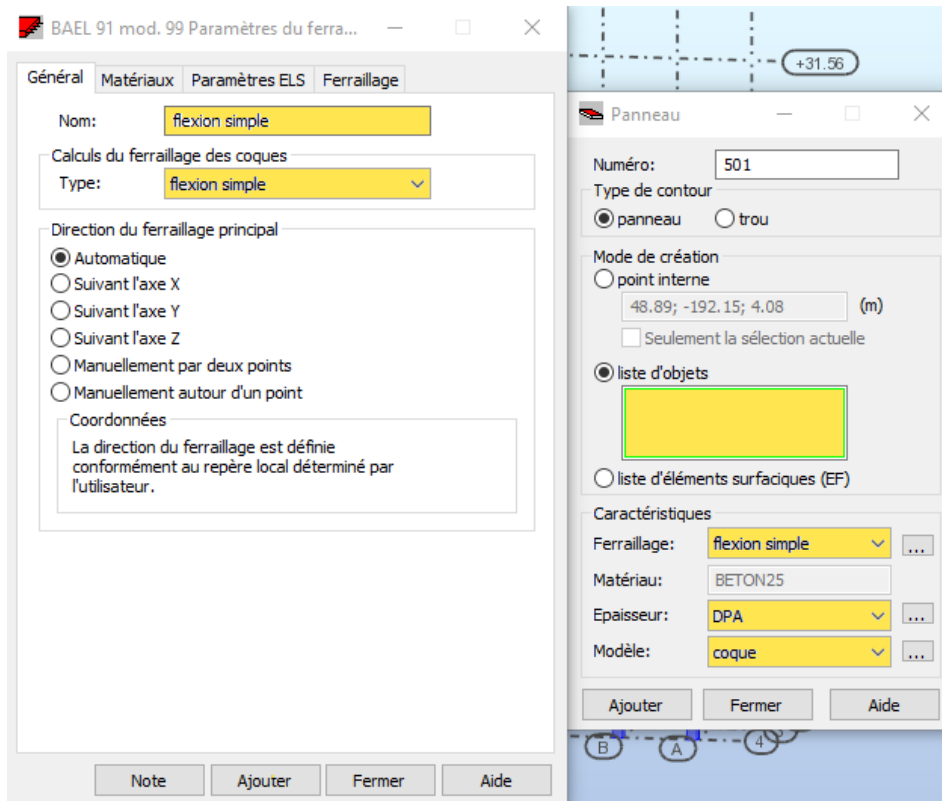
Le but de la variation des noms des sections est de faciliter le chargement.

- Pour les panneaux en béton armé on clique sur uniforme et on définit nos sections :
  - Balcon.
  - Balcon T : pour les dalles recouvrant les balcons du dernier niveau.
  - PAF : pour les porte-à-faux.
  - PAF T : pour les dalles recouvrant les porte-à-faux du dernier niveau.
  - DPA : pour la dalle pleine de l'ascenseur.
  - DP.SM : pour la dalle de la salle machine
  - PI : pour les paliers intermédiaires.
  - Volée : pour les volées d'escalier.
  - Voile.



Les dalles en béton armé seront dessinées avec la méthode « polygone contour », et on définira ces panneaux manuellement avec « Panneau »

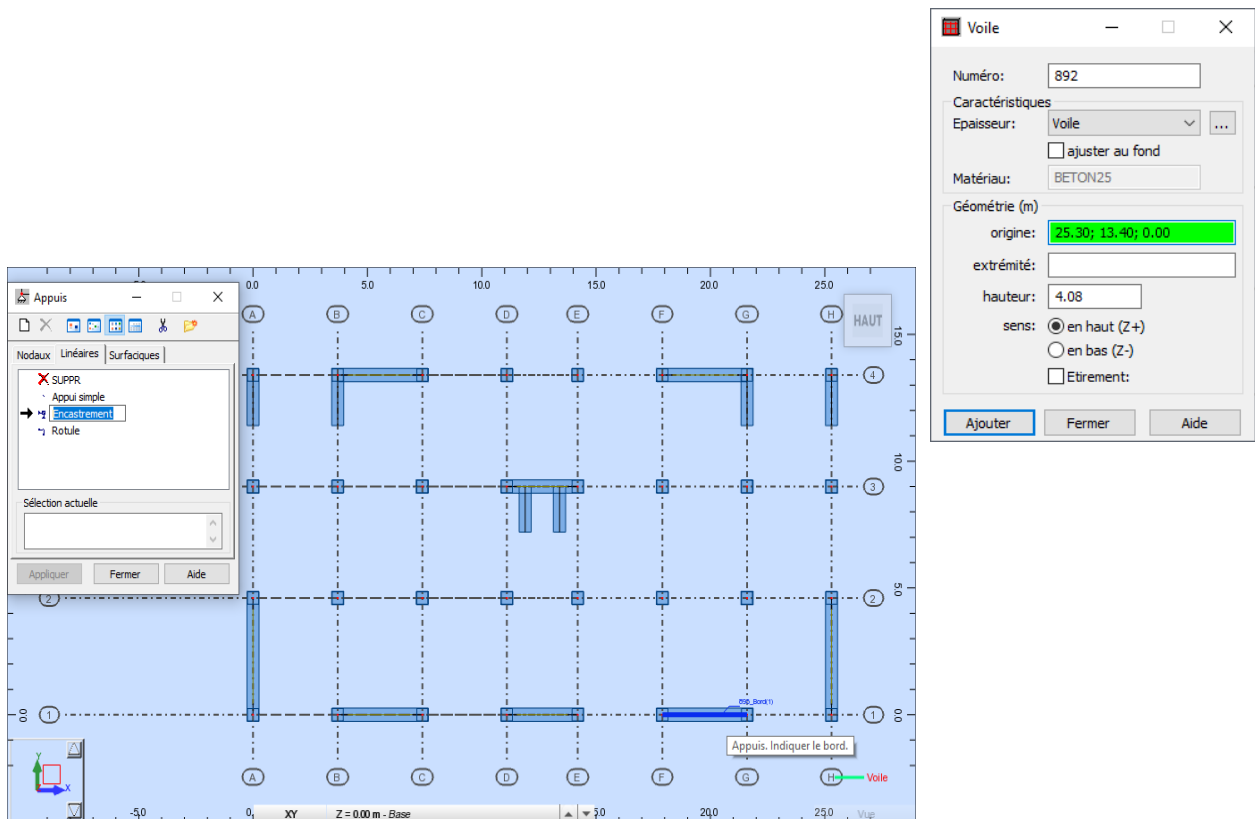
Le type de ferrailage est en flexion simple pour tous les panneaux en béton armé qu'on a ajouté manuellement.




- Pour les voiles on les dessine avec l'icône suivante :

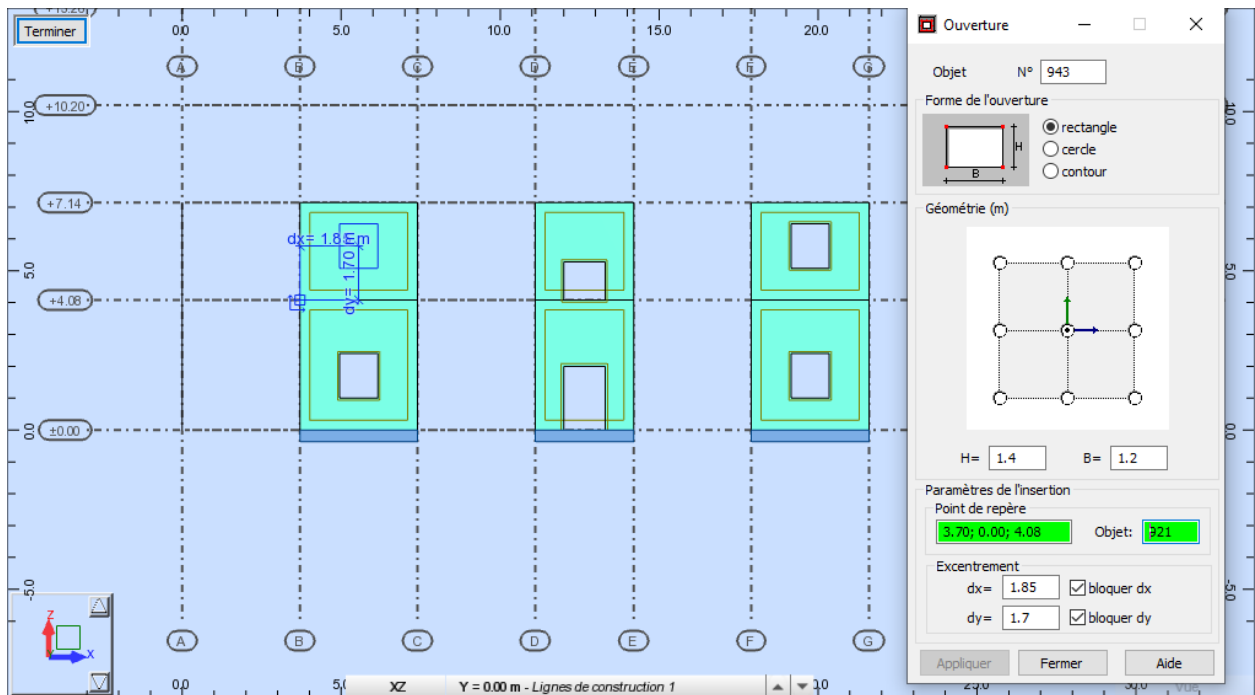


A la fin nous devont aussi encastrer les voiles à la base comme on avait avec les poteaux sauf que là on clique sur linéaire à la place de nœuds, on clique sur encastrement et on encastre les voiles à la base (0.00 m) un par un.



Nos voiles longitudinaux comportent des ouvertures, pour les insérer nous devons suivre les étapes suivantes :


On clique sur l'icône ouverture  le logiciel nous montre une boîte de dialogue où on va introduire les dimensions des ouvertures et leur emplacement.



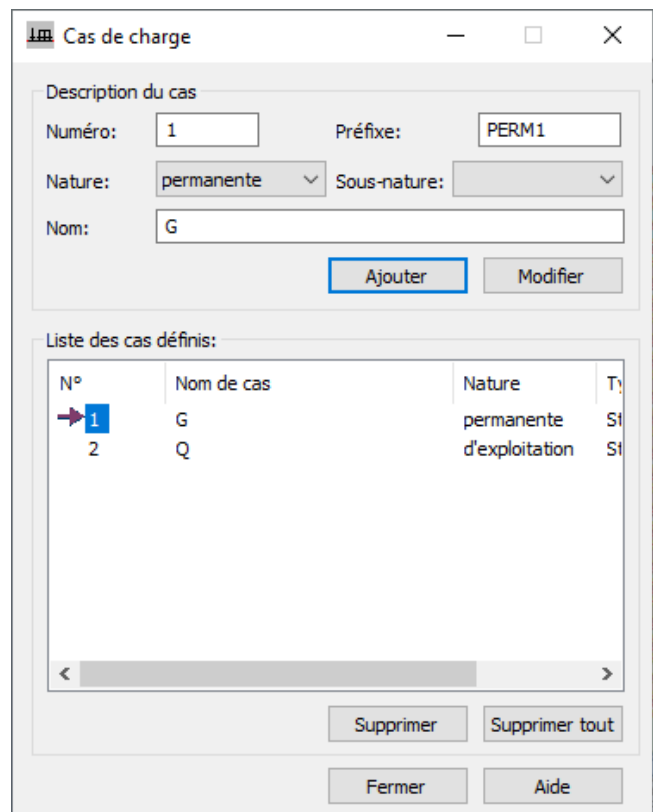
Le ferrailage des voiles et en voile béton armé.

### 2.5. Définition des chargements :



Pour introduire le chargement on doit d'abord définir la nature de chaque charge (permanente, exploitation, et sismique).

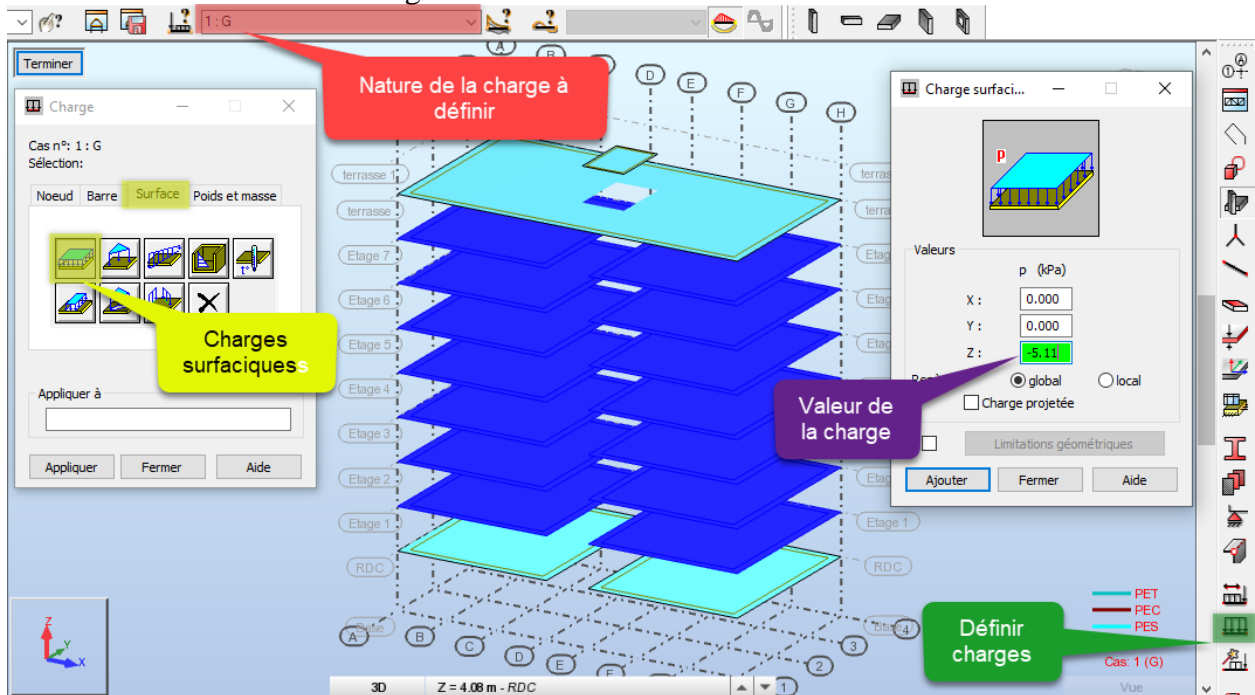
Pour cela on clique sur l'icône cas de charge .

Le logiciel nous affiche la boîte de dialogue suivante pour définir la nature des charges. Une fois que c'est fait on clique sur fermer, et on commence à charger nos éléments.



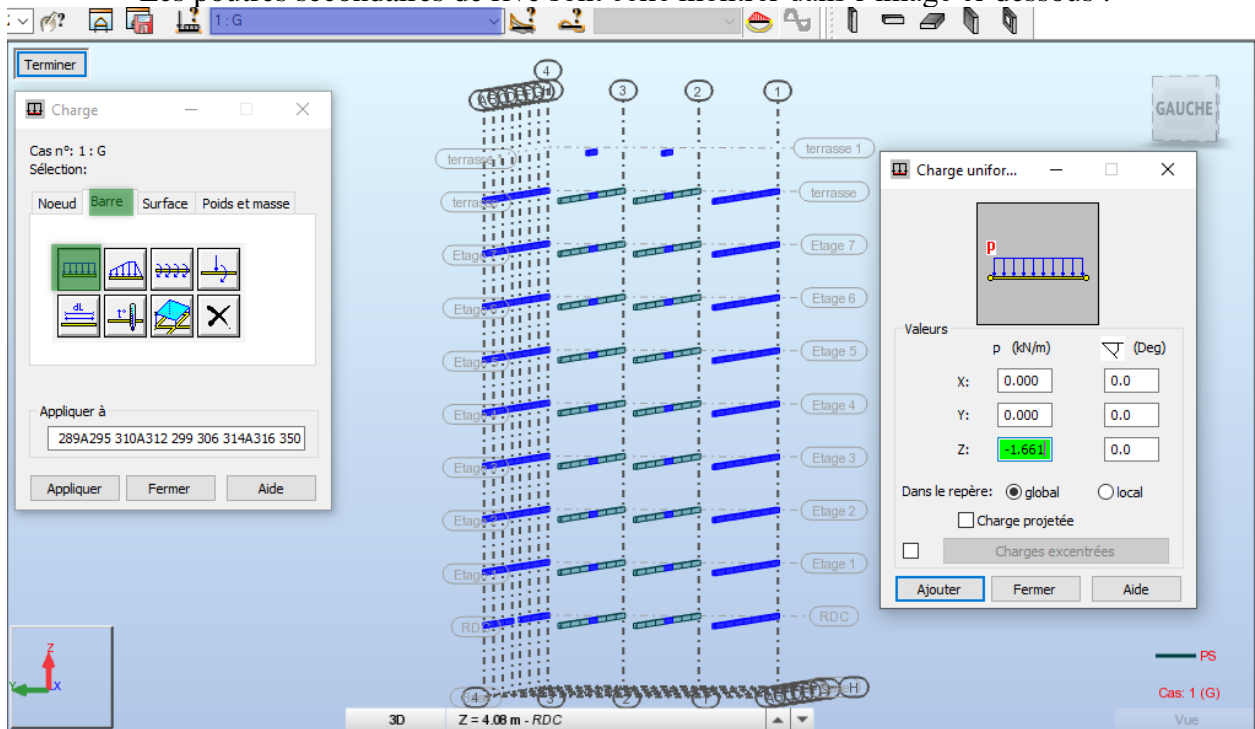
- **Plancher à corps creux :**

On commence par charger les plancher a corps creux, en les sélectionnant, on isole l'affichage avec l'icône isoler l'affichage , ensuite on passe à l'introduction des charges avec l'icône suivant  définir charges.

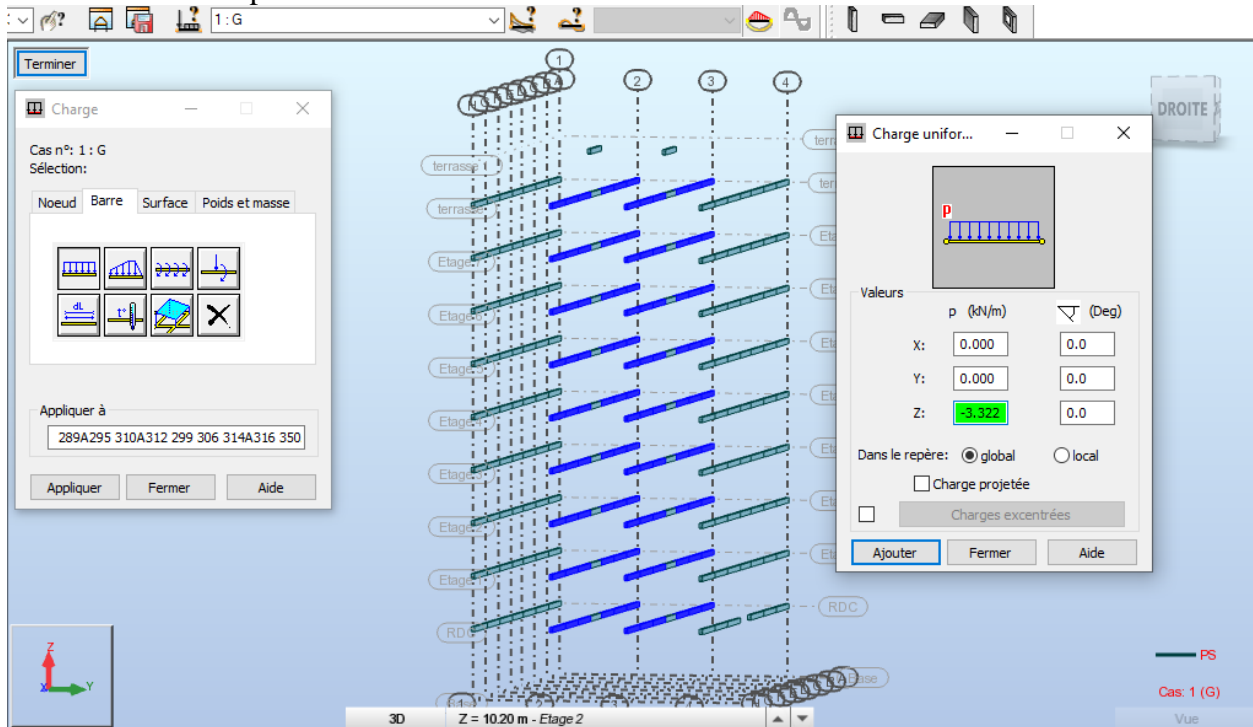


Après avoir charger tous les planchers à corps creux, nous devons passer aux chargements des poutres secondaires, parce que le logiciel ne charge que les poutres principales lors du chargement des planchers à corps creux.

Les poutres secondaires de rive sont celle montrer dans l'image ci-dessous :



## Les poutres secondaires intermédiaire :

- **Chargement des poutres secondaires :**

Pour les poutres de rive :  $G \times \frac{L_{hourdis}}{2}$  (Charge permanente).

$$Q \times \frac{L_{hourdis}}{2} \text{ (Surcharge d'exploitation).}$$

Pour les poutres intermédiaires :  $G \times L_{hourdis}$  (Charge permanente).

$$Q \times L_{hourdis} \text{ (Surcharge d'exploitation).}$$

- Poutres secondaires de rive (étage courant) :

$$G = 5.11 \times \frac{0.60}{2} = 1.661 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.5 \times \frac{0.60}{2} = 0.487 \text{ KN/ml}$$

- Poutres secondaires de rive (étage de service) :

$$G = 5.11 \times \frac{0.60}{2} = 1.661 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.5 \times \frac{0.60}{2} = 0.813 \text{ KN/ml}$$

- Poutres secondaires de rive (étage terrasse) :

$$G = 5.66 \times \frac{0.60}{2} = 1.840 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \times \frac{0.60}{2} = 0.325 \text{ KN/ml}$$

- Poutres secondaires intermédiaire (étage courant) :

$$G = 5.11 \times 0.60 = 3.322 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.5 \times 0.60 = 0.975 \text{ KN/ml}$$

- Poutres secondaires intermédiaire (étage de service) :

$$G = 5.11 \times 0.60 = 3.322 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.5 \times 0.60 = 1.625 \text{ KN/ml}$$

- Poutres secondaires intermédiaire (étage terrasse) :

$$G = 5.11 \times 0.60 = 3.679 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \times 0.60 = 0.65 \text{ KN/ml}$$


- **Panneau en dalle pleine :**

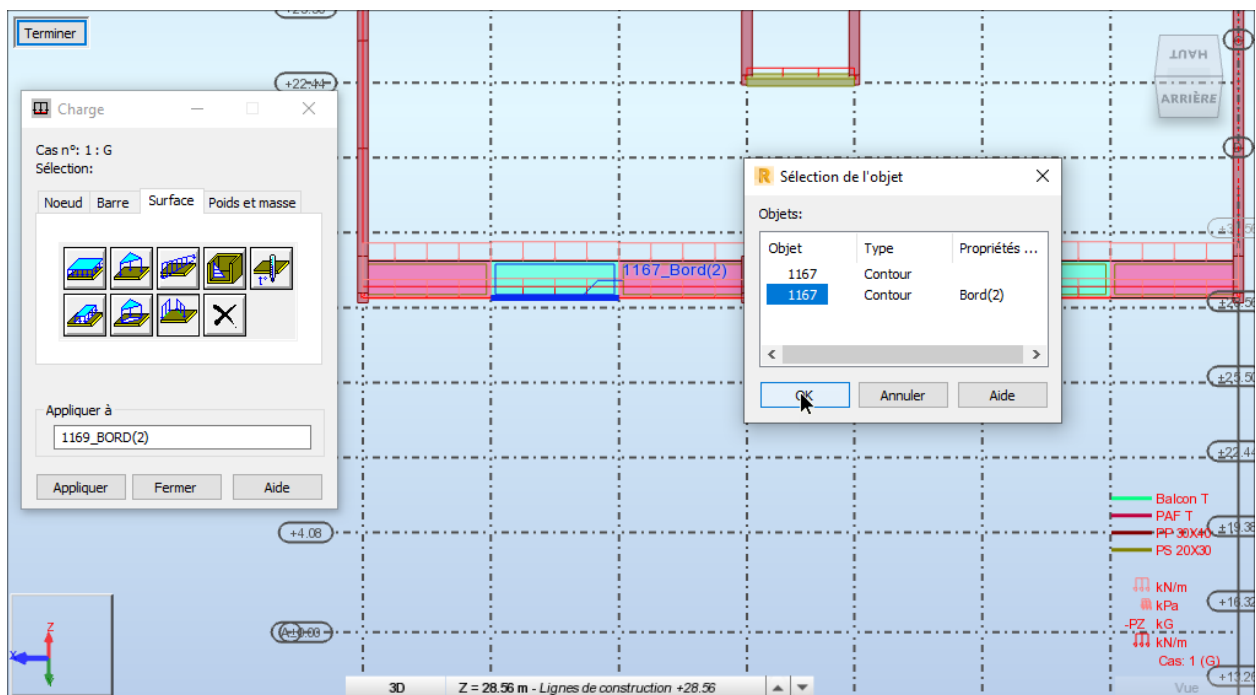
Toujours avec la même méthode précédente on sélectionne la section à charger et on isole l'affichage.

**PS :** Dans le chargement des panneaux en béton armé on ne doit pas inclure le poids propre car le logiciel le calcul automatiquement.

- **Acrotère :**

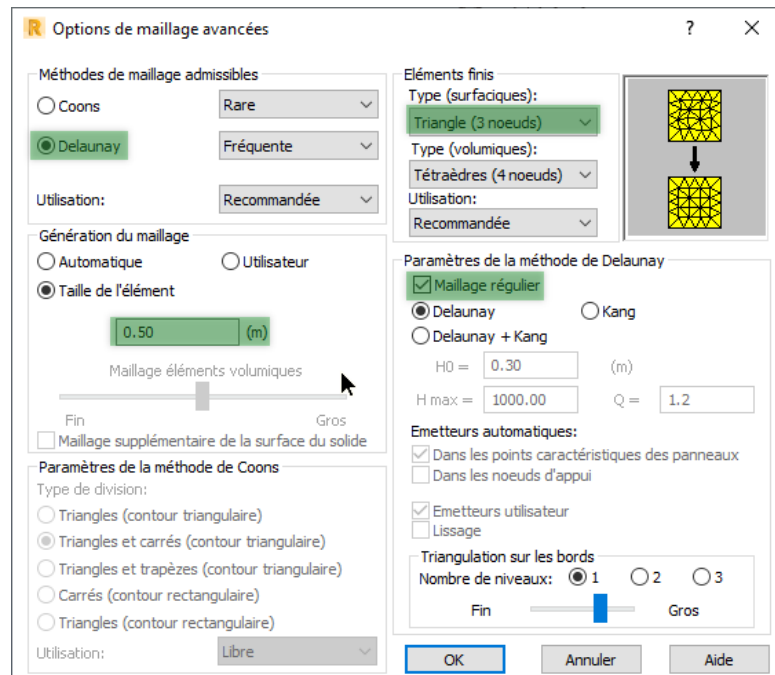
Pour le chargement de l'acrotère, on sélectionne les poutres de rive du niveau (28.56m et 31.06m) et les panneaux (balcon terrasse et porte-à-faux terrasse), on isole l'affichage et on clique sur l'icône définir charges, on charge les poutres et en suite on devra charger le bord des panneaux qui se fera comme suit :

Dans la boîte de dialogue définir charges, on sélectionne surface et on clique sur l'icône charge linéaires sur bords  une autre boîte de dialogue s'affiche, là on introduit la charge de l'acrotère on clique sur « Ajouter », ensuite on fait un clic sur la case « Appliquer à » et on sélectionne les bords des panneaux comme indiqué sur l'image ci-dessous :

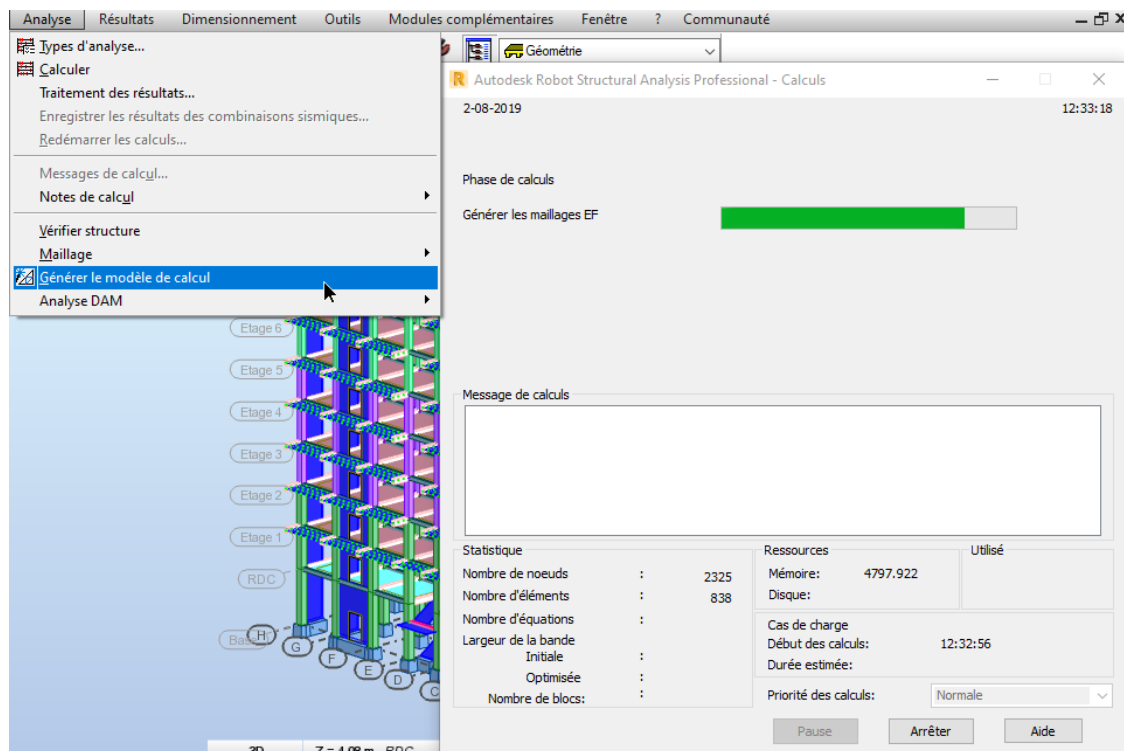



## 2.6. Le maillage :

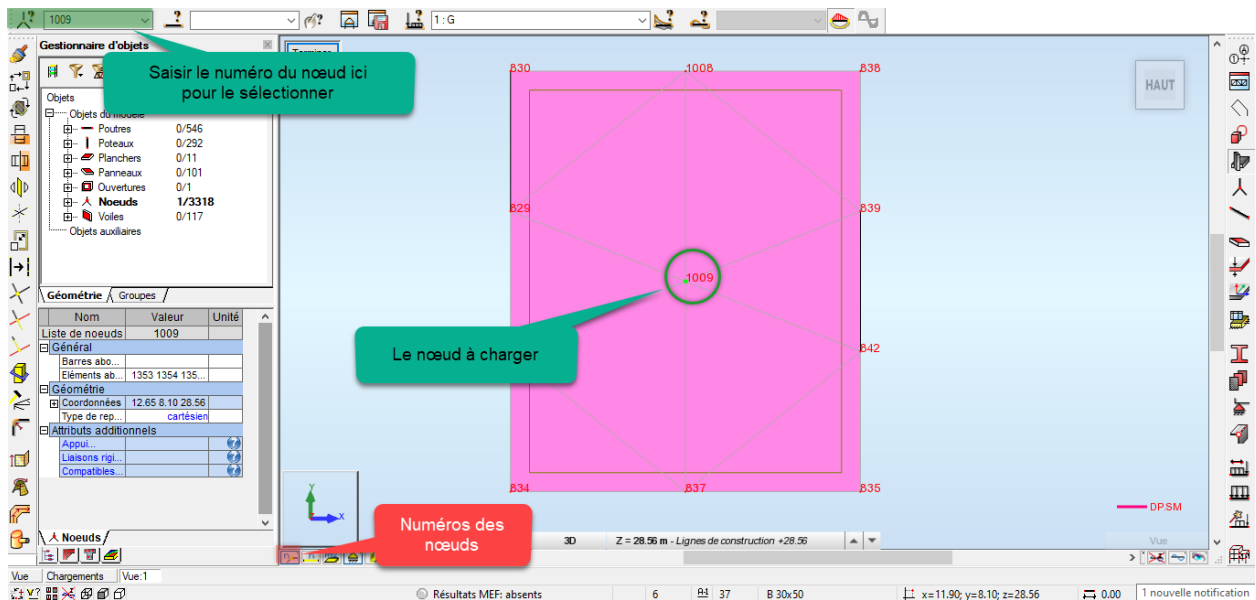
Le maillage se fait pour toutes les dalles en béton armé (paillasse, les consoles...) et les voiles, alors on sélectionne toutes ces sections, on clique sur analyse → maillage → option de maillage, et on aura la boîte de dialogue suivante qui nous permettra de bien configurer notre maillage :



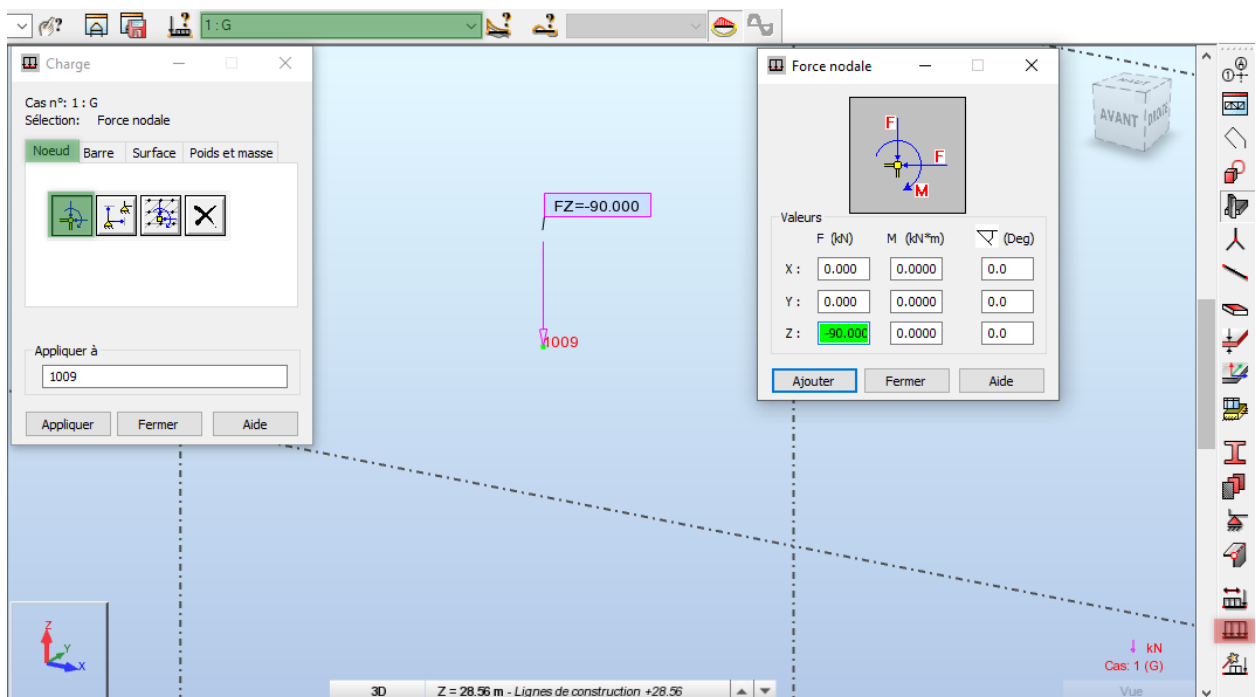
Une fois configuré comme l'image ci-dessus on clique sur OK et on génère le modèle de calcul en cliquant sur analyse → générer le model de calcul et le logiciel commence à mailler nos sections sélectionnées.



Après avoir effectué le maillage nous allons charger la dalle salle machine. Pour cela il faut sélectionner la dalle salle machine, isoler la structure et nous allons activer le numéro des nœuds avec cette icône  qui se trouve tous en bas de la zone graphique comme suit :



Une fois le nœud isoler on procède à son chargement.



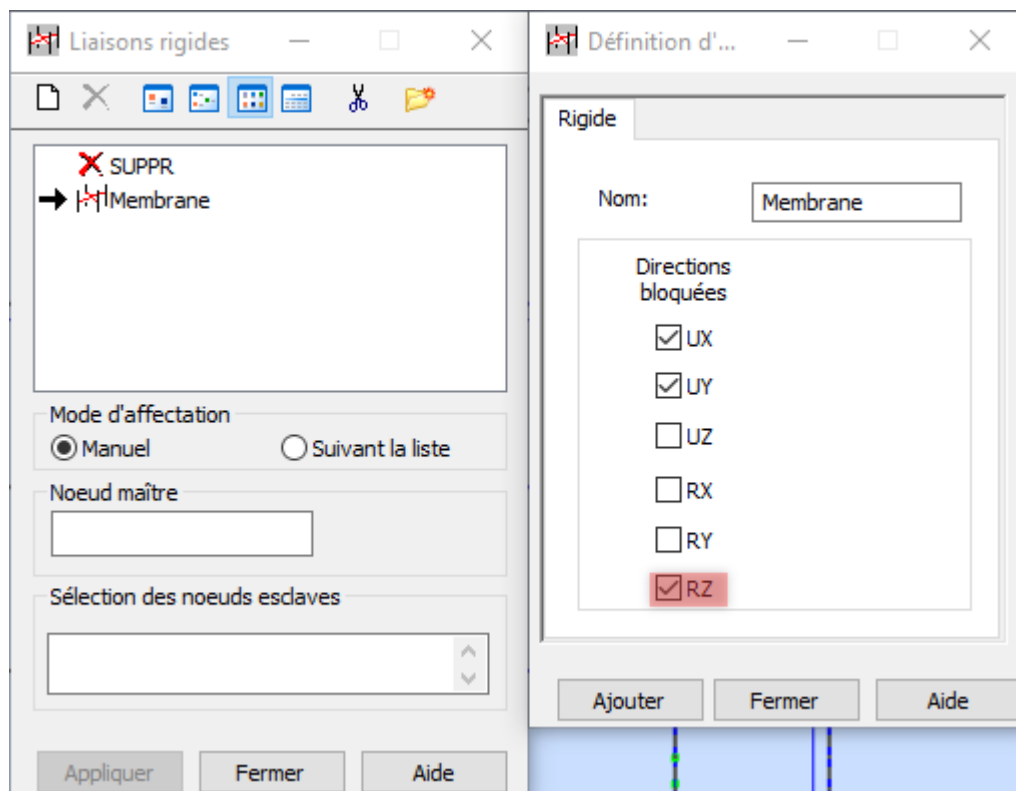
## 2.7. Diaphragme :

**Définition :** Tout ouvrage plans horizontale (Plancher) ou incliner (Versent de toiture) capable de transmettre les charges horizontales (Sismiques) sur les éléments de contreventement verticaux.

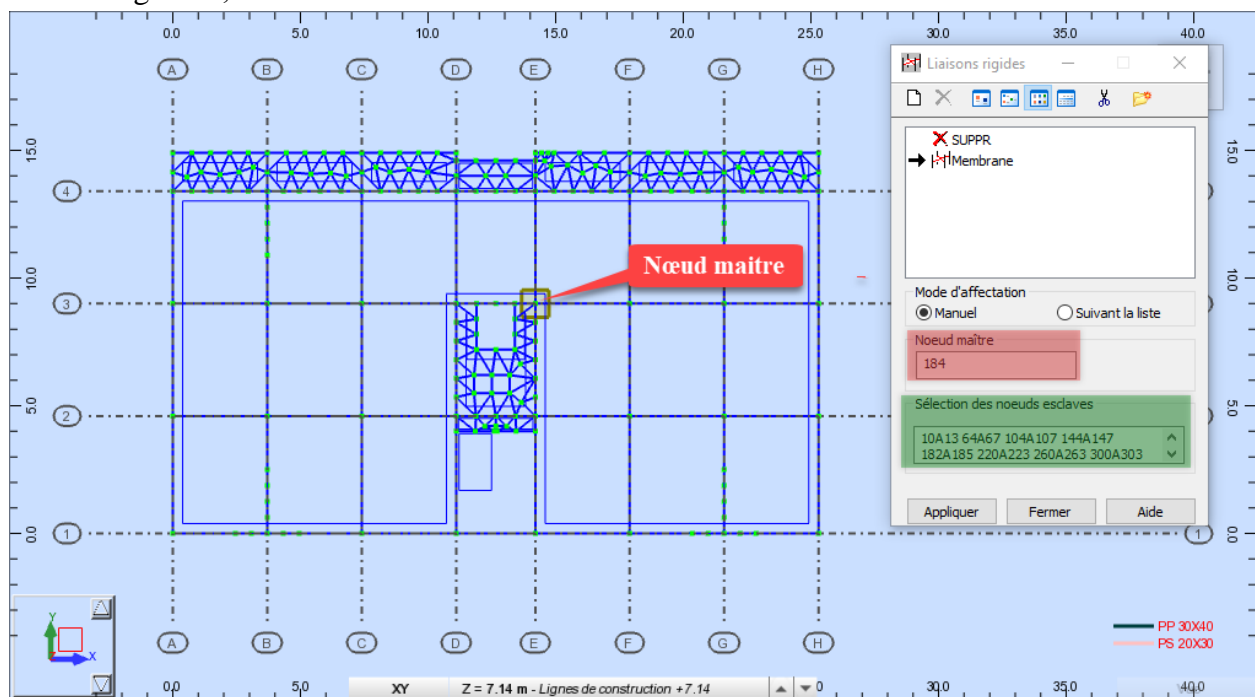
### Leurs fonctions :

- La transmission des charges horizontales (sismiques) par les diaphragmes sur les éléments de contreventement verticaux.
- Raidir les bâtiments : le raidissage vise à prévenir le déversement (flambement des éléments de contreventement verticaux).
- Chainage.

Pour définir les liaisons rigides dans la modélisation, nous allons dans structure au menu texte puis caractéristique additionnelle et on clique sur liaisons rigides. Le logiciel nous affiche une boîte de dialogue, on fait un double clic sur membrane et on aura une 2<sup>eme</sup> boîte de dialogue sur laquelle on va ajouter une option qui est la rotation suivant l'axe Z.



Maintenant pour la définition nous allons choisir un nœud maître qui doit être près du centre de gravité, tous les restant sont des nœuds esclaves.

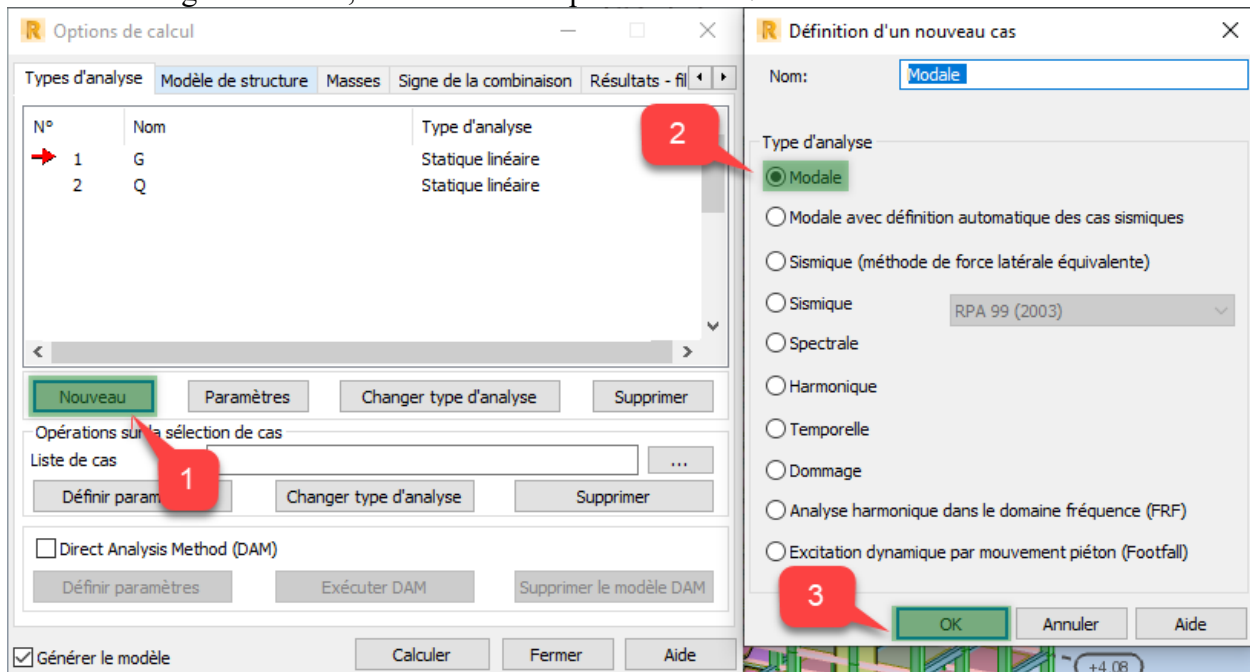


Nous allons refaire les mêmes étapes pour tous les niveaux à partir du RDC.

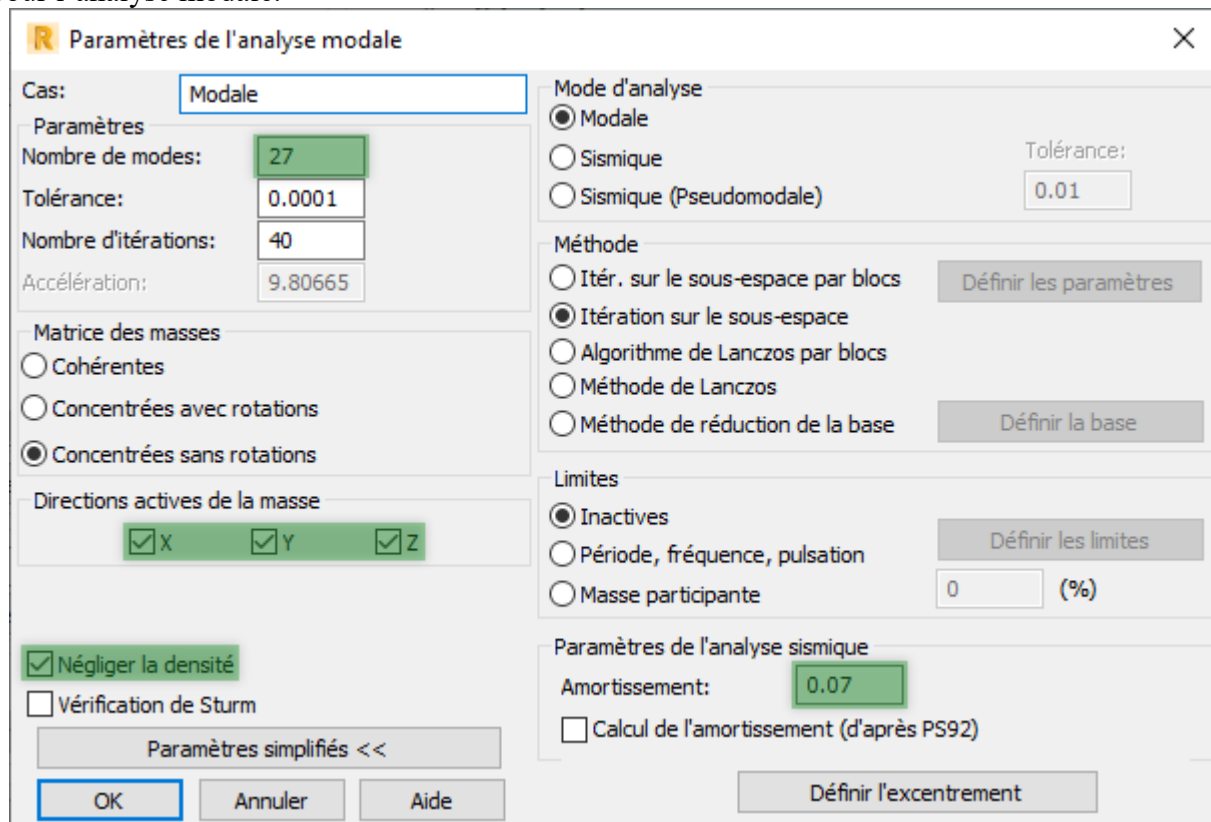
## 2.8. Options de calcul :

### - Analyse modale :

Pour introduire les options d'analyse modale, on clique sur analyse puis type d'analyse, une boîte de dialogue s'affiche, et on suit les étapes suivantes :



Le logiciel nous propose une nouvelle boîte de dialogue où nous allons introduire nos options pour l'analyse modale.



- Nombre de modes : selon le RPA le  $min = 3$

Dans notre cas nous avons un  $R + 8$ , on suppose le nombre de modes égale à  $3N$ , Avec  $N$  le nombre de niveaux à partir de la base.

$$3N = 3 \times 9 = 27 \text{ modes}$$

- On doit cocher la case « Négliger la densité » si non le logiciel va calculer le poids propre 2 fois.
- L'amortissement (**tableau 4.2 RPA**)  
Pour une construction auto stable  $\xi = 7\%$   
Pour une construction à mur porteur  $\xi = 10\%$   
On a supposé  $\xi = 7\%$  (construction mixte)

**Remarque :** ces données peuvent être changer dans le cas ou la construction n'est pas mixte (mur porteur par exemple) après l'interprétations des résultats.

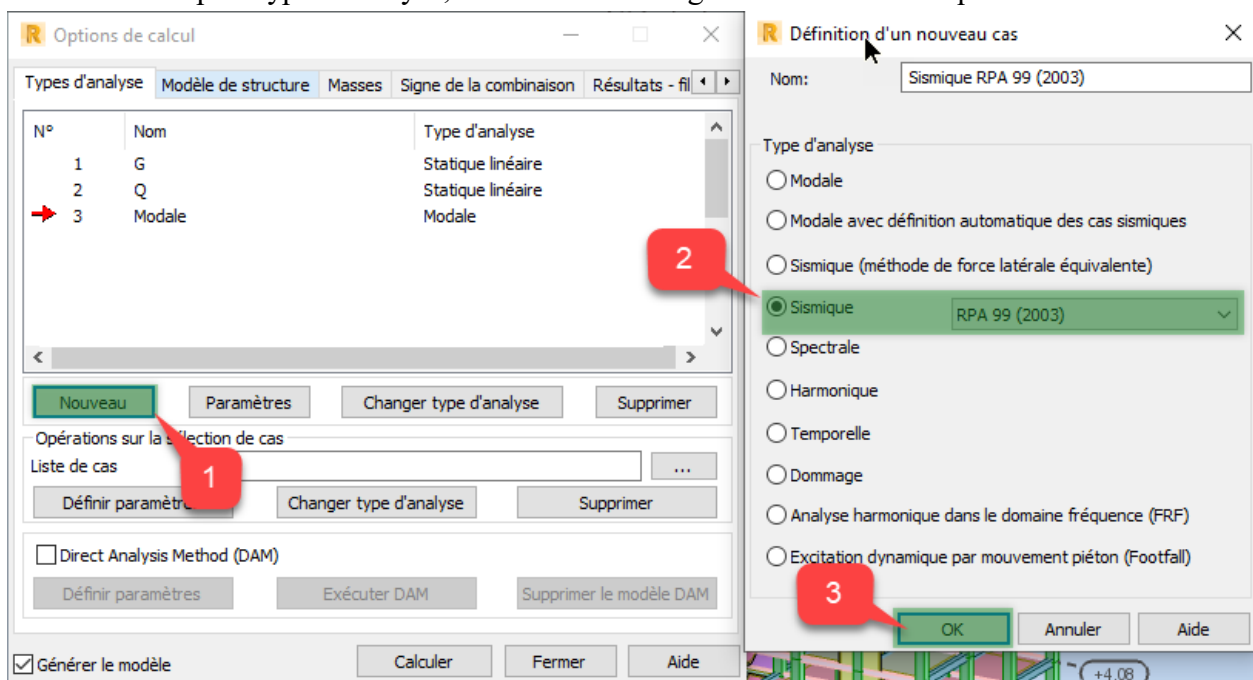
#### - Analyse sismique :

Il existe 3 méthode dans le **RPA99 version 2003** qui sont :

- Méthode statique équivalente (**Art 4.2 RPA99 version 2003**)
- Méthode dynamique modale spectrale (**Art 4.3 RPA99 version 2003**)
- Analyse par accélérogrammes

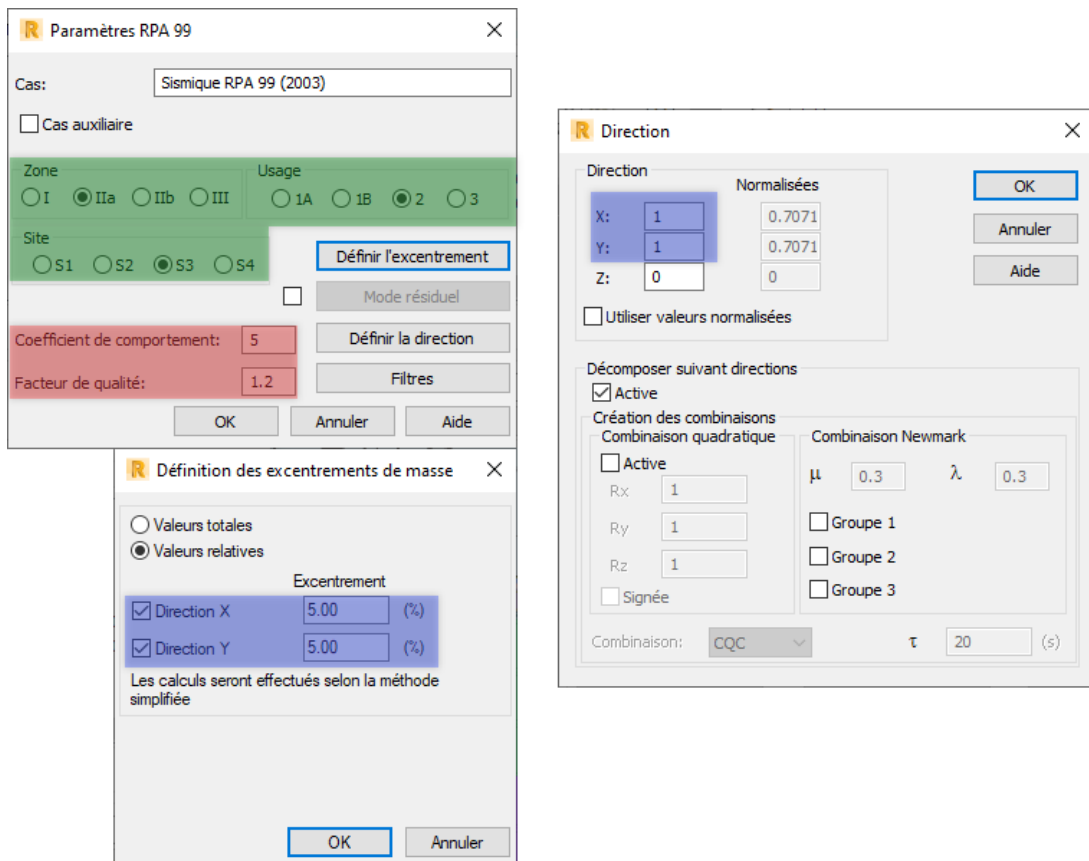
Dans notre cas on va utiliser la méthode dynamique modale spectrale, cette méthode peut être utiliser dans tous les cas (**Art 4.1.3 RPA99 version 2003**).

