

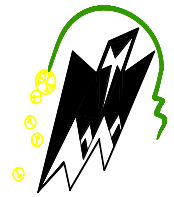
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*

*Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou*

*Faculté du génie de la construction*

*Département de génie civil*



# Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme Master professionnel en génie civil.*

*Option : construction civile et industrielle.*

## THEME

*Etude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation et commercial.*

*Application du logiciel « ETABS »*



Etudié par : M<sup>lle</sup> SEHAKI Djedjiga

Dirigé par : Madame IDRES.S

2018/2019

# *Remerciement*

*Toute ma gratitude, grâce et remerciement vont en premier lieu à **dieu** le tout puissant qui m'a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer mon travail dans les meilleures conditions.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie ma promotrice Mme IDRES, pour la sollicitude avec laquelle elle a suivi et guidé ce mémoire. Pour avoir cru en ma capacités pour mener à bien mon travail, qu'elle a toujours dirigé avec une très grande rigueur scientifique.*

*Je tiens à remercier chaleureusement tous les **enseignants** de la **faculté de génie civil** qui ont montrer une disponibilité sans faille pour enrichir de connaissances et de savoir, ainsi aux **responsables de la bibliothèque**, qui nous ont beaucoup facilités notre recherche bibliographique.*

*Mes remerciements s'adresse également aux membres du **jury** pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail, et que j'ose espérer qu'ils couronneront d'une bonne appréciation.*

# *Dédicace*

*Tout d'abord, je remercie Dieu de m'avoir donné le courage et la patience afin de réaliser ce modeste travail.*

*Je dédie ce modeste travail :*

*✚ A mes chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin ma mère qui a été à mes cotés et ma soutenu durant toute ma vie et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

*✚ A mes adorables frères AMAR et sa femme RAZIKA, AHMED .*

*✚ A mes chers grands parents*

*✚ A mes très chers cousins et cousines sans exception.*

*✚ A tous mes amis(es) sans exceptions.*

*✚ A tous ceux qui m'ont aidé et soutenu de près ou de loin pour la réalisation de ce travail.*

*DJEDJIGA*

## SOMMAIRE

### Introduction

### Chapitre I : présentation de l'ouvrage

<b>I- Présentation de l'ouvrage :</b> .....	<b>1</b>
I-1) Introduction :	1
I-2) Réglementations :	1
I .3) L'ouvrage comporte :	1
I-4) Caractéristiques géométrique :	1
I-5) Éléments de l'ouvrage :	1
I-5-1) Ossature :	1
I-5-2) Planchers :	1
I.5.3) Maçonnerie :	2
I-5-4) Les revêtements :	2
I-5-5) Escaliers :	2
I.5.6) Coffrage :	2
I-5-7) Acrotère :	2
I.5.8) Fondation :	3
I-6) Caractéristiques des matériaux :	3
I-6-1) Le béton :	3
I .6.2)Aciers :	6

### Chapiter II : Pré dimensionnement des éléments

<b>II. Introduction :</b> .....	<b>9</b>
<b>II.1. Pré dimensionnement des planchers :</b> .....	<b>9</b>
II.1.1. Plancher en corps creux :	9
II.1.2 Dalles pleines :	10
II.1.2.1. Condition de résistance à la flexion .....	10
II.1.2.2. Résistance au feu :	10

II.1.2.3. Isolation acoustique : .....	10
<b>II.2. Pré dimensionnement des poutres .....</b>	<b>10</b>
<b>II.3. Pré dimensionnement des voiles : .....</b>	<b>12</b>
<b>II.4. Détermination des charges et surcharges : .....</b>	<b>14</b>
<b>II-5) Les poteaux : .....</b>	<b>19</b>
II-5-1) Pré dimensionnement des poteaux : .....	19
II.5.2) Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité : .....	20
II.5.3. Détermination du poids propre des éléments : .....	20
II.5.4 Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression : .....	21

## **Chapitre III : Calcul des éléments**

<b>III.1. L'acrotère : .....</b>	<b>25</b>
III-1-1). Dimensions de l'Acrotère : .....	25
III.1.2) Détermination des sollicitations : .....	25
III.1.3) Combinaison de charge : .....	26
III.1.4) - Le Ferrailage : .....	26
III.1.5) Calcul à L'ELU : .....	27
III.1.6) Les vérifications A L'ELU : .....	29
III.1.7) -Vérification à L'ELS : .....	30
<b>III.2. ESCALIER : .....</b>	<b>32</b>
III.2.1) définition : .....	32
III.2.1.1). Caractéristique dimensionnelles : .....	32
III.2.2) -Pré dimensionnement : .....	32
III.2.2.1) Pré dimensionnement des marches et contremarches : .....	33
III.2.2.2) -Pré dimensionnement de la paillasse et du palier : .....	33
III.2.3) -Détermination des sollicitations de calcul : .....	34
III.2.4) Calcul à l'ELU : .....	36
III.2.4.1) Calcul des efforts tranchant et les moments fléchissant : .....	36
III.2.5) Calcul à l'ELS : .....	39
III.2.5.1) Calcul des efforts tranchant et les moments fléchissant : .....	39
<b>III.2.6) -Pré dimensionnement : .....</b>	<b>42</b>
III.2.6.1) Pré dimensionnement des marches et contremarches : .....	42
III.2.6.3) -Détermination des sollicitations de calcul : .....	43
III.2.6.4) Calcul à l'ELU : .....	45
III.2.6.4.1) Calcul des efforts tranchant et les moments fléchissant : .....	45

III .2.6.4.2) Calcul des armatures :	48
III-2.6-4-3) Vérification à l'ELU :	49
III.2.6.5) Calcul à l'ELS :	50
III.2.6.5.1) Calcul des efforts tranchant et les moments fléchissant :	51
III-2.6-5-2) Vérification à l'ELS :	54
<b>III.3. Etude de la poutre palière :</b>	<b>57</b>
III-3-1) pré dimensionnement :	57
III-3-2) Détermination des charges :	57
III-3-2-1) Combinaison des charges et surcharges :	57
III-3-2-2) Calcul des moments et des efforts tranchants A l'ELU :	57
III-3-3) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :	58
III-3-4) Vérification a L'ELU :	59
III-3-5) Vérification à l'ELS :	61
III .3.5.1) Calcul des moments et des efforts tranchants A l'ELS :	61
<b>III-4 Calcul des planchers :</b>	<b>65</b>
III-4-1. INTRODUCTION :	65
III.4.2. Dalle de compression :	65
2-1). Choix de la Méthode de calcul :	69
2.2). Exposé de la méthode forfaitaire : (Art : B.6.2 ,211).....	70
2-3) Application de la méthode forfaitaire :	70
<b>3) Calcul des armatures :</b>	<b>75</b>
3-1) Calcul des armatures à ELU :	75
3-2) Vérification à l'ELU :	76
3-3) Calcul à l'ELS :	80
3-4) Vérifications à l'ELS :	82
<b>III.5. Calcul des balcons :</b>	<b>85</b>
III-5-1) Dimensionnement du balcon :	85
III.5.2) Calcul les moments et les efforts tranchants :	87
III-5-3) Ferrailage :	87
III. 5.4) Vérification à l'ELU :	88
III. 5.5) Vérification à l'ELS :	90
III.5.6) -Conclusion :	90

## Chapitre IV : Etude de contreventement

<b>IV.1 Introduction :</b>	<b>91</b>
----------------------------	-----------

<b>IV.2 Caractéristiques géométriques des portiques :</b> .....	<b>91</b>
IV.2.1 Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres : .....	93
IV.2.2) Calcul des coefficients K (rigidités moyennes) : .....	93
IV.2.3) Calcul des coefficients correcteurs $a_{ij}$ : .....	93
IV.2.4) Calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens : .....	93
IV.2.5) Calcul des rigidités des portiques par niveau dans les deux sens (X et Y): .....	93
<b>IV.3 : Caractéristiques géométriques des voiles :</b> .....	<b>95</b>
IV.3.1 Etude des refends : .....	96
IV.3.1.1 Calcul des inerties : .....	96
IV.3.2) Calcul des Rigidités des voiles : .....	97
IV.4.2) Calcul des flèches dans les refends par la méthode du moment des aires .....	98
IV.4.1.2 Calcul des déplacements des portiques : .....	100

## **Chapitre V : Modalisation présentation du logiciel**

V.1 Introduction : .....	107
V.2 Description du logiciel ETABS : .....	107
V-1-3) Manuel d'utilisation de L'ETABS : .....	107
V-1-4) Etapes de modélisation : .....	108

## **Chapitre VI : Vérification des exigences du RPA**

<b>VI.1-Introduction :</b> .....	<b>122</b>
VI.2-Méthode de calcul : .....	122
VI.3- Présentation de la méthode modale spectrale : .....	122
VI.4) Vérification des critères de qualité: .....	124
VI.5) Vérifications réglementaires : .....	129
VI.5.1) La résultante des forces sismiques : .....	129
VI.6) Les déplacements latéraux inter- étages .....	133
VI.7) Justification Vis A Vis De l'effet P- $\Delta$ : .....	134
VI.8 ) Vérification Déplacement maximale : .....	134
VI. 9) vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux : .....	135

## **Chapitre VII : Ferrailage des Poteaux**

VII-1- Introduction : .....	136
-----------------------------	-----

VII-2- Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :.....	136
VII.2.1) Calcul de la section d'armature donner a l'ELU dans la situation durable et.....	138
accidentelle : .....	138
VII-3) Vérification à l'ELS : .....	141
VII.4) Ferrailage des poteaux :.....	143
VII.5.: Vérifications à l'ELU : .....	147
VII.6 : Vérifications à l'ELS :.....	153

## **Chapitre VIII : Ferrailage des poutres**

<b>VIII.1.Introduction : .....</b>	<b>158</b>
VIII.2. Recommandations du RPA99 : .....	159
VIII-3) Ferrailage des poutres principales : .....	160
VIII-4) Ferrailage des poutres secondaire :.....	160
VIII.4) Vérification à L'ELU : .....	161
VIII.5. Vérification a l'ELS : .....	164

## **Chapitre IX : Ferrailage des voiles**

IX.1.Introduction :.....	167
IX.2. Ferrailage des voiles :.....	167
IX.3.) Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux : .....	169
IX.4) Dispositions constructives : .....	170
IX.5) Vérification : .....	170

## **Chapitre X : Études de l'infrastructure**

X.1 Introduction : .....	176
X.2 Etude géotechnique du sol :.....	176
X.3 Choix du type de fondation : .....	176
X.4 Dimensionnement :.....	176
X.5) Dimensionnement de la semelle filante :.....	179
X.6) Ferrailage : .....	181
X -6-1) Ferrailage de la poutre de rigidité à L'ELU : .....	182
X.6.2) Vérifications à l'ELU : .....	182
X.6.3) Vérification à l'ELS : .....	183
X.6.4) Ferrailage de la semelle sous voile :.....	184

X.6.5) Ferrailage de la longrine :.....	185
---	-----

## **Chapitre XI : Études du mur plaque**

XI.1) Introduction .....	187
XI.2) Méthode de calcul.....	189
XI.2.1) Détermination des moments .....	189
XI.2.2) Détermination les armatures .....	190
XI .2.3) Vérification a l'ELS.....	191

# Liste des figures :

**Figure I.1 : Plancher en corps creux en 3D**

**Figure I.2 : Escalier**

**Figure I.3 : Diagramme contrainte déformations du béton à l'État limite ultime**

**Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS**

**Figure I.5 : diagramme contraintes-Deformation de l'acier.**

**Figure II.1 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux.**

**Figure II.2 : Vue du voile en perspective.**

**Figure II.3 : coupes de voile en plan.**

**Figure II.4 : coupe verticale du plancher terrasse.**

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

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

**Figure. II.7: Coupe vertical d'un mur intérieur.**

**Figure. II.8: Coupe vertical du plancher en dalle pleine.**

**Figure III.1.1 : Coupe vertical de l'acrotère.**

**Figure III.1.2 : Schéma statique.**

**Figure III.1.3 : Schéma statique de l'acrotère.**

**Figure III.1.4 :Section de calcul.**

**Figure III.1.5 : section rectangulaire soumise à une flexion composée.**

**Figure III.1.6:Ferraillage de l'acrotère.**

**Figure III.2.1 : Coupe verticale d'un escalier**

**Figure III.2.2 : Schéma statique de l'escalier.**

**Figure III.2.3: Schéma statique a L'ELU**

**Figure III.2.4 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU.**

**Figure III.2.5: Schéma statique d'escalier a l'ELS.**

**Figure III.2.6 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS.**

**Fig. III-3-1: Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU .**

**Figure III.3-2: Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à L'ELS.**

**Figure III.3-3 : Ferraillage de la poutre palière.**

**Figure III.4.1 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux.**

**Fig. III.4.2 : poutrelle.**

**Fig. III.4.3 :Treillis soude de 200x200**

**Figure III.4.4 : section transversale de la poutre.**

**Figure III.4.5 : Schéma statique de la poutrelle.**

**Figure III.4.6 : Schéma de la table de compression**

**Figure III.4.8: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.**

**Figure III.4.9 : Dimensions de la section en Tè**

**Figure III.4.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.**

**Figure III.4.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.**

**Figure III.5.1 : Schéma statique du balcon.**

**Figure III.5.2 : Schéma statique de calcul à l'ELU.**

**Figure III.5.3: Schéma statique de calcul à l'ELS**

**Figure IV.1 : Coupe verticale d'un niveau .**

**Figure IV-2 : Coupe des voiles en plan.**

**Figure IV-3 : Trapèze de calcul**

**Figure VI -1: Déplacement maximal dans le sens x-x**

**Figure VI .2 : Déplacement maximal dans le sens Y-Y**

**Figure. VII-1- section en flexion composée.**

**Figure VII -2- caractéristique et sollicitation de la section.**

**Figure VIII.1 : Schéma statique des poutres**

**Figure. IX.1: Disposition des armatures verticales.**

**Figure X.1 : semelle isole.**

**Figure X.2 : Schéma statique des semelles sous poteau.**

**Figure X.3 diagramme des moments fléchissant**

**Figure XI.1 : Diagramme des contraintes**

.

# Liste des tableaux :

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

**Tableau II.1 : Vérifications RPA**

**Tableau II.2 : Calcul de la charge permanente du plancher terrasse inaccessible.**

**Tableau II.3 : Calcul de la charge permanente de l'étage courant.**

**Tableau II.4 : Calcul de la charge permanente du mur extérieur.**

**Tableau II.5 : Calcul de la charge permanente du mur intérieur.**

**Tableau II.6 : Calcul de la charge permanente de la dalle pleine.**

**Tableau II.7 : Charges d'exploitation.**

**Tableau II.8 : Coefficients de dégression des surcharges.**

**Tableau II-9 : dégression verticale des surcharges.**

**Tableau II.10 : résumé des sections obtenues par la descente de charge.**

**Tableau II.11 : Vérification au risque de flambement.**

**Tableau III.2.1 : Charge permanentes du palier**

**Tableau III.2.2: Charge permanentes du paillasse**

**Tableau III.2.3 : combinaison des charge**

**Tableau III.2.4 : Les efforts tranchants à l'E.L.S.**

**Tableau IV-1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens X-X.**

**Tableau IV-2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y.**

**Tableau IV-3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X**

**Tableau IV-4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens Y-Y.**

**Tableau IV-5 : Rigidités des portiques dans le sens Y-Y.**

**Tableau IV-6 : Rigidités des portiques dans le sens X-X.**

**Tableau IV-7 : Rigidité des voiles longitudinaux (X-X).**

**Tableau IV-8 : Rigidité des voiles transversaux (Y-Y).**

**Tableau IV-9 : Rigidité de l'ensemble « Portiques + Voiles ».**

**Tableau IV-11 : Section des aires et position du CDG.**

**Tableau IV-12 : Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinales (X-X).**

**Tableau IV-13: Inerties fictives des portiques dans le sens transversales (Y-Y).**

**Tableau IV-14 : Comparaison des inerties de voile et des portiques**

**Tableau VI - 1 : Vérification de l'excentricité théorique**

**Tableau VI -2 : Valeurs de pénalités  $P_q$  dans le sens x-x**

**Tableau VI -3 : Valeurs de pénalités  $P_q$  dans le sens Y.Y**

**Tableau VI - 4 : période et facteur de participation massique.**

**Tableau VI - 5 : coefficient d'amortissement**

**Tableau VI.6 : les déplacements résultants de la combinaison des charges-E**

**Tableau VI.7 : Vérification des effets P dans les deux sens.**

**Tableau VII-1 : Ferrailage des poteaux a L' ELU dans le sens XX**

**Tableau VII.2: Ferrailage des poteaux a L' ELU dans le sens YY**

**Tableau VII.7. : Vérification au cisaillement**

**Tableau VII.9 : Vérification des contraintes.**

**Tableau VIII.1: Ferrailage des poutres Principales à l'E.L.U**

**Tableau VIII.2: Ferrailage des poutres secondaires à l'E.L.U.**

**Tableau VIII.3 : Vérification de l'état limite de compression du béton sur appuis et en travées des poutres principales**

**Tableau VIII.5: Vérification de l'état limite de compression du béton sur appuis et en travées des poutres secondaires**

**Tableau X.1. : semelles filante sous voiles sens XX.**

**Tableau X.2 : semelles filante sous voiles sens YY.**

**Tableau X-3 :Résultante des charges sous poteau.**

**Tableau X.5 : moment isostatique**

**Tableau X.6:ferrailage de la poutre de rigidité en travée et aux appuis**

**Tableau XI.1 : calcul des armatures à l'ELU**

**Tableau XI.2 : Vérification des contraintes dans le béton**

# *Introduction*

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines 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.