Alors pour définir l'analyse sismique dans le logiciel ROBOT, on clique sur analyse du menu texte puis type d'analyse, une boîte de dialogue s'ouvre et on clique sur nouveau.



- Coefficient de comportement sa valeur unique est donnée par (**le tableau 4.3 RPA99 version 2003**) en fonction du système de contreventement.
- Facteur de qualité est donnée par la formule suivante : (**Art 4.3 formule 4-4 RPA99 version 2003**)

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$



- **Poids total de la structure :**

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

**Formule 4.5 du RPA99 version 2003**

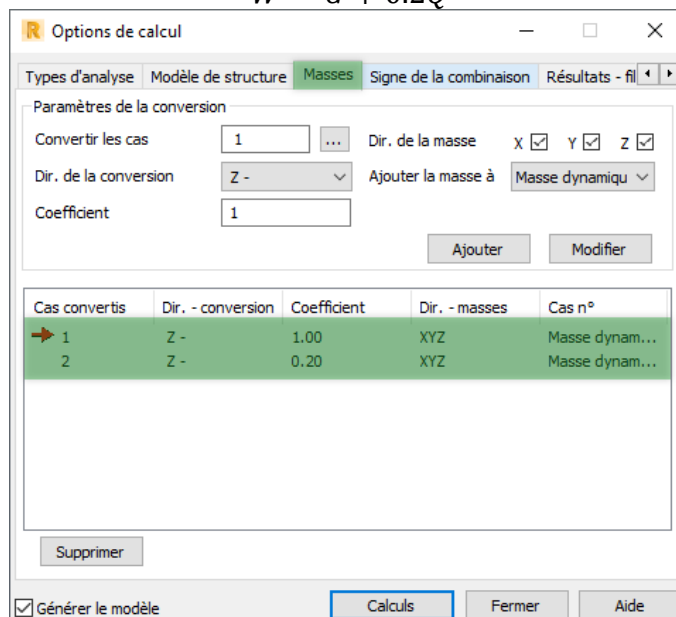
$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$$

$\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par (**le tableau 4.5 RPA99 version 2003**).

Dans notre cas on a un bâtiment à usage d'habitation et de bureaux  $\rightarrow \beta = 0.2$ .

Pour introduire cette masse dans notre logiciel on clique sur analyse  $\rightarrow$  type d'analyse, le logiciel nous affiche une boîte de dialogue on clique sur masse et on insert la loi suivante :

$$W = G + 0.2Q$$

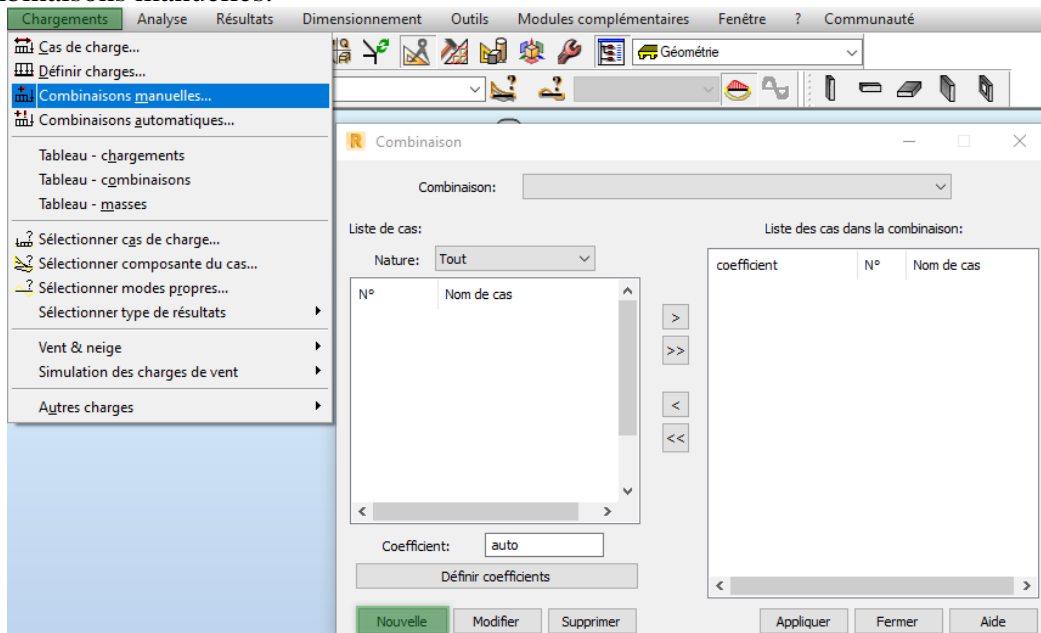


### 2.9. Les combinaisons :

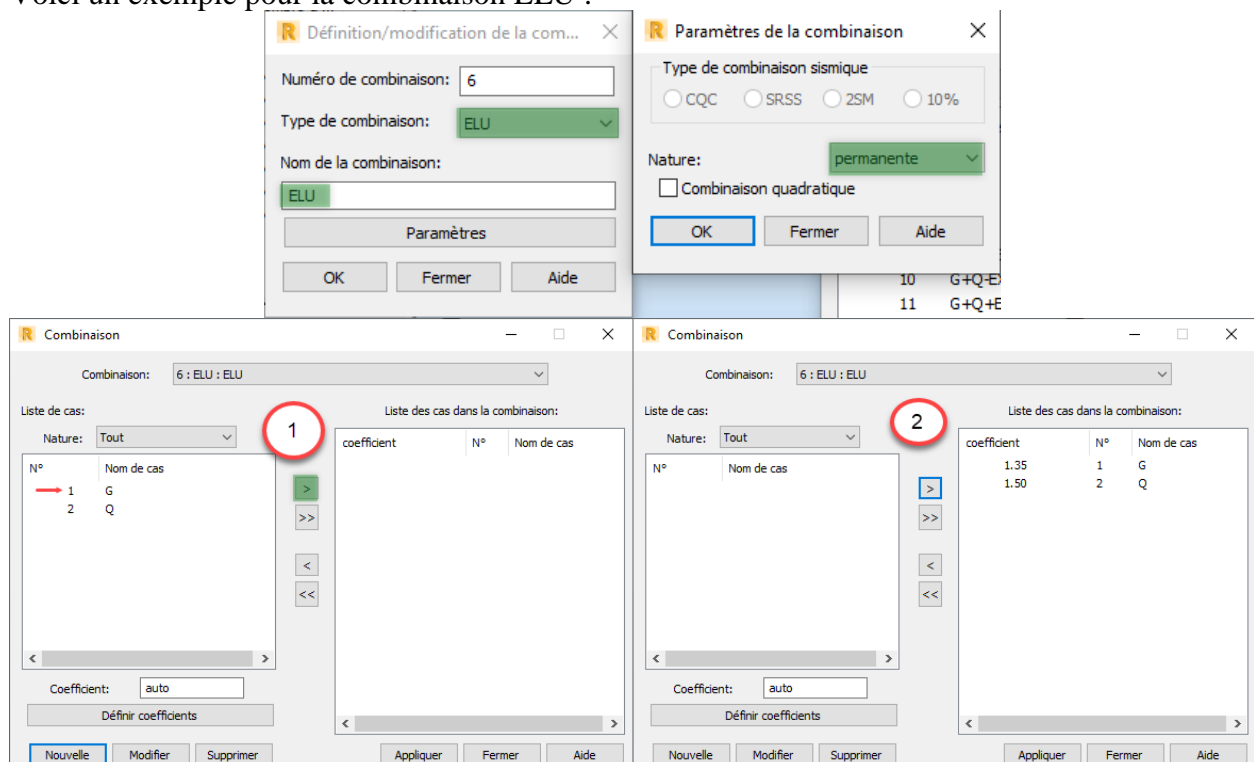
Les combinaisons à injecter dans le logiciel sont :

- ELU ( $1.35G + 1.5Q$ )
- ELS ( $G + Q$ )
- Poids ( $G + 0.2Q$ )
- Sismique :
  - $G + Q \pm E_x$
  - $G + Q \pm E_y$
  - $0.8G \pm E_x$
  - $0.8G \pm E_y$

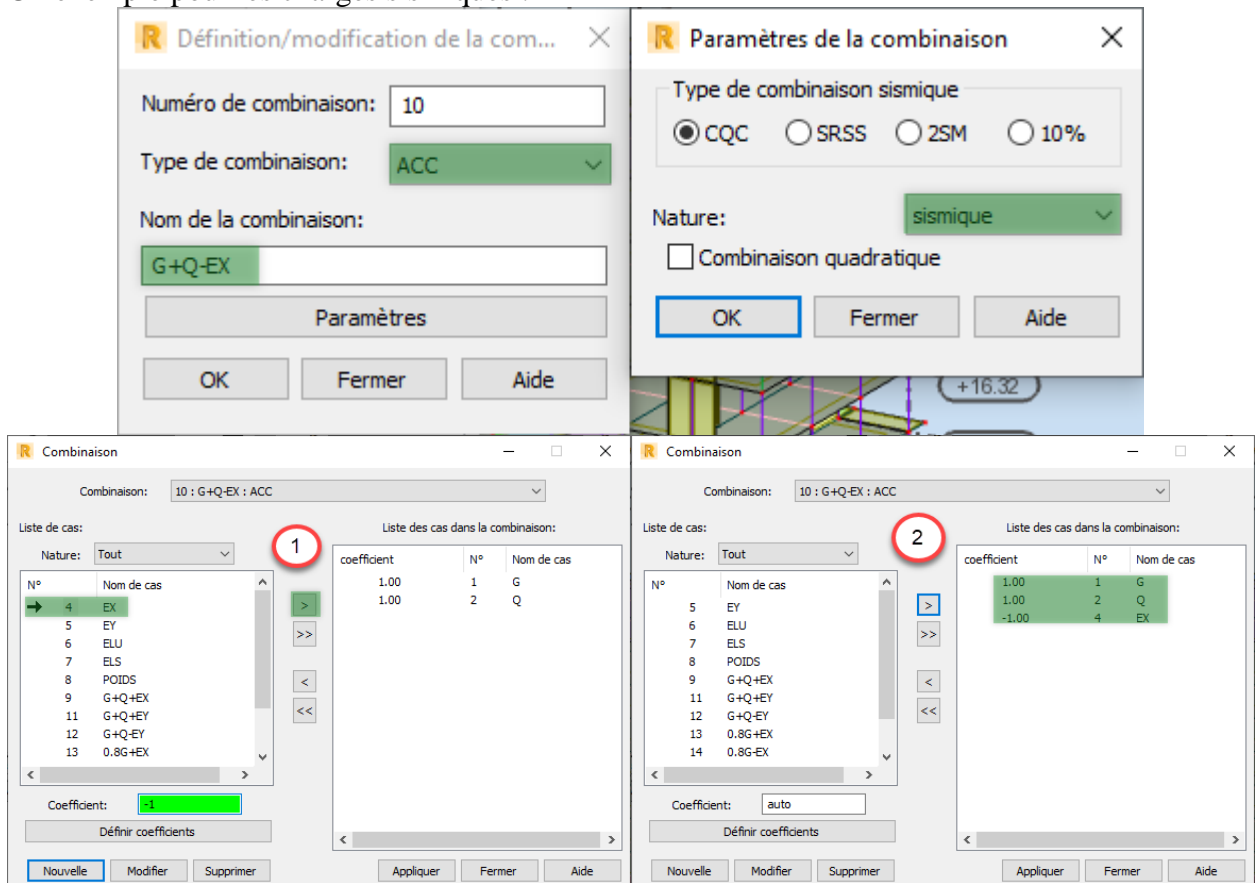
Pour les injecter dans le logiciel on clique sur chargement du menu texte et on clique sur combinaisons manuelles.



On clique sur nouvelle pour pouvoir introduire nos combinaisons une par une. Voici un exemple pour la combinaison ELU :



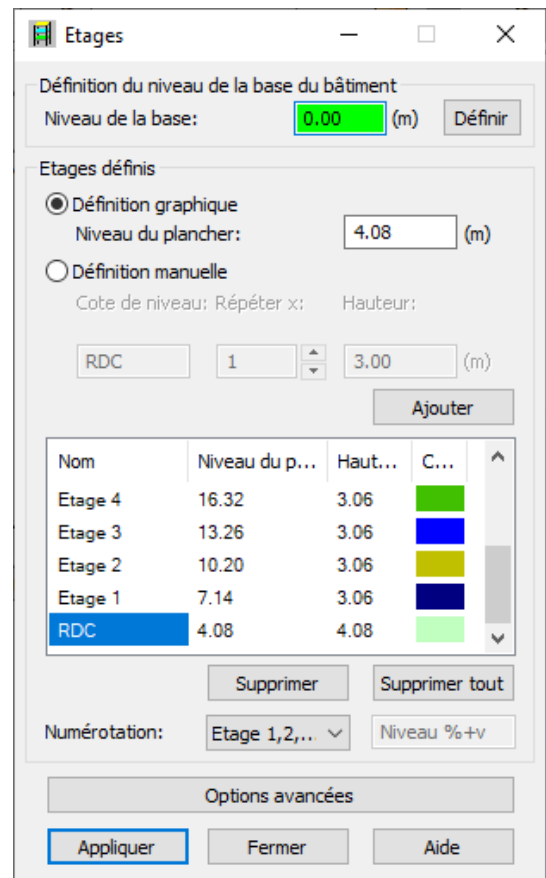
Un exemple pour les charges sismiques :



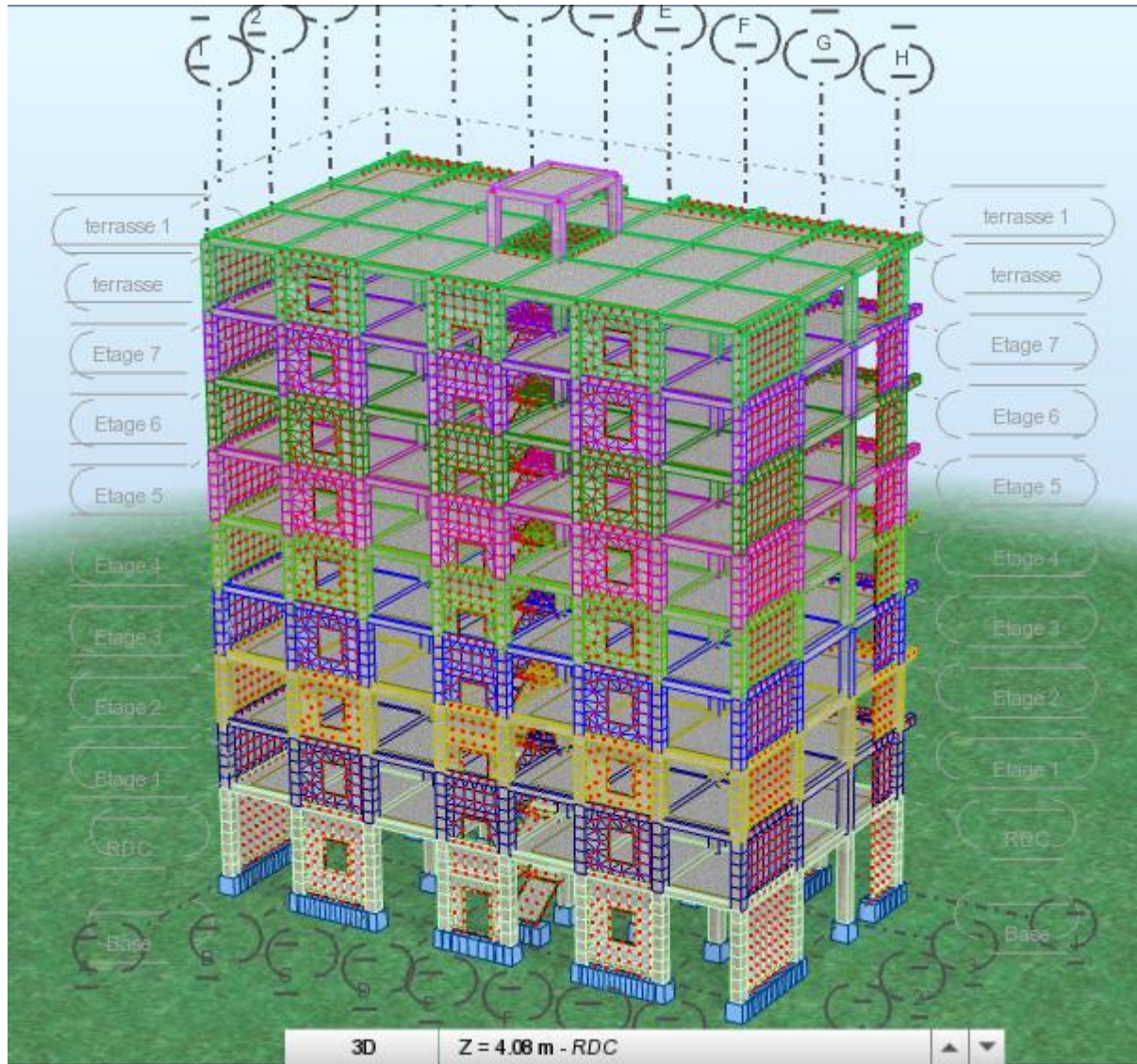
**2.10. Définition des étages :**

Pour procéder à la définition des étages on clique sur structure du menu texte puis étage → étage, le logiciel nous montre la boîte de dialogue suivante :


On clique sur le panneau vert comme indiqué dans l'image a coté puis dans la zone graphique (Plans XZ ou YZ) on fait un clique sur chaque niveau à partir de la base (0.00 m).

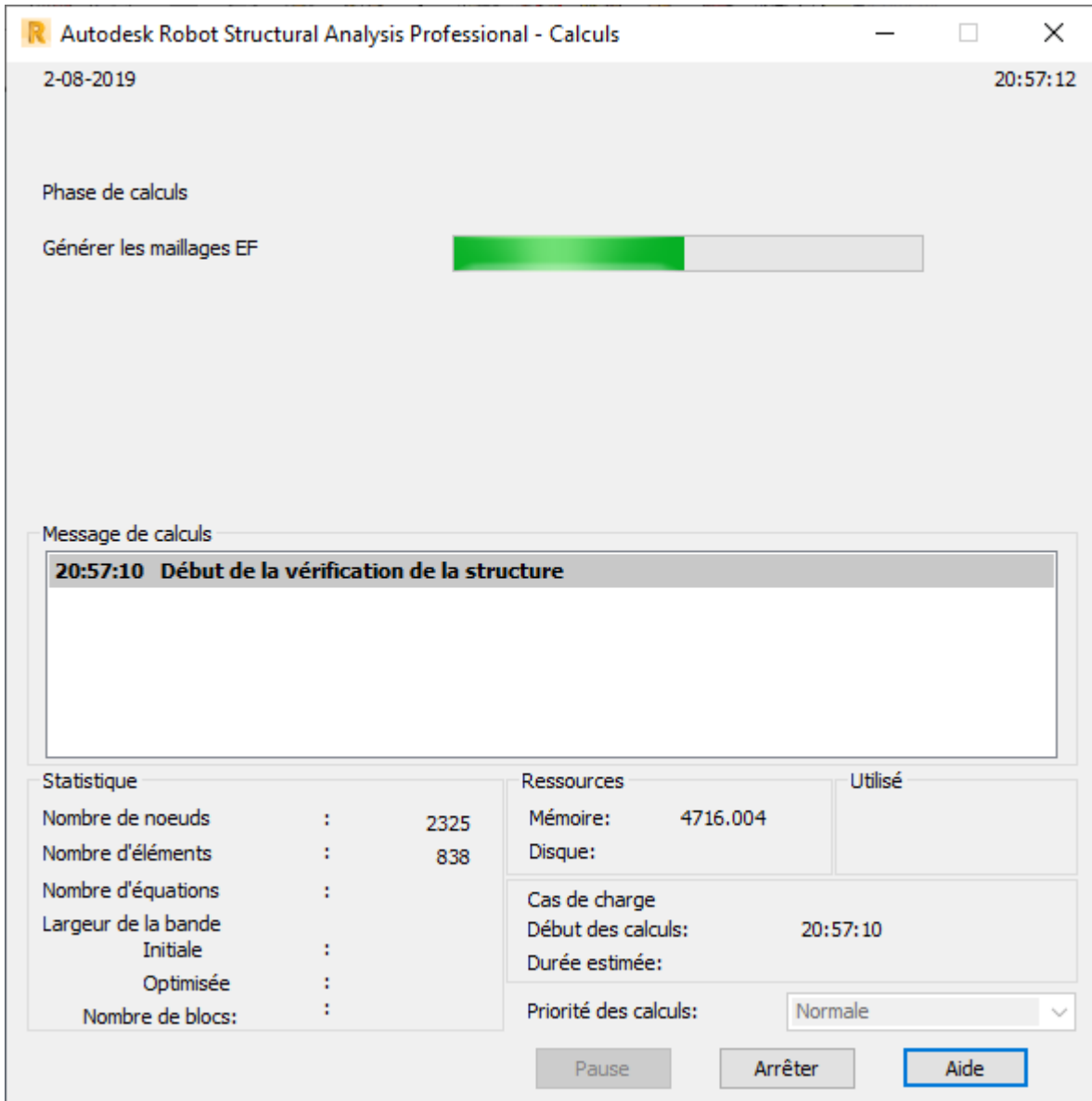


2.11. Présentation de la structure :



### 2.12. Lancement des calculs :

Pour lancer les calculs on clique sur l'icône « calculer » 



Autodesk Robot Structural Analysis Professional - Calculs

2-08-2019 20:57:12

Phase de calculs

Générer les maillages EF

Message de calculs

**20:57:10 Début de la vérification de la structure**

Statistique		Ressources		Utilisé
Nombre de noeuds	: 2325	Mémoire:	4716.004	
Nombre d'éléments	: 838	Disque:		
Nombre d'équations	:	Cas de charge		
Largeur de la bande	:	Début des calculs:	20:57:10	
Initiale	:	Durée estimée:		
Optimisée	:	Priorité des calculs:	Normale	
Nombre de blocs:	:			

Pause Arrêter Aide

**Autodesk Robot Structural Analysis Professional - Calculs** 20:59:17

2-08-2019 **CALCULS STATIQUES**

SOLVEUR MULTI-THREAD

PHASE DE CALCUL

Renumérotation		00:00:01
Solution		00:00:01
Etape de la solution		00:00:01
Cas	1	

Message de calculs

```

20:57:10 Début de la vérification de la structure
Nombre d'erreurs: 0
Nombre d'avertissements: 0
20:59:04 Fin de la vérification de la structure
20:59:04 Début de l'analyse
    
```

Statistique		Ressources		Utilisé	
Nombre de noeuds	: 7989	Mémoire:	4716.004		16.246
Nombre d'éléments	: 14780	Disque:	35543.297		445.069
Nombre d'équations	: 47256				
Largeur du front		Cas 1			
Initiale	:	Début des calculs:		20:59:14	
Optimisée	:	Durée estimée:			
Nombre de blocs:	:	Priorité des calculs:		Normale	

Pause Arrêter Aide

**Autodesk Robot Structural Analysis Professional - Calculs** 20:59:28

2-08-2019 **CALCULS DYNAMIQUES**

ITER. SUR LE SOUS-ESPACE PAR BLOCS

Convergence de l'itération

Numéro d'itération:	3/32000		1E0
Commencée à:	20:59:28		
Durée moyenne:	00:00:01		
Convergence			log
Demandée:	1.00E-04		
Actuelle:	1.00E-05		
Cas	3		1E-4
Numéro incrément:	3/27	1 26 50 75 100	
Paramètre processus:	2.0000		

Message de calculs

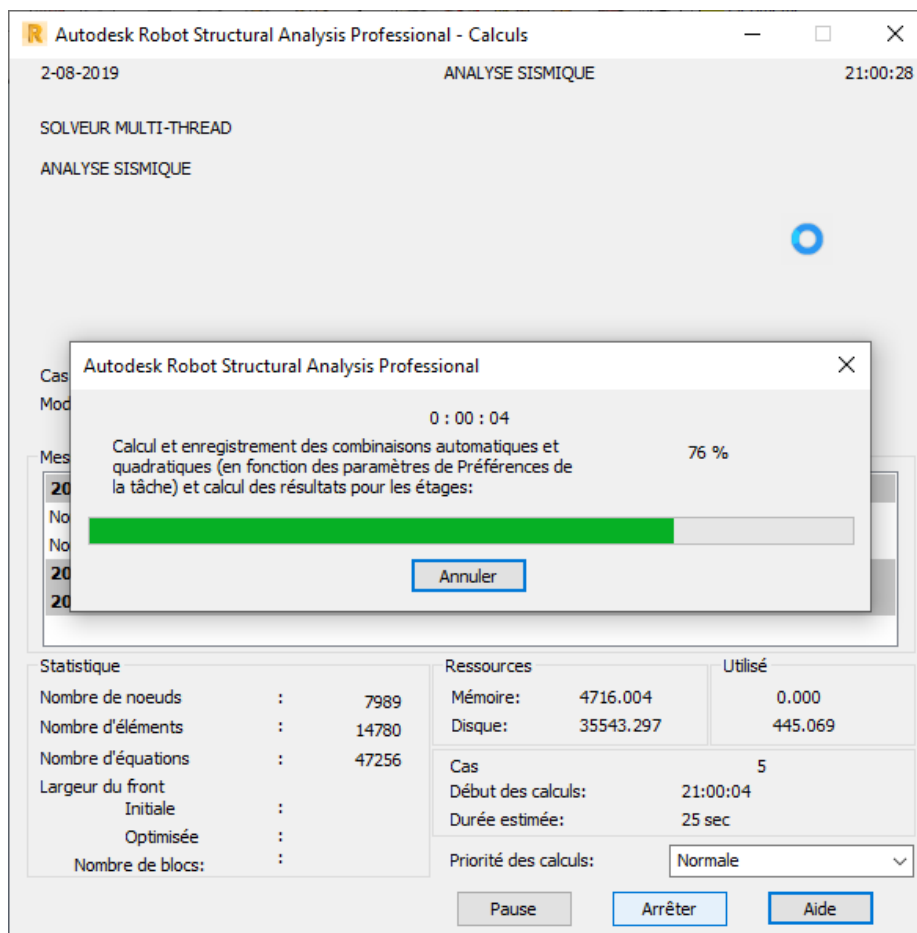
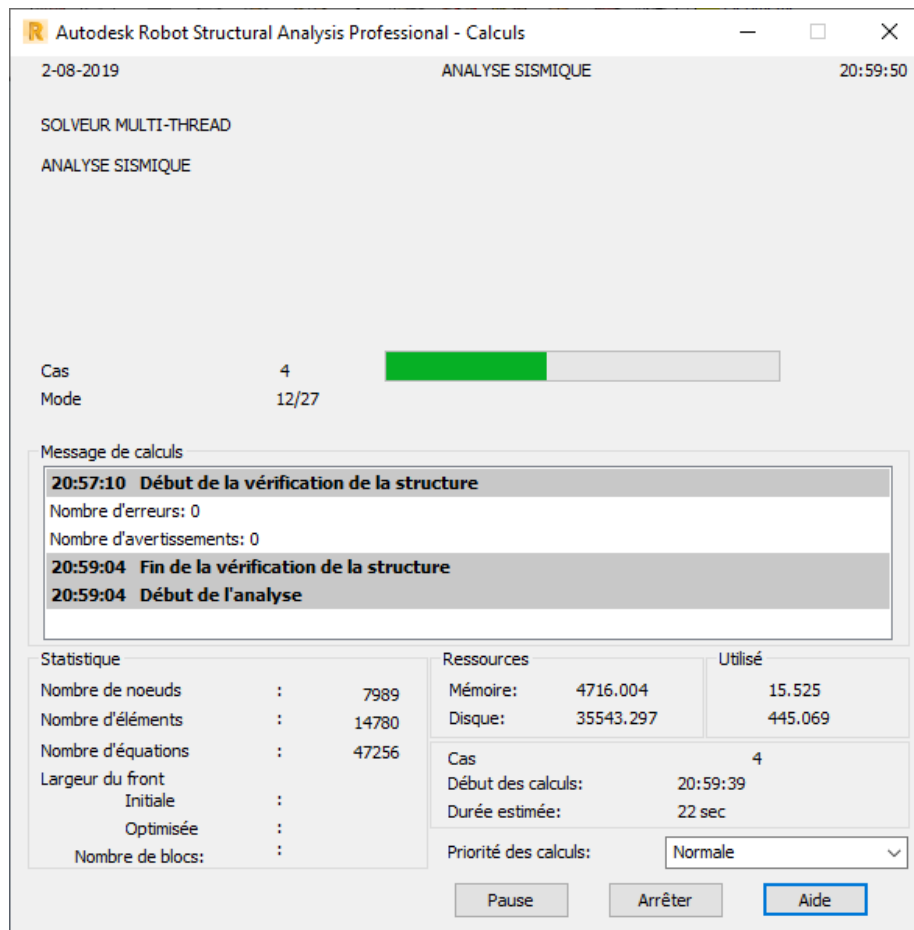
```

20:57:10 Début de la vérification de la structure
Nombre d'erreurs: 0
Nombre d'avertissements: 0
20:59:04 Fin de la vérification de la structure
20:59:04 Début de l'analyse
    
```

Statistique		Ressources		Utilisé	
Nombre de noeuds	: 7989	Mémoire:	4716.004		43.867
Nombre d'éléments	: 14780	Disque:	35543.297		445.069
Nombre d'équations	: 47256				
Largeur du front		Cas statique linéaire			
Initiale	:	Début des calculs:		20:59:22	
Optimisée	:	Durée estimée:			
Nombre de blocs:	:	Priorité des calculs:		Normale	

Modes convergents: 3

Pause Arrêter Aide



# Chapitre V

## 1. Introduction

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitables de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent. Dans les régions sismiques, nous devons réaliser des constructions dites parasismique afin de minimiser les conséquences désastreuses de ce phénomène des séismes. Pour consolider les bâtiments on se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitée. Cette étude sismique nous permettra de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes. Toute en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

## 2. Choix de la méthode de calcul :

Le règlement parasismique algérien « **RPA99 version 2003** » propose trois méthodes de calcul des forces sismique dont les conditions d'application différentes et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes.

### 2.1 Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le « **RPA99 version 2003** » (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

### 2.2 Méthode dynamique

- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure (zone *Ila*, groupe d'usage 2) est supérieure à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable. (**RPA99 version 2003 Art 4.1.2**)

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale. (Peut être utilisée dans tous les cas et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise).

### Présentation de la méthode modale spectrale :

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

$$\frac{s_a}{g} \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq 3.0S \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T \geq 3.0S \end{cases} \quad \text{RPA9/2003 (Formule 4.13)}$$

Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de :  $\left(0.8V_{st}/V_{dyn}\right)$

Avec :

$V_{dyn}$  : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modal).

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R} : \text{L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.}$$

Tel que :

- $A$  : Coefficient d'accélération de zone ;
- $D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- $W$  : Poids total de la structure ;
- $R$  : Coefficient de comportement de la structure ;
- $Q$  : Facteur de qualité.

• **Spectre de réponse de calcul :**

Pour la méthode dynamique modale spectrale, les forces sismiques sont représentées par spectre de réponse de calcul suivant :

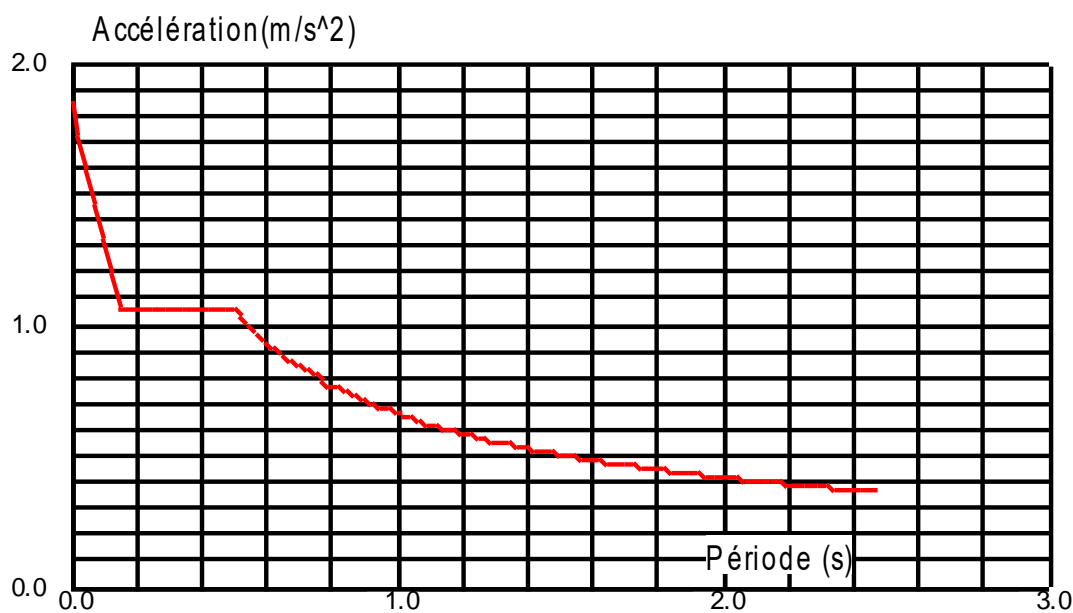


Figure V.1 : Spectre de réponse

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

✓ Coefficient d'accélération de zone :

{ groupe d'usage 2 →  $A = 0.15$  **RPA99/2003 (Tableau 4.1)**  
 { zone sismique IIa

✓ Coefficient de comportement de la structure :

Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé  
 →  $R = 3.5$  **RPA99/2003 (Tableau 4.3)**

✓ Facteur de qualité :

$$Q = 1 + \sum_{1}^6 P_q \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.4)}$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

N°	« Critère q »		Observation	Pénalités
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	$P_{1x}$	Vérifier	0
		$P_{1y}$	Vérifier	0
2	Redondance en plan	$P_{2x}$	Vérifier	0
		$P_{2y}$	Vérifier	0
3	Régularité en plan	$P_{3x}$	Vérifier	0
		$P_{3y}$	Non Vérifier	0.05
4	Régularité en élévation	$P_{4x}$	Vérifier	0
		$P_{4y}$	Vérifier	0
5	Contrôle de qualité des matériaux	$P_{5x}$	Vérifier	0
		$P_{5y}$	Vérifier	0
6	Contrôles d’exécution	$P_{6x}$	Vérifier	0
		$P_{6y}$	Vérifier	0

**Tableau V.1 :** Valeurs des pénalités

Donc  $\rightarrow \begin{cases} Q_x = 1 \\ Q_y = 1.05 \end{cases}$

✓ Poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.5)}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

$W_{Qi}$  : Charges d’exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation. Avec :  $\beta = 0.2$  **RPA99/2003 (Tableau 4.5)**

Le poids de la structure est :  $W = 35157,922 \text{ KN}$   $\rightarrow$  tirer du logiciel (robot).

✓ Facteur d’amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

Avec :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

$$\xi = 10 \% \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.2)}$$

d’ou:  $\eta = \sqrt{7/(2 + 10)} = 0.764 \geq 0.7$

Et on a un site meuble S3  $\rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$  **RPA99/2003 (Tableau 4.7)**

$T_1$  et  $T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Notre Système est un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé donc :

$$\begin{cases} T = C_T h^{3/4} \\ T = \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D_{x,y}}} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.6 et 4.7)}$$

$$C_T = 0.05 \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.6)}$$

$$h = 31.06 \text{ m}$$

$$D_x = 25.7 \text{ m} \quad , \quad D_y = 15.1 \text{ m}$$

Avec :

$C_T$ : Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé

$h$ : Hauteur total du bâtiment

$D_{x,y}$ : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul

$$\begin{cases} T = 0.05 \times 31.06^{3/4} = 0.66s \\ T_x = \frac{0.09 \times 31.06}{\sqrt{25.7}} = 0.55s \\ T_y = \frac{0.09 \times 31.06}{\sqrt{15.1}} = 0.72s \end{cases}$$

$$T_x = \min \left\{ C_T h^{3/4} ; \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D_x}} \right\} = 0.55s$$

$$T_y = \min \left\{ C_T h^{3/4} ; \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D_y}} \right\} = 0.66s$$

➤ **L'article 4.2.4 du RPA99 version 2003** postule que :

« 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% ».

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur D est déterminée suivant le tableau suivant :

Condition sur T	Période choisie
$T_{analytique} < T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1.3T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$1.3T_{empirique} < T_{analytique}$	$T = 1.3T_{empirique}$

$$T_{analytique} = 0.70s \rightarrow \text{tirer du logiciel (robot).}$$

Sens x-x :

$$T_{empirique} = 0.55s < T_{analytique} = 0.70s < 1.3T_{empirique} = 0.72s$$

$$\rightarrow T = T_{analytique} = 0.70s$$

$$T_2 = 0.5s < T = 0.70s < 3.0s \rightarrow D_x = 2.5 \times 0.764 \left( \frac{0.5}{0.7} \right)^{2/3} = 1.526$$

Sens y-y :

$$T_{empirique} = 0.66s < T_{analytique} = 0.70s < 1.3T_{empirique} = 0.86s$$

$$\rightarrow T = T_{analytique} = 0.70s$$

$$T_2 = 0.5s < T = 0.70s < 3.0s \rightarrow D_y = 2.5 \times 0.764 \left( \frac{0.5}{0.7} \right)^{2/3} = 1.526$$

### 3. Calcul de l'effort tranchant à la base :

❖ L'effort tranchant statique à la base du bâtiment  $V_{st}$  :

$$\begin{cases} Q_x = 1 \\ Q_y = 1.05 \end{cases} ; \begin{cases} D_x = 1.526 \\ D_y = 1.526 \end{cases}$$

$$A = 0.15 ; W = 35157.922 \text{ KN}$$

$$R = 3.5$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.526 \times 1}{3.5} \times 35157.922 = 2299.328 \text{ KN} \rightarrow 0.8V_{stx} = 1839.462 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.526 \times 1.05}{3.5} \times 35157.922 = 2414.295 \text{ KN} \rightarrow 0.8V_{sty} = 1931.436 \text{ KN}$$

❖ L'effort tranchant dynamique  $V_{dyn}$  (déterminer de robot) :

$$V_{dynx} = 2172.299 \text{ KN}$$

$$V_{dyny} = 2259.847 \text{ KN}$$

$$V_{dynx} = 2172.299 \text{ KN} > 0.8V_{stx} = 1839.462 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{dyny} = 2259.847 \text{ KN} > 0.8V_{sty} = 1931.436 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

$$V_{dyn} > 0.8V_{st} \rightarrow \text{L'article 4.3.6 du RPA99/2003 est vérifiée}$$

### 4. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99 2003 (article 4.3.4) doit être supérieur à 90%. Les valeurs des périodes et facteurs de participations massique modales calculer par le logiciel Robot sont données dans le tableau suivant :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
4/ 1	1.44	0.70	67.48	0.01	67.48	0.01
4/ 2	1.53	0.65	67.48	69.06	0.01	69.05
4/ 3	2.01	0.50	67.58	69.06	0.09	0.00
4/ 4	6.10	0.16	67.67	86.86	0.10	17.80
4/ 5	6.14	0.16	86.85	86.95	19.18	0.09
4/ 6	8.62	0.12	86.85	86.95	0.00	0.00
4/ 7	9.64	0.10	87.58	86.95	0.72	0.00
4/ 8	11.07	0.09	87.58	87.62	0.00	0.67
4/ 9	11.35	0.09	87.58	87.63	0.00	0.01
4/ 10	11.43	0.09	87.67	87.63	0.09	0.00
4/ 11	11.51	0.09	87.67	87.63	0.00	0.00
4/ 12	11.95	0.08	87.67	87.63	0.00	0.00
4/ 13	12.02	0.08	87.67	87.63	0.00	0.00
4/ 14	12.58	0.08	87.67	87.63	0.00	0.00
4/ 15	12.81	0.08	87.67	87.64	0.00	0.00
4/ 16	13.32	0.08	87.67	87.72	0.00	0.08
4/ 17	13.63	0.07	87.67	88.05	0.00	0.33
4/ 18	13.82	0.07	93.32	88.06	5.65	0.01
4/ 19	13.97	0.07	93.33	93.35	0.01	5.29
4/ 20	14.41	0.07	93.40	93.35	0.07	0.00
4/ 21	15.04	0.07	93.40	93.37	0.00	0.02
4/ 22	15.17	0.07	93.41	93.37	0.01	0.00
4/ 23	17.59	0.06	93.41	93.41	0.00	0.04
4/ 24	17.62	0.06	93.41	93.41	0.00	0.00
4/ 25	18.06	0.06	93.41	93.43	0.00	0.02
4/ 26	18.16	0.06	93.44	93.43	0.02	0.00
4/ 27	18.82	0.05	93.44	93.43	0.00	0.00

Tableau V.2 : Périodes et taux de participation.

✓ **Remarque :**

Ce modèle présente une période fondamentale  $T = 0.70 \text{ sec}$ .

Le 1<sup>er</sup> mode de vibration est une translation parfaite suivant X, il mobilise plus de 65% de la masse.

Le 2<sup>ème</sup> mode de vibration est une translation parfaite suivant Y, il mobilise plus de 65% de la masse.

Le 3<sup>ème</sup> mode de vibration est une de torsion.

La structure a atteint les 90% de sa masse participante au mode 19.

→ la condition du **RPA99 2003(article 4.3.4)** est vérifiée.

**5. Justification de l'interaction voiles-portiques :**❖ **Sous charges verticales :**

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portique (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)
1 <sup>er</sup> Niveau	3007.925	1581.002	65.55	34.45
2 <sup>ème</sup> Niveau	2545.704	1433.388	63.98	36.02
3 <sup>ème</sup> Niveau	3485.719	405.414	89.58	10.42
4 <sup>ème</sup> Niveau	2475.064	1257.313	66.31	33.69
5 <sup>ème</sup> Niveau	2076.796	1655.581	55.64	44.36
6 <sup>ème</sup> Niveau	2319.67	1388.782	62.55	37.45
7 <sup>ème</sup> Niveau	1983.818	1658.484	54.47	45.53
8 <sup>ème</sup> Niveau	1826.546	1812.87	50.19	49.81
Moyenne	/	/	63.53	36.47

**Tableau V.3 :** Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

❖ **Sous charges horizontale :**

Niveaux	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Portique (KN)	Voiles (KN)	Portique (%)	Voiles (%)	Portique (KN)	Voiles (KN)	Portique (%)	Voiles (%)
1	829.049	1343.250	38.16	61.84	687.680	1572.167	30.43	69.57
2	389.784	1724.252	18.44	81.56	500.689	1702.764	22.72	77.28
3	549.556	1454.251	27.42	72.58	601.195	1492.078	28.72	71.28
4	485.314	1381.236	26.00	74.00	510.479	1442.276	26.14	73.86
5	513.589	1191.576	30.11	69.89	545.245	1238.355	30.56	69.44
6	522.847	978.877	34.81	65.19	573.098	994.337	36.56	63.44
7	425.461	833.597	33.79	66.21	440.932	867.112	33.70	66.30
8	421.324	554.347	43.18	56.82	429.878	577.275	42.68	57.32
9	431.700	173.215	71.36	28.64	447.748	173.399	72.08	27.92
Moyenne	/	/	35.92	64.08	/	/	35.95	64.05

**Tableau V.4 :** Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

D'après les résultats trouvés dans les tableaux on a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé : les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles. **RPA99 2003(article 3.4a)**.

### 6. Vérification de l'effort normal réduit :

L'effort normal réduit doit être vérifié, afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 7.2)}$$

Niveau	$N_d$ (KN)	Type de poteau	Section $B_c$ (cm <sup>2</sup> )	$v$	Remarque
RDC/2	1823,521	50 × 50	2500	0.29	vérifiée
3/5	894,752	40 × 40	1600	0.22	vérifiée
6/8	437,238	35 × 35	1225	0.14	vérifiée

**Tableau V.5 :** Vérification de l'effort normal réduit.

→ L'effort normal réduit est vérifié à tous les niveaux. **RPA99 2003(article 7.4.3.1)**

### 7. Vérification de l'effet de la torsion d'axe vertical :

Selon les RPA on doit calculer deux types d'excentricités :

- Excentricité théorique.
- Excentricité accidentelle.

Excentricité théorique :

$$\begin{cases} e_x = |X_G - X_{CR}| \\ e_y = |Y_G - Y_{CR}| \end{cases}$$

Les résultats des excentricités théoriques sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	Position du centre de masse		Position du centre de Torsion		Excentricité structurale	
	$X_G$ (m)	$Y_G$ (m)	$X_{CR}$ (m)	$Y_{CR}$ (m)	$e_x$ (m)	$e_y$ (m)
1	12.66	6.77	12.65	7.45	0.01	0.68
2	12.65	7.16	12.65	7.39	0.00	0.23
3	12.65	7.11	12.65	7.39	0.00	0.28
4	12.65	7.16	12.65	7.40	0.00	0.24
5	12.65	7.16	12.65	7.40	0.00	0.24
6	12.65	7.16	12.65	7.40	0.00	0.24
7	12.65	7.18	12.65	7.40	0.00	0.22
8	12.65	7.18	12.65	7.40	0.00	0.22
9	12.65	7.45	12.65	7.47	0.00	0.02
10	12.65	6.80	12.65	6.80	0.00	0.00

**Tableau V.6 :** Les excentricités théoriques

Excentricité accidentelle :

$$\begin{cases} e_{x acc} = 5\%L_x max \\ e_{y acc} = 5\%L_y max \end{cases}$$

Avec : L : la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

$$RDC \rightarrow \begin{cases} e_{x acc} = 0.05 \times 25.7 = 1.285 \text{ m} \\ e_{y acc} = 0.05 \times 13.8 = 0.69 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{étages} \rightarrow \begin{cases} e_{x acc} = 0.05 \times 25.7 = 1.285 \text{ m} \\ e_{y acc} = 0.05 \times 15.1 = 0.755 \text{ m} \end{cases}$$

$\begin{cases} e_x < e_{x acc} \\ e_y < e_{y acc} \end{cases} \rightarrow$  la condition du **RPA99/2003(article 4.2.7)** est vérifiée.

### 8. Vérification des déplacements inter étages :

Selon le **RPA99/2003(article 5.10)** les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\begin{cases} \Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \\ \delta_k = R\delta_{ek} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4. -19)}$$

Avec :

$\delta_k$  : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure.

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion). (Tirer de robot)

$\Delta_k$  : déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k - 1".

R : coefficient de comportement ( $R = 3.5$ )

Niv	$\delta_{ek}^x$ (cm)	$\delta_{ek}^y$ (cm)	R	$\delta_k^x$ (cm)	$\delta_k^y$ (cm)	$\Delta_k^x$ (cm)	$\Delta_k^y$ (cm)	$\bar{\Delta}_k$ (cm)	observation
1	0.2	0.2	3.5	0.7	0.7	0.7	0.7	4.08	Condition vérifiée
2	0.6	0.6	3.5	2.1	2.1	1.4	1.4	3.06	Condition vérifiée
3	1.1	1.1	3.5	3.85	3.85	1.75	1.75	3.06	Condition vérifiée
4	1.7	1.7	3.5	5.95	5.95	2.1	2.1	3.06	Condition vérifiée
5	2.4	2.3	3.5	8.4	8.05	2.45	2.1	3.06	Condition vérifiée
6	3.1	3.0	3.5	10.85	10.5	2.48	2.45	3.06	Condition vérifiée
7	3.8	3.6	3.5	13.33	12.6	2.45	2.1	3.06	Condition vérifiée
8	4.6	4.3	3.5	16.1	15.05	2.77	2.45	3.06	Condition vérifiée
9	5.3	4.9	3.5	18.55	17.15	2.45	2.1	3.06	Condition vérifiée
10	5.9	5.1	3.5	20.65	17.85	2.1	0.7	2.5	Condition vérifiée

**Tableau V.7 :** déplacements inter-étages

D'après le tableau nous constatons que les déplacements relatifs sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage, ce qui signifie que :

→ la condition du **RPA99/2003(article 5.10)** est vérifiée

### 9. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du deuxième ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.1 \quad \text{RPA99/2003(article 5.9)}$$

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".

Si  $0.1 < \theta_k \leq 0.2$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à  $1/1 - \theta_k$ .

Si  $\theta_k > 0.2$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Niv	$h_k(m)$	$P_k(KN)$	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_k(m)$	$V_k(KN)$	$\theta_k$	$\Delta_k(m)$	$V_k(KN)$	$\theta_k$
<b>RDC</b>	<b>4.08</b>	35157.922	0.007	2172.299	0.0277	0.007	2259.847	0.0267
<b>1</b>	<b>3.06</b>	30568.995	0.014	2114.036	0.0661	0.014	2203.452	0.0634
<b>2</b>	<b>3.06</b>	26589.903	0.0175	2003.807	0.0758	0.0175	2093.273	0.0726
<b>3</b>	<b>3.06</b>	22698.770	0.021	1866.551	0.0834	0.021	1952.755	0.0797
<b>4</b>	<b>3.06</b>	18966.393	0.0245	1705.165	0.0891	0.021	1783.600	0.0729
<b>5</b>	<b>3.06</b>	15234.016	0.0248	1501.725	0.0822	0.0245	1567.434	0.0778
<b>6</b>	<b>3.06</b>	11525.564	0.0245	1259.058	0.0733	0.021	1308.044	0.0605
<b>7</b>	<b>3.06</b>	7883.261	0.0277	975.671	0.0731	0.0245	1007.152	0.0627
<b>8</b>	<b>3.06</b>	4243.846	0.0245	604.915	0.0562	0.021	621.147	0.0469
<b>9</b>	<b>2.5</b>	170.670	0.021	42.816	0.0335	0.007	35.934	0.0133

**Tableau V.8 :** Vérification a L'effet  $P-\Delta$

On remarque que la condition  $\theta_k \leq 0.1$  est vérifiée pour chaque niveau "k" et dans les deux sens, donc l'effet  $P-\Delta$  n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2<sup>o</sup> ordre peuvent être négligés.

→ la condition du **RPA99/2003(article 5.9)** est vérifiée

## 10. Conclusion :

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **RPA99/2003**, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

# Chapitre VI

## 1. 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.

## 2. Etudes des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible, il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

- Selon le BAEL91 :

$$\text{ELU : Situation durable : } 1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots (1)$$

- Selon le RPA99/Version 2003 : (Art 5.2)

$$\text{Situation accidentelle } \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \dots \dots \dots (2) \\ 0.8G \pm E \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

- Effort normal maximal et le moment correspondant  $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$ .
- Effort normal minimal et le moment correspondant  $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$ .
- Moment maximum et l'effort normal correspondant  $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$ .

### 2.1. Les recommandations du RPA99/Version 2003 :

#### a. Armatures longitudinales : (Art 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets :

- Le pourcentage minimum est de 0.8% (Zone IIa)

$$\text{Poteaux (50} \times \text{50) : } A_{S_{min}} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poteaux (40} \times \text{40) : } A_{S_{min}} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poteaux (35} \times \text{35) : } A_{S_{min}} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2.$$

- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

#### • Zone courante :

$$\text{Poteaux (50} \times \text{50) : } A_{S_{max}} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poteaux (40} \times \text{40) : } A_{S_{max}} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poteaux (35} \times \text{35) : } A_{S_{max}} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2.$$

#### • Zone de recouvrement :

$$\text{Poteaux (50} \times \text{50) : } A_{S_{max}} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poteaux (40} \times \text{40) : } A_{S_{max}} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poteaux (35} \times \text{35) : } A_{S_{max}} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2.$$

- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  (Zone IIa).
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (Zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (Zone critique)

**b. Armatures transversales : (Art 7.4.2.2)**

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :  $V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho = \begin{cases} 2.5 & \text{Si l'elancement géométrique } \lambda_g \geq 5. \\ 3.75 & \text{Si l'elancement géométrique } \lambda_g < 5. \end{cases}$$

Avec :  $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$  ou  $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$  ;  $l_f = 0.7l_0$

$a$  et  $b$  : dimensions de la section droite du poteau.

$l_f$  : La longueur de flambement des poteaux.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$S_t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm})$  en zone nodale (Zone IIa).

$S_t \leq 15\phi_l$  en zone courante.

Avec :  $\phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteaux.

- La quantité minimale d'armatures transversales ( $\frac{A}{b_1 S_t}$  en %) est donnée par :

$$0.3\% \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$0.8\% \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi$  minimum.

**2.2. Ferrailage des poteaux :****a. Sollicitations de calcul :**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ROBOT, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section	$N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$		$N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$		$M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$		$V_u(KN)$
	$N(KN)$	$M(KN.m)$	$N(KN)$	$M(KN.m)$	$M(KN.m)$	$N(KN)$	
<b>RDC/2</b>	1900.51	-0.51	-0.46	-23.32	74.08	961.94	108.80
<b>3/5</b>	1206.06	2.38	0.96	25.41	86.50	277.78	71.26
<b>6/8</b>	596.04	5.19	0.05	-2.77	82.34	76.83	60.97

**Tableau VI.1** : Sollicitations dans les différents poteaux.

**b. Calcul du ferrailage :**

- **Exemple de calcul** : Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux (**RDC/2**), et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

- Données :

$$b = 50 \text{ cm} ; h = 50 \text{ cm} ; c = c' = 3 \text{ cm}$$

$$\text{Situation durable : } \gamma_b = 1.5 ; \gamma_s = 1.15$$

- Calcul sous  $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$  (ELU):

$$N = 1900.51 \text{ KN (Compression)} ; M = -0.51 \text{ KN.m.}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.51}{1900.51} = 0.27 \times 10^{-3} \text{ m} ; \frac{h}{2} - c' = \frac{0.5}{2} - 0.03 = 0.22 \text{ m}$$

$$e_u = 0.27 \times 10^{-3} \text{ m} < \frac{h}{2} - c' = \frac{0.5}{2} - 0.03 = 0.22 \text{ m}$$

$$e_u = 0.27 \times 10^{-3} \text{ m} < \frac{h}{6} = \frac{0.5}{6} = 0.083 \text{ m}$$

→ Le centre de pression est à l'intérieur du noyau centrale donc la section est entièrement comprimée.

Alors le calcul se fera comme suit :

$$M_f = N \times g ; g = e_u + \frac{h}{2} - c'$$

$$M_f = 1900.51 \times (-0.27 \times 10^{-3} + 0.22)$$

$$M_f = 417.59 \text{ KN.m}$$

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

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

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - c'/h} = \frac{0.357 + \frac{1900.51 \times 10^3 (470 - 30) - 417.59 \times 10^6}{500 \times 500^2 \times 14.2}}{0.8571 - \frac{30}{500}} = 0.743$$

$$\varepsilon_s' = 2 + \left( 3.437 - 8.019 \frac{c'}{h} \right) \sqrt{1 - \Psi} = 2 + \left( 3.437 - 8.019 \frac{30}{500} \right) \sqrt{1 - 0.743} = 3.50$$

$\varepsilon_l$  : Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion.

$$\varepsilon_s' = 3.5 = \varepsilon_l$$

$$\rightarrow \sigma_s' = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348$$

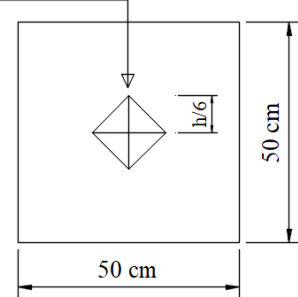
$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A = \frac{N - \Psi b h f_{bc}}{\sigma_s'} = \frac{1900.51 \times 10^3 - 0.743 \times 500 \times 500 \times 14.2}{348} = -21.18 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

La section d'armature négatif veut dire que la section du béton du poteau seul peu reprendre l'effort N.