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et des logiciels des calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul des diverses structures en un moindre temps.

Dans mon projet d'étude d'un bâtiment ( R+5 ) à usage d'habitation et commercial , en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS .

# Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

**I- Présentation de l'ouvrage :****I-1) Introduction :**

L'ouvrage qui nous a été confié par un bureau d'étude, fait l'objet de notre mémoire de fin de cycle ce dernier consiste à l'étude et le calcul d'un bâtiment de 6 niveaux (RDC+5) bi fonctionnel à usage commercial et habitation classé dans le groupe d'usage 2 selon la classification du **RPA99/Version 2003 (Art 3.2 P14)**. Ce bâtiment sera implanté à Tizi Ouzou, classée par le Règlement Parasismique Algérien **RPA99/version 2003 (Art 3.2 P12)** comme une région de moyenne séismicité (zone IIa).

Cet ouvrage est réalisé sur un sol de contrainte  $\sigma_{sol} = 4 \text{ bar}$

**I-2) Réglementations :**

Pour plus de précision dans nos calculs, on utilise :

- Règles BAEL 91** : Pour présenter les méthodes pratiques de calcul relatives aux éléments simples et aux structures de bases d'un bâtiment en béton armé.
- **RPA** : Règlement parasismique Algérien révisé en 2003.
- **DTR BC 2.2** : Document technique règlementaire

**I.3) L'ouvrage comporte :**

- Le RDC usage commerciale
- 5 étages courants sont à usage d'habitation
- 1 cage d'escalier.
- La terrasse est inaccessible

**I-4) Caractéristiques géométriques** : Le bâtiment présente les caractéristiques géométriques suivantes :

- \* Longueur du bâtiment : 19,60m
- \* Largeur du bâtiment : 11,35 m
- \* Hauteur du bâtiment : 19,38m
- \* Hauteur de l'étage courant : 3,06 m
- \* Hauteur du RDC : 4,08m

**I-5) Éléments de l'ouvrage :****I-5-1) Ossature :**

L'Ossature de notre bâtiment est en (portique + voile) des portiques longitudinaux et transversaux et d'un ensemble des voiles disposés dans les deux sens x et y.

Les portiques sont en béton armé, constitués des poutres et poteaux ; capable de reprendre essentiellement les charges et les surcharges verticales.

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé sur place. Constituant un système de contreventement rigide et assurent la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

**I-5-2) Planchers :**

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs de la structure. Les planchers sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression ; coulée sur place. Les planchers terrasse est inaccessible .

Il y a deux types de planchers :

**a. Planchers en corps creux** : Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

**b. Dalle pleine en béton armé** : Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour les balcons.

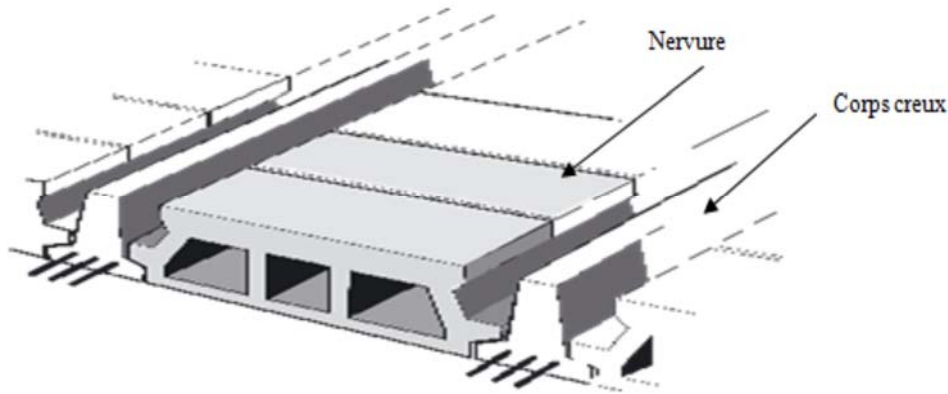


Figure I-1 : Plancher en corps creux.

### I.5.3) Maçonnerie :

C'est un ouvrage composé des matériaux (briques pierres moellons ...) unis par un liant (Mortier, plâtre, ciment ...)

La structure est munie de deux types de murs, qui sont les suivants :

- a) **Murs extérieures** : sont réalisées en double cloisons en briques. Creuses de 10cm pour la cloison externe et de 10cm pour la cloison interne et d'une lame d'aire de 5cm.
- b) **Murs intérieures** : sont réalisés en simple cloison de brique creuse de 10cm d'épaisseur.

### I-5-4) Les revêtements :

Les revêtements utilisés sont comme suivis :

- Mortier de ciment pour les murs de façade extérieure.
- Enduit de plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les cuisines et les salles à d'eaux.

### I-5-5) Escaliers :

La cage d'escalier permet l'accès du niveau RDC aux quatre étages. Il est composé d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage s'effectuera par étage.

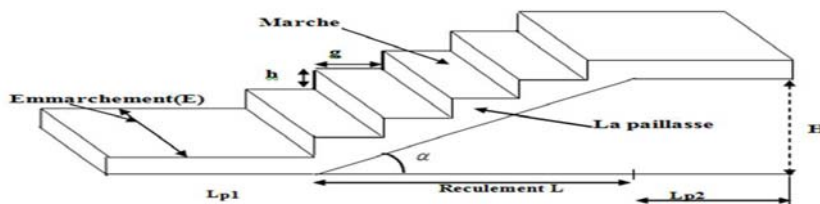


Figure I-2 : Escaliers

### I.5.6) Coffrage :

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques, et un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution.

### I-5-7) Acrotère :

La terrasse sera entourée d'un acrotère en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

**I.5.8) Fondation :**

Les fondations sont les éléments qui sont situés à la base de la structure, elles s'assurent la transmission des charges et surcharges au sol. Pour cela on utilise soit des semelles isolées, des semelles filantes, un radier général ou des semelles sur pieux.

Le choix se base sur l'importance de l'ouvrage, la qualité du sol (contrainte admissible) et les chargements.

**I-6) Caractéristiques des matériaux :**

**I-6-1) Le béton :**

Le béton utilisé est de composition normale.

Le dosage en ciment étant de 350 kg/m<sup>3</sup>, la contrainte nominale de compression à 28 jours est prise égale à 25 MPA, valeur qui est à la portée de toutes les entreprises moyennant un contrôle minimum du constituant et du malaxage.

La densité de béton armé utilisé est de 2500 kg /m<sup>3</sup>.

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

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la compression à 28 jours d'âge est déterminée à partir d'essais de compression d'éprouvettes cylindriques normalisées dont la hauteur est double du diamètre (16 x 32 cm<sup>2</sup>). Pour les bétons courants avec dosages contrôlés

La résistance caractéristique à la compression est prise égale à :  $f_{c28} = 25$  MPA

On peut admettre que pour  $j \leq 28$  la résistance  $f_{cj}$  des bétons non traités thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,76 + 0,83j)} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} < 40 \text{ MPA} \quad \text{(BAEL91/A.2.1 ,11)}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1,40 + 0,95j)} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPA}$$

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

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jour ; noté  $f_{tj}$  ; est conventionnellement définie à partir de la résistance à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \text{ MPA} \quad \text{avec : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPA} \quad \text{( ART A-2.12 BAEL 91 )}$$

Dans notre cas :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} \rightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPA} \quad \text{D'où : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$$

**c. Contrainte limite à la compression :**

**\* Etat limite ultime (E.L.U) :**

Elle correspond à la valeur maximale de capacité portante vis-à-vis de l'équilibre statique, de la résistance de l'un des matériaux et de la stabilité de forme.

La contrainte limite du béton à L'ELU est donnée par :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ MPA} \quad \text{( BAEL91/A.4.3 ,41)}$$

Avec :  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité ;  $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \text{en situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \text{en situation accidentelle} \end{cases}$

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions :

$$\begin{cases} \theta = 1 & \dots\dots\dots t > 24 \text{ h} \\ \theta = 0,9 & \dots\dots\dots 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h} \\ \theta = 0,85 & \dots\dots\dots t \leq 1 \text{ h} \end{cases}$$

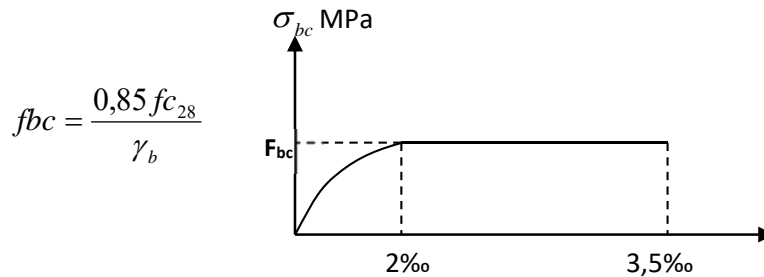
t : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

À j = 28 jours en situation courante ;  $f_{bc} = \frac{0,85 \cdot (25)}{1 \cdot (1,5)} = 14,2 \text{ MPA}$

À j = 28 jours en situation accidentel ;  $f_{bc} = \frac{0,85 \cdot (25)}{0,85 \cdot 1,15} = 21,74 \text{ MPA}$

✓ **Le diagramme contraintes –déformation du béton (E.L.U) :**

Le diagramme contraintes –déformation du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit (parabole- rectangle).



**Figure I-3 : Diagramme « contrainte- déformation » du béton (ELU).**

Le diagramme est composé :

D'une partie parabolique où la déformation relative est limitée à 2 ‰ (état élastique).

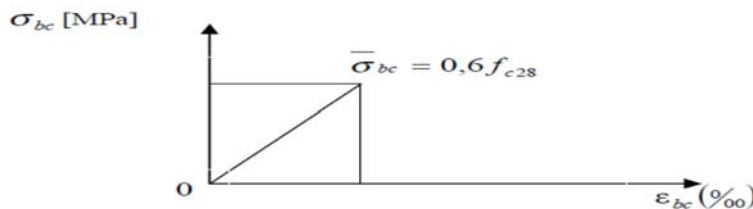
D'une partie rectangulaire où  $2 \text{ ‰} \leq f_{bc} \leq 3,5 \text{ ‰}$  (état plastique).

**\* Etat limite de service (E.L.S) :**

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissurations et de déformation ne sont plus satisfaites.

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$  Avec :  $\bar{\sigma}_{bc}$  : contrainte admissible à l'ELS

A j = 28 jour :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$  **(BAEL91 modifié/A.4.5 ,2)**



**Figure I-4: Diagramme des contraintes- déformations (ELS)**

**d) Contrainte tangentielle conventionnelle :**

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$  **(BAEL91 modifié/A.5.1 ,1)**

Avec :

**V<sub>u</sub>** : effort tranchant

**b<sub>0</sub>**: largeur de la section considérée.

**d** : hauteur utile

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs ci-après :

$\tau_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5\text{MPa})$  pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min(0,10 f_{c28} ; 4\text{MPa})$  pour la fissuration préjudiciable ou très Préjudiciable.

#### e) Module de déformation longitudinale :

##### Module de déformation instantanée :

Il est utilisé pour les calculs sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures. Il est égal au coefficient de la droite du diagramme contraintes déformations à l'ELS (**Figure I.4**).

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ MPA} \quad (\text{BAEL91modifie99/A.2.1 ,21})$$

Pour :  $f_{c28}=25\text{ MPA} \rightarrow E_{i28}=32164,2\text{ MPA}$

##### Module de déformation différée :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égale à :

$$E_{ij} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{ MPA} \quad (\text{BAEL91modifie99/A.2.1 ,22})$$

Pour :  $f_{c28}=25\text{ MPA} \rightarrow E_{i28}=10818,87\text{ MPA}$

#### f) Module de déformation transversale (de cisaillement) :

Il est utilisé pour les calculs sous des contraintes tangentielles engendrées par l'effort tranchant.

Il est donné par la formule suivante :  $G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$

Avec :

E : module de Young

$\nu$  : Coefficient de Poisson  $\nu = \Delta d/d / \Delta l/l$

$\Delta d/d$  : Déformation relative transversale

$\Delta l/l$  : Déformation relative longitudinale

#### g) Coefficient de Poisson :

Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation longitudinale :  $\nu = \Delta d/d / \Delta l/l$  **(BAEL91modifie99/A.2.1 ,3)**

Il est pris égal à :

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

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

**I.6.2) Aciers :**

Dans notre cas, les armatures de ferrailage de tous les éléments de notre structure sont en haute adhérence (HA).

Dans le présent projet, nous aurons utilisé deux (02) types d'aciers dont les principales caractéristiques sont groupées dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité $f_e$ [MPa]	Coefficient de fissuration ( $\eta$ )	Coefficient de scellement ( $\Psi$ )
Acier en barre	Haute adhérence FeE400	HA	400	1,6	1,5
Acier en treillis	Treillis soude TL520 $\varnothing < 6$ mm	TS	520	1,3	1

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

**a) Module d'élasticité longitudinale : (Art A.2 .2.1/BAEL 91)**

Le module d'élasticité longitudinale  $E_s$ , sera pris égale à :  $E_s = 200000$  MPA

**b) Coefficient de poisson des aciers :**

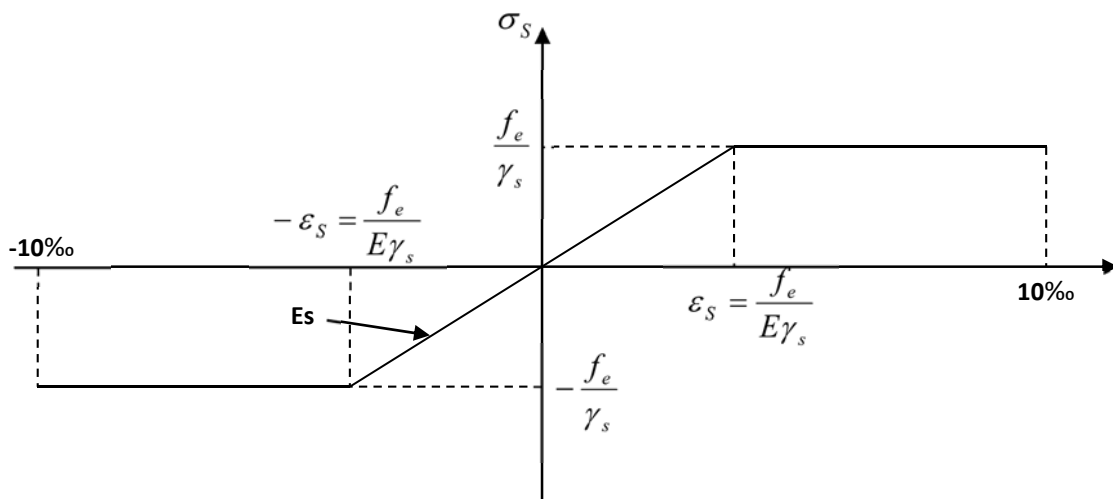
Le coefficient de poisson  $\nu$  pour les aciers est pris égal à :  $\nu = 0,3$

**c) Limite élastique garantie  $f_e$  :**

C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2 ‰.

**d) Diagramme Contrainte - Déformation de l'acier :**

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



**Figure I-5 : Diagramme contrainte-déformation.**

**e) Limite élasticité de l'acier:**

**✚ Contrainte limite ultime :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{(BAEL 91, Art A.2.1, 3)}$$

Avec :  $\sigma_{st}$ : contrainte d'élasticité de l'acier

$$\gamma_s : \text{coefficient de sécurité} \quad \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{Situation courante} \\ \gamma_s = 1,00 \rightarrow \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

Les valeurs obtenues pour notre cas sont :

$\sigma_{st} = 348 \text{ MPA}$  Pour les HA 400.

$\sigma_{st} = 452,17 \text{ MPA}$  Pour les treillis soudés. TL 520.

**✚ Contrainte limite service :**

Il est nécessaire de limiter les ouvertures des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles du **BAEL91**. On distingue trois cas de fissurations :

**1. Fissuration peu nuisible :**

Pour les éléments intérieurs, aucune vérification n'est à effectuer.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{(BAEL 91, Art A.4.5,32)}$$

**2. Fissuration préjudiciable :**

Cas des éléments exposés aux intempéries. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \text{MPa} \right) \quad \text{(BAEL 91, Art A.4.5, 33)}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,66 ; 201,63 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{Pour les HA 400 ; } (\phi \geq 6 \text{ mm})$$

**3. Fissuration très préjudiciable :**

Cas d'un milieu agressif ou doit être assuré une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} \quad \text{(BAEL91 modifié 99/A.4.5, 34)}$$

$f_{ij}$  : résistance caractéristique du béton à la traction

$\eta$  : Coefficient de fissuration :

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

$$\eta = 1,3 \quad \text{pour les TL } (\phi < 6 \text{ mm})$$

**I.6.3) Protection des armatures (BAEL/91 Art 7.2.4) :**

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

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



Chapitre II :

Pré-dimensionnement  
des éléments

## II. Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, nous passerons aux pré dimensionnement des éléments.

Ce calcul préliminaire concerne les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles, en utilisant le règlement **RPA99 (version2003) et BAEL91 (modifié99)**.