Dans ce cas un ferrailage min est exigé.

Noyau centrale



- Calcul sous  $M_{max} \rightarrow N_{correspondant} (G + Q + E_y)$ :

$$N = 961.94 \text{ KN (Compression)} ; M = 74.08 \text{ KN.m.}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{84.1}{496.78} = 0.077 \text{ m} ; \frac{h}{2} - c' = \frac{0.5}{2} - 0.03 = 0.22 \text{ m}$$

$$e_u = 0.077 \text{ m} < \frac{h}{2} - c' = \frac{0.5}{2} - 0.03 = 0.22 \text{ m}$$

$$e_u = 0.077 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0.083 \text{ m.}$$

→ Le centre de pression est à l'intérieur du noyau centrale donc la section est entièrement comprimée.

Alors le calcul se fera comme suit :

$$M_f = N \times g ; g = e_u + \frac{h}{2} - c'$$

$$M_f = 961.94 \times (0.077 + 0.22)$$

$$M_f = 285.7 \text{ KN.m}$$

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

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

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - c'/h} = \frac{0.357 + \frac{961.94 \times 10^3 (470 - 30) - 285.7 \times 10^6}{500 \times 500^2 \times 14.2}}{0.8571 - \frac{30}{500}} = 0.545$$

$$\varepsilon_s' = 2 + \left( 3.437 - 8.019 \frac{c'}{h} \right) \sqrt{1 - \Psi} = 2 + \left( 3.437 - 8.019 \frac{30}{500} \right) \sqrt{1 - 0.545} = 3.50$$

$\varepsilon_l$  : Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion.

$$\varepsilon_s' = 3.99 \geq \varepsilon_l$$

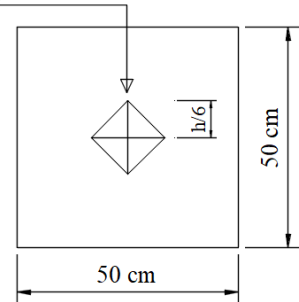
$$\rightarrow \sigma_s' = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A = \frac{N - \Psi b h f_{bc}}{\sigma_s'} = \frac{961.94 \times 10^3 - 0.545 \times 500 \times 500 \times 14.2}{348} = -27.95 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \end{array} \right. \\ \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

La section d'armature négatif veut dire que la section du béton du poteau seul peu reprendre l'effort N.

Dans ce cas un ferrailage min est exigé.

Noyau centrale



- Calcul sous  $N_{min} \rightarrow M_{correspondant} (G + Q + E_x)$ :

$$N = -0.459 \text{ KN (Traction)} ; M = -23.32 \text{ KN.m.}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{23.32}{0.459} = 50.8 \text{ m} ; \frac{h}{2} - c' = \frac{0.5}{2} - 0.03 = 0.22 \text{ m}$$

$$e_u = 50.8 \text{ m} > \frac{h}{2} - c' = \frac{0.5}{2} - 0.03 = 0.22 \text{ m} \rightarrow S.P.T$$

→Le centre de pression est en dehors de la section entre les armatures

Alors le calcul se fera comme suit :

$$M_f = N \times g ; g = e_u - \frac{h}{2} + c'$$

$$M_f = 0.459 \times (50.8 - 0.28)$$

$$M_f = 23.24 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{23.24 \times 10^3}{50 \times 47^2 \times 14.2} = 0.011$$

$$\mu = 0.014 < \mu_l = 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0.014 \rightarrow \beta = 0.993$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_f = \frac{M_f}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{23.42 \times 10^3}{0.993 \times 47 \times 348} = 1.43 \text{ cm}^2 \\ A'_f = 0 \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A = A_f - \frac{N}{f_e / \gamma_s} = 1.43 - \frac{0.459}{34.8} = 1.43 \text{ cm}^2 \\ A' = A'_f = 0 \end{array} \right.$$

• Tableau du ferrailage des poteaux :

Niveaux	Sections	Comb.	N(KN)	M(KN.m)	e(m)	Obs	A(cm <sup>2</sup> )	A'(cm <sup>2</sup> )
RDC/2	50 × 50	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>	1900.51	-0.51	2.7 × 10 <sup>-4</sup>	S.E.C	0	0
		N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>	-0.46	-23.32	50.8	S.P.T	1.43	0
		M <sub>max</sub> → N <sub>cor</sub>	961.94	74.08	0.077	S.E.C	0	0
Etg 3/5	40 × 40	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>	1206.06	2.38	1.97 × 10 <sup>-3</sup>	S.E.C	0	0
		N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>	0.96	25.41	26.47	S.P.C	1.99	0
		M <sub>max</sub> → N <sub>cor</sub>	277.78	86.5	0.31	S.P.C	3.54	0
Etg 6/8	35 × 35	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>	596.04	5.19	8.7 × 10 <sup>-3</sup>	S.E.C	0	0
		N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>	0.05	-2.77	55.4	S.P.C	0.25	0
		M <sub>max</sub> → N <sub>cor</sub>	78.83	82.34	1.04	S.P.C	7.16	0

Tableau VI.2 : Ferrailage des poteaux.

• Tableau des sections adoptées pour les poteaux :

Niveaux	Sections	A <sub>Smin</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	Section adopté (cm <sup>2</sup> )
RDC/2	50 × 50	20	4T16 + 8T14	20.35
Etg 3/5	40 × 40	12.8	4T16 + 4T14	14.19
Etg 6/8	35 × 35	9.8	4T14 + 4T12	10.67

Tableau VI.3 : Sections d'armatures longitudinale adoptées pour les poteaux.

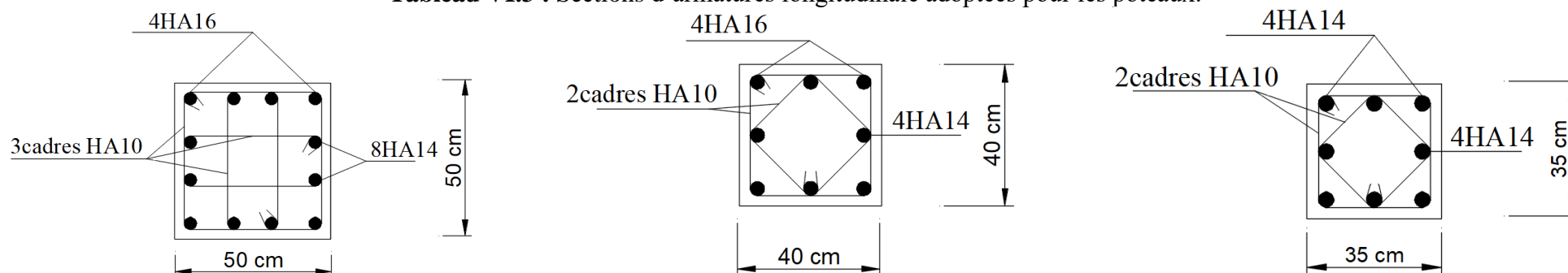


Figure VI.1 : Schéma de ferrailage des poteaux.

**2.3. Vérifications à l'ELU :****a. Vérification des contraintes tangentielles : (Art 7.4.3.2 RPA99/version 2003)**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

où  $d$  est égal à 0,075 si l'élançement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire.

**• Poteaux (50 × 50) pour le RDC :**

$$\lambda_g = 5.43 > 5 \rightarrow \rho_d = 0.075$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{108.8 \times 10^3}{500 \times 470} = 0.463 \text{ MPa} \quad \rightarrow \tau_b = 0.463 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifier

**• Poteaux (50 × 50) Etg 1/2 :**

$$\lambda_g = 4 > 5 \rightarrow \rho_d = 0.04$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{108.8 \times 10^3}{500 \times 470} = 0.463 \text{ MPa} \quad \rightarrow \tau_b = 0.463 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifier

**• Poteaux (40 × 40) Etg 3/5:**

$$\lambda_g = 5 \geq 5 \rightarrow \rho_d = 0.075$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{71.26 \times 10^3}{400 \times 370} = 0.481 \text{ MPa} \quad \rightarrow \tau_b = 0.481 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifier

**• Poteaux (35 × 35) Etg 6/8:**

$$\lambda_g = 5.72 \geq 5 \rightarrow \rho_d = 0.075$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{60.97 \times 10^3}{350 \times 320} = 0.544 \text{ MPa} \quad \rightarrow \tau_b = 0.544 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifier

**Conclusion :** Les contraintes tangentielles sont admissibles.

**b. Diamètre des armatures transversales :**

D'après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \quad \text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

$\phi_l$  : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

**c. Espacement des armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA99/version 2003)**

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule  $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_l f_e}$

**• Poteaux (50 × 50) pour le RDC :**

$$t = \frac{A_t h_l f_e}{\rho V_u} = \frac{23.5 \times 500 \times 400}{2.5 \times 108.8 \times 10^3} = 17.28 \text{ cm}$$

- Poteaux (50 × 50) **Etg 1 et 2** :

$$t = \frac{A_t h_l f_e}{\rho V_u} = \frac{23.5 \times 500 \times 400}{3.75 \times 108.8 \times 10^3} = 11.52 \text{ cm}$$

- Poteaux (40 × 40) :

$$t = \frac{A_t h_l f_e}{\rho V_u} = \frac{15.7 \times 400 \times 400}{2.5 \times 71.26 \times 10^3} = 14.1 \text{ cm}$$

- Poteaux (35 × 35) :

$$t = \frac{A_t h_l f_e}{\rho V_u} = \frac{15.7 \times 350 \times 400}{2.5 \times 60.97 \times 10^3} = 14.42 \text{ cm}$$

**d. Espacement maximal des armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99/Version 2003)**

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\phi_l ; 15 \text{ cm}) = (10 \times 1.6 ; 15) = 15 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq 15\phi_l = 24 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

**e. Longueur de recouvrement :**

$$L_f = 40\phi_l = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

**f. Vérification de la quantité d'armature : (Art 7.4.2.2 RPA99/Version 2003)**

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad A_t^{min} = 0.3\% S_t b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \quad A_t^{min} = 0.8\% S_t b_1$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les deux valeurs précédentes

- Poteau (50 × 50) **RDC** :

- **Zone nodale :**

$$\lambda_g = 5.43 > 5 \rightarrow A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante :**

$$A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$$

- Poteau (50 × 50) **Etg 1 et 2** :

- **Zone nodale :**

$$\lambda_g = 4 < 5 \rightarrow \text{on interpole} \rightarrow A_t^{min} = 0.0055 \times 10 \times 50 = 2.75 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante :**

$$A_t^{min} = 0.0055 \times 15 \times 50 = 4.125 \text{ cm}^2$$

- Poteau (40 × 40) :

- **Zone nodale :**

$$\lambda_g = 5 \geq 5 \rightarrow A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante :**

$$A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$$

- Poteau (35 × 35) :

- **Zone nodale :**

$$\lambda_g = 5.72 > 5 \rightarrow A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante :**

$$A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Les sections minimales du RPA sont vérifiées avec un écartement de 10cm en zone nodale et 15cm en zone courante.

## 2.4.Vérification à l'ELS :

### a. Etat limite de compression :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton et pour cela : On calcul les contraintes du béton et de l'acier et on les compare aux contraintes admissibles afin de vérifier les sections adoptées à l'ELS.

Contrainte admissible de l'acier :  $\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$

Contrainte admissible du béton :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_{bs}$  : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

$\sigma_{as}$  : Contrainte max dans les aciers supérieurs.

$\sigma_{bi}$  : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

$\sigma_{ai}$  : Contrainte max dans les aciers inférieurs.

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

### Remarque :

Les contraintes positives représentent des compressions, et les contraintes négatives représentent des tractions.

En flexion composée on a 2 cas :

- Si  $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow S.E.C$

Vérification des contraintes :

- La section homogène est :

$$B_0 = bh + \eta(A_s + A'_s)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(A_s c' + A'_s d) \right] ; \quad V_2 = h - V_1$$

- Le moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s(V_1 - c)^2 + A'_s(V_2 - c)^2]$$

$$\sigma_{bs} = \left( \frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{V_1}}{I_G} \right)$$

$$\sigma_{bi} = \left( \frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{V_2}}{I_G} \right)$$

Avec :

$N_s$  : Effort de compression à l'ELS.

$M_s$  : Moment fléchissant à l'ELS.

$B_0$  : Section homogénéisée  $B_0 = bh + 15(A_s + A'_s)$

- Si  $\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow S.P.C$

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}} \quad \text{avec } I_{x-x} = \frac{b y^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - c')^2]$$

$y_1 = y_2 + c$  ;  $y_2$  : est à déterminer par l'équation suivante

$$y_2^3 + p y_2 + q = 0$$

Avec :

$$P = -3c^2 - \frac{90A'_s}{b}(c - c') + \frac{90A_s}{b}(d - c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'_s}{b}(c - c')^2 - \frac{90A_s}{b}(d - c)^2$$

$c = \frac{h}{2} - e$  : distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

• Tableau récapitulatif des contraintes :

Niveaux	Sections	Comb.	N(KN)	M(KN.m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub>		σ <sub>sc</sub>		σ <sub>b</sub>	σ <sub>s</sub>	Obs
							sup	inf	sup	inf			
RDC/2	50 × 50	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>	1379.618	-0.35	20	20.35	4.9	4.93	73.6	73.9	15	348	OK
		N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>	206.34	3.57	20	20.35	0.87	0.6	12.8	9.27	15	348	OK
		M <sub>max</sub> → N <sub>cor</sub>	1146.02	-40.98	20	20.35	2.55	5.62	41.1	81.5	15	348	OK
Etg 3/5	40 × 40	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>	876.58	1.73	12.8	14.19	4.93	4.68	73.7	70.5	15	348	OK
		N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>	78.16	-2.85	12.8	14.19	0.22	0.63	3.81	9.04	15	348	OK
		M <sub>max</sub> → N <sub>cor</sub>	395.08	33.33	12.8	14.19	4.67	0	63.2	1.65	15	348	OK
Etg 6/8	35 × 35	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>	433.67	3.77	9.8	10.67	3.55	2.72	52.7	41.8	15	348	OK
		N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>	9.53	-6.23	9.8	10.67	0	1.08	-32.1	11.7	15	348	OK
		M <sub>max</sub> → N <sub>cor</sub>	53.28	-42.7	9.8	10.67	0	7.37	-230.1	78.7	15	348	OK

Tableau VI.4 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Les contraintes dans l'acier et dans le béton non pas atteint les contraintes admissibles

### 3. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires. Après détermination des sollicitations ( $M, N, T$ ), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par le **BAEL99**.

#### ➤ Les combinaisons de calcul :

Les poutres seront ferrillées à l'*ELU* en flexion simple et vérifiées à l'*ELS*.

La sollicitation maximale est déterminée par les combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q \rightarrow ELU$
- $G + Q \rightarrow ELS$
- $G + Q \pm E \rightarrow RPA99/2003 \text{ (Formule 5-1)}$
- $0.8G \pm E \rightarrow RPA99/2003 \text{ (Formule 5-2)}$

#### 3.1. Recommandation du **RPA99/Version 2003** :

##### a. Armatures longitudinales : **RPA99/2003 (article 7.5.2.1)**

i. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est-à-dire,  $A_l^{min} = 0.5\% \times b \times h$ .

- Poutre principales ( $30 \times 40$ ) :  $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires ( $20 \times 30$ ) :  $A_{min} = 0.005 \times 20 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$

ii. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% De la section de béton en la zone courante.
- 6% De la section de béton en zone de recouvrement.

❖ En zone courante :

- Poutres principales :  $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires :  $A_{max} = 0.04 \times 20 \times 30 = 24 \text{ cm}^2$

❖ En zone de recouvrement :

- Poutres principales :  $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires :  $A_{max} = 0.06 \times 20 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

iii. La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  (zoneIIa).

iv. L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectuées avec des crochets à 90%.

##### b. Armatures transversales : **RPA99/2003 (article 7.5.2.2)**

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :
  - $S_t = \min(h/4; 12\phi_l)$  ; en zone nodale.
  - $S_t \leq h/2$  ; en zone de recouvrement.

Avec : Le plus petit diamètre utilise 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.

### 3.2.Sollicitation et ferrailage des poutres :

#### a. Les sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de logiciel ROBOT, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

		$M_u$ (KN.m)	$V_u$ (KN)
<i>Poutres principales</i>	<i>En travées</i>	74.65	117.532
	<i>Aux appuis</i>	94.47	
<i>Poutres secondaires</i>	<i>En travées</i>	28.91	55.967
	<i>Aux appuis</i>	38.84	

Tableau VI.5 : sollicitations dans les poutres.

#### b. Ferrailage des poutres principales : $(b \times h) = (30 \times 40)$

Armature longitudinale :

- En travée :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2F_{bc}} = \frac{74.65 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.135 \quad \text{avec } d = 0.9h = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.135 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.135 \rightarrow \beta = 0.927$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{74.65 \times 10^3}{0.927 \times 36 \times 348} = 6.43 \text{ cm}^2$$

- En appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2F_{bc}} = \frac{94.47 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.171 \quad \text{avec } d = 0.9h = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.171 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.171 \rightarrow \beta = 0.905$$

$$A_{sa} = \frac{M_u}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{94.47 \times 10^3}{0.905 \times 36 \times 348} = 8.33 \text{ cm}^2$$

Pourcentage exigé par RPA99/2003 :

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% \times b \times h = 48 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{zone courante}$$

$$A_{max} = 6\% \times b \times h = 72 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{zone de recouvrement}$$

Condition de non fragilité : (Art A. 4. 2/BAEL91)

$$A_{min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 36 \times 2.1}{400} = 1.3 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte les sections des armatures suivantes :

- En travée :

$$A_{st} = 6.43 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } A_{st} = 6HA12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

- En appuis :

$$A_{sa} = 8.33 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } A_{sa} = 6HA14 = 9.23 \text{ cm}^2$$

c. Ferrailage des poutres secondaires :  $(b \times h) = (20 \times 30)$ 

Armature longitudinale :

## • En travée :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 F_{bc}} = \frac{28.91 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.27^2 \times 14.2} = 0.140 \quad \text{avec } d = 0.9h = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.140 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.140 \rightarrow \beta = 0.924$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{28.91 \times 10^3}{0.924 \times 27 \times 348} = 3.33 \text{ cm}^2$$

## • En appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 F_{bc}} = \frac{38.84 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.27^2 \times 14.2} = 0.188 \quad \text{avec } d = 0.9h = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.188 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.188 \rightarrow \beta = 0.895$$

$$A_{sa} = \frac{M_u}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{38.84 \times 10^3}{0.895 \times 27 \times 348} = 4.62 \text{ cm}^2$$

Pourcentage exigé par RPA99/2003 :

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% \times b \times h = 24 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{zone courante}$$

$$A_{max} = 6\% \times b \times h = 36 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{zone de recouvrement}$$

Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)

$$A_{min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 20 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.652 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte les sections des armatures suivantes :

## • En travée :

$$A_{st} = 3.33 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } A_{st} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

## • En appuis :

$$A_{sa} = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } A_{st} = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

Récapitulatif :

		$M_u$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adop (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
Poutres principales	En travées	74.65	6.43	6.78	6HA12
	Aux appuis	94.47	8.33	9.23	6HA14
Poutres secondaires	En travées	28.91	3.33	3.39	3HA12
	Aux appuis	38.84	4.62	4.71	6HA10

Tableau VI.6 : Récapitulatif ferrailage des poutres

## 3.3. Vérifications à l'ELU :

## a. Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1.1/BAEL91)

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd}$$

Pour une fissuration non préjudiciable

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

❖ Pour les poutres principales :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} = \frac{117.532 \times 10^3}{300 \times 360} = 1.088 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

❖ Pour les poutres secondaires :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} = \frac{55.967 \times 10^3}{200 \times 270} = 1.036 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \rightarrow$  condition vérifiée

### b. Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art A.6.1,3/BAEL91)

Pour qu'il n'y ait pas entrainement des barres alors Il faut vérifier cette condition :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9d \sum u}$$

$$\bar{\tau}_u = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec :

$\sum u_i$  : La somme des périmètres utiles des barres tendues

$\psi_s$ : Coefficient de scellement :  $\rightarrow \psi_s = 1$  : ronds lisses.

$\rightarrow \psi_s = 1.5$  : Haute adhérence.

$\bar{\tau}_u$ : Contrainte admissible d'adhérence.

$\tau_{se}$ : Contrainte d'adhérence limite ultime.

❖ Pour les poutres principales :  $V_u = 117.532 \text{ KN}$

$$\sum u_i = 6 \times 3.14 \times 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{117.532 \times 10^3}{0.9 \times 360 \times 226.08} = 1.6 \text{ MPa}$$

❖ Pour les poutres secondaires :  $V_u = 55.967 \text{ KN}$

$$\sum u_i = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{55.967 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 113.04} = 2.037 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_u$$

$\rightarrow$  condition vérifiée Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

### c. Longueur de scellement droit : (Art A. 6. 1, 22/BAEL91)

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}}$$

$$\text{avec } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_{se}$  : Contrainte admissible d'adhérence

$$\text{pour } \phi 10 \rightarrow L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } L_s = 36 \text{ cm}$$

$$\text{pour } \phi 12 \rightarrow L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } L_s = 43 \text{ cm}$$

$$\text{pour } \phi 14 \rightarrow L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } L_s = 50 \text{ cm}$$

Les règles de **BAEL (Art A. 6. 1, 253/BAEL91)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale  $0,4l_s$  pour les aciers HA.

$$\text{pour } \phi 10 \rightarrow L_c = 0.4 \times 36 = 14.4 \text{ cm}$$

$$\text{pour } \phi 12 \rightarrow L_c = 0.4 \times 43 = 17.2 \text{ cm}$$

$$\text{pour } \phi 14 \rightarrow L_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

**d. Influence de l'effort tranchant :**

- **Sur le béton : (Art A. 5. 1, 313/BAEL91)**

Il faut vérifier cette condition :

$$\frac{2V_u}{b \cdot 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec} \quad \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

- ❖ Poutres principales :

$$\frac{2V_u}{b \cdot 0.9d} = \frac{2 \times 117.532 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 360} = 2.41 \text{ MPa}$$

$$\frac{2V_u}{b \cdot 0.9d} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- ❖ Poutres secondaires :

$$\frac{2V_u}{b \cdot 0.9d} = \frac{2 \times 55.967 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 270} = 2.30 \text{ MPa}$$

$$\frac{2V_u}{b \cdot 0.9d} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Sur l'acier :**

**Appuis intermédiaires : (Art A. 5. 1, 321/BAEL91)**

D'après l'Art A. 5. 1, 321 du BAEL91, si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est  $M_u < 0.9V_u d$  ; alors on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisantes pour équilibrer un effort égal à :

$$V_u^{max} + \frac{M_{max}}{0.9d}$$

- ❖ Poutres principales :

$$M_u = 74.65 \text{ KN.m} ; 0.9V_u d = 0.9 \times 117.532 \times 0.36 = 38.08 \text{ KN.m}$$

$$M_u > 0.9V_u d \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- ❖ Poutres secondaires :

$$M_u = 28.91 \text{ KN.m} ; 0.9V_u d = 0.9 \times 29.91 \times 0.27 = 7.27 \text{ KN.m}$$

$$M_u > 0.9V_u d \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Appuis de rive : (Art A. 5. 1, 312/BAEL91)**

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant  $V_u$  d'ancrer la nappe d'armature inférieure suffisante avec sa longueur de scellement.

Pour cela, il faut vérifier cette condition :

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s V_u^{max}}{f_e}$$

- ❖ Poutres principales :

$$A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s V_u^{max}}{f_e} = \frac{117.532 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 3.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancrer}} = 3.38 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- ❖ Poutres secondaires :

$$A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s V_u^{max}}{f_e} = \frac{29.91 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancrer}} = 0.86 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

→ les armatures inférieures ancrées sur les appuis de rive sont suffisantes .

**e. Calcul des armatures transversales : (Art. A. 7. 2, 2 / BAEL91)**

D'après le **BAEL91** (Art. A. 7. 2. 2) le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t < \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$$

$\phi_t$  : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

❖ Poutres principales :

$$\phi_t < \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 12\right) = 11.4 \text{ mm} \rightarrow \text{on prend } \phi 8$$

Calcul des espacements :

**BAEL91 (Art. A. 5. 1, 22):**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(32.4 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 32.4 \text{ cm}$$

**RPA99/2003 (article 7. 5. 2. 2) :**

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.4\right) = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } S_t = 8 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

❖ Poutres secondaires :

$$\phi_t < \min\left(\frac{30}{35}; \frac{20}{10}; 12\right) = 8.57 \text{ mm} \rightarrow \text{on prend } \phi 8$$

Calcul des espacements :

**BAEL91 (Art. A. 5. 1, 22):**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(24.3 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm}$$

**RPA99/2003 (article 7. 5. 2. 2) :**

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1\right) = 7.5 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } S_t = 7 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

**Délimitation de la zone nodale :**

La longueur de la zone nodale  $L'$  est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée : **RPA99/2003 (fig. 7. 2)**

$$L' = 2 \times h$$

Poutres principales :  $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$ .

Poutres secondaires :  $L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$ .

**Remarque :**

Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à 5 cm du nu de l'appui. **RPA99/2003 (article 7. 5. 2. 2)**

**f. Pourcentage minimum des armatures transversales :**

**BAEL91 (Art 5. 1, 22) :**

Il faut vérifiée cette condition :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.4bS_t}{f_e}$$

❖ Poutres principales :

$$A_{\text{adopté}} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Poutres secondaires :

$$A_{\text{adopté}} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = \frac{0.4 \times 20 \times 10}{400} = 0.20 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**RPA99/2003 (article 7.5.2.2) :**

La section d'armatures minimale est donnée par la formule suivante :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

❖ Poutres principales :

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 1.57 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Poutres secondaires :

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 1.57 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**g. Dispositions constructives pour les armatures longitudinales :**

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- À  $\frac{1}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- À  $\frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée.

**3.4.Vérification a l'ELS :****a. Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :(Art. 5.3,2/BAEL91)**

La fissuration est considérée peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

**b. Vérification de la résistance à la compression du béton :(Art. 4.5,2/BAEL91)**

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_{st}} \quad \text{et} \quad \rho_1 = \frac{100 A_{st}}{bd}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de traction des aciers.

$A_{st}$  : armatures adoptées.

$k_1$  et  $\beta$  Sont tirés des tableaux en fonction de  $\rho_1$

❖ Poutres principales :

- En travée :  $M_s = 17.42 \text{ KN.m}$  ;  $A_{st} = 6.78 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 6.78}{30 \times 36} = 0.628 \rightarrow \beta = 0.883 \rightarrow k_1 = 27.73$$

$$\sigma_s = \frac{17.42 \times 10^6}{0.883 \times 360 \times 678} = 80.827 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{80.827}{27.73} = 2.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- En appuis :  $M_s = 66.35 \text{ KN.m}$  ;  $A_{st} = 9.23 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 9.23}{30 \times 36} = 0.855 \rightarrow \beta = 0.868 \rightarrow k_1 = 22.88$$

$$\sigma_s = \frac{66.35 \times 10^6}{0.868 \times 360 \times 923} = 230.047 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{230.047}{22.88} = 10.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Poutres secondaires :

- En travée :  $M_s = 8.91 \text{ KN.m}$  ;  $A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 27} = 0.628 \rightarrow \beta = 0.883 \rightarrow k_1 = 27.73$$

$$\sigma_s = \frac{8.91 \times 10^6}{0.883 \times 270 \times 339} = 110.24 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{110.24}{27.73} = 3.98 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow$  condition vérifiée

- En appuis :  $M_s = 20.54 \text{ KN.m}$  ;  $A_{st} = 4.71 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 4.71}{20 \times 27} = 0.872 \rightarrow \beta = 0.867 \rightarrow k_1 = 22.59$$

$$\sigma_s = \frac{20.54 \times 10^6}{0.867 \times 270 \times 471} = 186.29 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{186.29}{22.59} = 8.25 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow$  condition vérifiée

**c. Etat limite de déformation :**

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

D'après les règlements de BAEL91, on se dispense du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} ; \frac{A_s}{bd} < \frac{3.6}{f_e} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_o}$$

$A_s$ : Armatures adoptée en travée.

$M_t$ : Moment max a l'ELS.

$M_o$ : Moment max isostatique.

❖ Poutres principales :

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{440} = 0.091 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_s}{bd} = \frac{6.78}{30 \times 36} = 0.0063 \\ \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \end{array} \right\} \frac{A_s}{b_o d} < \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{M_t}{15M_o} = \frac{17.42}{15 \times 74.65} = 0.016 \\ \frac{h}{L} = \frac{40}{440} = 0.091 \end{array} \right\} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_o} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Poutres secondaires :

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{340} = 0.088 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_s}{bd} = \frac{3.39}{20 \times 27} = 0.0063 \\ \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.0090 \end{array} \right\} \frac{A_s}{b_o d} < \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{M_t}{15M_o} = \frac{8.91}{15 \times 28.91} = 0.021 \\ \frac{h}{L} = \frac{30}{340} = 0.088 \end{array} \right\} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_o} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$\rightarrow$  Les trois conditions sont vérifiées pour toutes les poutres, alors on se dispense de la vérification de la flèche.

➤ Schéma de ferrailage :  
Poutres principales :

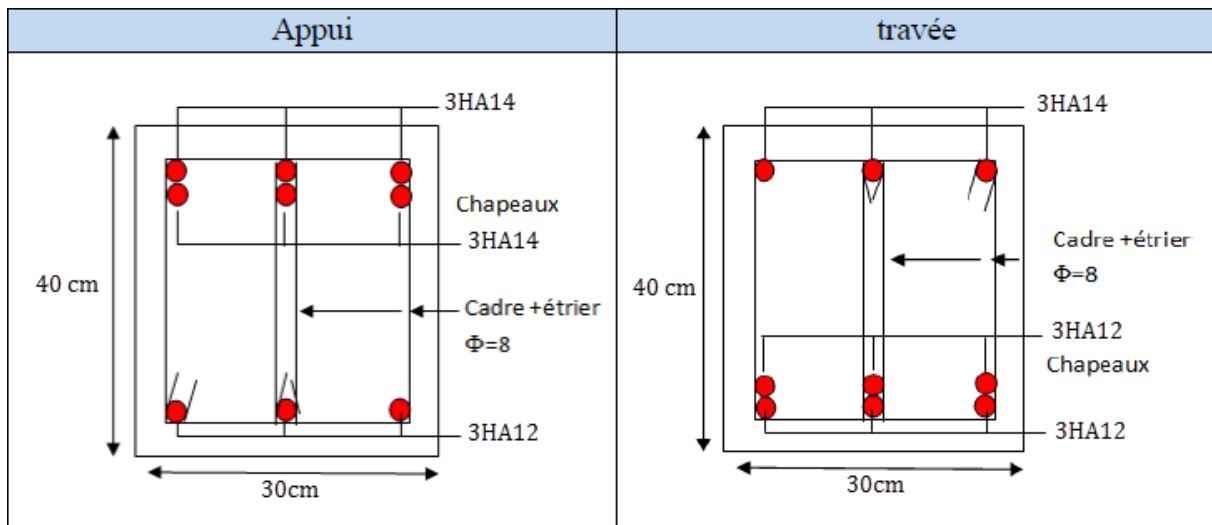


Figure VI.2 : Schéma de ferrailage des poutres principales.

Poutres secondaires :

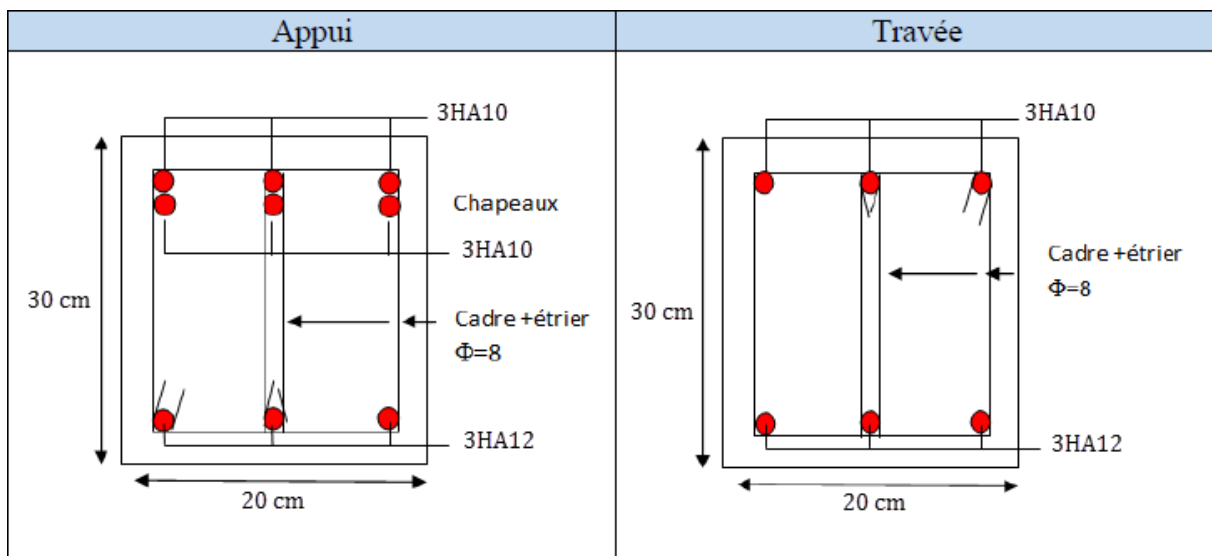


Figure VI.3 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

### 3.5.Vérification de la zone nodale :

L'RPA99/version 2003 (Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

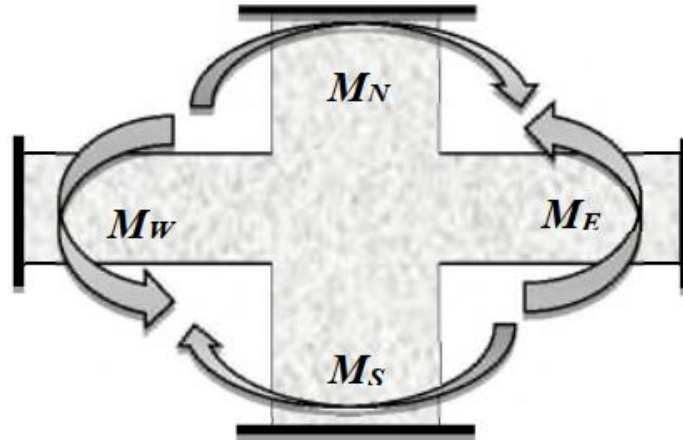


Figure VI.4 : Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau.

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, d'après l'RPA99/Version 2003 cette vérification est facultative pour les maisons individuelles et les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2. Donc elle sera faite pour les 6 premiers étages.

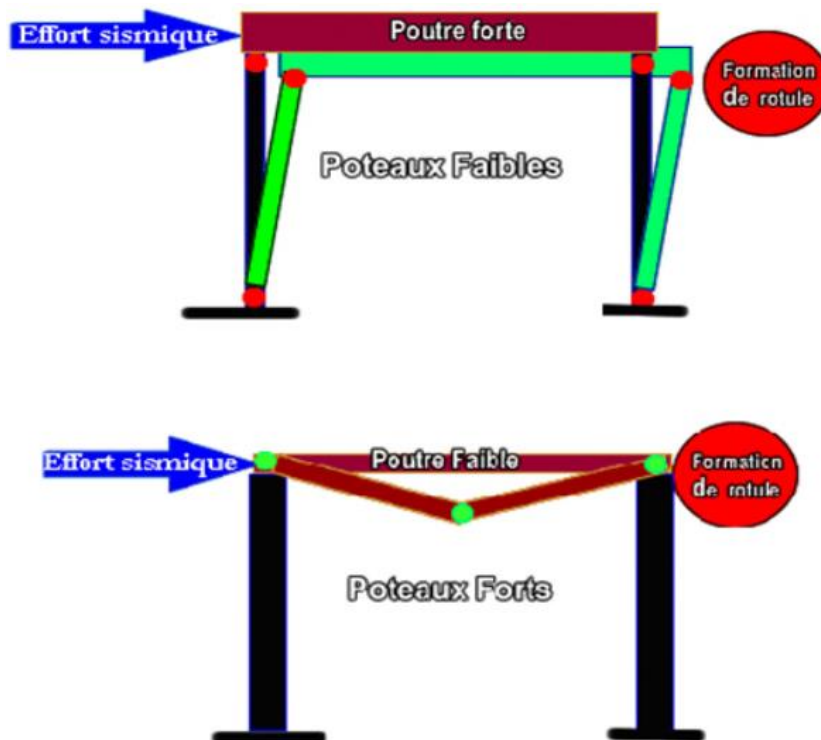


Figure VI.5 : Formation des rotules plastiques.

#### a. Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

- Dimensions de la section du béton.
- Quantité d'armatures dans la section.
- Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{avec : } Z = 0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- Poteaux :

Niveau	$h$ (m)	$Z$ (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	$M_r$ (KN.m)
RDC	0.5	0.45	20.35	348	318.52
etg 1	0.5	0.45	20.35	348	318.52
etg 2	0.5	0.45	20.35	348	318.52
etg 3	0.4	0.36	14.19	348	177.68
etg 4	0.4	0.36	14.19	348	177.68
etg 5	0.4	0.36	14.19	348	177.68
etg 6	0.35	0.315	10.67	348	116.91

Tableau VI.7 : Moment résistant dans les poteaux.

- Poutres principales et poutres secondaires :

Niveau	$h$ (m)	$Z$ (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	$M_r$ (KN.m)
$P_P$	0.4	0.36	9.23	348	115.58
$P_S$	0.3	0.27	4.71	348	44.23

Tableau VI.8 : Moment résistant dans les Poutres.

- Vérification de la zone nodale :

Niveau	Poutre	$M_W = M_E$	$M_S$	$M_N$	$1.25(M_W + M_E)$	$M_S + M_N$	Obs
RDC	$P_P$	115.58	318.52	318.52	288.94	637.04	Vérifier
	$P_S$	44.23	318.52	318.52	110.58	637.04	Vérifier
etg 1	$P_P$	115.58	318.52	318.52	288.94	637.04	Vérifier
	$P_S$	44.23	318.52	318.52	110.58	637.04	Vérifier
etg 2	$P_P$	115.58	318.52	318.52	288.94	637.04	Vérifier
	$P_S$	44.23	318.52	318.52	110.58	637.04	Vérifier
etg 3	$P_P$	115.58	318.52	177.68	288.94	496.21	Vérifier
	$P_S$	44.23	318.52	177.68	110.58	496.21	Vérifier
etg 4	$P_P$	115.58	177.68	177.68	288.94	355.37	Vérifier
	$P_S$	44.23	177.68	177.68	110.58	355.37	Vérifier
etg 5	$P_P$	115.58	177.68	177.68	288.94	355.37	Vérifier
	$P_S$	44.23	177.68	177.68	110.58	355.37	Vérifier
etg 6	$P_P$	115.58	177.68	116.91	288.94	294.59	Vérifier
	$P_S$	44.23	177.68	116.91	110.58	294.59	Vérifier

Tableau VI.9 : Vérification de la zone nodale.

D'après les résultats obtenus, la vérification des zones nodales est justifiée.

## 4. Ferrailage de voiles :

### 4.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui se comporte comme une console verticale encastrée à sa base dans ses fondations. Ils sont soumis à des forces verticales et horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes ( $G$ ) et aux surcharges d'exploitation ( $Q$ ), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Nous avons divisé nos voiles en 3 zone de calcul :

- **ZONE I** : du RDC au 2<sup>eme</sup> étage.
- **ZONE II** : du 3<sup>eme</sup> au 5<sup>eme</sup> étage.
- **ZONE III** : du 6<sup>eme</sup> au 8<sup>eme</sup> étage.

- **Combinaison d'action :**

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à } L'ELU \\ G + Q \text{ à } L'ELS \end{array} \right\} \rightarrow \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right\} \rightarrow \text{RPA 99/Version 2003}$$

### 4.2. Exposé de la méthode du ferrailage des voiles (Trumeau) :

La méthode utilisée est la méthode de RDM, qui consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables ( $N ; M$ ) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec :

$B$  : section du béton.

$I$  : moment d'inertie du trumeau.

$V$  et  $V'$ : bras de levier,  $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$

❖ Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le calcul se fera pour une bande de largeur ( $d$ ) donnée par : (Art 7.7.4 RPA99/2003)

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

$h_e$  : hauteur entre nus du plancher considéré.

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$L_t$  : longueur tendue :  $L_t = L - L_c$

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)}{L_t} \times |\sigma_{min}|$$

- Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

➤ **Section entièrement comprimée :**

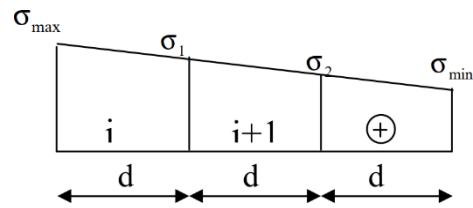
$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec :

$e_{pot}$  : épaisseur du poteau.

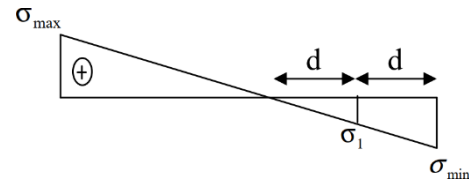
$e_v$  : épaisseur du voile.



➤ **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

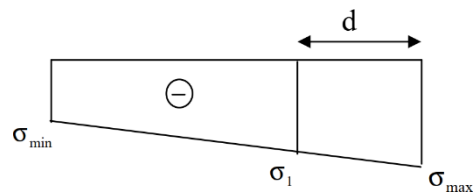
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



➤ **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_{min}}{2} \times d \times e$$



- Armatures verticales :

➤ **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B f_{c28}}{\sigma_s}$$

$B$  : section du voile.

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ .

➤ **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{et} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

➤ **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{et} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

**a. Aciers verticaux :**

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le **RPA99 Version 2003** décrit ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur ( $l/10$ ) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement)

**b. Aciers horizontaux :**

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons le permettent la réalisation d'un ancrage droit.
- Elles doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$ .
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_V}{4}$$

$$\text{D'après le RPA99/2003 : } A_H \geq 0.15\% \times B$$

**❖ Règles communes (selon le RPA99 version 2003) :**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suite :
  - Globalement dans la section du voile 0,15 %
  - En zone courante 0,10 %
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S \leq 1.5e \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Avec : } e : \text{ épaisseur du voile.}$$

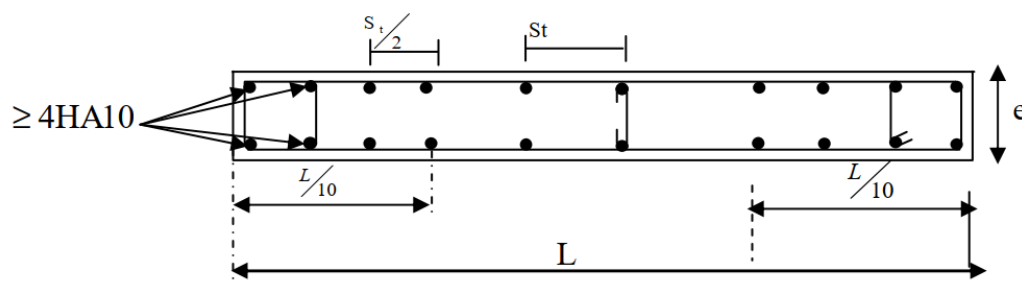
A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{1}{10}$  de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- Le diamètre  $\phi_t$  des épingles est :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$ .
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- 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 :

$$A_{Vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{avec : } T = 1.4V_u$$

$V_u$  : 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



**Figure VI.6 :** Disposition des armatures verticales dans les voiles

**c. Armatures minimales :****• Compression du béton :**

$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2$  Par mètre de parement mesuré perpendiculairement à ces armatures.

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\% \quad \text{Avec } B : \text{ section du béton comprimée.}$$

**• Traction simple :**

$$A_{min} \geq \frac{B f_{c28}}{f_e}$$

Avec :

$B$  : section du béton tendu.

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.

**d. Vérification :****• Vérification à l'ELS :**

Pour cet état, il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$N_{ser} = G + Q$$

Avec :  $N_{ser}$  : Effort normal appliqué.

$B$  : Section du béton.

$A$  : Section d'armatures adoptée.

**• Vérification de la contrainte de cisaillement :**

- D'après le **RPA99 réviser en 2003** :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

$$V = 1.4 V_{u,calcul}$$

Avec :

$b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile.

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9h$ ).

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

- D'après le **BAEL91** :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec :

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right); \text{ Pour fissuration préjudiciable.}$$

**4.3. Voiles sans ouverture :**

- **Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferrailage du voile transversal  $VT3 = 2 m$  ; zone I :

$$\begin{cases} L = 1.75 m \\ e = 0.2 m \end{cases}$$

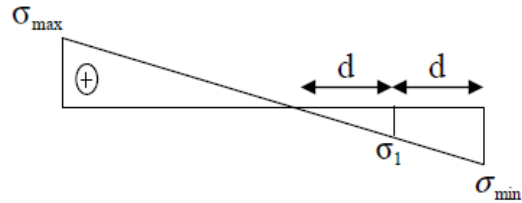
$$\begin{cases} \sigma_{max} = 2080 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = -6170 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

**Pour une section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

$e$  : épaisseur du voile.



$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L = \frac{2080}{2080 + 6170} \times 1.75 = 0.441 m$$

$$\rightarrow L_t = L - L_c = 1.75 - 0.441 = 1.309 m$$

Le ferrailage se fait par bande de "d" de largeur :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3}\right) \rightarrow d \leq \min\left(\frac{2.66}{2}; \frac{2 \times 0.441}{3}\right) = 0.294 m$$

- **Bande 1 :**  $d = 0.29 m$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{6170 \times (1.309 - 0.294)}{1.309} = 4783.33 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{6170 + 4783.33}{2} \times 0.29 \times 0.2 = 322.183 \text{ KN}$$

- **Armature verticale :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{322.183 \times 10}{348} = 9.26 \text{ cm}^2$$

- **Bande 2 :**  $d = 1.015 m$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{4783.33}{2} \times 1.015 \times 0.2 = 485.339 \text{ KN}$$

- **Armature verticale :**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{485.339 \times 10}{348} = 13.95 \text{ cm}^2$$

**Pourcentage minimal par bande tendue :**

$$A_{min} = 0.002 \times 20 \times 130.9 = 5.24 \text{ cm}^2$$

**Pourcentage minimal :**

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0.15\%B\right)$$

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{20 \times 130.9 \times 2.1}{400}; \frac{0.15 \times 20 \times 130.9}{100}\right)$$

$$A_{min} = 13.74 \text{ cm}^2$$

- **Armatures verticales adoptée /nappe :**

**Bande 1 :**

$$\frac{A_{v1}}{2} = \frac{9.26}{2} = 4.63 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{on adopte } 3HA16/\text{nappe} = 6.03 \text{ cm}^2$$

**Bande 2 :**

$$\frac{A_{v2}}{2} = \frac{13.95}{2} = 6.975 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{on adopte } 7HA12/\text{nappe} = 7.92 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

En zone courante :  $S_t \leq \min(1.5e; 30) = 30 \text{ cm}$       Soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$

En zone d'about :  $S_t = 15/2 = 7.5 \text{ cm}$       soit  $S_t = 8 \text{ cm}$   
avec  $L/10 = 175/10 = 17.5 \text{ cm}$

- **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL91:  $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{21.11}{4} = 5.28 \text{ cm}^2$

**Armatures minimales :**

$$A_H \geq 0.15\% \times B = 0.0015 \times 175 \times 20 = 5.25 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par 4 épingles HA8 au mètre carré.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

**RPA99/2003 :**  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$

avec :  $V_u = 123.315 \text{ KN}$  ;  $b_0 = 20 \text{ cm}$  ;  $d = 2.754 \text{ m}$

$$V = 1.4 V_{u,calcul} = 1.4 \times 123.315 = 172.641 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} = \frac{172.641 \times 10^3}{200 \times 2754} = 0.313 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.313 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**BAEL 91 :**  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{123.315 \times 10^3}{200 \times 2754} = 0.224 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.224 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification à l'ELS :**

Pour cet état, il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_b$$

avec :  $N = 978.625 \text{ KN}$  ;  $B = 0.2 \times 1.75 = 0.35 \text{ m}^2$  ;  $A_v = 42.22 \text{ cm}^2$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{978.625 \times 10^3}{0.35 \times 10^6 + 15 \times 42.22 \times 10^2} = 2.355 \text{ MPa}$$

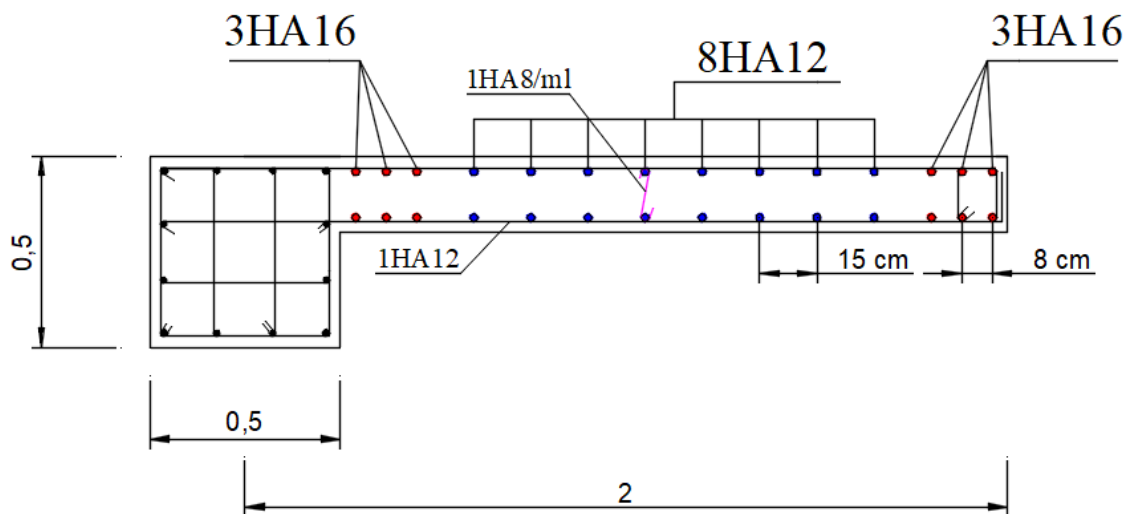
$$\sigma_b = 2.355 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

- Ferrailage du voile VT3 : (Tableau VI.10)

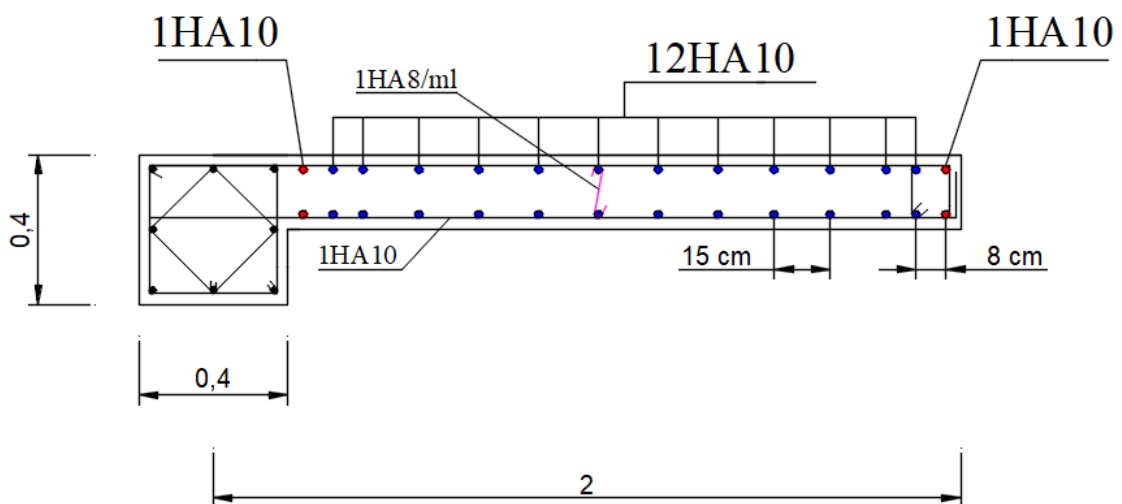
Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques.	$L$ (m)	1.75	1.80	1.83	
	$e$ (m)	0.20	0.20	0.20	
	$B$ (m <sup>2</sup> )	0.35	0.36	0.37	
	$H_{etg}$ (m)	3.06	3.06	3.06	
	$H_{poutre}$ (m)	0.40	0.40	0.40	
	$H_e$ (m)	2.66	2.66	2.66	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	2080	100	110	
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-6170	-2780	-1680	
	Nature de la section		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	$V_u$ (KN)	123.315	112.014	89.941	
	$T$ (KN)	172.641	156.82	125.917	
	$L_t$ (m)	1.309	1.738	1.718	
	$L_c$ (m)	0.441	0.063	0.112	
	$d$ (m)	0.294	0.0422	0.075	
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	4783.333	2713.33	1606.667	
	$N$ (KN)	$N_1$	322.183	22.889	24.641
		$N_2$	485.339	460.136	263.906
	$A_V$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{V1}$	9.26	0.66	0.71
		$A_{V2}$	13.95	13.23	7.59
	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )		13.74	18.24	18.04
	$A_V$ adopté	Bonde 1	12.06	1.56	1.56
Bonde 2		15.84	18.72	18.72	
Ferrailage	Choix des Barres	Bonde 1	<b>2 × 3HA16</b>	<b>2 × 1HA10</b>	<b>2 × 1HA10</b>
		Bonde 2	<b>2 × 7HA12</b>	<b>2 × 12HA10</b>	<b>2 × 12HA10</b>
	$S_t$ (cm)	Zone courante	15	15	15
		Zone d'about	8	8	8
	$A_{V\ totale}$ (cm <sup>2</sup> )		42.22	20.28	20.28
	$A_{H\ min} = 0.0015 \times B$ (cm <sup>2</sup> )		3.93	5.21	5.15
	$A_H/Nappe$ (cm <sup>2</sup> )		5.28	2.54	2.54
	Choix des barres/Nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>5HA12</b>	<b>4HA10</b>	<b>4HA10</b>
	$A_H$ adopté/Nappe (cm <sup>2</sup> )		5.65	3.14	3.14
$S_t$ horizontale (cm)		20	25	25	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4HA8/m <sup>2</sup>		
	Contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.224	0.203	0.163
		$\tau_b$ (MPa)	0.313	0.285	0.229
	ELS	$N_s$ (KN)	978.625	732.79	411.01
$\sigma_b$ (MPa)		2.355	1.866	1.031	

• Schéma de ferrailage VT3 :

- Zone I :



- Zone II :



- Zone III :

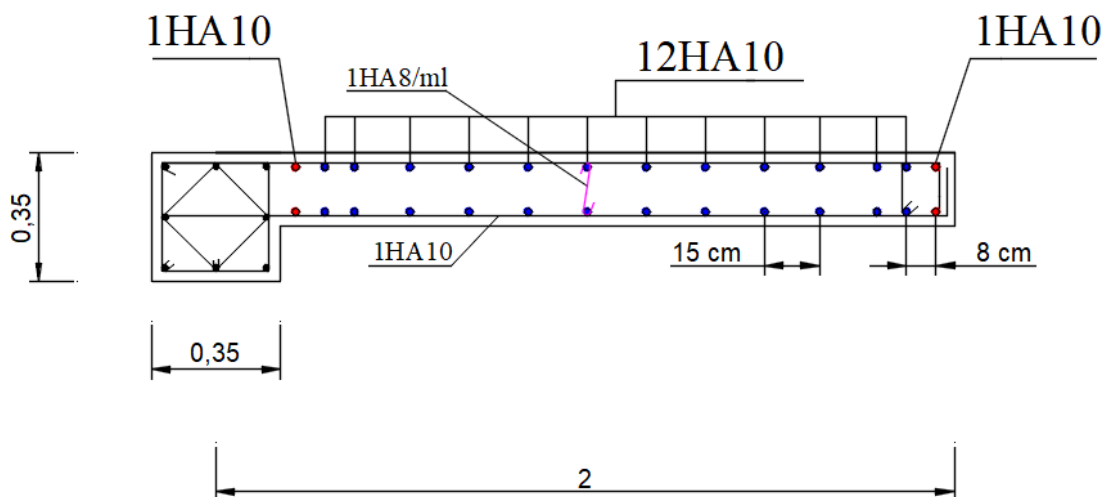


Figure VI.7 : Schéma de ferrailage du voile VT3.