### II.1. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Leur rôle principale est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

#### II.1.1. Plancher en corps creux :

Il est constitué de corps creux qui est posé sur des poutrelles et d'une dalle de compression. L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculée tel que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage reste faible à cause des désordres qu'elles occasionneront aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad ( \text{BAEL91 modifié 99/ B.6.8 ,424} )$$

Avec :

$L_{\max}$  : la plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles ;

$h_t$  : Épaisseur du plancher (hauteur total du plancher).

D'où :

$$L_{\max} = 430 - 25 = 405 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{405}{22,5} = 18 \text{ cm}$$

On adopte pour un plancher d'épaisseur :  $h_t = (16+4) \text{ cm}$ .

**16[cm]** la hauteur du corps creux.

**4[cm]** la hauteur de la dalle de compression.

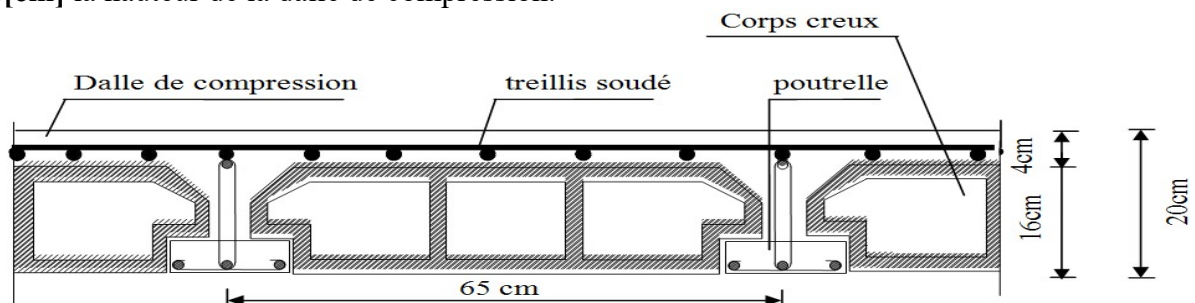


Figure II.1 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux

**II.1.2 Dalles pleines :**

Une dalle pleine est une plaque mince en béton armé coulé sur place, dont l'épaisseur est moins importante par rapport aux autres dimensions. Leur épaisseur est déterminée selon les conditions suivantes :

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

**Dalle pleine pour les balcons :** Nos dalles pleines sont toutes destinées pour les balcons.

**II.1.2.1. Condition de résistance à la flexion**

L'épaisseur de la dalle pour les portes à faux et compris les balcons sont donnés par la formule suivante :

$$e \geq L_0 / 10$$

$L_0=1.2m$  : portée libre du porte à faux.

$e$  : épaisseur de la dalle.

$$e \geq 120 / 10 = 12 \text{ cm} \rightarrow e \geq 15 \text{ cm.}$$

On adoptera une épaisseur de :  **$e=15\text{cm}$** .

**II.1.2.2. Résistance au feu :**

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

**$e_p = 11 \text{ cm}$**  ....Pour les planchers présentant un risque particulier contre l'incendie.

**$e_p \geq 7 \text{ cm}$** ...Pour les planchers présentant aucun risque particulier contre l'incendie.

**II.1.2.3. Isolation acoustique :**

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$L = 13,3 \log (10M)$  si  $M < 200 \text{ kg/m}^2$  selon l'ouvrage en( **béton armée H. RENAUD p 235**)

$L = 15 \log (M) + 9$  si  $M > 200 \text{ kg/m}^2$

Donc : pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de  $350 \text{ kg/m}^2$

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_0 = \frac{M}{\rho} \text{ Tel que : } \rho = 2500 \text{ daN/m}^3$$

$$h_0 = \frac{350}{2500} = 0,14 \text{ m} = 14 \text{ cm} \text{ Donc : } e = \max (15, 11, 14) \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

**II.2. Pré dimensionnement des poutres**

D'une manière générale on peut définir une poutre comme étant un élément porteur horizontale d'une part. D'autre part, elles sont des éléments en béton armé coulé sur place, elles assurent l'acheminement des charges et des surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, Voiles).

Les dimensions d'une section rectangulaire sont données par la formule empirique suivante :

$$\text{Hauteur } h : \quad \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{avec : } L : \text{ portée maximale entre nus d'appuis}$$

$$\text{Largeur } b : \quad 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Elles doivent respecter les 3 conditions de (RPA2003-Art 7-5-1) :

- ✓  $b \geq 20 \text{ cm}$
- ✓  $h \geq 30 \text{ cm}$
- ✓  $\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$

### 1) Poutres principales (PP) :

Ce sont des poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles. Elles reçoivent les charges transmises par ces dernières et les réparties aux poteaux sur lesquels elles reposent. Leurs dimensions sont données comme suit :

$$\text{Hauteur : } \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré (sens des poutres principales)

$$L_{\max} = 440 - 25 = 415 \text{ cm}$$

$$\frac{415}{15} \leq h_t \leq \frac{415}{10}$$

$$27,67 \text{ cm} \leq h_t \leq 41,5 \text{ cm} \quad \text{On prend : } h_t = 35 \text{ cm}$$

$$\text{Largeur } b : 0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm} \quad \text{On prend : } b = 25 \text{ cm}$$

#### ✚ Vérification des exigences (RPA99, Art 7.5, 1) :

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

$$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{25} = 1,4 \leq 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pour les poutres principales on opte :  $h = 35 \text{ cm}$  et  $b = 25 \text{ cm}$

### 2) Poutre secondaires (PS) :

Elles sont parallèles aux poutrelles, leur rôle principal est de transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs. Leurs dimensions sont données comme suit :

$$\text{Hauteur : } \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

$$L_{\max} = 430 - 25 = 405 \text{ cm}$$

$$\frac{405}{15} \leq h_t \leq \frac{405}{10} \rightarrow 27 \text{ cm} \leq h_t \leq 40,5 \text{ cm} \quad \text{On prend : } h_t = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Largeur } b : 0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} \quad \text{On prend : } b = 25 \text{ cm}$$

#### ✚ Vérification des exigences (RPA99, Art 7.5, 1) :

$$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 \leq 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

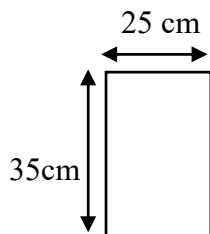
Pour les poutres secondaires on opte : **h = 30cm** et **b = 25 cm**

	Poutre principale	poutre secondaire	vérification
hauteur	35 ≥ 30cm	30 ≥ 30cm	vérifiée
largeur	25 ≥ 20cm	25 ≥ 20cm	vérifiée
Hauteur /largeur	1,4 ≤ 4	1,2 ≤ 4	vérifiée

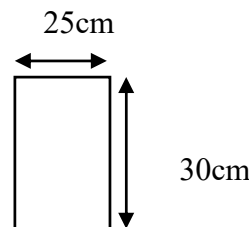
**Tableau II.1 : vérification aux exigences du RPA.**

Toutes les conditions sont vérifiées, on adoptera donc :

- ✓ Poutres principales (25×35) cm<sup>2</sup>
- ✓ Poutres secondaires (25×30) cm<sup>2</sup>



**Poutres principales**



**Poutres secondaires**

### II.3. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont définis comme des éléments verticaux en béton armé. Dans leurs plans, ils présentent généralement une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans le sens perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales.

D'après (**l'article 7.7.1 du R.P. A99 version 2003**) les dimensions minimales doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$L \geq 4 a$$

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

Où : **L** : étant la longueur minimale du voile

**a** : épaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires ou poteaux.

✚ **Épaisseur : Art 7.7.1/RPA99 version 2003 :**

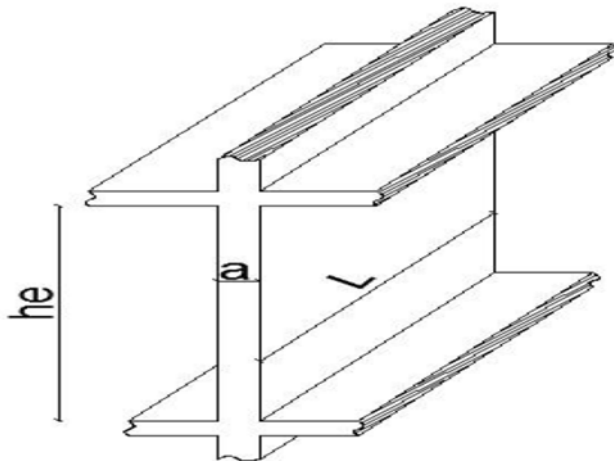
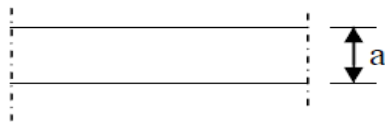


Figure II.2 : Vue du voile en perspective.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre **he** et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la (Figure II.4).



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

Figure II.3 : Coupes de voile en plan.

:

❖ Pour RDC :

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

he : Hauteur de l'étage ou du RDC

$$a \geq \frac{408-20}{20} = 19,4cm \quad \text{On prend : } a = 20 \text{ cm}$$

❖ Pour l'étage courant :

$$a \geq \frac{306-20}{20} = 14,3cm \quad \text{On prend : } a = 15 \text{ cm}$$

✚ **Longueur :**

Pour les considérés comme des voiles, les éléments doivent satisfaire la condition suivante :

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

$$L \geq 4 \times a \rightarrow L \geq 4 \times 20 = 80cm \text{ pour le RDC.}$$

$$L \geq 4 \times a \rightarrow L \geq 4 \times 15 = 60cm \text{ pour l'étage courant.}$$

Tous les voiles de structure seront considérés comme étant des voiles de contreventement.

#### II.4. Détermination des charges et surcharges :

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et charges d'exploitations, on se réfère au

document technique réglementaire (DTR B.C.2.2).

➤ Charges permanentes « G » :

- Les planchers : nous possédons deux types de planchers :
  - a) plancher terrasse :

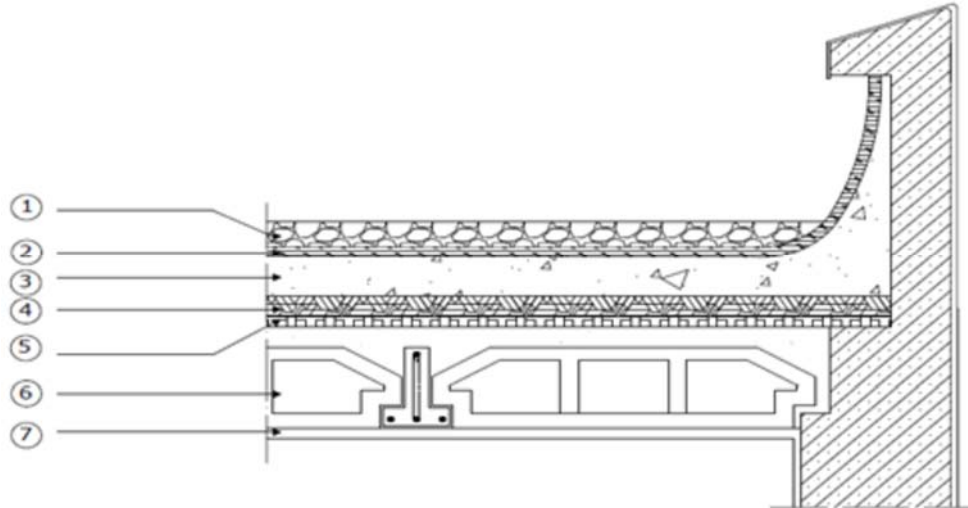


Figure II.4 : Coupe verticale du plancher terrasse

N°	Éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique $\gamma(KN/m^3)$	Charges $G$ ( $KN/m^2$ ) $G=e\rho x$
1	Couches de gravillon	0.05	20	1.00
2	Étanchéité multi couches	0.02	6	0.12
3	Forme de pente de béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane	/	0.01	0.01
5	Isolation thermique liège	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux	0.16+0.04	14	2.8
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale $G_t$				5.83

Tableau II.2: Charge permanentes (G) Plancher terrasse.

## b) Plancher étage courant :

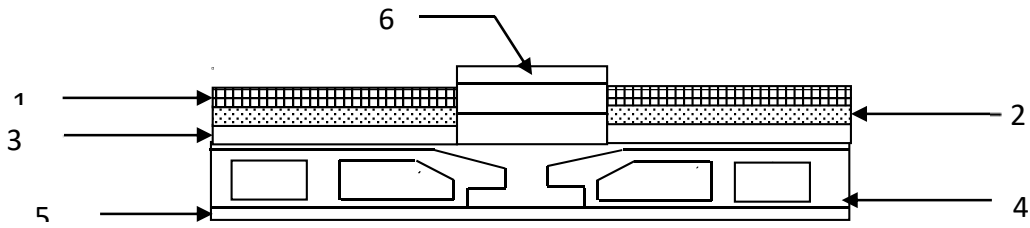


Figure II.5 : Coupe verticale du plancher d'étage courant.

Les charges permanentes sont résumées dans le tableau suivant :

N°	Éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique $\gamma(KN/m^3)$	Charges $G (KN/m^2)$ $G = e \cdot \gamma$
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher corps en creux	0.16+0.04	14	2.80
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
6	Les cloison intérieures	0,1	9	0,9
<b>Charge permanente totale <math>G_c</math></b>				<b>5.28</b>

Tableau II.3 : Charges permanentes (G) étage courant.

• **Maçonnerie :**

Il y a deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs :

a) **Murs extérieurs :**

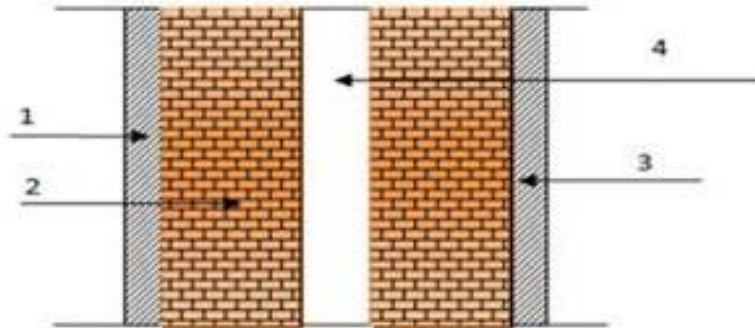


Figure II.6 : Coupe verticale d'un mur extérieur

N°	Éléments	Épaisseur(m)	Poids volumique $\gamma(KN/m^3)$	Charges $G$ ( $KN/m^2$ )
1	Enduit du ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	2x(0.10)	09	1,8
3	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
4	Lame d'air	0,05	00	0
<b>Charge permanente totale <math>G</math></b>				<b>2.36</b>

Tableau II.4 : Charges permanentes ( $G$ ) aux murs extérieurs

b) **Murs intérieurs :**

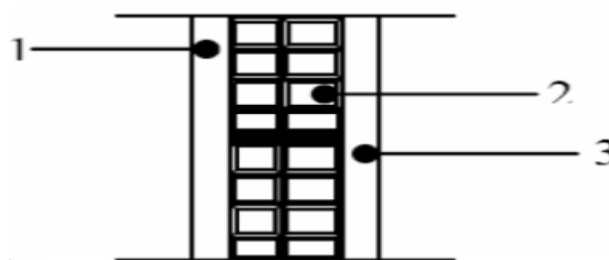


Figure II.7 : Coupe verticale d'un mur intérieur

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur(m)	Poids volumique $\gamma(KN/m^2)$	Charges $G (KN/m^2)$
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale $G_{mint}$				1.30

Tableau II.5 : Charges permanentes (G) aux murs intérieurs.

• Dalle pleine :

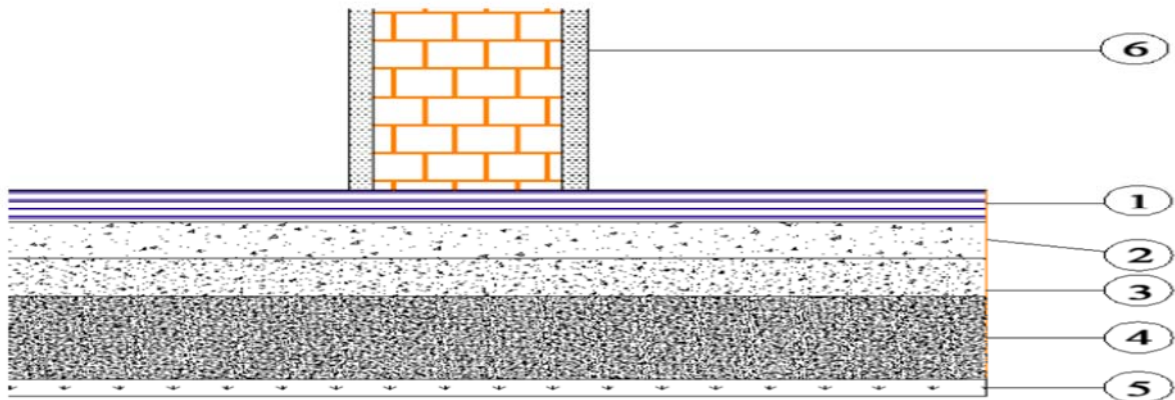


Figure II.8 : Coupe verticale du plancher en dalle pleine.