- Ferraillage du voile VT1 : (Tableau VI.11)

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques.	$L$ (m)	4.10	4.20	4.25	
	$e$ (m)	0.20	0.20	0.20	
	$B$ ( $m^2$ )	0.82	0.84	0.85	
	$H_{etg}$ (m)	3.06	3.06	3.06	
	$H_{poutre}$ (m)	0.40	0.40	0.40	
	$H_e$ (m)	2.66	2.66	2.66	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ ( $KN/m^2$ )	4400	1820	400	
	$\sigma_{min}$ ( $KN/m^2$ )	-6740	-3350	-1170	
	Nature de la section	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	
	$V_u$ (KN)	636.214	537.655	227.068	
	$T$ (KN)	890.700	752.717	317.895	
	$L_t$ (m)	2.481	2.721	3.167	
	$L_c$ (m)	1.619	1.479	1.083	
	$d$ (m)	1.080	0.986	0.722	
	$\sigma_1$ ( $KN/m^2$ )	3806.667	2136.667	903.333	
	$N$ (KN)	$N_1$	1138.611	540.813	149.667
		$N_2$	533.321	370.879	220.895
	$A_V$ ( $cm^2$ )	$A_{V1}$	32.74	15.55	4.30
		$A_{V2}$	15.33	10.66	6.35
	$A_{min}$ ( $cm^2$ )		26.05	28.58	33.26
	$A_V$ adopté	Bonde 1	37.68	18.46	9.22
Bonde 2		18.46	13.56	14.12	
Ferraillage	Choix des barres	Bonde 1	<b>2 × 6HA20</b>	<b>2 × 6HA14</b>	<b>2 × (2HA12 + 3HA10)</b>
		Bonde 2	<b>2 × 6HA14</b>	<b>2 × 6HA12</b>	<b>2 × 9HA10</b>
	$S_t$ (cm)	Zone courante	25	25	25
		Zone d'about	13	13	13
	$A_V$ totale ( $cm^2$ )		100	55.04	34
	$A_{Hmin} = 0.0015 \times B$ ( $cm^2$ )		12.30	12.6	12.75
	$A_H/Nappe$ ( $cm^2$ )		12.25	6.88	4.25
	Choix des barres/Nappe ( $cm^2$ )		<b>4HA20</b>	<b>5HA14</b>	<b>4HA12</b>
	$A_H$ adopté/Nappe ( $cm^2$ )		14.70	14.70	14.70
	$S_t$ horizontale (cm)		25	20	25
Vérification des contraintes	Armature transversal		$4HA8/m^2$		
	Contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1.155	0.976	0.412
		$\tau_b$ (MPa)	1.617	1.367	0.577
	ELS	$N_s$ (KN)	1339.97	967.39	536.29
$\sigma_b$ (MPa)		1.482	1.089	0.606	

• Schéma de ferrailage VT1 :

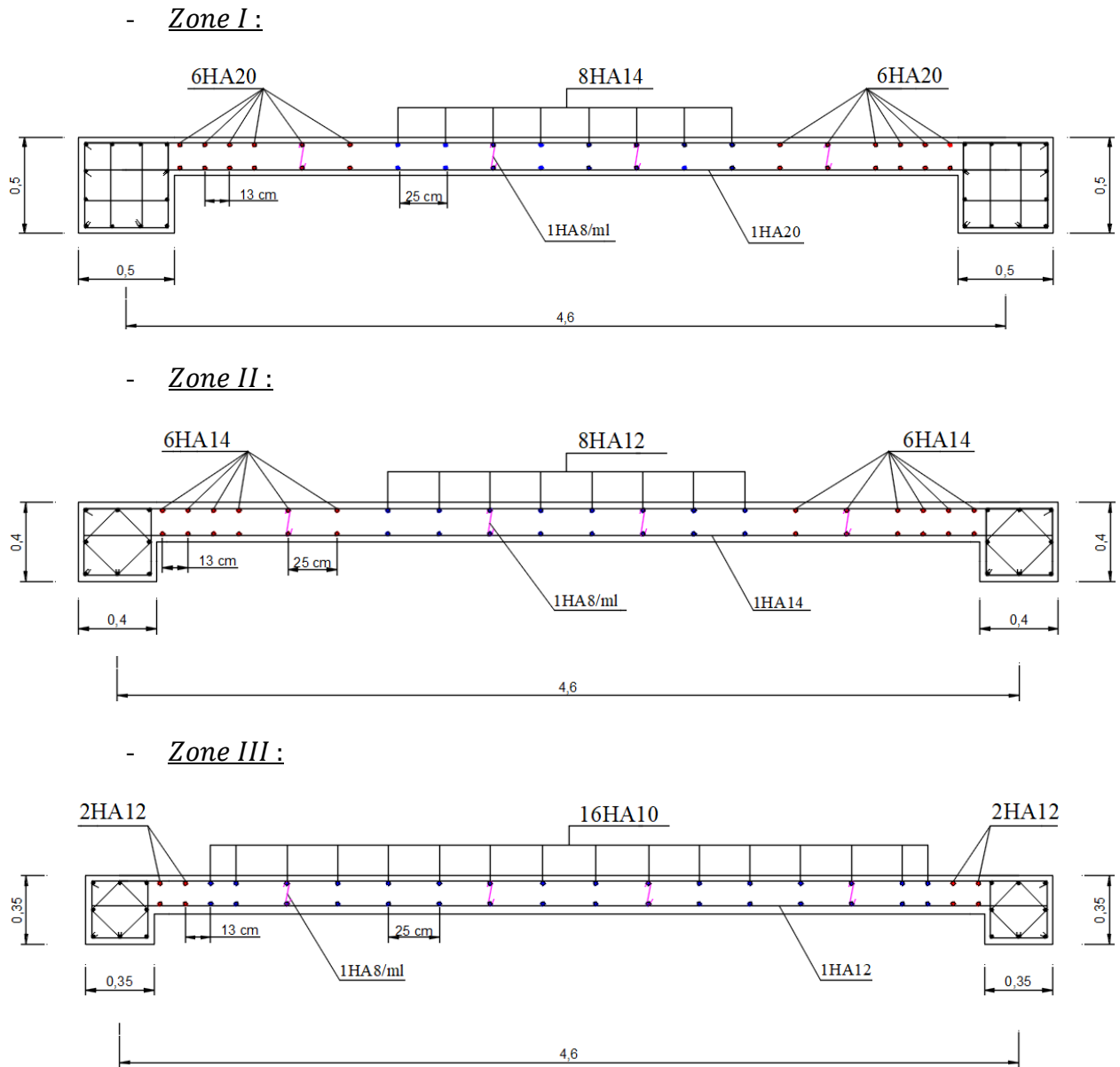


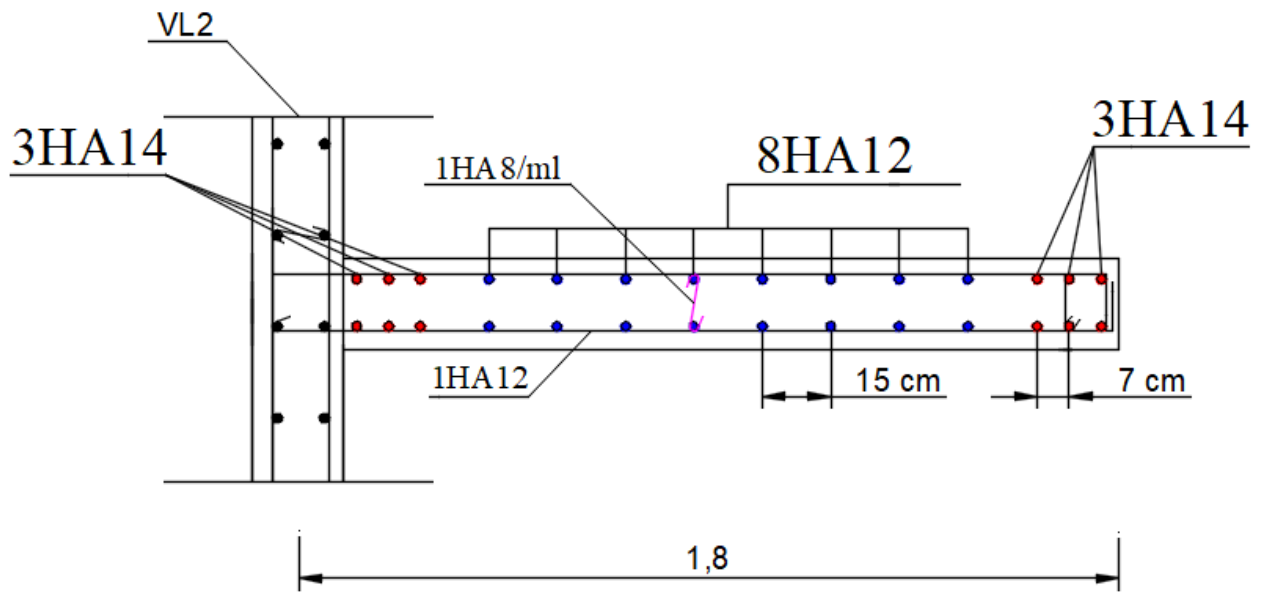
Figure VI.8 : Schéma de ferrailage du voile VT1.

- Ferrailage du voile VT2 : (Tableau VI.12)

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques.	$L$ (m)	1.70	1.70	1.70	
	$e$ (m)	0.20	0.20	0.20	
	$B$ ( $m^2$ )	0.34	0.34	0.34	
	$H_{etg}$ (m)	3.06	3.06	3.06	
	$H_{poutre}$ (m)	/	/	/	
	$H_e$ (m)	3.06	3.06	3.06	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ ( $KN/m^2$ )	1600	100	60	
	$\sigma_{min}$ ( $KN/m^2$ )	-5620	-2700	-1120	
	Nature de la section		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	$V_u$ (KN)	163.311	64.488	61.523	
	$T$ (KN)	228.635	90.283	86.132	
	$L_t$ (m)	1.323	1.639	1.614	
	$L_c$ (m)	0.377	0.061	0.086	
	$d$ (m)	0.251	0.04	0.058	
	$\sigma_1$ ( $KN/m^2$ )	4553.33	2633.33	1080	
	$N$ (KN)	$N_1$	255.508	21.587	12.678
		$N_2$	488.169	421.02	168.041
	$A_V$ ( $cm^2$ )	$A_{V1}$	7.35	0.62	0.36
		$A_{V2}$	14.03	12.10	4.83
	$A_{min}$ ( $cm^2$ )		13.89	17.21	16.94
	$A_V$ adopté	Bonde 1	9.04	1.56	1.56
		Bonde 2	15.84	18.72	18.72
Ferrailage	Choix des barres	Bonde 1	<b>3HA14</b>	<b>1HA10</b>	<b>1HA10</b>
		Bonde 2	<b>7HA12</b>	<b>12HA10</b>	<b>12HA10</b>
	$S_t$ (cm)	Zone courante	15	15	15
		Zone d'about	7	7	7
	$A_{V\ totale}$ ( $cm^2$ )		36.56	21.84	21.84
	$A_{H\ min} = 0.0015 \times B$ ( $cm^2$ )		5.1	5.1	5.1
	$A_H/Nappe$ ( $cm^2$ )		4.57	2.73	2.73
	Choix des barres/Nappe ( $cm^2$ )		<b>5HA12</b>	<b>5HA10</b>	<b>5HA10</b>
	$A_H$ adopté/Nappe ( $cm^2$ )		5.65	3.92	3.92
	$S_t$ horizontale (cm)		20	20	20
Vérification des contraintes	Armature transversal		4HA8/ $m^2$		
	Contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.296	0.117	0.112
		$\tau_b$ (MPa)	0.415	0.164	0.156
	ELS	$N_s$ (KN)	829.04	600.56	357.87
$\sigma_b$ (MPa)		2.195	1.621	0.966	

• Schéma de ferrailage VT2 :

- Zone I :



- Zone II et zone III :

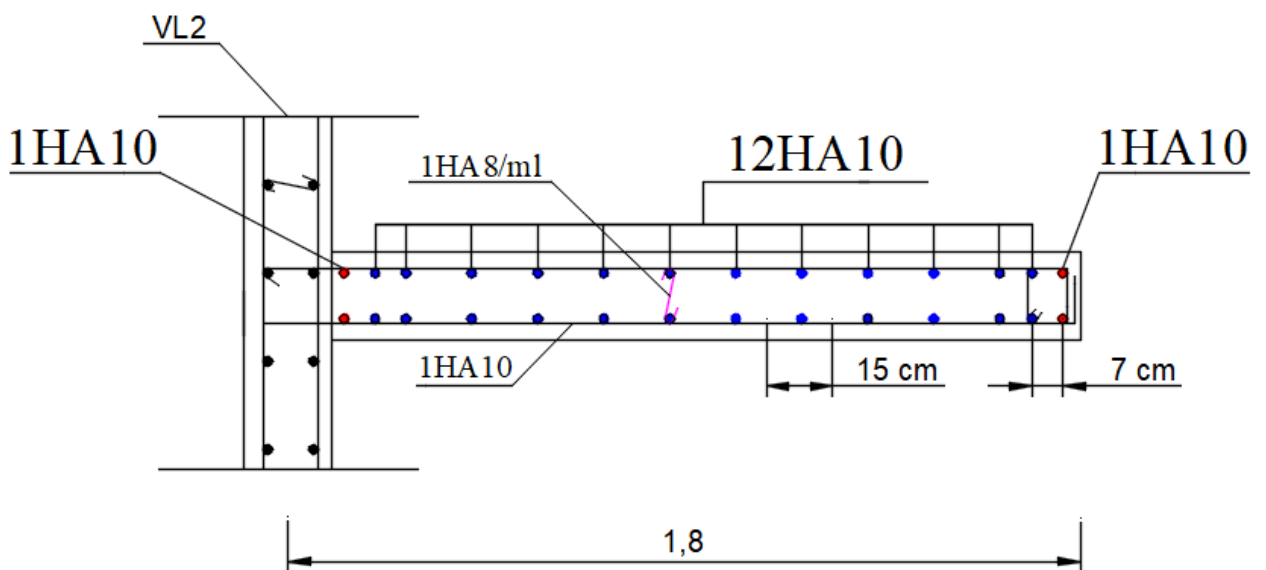


Figure VI.9 : Schéma de ferrailage du voile VT2.

- Ferrailage du voile VL3 : (Tableau VI.13)

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques.	$L$ (m)	2.6	2.7	2.75	
	$e$ (m)	0.20	0.20	0.20	
	$B$ ( $m^2$ )	0.52	0.54	0.55	
	$H_{etg}$ (m)	3.06	3.06	3.06	
	$H_{poutre}$ (m)	0.30	0.30	0.30	
	$H_e$ (m)	2.76	2.76	2.76	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ (KN/ $m^2$ )	1450	470	190	
	$\sigma_{min}$ (KN/ $m^2$ )	-5320	-3520	-1640	
	Nature de la section		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	$V_u$ (KN)	280.531	213.992	125.413	
	$T$ (KN)	392.734	299.589	175.578	
	$L_t$ (m)	2.043	2.382	2.464	
	$L_c$ (m)	0.557	0.318	0.286	
	$d$ (m)	0.371	0.212	0.19	
	$\sigma_1$ (KN/ $m^2$ )	4353.333	3206.667	1513.333	
	$N$ (KN)	$N_1$	359.118	142.626	60.022
		$N_2$	727.828	695.823	344.152
	$A_V$ ( $cm^2$ )	$A_{V1}$	10.32	4.10	1.73
		$A_{V2}$	20.93	20	9.89
	$A_{min}$ ( $cm^2$ )		21.45	25.01	25.88
	$A_V$ adopté	Bonde 1	12.06	4.52	4.52
Bonde 2		21.54	20.36	17.08	
Ferrailage	Choix des barres	Bonde 1	<b>2 × 3HA16</b>	<b>2 × 2HA12</b>	<b>2 × 2HA12</b>
		Bonde 2	<b>2 × 7HA14</b>	<b>2 × 9HA12</b>	<b>2 × (2HA12 + 8HA10)</b>
	$S_t$ (cm)	Zone courante	25	25	25
		Zone d'about	13	13	13
	$A_{V\ totale}$ ( $cm^2$ )		45.66	29.4	26.12
	$A_{H\ min} = 0.0015 \times B$ ( $cm^2$ )		7.80	8.1	8.25
	$A_H/Nappe$ ( $cm^2$ )		5.71	3.68	3.27
	Choix des barres/Nappe ( $cm^2$ )		<b>4HA14</b>	<b>5HA10</b>	<b>5HA10</b>
	$A_H$ adopté/Nappe ( $cm^2$ )		6.15	3.92	3.92
	$S_t$ horizontale (cm)		25	20	20
Vérification des contraintes	Armature transversal		$4HA8/m^2$		
	Contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.509	0.389	0.228
		$\tau_b$ (MPa)	0.713	0.544	0.319
	ELS	$N_s$ (KN)	1409.42	1127.77	536.29
		$\sigma_b$ (MPa)	2.471	1.953	0.921

• Schéma de ferrailage VL3 :

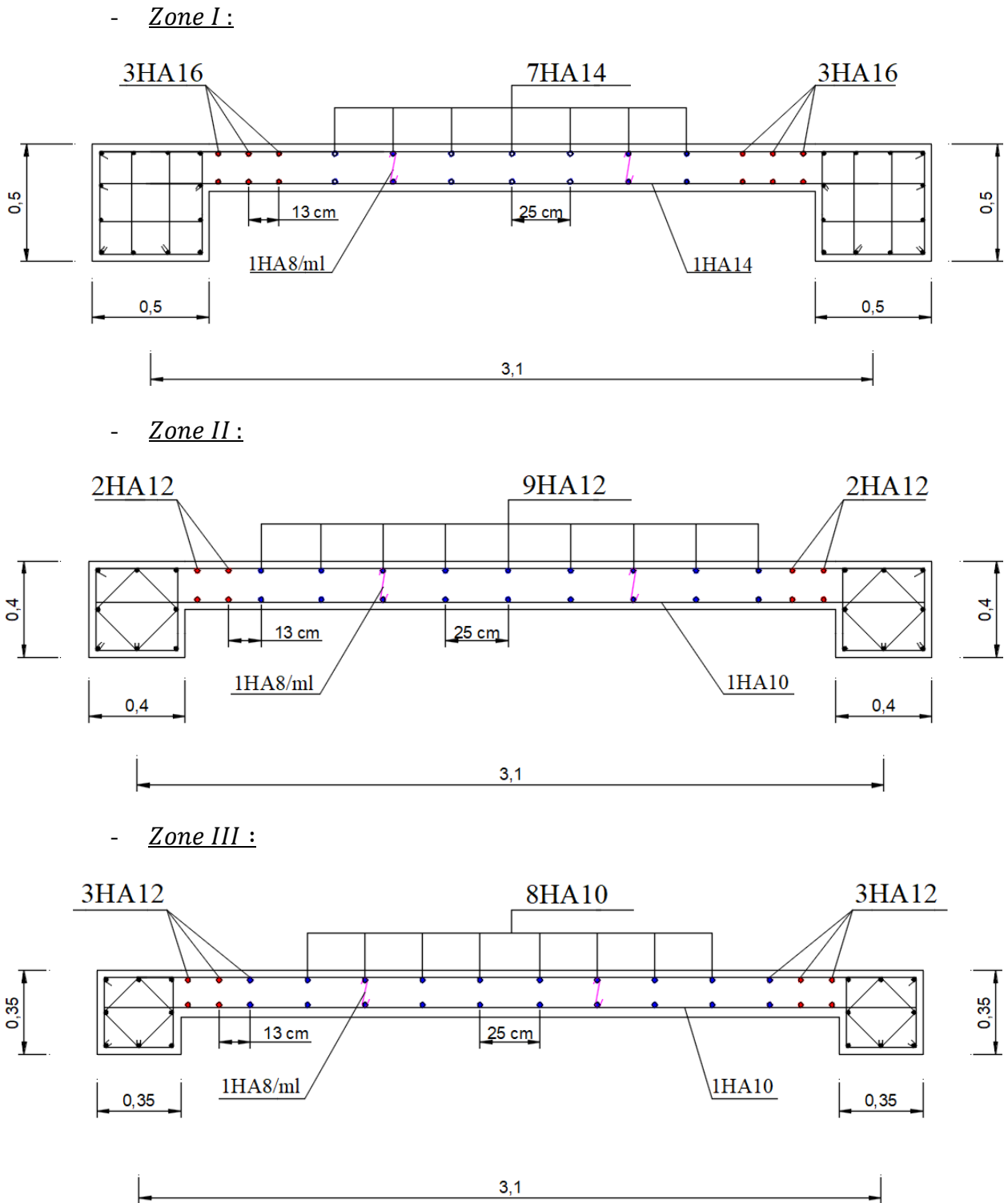


Figure VI.10 : Schéma de ferrailage du voile VL3.

**4.4. Etude des linteaux :**

Les linteaux sont des éléments de faible inertie, encastrés dans les trumeaux, ils sont assimilés à des poutres encastrées à leurs extrémités et sont calculés en flexion simple.

Ils doivent être ferrillés de manière à éviter leur rupture et à reprendre des sollicitations ( $M$  et  $T$ ) résultant des charges verticales et les forces sismiques.

**a. Détermination des sollicitations :**

Dans notre cas les résultats sont donnés directement dans le fichier résultat du logiciel ROBOT.

**b. Méthode de calcul :**

On utilise la méthode de calcul exposée dans le RPA 99 version 2003, en faisant comparer à chaque fois les sections d'armatures (calculées) aux maximales données par les règles BAEL 91. L'application se fera suivant les étapes suivantes :

**- Contraintes limites de cisaillement :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

$$V = 1.4 V_{u,calcul}$$

Avec :

$b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile.

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9h$ ).

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

**- Ferrailage des linteaux :****➤ Premier cas :  $\sigma_b \leq 0.06f_{c28}$  (flexion simple)**

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts  $M$ ,  $V$ ), il faudrait disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion  $\rightarrow A_l$

Des aciers transversaux  $\rightarrow A_t$

Des aciers en partie courantes (de peau)  $\rightarrow A_c$

**• Aciers longitudinaux :**

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_l \geq \frac{M}{zf_e}$$

Avec :

$$Z = h - 2d'$$

$h$  : hauteur totale du linteau.

$d'$  : distance d'ancrage (4 à 4.5).

$M$  : moment dû à l'effort tranchant ( $V = 1.4V_u$ ).

**• Aciers transversaux :**

Premier sous cas : Linteaux longs ( $\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$ )

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e \times Z}{\bar{V}}$$

Avec :

$S_t$  : espacement des cours d'armatures transversales.

$A_t$  : section d'un cours d'armatures transversales.

$l$  : portée du linteau.

Deuxième sous cas : Linteaux courts ( $\lambda_g = \frac{l}{h} \leq 1$ )

$$\text{On doit avoir : } S_t \leq \frac{A_t \times f_e \times l}{V + A_t \times f_e}$$

$$V = \min(V_1 ; V_2) \text{ Avec : } V_2 = 2V_{u,calcul} \text{ et } V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

$M_{ci}$  et  $M_{cj}$  : représente les moments résistants ultimes des extrémités gauche et droite du linteau considéré de portée  $l_{ij}$  en plus des armatures longitudinales, transversales et des armatures de peau dans la zone courante de linteau. Ils sont calculés par :

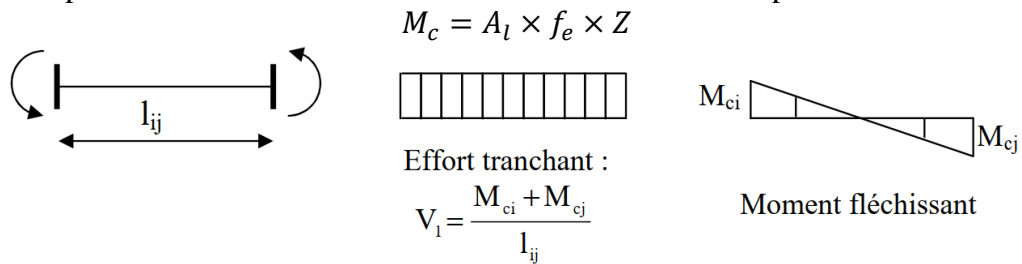


Figure VI.11 : Efforts internes dans le linteau.

➤ **Deuxième cas :**  $\sigma_b > 0.06f_{c28}$  (cisaillement prépondérant)

Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires. Les efforts ( $M, V$ ) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales  $A_D$  à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2f_e \times \sin \alpha}$$

Avec :

$$\tan \alpha = \frac{h - 2d'}{l}$$

$$V = V_{calcul} \text{ (sans majoration).}$$

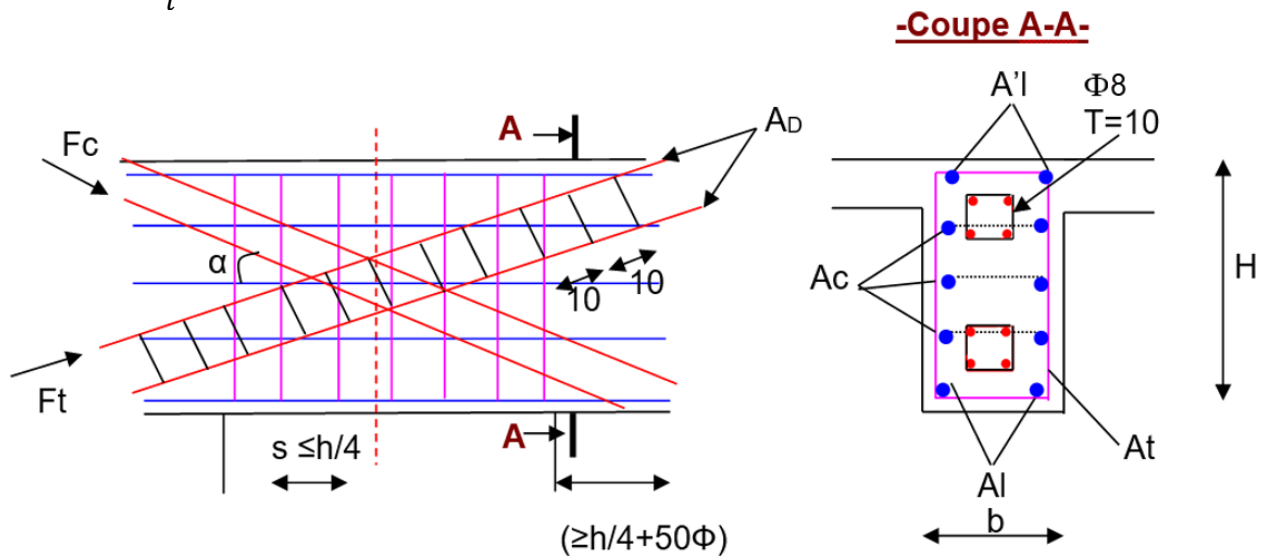


Figure VI.12 : Schéma de ferrailage du linteau

- **Ferrailage minimal :**

• **Armatures longitudinales :**

$$A_l \geq 0.15\% bh$$

• **Armatures transversales :**

$$A_t \geq 0.15\% bS_t \quad \text{Si } \sigma_b \leq 0.025f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.25\% bS_t \quad \text{Si } \sigma_b > 0.025f_{c28}$$

• **Armatures de peau :**

$$A_c \geq 0.20\% bh$$

• **Armatures diagonales :**

$$A_D \geq 0.15\% bh \quad \text{Si } \sigma_b > 0.06f_{c28}$$

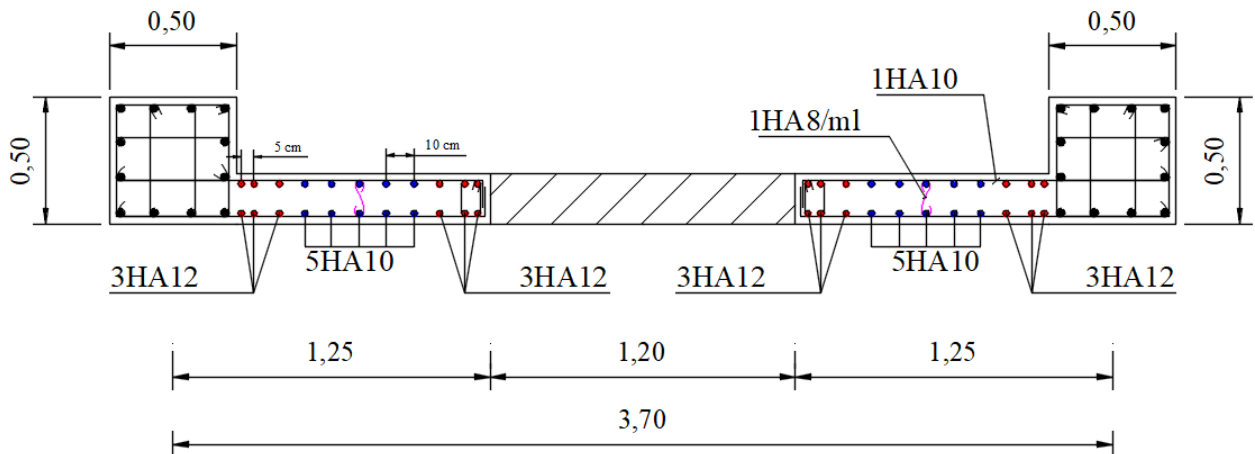
$$A_D \geq 0 \quad \text{Si } \sigma_b \leq 0.06f_{c28}$$

- ❖ Voile avec ouverture :
  - Ferrailage des trumeaux :
  - Trumeau du voile VL1 : (Tableau VI.14)

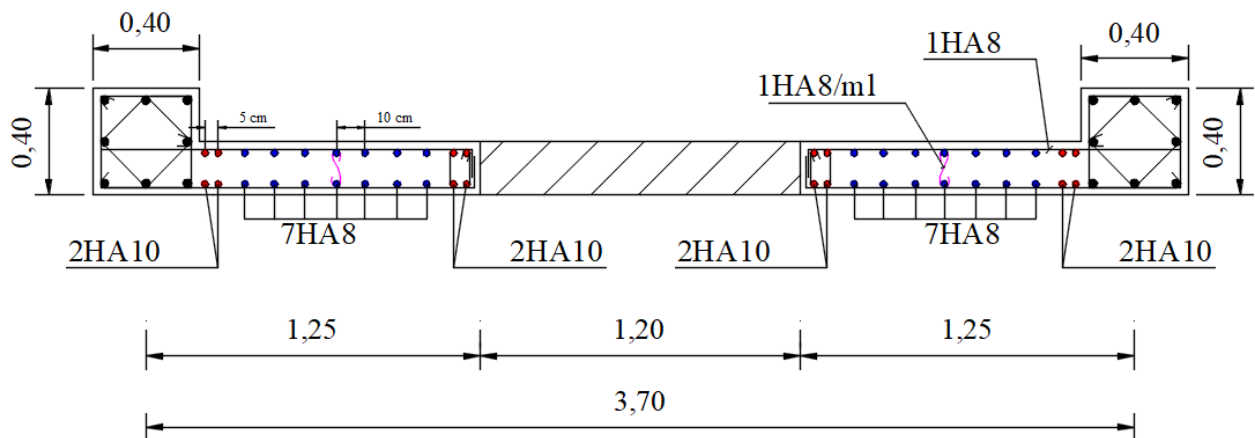
Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques.	$L$ (m)	1.00	1.05	1.075	
	$e$ (m)	0.20	0.20	0.20	
	$B$ (m <sup>2</sup> )	0.20	0.21	0.22	
	$H_{etg}$ (m)	3.06	3.06	3.06	
	$H_{poutre}$ (m)	0.30	0.30	0.30	
	$H_e$ (m)	2.76	2.76	2.76	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	2300	950	70	
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-5030	-2990	-1190	
	Nature de la section	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	
	$V_u$ (KN)	314.316	161.611	143.924	
	$T$ (KN)	440.042	226.255	201.494	
	$L_t$ (m)	0.686	0.797	1.015	
	$L_c$ (m)	0.314	0.253	0.060	
	$d$ (m)	0.209	0.169	0.040	
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	3496.667	2356.667	1143.333	
	$N$ (KN)	$N_1$	178.366	90.242	9.290
		$N_2$	166.803	148.009	111.528
	$A_V$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{V1}$	5.13	2.59	0.27
		$A_{V2}$	4.80	4.26	3.21
	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )		7.21	8.37	10.66
	$A_V$ adopté	Bonde 1	6.78	3.14	3.14
Bonde 2		6.28	6.02	6.02	
Ferrailage	Choix des barres	Bonde 1	<b>2 × 3HA12</b>	<b>2 × 2HA10</b>	<b>2 × 2HA10</b>
		Bonde 2	<b>2 × 4HA10</b>	<b>2 × 6HA8</b>	<b>2 × 6HA8</b>
	$S_t$ (cm)	Zone courante	10	10	10
		Zone d'about	5	5	5
	$A_V$ totale (cm <sup>2</sup> )		21.4	13.3	13.3
	$A_{Hmin} = 0.0015 \times B$ (cm <sup>2</sup> )		3.00	3.15	3.23
	$A_H/Nappe$ (cm <sup>2</sup> )		2.68	1.66	1.66
	Choix des barres/Nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>4HA10</b>	<b>4HA8</b>	<b>4HA8</b>
	$A_H$ adopté/Nappe (cm <sup>2</sup> )		3.14	2.01	2.01
	$S_t$ horizontale (cm)		25	25	25
Vérification des contraintes	Armature transversal		$4HA8/m^2$		
	Contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.571	0.293	0.261
		$\tau_b$ (MPa)	0.799	0.411	0.366
	ELS	$N_s$ (KN)	1176.18	838.91	475.18
$\sigma_b$ (MPa)		5.141	3.538	2.058	

• Schéma de ferrailage VL1 :

- *Zone I :*



- *Zone II :*



- *Zone III :*

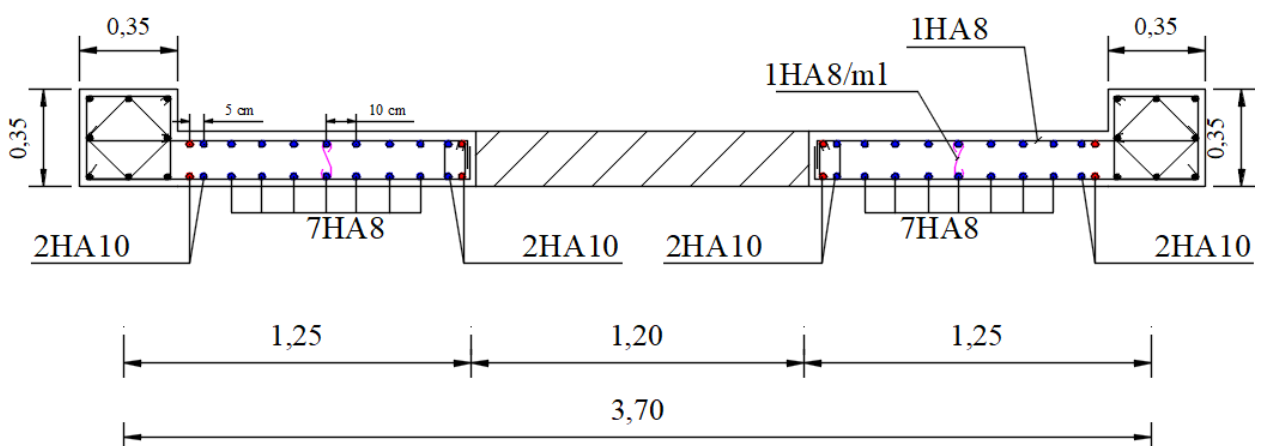


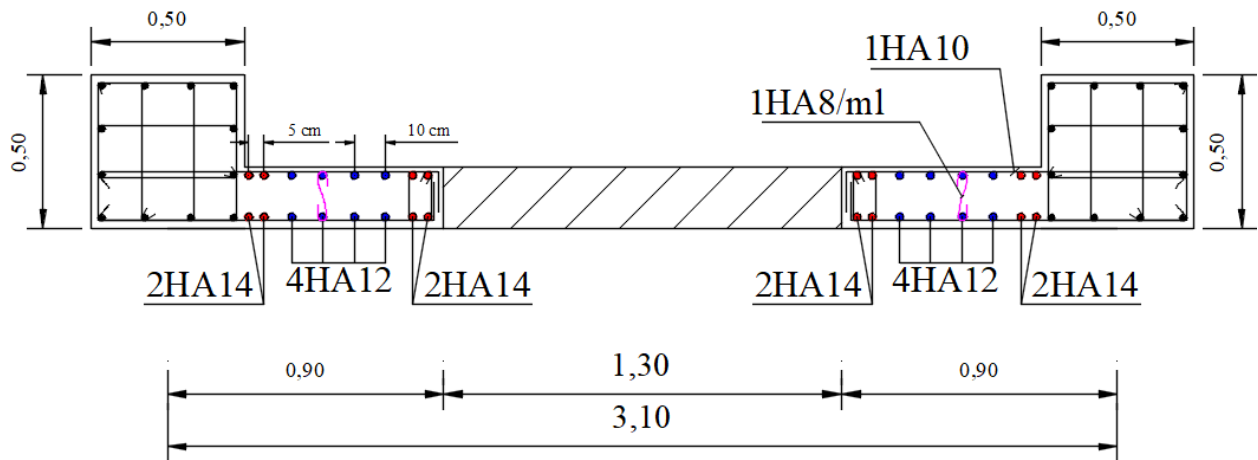
Figure VI.13 : Schéma de ferrailage du trumeau VL1.

- Trumeau du voile VL2 : (Tableau VI.15)

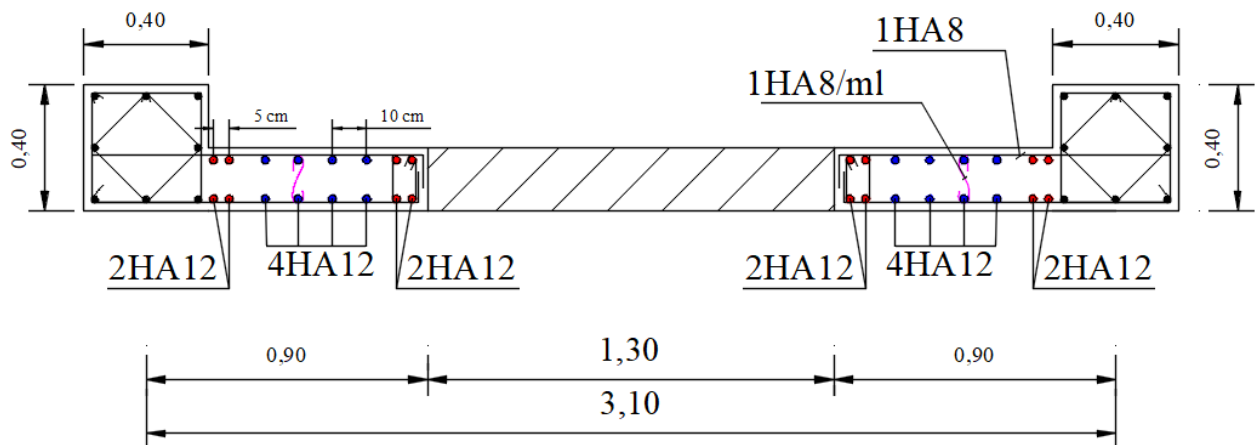
Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques.	$L$ (m)	0.65	0.70	0.725	
	$e$ (m)	0.20	0.20	0.20	
	$B$ (m <sup>2</sup> )	0.13	0.14	0.15	
	$H_{etg}$ (m)	3.06	3.06	3.06	
	$H_{poutre}$ (m)	0.30	0.30	0.30	
	$H_e$ (m)	2.76	2.76	2.76	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	3260	1980	90	
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-7710	-5890	-2280	
	Nature de la section		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	$V_u$ (KN)	151.88	140.86	63.679	
	$T$ (KN)	212.632	197.204	89.151	
	$L_t$ (m)	0.457	0.524	0.697	
	$L_c$ (m)	0.193	0.176	0.028	
	$d$ (m)	0.129	0.117	0.018	
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	5536.667	4570	2220	
	$N$ (KN)	$N_1$	170.585	122.809	8.259
		$N_2$	181.637	185.761	150.763
	$A_V$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{V1}$	4.90	3.53	0.24
		$A_{V2}$	5.22	5.34	4.33
	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )		4.80	5.50	7.32
	$A_V$ adopté	Bonde 1	6.15	4.52	1.57
Bonde 2		6.78	6.78	6.02	
Ferrailage	Choix des barres	Bonde 1	<b>2 × 2HA14</b>	<b>2 × 2HA12</b>	<b>2 × 1HA10</b>
		Bonde 2	<b>2 × 3HA12</b>	<b>2 × 3HA12</b>	<b>4HA10 + 8HA8</b>
	$S_t$ (cm)	Zone courante	10	10	10
		Zone d'about	5	5	5
	$A_V$ totale (cm <sup>2</sup> )		21.34	18.1	10.3
	$A_{Hmin} = 0.0015 \times B$ (cm <sup>2</sup> )		1.95	2.10	2.18
	$A_H/Nappe$ (cm <sup>2</sup> )		2.67	2.26	1.28
	Choix des barres/Nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>4HA10</b>	<b>5HA8</b>	<b>4HA8</b>
	$A_H$ adopté/Nappe (cm <sup>2</sup> )		3.14	2.51	2.01
	$S_t$ horizontale (cm)		25	20	25
Vérification des contraintes	Armature transversal		$4HA8/m^2$		
	Contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.276	0.256	0.116
		$\tau_b$ (MPa)	0.386	0.358	0.162
	ELS	$N_s$ (KN)	953.35	846.20	497.24
$\sigma_b$ (MPa)		6.003	5.063	3.09	

• Schéma de ferrailage VL2 :

- *Zone I :*



- *Zone II :*



- *Zone III :*

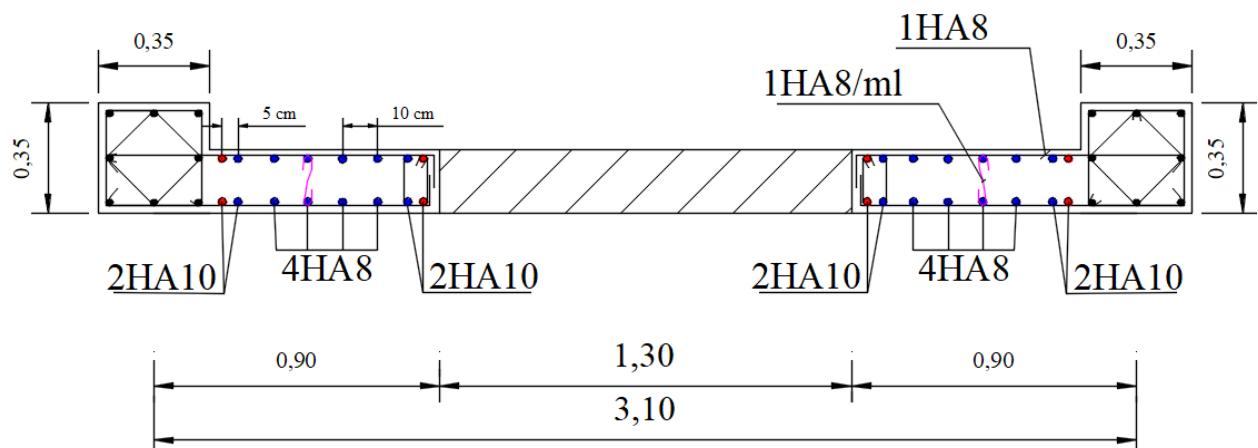


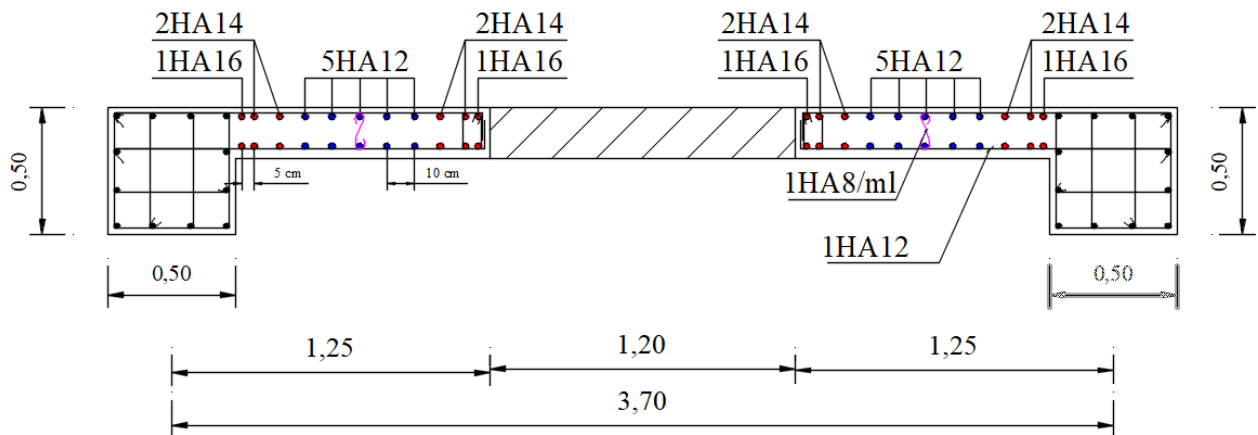
Figure VI.14 : Schéma de ferrailage du trumeau VL2.

• Trumeau du voile VL4 : (Tableau VI.16)

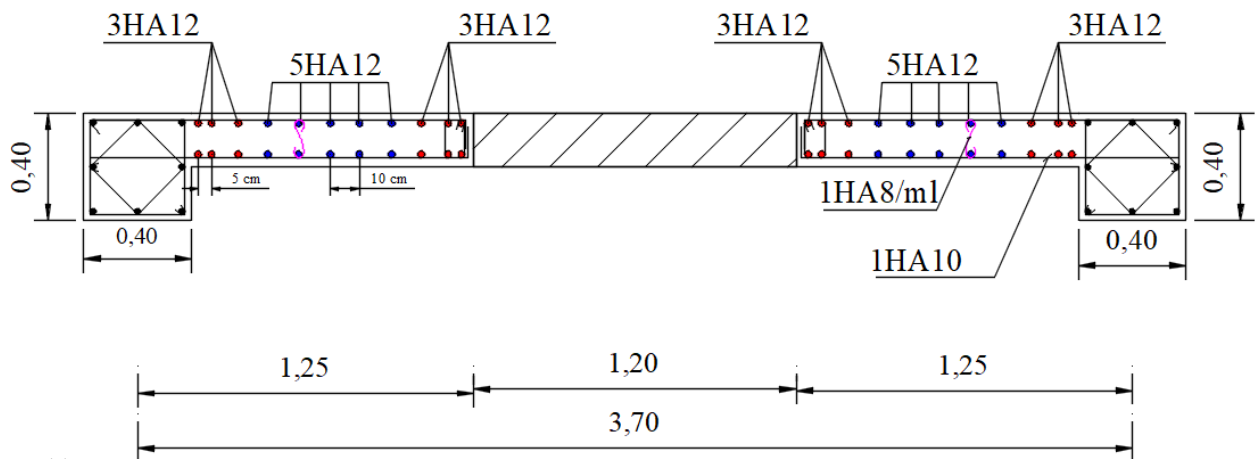
Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques.	$L$ (m)	1.00	1.05	1.075	
	$e$ (m)	0.20	0.20	0.20	
	$B$ (m <sup>2</sup> )	0.20	0.21	0.22	
	$H_{etg}$ (m)	3.06	3.06	3.06	
	$H_{poutre}$ (m)	0.30	0.30	0.30	
	$H_e$ (m)	2.76	2.76	2.76	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	4560	2020	180	
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-9130	-5860	-2260	
	Nature de la section		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	$V_u$ (KN)	295.29	280.922	200.992	
	$T$ (KN)	413.406	393.291	281.389	
	$L_t$ (m)	0.667	0.781	0.996	
	$L_c$ (m)	0.333	0.269	0.079	
	$d$ (m)	0.222	0.179	0.053	
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	6090	4513.333	2140	
	$N$ (KN)	$N_1$	337.975	186.141	23.262
		$N_2$	270.914	271.43	201.765
	$A_V$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{V1}$	9.72	5.35	0.67
		$A_{V2}$	7.79	7.80	5.80
	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )		7.00	8.20	10.45
	$A_V$ adopté	Bonde 1	10.16	6.78	1.57
		Bonde 2	11.31	11.30	9.04
Ferrailage	Choix des barres	Bonde 1	<b>2HA16 + 4HA14</b>	<b>2 × 3HA12</b>	<b>2 × 1HA10</b>
		Bonde 2	<b>2 × 5HA12</b>	<b>2 × 5HA12</b>	<b>4HA10 + 14HA8</b>
	$S_t$ (cm)	Zone courante	10	10	10
		Zone d'about	5	5	5
	$A_V$ totale (cm <sup>2</sup> )		31.64	24.86	13.3
	$A_{Hmin} = 0.0015 \times B$ (cm <sup>2</sup> )		3.00	3.15	3.23
	$A_H$ /Nappe (cm <sup>2</sup> )		3.95	3.11	1.66
	Choix des barres/Nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>4HA12</b>	<b>4HA10</b>	<b>4HA8</b>
	$A_H$ adopté/Nappe (cm <sup>2</sup> )		4.52	3.14	2.01
	$S_t$ horizontale (cm)		25	25	25
Vérification des contraintes	Armature transversal		$4HA8/m^2$		
	Contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.536	0.51	0.365
		$\tau_b$ (MPa)	0.751	0.714	0.511
	ELS	$N_s$ (KN)	1284.15	1064.99	587.56
$\sigma_b$ (MPa)		5.613	4.491	2.545	

• Schéma de ferrailage VL4 :

- *Zone I :*



- *Zone II :*



- *Zone III :*

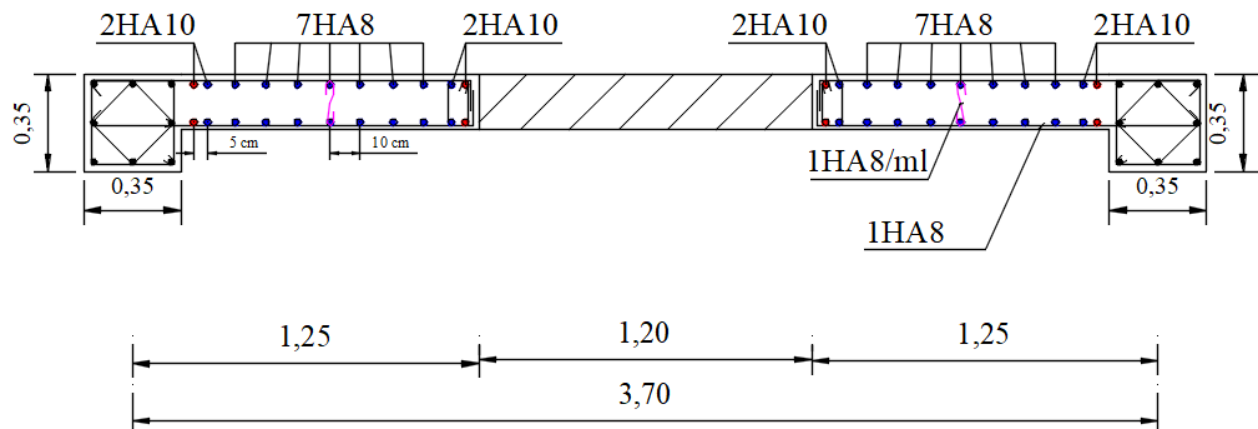


Figure VI.15 : Schéma de ferrailage du trumeau VL4.

**4.5. Ferrailage des linteaux :**

Nous avons divisé nos voiles en 4 zone de calcul :

- **RDC**
- **ZONE I** : du 1<sup>er</sup> au 2<sup>eme</sup> étage.
- **ZONE II** : du 3<sup>eme</sup> au 5<sup>eme</sup> étage.
- **ZONE II** : du 6<sup>eme</sup> au 8<sup>eme</sup> étage.