N°	Composition	Épaisseur (m)	Poids volumique $(KN/m^3)$	Charges $(KN/m^2)$
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	22	0,44
3	couche de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
6	Mur intérieur	/	/	1,30
$G_{tot} = 6,79KN/m^2$				

Tableau II.6 : Caractéristiques des éléments de Dalle pleine.

➤ **Surcharges d'exploitation « Q »** : Le DTR nous donne les valeurs suivantes

Élément	Surcharge (Q) [KN/m <sup>2</sup> ]
Acrotère	1,00
Plancher terrasse inaccessible	1,00
Plancher étage courant à usage d'habitation	1,50
Plancher et RDC	1,5
Balcon	3,5
Escalier	2,5

**Tableau II.7 : Surcharges d'exploitation des différents éléments.**

## II-5) Les poteaux :

### II-5-1) Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé de section (carré, rectangulaire, circulaire, ...). Les poteaux se composent d'armatures longitudinale et transversale ; ils travaillent en flexion composée, (principalement en compression) et constituent les points d'appuis pour les poutres et permettent la transmission des charges d'étage en étage puis aux fondations.

Le Pré dimensionnement de ces derniers se fait par la descente de charge pour le poteau le plus sollicité, à l'ELS en compression simple.

En tenant compte des limites imposées par le (RPA 99 modifié 2003) ; pour la zone (IIa) : les dimensions transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

**(l'article 7.4.1. du R.P.A99 version 2003)**

- \*  $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$
- \*  $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- \*  $1/4 < b_1 / h_1 < 4$

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

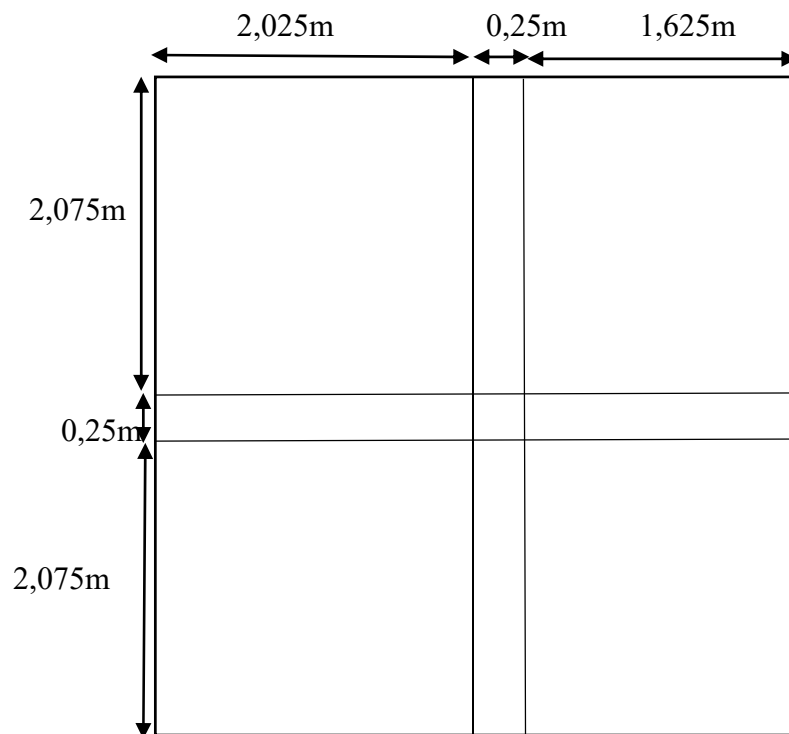
La combinaison des charges sera exprimée par la relation suivante :  $N=G+Q$

- $N_s$  : l'effort normal de compression a la base du poteau
- $S$  : la section transversale du poteau
- $G$  : charge permanente
- $Q$  : surcharge d'exploitation
- $\sigma_{bc}$  : contrainte limite de compression du béton

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

### II.5.2) Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité :

- **Surface d'influence :**



$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 2,075 \times 2,025 = 4,20 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2,075 \times 1,625 = 3,37 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2,075 \times 2,025 = 4,20 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2,075 \times 1,625 = 3,37 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } S = 4,20 + 3,37 + 4,20 + 3,37 = 15,14 \text{ m}^2$$

- **Surface nette :**

$$S_n = 4 \times 15,14 = 60,56 \text{ m}^2$$

- **Surface brute :**

$$S_b = 3,9 \times 4,4 = 17,16 \text{ m}^2$$

### II.5.3. Détermination du poids propre des éléments :

Avec :  $\rho = 25 \text{ KN} / \text{m}^3$

#### \* Poids propre des planchers :

$$\text{Plancher terrasse : } P = 5,83 \times 15,14 = \mathbf{88,27 \text{ KN}}$$

$$\text{Plancher d'étage courant : } P = 5,28 \times 15,14 = \mathbf{79,94 \text{ KN}}$$

#### \* Poids propre des poutres :

$$\text{Poutre principale : } P = [0,25 \times 0,35 \times (2,075 + 2,075)] \times 25 = 9,078 \text{ KN}$$

$$\text{Poutre secondaire : } P = [0,25 \times 0,30 \times (2,025 + 1,625)] \times 25 = 6,844 \text{ KN}$$

Donc le poids total des poutres est :  $P_t = 9,078 + 6,844 = 15,922 \text{ KN}$

**\*Poids propre des poteaux :**

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on se refera dans un premier temps au RPA 99 révisée 2003).

Qui fixe la section minimale d'un poteau en zone IIa (25×25) [cm<sup>2</sup>] d'où :

Poids du poteau d'étage courant :  $P = (0,25 \times 0,25) \times 3,06 \times 25 = 4,781 \text{ KN}$

Poids du poteau de RDC :  $P = (0,25 \times 0,25) \times 4,08 \times 25 = 6,375 \text{ KN}$

**\*Surcharges d'exploitations :**

Plancher terrasse :  $Q_0 = 1,00 \times 15,14 = 15,14 \text{ KN}$

Plancher d'étage courante :  $Q_1 = Q_2 = \dots = Q_5 = 1,5 \times 15,14 = 22,71 \text{ KN}$

**II.5.4 Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :**

Le règlement Algérien (DTR B.C.2.2) exige l'application de dégression des surcharges d'exploitations sur des bâtiments à grand nombre d'étages ; où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendants. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi s'applique entièrement sur tous les niveaux.

La loi de dégression est :

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

$Q_0$  : Surcharges d'exploitation à la **terrasse**

$Q_i$  : Surcharges d'exploitation à l'étage **i**

Et dans notre cas nous avons la même charge d'exploitation pour tous les étages donc ces loi de dégression sera équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites des proportions indiquées comme ainsi :

Niveau	5	4	3	2	1	RDC
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80

**Tableau II.8 : Coefficients des surcharges**

\* Les surcharges cumulées  $Q_n$ :


**Charge d exploitation cumulées :**

$$Q_{totale} = Q_0$$

$$Q_{totale} = Q_0 + Q_1$$

$$Q_{totale} = Q_0 + 0,95 (Q_1+ Q_2)$$

$$Q_{totale} = Q_0 + 0,90 (Q_1+Q_2+Q_3)$$

$$Q_{totale} = Q_0 + 0,85 (Q_1+ Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$Q_{totale} = Q_0 + 0,80 (Q_1+ Q_2 + Q_3 + Q_4+ Q_5)$$

N <sup>0</sup>	Niveau	Opérations	Résultat KN
0	Niveau 5	$Q_0=1 \times 15,14$	15,14
1	Niveau4	$Q_1 = 15,14+22,71$	37,85
2	Niveau3	$Q_2 =15,14 + 0,95(2 \times 22,71)$	58,29
3	Niveau2	$Q_3=15,14+0,90 (3 \times 22,71)$	76,46
4	Niveau1	$Q_4=15,14+0,85(4 \times 22,71)$	92,35
5	RDC	$Q_5= 15,14+0,80 (5 \times 22,71)$	105,98

**Tableau II.9 : Dégression verticale des surcharges d’exploitation**

	Charges permanentes : ( KN )					Efforts normaux N=Gc+Qc(KN)		Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	
	Plancher	Poutres	poteaux	G <sub>totale</sub>	G <sub>cum</sub>	Q <sub>i</sub>	N <sub>s</sub> =Gc+Q <sub>i</sub>	S=N/σ <sub>bc</sub>	Section
Terrasse	88,27	15,922	0	104,192	104,192	15,14	119,332	79,55	25 x 25
4	79,94	15,922	4,781	100,643	204,835	37,85	242,685	161,79	25 x 25
3	79,94	15,922	4,781	100,643	305,478	58,29	363,768	242,512	30 x 30
2	79,94	15,922	4,781	100,643	406,121	76,46	482,581	321,72	30 x 30
1	79,94	15,922	4,781	100,643	506,764	92,35	599,114	399,41	30 x 30
RDC	79,94	15,922	6,375	102,237	609,001	105,98	714,981	476,654	35 x 35

Tableau II.10 : Résumé des sections obtenues par la descente de charge .

●Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA (RPA/A.7.4.1) :

- Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) ≥ 25 cm. → En zone I et IIa.
- Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) ≥  $\frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$ .

- Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) ≥ 25 cm

Min( 25,25 ) = 25 cm ≥ 25 cm → vérifier

Min(30 x 30)= 30 cm ≥ 25 cm → vérifier

Min( 35 x 35) = 35 cm ≥ 25 cm → vérifier

- Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) ≥  $\frac{h_e}{20}$

Min( 35 x 35 ) = 35cm ≥  $\frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20,4$  cm → vérifier

Min( 30 x 30 ) = 30 cm ≥  $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3$  cm → vérifier

Min( 25 x 25) =25cm ≥  $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3$  cm → vérifier

- $$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4.$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = 1 = \frac{35}{35} < 4. \rightarrow \text{Vérifier}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = 1 = \frac{30}{30} < 4. \rightarrow \text{Vérifier}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = 1 = \frac{25}{25} < 4. \rightarrow \text{Vérifier}$$

Les sections adoptées :

- $(35 \times 35) \text{ cm}^2 \rightarrow$  pour le RDC l'étage.
- $(30 \times 30) \text{ cm}^2 \rightarrow$  pour le 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> étage.
- $(25 \times 25) \text{ cm}^2 \rightarrow$  du 4<sup>ème</sup> au 5<sup>ème</sup> étage.

$\Rightarrow$  Les conditions du RPA sont vérifiées.

#### • Vérifications au flambement :

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

Il faut vérifier que l'élancement  $\lambda$  des poteaux est :  $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$ . **(BAEL 99 B.8.4.1)**

Avec :  $l_f$ : longueur de flambement ( $l_f = 0.7l_0$ )

$i$  : rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ ).  $l_0$  : hauteur libre du poteau.

$S$  : section transversale du poteau ( $b \times h$ ).  $I$  : moment d'inertie ( $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$ ).

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12 \cdot b \cdot h}}} = 0.7l_0 \frac{\sqrt{12}}{h}.$$

#### Les vérifications :

- Pour le RDC l'étage (poteau  $35 \times 35$ )  $\text{cm}^2$  :  $l_0 = 4,08 \text{ m} \rightarrow \lambda = 28,27 < 50$ .
- Pour le 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>, au 4<sup>ème</sup> étage (poteau  $30 \times 30$ )  $\text{cm}^2$  :  $l_0 = 3,06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 24,73 < 50$ .
- Pour le 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> étage (poteau  $25 \times 25$ )  $\text{cm}^2$  :  $l_0 = 3,06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 29,68 < 50$ .

**Conclusion :** La condition étant vérifiée, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

# **Chapitre III :**

## **Calcul des éléments non structuraux**

**III.1. L'acrotère :**

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à un effort G dû à son poids propre et un effort latéral Q dû à la main courante et reprend l'effort sismique engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement, le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

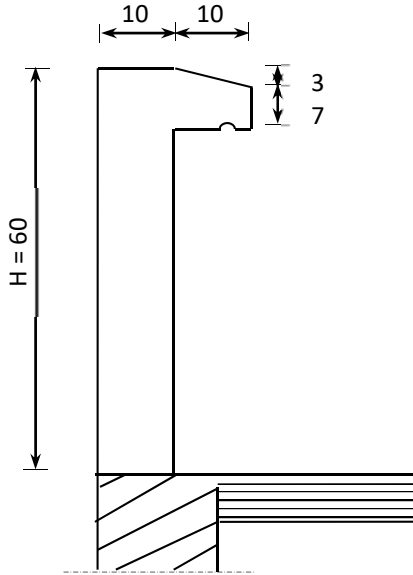


Figure -III-1-1: Coupe verticale de l'acrotère

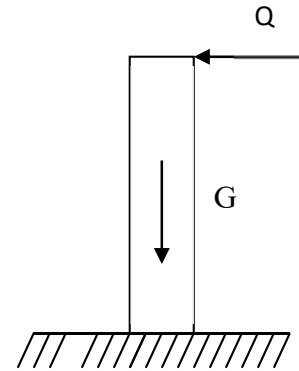


Figure. III.1-2. Schéma statique

**III-1-1). Dimensions de l'Acrotère :**

- + Largeur = 100 cm.
- + Hauteur = 60cm.
- + Épaisseur = 10cm.

**III.1.2) Détermination des sollicitations :**

✓ Poids propre « G » :

La détermination des sollicitations se fait pour une bande de 1m de largeur.

$$G = \rho \cdot S \cdot 1m$$

- Avec :
- $\rho$  : masse volumique du béton = 25 kN /m<sup>3</sup>
  - S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = \rho \times S = 25 [(0,07 \times 0,2) + (0,1 \times 0,5) + (\frac{0,03 \times 0,2}{2})] = 25 \times 0,067 = 1,675 \text{ KN / ml}$$

$$G = 1,675 \text{ kN/ml}$$

✓ Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ kN/ml.}$$

✓ Les efforts internes :

- + Moment de renversement M dû à la surcharge Q :  
 $M_Q = Q \times H = 1(0,6) (1ml) = 0,6 \text{ KN.m}$
- + Effort tranchant :  $T = Q (1ml) = 1(1ml) \Rightarrow 1 \text{ KN}$

✚ Effort normal du au poids propre G :

$$N = G (1ml) = 1,675(1) = 1,675KN$$

✓ Diagramme des efforts internes :

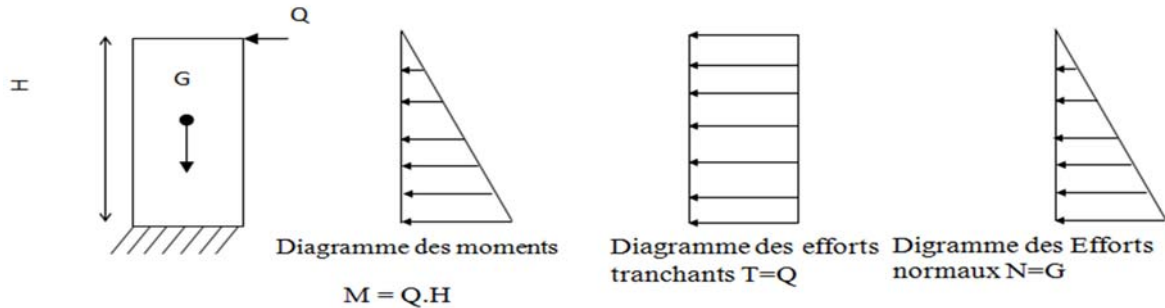


Figure III.1-3: Schémas statiques de l'acrotère

III.1.3) Combinaison de charge :

\* A l'ELU :

$$N_u = 1,35 N_G = 1,35 \times 1,675 = 2,261 \text{ KN (dû à G).}$$

$$M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m (dû à Q).}$$

$$T_u = 1,5 T_Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

\* A l'ELS :

$$N_s = G \Rightarrow N_s = 1,675 \text{ KN}$$

$$M_s = M_Q \Rightarrow M_s = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$T_s = T \Rightarrow T_s = 1 \text{ KN}$$

III.1.4) - Le Ferrailage :

On étudier une section rectangulaire soumise à l'effort normal <<N>> et un moment de renversement <<M>> ; Le ferrailage de l'acrotère sera calculé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur «h = 10cm » et de largeur « b = 100cm»,

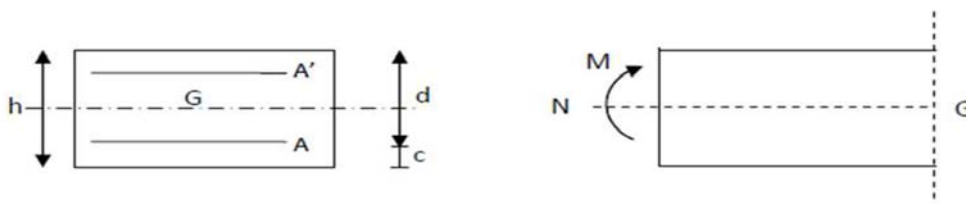


Figure.III.1.4 : Section de calcul

Avec :

$h$  : Épaisseur de la section.