- **Exemple de calcul :**

➤ Soit à calculer le ferrailage du linteau du voile **VL1**:

Données :  $l = 1.20m$  ;  $h(RDC) = 1.34m$  ;  $h(etg) = 0.83m$  ;  $e = 0.20m$

$V_u(RDC) = 143.785 KN$  ;  $V_u(etg) = 190.953 KN$

- Pour le RDC :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

$$V = 1.4 V_{u,calcul} = 1.4 \times 143.785 = 201.3 KN ; d = 0.9h = 0.9 \times 1.34 = 1.206 m$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} = \frac{201.3 \times 10^3}{0.2 \times 10^3 \times 1.206 \times 10^3} = 0.835 MPa$$

$$\tau_b = 0.835 MPa \leq \bar{\tau}_b = 5 MPa.$$

$$\tau_b = 0.835 MPa \leq \bar{\tau}_b = 0.06f_{c28} = 1.5 \Rightarrow \text{Sollicité en flexion simple.}$$

- i. **Armature longitudinale :**

$$A_l \geq \frac{M}{z f_e} \text{ avec : } M = \frac{V_u l}{2} = \frac{143.785 \times 1.2}{2} = 86.27 KN.m$$

$$z = h - 2d' = 1.34 - 2 \times 0.04 = 1.26 m$$

$$A_l \geq \frac{86.27 \times 10^2}{126 \times 40} = 1.71 cm^2$$

$$A_{l \min} \geq 0.0015bh \rightarrow A_{l \min} \geq 0.0015 \times 20 \times 134 = 4.02 cm^2$$

$$A_{l \text{ adopté}} = 4.52 cm^2 \text{ Soit } \mathbf{4HA12} \text{ avec } S_t = 10 cm.$$

- ii. **Armature transversale :**

$$\lambda_g = \frac{l}{h} \leq 1 \rightarrow \lambda_g = \frac{1.20}{1.34} = 0.89 \leq 1 \Rightarrow \text{On est dans le cas d'un linteau court.}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e \times l}{V + A_t \times f_e} \Rightarrow A_t \geq \frac{V \times S_t}{f_e(l - S_t)}$$

$$V = \min(V_1 ; V_2) \text{ Avec : } V_2 = 2V_{u \text{ calcul}} \text{ et } V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}} ; M_c = A_l \times f_e \times Z$$

$$M_c = 4.52 \times 400 \times 126 \times 10^{-3} = 227.81 KN$$

$$V_1 = \frac{2M}{l_{ij}} = \frac{2 \times 227.81}{1.20} = 379.68 KN ; V_2 = 2 \times 143.785 = 287.57 KN$$

$$V = \min(V_1 ; V_2) = \min(379.68 ; 287.57) = 287.57 KN$$

$$S_t < \frac{h}{4} = \frac{134}{4} = 33.5 cm \text{ Soit } S_t = 20 cm$$

$$A_t \geq \frac{287.57 \times 20}{400(120 - 20)} = 1.44 cm^2 ; A_{t \min} \geq 0.0025bs = 0.0025 \times 20 \times 20 = 1 cm^2$$

$$A_{t \text{ adopté}} = 3.51 cm^2 \text{ Soit } \mathbf{7HA8} \text{ avec } S_t = 20 cm.$$

- iii. **Armature de peau :**

$$A_c \geq 0.002bh = 0.002 \times 20 \times 134 = 5.36 cm^2$$

$$A_{c \text{ adopté}} = 6.28 cm^2 \text{ soit } \mathbf{8HA10} \text{ (disposé en 2 nappes).}$$

$$\text{Avec } S_t = 25 cm.$$

- iv. **Longueur d'ancrage :**

$$l_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi \rightarrow P_a \geq \frac{134}{4} + 50 \times 1.2 = 93.5 cm$$

$$\text{Soit } l_a = 95 cm$$

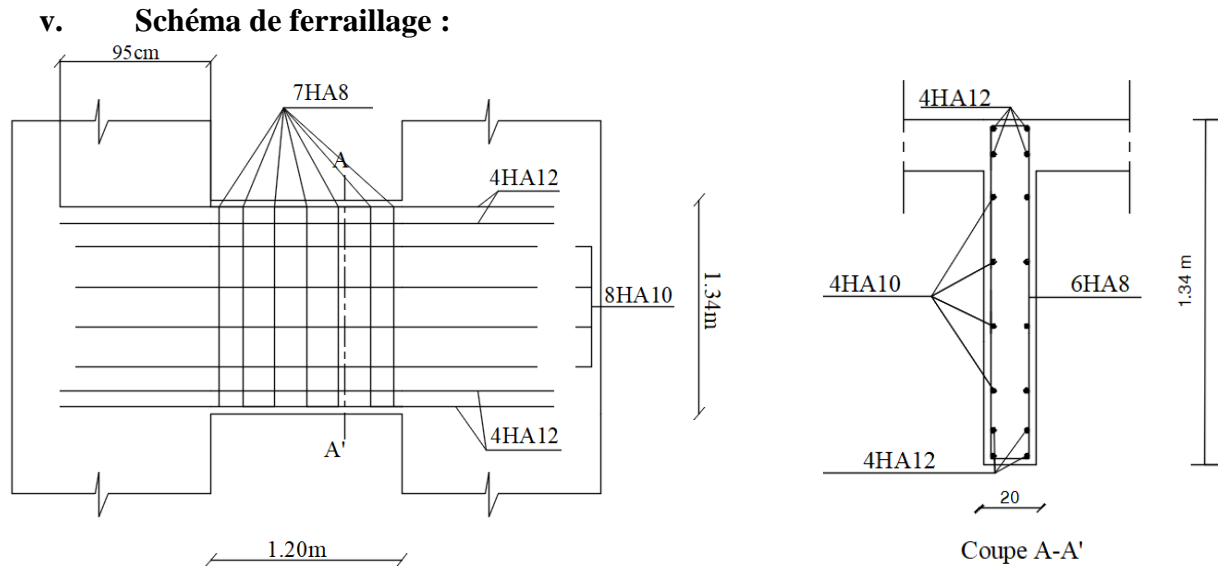


Figure VI.16 : Schéma de ferrailage du linteau VL1 (RDC).

- Pour la zone I :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

$$V = 1.4 V_{u,calcul} = 1.4 \times 190.953 = 267.33 \text{ KN} ; d = 0.9h = 0.9 \times 0.83 = 0.75 \text{ m}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} = \frac{267.33 \times 10^3}{0.2 \times 10^3 \times 0.75 \times 10^3} = 1.789 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.789 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}.$$

$$\tau_b = 1.789 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0.06f_{c28} = 1.5 \Rightarrow \text{Cisaillement prépondérant.}$$

- i. **Armature longitudinale :**

$$A_{l \text{ min}} \geq 0.0015bh \rightarrow A_{l \text{ min}} \geq 0.0015 \times 20 \times 83 = 2.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{l \text{ adopté}} = 3.08 \text{ cm}^2 \text{ Soit } \mathbf{2HA14}$$

- ii. **Armature transversale :**

$$A_t \geq 0.15\% bS_t \quad \text{Si } \sigma_b \leq 0.025f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.25\% bS_t \quad \text{Si } \sigma_b > 0.025f_{c28}$$

$$\tau_b = 1.789 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.025f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \Rightarrow A_{t \text{ min}} \geq 0.0025 \times 20 \times 20 = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \text{ adopté}} = 3.51 \text{ cm}^2 \text{ Soit } \mathbf{7HA8} \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}.$$

- iii. **Armatures de peau :**

$$A_c \geq 0.20\% bh = 0.002 \times 20 \times 83 = 3.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{c \text{ adopté}} = 4.01 \text{ cm}^2 \text{ Soit } \mathbf{8HA8} \text{ avec } S_t = 15 \text{ cm}.$$

- iv. **Armatures diagonales :**

$$\tan \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{83 - 2 \times 4}{120} = 0.625 \Rightarrow \alpha = 32^\circ$$

$$A_D = \frac{V}{2f_e \times \sin \alpha} = \frac{190.953}{2 \times 40 \times \sin 32} = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b > 0.06f_{c28} \rightarrow A_{D \text{ min}} 0.15\% bh = 0.0015 \times 20 \times 83 = 2.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{D \text{ adopté}} = 4.52 \text{ cm}^2 \text{ Soit } \mathbf{4HA12}$$

Avec un cadre  $\phi 8$  tous les 10 cm.

- v. **Longueur d'ancrage :**

$$l_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi \rightarrow P_a \geq \frac{83}{4} + 50 \times 1.4 = 90.75 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } l_a = 95 \text{ cm}$$

vi. Schéma de ferrailage :

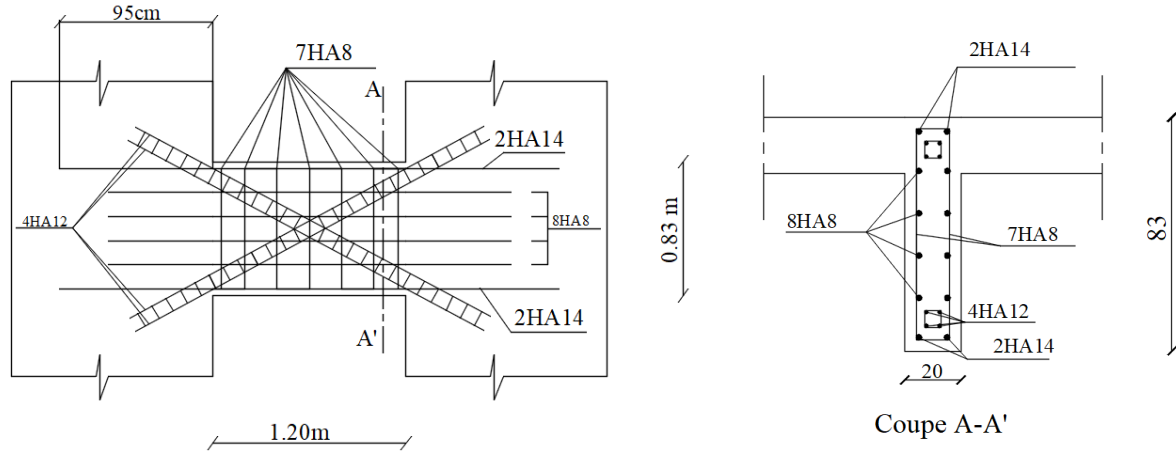


Figure VI.17 : Schéma de ferrailage du linteau VL1 (Zone I).

➤ Soit à calculer le ferrailage du linteau du voile VL1 (Zone III) :

Données :  $l = 1.20m$  ;  $V_u = 103.656 KN$  ;  $h = 0.83m$  ;  $e = 0.20m$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

$$V = 1.4 V_{u,calcul} = 1.4 \times 103.656 = 145.12 KN ; d = 0.9h = 0.9 \times 0.83 = 0.747m$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} = \frac{145.12 \times 10^3}{0.2 \times 10^3 \times 0.747 \times 10^3} = 0.971 MPa$$

$$\tau_b = 0.971 MPa \leq \bar{\tau}_b = 5 MPa.$$

$$\tau_b = 0.971 MPa \leq \bar{\tau}_b = 0.06f_{c28} = 1.5 \Rightarrow \text{Sollicité en flexion simple.}$$

i. Armature longitudinale :

$$A_l \geq \frac{M}{z f_e} \text{ avec : } M = \frac{V_u l}{2} = \frac{103.656 \times 1.2}{2} = 62.19 KN.m$$

$$z = h - 2d' = 0.83 - 2 \times 0.04 = 0.75 m$$

$$A_l \geq \frac{62.19 \times 10^2}{75 \times 40} = 2.07 cm^2$$

$$A_{l \min} \geq 0.0015bh \rightarrow A_{l \min} \geq 0.0015 \times 20 \times 83 = 2.49 cm^2$$

$$A_{l \text{ adopté}} = 3.08 cm^2 \text{ Soit } \mathbf{2HA14}$$

i. Armature transversale :

$$\lambda_g = \frac{l}{h} \leq 1 \rightarrow \lambda_g = \frac{1.20}{0.83} = 1.445 > 1 \Rightarrow \text{On est dans le cas d'un linteau long.}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e \times z}{V} \Rightarrow A_t \geq \frac{V \times S_t}{f_e \times z}$$

$$S_t < \frac{h}{4} = \frac{83}{4} = 20.75 cm \text{ Soit } S_t = 20 cm$$

$$A_t \geq \frac{145.12 \times 20}{400 \times 75} = 0.97 cm^2 ; A_{t \min} \geq 0.0025bs = 0.0025 \times 20 \times 20 = 1 cm^2$$

$$A_{t \text{ adopté}} = 3.51 cm^2 \text{ Soit } \mathbf{7HA8} \text{ avec } S_t = 20 cm.$$

ii. Armature de peau :

$$A_c \geq 0.002bh = 0.002 \times 20 \times 83 = 3.32 cm^2$$

$$A_{c \text{ adopté}} = 4.01 cm^2 \text{ soit } \mathbf{8HA8} \text{ (disposé en 2 nappes).}$$

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

iii. Longueur d'ancrage :

$$l_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi \rightarrow P_a \geq \frac{83}{4} + 50 \times 1.4 = 90.75 cm$$

$$\text{Soit } l_a = 95 cm$$

iv. Schéma de ferrailage :

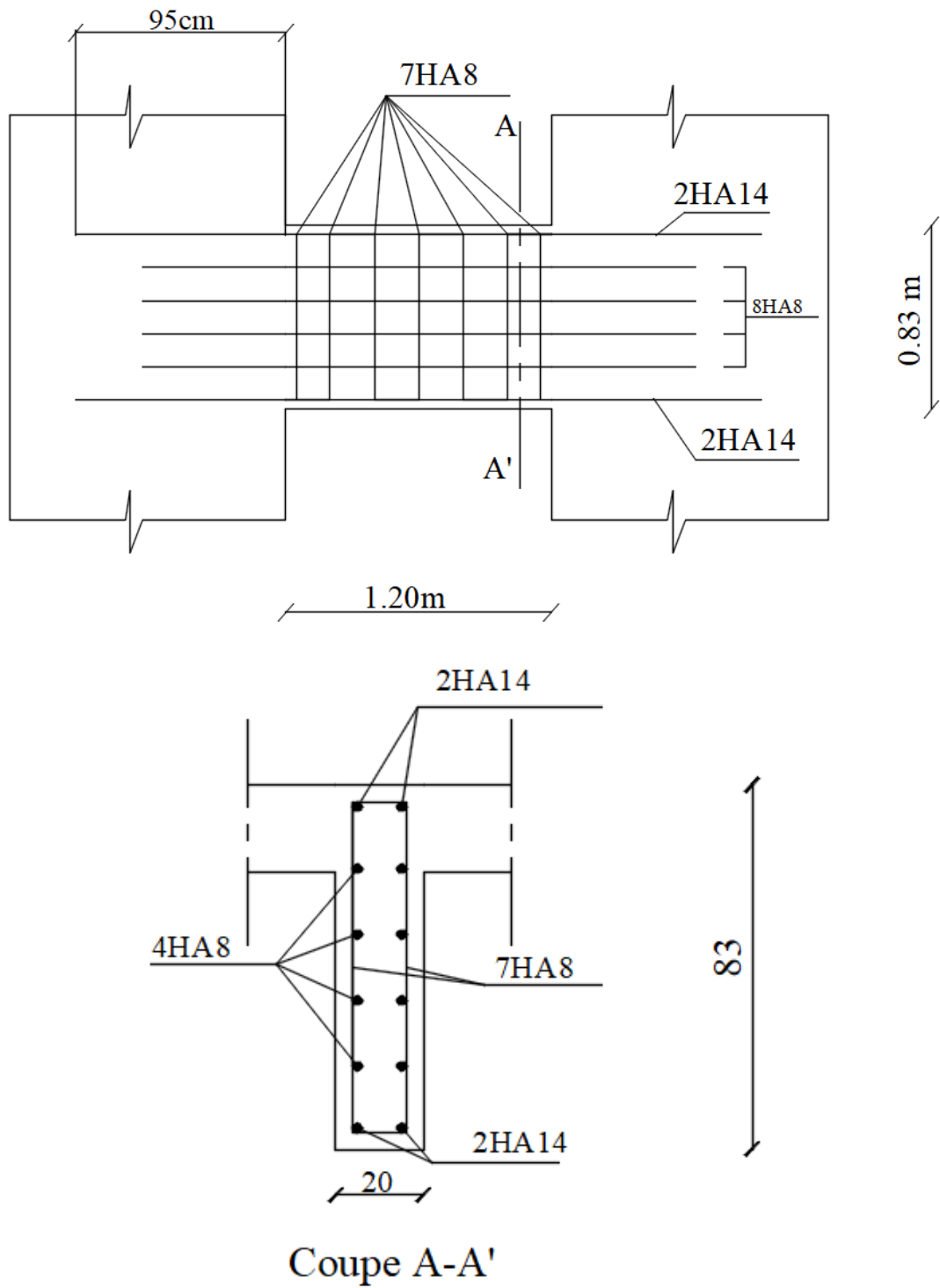


Figure VI.18 : Schéma de ferrailage du linteau VL1 (Zone III).

- Linteau du voile VL1 : (Tableau VI.17)

*F.S* : Flexion simple ; *C.P* : Cisaillement prépondérant

Zone		RDC	Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques.	$h$ (m)	1.34	0.83	0.83	0.83
	$l$ (m)	1.20	1.20	1.20	1.20
	$e$ (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
Contraintes de cisaillement	$V_u$ (KN)	143.785	190.953	161.611	103.656
	$V$ (KN)	201.299	267.334	226.225	145.118
	$M(V_u)$ (KN.m)	86.27	114.57	96.97	62.19
	$\tau_b$ (MPa)	0.835	1.789	1.514	0.971
	Cas	<i>F.S</i>	<i>C.P</i>	<i>C.P</i>	<i>F.S</i>
Ferrailage des linteaux	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	1.71	/	/	2.07
	$A_{l\ min}$ (cm <sup>2</sup> )	4.02	2.49	2.49	2.49
	$A_{l\ adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	4.52	3.08	3.08	3.08
	Choix des barres	<b>4HA12</b>	<b>2HA14</b>	<b>2HA14</b>	<b>2HA14</b>
	$\lambda_g$	0.896	/	/	1.446
	Type linteau	<i>Court</i>	/	/	<i>Long</i>
	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	1.44	/	/	0.97
	$A_{t\ min}$ (cm <sup>2</sup> )	1	1	1	1
	$A_{t\ adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	3.51	3.51	3.51	3.51
	Choix des barres	<b>7HA8</b>	<b>7HA8</b>	<b>7HA8</b>	<b>7HA8</b>
	$S_t$ (cm)	20	20	20	20
	$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	5.36	3.32	3.32	3.32
	$A_{c\ adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	6.28	4.01	4.01	4.01
	Choix des barres	<b>8HA10</b>	<b>8HA8</b>	<b>8HA8</b>	<b>8HA8</b>
	$S_t$ (cm)	15	15	15	15
	$A_D$ (cm <sup>2</sup> )	/	4.5	3.81	/
	$A_{D\ min}$ (cm <sup>2</sup> )	/	2.49	2.49	/
	$A_{D\ adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	/	4.52	4.52	/
	Choix des barres	/	<b>4HA12</b>	<b>4HA12</b>	/
	$l_a$ (cm)	95	95	95	95

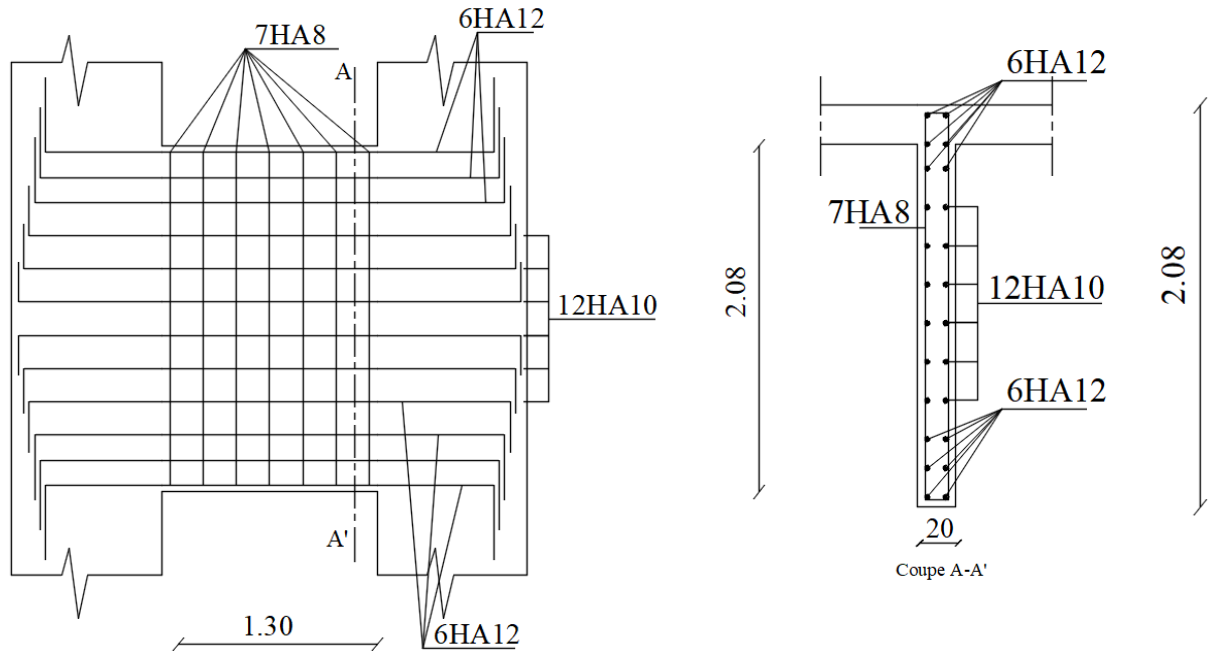
**Remarque :** On remarque le même ferrailage pour la zone I et zone II (les schémas sont présentés dans les exemples de calculs des linteaux).

- Linteau du voile VL2 : (Tableau VI.18)

Zone		RDC	Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques.	$h$ (m)	2.08	1.86	1.86	1.86
	$l$ (m)	1.30	1.30	1.30	1.30
	$e$ (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
Contraintes de cisaillement	$V_u$ (KN)	125.478	164.238	132.868	77.086
	$V$ (KN)	175.669	229.933	186.015	107.92
	$M(V_u)$ (KN.m)	81.56	106.75	86.36	50.1
	$\tau_b$ (MPa)	0.469	0.687	0.556	0.332
	Cas	F.S	F.S	F.S	F.S
Ferrailage des linteaux	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	1.02	1.50	1.21	0.7
	$A_{l\ min}$ (cm <sup>2</sup> )	6.24	5.58	5.58	5.58
	$A_{l\ adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	6.78	6.78	6.78	6.78
	Choix des barres	<b>6HA12</b>	<b>6HA12</b>	<b>6HA12</b>	<b>6HA12</b>
	$\lambda_g$	0.625	0.699	0.699	0.699
	Type linteau	Court	Court	Court	Court
	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	0.44	0.65	0.52	0.3
	$A_{t\ min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	1	0.6	0.6
	$A_{t\ adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	3.51	3.51	3.51	3.51
	Choix des barres	<b>7HA8</b>	<b>7HA8</b>	<b>7HA8</b>	<b>7HA8</b>
	$S_t$ (cm)	20	20	20	20
	$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	8.32	7.44	7.44	7.44
	$A_{c\ adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	9.05	9.05	9.05	9.05
	Choix des barres	<b>12HA10</b>	<b>8HA12</b>	<b>8HA12</b>	<b>8HA12</b>
	$S_t$ (cm)	20	20	20	20
	$\alpha$	/	/	/	/
	$A_D$ (cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/
	$A_{D\ min}$ (cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/
	$A_{D\ adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	/	/	/	/
	Choix des barres	/	/	/	/
$l_a$ (cm)	115	110	110	110	

➤ Schéma de ferrailage pour les linteaux du voile VL2 :

- RDC :



- Zone I, zone II et zone III :

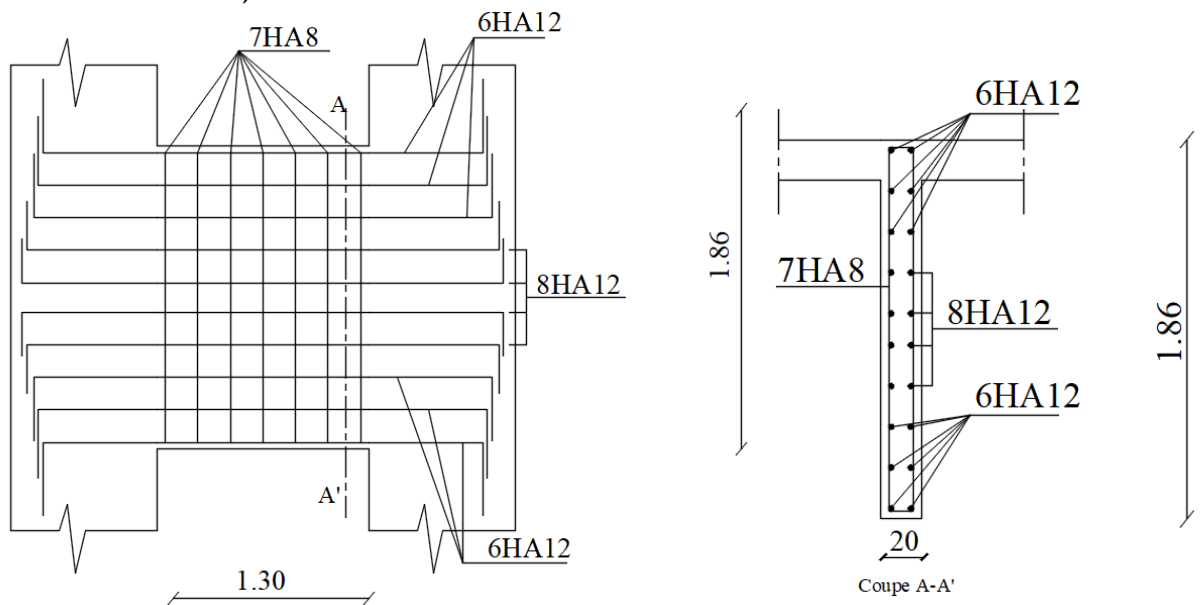


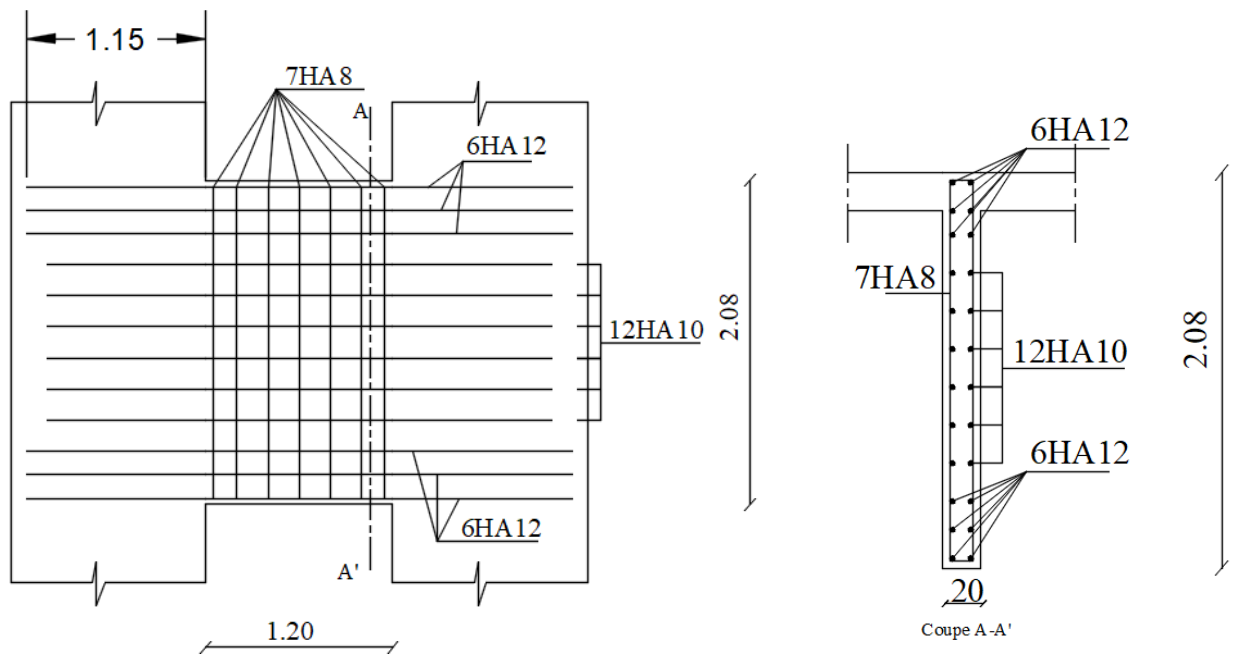
Figure VI.19 : Schéma de ferrailage du linteau VL2.

- Linteau du voile VL4 : (Tableau VI.19)

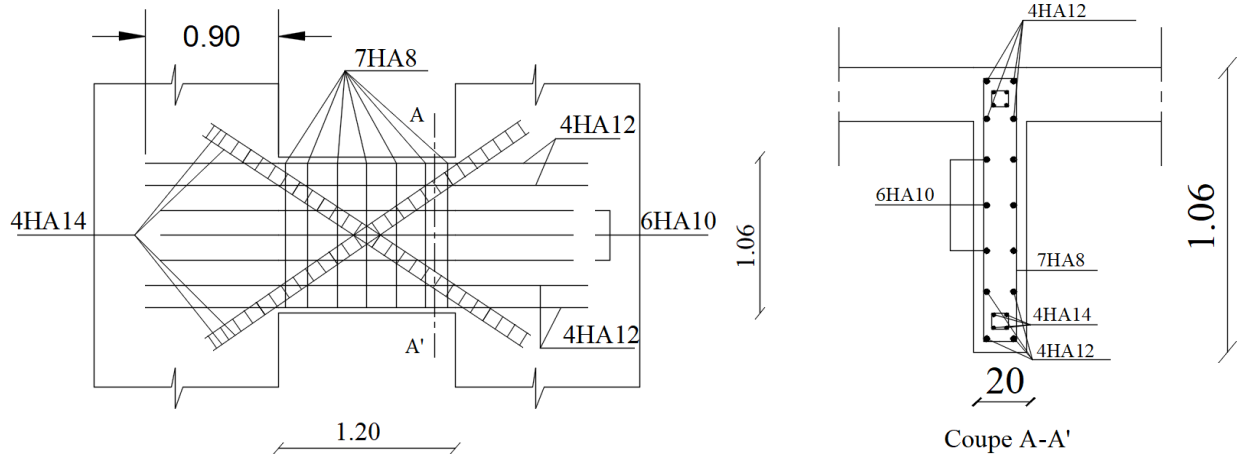
Zone		RDC	Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques.	$h$ (m)	2.08	1.06	1.06	1.06
	$l$ (m)	1.20	1.20	1.20	1.20
	$e$ (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
Contraintes de cisaillement	$V_u$ (KN)	205.743	276.517	263.376	182.855
	$V$ (KN)	288.04	387.124	368.726	255.997
	$M(V_u)$ (KN.m)	123.44	165.91	158.02	109.71
	$\tau_b$ (MPa)	0.577	2.029	1.933	1.342
	Cas	F.S	C.P	C.P	F.S
Ferrailage des linteaux	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	1.54	/	/	2.80
	$A_{l\ min}$ (cm <sup>2</sup> )	6.24	3.18	3.18	3.18
	$A_{l\ adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	6.78	4.52	4.52	4.52
	Choix des barres	<b>6HA12</b>	<b>4HA12</b>	<b>4HA12</b>	<b>4HA12</b>
	$\lambda_g$	0.577	/	/	1.132
	Type linteau	Court	/	/	Long
	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	2.06	/	/	1.31
	$A_{t\ min}$ (cm <sup>2</sup> )	1	1	1	1
	$A_{t\ adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	3.51	3.51	3.51	3.51
	Choix des barres	<b>7HA8</b>	<b>7HA8</b>	<b>7HA8</b>	<b>7HA8</b>
	$S_t$ (cm)	20	20	20	20
	$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	8.32	4.24	4.24	4.24
	$A_{c\ adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	9.42	4.71	4.71	4.71
	Choix des barres	<b>12HA10</b>	<b>6HA10</b>	<b>6HA10</b>	<b>6HA10</b>
	$S_t$ (cm)	20	17	17	17
	$\alpha$	/	40	40	/
	$A_D$ (cm <sup>2</sup> )	/	5.46	5.20	/
	$A_{D\ min}$ (cm <sup>2</sup> )	/	3.18	3.18	/
	$A_{D\ adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	/	6.15	6.15	/
	Choix des barres	/	<b>4HA14</b>	<b>4HA14</b>	/
$l_a$ (cm)	115	90	90	90	

➤ Schéma de ferrailage pour les linteaux du voile VL4 :

- RDC :



- Zone I et zone II :



- Zone III :

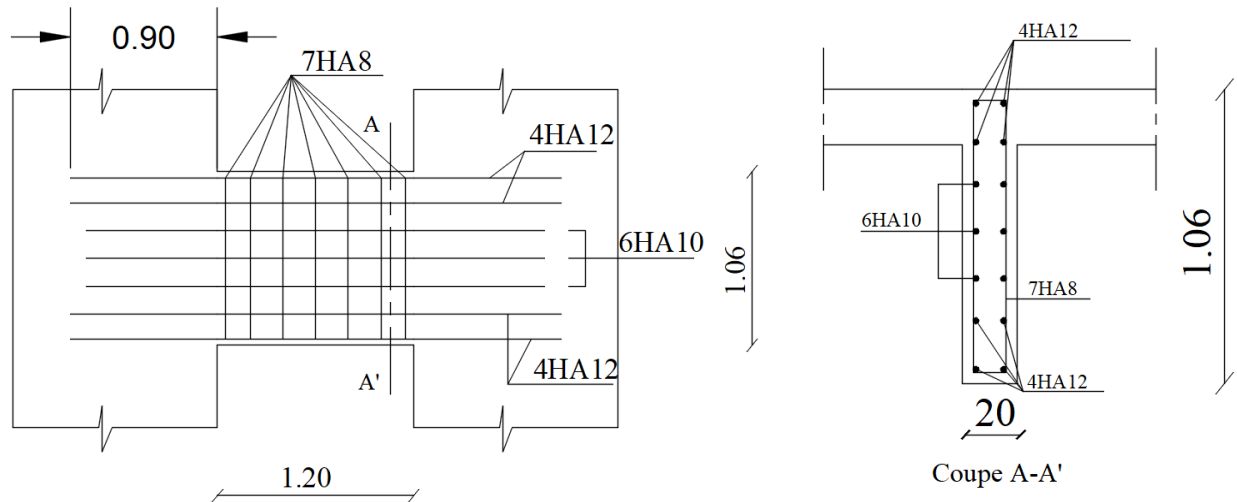


Figure VI.20 : Schéma de ferrailage du linteau VL4.

# Chapitre VII

## 1. Introduction :

Une fondation par définition un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.

Selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations, les fondations peuvent être classées comme suit :

- **Fondations superficielles :** Utilisées pour des sols de grande capacité portante elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes :** Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond (pieux, puits).

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

L'étude géologique du site à donner une contrainte admissible 2 bar.

## 2. Choix du type de fondations :

### 2.1. Semelles isoler :

La vérification à faire est  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

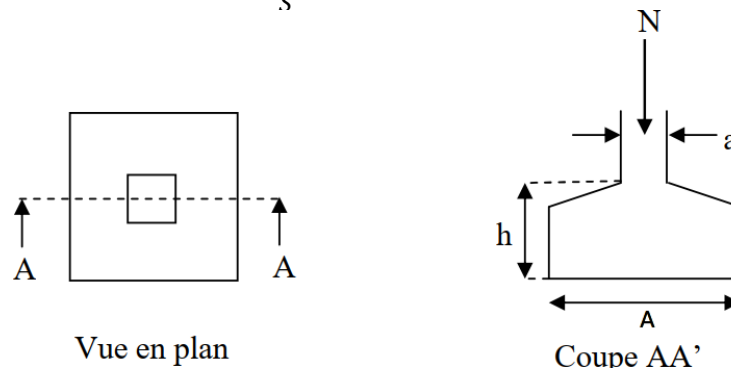


Figure VII.1 : Schéma d'une semelle isolée.

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée :

$N$  : L'effort normal agissant sur la semelle obtenue par le logiciel ROBOT (à l'ELS).

$S$  : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ( $B \times B$ ) donc  $S = B^2$

$$N_s = 1380,112 \text{ KN} ; \quad \bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPa} = 200 \text{ KN/m}^2.$$

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} = \frac{1380.112}{B^2} \leq 200 \Rightarrow B = \sqrt{\frac{1380.112}{200}} = 2.63 \text{ m.}$$

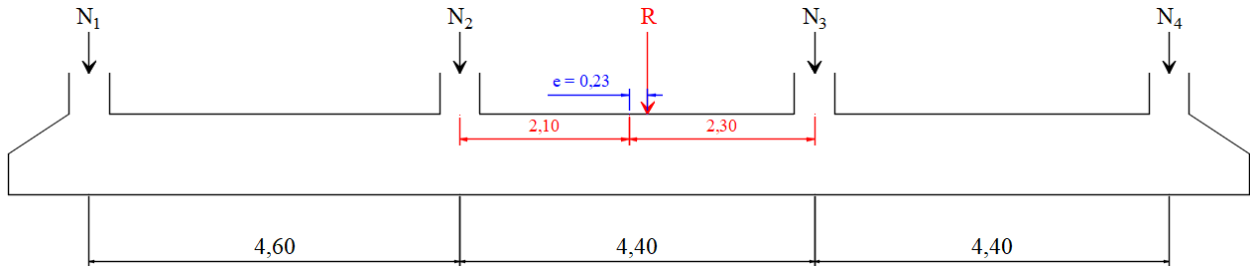
### Conclusion :

On constate que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors on passe au prédimensionnement des semelles filantes.

**2.2. Semelle filante :**

**a. Semelle sous Poteaux :**

Choisissons une semelle filante de largeur  $B$  et de longueur  $L$  situé sous une file de portique.



**Figure VII.2 : Schéma d'une semelle filante.**

• **Hypothèse de calcul :**

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

• **Etape de calcul :**

- Détermination de résultante des charges  $R = \sum N_i$
- Détermination des coordonnées de la résultante  $R$ .

$$\text{Avec : } e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

❖  $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) \text{ et } q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur  $B$  de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

❖  $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition triangulaire.

• **Calcul :**

Le calcul se fera pour la file de portique transversale (suivant la petite portée).

Poteaux	$N_i$ (KN)	$M_i$ (KN.m)	$e_i$ (m)	$N_i \times e_i$ (KN.m)
1	639.314	-9.28	-6.7	-4283.40
2	1380.112	0.4	-2.1	-2898.24
3	1318.323	0.36	2.3	3023.14
4	758.271	10.06	6.7	5080.42
<b>Somme</b>	4096.02	1.54	0.2	921.92

**Tableau VII.1 : Résultante des charges transmises par les poteaux.**

- Détermination de la distribution des sollicitations de la semelle :

$$R = \sum N_i = 4096.02 \text{ KN.}$$

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{921.92 + 1.54}{4096.02} = 0.23 \text{ m}$$

$$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 0.23 \text{ m} < \frac{13.4}{4} = 2.23 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{max} = \frac{4096.02}{13.4} \left( 1 + \frac{6 \times 0.23}{13.4} \right) = 337.15 \text{ KN/ml}$$

$$q_{min} = \frac{4096.02}{13.4} \left( 1 - \frac{6 \times 0.23}{13.4} \right) = 274.20 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{4096.02}{13.4} \left( 1 + \frac{3 \times 0.23}{13.4} \right) = 321.41 \text{ KN/ml}$$

- Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{321.41}{200} = 1.61 \text{ m}$$

Calcul de la surface de la semelle filante sous poteaux :

$$S_p = B \times L = 1.61 \times 13.4 = 21.57 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles sous poteaux :

$$S = S_p \times 8 = 21.57 \times 8 = 172.592 \text{ m}^2$$

Calcul de la surface totale de la structure :

$$S_{bat} = 25.3 \times 13.4 = 339 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{bat}}{2} = \frac{339}{2} = 169.50 \text{ m}^2$$

### Remarque :

A ce stade on remarque que la surface des semelles sous poteaux est supérieure à 50% de la surface du bâtiment ( $S = 172.592 \text{ m}^2 > 50\% S_{str} = 169.5 \text{ m}^2$ ), donc on passe directement au prédimensionnement du radier général.

### 2.3. Radier générale (nervuré) :

Le radier générale est généralisé sur toute la superficie de la construction supportant plusieurs poteaux (ou murs) en plusieurs rangés. Ce type de fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux (et voiles) de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol.

#### a. Prédimensionnement du radier :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{min} \geq 25 \text{ cm}$ )

##### a.1 Sous Voiles :

- Hauteur du radier :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{5}$$

Avec :

$L_{max}$  : Portée max entre 2 voiles successives.

$$\frac{440}{8} \leq h_t \leq \frac{440}{5} \Rightarrow 55 \leq h_t \leq 88$$

**a.2 Sous poteaux :**Hauteur de la dalle :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

 $L_{max}$  : Portée de la plus grande travée.

$$h_d \geq \frac{460}{20} \Rightarrow h_d \geq 23$$

On prend  $h_d = 30 \text{ cm}$ Nervure :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{460}{10} \Rightarrow h_n \geq 46$$

• **Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \rightarrow \text{ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

 $L_e$  : Longueur élastique.

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40 \text{ MPa}$  pour un sol moyen.

 $I$  : L'inertie de la section du radier (bonde de 1ml) $E$  : Module de déformation longitudinale instantanée  $E = 32164.19 \text{ MPa}$ . $L_{max}$  : Distance maximale entre 2 nervures successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3.14} \times 4.6\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{32164.19}} \rightarrow h \geq 0.65 \text{ m}$$

**Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

 $h_d = 30 \text{ cm}$  ..... Hauteur de la dalle. $h_n = 80 \text{ cm}$  ..... Hauteur de la nervure. $b = 55 \text{ cm}$  ..... largeur de la nervure.**b. Déterminations des efforts :**- **Charges revenant à la superstructure :**Charge permanente :  $G = 33929.516 \text{ KN}$ .Surcharge d'exploitation :  $Q = 6142.03 \text{ KN}$ .- **Combinaison d'action :**ELU :  $N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 33929.516 + 1.5 \times 6142.03 = 55017.891 \text{ KN}$ .ELS :  $N_s = G + Q = 33929.516 + 6142.03 = 40071.546 \text{ KN}$ .

**c. Détermination de la surface nécessaire du radier :**

$$A \text{ l'ELU} : S_u = \frac{N_u}{1.33 \times \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{55017.891}{1.33 \times 200} = 206.83 \text{ m}^2$$

$$A \text{ l'ELS} : S_s = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{40071.546}{200} = 200.36 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = \max(S_u ; S_s) = \max(206.83 ; 200.36) \rightarrow S_{rad} = 206.83 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 339 \text{ m}^2 > S_{rad} = 206.83 \text{ m}^2$$

✚ 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 suite :

$$L_d \geq \max\left(\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{70}{2} ; 30 \text{ cm}\right) = 35 \text{ cm}$$

Soit un débord  $L_d = 50 \text{ cm}$ .

Donc la surface totale du radier est de :  $S_{rad} = S_{bat} + S_{débord} = 26.3 \times 14.4 = 378.72 \text{ m}^2$

**d. Détermination des effort réels à la base du radier :****d.1 Poids du radier :**

$G_{radier} = \text{Poids des nervures} + \text{Poids de la dalle} + \text{Poids de la chappe} + \text{Poids du remblai}$

- Poids des nervures :

$$G_{nervure} = [(13.9 \times 0.55 \times 0.5) \times 8 + (2.6 \times 0.55 \times 0.5 \times 4 + 3.2 \times 0.55 \times 0.5 \times 24) + (0.5 \times 0.5 \times 0.55 \times 12) + (1.525 \times 2 \times 0.5 \times 0.55)] \times 25 = 1426.22 \text{ KN.}$$

- Poids de la dalle :

$$G_{dalle} = 378.72 \times 0.3 \times 25 = 2840.4 \text{ KN.}$$

- Poids de la chappe :

$$G_{chappe} = 378.72 \times 0.1 \times 25 = 946.8 \text{ KN}$$

- Poids du remblai :

$$G_{remblai} = [(3.15 \times 3.85 \times 0.5 \times 12) + (3.15 \times 4.05 \times 0.5 \times 6) + (2.55 \times 4.05 \times 0.5) + (2 \times 2.55 \times 3.85 \times 0.5) - (0.84)] \times 17 = 2128.04 \text{ KN.}$$

$$G_{radier} = 1426.22 + 2840.4 + 946.8 + 2128.04 = 7341.46 \text{ KN}$$

**d.2 Combinaison d'action :**

$$\text{ELU} : N_u = 1.35(G_{rad} + G_{bat}) + 1.5Q_{bat}$$

$$N_u = 1.35 \times (7341.46 + 33929.516) + 1.5 \times 6142.03 = 64928.86 \text{ KN.}$$

$$\text{ELS} : N_s = (G_{rad} + G_{bat}) + Q_{bat}$$

$$N_s = 7341.46 + 33929.516 + 6142.03 = 47413 \text{ KN.}$$

**e. Vérification :****e.1 Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_u^{max} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{64928.86 \times 1}{378.72} \times \frac{4.6}{2} = 394.32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{394.32}{0.27 \times 1000} = 1.46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

**e.2 Vérification au poinçonnement :** (art A.5.2,4 BAEL91rv99)

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c h_t f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisaille sur le plan du feuillet moyen du radier.

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU.

$h_t$  : épaisseur totale du radier.

➤ **Vérification pour les poteaux :**

$$N_u = 1901.187 \text{ KN} ; h_t = 0.8 \text{ m} ; a = 0.5 \text{ m} ; b = 0.5 \text{ m}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h_t) \times 2 = (0.5 + 0.5 + 2 \times 0.8) \times 2 = 5.2 \text{ m}$$

$$N_u = 1901.187 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 5.2 \times 0.7 \times 25000}{1.5} = 2730 \text{ KN}$$

$N_u = 1901.187 \text{ KN} \leq 2730 \text{ KN} \rightarrow$  condition vérifiée.

➤ **Vérification pour les voiles :**

On considère une bande 1 ml du voile avec :

$$N_u = 336.085 \text{ KN} ; h_t = 0.8 \text{ m} ; e = 0.2 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h_t) \times 2 = (0.2 + 1 + 2 \times 0.8) \times 2 = 5.6 \text{ m}$$

$$N_u = 336.085 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 5.6 \times 0.8 \times 25000}{1.5} = 3360 \text{ KN}$$

$N_u = 336.085 \text{ KN} \leq 3360 \text{ KN} \rightarrow$  condition vérifiée.

**e.3 Vérification de la stabilité du radier :**

Elle consiste à vérifier les contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts des combinaisons accidentelles tirés du logiciel ROBOT.

Le diagramme des contraintes trapézoïdal nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

$$\text{ELU} : \sigma_m \leq 1.33\sigma_{sol}$$

$$\text{ELS} : \sigma_m \leq \sigma_{sol}$$

$$1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{et } \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Avec} : \sigma_{1-2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{MV}{I}$$

$N$  : Effort dû aux charges verticale.

$V$  : Distance entre le centre de gravité du radier, et la fibre la plus éloignée de ce dernier

• **Coordonnées du centre de gravité du radier :**

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum x_i \times \Omega_i}{\sum \Omega_i} = 13.15 \text{ m.} \\ Y_G = \frac{\sum y_i \times \Omega_i}{\sum \Omega_i} = 7.22 \text{ m.} \end{cases}$$

• **Les moments d'inerties du radier :**

$$\begin{cases} I_{x-x} = \frac{b \times h^3}{12} = 6544.28 \text{ m}^4. \\ I_{y-y} = \frac{h \times b^3}{12} = 21829.74 \text{ m}^4. \end{cases}$$

• **Effort normal :**

$$N_u = 64928.86 \text{ KN} ; N_s = 47413 \text{ KN}.$$

- **Moment de renversement ( $M$ ) dû au séisme dans le sens considéré :**

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

$M_0$  : Moment sismique à la base de la structure.

$T_0$  : Effort tranchant à la base du bâtiment.

$h$  : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

$$\begin{cases} M_x = M_0 + T_0 \times h = 45708.2 + 2172.83 \times 0.8 = 47446.46 \text{ KN.m} \\ M_y = M_0 + T_0 \times h = 43696.22 + 2265.32 \times 0.8 = 45508.48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Sens longitudinal :

**A l'ELU :**

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{y-y}} \times V = \frac{64928.86}{378.72} + \frac{47446.46}{21829.74} \times 13.15 = 200.02 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{y-y}} \times V = \frac{64928.86}{378.72} - \frac{47446.46}{21829.74} \times 13.15 = 142.86 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 200.02 + 142.86}{4} = 185.73 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < 1,33\sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.} \\ 1,33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

**A l'ELS :**

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{y-y}} \times V = \frac{47413}{378.72} + \frac{47446.46}{21829.74} \times 13.15 = 153.77 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{y-y}} \times V = \frac{47413}{378.72} - \frac{47446.46}{21829.74} \times 13.15 = 96.61 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 153.77 + 96.61}{4} = 139.48 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.} \\ \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- Sens transversal :

**A l'ELU :**

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{x-x}} \times V = \frac{64928.86}{378.72} + \frac{45508.47}{6544.28} \times 7.22 = 221.65 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{x-x}} \times V = \frac{64928.86}{378.72} - \frac{45508.47}{6544.28} \times 7.22 = 121.24 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

D'où

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 221.65 + 121.24}{4} = 196.55 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < 1,33\sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.} \\ 1,33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

**A l'ELS :**

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{x-x}} \times V = \frac{47413}{378.72} + \frac{45508.47}{6544.28} \times 7.22 = 175.4 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{x-x}} \times V = \frac{47413}{378.72} - \frac{45508.47}{6544.28} \times 7.22 = 74.98 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 175.4 + 74.98}{4} = 150.3 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée} \\ \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

**f. Ferrailage du radier :**

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le **(BAEL 91, modifié 99)**, on considère le radier comme un plancher rectangulaire renversé soumis à une charge uniformément répartie. Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastres sur 04 appuis.

**f.1 Ferrailage de la dalle :**

Deux cas se présentent à nous :

- $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 \Rightarrow$  la dalle travaille dans un seul sens.

$$M_{0_x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{0_y} = 0$$

- $0.4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens

Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{0_x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{0_y} = \mu_y \times M_{0_x}$$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ avec } (L_x < L_y)$$

**a. Identification du panneau le plus sollicités :**

Le radier est composé de 21 panneaux de dalles de différentes dimensions et encastres sur leurs 4 côtés.

Afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, nous adopterons la même section d'armature en considérant le panneau le plus sollicité.

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.7}{4.6} = 0.80 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Le poids du radier est entièrement repris par le sol, nous allons soustraire la contrainte due au poids propre de ce dernier de la contrainte moyenne max.

**b. Les contraintes pris en compte dans le calcul :**

- **ELU:**

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 196.54 - \frac{7341.46}{378.72} \times 1 \text{ ml} = 177.15 \text{ KN/ml}$$

- **ELS:**

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 150.3 - \frac{7341.46}{378.72} \times 1 \text{ ml} = 130.92 \text{ KN/ml}$$

**c. Calcul à l'ELU ( $v = 0$ ):**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  :

$$\rho_x = 0.80 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0565 \\ \mu_y = 0.595 \end{cases}$$

- **Evaluation des moments :**

$$\begin{aligned} M_{0_x} &= u_x \times q_u \times l_x^2 ; M_{0_y} = u_y \times M_{0_x} \\ \begin{cases} M_{0_x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0565 \times 177.15 \times 3.7^2 = 137 \text{ KN.m} \\ M_{0_y} = \mu_y \times M_{0_x} = 0,595 \times 137 = 81.53 \text{ KN.m} \end{cases} \end{aligned}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- Panneau intermédiaire :

0.75 : Pour les moments en travées.

0.50 : Pour les moments sur appuis intermédiaires.

- Panneau de rive :

0.85 : Pour les moments en travées.

0.30 : Pour les moments sur appuis de rive.

• **Ferraillage dans le sens x-x :**

$$\mu = \frac{M}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad ; \quad A = \frac{M}{\beta \times d_x \times \sigma_s}$$

Avec :

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

$$b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d_x = 27 \text{ cm} \quad \text{et} \quad d_y = d_x - \left(\frac{\phi_x + \phi_y}{2}\right) = 27 - \left(\frac{1.6 + 1.6}{2}\right) = 25.4 \text{ cm.}$$

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

- **Moments aux appuis :**

$$M_{u_a} = 0.5M_{0_x}$$

$$M_{u_a} = 0.5 \times 137 = 68.5 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{u_a}}{f_{bu} \times b \times d_x^2} = \frac{68.5 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 27^2} = 0.066$$

$$\mu = 0.066 < 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\Rightarrow \beta = 0.966$$

$$A_x = \frac{M_{u_a}}{\beta \times d_x \times \sigma_s} = \frac{68.5 \times 10^3}{0.966 \times 27 \times 348} = 7.54 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA16 = 8.04 cm<sup>2</sup>** avec un espacement **S<sub>t</sub> = 25 cm.**

- **Moments en travées :**

$$M_{u_t} = 0.75M_{0_x}$$

$$M_{u_t} = 0.75 \times 137 = 102.75 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{u_t}}{f_{bu} \times b \times d_x^2} = \frac{102.75 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 27^2} = 0.099$$

$$\mu = 0.099 < 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\Rightarrow \beta = 0.948$$

$$A_x = \frac{M_{u_t}}{\beta \times d_x \times \sigma_s} = \frac{102.75 \times 10^3}{0.948 \times 27 \times 348} = 11.53 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA20 = 12.56 cm<sup>2</sup>** avec un espacement **S<sub>t</sub> = 25 cm.**

- **Ferraillage dans le sens y-y :**

- **Moments aux appuis :**

$$M_{u_a} = 0.5M_{0_y}$$

$$M_{u_a} = 0.5 \times 81.5 = 40.75 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{u_a}}{f_{bu} \times b \times d_y^2} = \frac{40.75 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 25.4^2} = 0.044$$

$$\mu = 0.044 < 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\Rightarrow \beta = 0.978$$

$$A_y = \frac{M_{u_a}}{\beta \times d_y \times \sigma_s} = \frac{40.75 \times 10^3}{0.978 \times 25.4 \times 348} = 4.71 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA14 = 6.15 cm<sup>2</sup>** avec un espacement **S<sub>t</sub> = 25 cm.**

- **Moments en travées :**

$$M_{u_t} = 0.75M_{0_y}$$

$$M_{u_t} = 0.75 \times 81.53 = 61.13 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{u_t}}{f_{bu} \times b \times d_y^2} = \frac{61.13 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 25.4^2} = 0.066$$

$$\mu = 0.066 < 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\Rightarrow \beta = 0.966$$

$$A_y = \frac{M_{u_t}}{\beta \times d_y \times \sigma_s} = \frac{61.13 \times 10^3}{0.966 \times 25.4 \times 348} = 7.16 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA16 = 8.04 cm<sup>2</sup>** avec un espacement **S<sub>t</sub> = 25 cm.**

Zone	Sens	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	β	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
En travées	x-x	102.43	0.099	0.948	11.53	<b>4HA20</b>	<b>12.56</b>
	y-y	60.95	0.066	0.966	7.16	<b>4HA16</b>	<b>8.04</b>
Aux appuis	x-x	68.29	0.066	0.966	7.54	<b>4HA16</b>	<b>8.04</b>
	y-y	40.63	0.044	0.978	4.71	<b>4HA14</b>	<b>6.15</b>

**Tableau VII.2 : Récapitulatif du ferraillage de la dalle du radier**

**Remarque :** les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

**d. Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilités :**

- **Dans le sens x-x :**

$$\omega_x \geq \omega_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \text{ avec : } \omega_x = \frac{A_{min}}{b \times h} ; \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Avec :

$\omega_0$  : Pourcentage d'acier minimal égal à 0,8 ‰ pour les HA FeE400

$h$  : la hauteur de la dalle

$b = 100 \text{ cm}$  (bande de 1m).

$$A_{min} \geq \frac{b \times h \times \omega_0 \times (3 - \rho)}{2} = 100 \times 30 \times 0,0008 \times \left( \frac{3 - 0,80}{2} \right) = 2,64 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_s^a = 8.04 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,64 \text{ cm}^2 \\ A_s^t = 12.56 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,64 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Dans le sens y-y :**

$$A_{min} = \omega_0 \times h \times b = 0,0008 \times 30 \times 100 = 2,4 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{aligned} A_s^a &= 6.15 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,4 \text{ cm}^2 \\ A_s^t &= 8.04 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,4 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Espacement des barres (Art A8.2.42 BAEL91) :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Directions	Charges réparties seulement	Charges concentrées
Direction la plus sollicitée.....	3 h et 33 cm	2 h et 25 cm
Direction perpendiculaire à la plus sollicitée.....	4 h et 45 cm	3 h et 33 cm

- **Dans le sens x-x :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Dans le sens y-y :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

a. **Vérification à l'ELS :**

$$v = 0.2 \rightarrow \rho_x = 0.80 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0632 \\ \mu_y = 0.710 \end{cases}$$

$$q_s = 130.9 \text{ KN/ml}$$

- **Evaluation des moments :**

$$\begin{cases} M_{0_x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0632 \times 130,92 \times 3,7^2 = 113,25 \text{ KN.m} \\ M_{0_y} = \mu_y \times M_{0_x} = \mu_y \times M_{0_x} = 0,710 \times 113,25 = 80,41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Moment en travées :**

$$M_{stx} = 0,75 \times 113,25 = 84,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{sty} = 0,75 \times 80,41 = 60,31 \text{ KN.m}$$

**Moment aux appuis :**

$$M_{sax} = 0,5 \times 113,25 = 56,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{say} = 0,5 \times 80,41 = 40,21 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

Les vérifications seront faites suivant la petite portée, étant donné que c' est la direction la plus sollicitée.