$c$  : La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton.

$d = h - c = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$  : Hauteur utile.

$c$  : Enrobage

**III.1.5) Calcul à L'ELU :**

**a) Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,261} = 0,398\text{m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03\text{m}$$

⇒ Section partiellement comprimée.

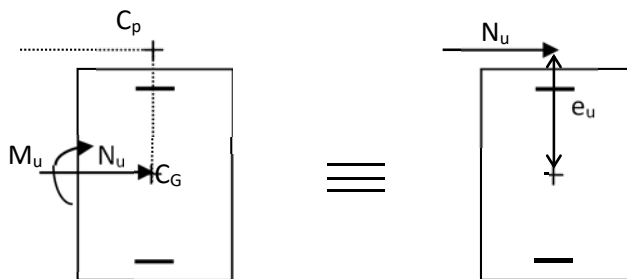
Avec :

$e_u$ : excentricité

$M_u$  : moment du à la compression

$N_u$  : effort de compression

⇒ Le centre de pression «  $C_p$  » se situe l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal ( $N$ ) est un effort de compression ; d'où la section est partiellement comprimée. Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$ , puis calculé à la flexion composée.



**Figure III.1.5: Section rectangulaire soumise à une flexion composée.**

**b) Calcul en flexion simple :**

➤ **Calcul du moment fictif :  $M_f$**

On calcul la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$ :

$$M_f = N_u \times g$$

Avec :

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

$g$  : distance entre le centre de pression  $C_p$  et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$g = e + \frac{h}{2} - c = 0,398 + 0,05 - 0,02 = 0,428 \text{ m} = 42,8 \text{ cm}$$

$$M_f = 2,261 \times 0,428 = 0,968 \text{ KN m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,968 \times 10^6}{1000 \times (80)^2 \times 14,2} = 0,0106 \quad \text{avec : } f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,0106 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \quad \text{avec: } \mu = 0,0106 \Rightarrow \beta = 0,995$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ )

➤ **Armatures fictives  $A_f$  :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,968 \times 10^6}{0,995 \times 80 \times 348} = 34,94 \text{ mm}^2 = 0,349 \text{ cm}^2$$

avec :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

**c) Calcul en flexion composée :**

➤ **Armatures réelles :**

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad \text{avec :} \quad \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = 0,349 - \frac{2,261 \times 10}{348} = 0,349 - 0,065 = 0,284 \text{ cm}^2$$

**III.5.6) Les vérifications A L'ELU :**

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

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

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[ \frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right]$$

avec :  $f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,675} = 0,3582 \text{ m} = 35,82 \text{ cm}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} \times \left[ \frac{35,82 - 0,455 \times 8}{35,82 - 0,185 \times 8} \right] = 0,966 \times 0,937 = 0,905 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0,905 \text{ cm}^2 > A_s = 0,284 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **la condition n'est pas vérifiée.**

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc nous adopterons une section :  **$A_s = A_{min} = 0,905 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .**

Soit :  $A_{adopté} = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$  Avec : un espacement  **$S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$ .**

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}$$

Soit :  $A_r = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  **$S_t = 25 \text{ cm}$ .**

➤ **Vérification au cisaillement (Art 5.1, 211/ BAEL 91) :**

La fissuration est préjudiciable, donc :  $\tau_u \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{avec : } V_u : \text{Effort tranchant} : V_u = T_u = 1.5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1500}{1000.80} = 0,01875 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres (Art A. 6.1.3/BAEL 91) :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \quad \Psi_s = 1.5 \text{ (Acier de haute adhérence)}$$

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence

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

$\sum u_i$  : somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm} = 100,5 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1500}{0,9.80.100,5} = 0,207 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,207 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

➤ **Vérification des espacements des barres :**

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement maximal des armatures d'une nappe est donné par l'article (Art A.4.5,3/BAEL modifié 99)

- Armatures principales :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.}$
- Armatures de répartition :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.}$

Les conditions étant vérifiées, donc le ferrailage à l'ELU est suffisant.

➤ **Encrage des barres : (Art. A.6.1,21/BAEL91) :**

Pour avoir un bon encrage droit, il faut mettre en œuvre un encrage qui est défini par sa longueur de scellement droit :  $L_s$

$$L_S = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} = \frac{8}{4} \frac{400}{2,84} = 281,69 \text{ mm} = 28,169 \text{ cm}$$

$$\text{avec : } \tau_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$$

Soit :  **$L_s = 30 \text{ cm}$**

➤ La longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2) :

$$L_s = 40 \varnothing = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm.}$$

### III.5.7) -Vérification à L'ELS :

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivantes :

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

**Avec :**

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé.

$\sigma_{st}$  : Contrainte dans les aciers tendus.

$\bar{\sigma}_{st}$  : Contrainte limite dans les aciers tendus.

#### ❖ Vérification des contraintes dans l'acier :

L'acrotère étant exposé aux intempéries. La fissuration est considérée comme préjudiciable on doit vérifier donc les conditions suivantes :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right\} \quad (\text{A.4.5, 33/BAEL99})$$

Avec :  $\eta = 1,6$  : coefficient de fissuration (barres à haute adhérence)

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left[ \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right]$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \{266,67 ; 201,63\} \text{ MPa.}$$

Soit :  $\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa.}$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} \quad \text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

D'où :  $\rho_1 = 0,251$  dans tableau :  $\beta_1 = 0,921$  et  $k_1 = 47,90$

$$\sigma_s = \frac{0,6 \times 1000}{0,921 \cdot (8) \cdot (2,01)} = 40,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 40,51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

#### ❖ Vérification des contraintes dans le béton :

Il faut que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{40,51}{47,90} = 0,846 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0,846 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée.

Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

❖ **Vérification de l'acrotère au séisme : (Art 6.2.3 RPA99) :**

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

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

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (IIa, groupe d'usage2):

$$A = 0,15 \quad (\text{RPA99, art4.2.3 tableau 4-1})$$

C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 Dans notre cas (élément en console)

$$C_p = 0.8 \quad (\text{Art 6.2.3 tab 6-1})$$

W<sub>p</sub> : Poids de l'acrotère : W<sub>p</sub> = 1,675 kN/ml

$$D'où : F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,675 = 0,804 \text{ kN/ml}$$

F<sub>p</sub> = 0.804 kN /ml < Q = 1 kN/ml → La condition est vérifiée.

**CONCLUSION :**

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal (dû à la main courante) supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adoptera ainsi pour ferrailage les armatures calculées précédemment.

- Armatures réelles : 4HA8= 2,01 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 25cm
- Armatures de répartition : 4HA8= 2,01 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 25cm

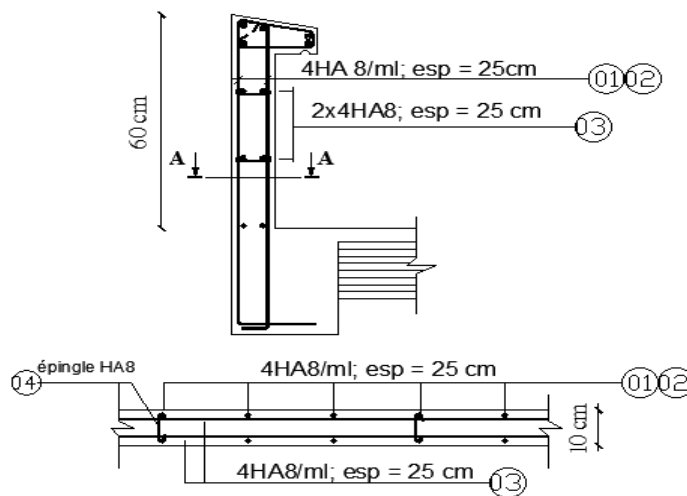


Figure .III.1.6 : Ferrailage de l'acrotère

## III.2. ESCALIER :

### III.2.1) définition :

L'escalier est un élément de la structure qui sert à se déplacer d'un étage à l'autre, dans notre cas il est conçu en béton armé coulé sur place. Il est soumis à leurs poids propre et aux surcharges. L'escaliers est aussi composés de paliers et palliasses assimilés dans le calcul à des poutres isostatique et calculés à la flexion simple. L'escaliers est aussi munis d'un garde - corps.

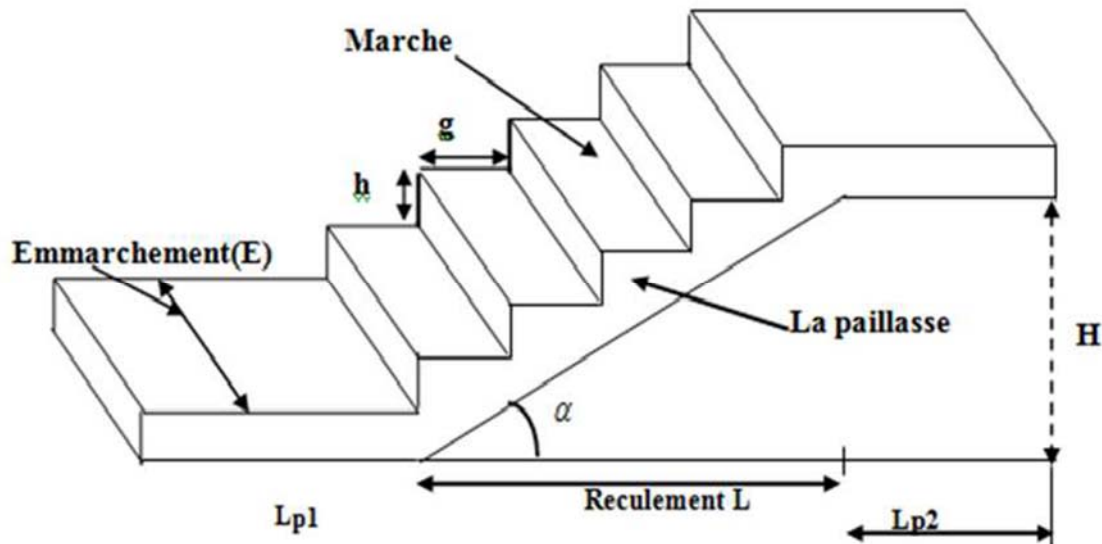


Figure III.2.1 : coupe verticale de l'escalier

#### III.2.1.1). Caractéristiques dimensionnelles :

- La **marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- La **contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur  $h$  est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- Le **giron  $g$**  : est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
- La **volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est 1m
- La **paillasse d'épaisseur  $ep$**  : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- L'**emmarchement** : représente la largeur de la marche.

#### III.2.2) -Pré dimensionnement :

La hauteur et le giron des marches et contre marches pour un bâtiment à usage d'habitation on prend :

$h$  : Hauteur de la contremarche :  $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

$g$  : Giron de la marche :  $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

La condition assurant le confort de l'escalier et donnée par la formule de **BLONDEL** :

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

- ✓ Pour l'étage courant : On prend compte des dimensions des plans d'architecture

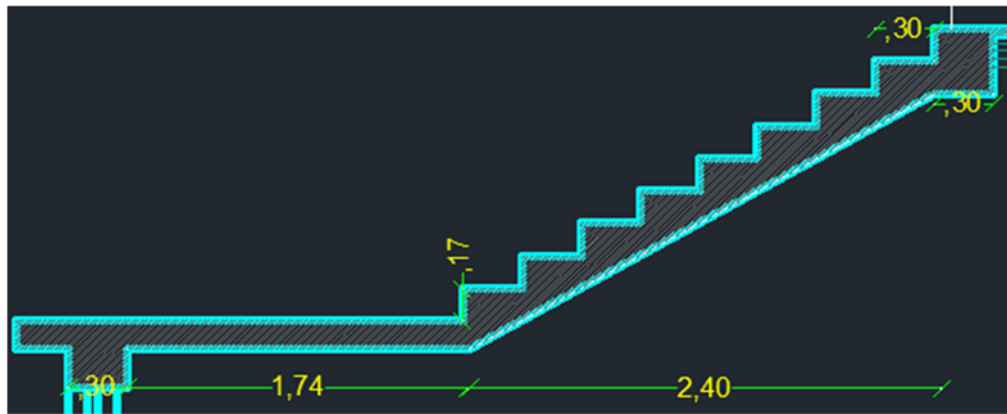


Figure III.2.2: d'escaliers.

III.2.2.1) Pré dimensionnement des marches et contremarches :

$$\frac{h}{2} = \frac{3,06}{2} = 1.53\text{m} \rightarrow \text{soit : volées de 1.53 m de hauteur.}$$

➤ Nombre de contre marche :

Soit :  $h=17\text{cm}$

$$n = 153/17 = 9 \text{ soit : } n = 9 \text{ contremarche}$$

➤ Nombre de marche :

Soit :  $n=9$

$$m = (n-1) = 9-1 = 8 \text{m} \rightarrow m = 8 \text{ marches}$$

➤ Vérification de la relation de **BLONDEL** :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30 \text{ cm}$$

$$59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm} \rightarrow 59 \text{ cm} \leq 2h+g = 17 \times 2 + 30 = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

$$59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \Rightarrow \text{La relation est vérifiée.}$$

III.2.2.2) -Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme une simplement appuyée sur ces deux côtés.

\* **Épaisseur de la paillasse  $E_p$**  : doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq E_p \leq \frac{L_0}{20} \quad \text{avec : } L_0 = L' + L_{\text{palier}}$$

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha} \quad \text{avec : } L' : \text{La portée de la paillasse}$$

$$\text{Nous avons : } \tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,6375 \rightarrow \alpha = 32,52^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,843$$

Donc la portée :  $L' = \frac{240}{0,843} = 284,7\text{cm}$

$\frac{284,7+174}{30} \leq E_p \leq \frac{284,7+174}{20} \rightarrow 15,29\text{cm} \leq E_p \leq 22,94\text{cm}$

Soit :  $E_p = 18\text{cm}$

On opte pour une épaisseur de **18 cm** pour la paillasse et le palier de repos.

**III.2.3) -Détermination des sollicitations de calcul :**

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

✓ **Charges permanentes :**

➤ **Poids de revêtement :**

Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/ml)	Charge G KN/m <sup>2</sup>
Revêtement de carrelage (2cm)	0,02	20	0,40
Mortier de pose (2cm)	0,02	22	0,44
Couche de sable (3cm)	0,03	18	0,54
Enduit de ciment (2cm)	0,02	18	0,36
<b>Totale</b>			<b>1,74 x1ml 1,74 KN/ml</b>

➤ **Palier :**

Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique KN/m <sup>2</sup>	Charge G x 1 ml KN/ml
Poids propre de Palier	0,18	25	4,5
Poids de revêtement	/	/	1,74
<b>Total</b>			<b>6,24</b>

**Tableau III.2.1. Charge permanentes du palier**

➤ **Palliasse :**

élément	Épaisseur (m)	Poids volumique KN/m <sup>2</sup>	Charge G x 1 ml KN/ml
Poids propre de Palliasse	0,18	25	$25 \times 0,18 / \cos 32,52 = 5,34$
Poids des marches	0,17	25	$25 \times 0,17 / 2 = 2,125$
Poids de garde-corps	0,1		0,2
Poids de revêtement	/	/	1,74
<b>Total</b>			<b>9,405</b>

**Tableau III.2.2. Charge permanentes de paillasse**

➤ **Charges d'exploitation :**

- Palier :  $Q_{pal} = 2,5 \text{KN/m}^2 = 2,5 \times 1 \text{ml} = 2,5 \text{ KN/ml}$

- paillasse :  $Q_{paill} = 2,5 \text{KN/m}^2 = 2,5 \times 1 \text{ml} = 2,5 \text{ KN/ml}$

➤ **Combinaison des charges :**

**1) État limite ultime : ELU**

- Palliasse :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 9,405 + 1,5 \times 2,5 = 16,45 \text{ KN/ml}$

- Palier :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,24 + 1,5 \times 2,5 = 12,17 \text{ KN/ml}$

**2) État limite de service : ELS**

- Palliasse :  $q_s = G + Q = 9,405 + 2,5 = 11,905 \text{KN/ml}$

- Palier :  $q_s = G + Q = 6,24 + 2,5 = 8,74 \text{KN/ml}$

	ELU : $1,35G + 1,5Q$ [KN/ml]	ELS : $G + Q$ [KN/ml]
PALIER	12,17	8,74
PAILLASSE	16,45	11,905

**. Tableau III.2.3: Combinaison des charges**

III.2.4) Calcul à l'ELU :

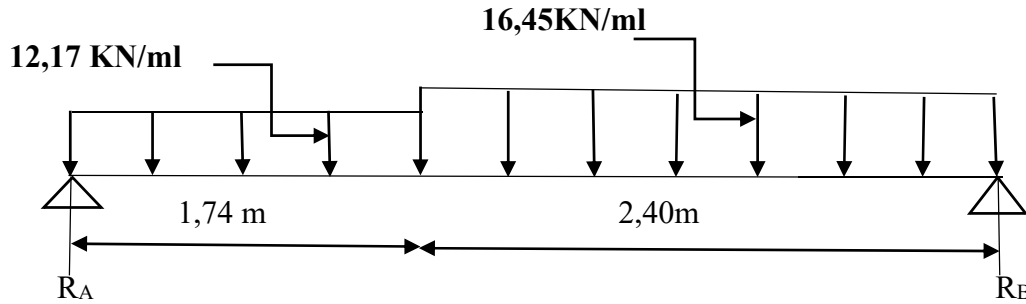


Figure.III.2.3 : Schéma de chargement à l'ELU.