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 12,56}{100 \times 27} = 0,46$$

$$\rho_1 = 0,46 \Rightarrow \beta_1 = 0,897; \alpha_1 = 0,309$$

$$K_1 = 33,54 \text{ avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{33,54} = 0,0298$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{84,94 \times 10^6}{0,897 \times 270 \times 12,56 \times 10^2} = 278,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,0298 \times 278,23 = 8,32 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 278.23 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**f.2 Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

- **Sollicitation de calcul**

- **A l'ELU :**

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{177.15 \times 0,50^2}{2} = -22.14 \text{ KN/ml}$$

- **Ferrailage :**

$$A_s = 2.37 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 0.59 \text{ cm}^2$$

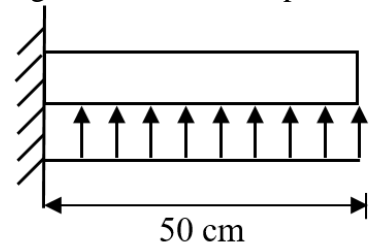


Schéma statique du débord

**Remarque :**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord.

Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures du tablier seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

**f.3 Ferrailage des nervures :**

Elles seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

- **Sollicitation de calcul :**

$$q_u = 177.15 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 130.92 \text{ KN/m}^2$$

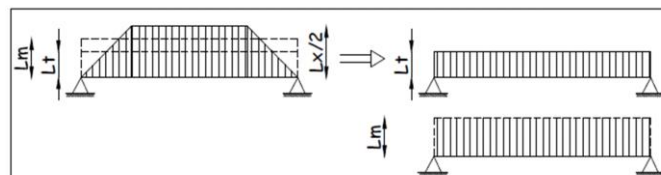
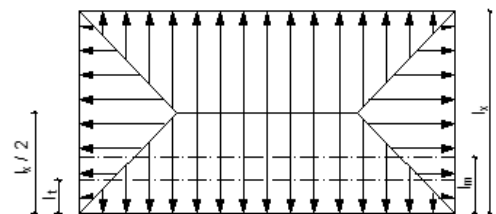
**a. Calcul des charges revenant aux nervures :**

Le rapport  $0.4 < \rho_x < 1$  pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires.

Pour le calcul des efforts internes, on ramènera ce type de chargement (triangulaire et trapézoïdale) à des répartitions simplifiées constituées de charge uniformément réparties.

**Remarque :**

Cela consiste à trouver la longueur de la dalle correspondante au diagramme rectangulaire qui donnerai le même moment (largeur  $L_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $L_t$ ) que les diagrammes trapézoïdale et triangulaire, ainsi sous ce chargement devenu uniformément réparti le calcul devient classique.



- **Cas de charge trapézoïdales :**

Calcul du chargement simplifié pour l'effort tranchant :

$$q_t = L_t \times q_u \text{ avec } L_t = \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4}\right) l_x$$

Calcul du chargement simplifié pour le moment fléchissant :

$$q_m = L_m \times q_u \text{ avec } L_m = \left(0.5 - \frac{(\rho_x)^2}{6}\right) l_x$$

- **Cas de charge triangulaires :**

Calcul du chargement simplifié pour l'effort tranchant :

$$q_t = L_t \times q_u \text{ avec } L_t = 0.25l_x$$

Calcul du chargement simplifié pour le moment fléchissant :

$$q_m = L_m \times q_u \text{ avec } L_m = \frac{1}{3}l_x$$

• **Sens transversale (y-y) :**

Les valeurs des charges revenant sur la nervure la plus sollicitée sont données dans les tableaux suivants :

**ELU :**  $q_u = 177.15 \text{ KN/m}^2$

Travée	Panneau	$l_x$ (m)	$l_y$ (m)	$L_m$ (m)	$L_t$ (m)	Chargement	$q_m$ (KN/m)	$\Sigma q_m$ (KN/m)	$q_t$ (KN/m)	$\Sigma q_t$ (KN/m)
A-B	1	3.7	4.6	1.45	1.11	Trapézoïdales	256.012	512.02	195.98	391.96
	2	3.7	4.6	1.45	1.11	Trapézoïdales	256.012		195.95	
B-C	1	3.7	4.4	1.41	1.07	Trapézoïdales	248.95	497.9	188.92	377.84
	2	3.7	4.4	1.41	1.07	Trapézoïdales	248.95		188.92	
C-D	1	3.7	4.4	1.41	1.07	Trapézoïdales	248.95	497.9	188.92	377.84
	2	3.7	4.4	1.41	1.07	Trapézoïdales	248.95		188.92	

**Tableau VII.3 :** Valeurs de calcul des charges agissant sur la nervure transversale (ELU).

**ELS :**  $q_s = 130.92 \text{ KN/m}^2$

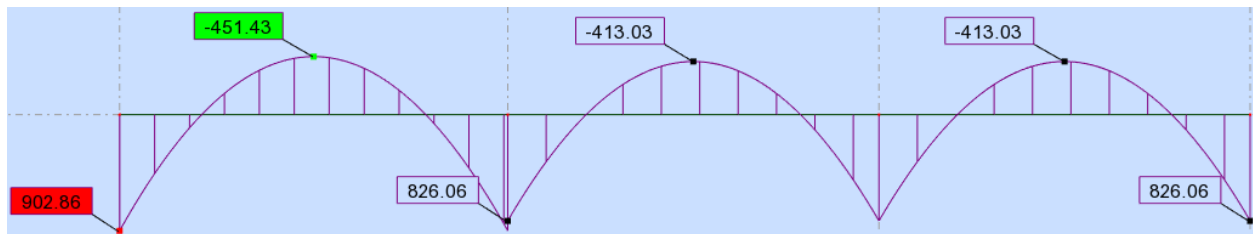
Travée	Panneau	$l_x$ (m)	$l_y$ (m)	$L_m$ (m)	$L_t$ (m)	Chargement	$q_m$ (KN/m)	$\Sigma q_m$ (KN/m)	$q_t$ (KN/m)	$\Sigma q_t$ (KN/m)
A-B	1	3.7	4.6	1.45	1.11	Trapézoïdales	189.63	379.26	145.17	290.34
	2	3.7	4.6	1.45	1.11	Trapézoïdales	189.63		145.17	
B-C	1	3.7	4.4	1.41	1.07	Trapézoïdales	184.4	368.8	139.93	279.86
	2	3.7	4.4	1.41	1.07	Trapézoïdales	184.4		139.93	
C-D	1	3.7	4.4	1.41	1.07	Trapézoïdales	184.4	368.8	139.93	279.86
	2	3.7	4.4	1.41	1.07	Trapézoïdales	184.4		139.93	

**Tableau VII.4 :** Valeurs de calcul des charges agissant sur la nervure transversale (ELS).

• **Diagrammes des efforts internes :**

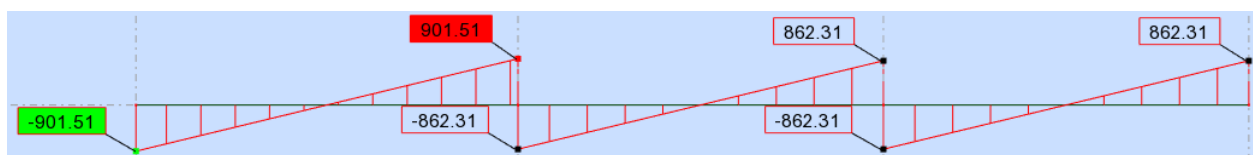
Les diagrammes des moments et des efforts tranchants sont tirés à partir du logiciel Robot.

- **Diagramme des moments fléchissant à L'ELU :**



**Figure VII.3 :** Diagramme des moments fléchissant à L'ELU (y-y).

- **Diagramme des efforts tranchants à L'ELU :**



**Figure VII.4 :** Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (y-y).

- Diagramme des moments fléchissant à L'ELS :

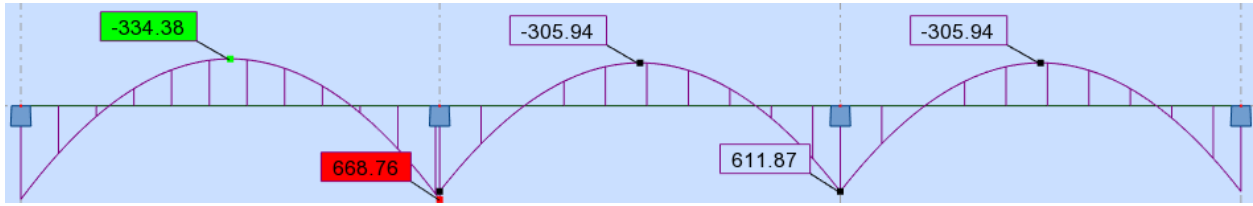


Figure VII.5 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS (y-y).

• Sens longitudinale (x-x) :

Les valeurs des charges revenant sur la nervure la plus sollicitée sont données dans les tableaux suivants :

**ELU** :  $q_u = 177.15 \text{ KN/m}^2$

Travée	Panneau	$l_x$ (m)	$l_y$ (m)	$L_m$ (m)	$L_t$ (m)	Chargement	$q_m$ (KN/m)	$\Sigma q_m$ (KN/m)	$q_t$ (KN/m)	$\Sigma q_t$ (KN/m)
AB-BC-CD	1	3.7	4.6	1.23	0.93	triangulaire	217.17	434.34	164.21	328.42
	2	3.7	4.4	1.23	0.93	triangulaire	217.17		164.21	
DE	1	3.1	4.6	1.03	0.78	triangulaire	181.86	363.72	137.72	275.44
	2	3.1	4.4	1.03	0.78	triangulaire	181.86		137.72	
EF-FG-GH	1	3.7	4.6	1.23	0.93	triangulaire	217.17	434.34	164.21	328.42
	2	3.7	4.4	1.23	0.93	triangulaire	217.17		164.21	

Tableau VII.5 : Valeurs de calcul des charges agissant sur la nervure longitudinale (ELU).

**ELS** :  $q_s = 130.92 \text{ KN/m}^2$

Travée	Panneau	$l_x$ (m)	$l_y$ (m)	$L_m$ (m)	$L_t$ (m)	Chargement	$q_m$ (KN/m)	$\Sigma q_m$ (KN/m)	$q_t$ (KN/m)	$\Sigma q_t$ (KN/m)
AB-BC-CD	1	3.7	4.6	1.23	0.93	triangulaire	160.86	321.72	121.63	243.26
	2	3.7	4.4	1.23	0.93	triangulaire	160.86		121.63	
DE	1	3.1	4.6	1.03	0.78	triangulaire	134.70	269.4	102.01	204.02
	2	3.1	4.4	1.03	0.78	triangulaire	134.70		102.01	
EF-FG-GH	1	3.7	4.6	1.23	0.93	triangulaire	160.86	321.72	121.63	243.26
	2	3.7	4.4	1.23	0.93	triangulaire	160.86		121.63	

Tableau VII.6 : Valeurs de calcul des charges agissant sur la nervure longitudinale (ELS).

- Diagramme des moments fléchissant à L'ELU :

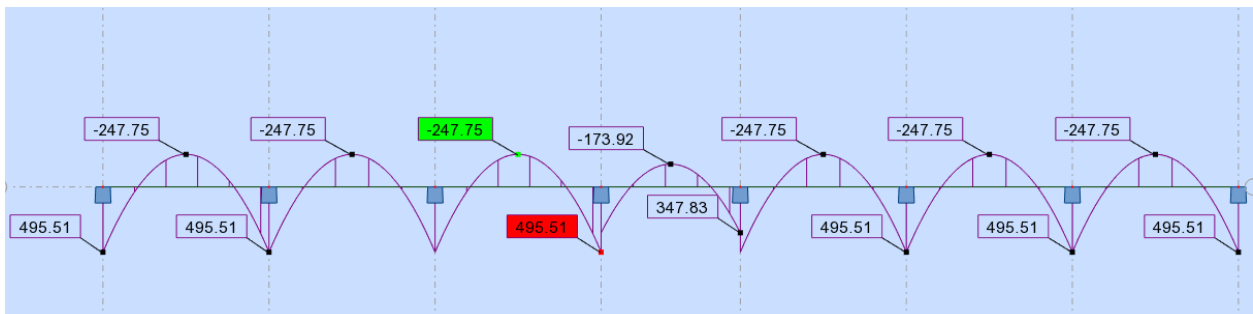


Figure VII.6 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU (x-x).

- Diagramme des efforts tranchants à L'ELU :

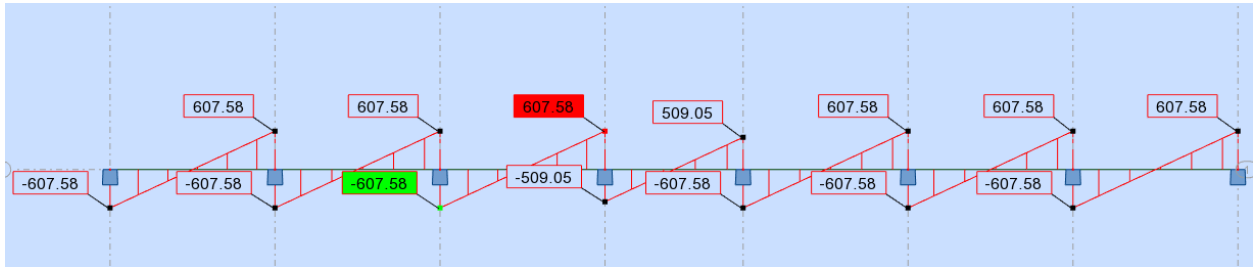


Figure VII.7 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (x-x).

- Diagramme des moments fléchissant à L'ELS :

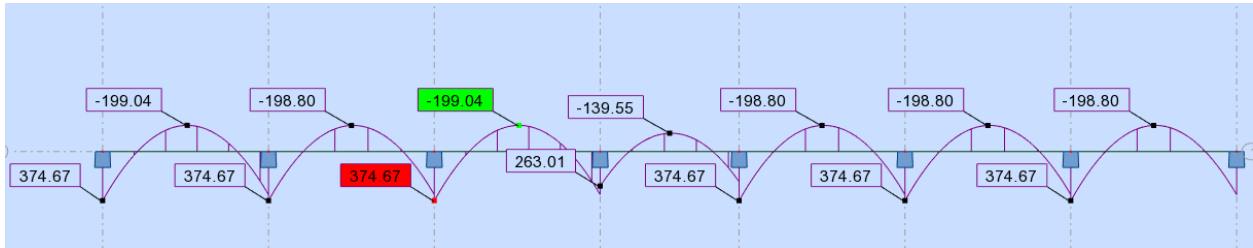


Figure VII.8 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS (x-x).

Pour le ferrailage on prend le moment max sur appuis et en travées :

$$ELU \begin{cases} \text{sens } xx : M_t = 451.43 \text{ KN.m} ; M_a = 902.86 \text{ KN.m} \\ \text{sens } yy : M_t = 247.75 \text{ KN.m} ; M_a = 495.51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} \text{sens } xx : M_t = 334.38 \text{ KN.m} ; M_a = 668.76 \text{ KN.m} \\ \text{sens } yy : M_t = 199.05 \text{ KN.m} ; M_a = 374.67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b. Ferrailage de la nervure à l'ELU :

• Sens transversale (y-y) :

$$b = 55 \text{ cm} , h = 80 \text{ cm} , d = 77 \text{ cm} , f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} , \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 F_{bc}} = \frac{902.86 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.77^2 \times 14.2} = 0.195$$

$$\mu = 0.195 < \mu_l = 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.195 \rightarrow \beta = 0.891$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{902.86 \times 10^3}{0.891 \times 77 \times 348} = 37.82 \text{ cm}^2 \text{ on prend } A_{st} = 39.1 \text{ cm}^2$$

soit : 5HA20 + (5HA20 + 5HA14)chapeaux

- En travée :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 F_{bc}} = \frac{451.43 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.77^2 \times 14.2} = 0.097$$

$$\mu = 0.097 < \mu_l = 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.097 \rightarrow \beta = 0.949$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{451.43 \times 10^3}{0.949 \times 77 \times 348} = 17.75 \text{ cm}^2 \text{ on prend } A_{st} = 18.09 \text{ cm}^2$$

soit : 5HA16 + (4HA16)chapeaux

- **Sens longitudinal (x-x) :**

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 F_{bc}} = \frac{495.51 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.77^2 \times 14.2} = 0.107$$

$$\mu = 0.107 < \mu_l = 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.107 \rightarrow \beta = 0.944$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{495.51 \times 10^3}{0.944 \times 77 \times 348} = 19.58 \text{ cm}^2 \text{ on prend } A_{st} = 20.6 \text{ cm}^2$$

**soit : 4HA20 + (4HA16)chapeaux**

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 F_{bc}} = \frac{247.75 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.77^2 \times 14.2} = 0.053$$

$$\mu = 0.053 < \mu_l = 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.053 \rightarrow \beta = 0.973$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{247.75 \times 10^3}{0.973 \times 77 \times 348} = 9.50 \text{ cm}^2 \text{ on prend } A_{st} = 10.67 \text{ cm}^2$$

**soit : 4HA14 + (4HA12)chapeaux**

### c. Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 55 \times 77 \times 2.1}{400} = 5.11 \text{ cm}^2$$

- **Sens y-y :**

Aux appuis :  $A_{st} = 39.1 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5.11 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée.

En travée :  $A_{st} = 18.09 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5.11 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée.

- **Sens x-x :**

Aux appuis :  $A_{st} = 20.6 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5.11 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée.

En travée :  $A_{st} = 10.67 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5.11 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée.

- **Vérification aux cisaillements : (Art 5.1.1 ; BAEL 91 modifiée 99)**

En considérant que la fissuration est préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

- **Sens y-y :  $T_u = 901.51 \text{ KN}$**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{901.51 \times 10^3}{550 \times 770} = 2.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow$$
 condition vérifiée

- **Sens x-x :  $T_u = 607.58 \text{ KN}$**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{607.58 \times 10^3}{550 \times 770} = 1.43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow$$
 condition vérifiée

- **Calcul des armatures transversales : (Art A. 7. 2, 2 ; BAEL91 modifiée 99)**

D'après le **BAEL91 (Art A. 7. 2, 2)** le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t < \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$$

$\phi_l$  : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- **Sens y-y :**

$$\phi_t < \min\left(\frac{80}{35}; \frac{55}{10}; 14\right) = 14 \text{ mm} \rightarrow \text{on prend } \phi_{10}$$

Calcul des espacements :

**BAEL91 (art A. 5. 1, 22) :**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(69.3; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

**RPA99/2003 (art 7. 5. 2. 2)**

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \rightarrow S_t \leq \min(20; 19.2) = 16.8 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Sens x-x :**

$$\phi_t < \min\left(\frac{80}{35}; \frac{50}{10}; 12\right) = 12 \text{ mm} \rightarrow \text{on prend } \phi_{10}$$

Calcul des espacements :

**BAEL91 (art A. 5. 1, 22) :**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(69.3; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

**RPA99/2003 (art 7. 5. 2. 2)**

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \rightarrow S_t \leq \min(20; 16.8) = 16.8 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Armatures de peau (BAEL/Art A. 8. 3):**

Des armatures dénommées "armatures de peau" sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteurs. Leur section est au moins égale à  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de  $80 \text{ cm}$ , la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \times 0.8 = 2.4 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } A_p = 3.08 \text{ cm}^2$$

$\rightarrow$  soit **2HA14**.

**d. Vérification à L'ELS :**

- **Vérification de la résistance à la compression du béton : (Art. 4.5, 2 BAEL91/99)**

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_{st}} \quad \text{et} \quad \rho_1 = \frac{100 A_{st}}{bd}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de traction des aciers.

$A_{st}$  : armatures adoptées.

$k_1$  et  $\beta$  Sont tirés des tableaux en fonction de  $\rho_1$ .

- **Sens y-y :**

En appuis :  $M_s = 668.76 \text{ KN.m}$  ;  $A_{st} = 39.1 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 39.1}{55 \times 77} = 0.923 \rightarrow \beta = 0.865 \rightarrow k_1 = 21.94$$

$$\sigma_s = \frac{668.76 \times 10^6}{0.865 \times 770 \times 3910} = 256.79 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{256.79}{21.94} = 11.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.70 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

En travée :  $M_s = 334.38 \text{ KN.m}$  ;  $A_{st} = 18.09 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 18.09}{55 \times 77} = 0.427 \rightarrow \beta = 0.901 \rightarrow k_1 = 35.50$$

$$\sigma_s = \frac{334.38 \times 10^6}{0.901 \times 770 \times 1809} = 266.43 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{266.72}{35.50} = 7.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.5 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Sens x-x :**

En appuis :  $M_s = 374.67 \text{ KN.m}$  ;  $A_{st} = 20.6 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 20.6}{55 \times 77} = 0.486 \rightarrow \beta = 0.895 \rightarrow k_1 = 32.62$$

$$\sigma_s = \frac{374.67 \times 10^6}{0.895 \times 770 \times 2060} = 263.91 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{263.91}{32.62} = 8.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.09 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

En travée :  $M_s = 199.04 \text{ KN.m}$  ;  $A_{st} = 10.67 \text{ cm}^2$

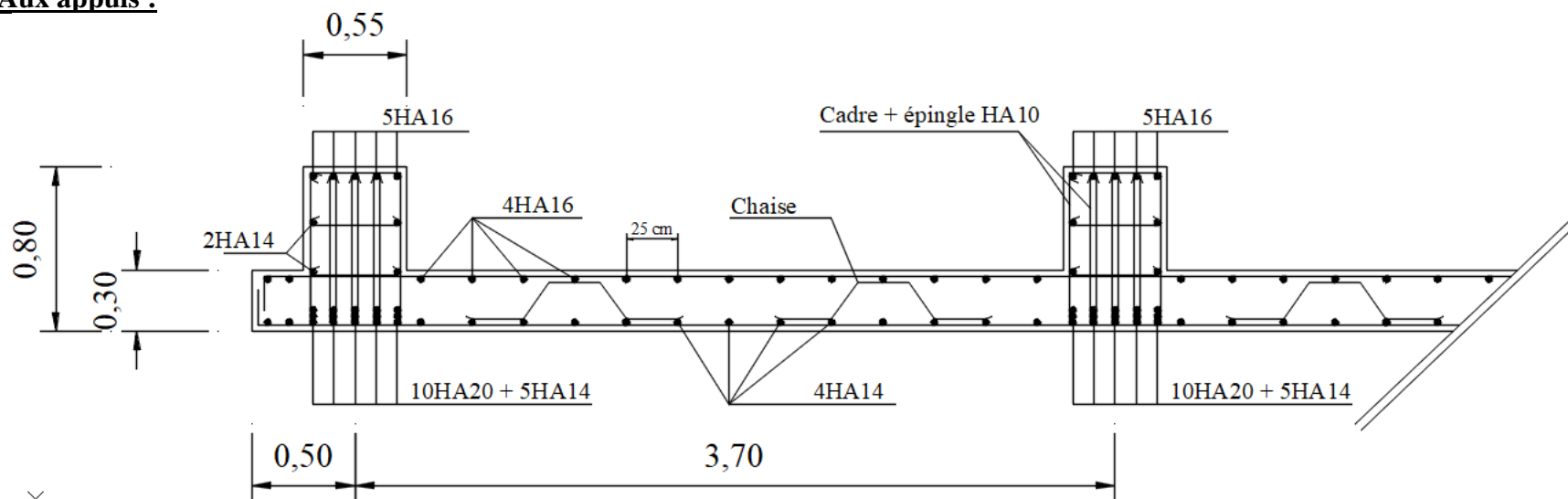
$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 10.67}{55 \times 77} = 0.252 \rightarrow \beta = 0.920 \rightarrow k_1 = 47.50$$

$$\sigma_s = \frac{199.04 \times 10^6}{0.920 \times 770 \times 1067} = 263.33 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{263.33}{47.50} = 5.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.54 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

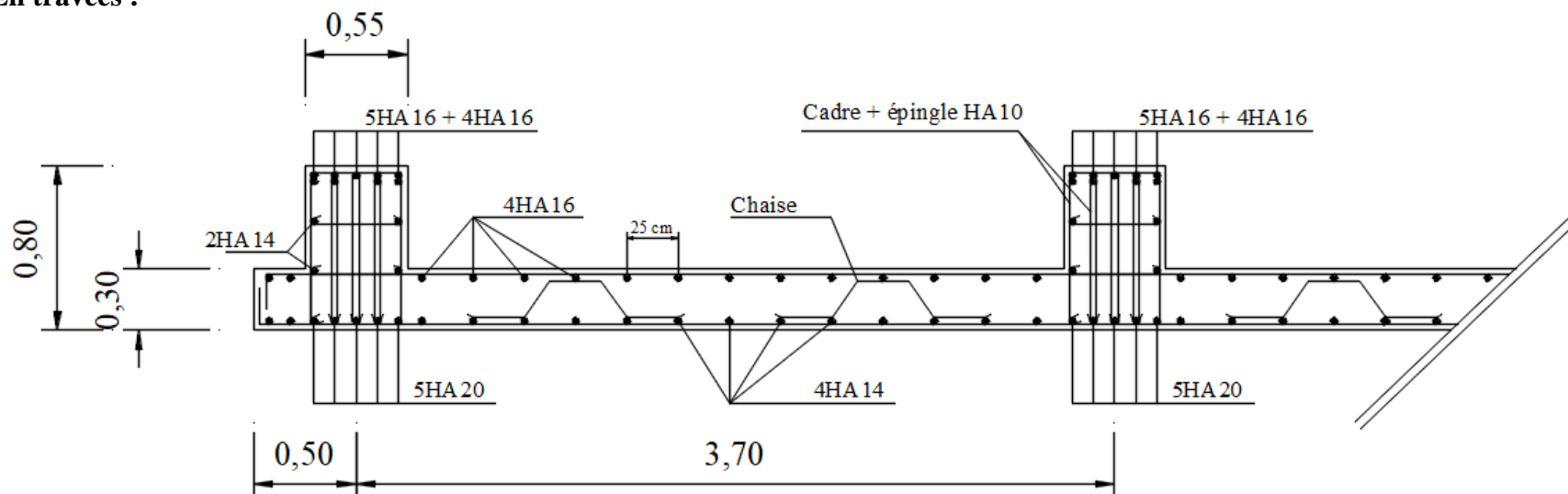
**e. Schéma de ferrailage du radier général (nervuré) :**

- **Aux appuis :**



**Figure VII.9 : Schéma de ferrailage du radier (aux appuis) sens y-y.**

- **En travées :**



**Figure VII.10 : Schéma de ferrailage du radier (en travées) sens y-y.**

- Aux appuis :

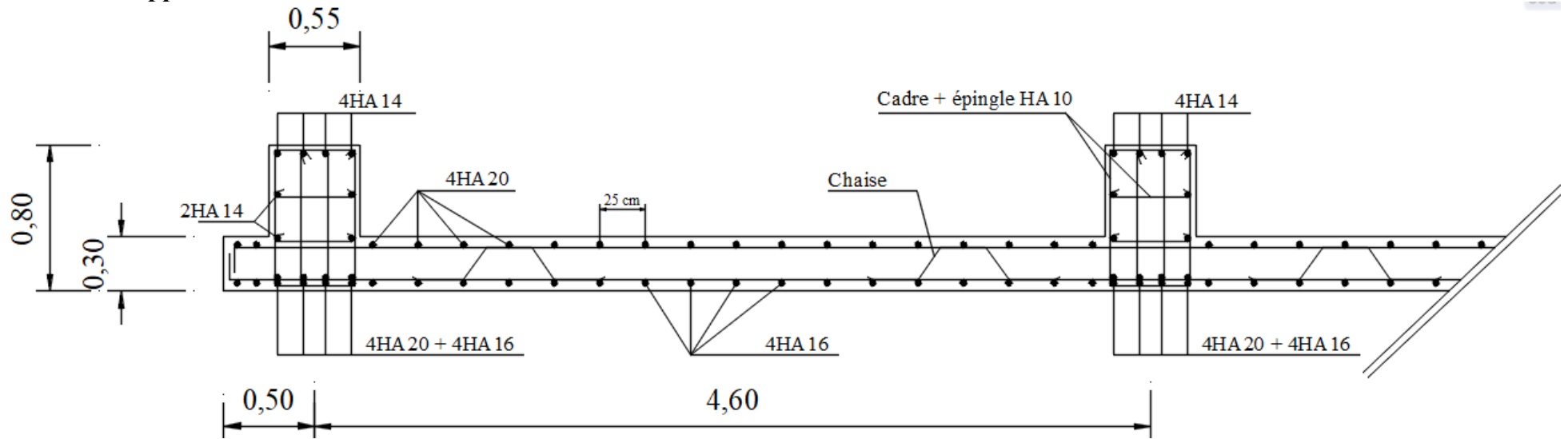


Figure VII.11 : Schéma de ferrailage du radier (aux appuis) sens x-x.

- En travées :

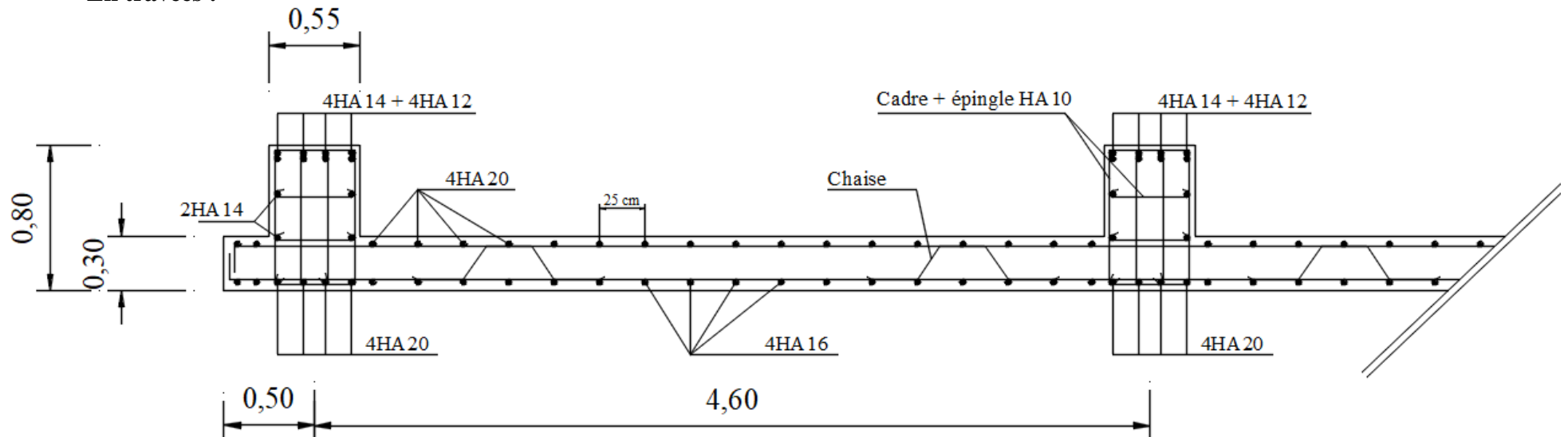


Figure VII.12 : Schéma de ferrailage du radier (en travées) sens x-x.

# Conclusion générale

## **Conclusion générale :**

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à voile porteur (voile-portique), est une expérience qui nous a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation.

Il nous a permis de voir d'autres méthodes utiles à l'ingénieur en génie civil en tenant compte des règlements en vigueur, comme il nous a incité à nous documenter d'avantage parce que quelle que soit la méthode utilisée pour le calcul d'un bâtiment (calcul manuel ou calcul avec logiciel) l'ingénieur fera toujours appel à ses connaissances de base du domaine du génie civil.

On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en génie civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à la concordance avec le côté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :

- La résistance ;
- La durabilité ;
- L'économie.

Nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour les promotions à venir.

# *Bibliographies*

## **Règlement :**

Règles parasismique Algériennes RPA99/Version 2003.  
Règles de calcul de béton armé au états limites BAEL91 révisé 99.  
Documents technique réglementaire DTR B.C. 2.2.  
Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93.

## **Livres :**

Contrôle d'exécution Rappels de Béton Armé et principes de ferrailage.....Xavier HERVAIS.  
Béton armé guide de calcul.....Henri Renaud.  
Conceptions et calcul des structures de bâtiment.....Henry Thonier.  
Calcul des structures selon l'RPA99/Version 2003.....Rafik Taleb.

## **Cours :**

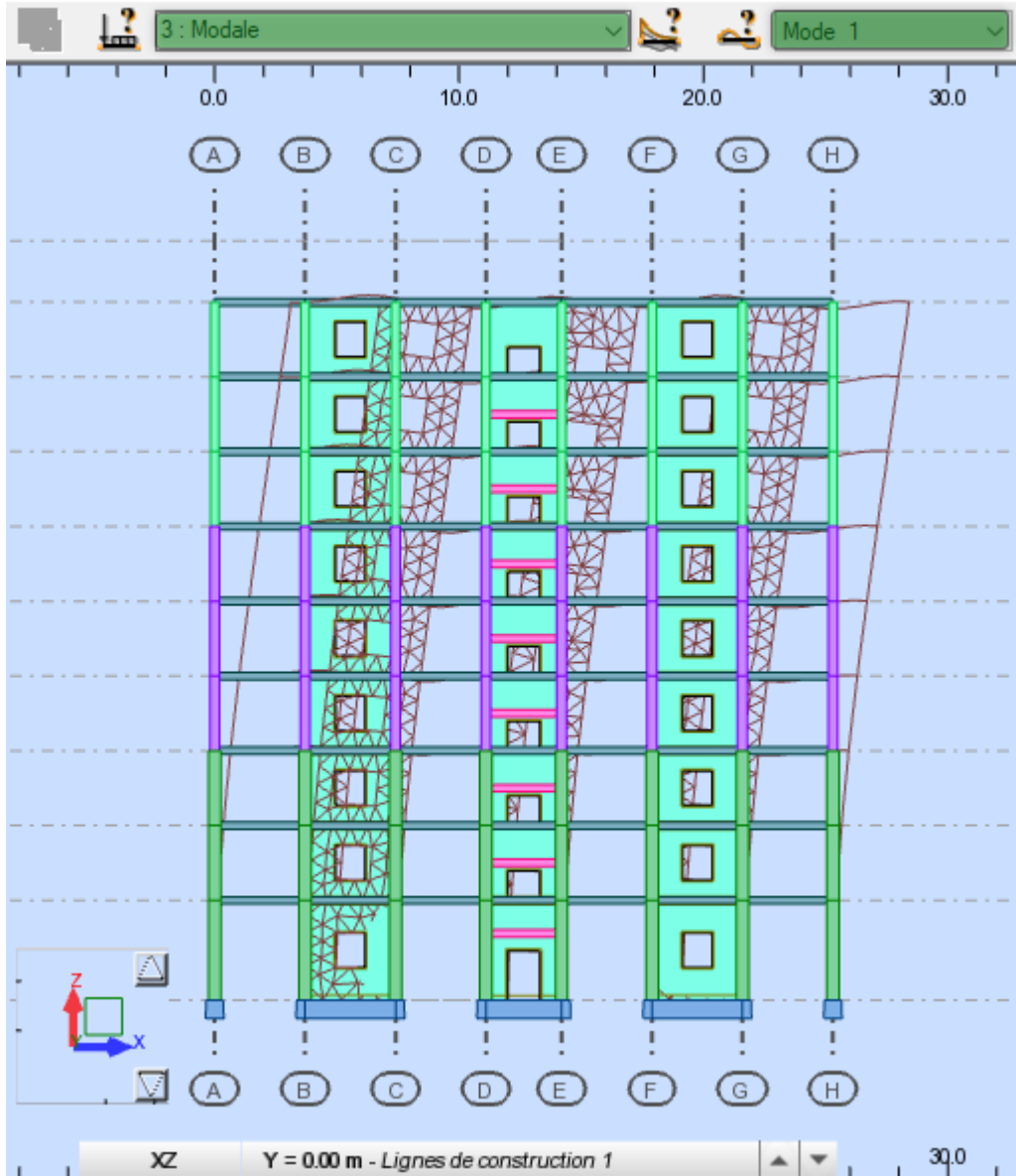
Cours et TD des années de spécialité (Béton armé, RDM, Bâtiment, ...etc.)  
Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.

## **Logiciels :**

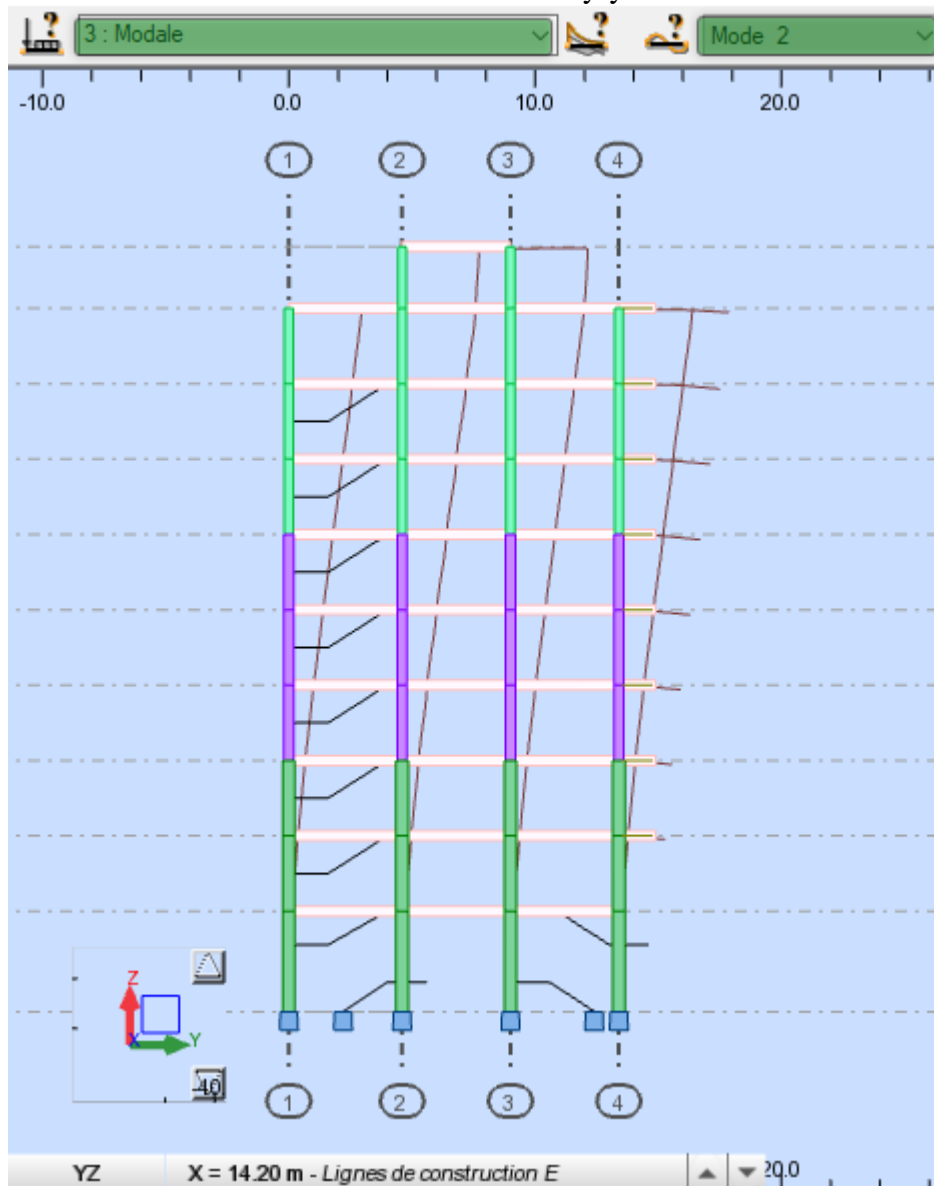
Microsoft Word 2019.  
Microsoft Excel 2019.  
Microsoft PowerPoint 2019.  
Logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018.  
Logiciel de dessin AutoCAD 2017.  
Logiciel de ferrailage SOCOTEC.

# Annexe

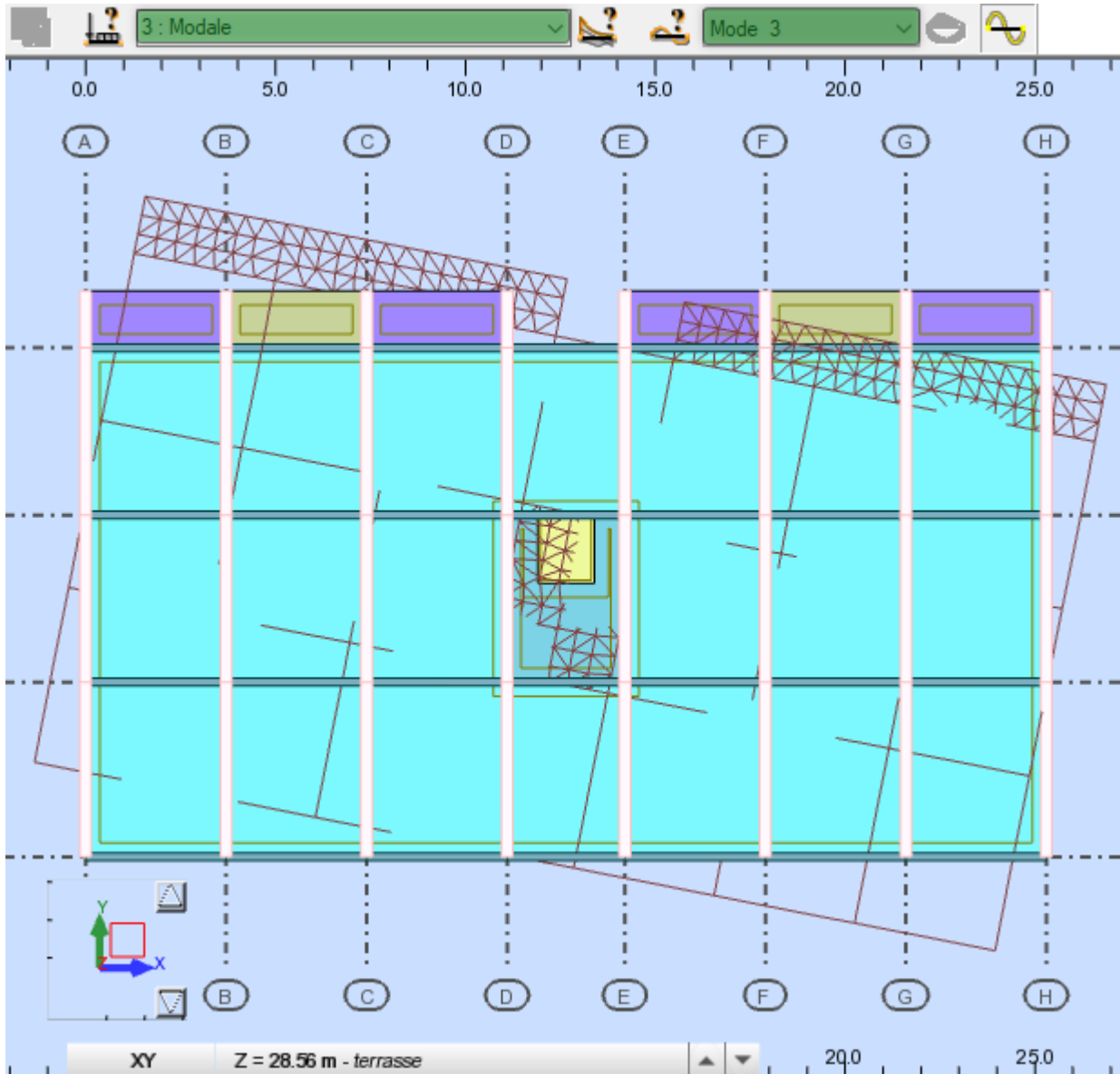
Translation suivant x-x



Translation suivant y-y



Torsion suivant z-z



Liste des chargement introduit dans le logiciel ROBOT

Cas	Type de charge	Liste	Valeurs de la charge (m) (kN) (Deg)
1:G	poids propre	1A312 314A3	'PZ Moins Coef=1.00
1:G	(EF) surfacique uniforme	766A768 777	'PZ=-5.110[kN/m2]
2:Q	(EF) surfacique uniforme	768 777A782	'PZ=-1.500[kN/m2]
2:Q	(EF) surfacique uniforme	766 767	'PZ=-2.500[kN/m2]
1:G	(EF) surfacique uniforme	769 857	'PZ=-5.660[kN/m2]
2:Q	(EF) surfacique uniforme	769 857	'PZ=-1.000[kN/m2]
1:G	(EF) surfacique uniforme	840A848	'PZ=-1.360[kN/m2]
2:Q	(EF) surfacique uniforme	840A848	'PZ=-1.500[kN/m2]
1:G	(EF) surfacique uniforme	835 838	'PZ=-2.970[kN/m2]
2:Q	(EF) surfacique uniforme	835 838	'PZ=-1.000[kN/m2]
1:G	(EF) surfacique uniforme	834 836 837	'PZ=-2.810[kN/m2]
2:Q	(EF) surfacique uniforme	834 836 837	'PZ=-1.000[kN/m2]
1:G	(EF) surfacique uniforme	862A864 870	'PZ=-2.500[kN/m2]
1:G	(EF) surfacique uniforme	859A861 867	'PZ=-1.360[kN/m2]
2:Q	(EF) surfacique uniforme	859A864 867	'PZ=-2.500[kN/m2]
1:G	charge uniforme	289A295 310	'PZ=-1.661[kN/m]
2:Q	charge uniforme	350A356 367	'PZ=-0.487[kN/m]
2:Q	charge uniforme	289A295 310	'PZ=-0.813[kN/m]
1:G	charge uniforme	714A720 724	'PZ=-1.840[kN/m]
2:Q	charge uniforme	714A720 724	'PZ=-0.325[kN/m]
1:G	charge uniforme	296 297 300	'PZ=-3.321[kN/m]
2:Q	charge uniforme	357A669P52	'PZ=-0.975[kN/m]
2:Q	charge uniforme	296 297 300	'PZ=-1.625[kN/m]
1:G	charge uniforme	721A723 725	'PZ=-3.679[kN/m]
2:Q	charge uniforme	721A723 725	'PZ=-0.650[kN/m]
1:G	charge uniforme	714A720 738	'PZ=-1.725[kN/m]
2:Q	charge uniforme	714A720 738	'PZ=-1.000[kN/m]
1:G	(EF) linéaire sur les bords	834_BORD(4)	'PZ=-1.725[kN/m]
2:Q	(EF) linéaire sur les bords	834_BORD(4)	'PZ=-1.000[kN/m]
1:G	force nodale	3336	'FZ=-90.000[kN]
2:Q	force nodale	3336	'FZ=-9.000[kN]
1:G	(EF) surfacique uniforme	793A832P3	'PZ=-1.520[kN/m2]
2:Q	(EF) surfacique uniforme	793A832P3	'PZ=-3.500[kN/m2]
1:G	(EF) surfacique uniforme	792A831P3 7	'PZ=-1.360[kN/m2]
2:Q	(EF) surfacique uniforme	792A831P3 7	'PZ=-1.500[kN/m2]
*			

### Section des éléments structuraux et non structuraux

	Nom de la section	HY [cm]	HZ [cm]	VY [cm]	VZ [cm]	VPY [cm]	VPZ [cm]
	POT 3/5	40.0	40.0	20.0	20.0	20.0	20.0
	POT 6/8	35.0	35.0	17.5	17.5	17.5	17.5
	POT RDC/2	50.0	50.0	25.0	25.0	25.0	25.0
	PP	30.0	40.0	15.0	20.0	15.0	20.0
	PPA	20.0	30.0	10.0	15.0	10.0	15.0
	PS	20.0	30.0	10.0	15.0	10.0	15.0

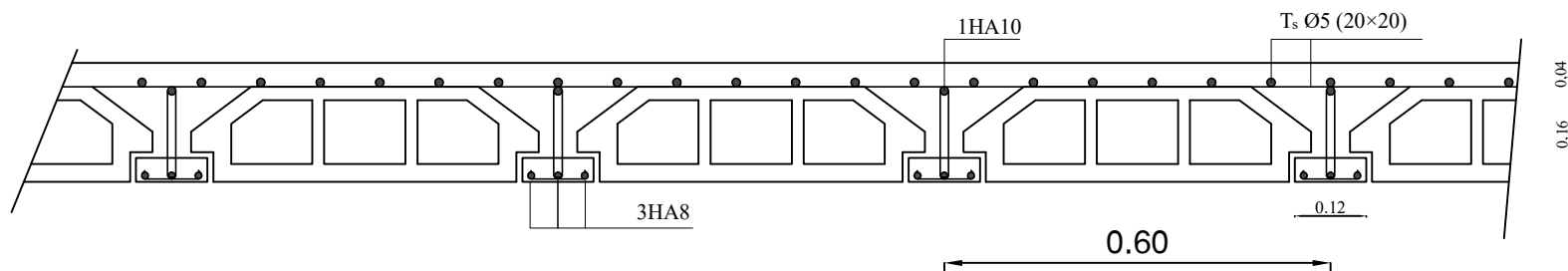
	Nom de l'épaisseur	Liste de panneaux	Matériau	Epaisseur [cm]	E [MPa]
*	PES	766 767	BETON25	0.00	32000.00
*	PEC	768 777A782	BETON25	0.00	32000.00
*	PET	769 857	BETON25	0.00	32000.00
*	PAF	792A831P3 794A833P3	BETON25	15.00	32000.00
*	BALCON	793A832P3	BETON25	15.00	32000.00
*	BALCON T	835 838	BETON25	15.00	32000.00
*	PAF T	834 836 837 839 858	BETON25	15.00	32000.00
*	DPA	840A848	BETON25	15.00	32000.00
*	PI	859A861 867A902P5 86	BETON25	20.00	32000.00
*	VOLEE	862A864 870A905P5 87	BETON25	20.00	32000.00
*	VOILES	329 337 771A776 783 7	BETON25	20.00	32000.00
*	DPSM	1156	BETON25	15.00	32000.00

### Béton

	Matériau	E [MPa]	NU	Re [MPa]	G [MPa]
<b>1</b>	BETON25	32000.00	0.2	25.00	13300.00

# Plans

## **- FERRAILLAGE DU PLANCHER -**

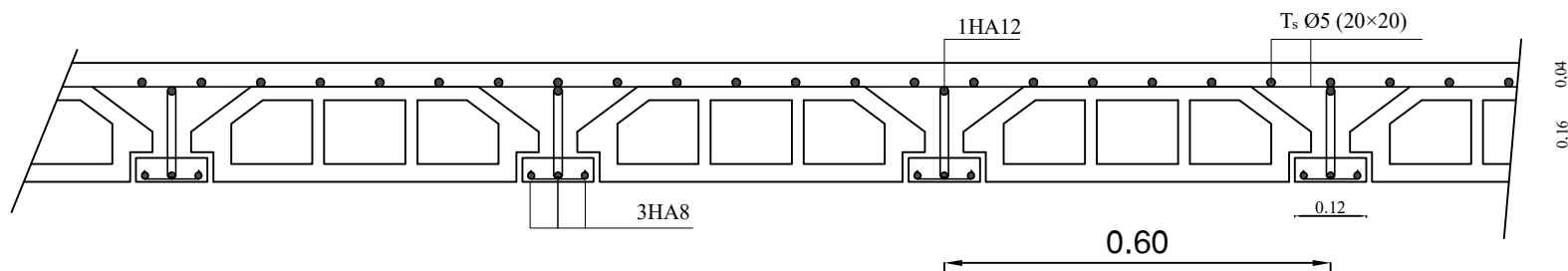


**UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU**  
**Faculté du Genie de la Construction**  
**Département de Génie Civil**

### **-Coffrage et ferrailage du plancher étage courant et étage terrasse -**

<u>Proposé par:</u>		2018-2019
<u>Présenté par:</u>	M <sup>r</sup> : SELLAM Yamine M <sup>r</sup> : TAREB Ahmed	Plan:
<u>Encadré par:</u>	M <sup>r</sup> : KACHI Med Said.	Echelle:

## **- FERRAILLAGE DU PLANCHER -**



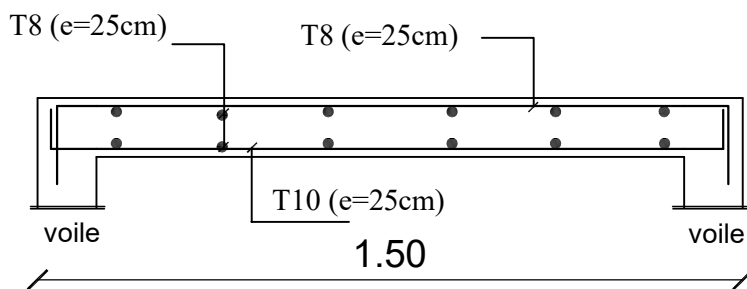
**UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI-OUZOU**  
**Faculté du Genie de la Construction**  
**Département de Génie Civil**

### **-Coffrage et ferrailage du plancher étage de service -**

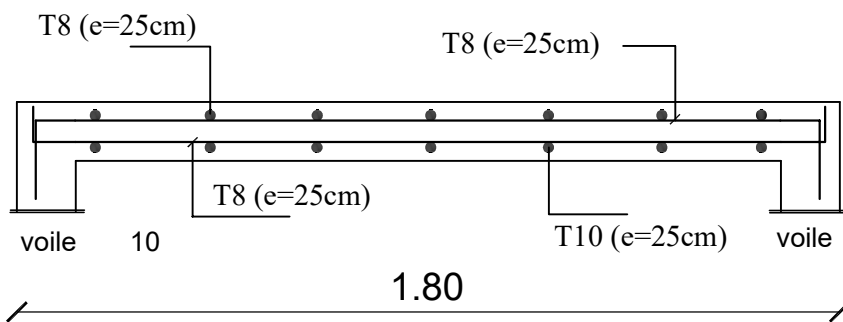
<u>Proposé par:</u>		2018-2019
<u>Présenté par:</u>	M <sup>r</sup> : SELLAM Yamine M <sup>r</sup> : TAREB Ahmed	Plan:
<u>Encadré par:</u>	M <sup>r</sup> : KACHI Med Said.	Echelle:

## -Ferrailage Dalle Salle Machine

### Sens x-x

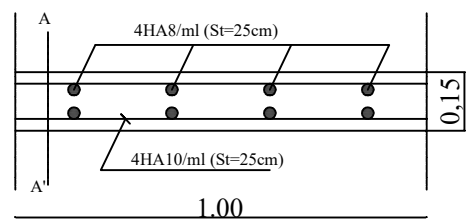


### Sens y-y

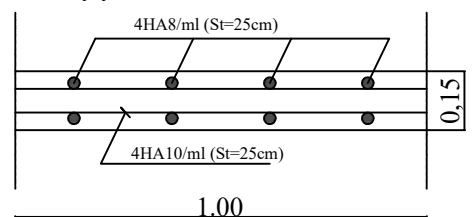


## -Dalle Pleine d'Ascenseur

Sens x-x



Sens y-y



UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI-OUZOU

Faculté du Genie de la Construction

Département de Génie Civil

**-Ferrailage Dalle Salle Machine**

**-Dalle Pleine d'Ascenseur**

Proposé par:

2018-2019

Présenté par:

M<sup>r</sup>: SELLAM Yamine  
M<sup>r</sup>: TAREB Ahmed

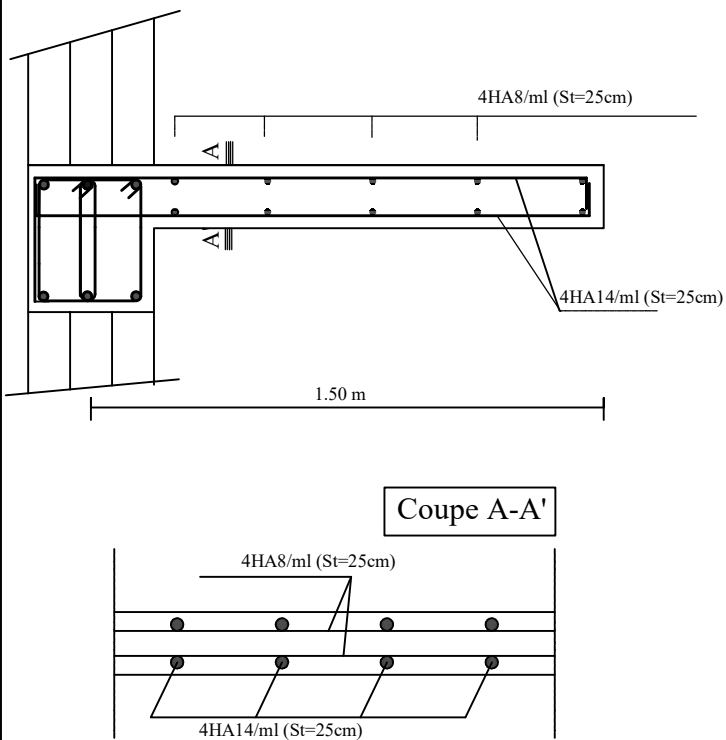
Plan:

Encadré par:

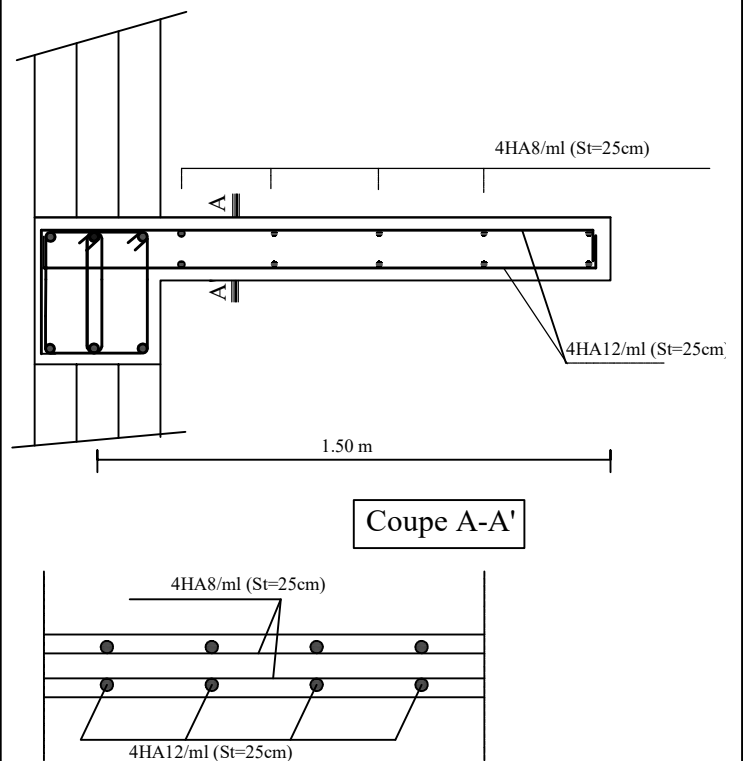
M<sup>r</sup>: KACHI Med Said.