➤ Calcul des réactions d'appuis :

Pour déterminer les efforts internes, on se référera aux méthodes de calcul de la RDM :

$$\Sigma F=0 \rightarrow R_A+R_B = (16,45 \times 2,4) + (12,17 \times 1,74) \rightarrow R_A+R_B = 60,66 \text{KN.}$$

$$\Sigma M/A=0 \rightarrow 16,45(2,4) (2,94) + 12,17 (1,74) (0,87) - R_B (4,14) = 116,0712 + 18,422946 - 4,14R_B$$

$$4,14R_B = 134,49 \text{ donc : } R_B = 32,49 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B=0 \rightarrow 4,14R_A - 12,17(1,74) (3,27) - 16,45(2,4) (1,2) = 4,14R_A - 69,245 - 47,376$$

$$4,14R_A = 116,621 \text{ donc : } R_A = 28,17 \text{ KN}$$

III.2.4.1) Calcul des efforts tranchant et les moments fléchissant :

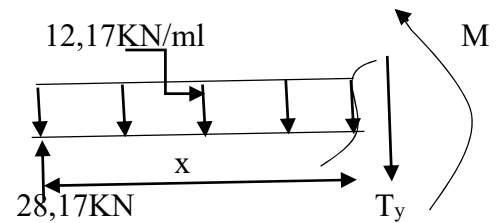
➤ Effort tranchant :

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \text{ m} \leq x \leq 1,74 \text{ m}$

$$T_y(x) = -12,17x + 28,17$$

Pour :  $x = 0 \Rightarrow T(0) = 28,17 \text{ KN}$

$x = 1,74 \text{ m} \Rightarrow T(1,74) = 6,99 \text{ KN}$

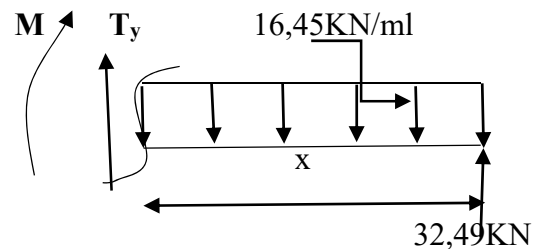


2<sup>eme</sup> tronçon :  $0 \text{ m} \leq x \leq 2,40 \text{ m}$

$$T(x) = 16,45x - 32,49$$

Pour :  $x = 0 \text{ m} \Rightarrow T(0) = -32,49 \text{ KN}$

$x = 2,40 \text{ m} \Rightarrow T(2,40) = 6,99 \text{ KN}$



➤ **Moment fléchissant :**

**1<sup>er</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 1,74\text{m}$

$$M_z = -12,17 \frac{x^2}{2} + 28,17x$$

Pour :  $x = 0 \text{ m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$

$$x = 1,74\text{m} \Rightarrow M(1,74) = 30,59 \text{ KN.m}$$

**Calcul du  $M_{\max}$  :**

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = -12,17x + 28,17 = T(y) = 0 ; M_z = M_{\max}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow -12,17x + 28,17 = 0 \Rightarrow x = \mathbf{2,31\text{m}}$$

$$M(x = 2,31) = -12,17 \frac{2,31^2}{2} + 28,17(2,31) = 32,60 \text{ KN.m} \Rightarrow \mathbf{M_{\max} = 32,60\text{KN.m}}$$

**2<sup>eme</sup> tronçon :**  $0 \text{ m} \leq x \leq 2,40 \text{ m}$

$$M_z = -16,45 \frac{x^2}{2} + 32,49x$$

Pour :  $x = 0 \text{ m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$

$$x = 2,40\text{m} \Rightarrow M(2,4) = 30,60\text{KN.m}$$

**Calcul du  $M_{\max}$  :**

$$-\frac{dM_z(x)}{dx} = 16,45x - 32,49 = T(y) = 0 ; M_z = M_{\max}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 16,45x - 32,49 = 0 \Rightarrow x = \mathbf{1,98\text{m}}$$

$$M(x = 1,98) = -16,45 \frac{1,98^2}{2} + 32,49(1,98) = 32,08\text{KN.m} \Rightarrow \mathbf{M_{\max} = 32,08 \text{ KN.m}}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 2.31\text{m}$ .

$$\text{Donc : } \mathbf{M_{\max} = 32,60\text{KN.m}}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

$$\text{- Aux appuis : } M_{ua} = -0,3M_{\max} = -0,3 \times 32,60 = -9,78 \text{ KN.m}$$

$$\text{- en travées : } M_{ut} = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 32,60 = 27,71\text{KN.m}$$

Les résultats trouvés figurent sur les diagrammes ci-dessous :

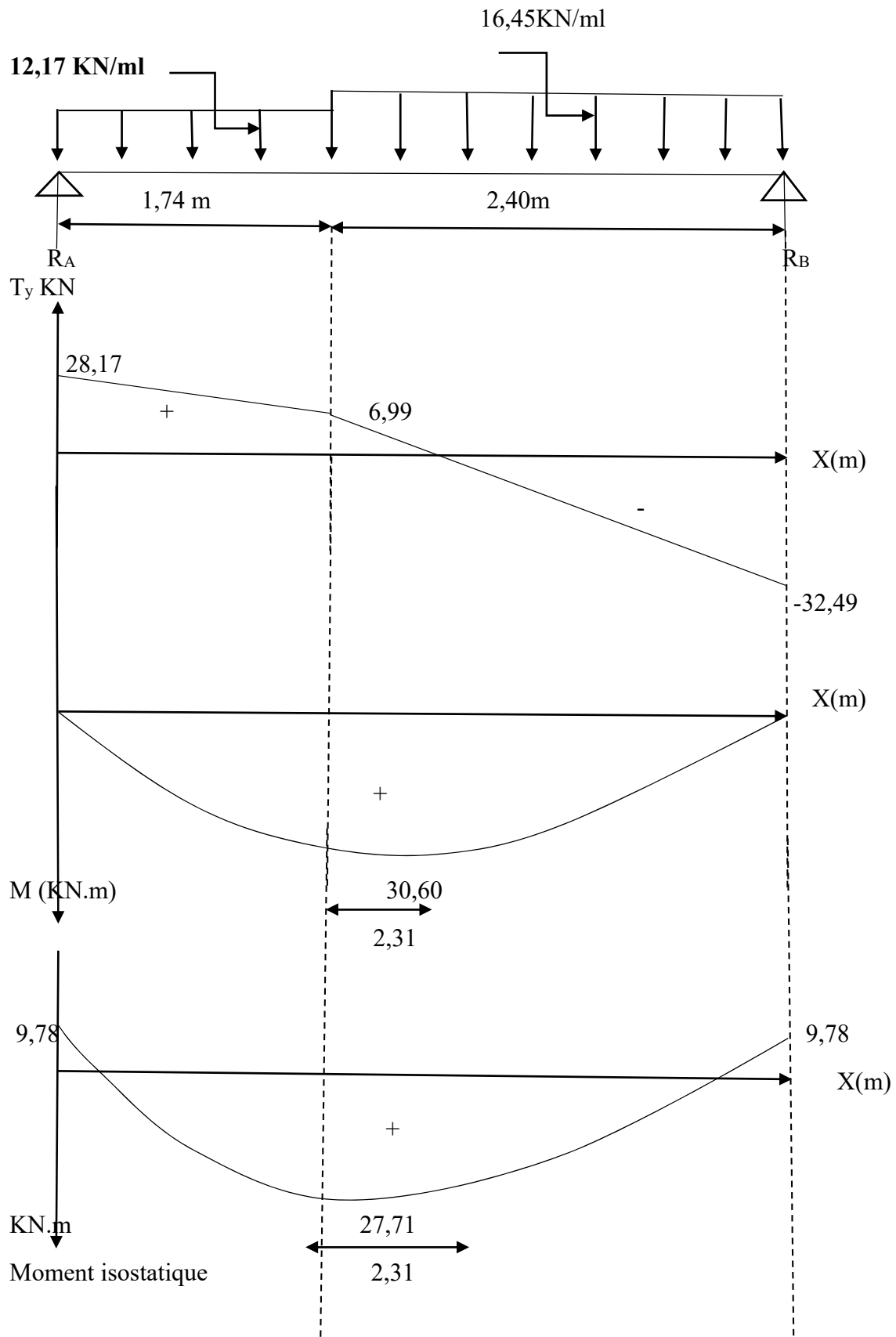


Figure III.2.4 : Diagramme des sollicitations

III.2.5) Calcul à l'ELS :

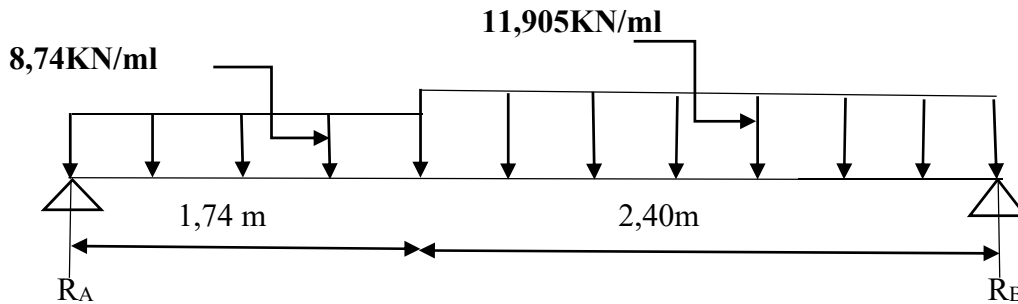


Figure.III.2.5 : Schéma de chargement à L'ELS.

Pour déterminer les efforts internes, on se référera aux méthodes de calcul de la RDM :

$$\Sigma F=0 \rightarrow R_A+R_B = (11,905 \times 2,4) + (8,74 \times 1,74) \rightarrow R_A+R_B = 43,78 \text{KN.}$$

$$\Sigma M/A=0 \rightarrow 11,905(2,4) (2,94) + 8,74 (1,74) (0,87) - R_B (4,14) = 84,00168 + 13,230612 - 4,14R_B$$

$$4,14R_B = 97,23 \text{ donc : } R_B = 23,49 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B=0 \rightarrow 4,14R_A - 8,74(1,74) (3,27) - 11,905(2,4) (1 ; 2) = 4,14R_A - 49,7289 - 34,2864$$

$$4,14R_A = 84,02 \text{ donc : } R_A = 20,29 \text{ KN}$$

III.2.5.1) Calcul des efforts tranchant et les moments fléchissant :

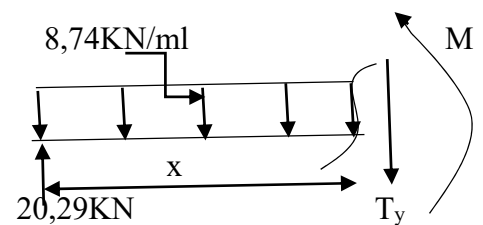
➤ Effort tranchant :

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \text{ m} \leq x \leq 1,74 \text{ m}$

$$T_y(x) = -8,74x + 20,29$$

Pour :  $x = 0 \Rightarrow T(0) = 20,29 \text{ KN}$

$x = 1,74 \text{ m} \Rightarrow T(1,74) = 5,08 \text{ KN}$

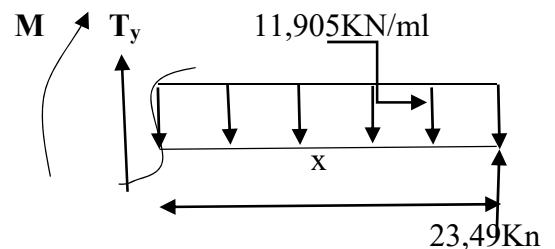


2<sup>eme</sup> tronçon :  $0 \text{ m} \leq x \leq 2,40 \text{ m}$

$$T(x) = 11,905x - 23,49$$

Pour :  $x = 0 \text{ m} \Rightarrow T(0) = -23,49 \text{ KN}$

$x = 2,40 \text{ m} \Rightarrow T(2,40) = 5,08 \text{ KN}$



➤ Moment fléchissant :

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,74 \text{ m}$

$$M_Z = -8,74 \frac{x^2}{2} + 20,29x$$

Pour :  $x = 0 \text{ m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$

$$x = 1,74 \text{ m} \Rightarrow M(1,74) = 22,10 \text{ KN.m}$$

**Calcul du  $M_{\max}$  :**

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = -8,74x + 20,29 = T(y) = 0 ; M_z = M_{\max}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow -8,74x + 20,29 = 0 \Rightarrow x = \mathbf{2,32 \text{ m}}$$

$$M(x = 2,32) = -8,74 \frac{2,32^2}{2} + 20,29 (2,32) = 23,55 \text{ KN.m} \Rightarrow \mathbf{M_{\max} = 23,55 \text{ KN.m}}$$

**2<sup>ème</sup> tronçon :**  $0 \text{ m} \leq x \leq 2,40 \text{ m}$

$$M_z = -11,905 \frac{x^2}{2} + 23,49 x$$

Pour :  $x = 0 \text{ m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$

$$x = 2,40 \text{ m} \Rightarrow M(2,4) = 22,10 \text{ KN.m}$$

**Calcul du  $M_{\max}$  :**

$$-\frac{dM_z(x)}{dx} = -11,905x + 23,49 = T(y) = 0 ; M_z = M_{\max}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 11,905x - 23,49 = 0 \Rightarrow x = \mathbf{1,97 \text{ m}}$$

$$M(x = 1,97) = -11,905 \frac{1,97^2}{2} + 23,49 (1,97) = 23,17 \text{ KN.m} \Rightarrow \mathbf{M_{\max} = 23,17 \text{ KN.m}}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 2,32 \text{ m}$ .

$$\text{Donc : } \mathbf{M_{\max} = 23,55 \text{ KN.m}}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

$$\text{- Aux appuis : } M_{ua} = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 23,55 = -7,07 \text{ KN.m}$$

$$\text{- en travées : } M_{ut} = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 23,55 = 20,02 \text{ KN.m}$$

Les résultats trouvés figurent sur les diagrammes ci-dessous :

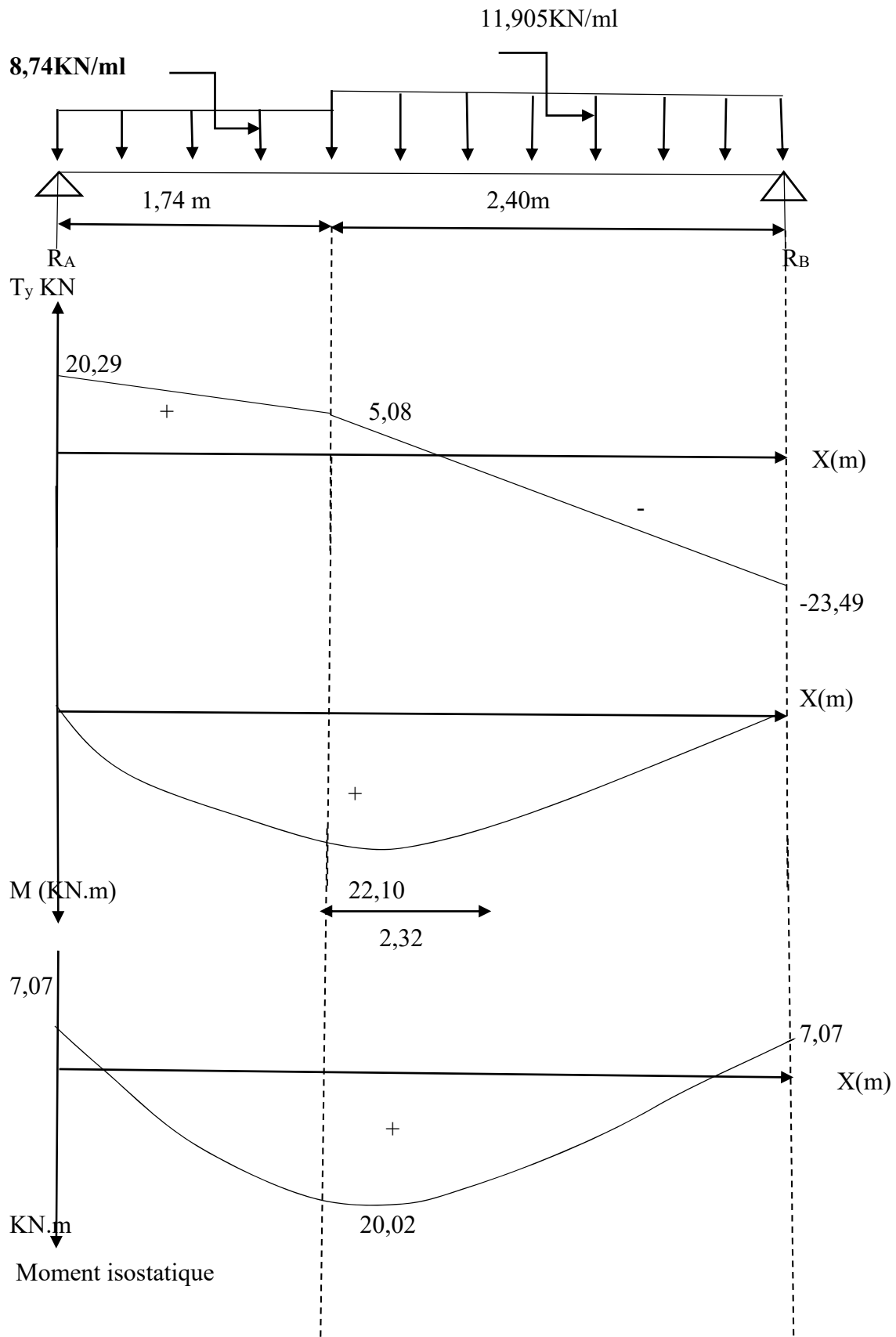
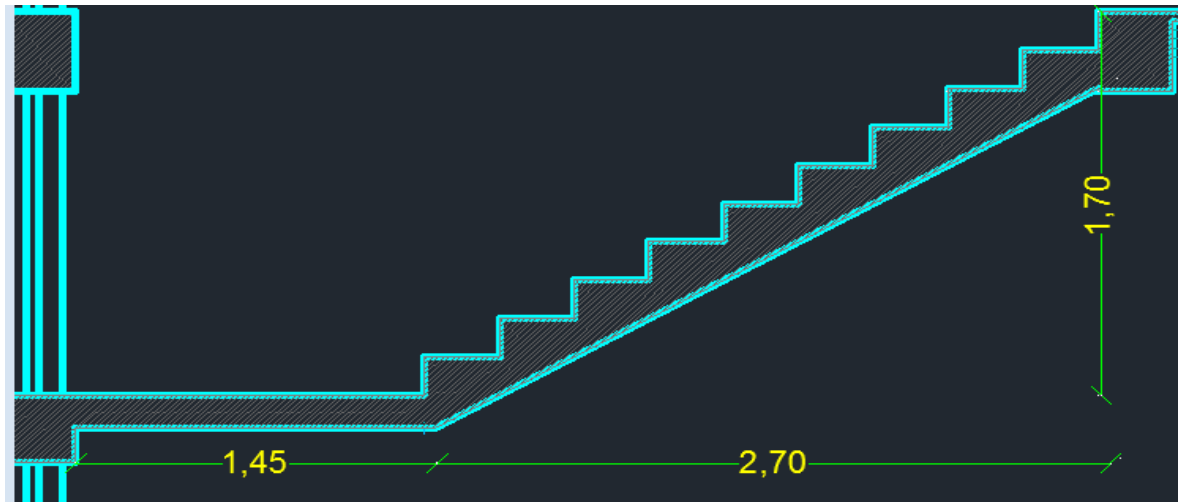


Figure III.2.6 : Diagramme des sollicitations

✓ Pour RDC : On prend compte des dimensions des plans d'architecture



**III.6) -Pré dimensionnement :**

La hauteur et le giron des marches et contre marches pour un bâtiment à usage d'habitation on prend :

**h** : Hauteur de la contremarche :  $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

**g** : Giron de la marche :  $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

La condition assurant le confort de l'escalier et donnée par la formule de **BLONDEL** :

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

**III.6.1) Pré dimensionnement des marches et contremarches :**

➤ Nombre de contre marche :

$$H = 408 - 238 = 170\text{m}$$

Soit :  $h = 17\text{cm}$

$$n = 170 / 17 = 10 \text{ soit : } n = 10 \text{ contremarche}$$

➤ Nombre de marche :

$$\text{Soit : } n = 10$$

$$m = (n - 1) = 10 - 1 = 9 \text{ m} \rightarrow m = 9 \text{ marches}$$

➤ Vérification de la relation de **BLONDEL** :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{270}{10-1} = 30 \text{ cm}$$

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm} \rightarrow 59 \text{ cm} \leq 2h + g = 17 \times 2 + 30 = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

$$59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \Rightarrow \text{La relation est vérifiée.}$$

**III.6.2) -Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**

\* **Épaisseur de la paillasse  $E_p$  :** doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq E_p \leq \frac{L_0}{20} \quad \text{avec : } L_0 = L' + L_{\text{palier}}$$

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha} \quad \text{avec : } L' : \text{La portée de la paillasse}$$

Nous avons :  $\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{170}{270} = 0,6296 \rightarrow \alpha = 32,19^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,846$

Donc la portée :  $L' = \frac{270}{0,846} = 319,15\text{cm}$

$$\frac{319,15+145}{30} \leq E_p \leq \frac{319,15+145}{20} \rightarrow 15,47\text{cm} \leq E_p \leq 23,21\text{cm}$$

Soit :  **$E_p = 18\text{cm}$**

On opte pour une épaisseur de **18 cm** pour la paillasse et le palier de repos.

**III.6.3) -Détermination des sollicitations de calcul :**

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

✓ **Charges permanentes :**

➤ **Poids de revêtement :**

élément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/ml)	Charge G KN/m <sup>2</sup>
Revêtement de carrelage (2cm)	0,02	20	0,40
Mortier de pose (2cm)	0,02	22	0,44
Couche de sable (3cm)	0,03	18	0,54
Enduit de ciment (2cm)	0,02	18	0,36
Totale			<b>1,74 x1ml</b> <b>1,74 KN/ml</b>

➤ Palier :

Elément	Épaisseur (m)	Poids volumique KN/m <sup>2</sup>	Charge G x 1 ml KN/ml
Poids propre de Palier	0,18	25	4,5
Poids de revêtement	/	/	1,74
<b>Total</b>			<b>6,24</b>

Tableau III.2.4. Charge permanentes du palier

➤ Palliase :

Elément	Épaisseur (m)	Poids volumique KN/m <sup>2</sup>	Charge G x 1 ml KN/ml
Poids propre de Palliase	0,18	25	$25 \times 0,18 / \cos 32,19 = 5,32$
Poids des marches	0,17	25	$25 \times 0,17 / 2 = 2,125$
Poids de garde-corps	0,1		0,2
Poids de revêtement	/	/	1,74
<b>Total</b>			<b>9,385</b>

Tableau III.2.5. Charge permanentes de paillasse

➤ Charges d'exploitation :

- Palier :  $Q_{pal} = 2,5 \text{KN/m}^2 = 2,5 \times 1 \text{ml} = 2,5 \text{ KN/ml}$

- paillasse :  $Q_{paill} = 2,5 \text{KN/m}^2 = 2,5 \times 1 \text{ml} = 2,5 \text{ KN/ml}$

➤ Combinaison des charges :

3) État limite ultime : ELU

- Palliase :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 9,385 + 1,5 \times 2,5 = 16,42 \text{ KN/ml}$

- Palier :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,24 + 1,5 \times 2,5 = 12,17 \text{ KN/ml}$

4) État limite de service : ELS

- Palliase :  $q_s = G + Q = 9,385 + 2,5 = 11,885 \text{KN/ml}$

- Palier :  $q_s = G + Q = 6,24 + 2,5 = 8,74 \text{KN/ml}$

	ELU : 1,35G+1,5Q [KN/ml]	ELS : G+Q [KN/ml]
PALIER	12,17	8,74
PAILLASSE	16,42	11,885

. Tableau III.2.6: Combinaison des charges

III.6.4) Calcul à l'ELU :

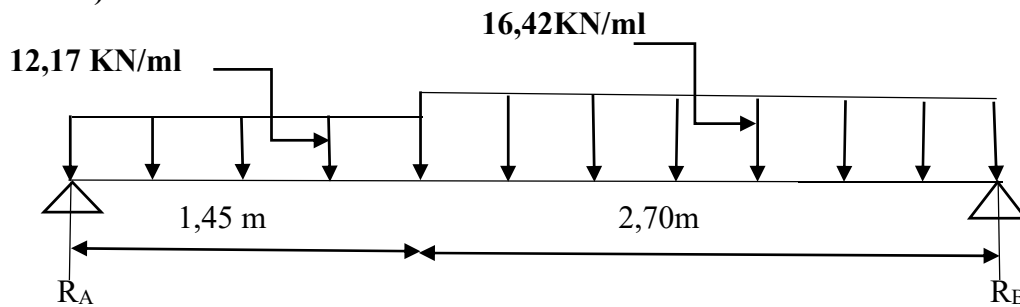


Figure.III.2.7 : Schéma de chargement à l'ELU.

➤ Calcul des réactions d'appuis :

Pour déterminer les efforts internes, on se référera aux méthodes de calcul de la RDM :

$$\Sigma F=0 \rightarrow R_A+R_B = (16,42 \times 2,7) + (12,17 \times 1,45) \rightarrow R_A+R_B = 62,02 \text{KN.}$$

$$\Sigma M/A=0 \rightarrow 16,42(2,7) (2,8) + 12,17 (1,45) (0,73) - R_B (4,15) = 124,1352 + 12,8819 - 4,15R_B$$

$$4,15R_B = 137,02 \text{ donc : } R_B = 33,01 \text{KN}$$

$$\Sigma M/B=0 \rightarrow 4,15R_A - 12,17(1,45) (3,43) - 16,42(2,7) (1,35) = 4,15R_A - 60,527 - 59,851$$

$$4,15R_A = 120,38 \text{ donc : } R_A = 29,01 \text{KN}$$

III.6.4.1) Calcul des efforts tranchant et les moments fléchissant :

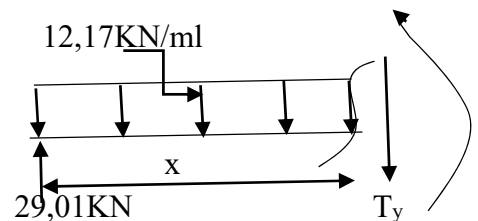
➤ Effort tranchant :

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \text{ m} \leq x \leq 1,45 \text{ m}$

$$T_y(x) = -12,17x + 29,01$$

Pour :  $x = 0 \Rightarrow T(0) = 29,01 \text{KN}$

$x = 1,45 \text{ m} \Rightarrow T(1,45) = 11,37 \text{KN}$

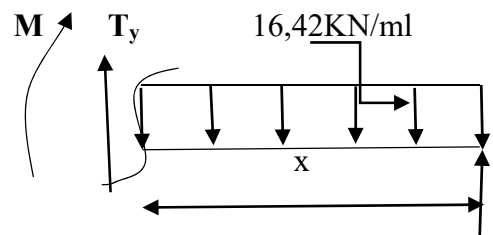


2<sup>eme</sup> tronçon :  $0 \text{ m} \leq x \leq 2,70 \text{ m}$

$$T(x) = 16,42x - 33,01$$

Pour :  $x = 0 \text{ m} \Rightarrow T(0) = -33,01 \text{KN}$

$x = 2,70 \text{ m} \Rightarrow T(2,70) = 11,37 \text{KN}$



➤ **Moment fléchissant :**

**1<sup>er</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 1,45\text{m}$

$$M_z = -12,17 \frac{x^2}{2} + 29,01x$$

Pour :  $x = 0 \text{ m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$

$$x = 1,45\text{m} \Rightarrow M(1,45) = 29,27 \text{ KN.m}$$

**Calcul du  $M_{\max}$  :**

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = -12,17x + 29,01 = T(y) = 0 ; M_z = M_{\max}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow -12,17x + 29,01 = 0 \Rightarrow x = \mathbf{2,38\text{m}}$$

$$M(x = 2,38) = -12,17 \frac{2,38^2}{2} + 29,01 (2,38) = 34,58 \text{ KN.m} \Rightarrow \mathbf{M_{\max} = 34,58\text{KN.m}}$$

**2<sup>eme</sup> tronçon :**  $0 \text{ m} \leq x \leq 2,70 \text{ m}$

$$M_z = -16,42 \frac{x^2}{2} + 33,01x$$

Pour :  $x = 0 \text{ m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$

$$x = 2,70\text{m} \Rightarrow M(2,7) = 29,27\text{KN.m}$$

**Calcul du  $M_{\max}$  :**

$$-\frac{dM_z(x)}{dx} = 16,42x - 33,01 = T(y) = 0 ; M_z = M_{\max}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 16,42x - 33,01 = 0 \Rightarrow x = \mathbf{2,01\text{m}}$$

$$M(x = 2,01) = -16,42 \frac{2,01^2}{2} + 33,01 (2,01) = 33,18\text{KN.m} \Rightarrow \mathbf{M_{\max} = 33,18\text{KN.m}}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 2.38\text{m}$ .

$$\text{Donc : } \mathbf{M_{\max} = 34,58\text{KN.m}}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

$$\text{- Aux appuis : } M_{ua} = -0,3M_{\max} = -0,3 \times 34,58 = -10,37 \text{ KN.m}$$

$$\text{- en travées : } M_{ut} = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 34,58 = 29,39\text{KN.m}$$

Les résultats trouvés figurent sur les diagrammes ci-dessous :

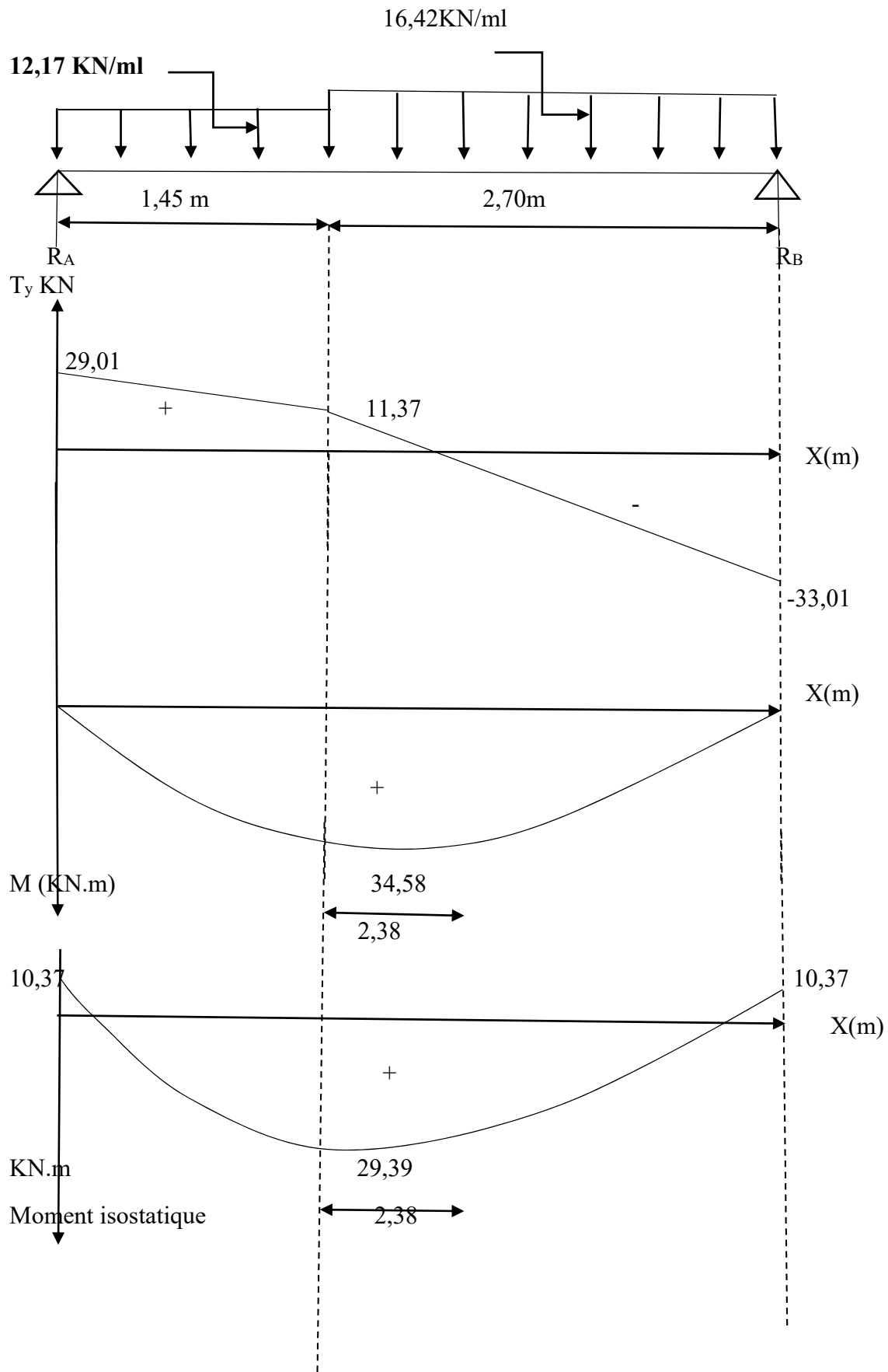


Fig III.2.8 : Diagramme des sollicitations

Donc le cas le plus défavorable est le deuxième cas (avec  $M_{max} = 34,58 \text{KN.m}$ )

**III .6.4.2) Calcul des armatures :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple.

**a) Aux appuis :**

✓ **Armatures principales :**

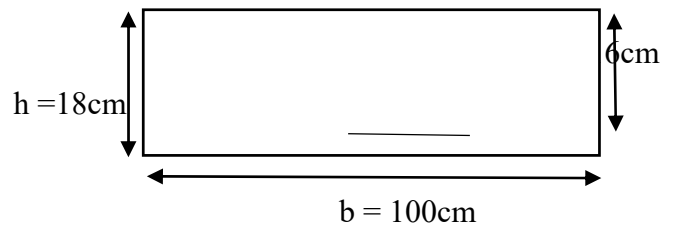
$d = 16 \text{cm}$  ;  $b = 100 \text{cm}$  ;  $c = 2 \text{cm}$  avec :  $M_a = 10,37 \text{KN.m}$

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

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10,37 \times 10^3}{100 \times (16^2) \times 14,2} = 0,028$$

$$\mu_a = 0,028 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \beta = 0,986$$

⇒ La section est simplement armée.



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

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{10,37 \times 10^3}{0,986 \times 16 \times 348} = 1,90 \text{cm}^2$$

Donc :  $A_a = 1,90 \text{cm}^2$

Soit :  $A_a = 6 \text{HA}12 = 6,78 \text{cm}^2$  avec l'espacement  $St = 16 \text{cm}$ .

✓ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,70 \text{cm}^2$$

Soit :  $A_r = 4 \text{HA}8 = 2,01 \text{cm}^2$  avec l'espacement  $St = 25 \text{cm}$ .

**b) En travées :**

✓ **Armatures principales :**

Avec :  $M_t = 29,39 \text{KN.m}$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{29,39 \times 1000}{100 \times (16^2) \times 14,2} = 0,081$$

$$\mu_t = 0,081 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \beta = 0,957$$

⇒ La section est simplement armée.

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

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{29,39 \times 10^3}{0,957 \times 16 \times 348} = 5,52 \text{cm}^2$$

Soit :  $A_t = 6 \text{HA}12 = 6,78 \text{cm}^2$  avec l'espacement  $St = 16 \text{cm}$ .

✓ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,70 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec l'espacement  $St = 25 \text{ cm}$ .

III-6-4-3) Vérification à l'ELU :

➤ Condition de non fragilité (BAEL 91, Art. A.4.2.1) :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 16 \frac{2,1}{400} = 1,93 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :  $A_r = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,93 \text{ cm}^2$  La condition est vérifiée

En travées :  $A_t = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,93 \text{ cm}^2$  La condition est vérifiée

➤ Espacement des barres : (BAEL 91 / Art A.8.2,42) :

➤ Armatures principales :

- Aux appuis :  $St = 16 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow$  Condition Vérifiée

- En travées :  $St = 16 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow$  Condition Vérifiée

➤ Armature de répartition :

- Aux appuis :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow$  Condition Vérifiée

- En travées :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow$  Condition Vérifiée

➤ Vérification au cisaillement (BAEL 99/ A 5.2.2) :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL 91/ Art.A.5.2.1, 211})$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{33,01 \times 10^3}{10^3 \times 160} = 0,20 \text{ MPa} \quad \text{avec : } T_u^{\max} = 33,01 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3,33 ; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau = 0,20 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$  condition vérifiée.

➤ Influence de l'effort tranchant aux appuis :

➤ Influence sur le béton :  $T_{\max} \leq T$

$$T = 0,4b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a = 0,9d \quad T_{\max} = 33,01 \text{ KN} \quad (\text{BAEL 91/ Art 5.1,313})$$

$$T = \frac{0,4 \times 1 \times 0,9 \times 0,16 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 960 \text{ KN}$$

$T_{\max} = 33,01 \text{ KN} < T = 960 \text{ KN} \dots \dots \dots$  condition vérifiée.

➤ Influence sur les armatures :

On doit vérifier que :  $A_a \geq \frac{1,15}{f_e} ( T_{max} + \frac{Ma}{0,9d} )$

$$A_a = 2,31 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} ( 33,01 \times 10^3 + \frac{-10,37 \times 10^6}{0,9 \times 160} ) = 112 \text{ mm}^2 = 1,01 \text{ cm}^2$$

$A_a = 2,31 \text{ cm}^2 \geq 1,12 \text{ cm}^2$  ..... condition vérifiée.

➤ Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres :

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{max}}{0,9d \sum u_i} \text{ avec : } \sum u_i \text{ : somme des périmètres utiles des barres. (Art A6.1.3, BAEL 91).}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 6 \times 3,14 \times 1,2 = 22,61 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{max}}{0,9d \sum u_i} = \frac{33,01 \times 1000}{0,9 \times 160 \times 226,1} = 1,01 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1,01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$  ..... condition vérifiée.

➤ Ancrage des armatures en appuis : (BAEL 91/Art A.6.1, 221)

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \text{ avec : } \psi_s = 1,5 ; f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa} \quad \bar{\tau}_{se} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,84} = 422,5 \text{ mm} = 42,25 \text{ cm} \text{ On prend : } l_s = 45 \text{ cm.}$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend :  $l_c = 0,4 l_s$  (Art A.6.1.253).

$$l_c = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

III.6.5) Calcul à l'ELS :

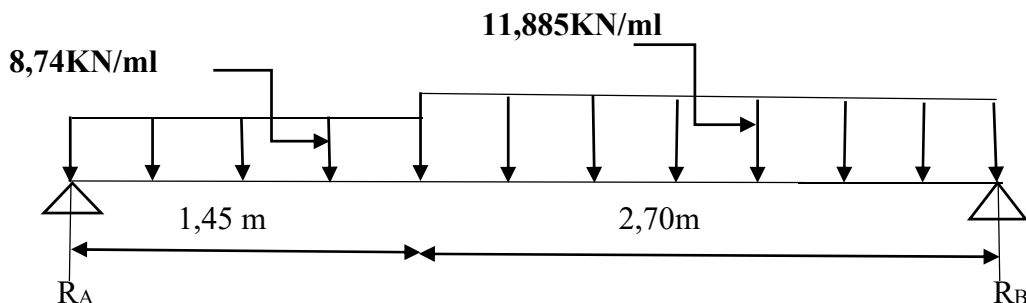


Figure.III.2.9: Schéma de chargement à L'ELS.

Pour déterminer les efforts internes, on se référera aux méthodes de calcul de la RDM :

$$\Sigma F=0 \rightarrow R_A+R_B = (11,885 \times 2,7) + (8,74 \times 1,45) \rightarrow R_A+R_B = 44,76 \text{KN.}$$

$$\Sigma M/A=0 \rightarrow 11,885(2,70)(2,8) + 8,74(1,45)(0,725) - R_B(4,15) = 89,8506 + 9,1879 - 4,15R_B$$

$$4,15R_B = 99,038525 \text{ donc : } R_B = 23,86 \text{KN}$$

$$\Sigma M/B=0 \rightarrow 4,15R_A - 8,74(1,45)(3,43) - 11,885(2,7)(1,35) = 4,15R_A - 43,46839 - 43,320825$$

$$4,15R_A = 86,78922 \text{ donc : } R_A = 20,91 \text{KN}$$

**III.6.5.1) Calcul des efforts tranchant et les moments fléchissant :**

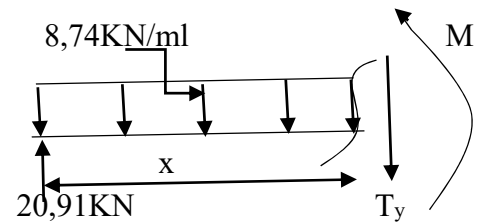
➤ **Effort tranchant :**

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \text{m} \leq x \leq 1,45 \text{m}$

$$T_y(x) = -8,74x + 20,91$$

Pour :  $x = 0 \Rightarrow T(0) = 20,91 \text{KN}$

$x = 1,45 \text{m} \Rightarrow T(1,45) = 8,24 \text{KN}$



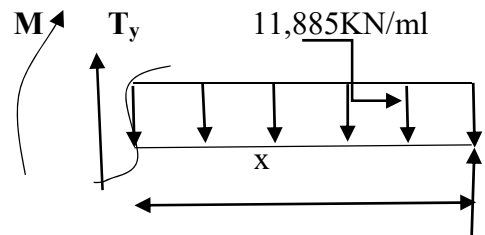
2<sup>eme</sup> tronçon :  $0 \text{m} \leq x \leq 2,70 \text{m}$

$$T(x) = 11,885x - 23,86$$

Pour :  $x = 0 \text{m} \Rightarrow T(0) = -23,86 \text{KN}$

$x = 2,70 \text{m} \Rightarrow T(2,70) = 8,24 \text{KN}$

23,86



➤ **Moment fléchissant :**

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,45 \text{m}$

$$M_z = -8,74 \frac{x^2}{2} + 20,91x$$

Pour :  $x = 0 \text{m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{KN.m}$

$x = 1,45 \text{m} \Rightarrow M(1,45) = 21,13 \text{KN.m}$

**Calcul du Mmax :**

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = -8,74x + 20,91 = T(y) = 0 ; M_z = M_{\text{max}}$$

$T(x) = 0 \Rightarrow -8,74x + 20,91 = 0 \Rightarrow x = 2,39 \text{m}$

$M(x = 2,39) = -8,74 \frac{2,39^2}{2} + 20,91(2,39) = 25,01 \text{KN.m} \Rightarrow M_{\text{max}} = 25,01 \text{KN.m}$

2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \text{ m} \leq x \leq 2,70 \text{ m}$

$$M_z = -11,885 \frac{x^2}{2} + 23,86 x$$

Pour :  $x = 0 \text{ m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$

$$x = 2,70 \text{ m} \Rightarrow M(2,70) = 21,13 \text{ KN.m}$$

Calcul du  $M_{\max}$  :

$$-\frac{dM_z(x)}{dx} = -11,885x + 23,86 = T(x) = 0 ; M_z = M_{\max}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 11,885x - 23,86 = 0 \Rightarrow x = 2,01 \text{ m}$$

$$M(x = 2,01) = -11,885 \frac{2,01^2}{2} + 23,86 (2,01) = 23,95 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{\max} = 23,95 \text{ KN.m}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 2,01 \text{ m}$ .

$$\text{Donc : } M_{\max} = 25,01 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

$$\text{- Aux appuis : } M_{ua} = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 25,01 = -7,50 \text{ KN.m}$$

$$\text{- en travées : } M_{ut} = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 25,01 = 21,26 \text{ KN.m}$$

Les résultats trouvés figurent sur les diagrammes ci-dessous :

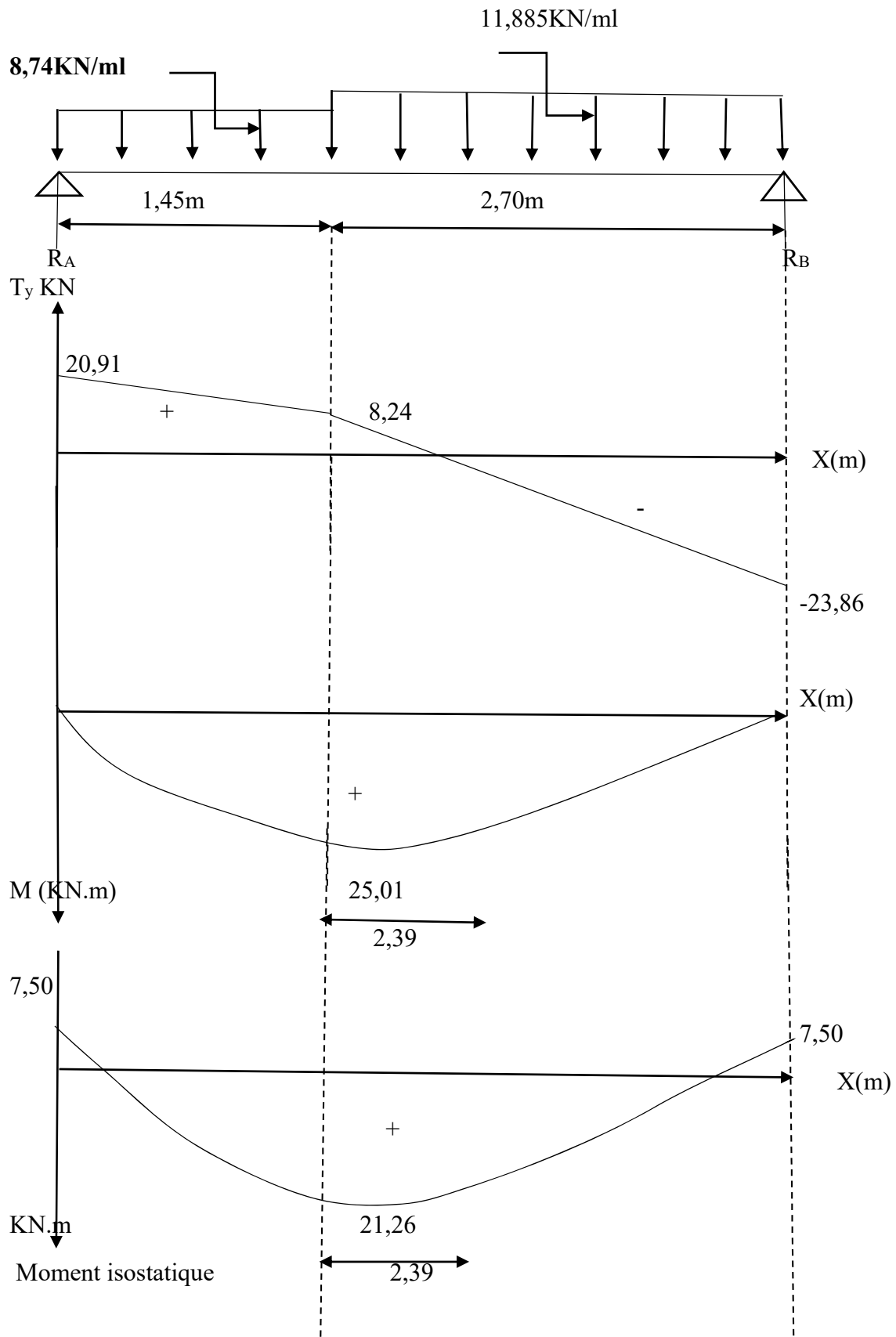


Figure III.2.10: Diagramme des sollicitations

## III-6-5-2) Vérification à l'ELS :

 **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**
➤ **Aux appuis :**

$$M_{sa} = -0,3M_{max} = -7,50 \text{ KN.m} \quad A_a = 2,31 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,31}{100 \times 16} = 0,144$$

$$\rho_1 = 0,144 \text{ dans tableau : } \beta_1 = 0,938 \text{ et } k_1 = 65,04 \quad \alpha = 0,188$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0,188}{15(0,812)} = 0,015$$

\* **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{7,50 \times 10^6}{0,938 \times 160 \times 231} = 216,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 216,33 \text{ MPa} \leq \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

\* **La contrainte dans le béton : (Article 4.5.2/ BAEL 91)**

$$\sigma_{bc} = \sigma_s \times k = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{216,33}{65,04} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,33 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$M_{st} = 0,85 M_{max} = 21,26 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 16} = 0,424$$

$$\rho_1 = 0,424 \text{ dans tableau : } \beta_1 = 0,901 \text{ et } k_1 = 35,25 \quad ; \quad \alpha = 0,298$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0,298}{15(0,702)} = 0,028$$

\* **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{21,26 \times 10^6}{0,901 \times 160 \times 678} = 217,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 217,51 \leq \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

\* **La contrainte dans le béton : (Article 4.5.2/ BAEL 91)**

$$\sigma_{bc} = \sigma_s \times k = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{217,51}{35,25} = 6,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,17 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **État limite de déformation (flèche): (BAEL 91/Art B.6.5.2)**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

**Avec :**

h : hauteur totale (18cm).

L : porté entre nus d'appuis.

M<sub>t</sub> : moment max en travée.

M<sub>0</sub> : valeur max du moment isostatique.

A : section des armatures.

d : hauteur utile de la section droite.

**Vérification :**

$$h = 18 \text{ cm} \quad ; \quad L = 415 \text{ cm} \quad ; \quad A_{\text{utr}} = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{str}} = 21,26 \text{ KN m} ; \quad M_0 = 21,13 \text{ KN m} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$1) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{18}{415} = 0,0434 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \implies \text{Condition non vérifiée}$$

$$2) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \implies \frac{18}{415} = 0,0434 \geq \frac{21,26}{10 \times 21,13} = 0,1006 \implies \text{Condition non vérifiée}$$

$$3) \quad \frac{A_t}{bd} \geq \frac{4,2}{f_e} \implies \frac{6,78}{100 \times 16} = 0,00424 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \implies \text{Condition vérifiée}$$

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec : f<sub>v</sub> : Flèche due aux déformations de longue durée.

E<sub>v</sub> : Module de déformation longitudinal déferée.

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

S<sub>xx'</sub> : Moment statique de la section homogène

B<sub>0</sub> : Surface de la section homogène

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$I_0 = \frac{b(V_1^3 + V_2^3)}{3} + 15A_{\text{ut}}(V_2 - C)^2$$

$$\text{Avec : } h = V_1 + V_2 \quad , \quad V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + (15 \times A_t \times d) = \frac{100 \times 18^2}{2} + (15