Echelle:

## -Ferrailage des Porte-à-Fond



## -Ferrailage des Balcons



**UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI-OUZOU**  
**Faculté du Genie de la Construction**  
**Département de Génie Civil**

## **-Ferrailage des Balcons**

## **-Ferrailage des Porte-à-Fond**

Proposé par:

2018-2019

Présenté par:

M<sup>r</sup>: SELLAM Yamine  
M<sup>r</sup>: TAREB Ahmed

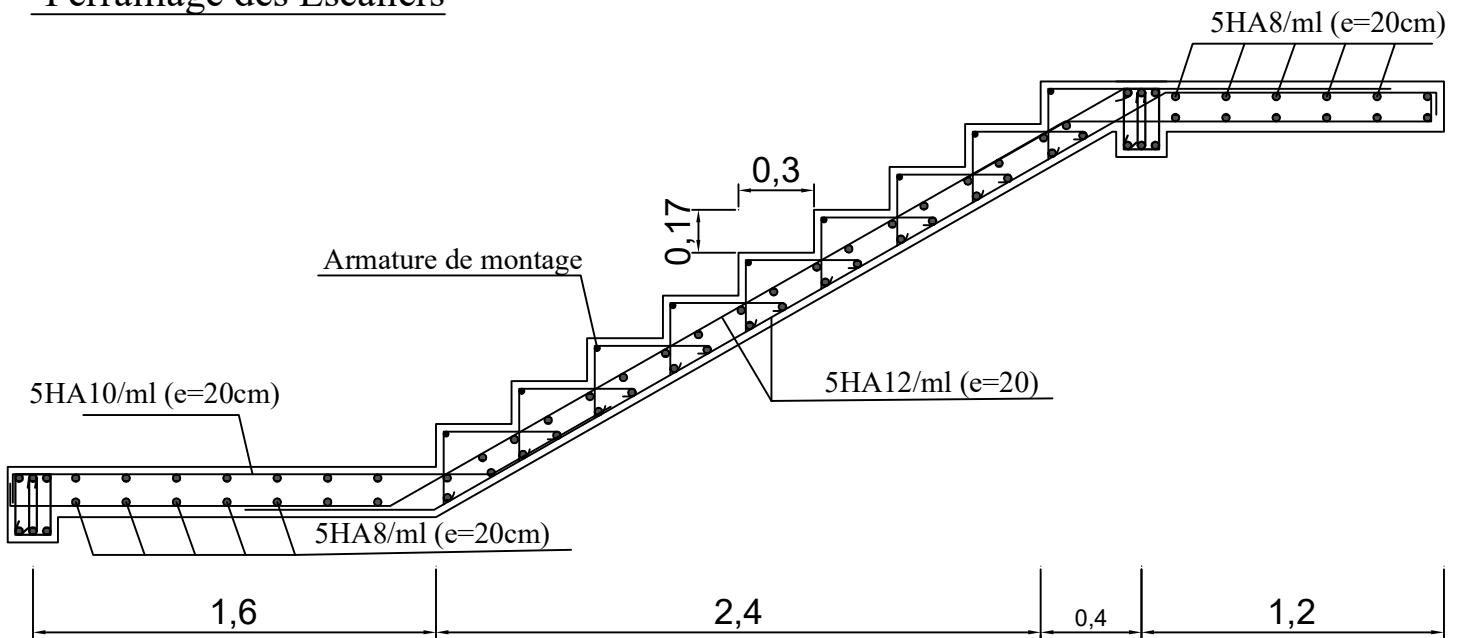
Plan:

Encadré par:

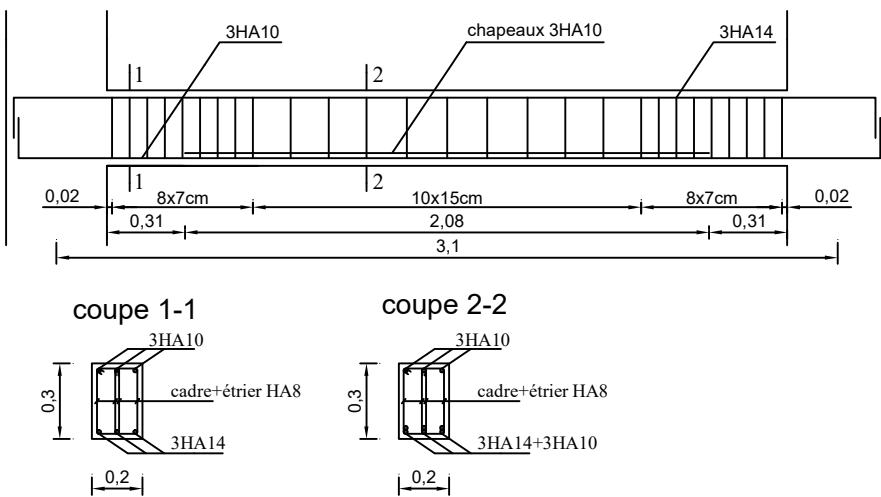
M<sup>r</sup>: KACHI Med Said.

Echelle:

## -Ferrailage des Escaliers



## -Ferrailage Poutre Palière



**UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI-OUZOU**

**Faculté du Genie de la Construction**

**Département de Génie Civil**

## **-Ferrailage des Escaliers**

## **-Ferrailage Poutre Palière**

Proposé par:

2018-2019

Présenté par:

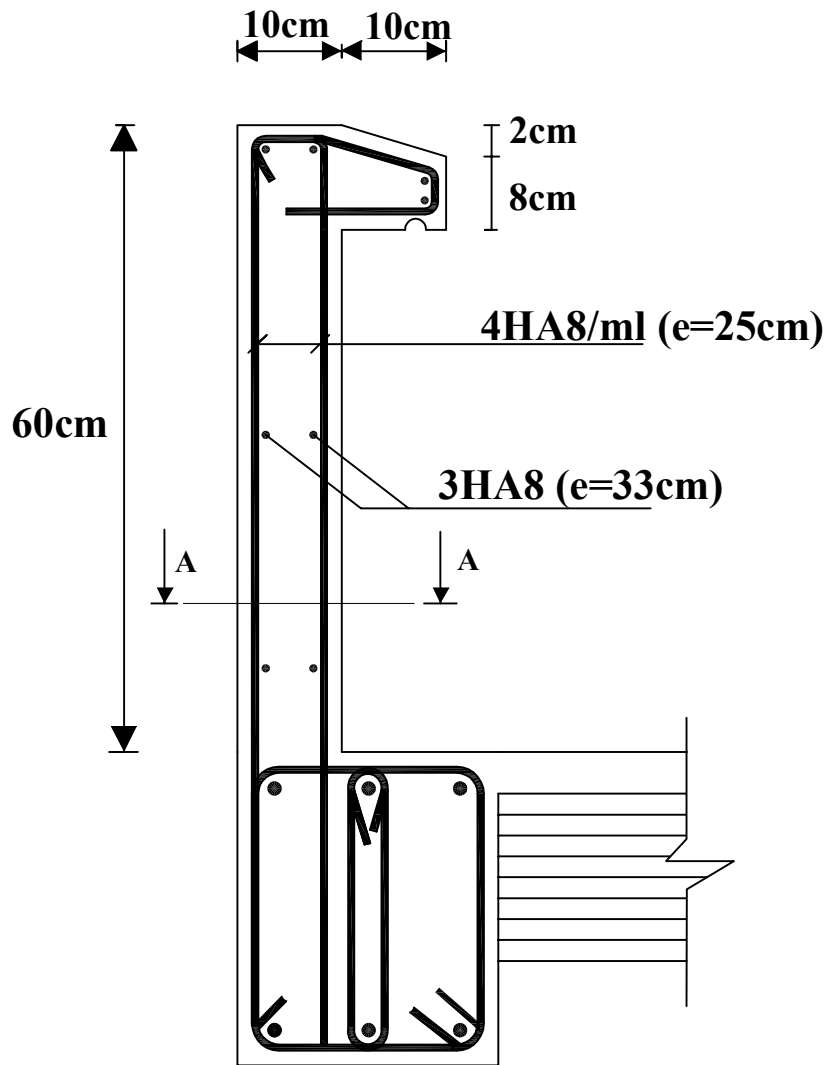
M<sup>r</sup>: SELLAM Yamine  
M<sup>r</sup>: TAREB Ahmed

Plan:

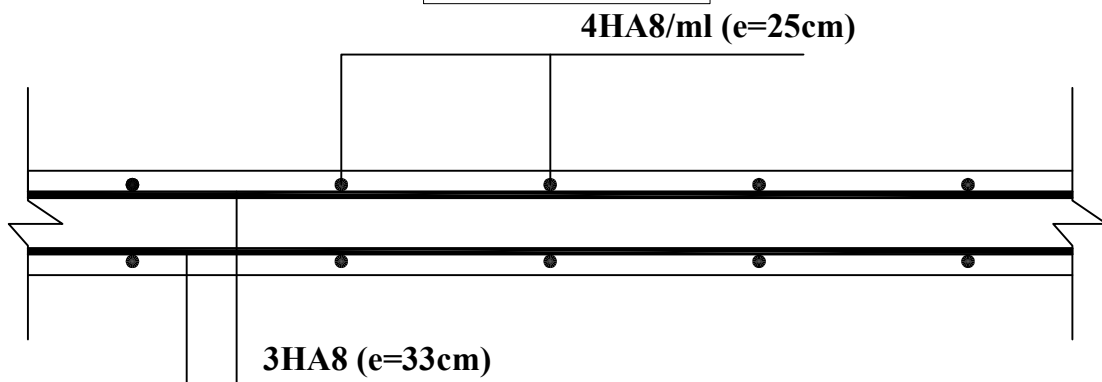
Encadré par:

M<sup>r</sup>: KACHI Med Said.

Echelle:



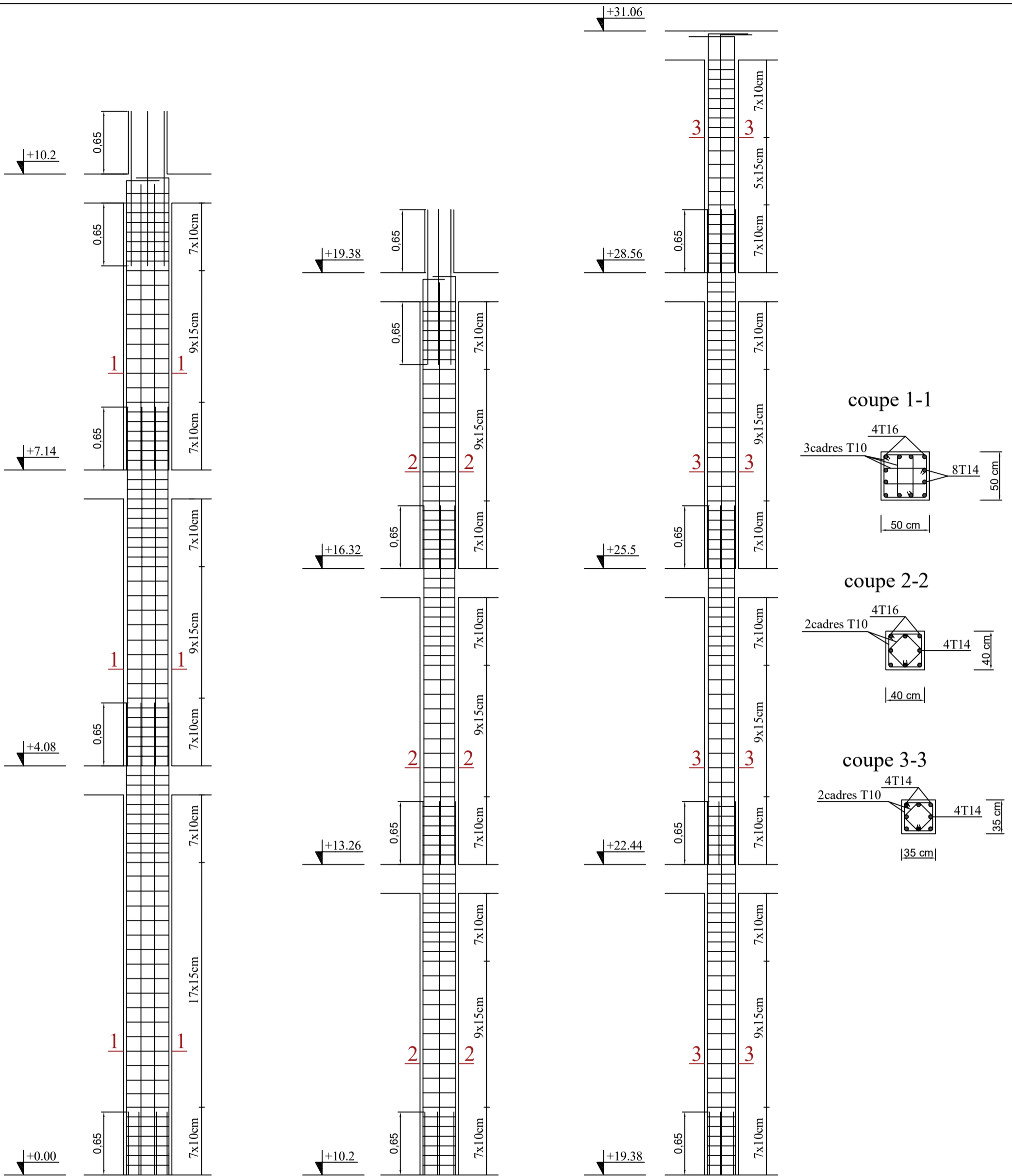
**Coupe A-A**



**UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI-OUZOU**  
**Faculté du Genie de la Construction**  
**Département de Génie Civil**

**-Ferrailage de l'acrotère**

Proposé par:		2018-2019
Présenté par:	M <sup>r</sup> : SELLAM Yamine M <sup>r</sup> : TAREB Ahmed	Plan:
Encadré par:	M <sup>r</sup> : KACHI Med Said.	Echelle:

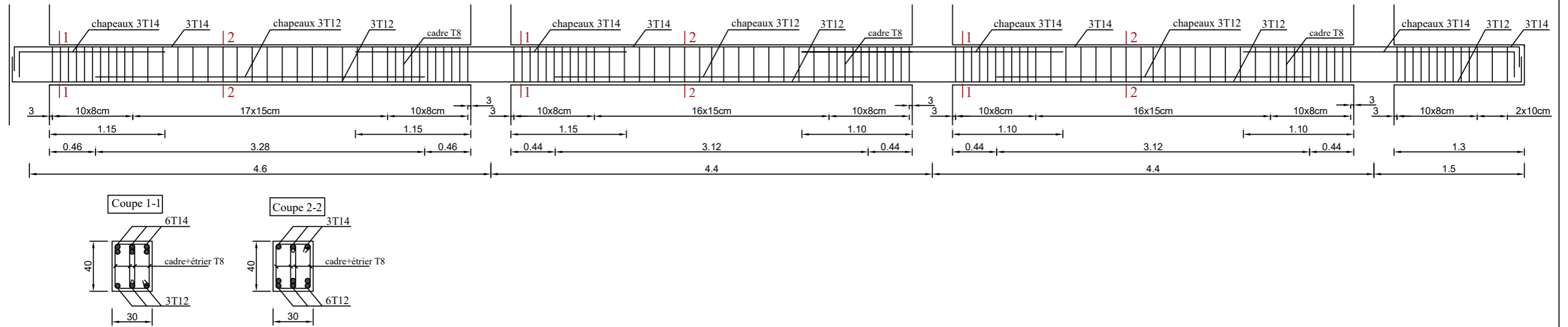


**UNIVERSITE MOULOD MAAMERI DE TIZI-OUZOU**  
**Faculté du Genie de la Construction**  
**Département de Génie Civil**

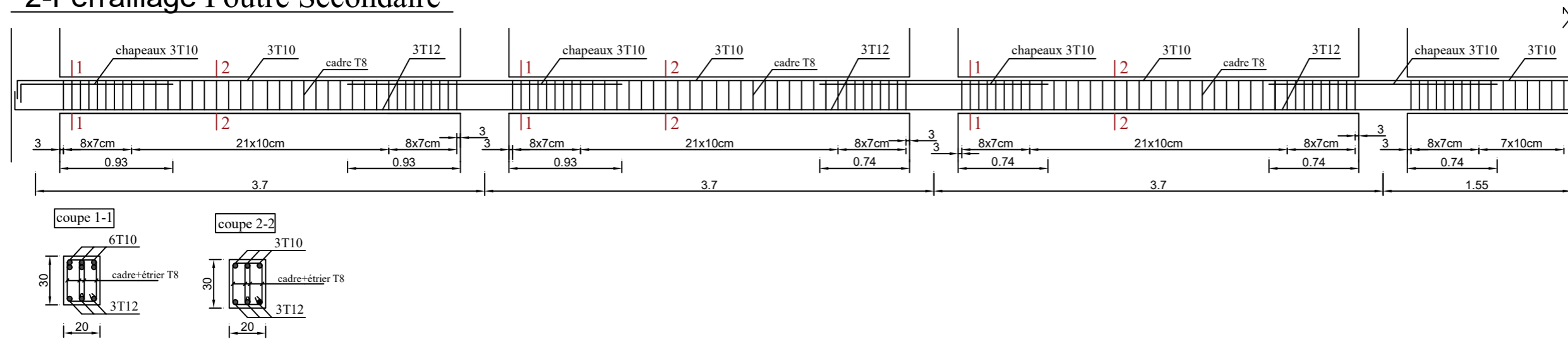
**-Ferrailage des Poteaux**

Proposé par:		2018-2019
Présenté par:	M <sup>r</sup> : SELLAM Yamine M <sup>r</sup> : TAREB Ahmed	Plan:
Encadré par:	M <sup>r</sup> : KACHI Med Said.	Echelle:

## 1-Ferrailage Poutre Principale



## 2-Ferrailage Poutre Secondaire

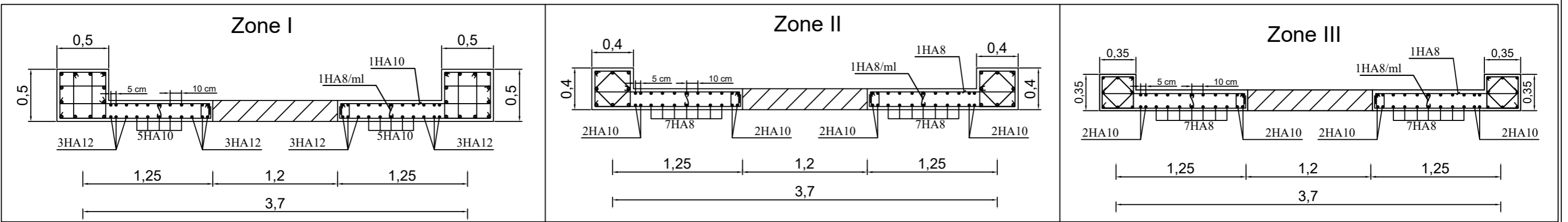


**UNIVERSITE MOULOU MAAMERI DE TIZI-OUZOU**  
**Faculté du Genie de la Construction**  
**Département de Génie Civil**

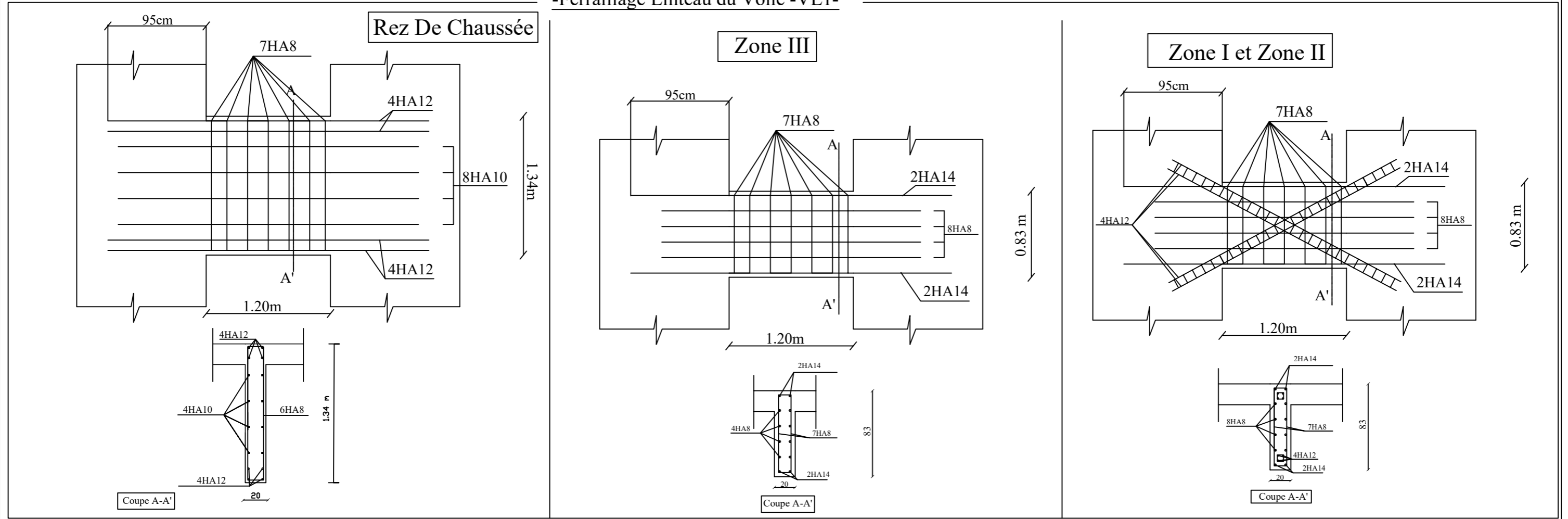
**-Coffrage et ferrailage des Poutres Principale**  
**-Coffrage et ferrailage des Poutres Secondaire**

Proposé par:		2018-2019
Présenté par:	M <sup>r</sup> : SELLAM Yamine M <sup>r</sup> : TAREB Ahmed	Plan:
Encadré par:	M <sup>r</sup> : KACHI Med Said.	Echelle:

**-Ferrailage du Voile -VL1-**



**-Ferrailage Linteau du Voile -VL1-**



**UNIVERSITE MOULOD MAAMERI DE TIZI-OUZOU**

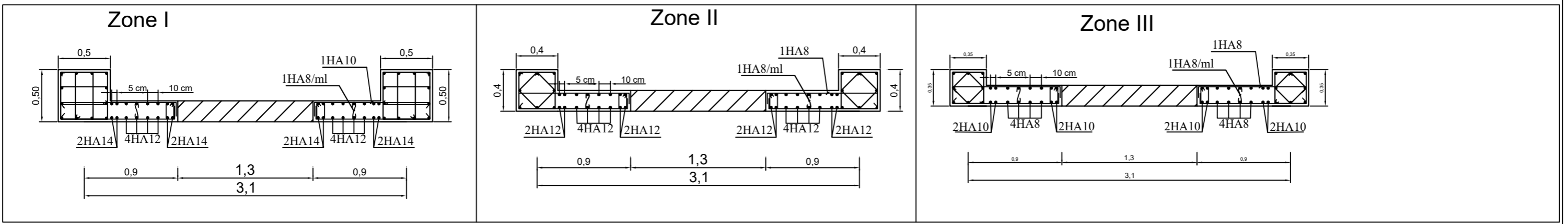
**Faculté du Genie de la Construction**

**Département de Génie Civil**

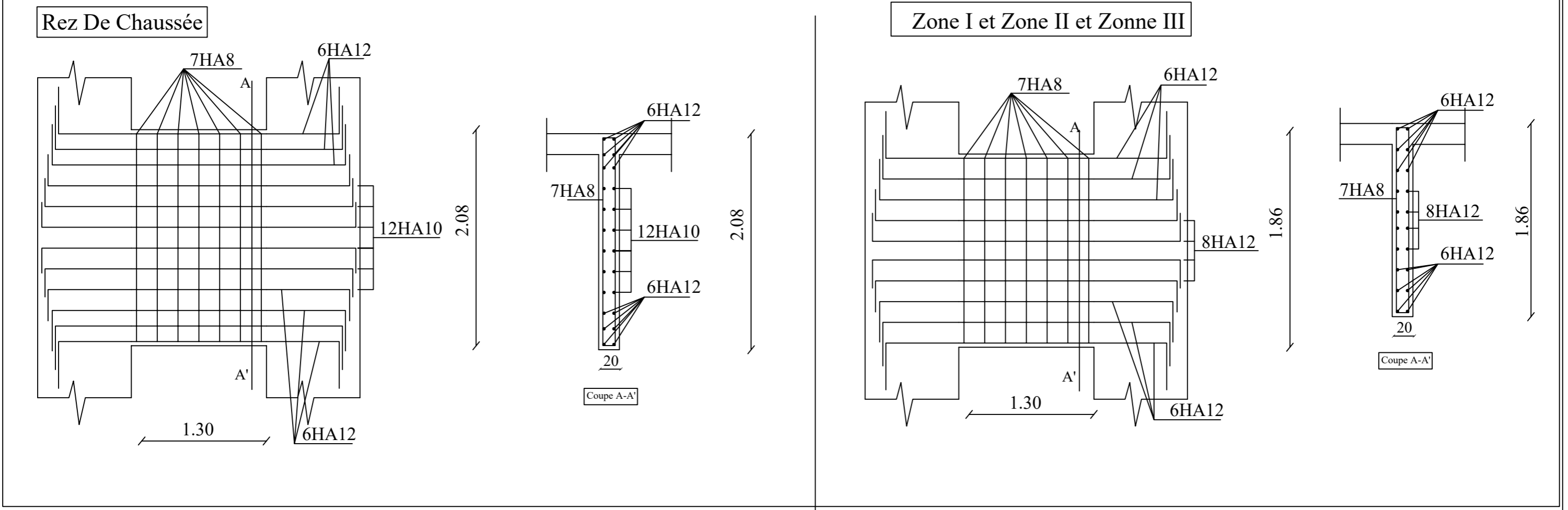
**-Ferrailage du Voile -VL1- et Linteau du Voile -VL1-**

Proposé par:		2018-2019
Présenté par:	M <sup>r</sup> : SELLAM Yamine M <sup>r</sup> : TAREB Ahmed	Plan:
Encadré par:	M <sup>r</sup> : KACHI Med Said.	Echelle:

**-Ferrailage du voile -VL2-**



**-Ferrailage Linteau du Voile -VL2-**

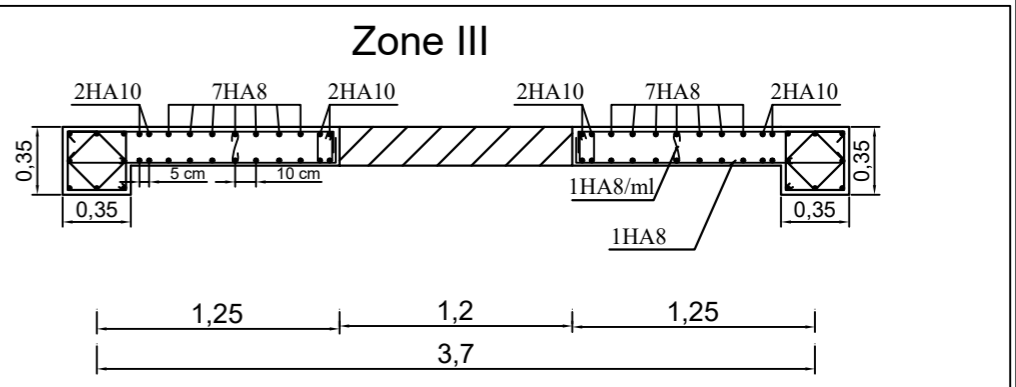
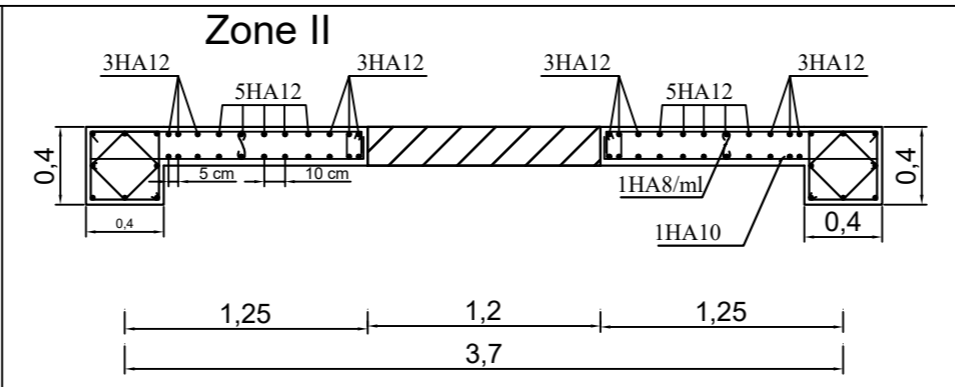
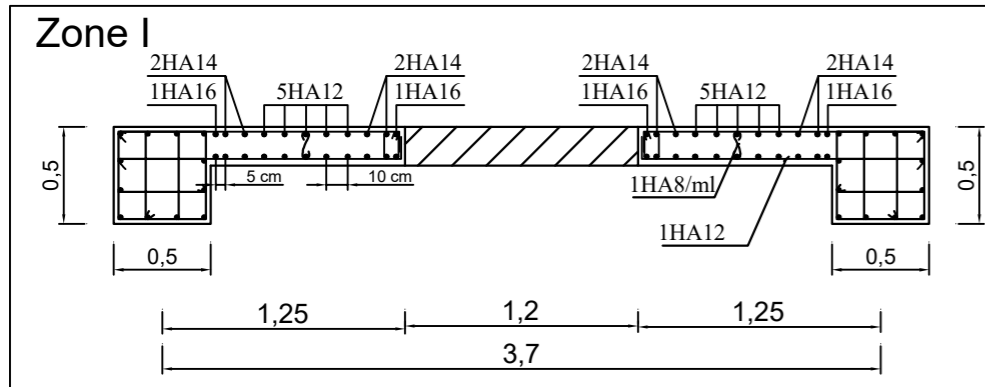


**UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI-OUZOU**  
**Faculté du Genie de la Construction**  
**Département de Génie Civil**

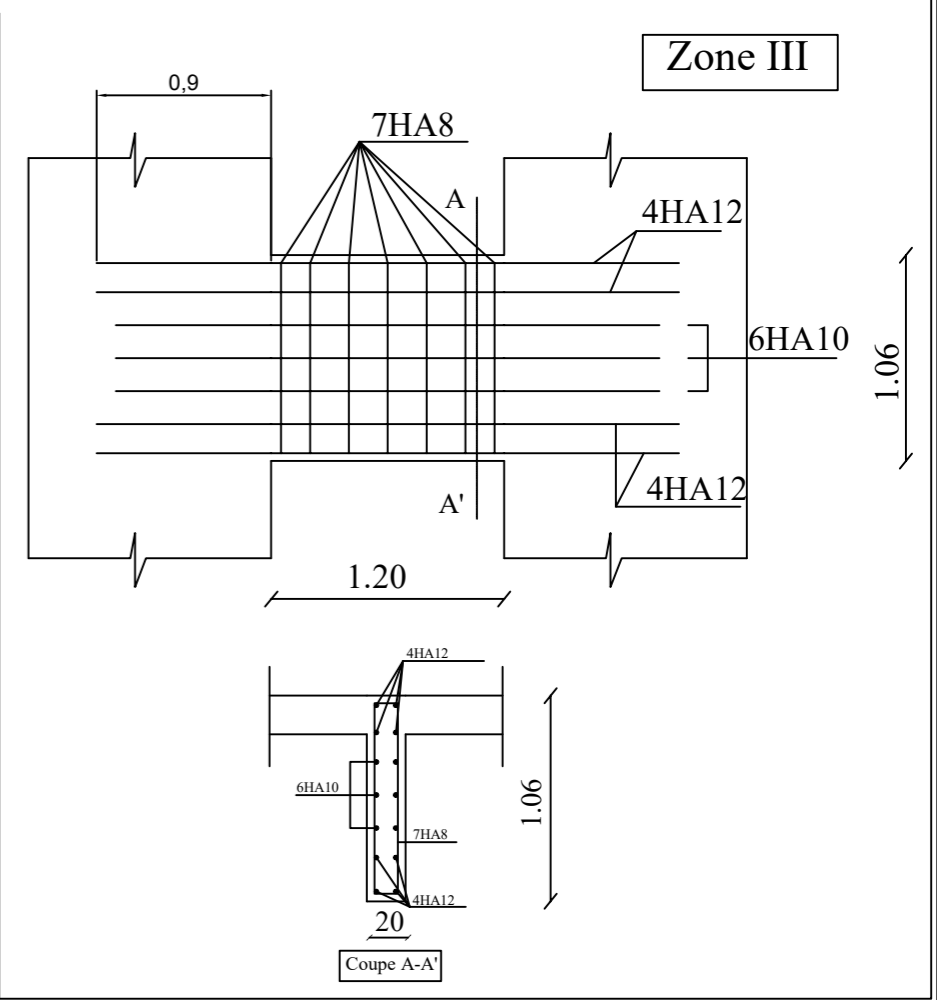
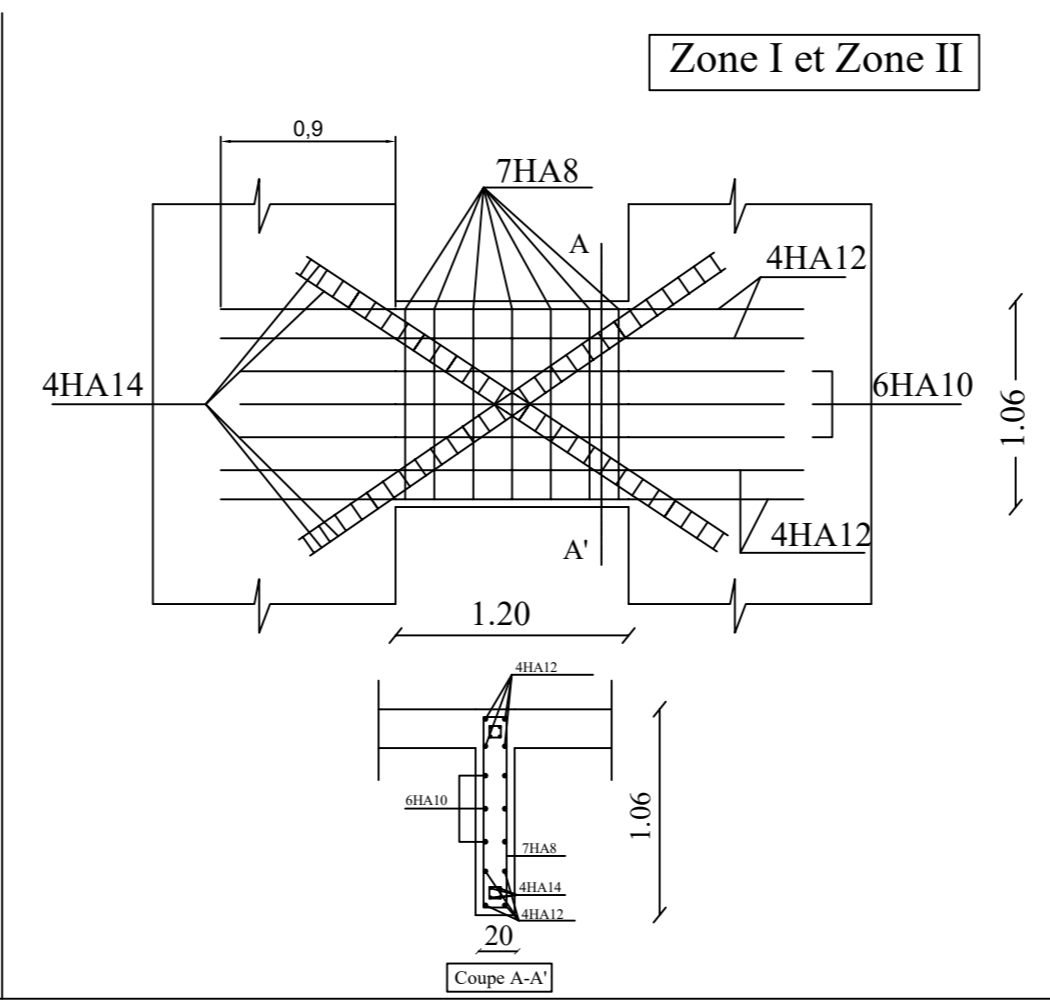
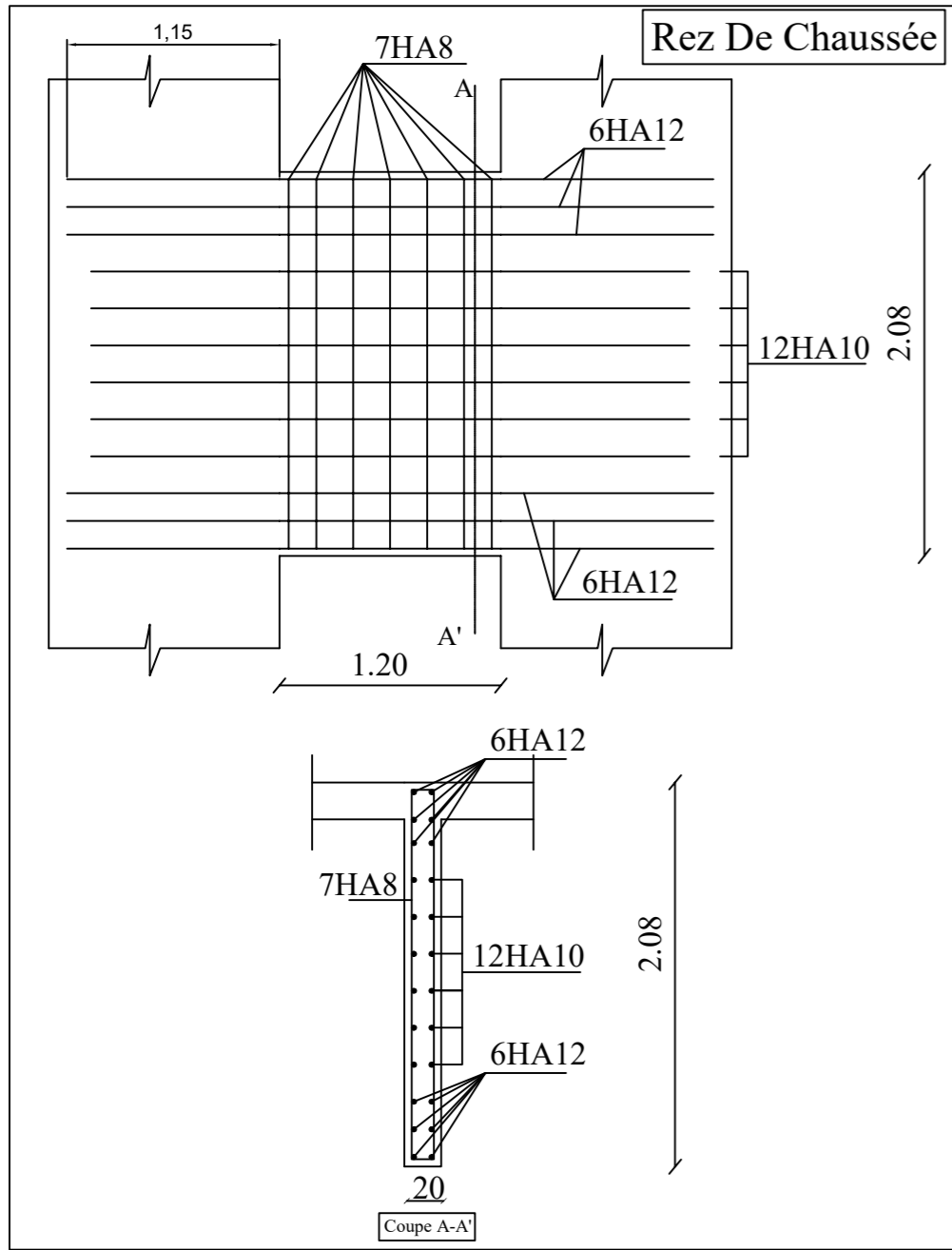
**-Ferrailage du Voile -VL2- et Linteau du Voile -VL2-**

Proposé par:		2018-2019
Présenté par:	M <sup>r</sup> : SELLAM Yamine M <sup>r</sup> : TAREB Ahmed	Plan:
Encadré par:	M <sup>r</sup> : KACHI Med Said.	Echelle:

**-Ferrailage du Voile -VL4-**



**-Ferrailage Linteau du Voile -VL4-**

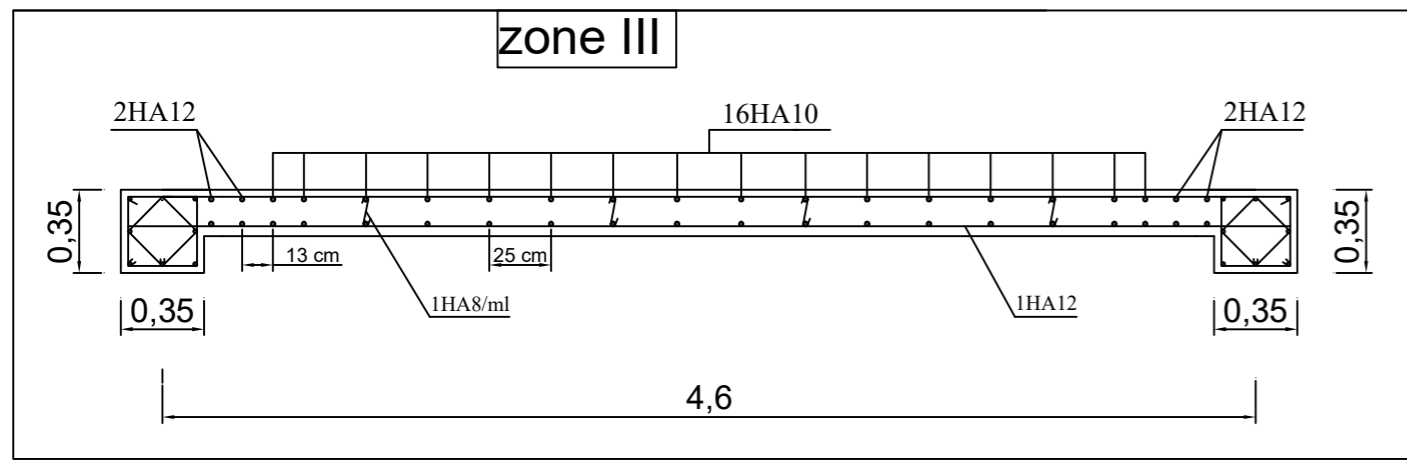
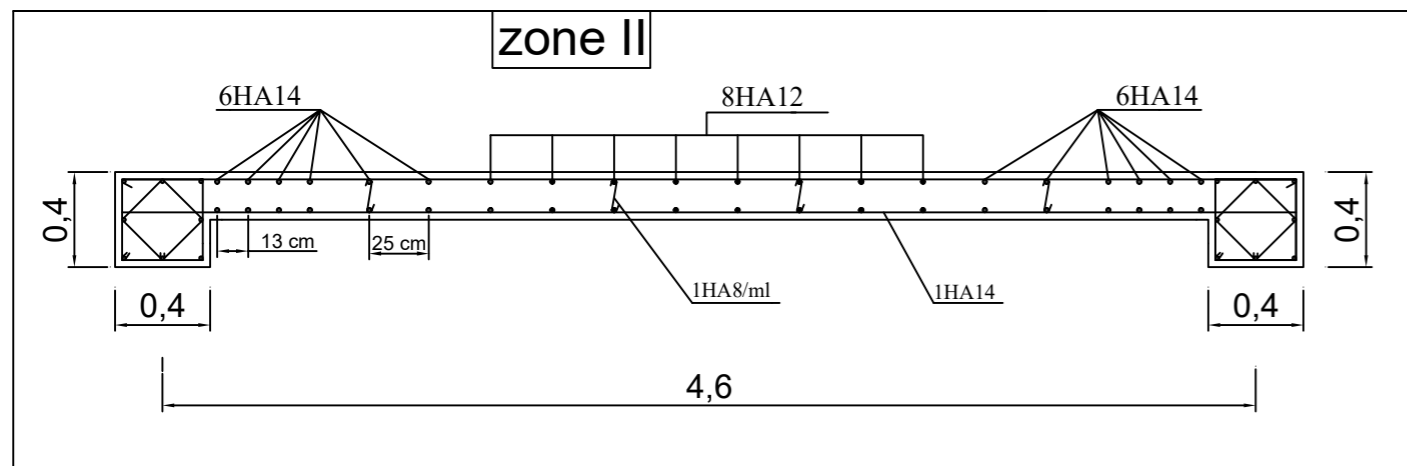
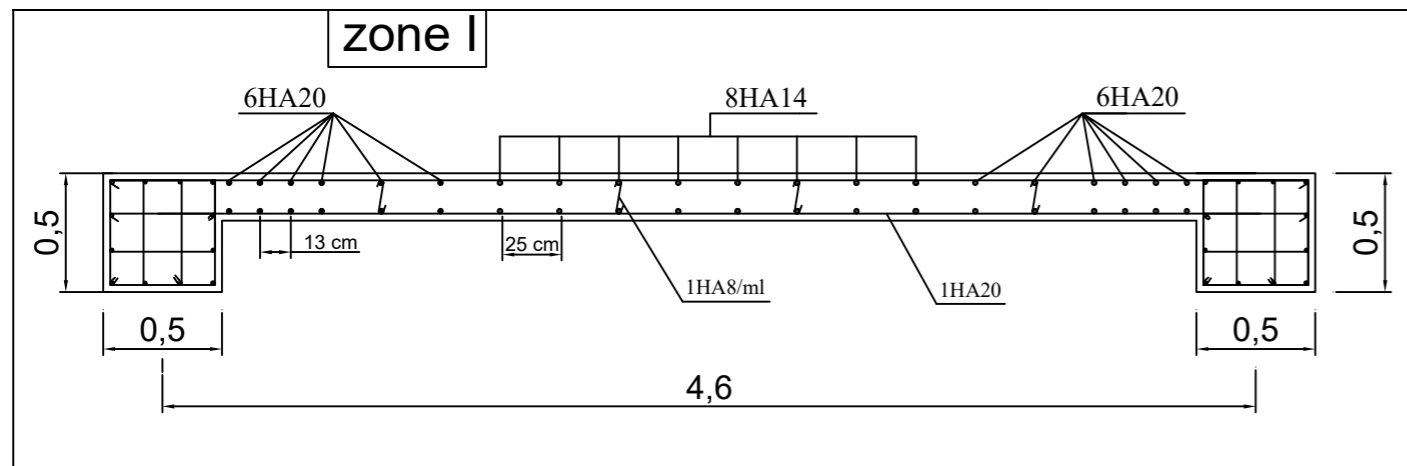


**UNIVERSITE MOULOD MAAMERI DE TIZI-OUZOU**  
**Faculté du Genie de la Construction**  
**Département de Génie Civil**

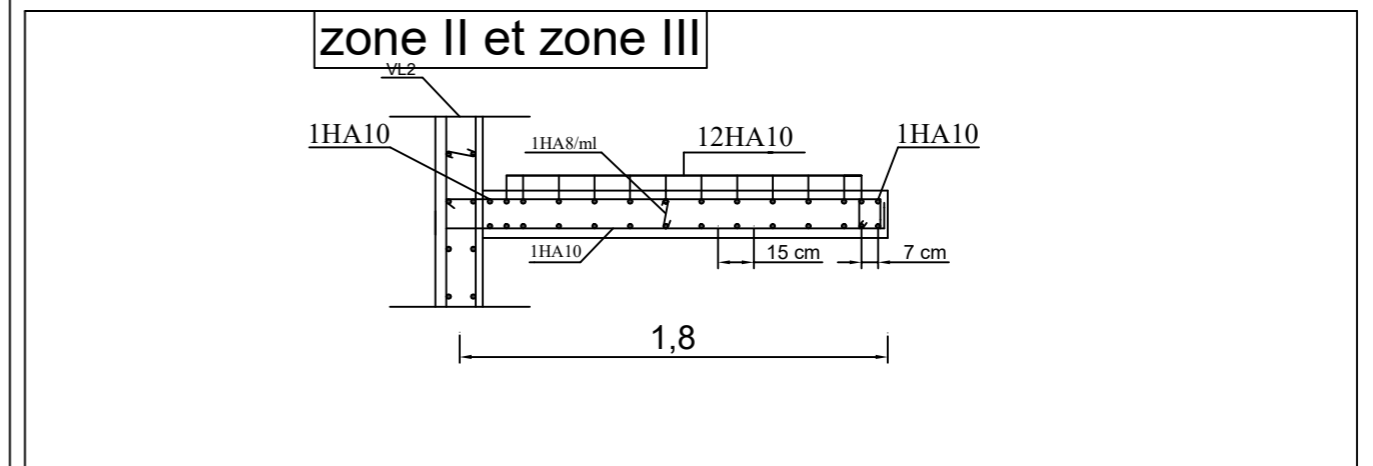
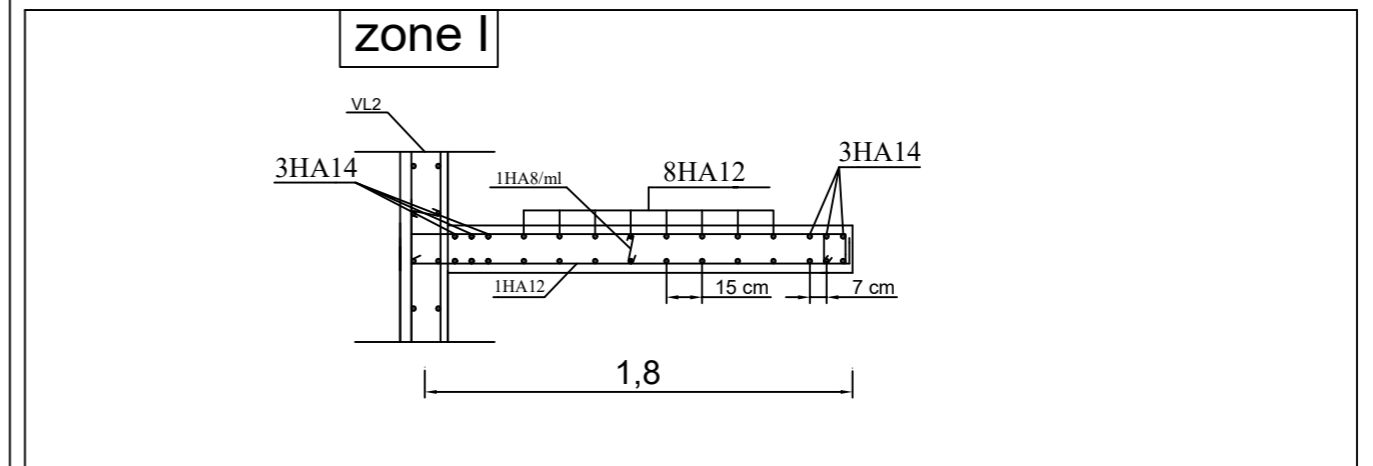
**-Ferrailage du Voile -VL4- et Linteau du Voile -VL4-**

Proposé par:		2018-2019
Présenté par:	M <sup>r</sup> : SELLAM Yamine M <sup>r</sup> : TAREB Ahmed	Plan:
Encadré par:	M <sup>r</sup> : KACHI Med Said.	Echelle:

**-Ferrailage du Voile -VT1-**



**-Ferrailage du Voile -VT2-**



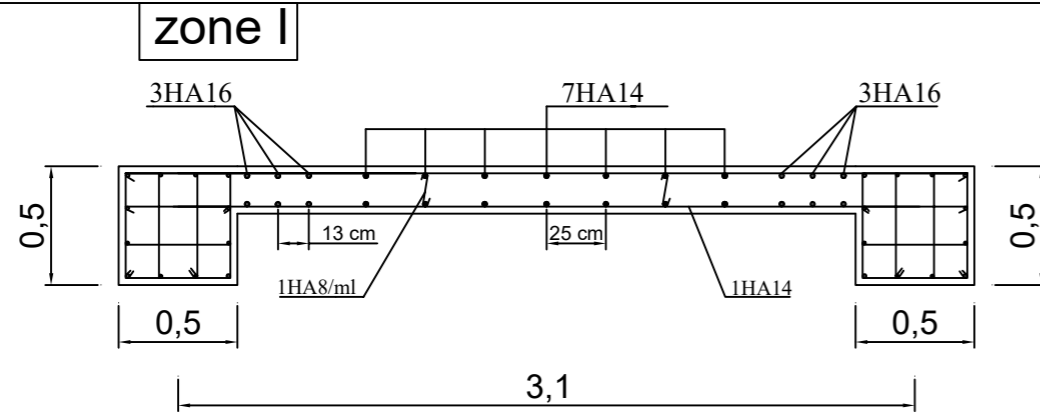
**UNIVERSITE MOULOD MAAMERI DE TIZI-OUZOU**  
**Faculté du Genie de la Construction**  
**Département de Génie Civil**

**-Ferrailage du Voile -VT1-**

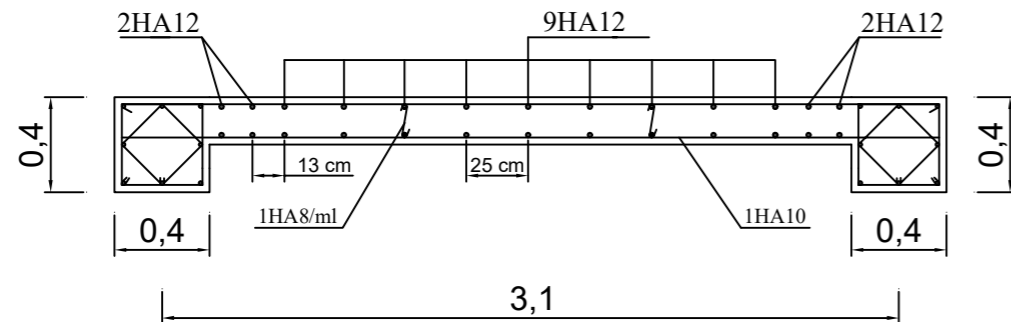
**-Ferrailage du Voile -VT2-**

Proposé par:		2018-2019
Présenté par:	M <sup>r</sup> : SELLAM Yamine M <sup>r</sup> : TAREB Ahmed	Plan:
Encadré par:	M <sup>r</sup> : KACHI Med Said.	Echelle:

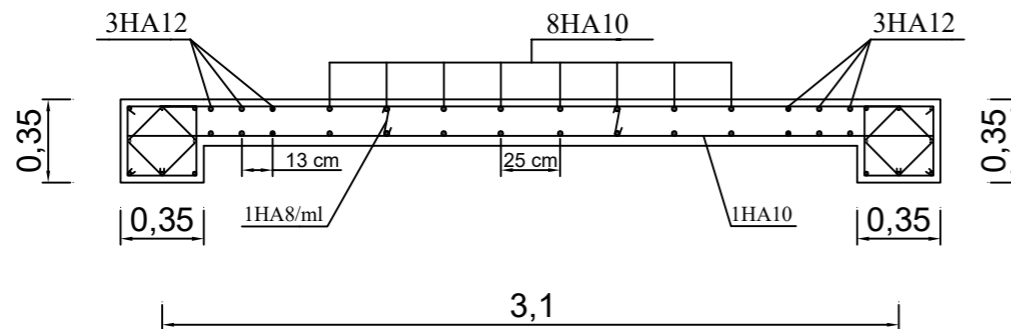
**-Ferrailage du voile -VL3-**



**zone II**

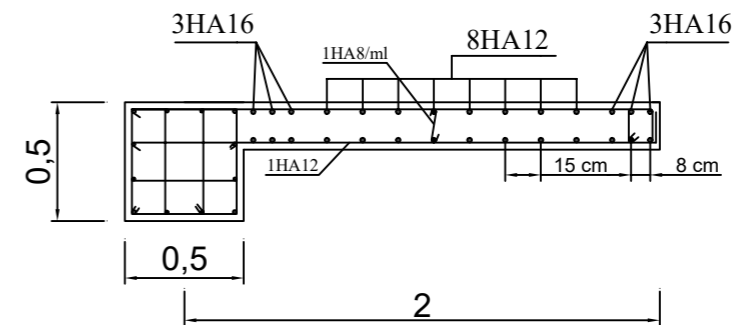


**zone III**

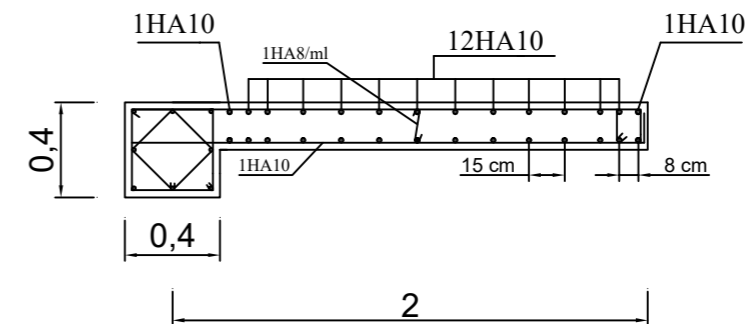


**-Ferrailage du voile -VT3-**

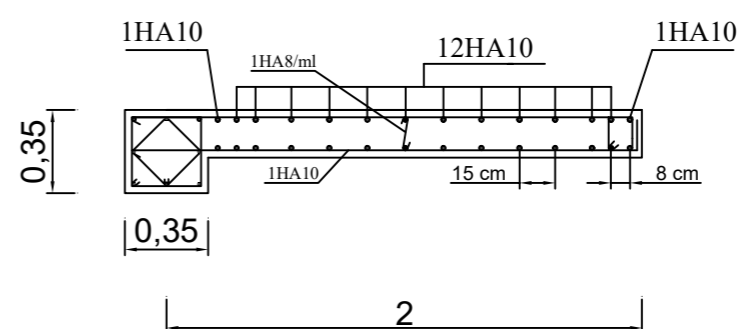
**zone I**



**zone II**



**zone III**



**UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI-OUZOU**

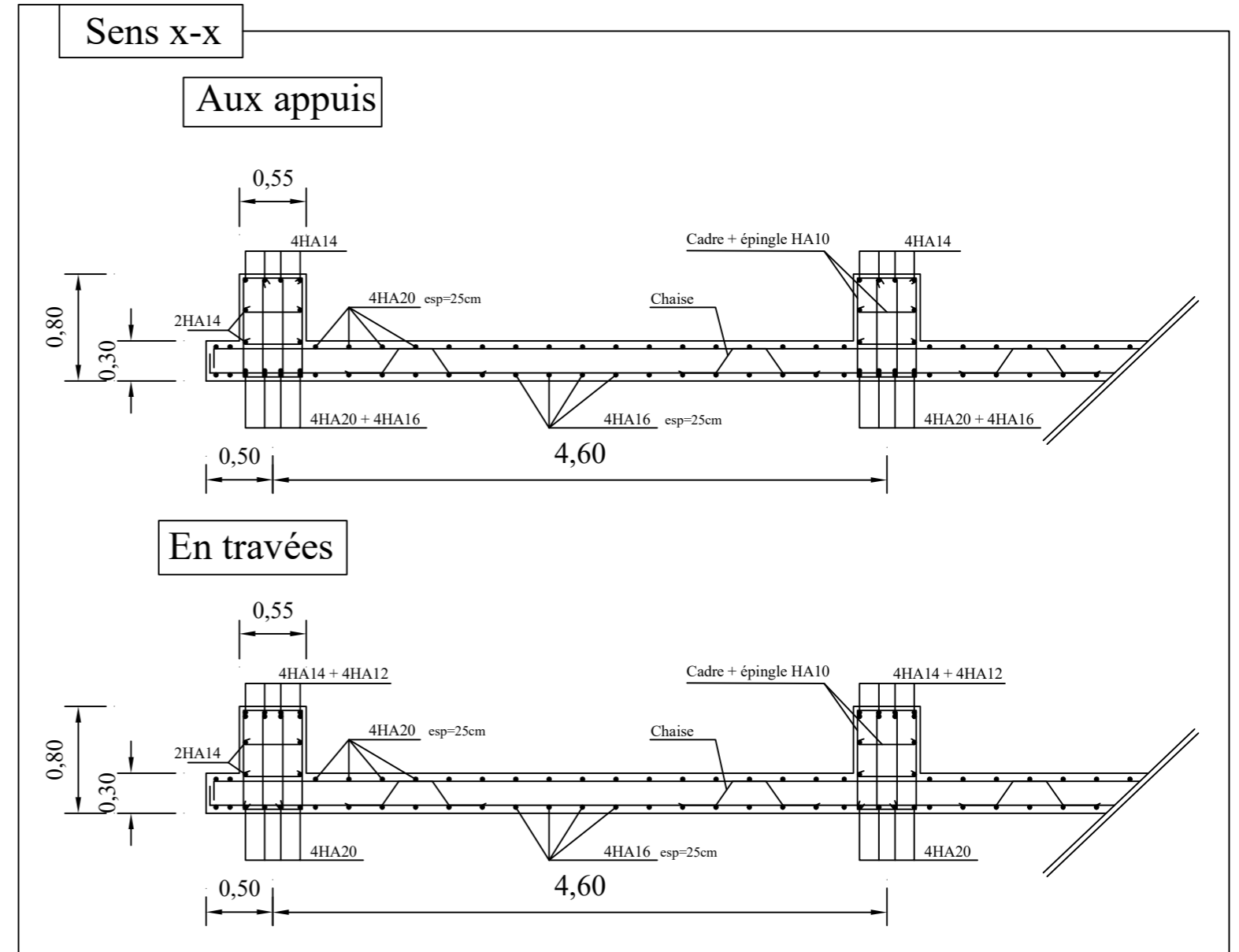
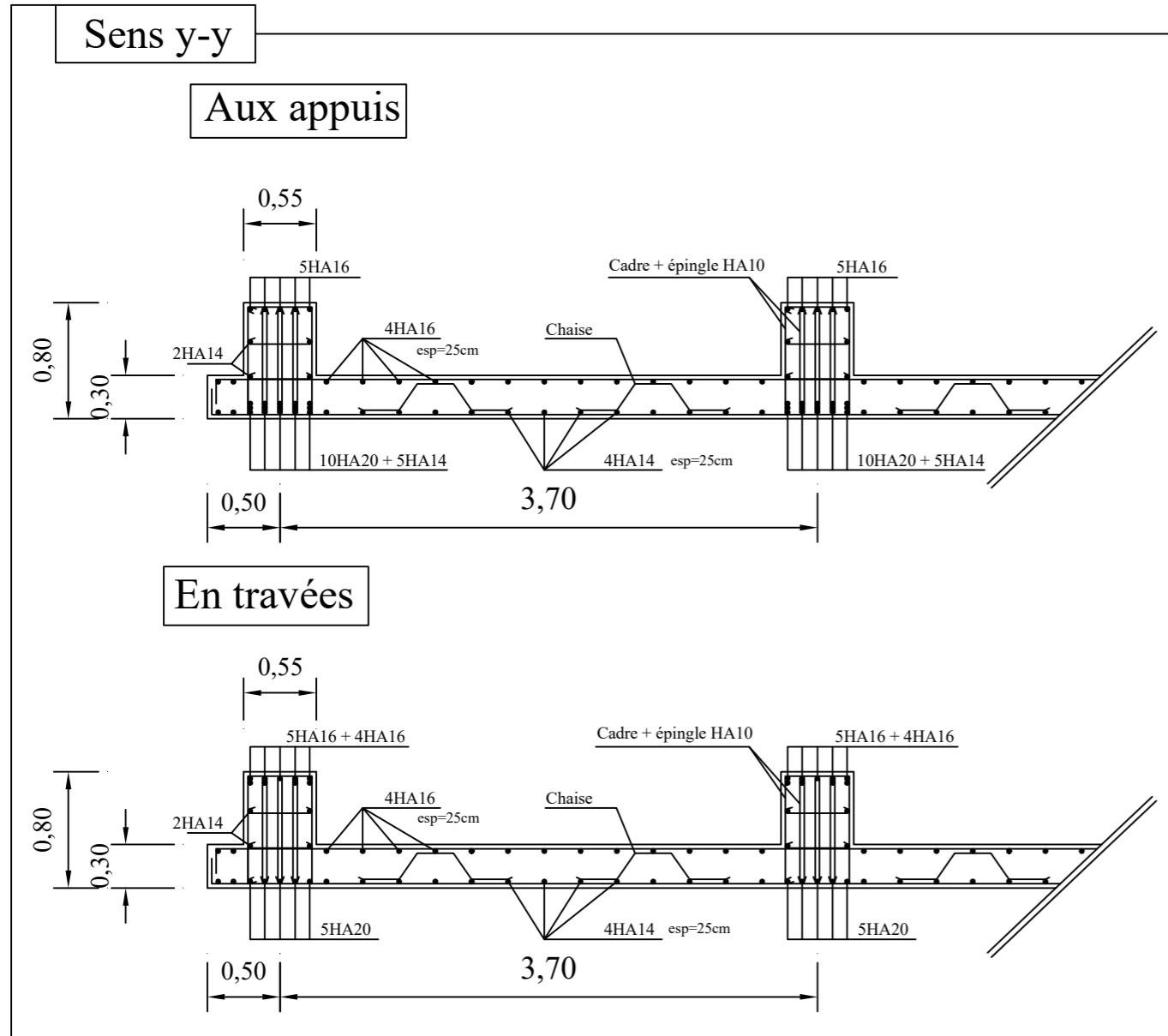
**Faculté du Genie de la Construction**

**Département de Génie Civil**

**-Ferrailage du Voile -VL3- et -Ferrailage du Voile -VT3-**

Proposé par:		2018-2019
Présenté par:	M <sup>r</sup> : SELLAM Yamine M <sup>r</sup> : TAREB Ahmed	Plan:
Encadré par:	M <sup>r</sup> : KACHI Med Said.	Echelle:

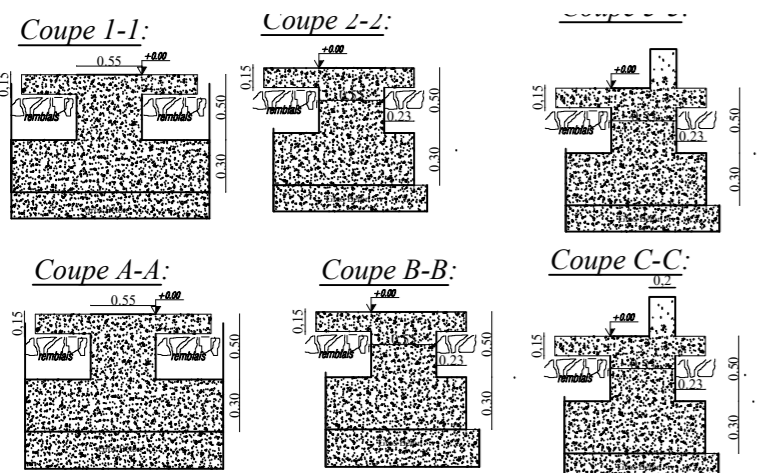
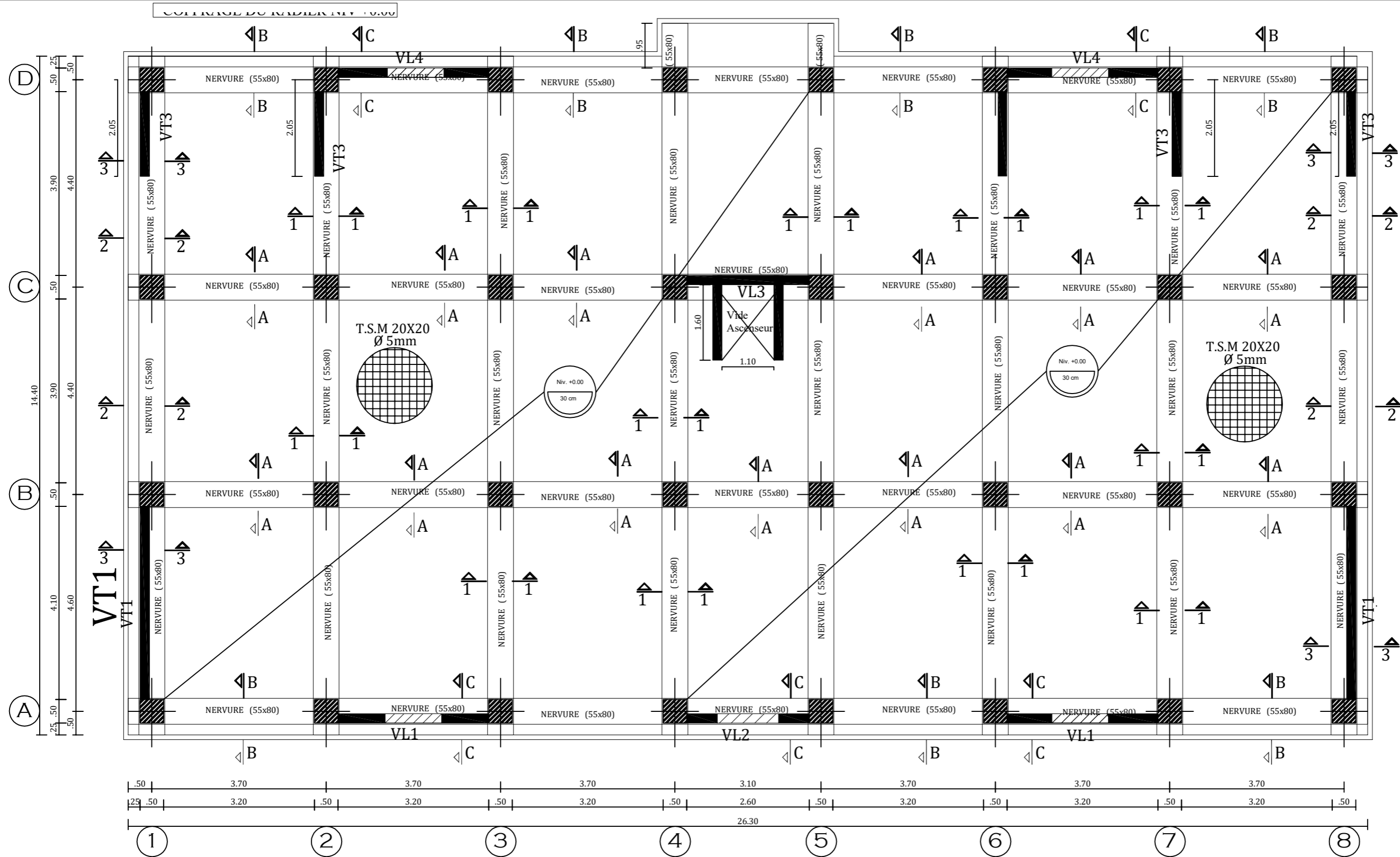
# -Ferrailage Radier Générale Nervuré



UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI-OUZOU  
 Faculté du Genie de la Construction  
 Département de Génie Civil

## -Ferrailage Radier Générale Nervuré

Proposé par:		2018-2019
Présenté par:	M <sup>r</sup> : SELLAM Yamine M <sup>r</sup> : TAREB Ahmed	Plan:
Encadré par:	M <sup>r</sup> : KACHI Med Said.	Echelle:

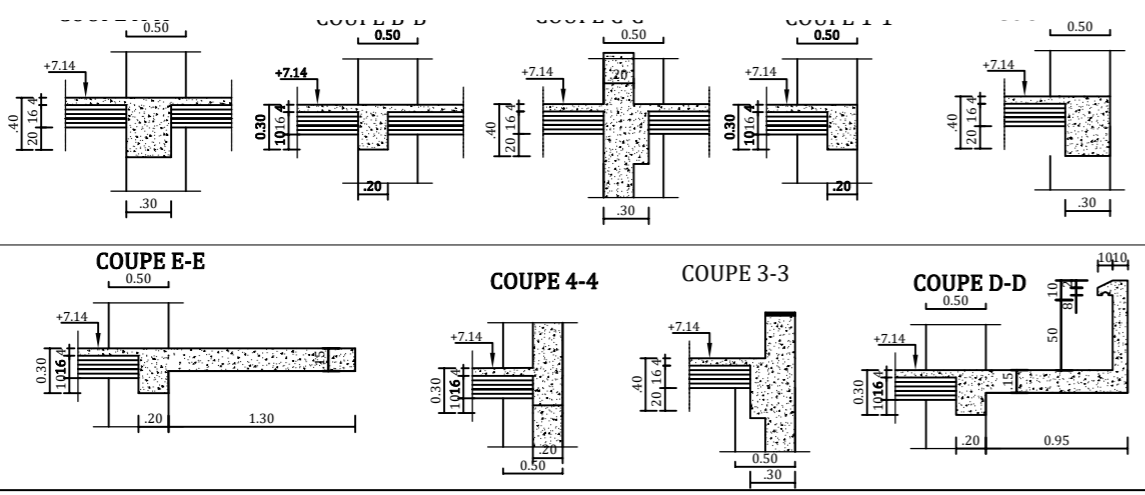
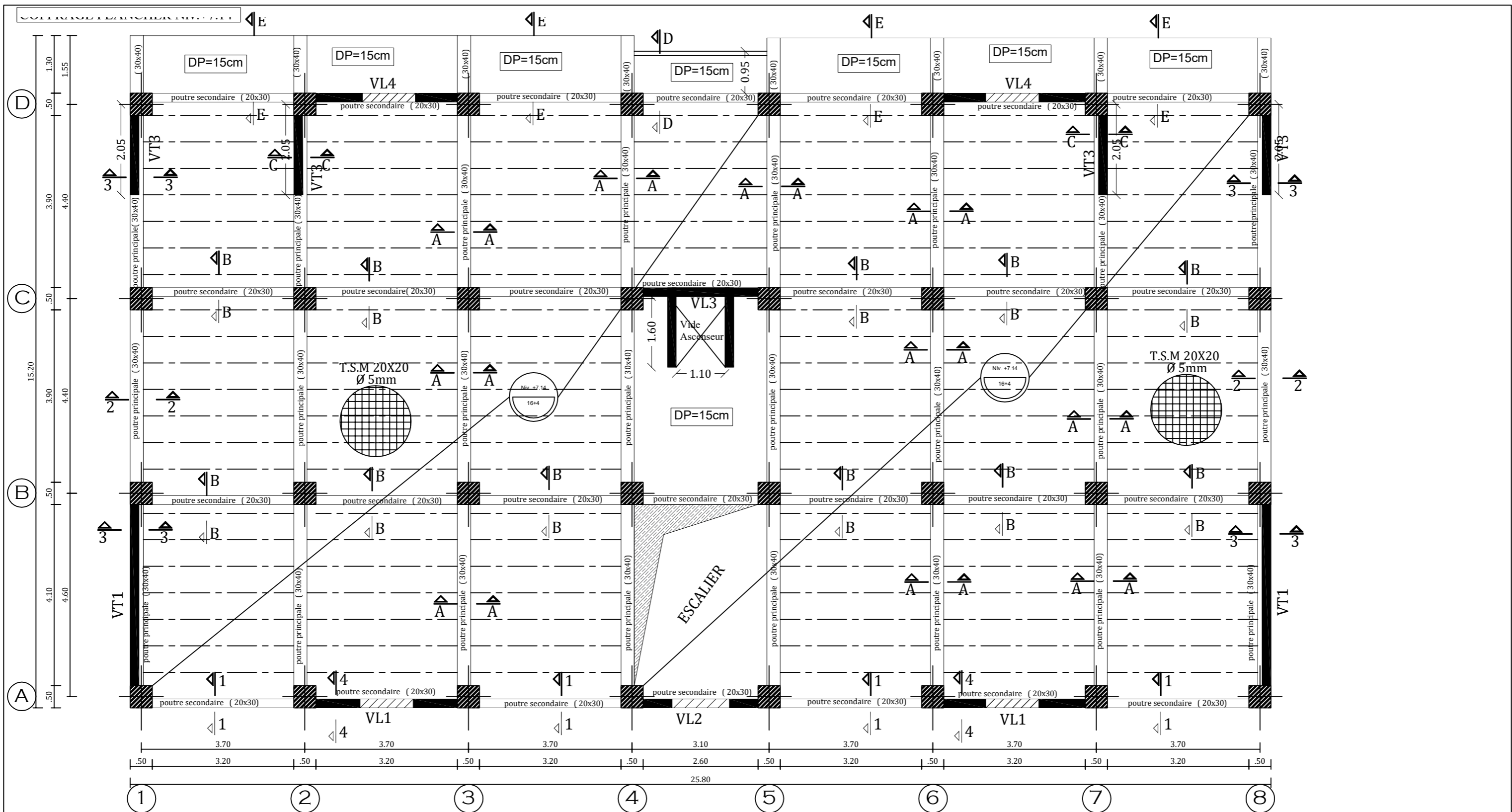


**UNIVERSITE MOULOU MAAMERI DE TIZI-OUZOU**  
**Faculté du Genie de la Construction**  
**Département de Génie Civil**

**-Coffrage Radier Générale Nervuré Niv:±0.00**

Proposé par:		2018-2019
Présenté par:	M <sup>r</sup> : SELLAM Yamine M <sup>r</sup> : TAREB Ahmed	Plan:
Encadré par:	M <sup>r</sup> : KACHI Med Said.	Echelle:

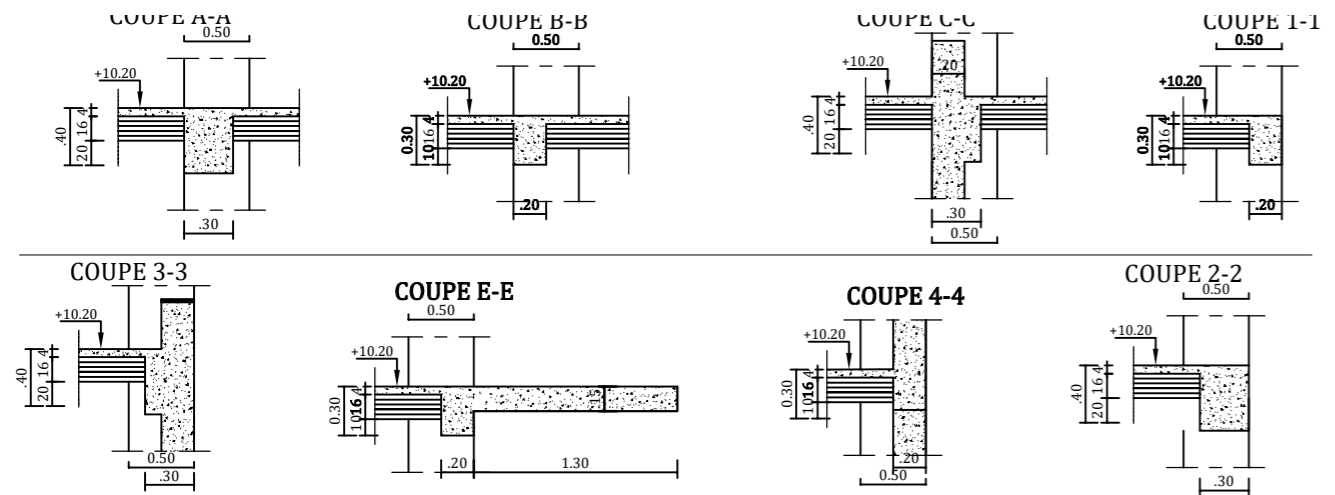
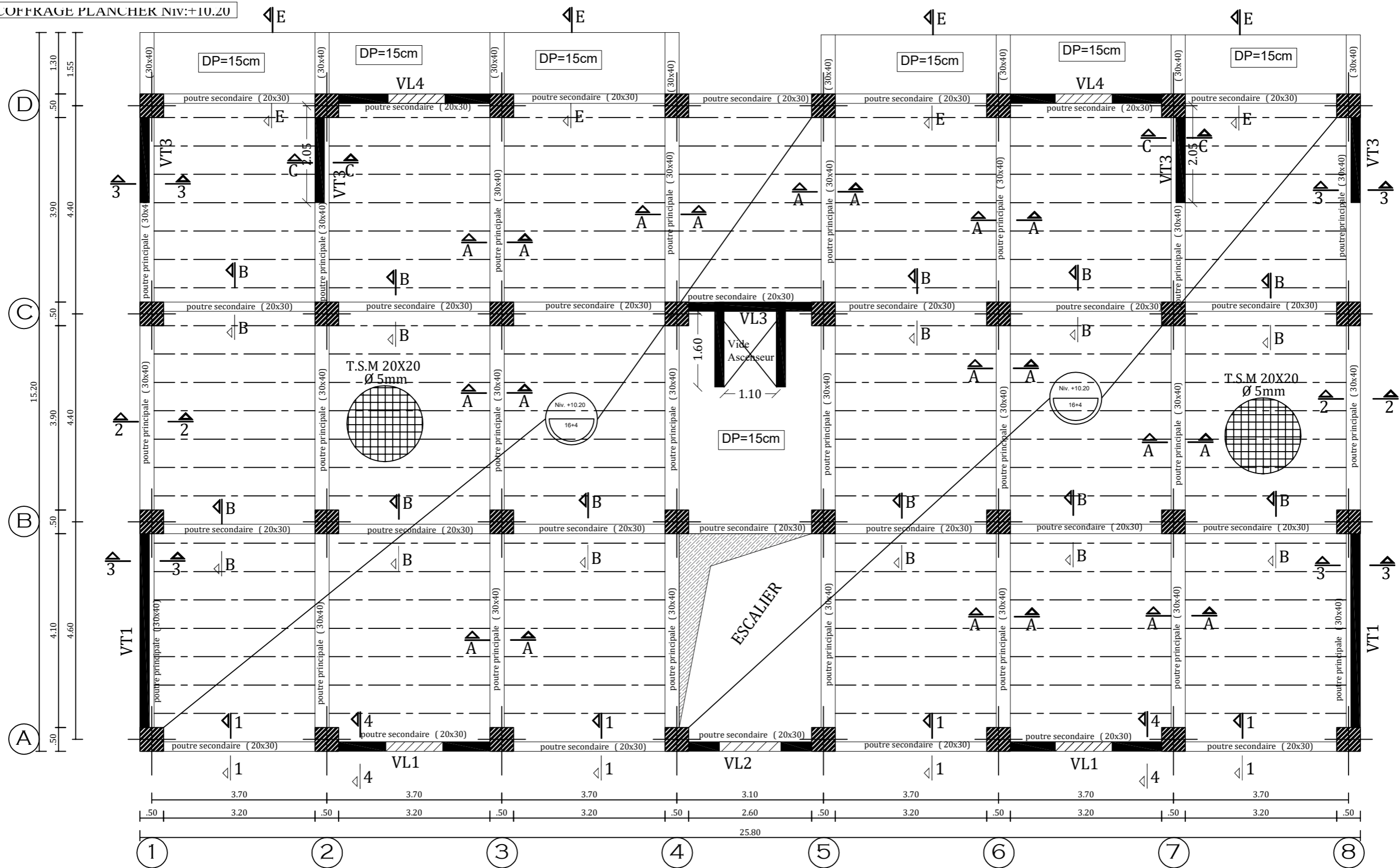




**UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI-OUZOU**  
**Faculté du Genie de la Construction**  
**Département de Génie Civil**

**-Coffrage Plancher Niv:+7.14**

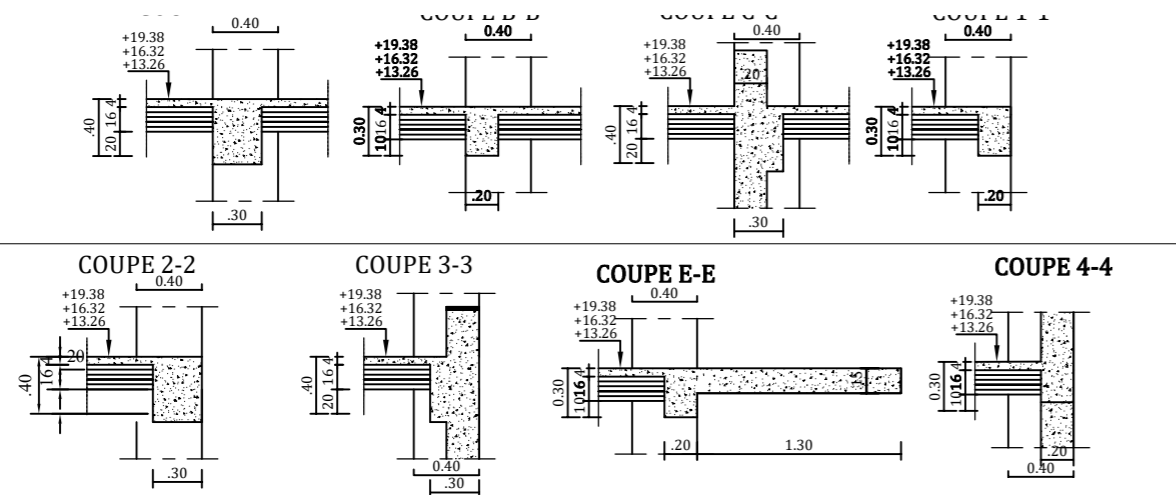
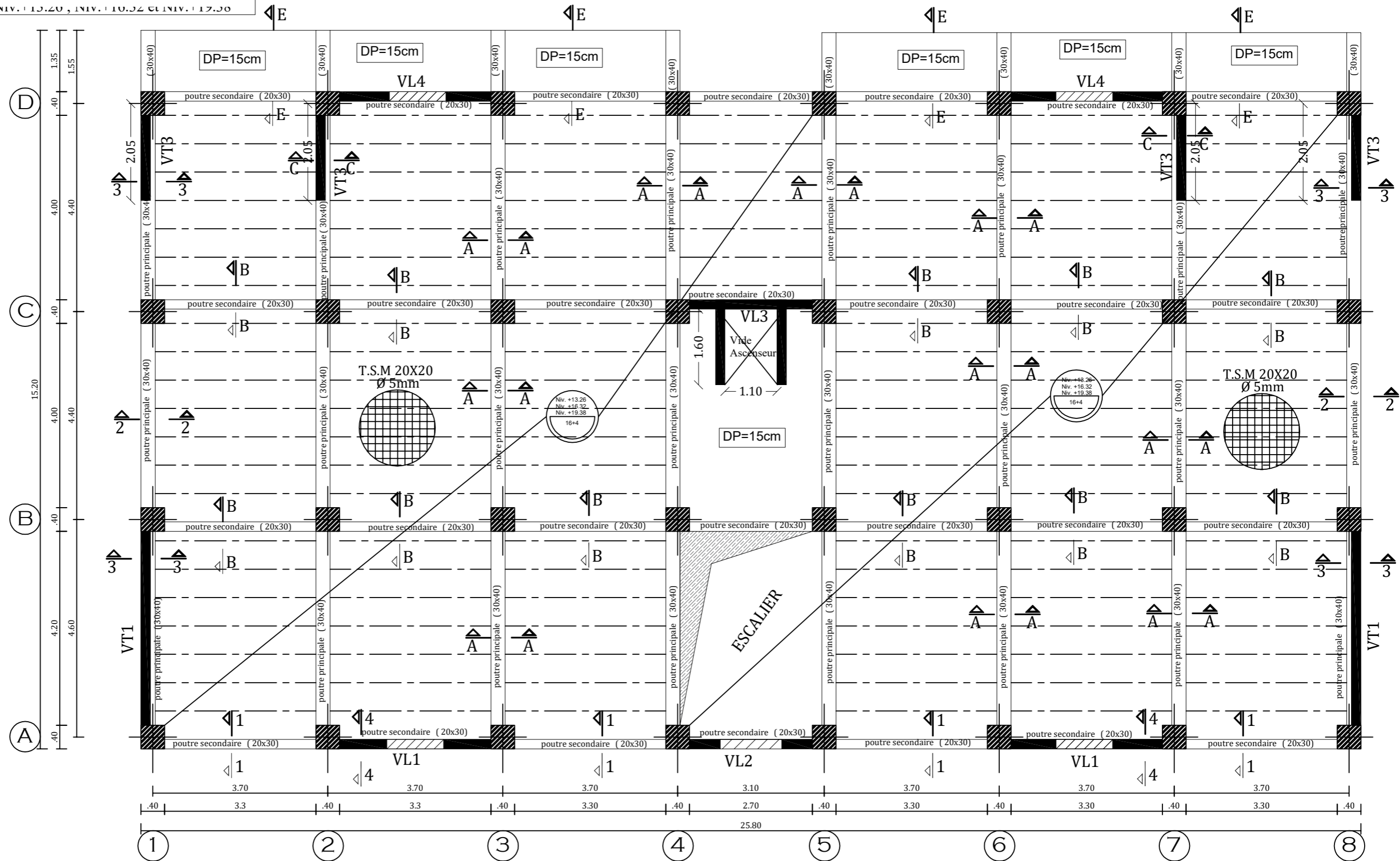
Proposé par:		2018-2019
Présenté par:	M <sup>r</sup> : SELLAM Yamine M <sup>r</sup> : TAREB Ahmed	Plan:
Encadré par:	M <sup>r</sup> : KACHI Med Said.	Echelle:



**UNIVERSITE MOULOU MAAMERI DE TIZI-OUZOU**  
 Faculté du Genie de la Construction  
 Département de Génie Civil

**-Coffrage Plancher Niv:+10.20**

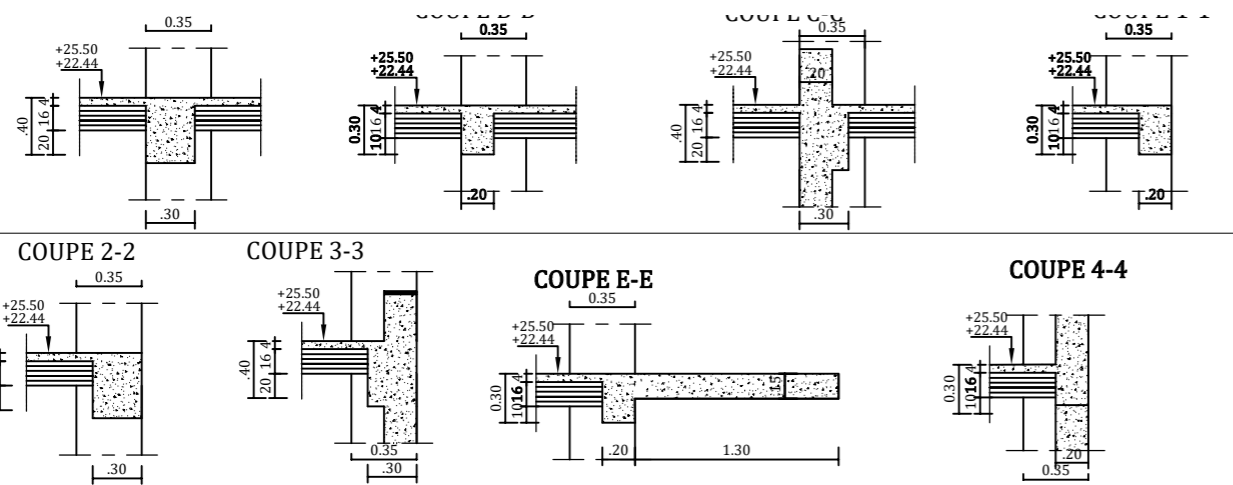
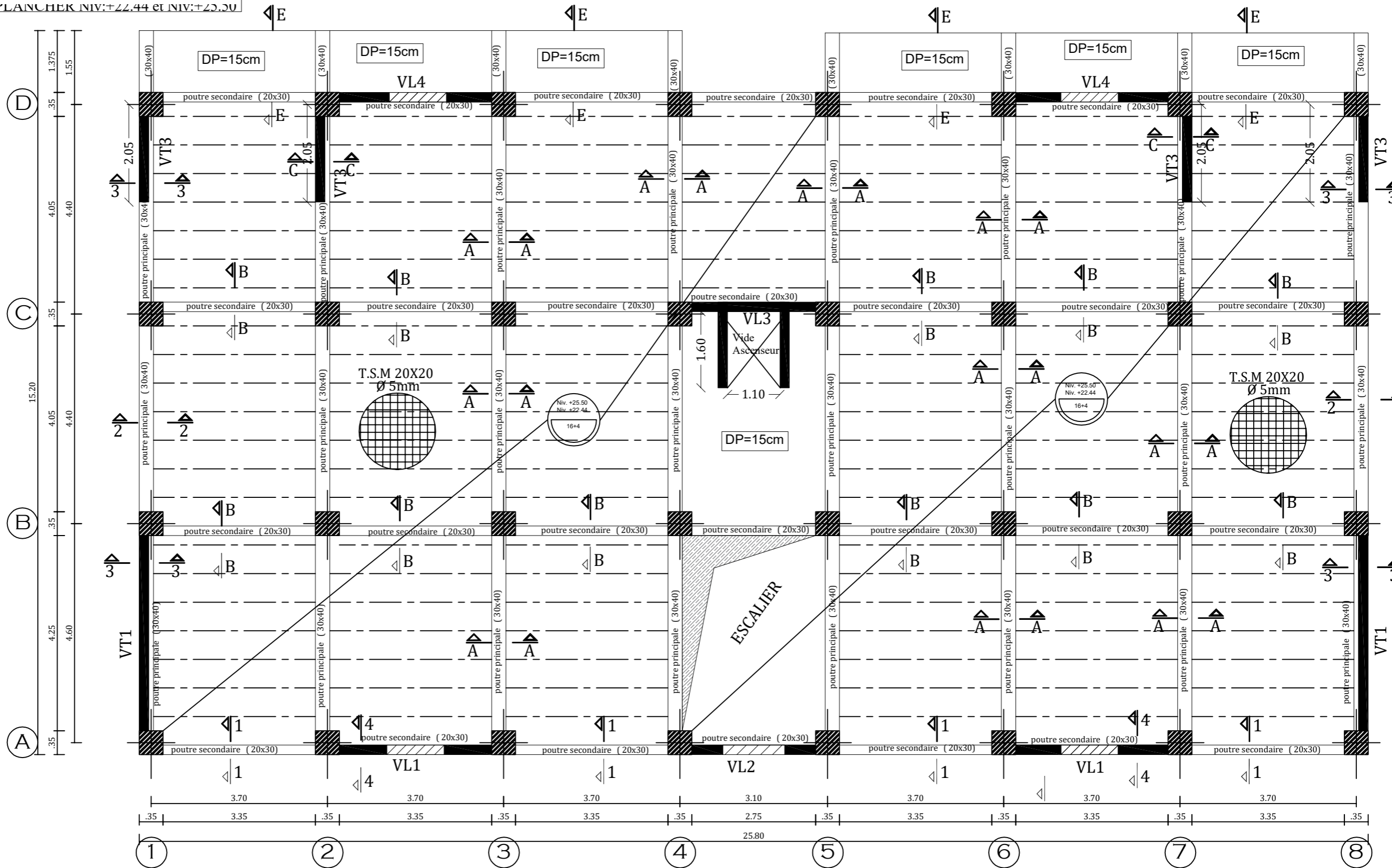
Proposé par:		2018-2019
Présenté par:	M <sup>r</sup> : SELLAM Yamine M <sup>r</sup> : TAREB Ahmed	Plan:
Encadré par:	M <sup>r</sup> : KACHI Med Said.	Echelle:



**UNIVERSITE MOULOU MAAMERI DE TIZI-OUZOU**  
 Faculté du Genie de la Construction  
 Département de Génie Civil

**-Coffrage Plancher Niv:+13.26;Niv:+16.32 et Niv:+19.38**

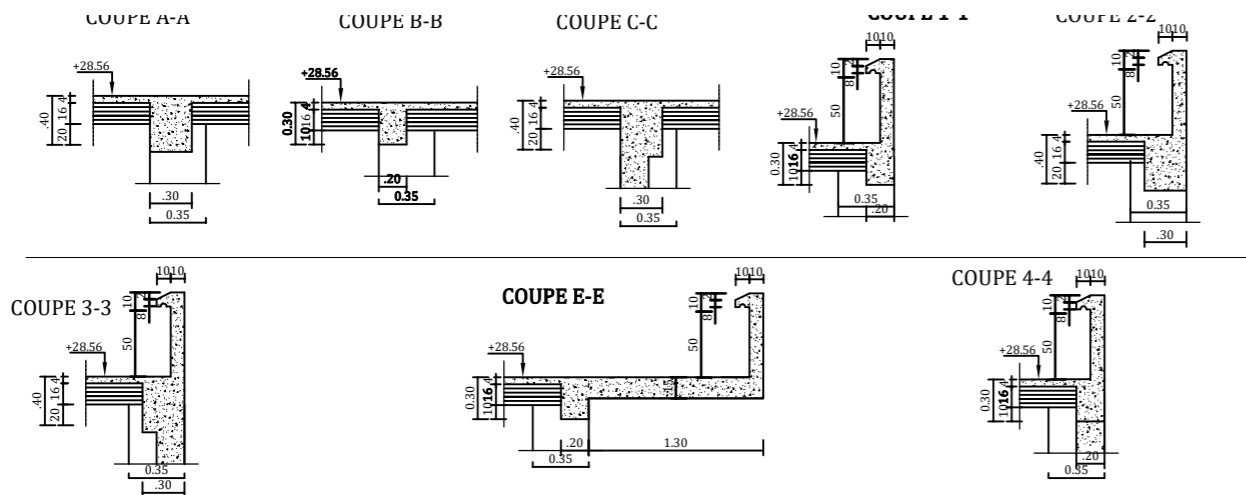
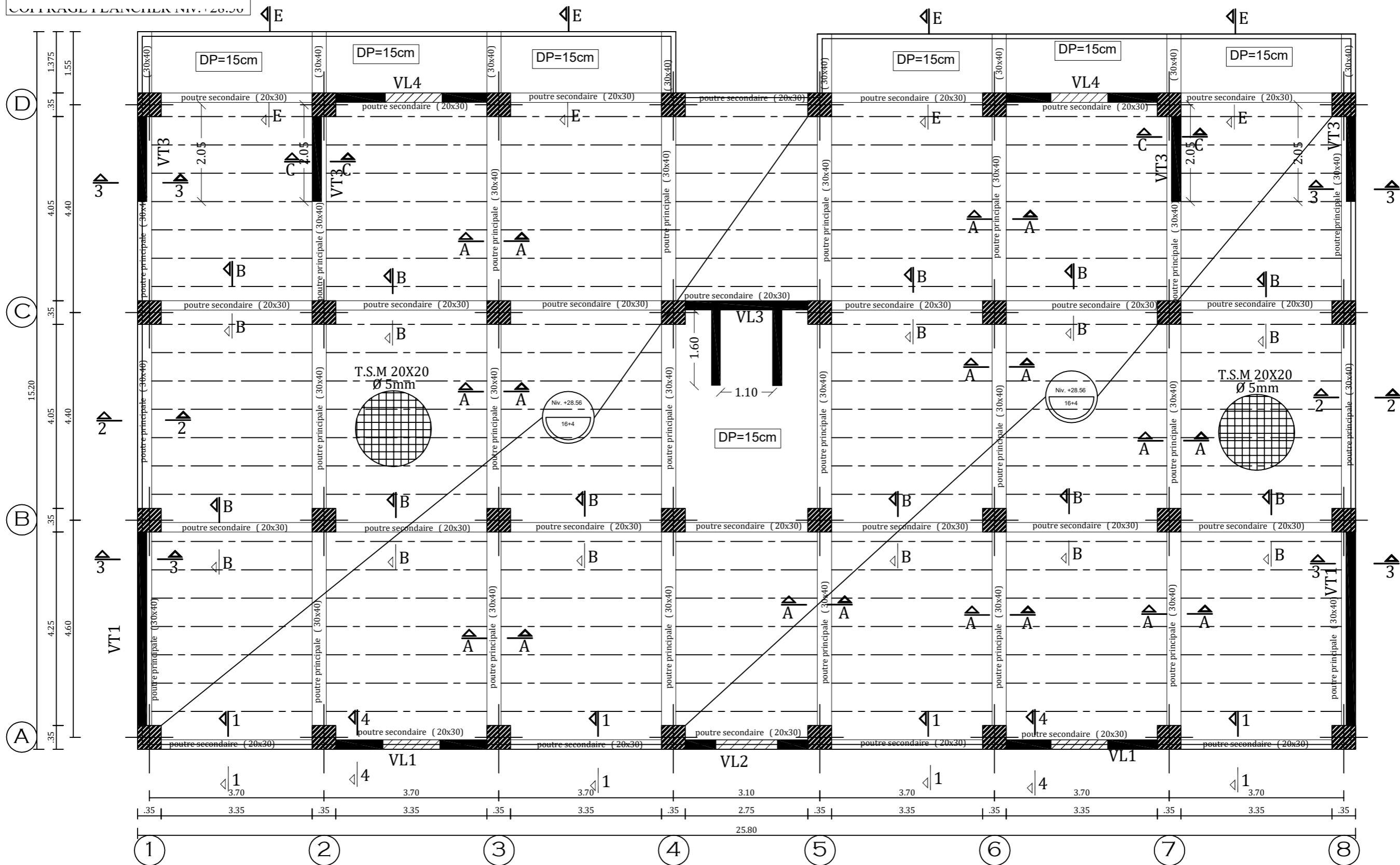
Proposé par:		2018-2019
Présenté par:	M <sup>r</sup> : SELLAM Yamine M <sup>r</sup> : TAREB Ahmed	Plan:
Encadré par:	M <sup>r</sup> : KACHI Med Said.	Echelle:



**UNIVERSITE MOULOU MAAMERI DE TIZI-OUZOU**  
 Faculté du Genie de la Construction  
 Département de Génie Civil

**-Coffrage Plancher Niv:+22.44 et Niv:+25.50**

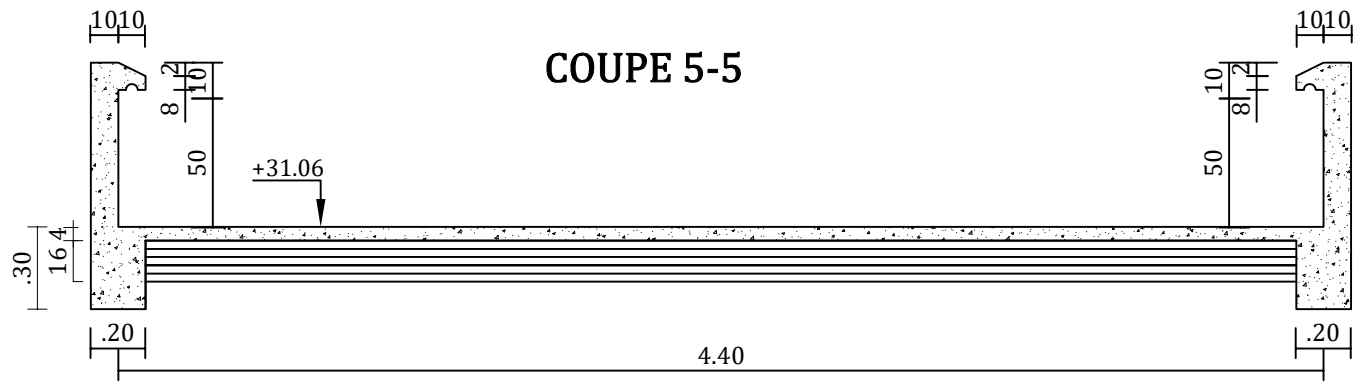
Proposé par:		2018-2019
Présenté par:	M <sup>r</sup> : SELLAM Yamine M <sup>r</sup> : TAREB Ahmed	Plan:
Encadré par:	M <sup>r</sup> : KACHI Med Said.	Echelle:



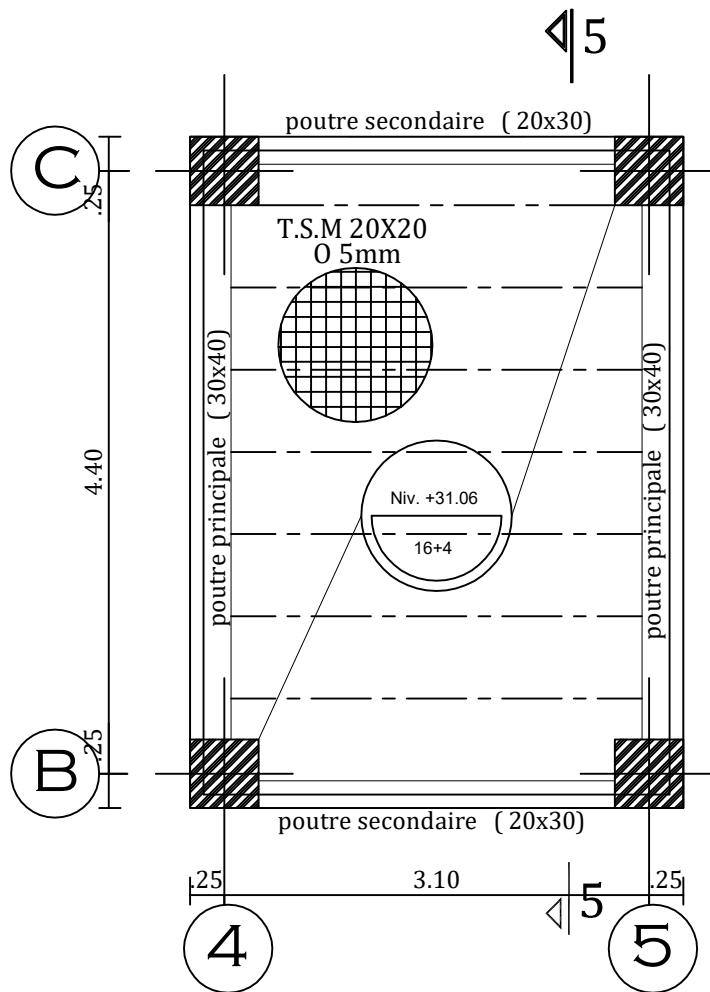
**UNIVERSITE MOULOU MAAMERI DE TIZI-OUZOU**  
 Faculté du Genie de la Construction  
 Département de Génie Civil

**-Coffrage Plancher Niv:+28.56**

Proposé par:		2018-2019
Présenté par:	M <sup>r</sup> : SELLAM Yamine M <sup>r</sup> : TAREB Ahmed	Plan:
Encadré par:	M <sup>r</sup> : KACHI Med Said.	Echelle:



**COFFRAGE PLANCHER +31.06**



**UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI-OUZOU**  
**Faculté du Genie de la Construction**  
**Département de Génie Civil**

**-Coffrage Plancher Niv:+31.06**

Proposé par:		2018-2019
Présenté par:	M <sup>r</sup> : SELLAM Yamine M <sup>r</sup> : TAREB Ahmed	Plan:
Encadré par:	M <sup>r</sup> : KACHI Med Said.	Echelle: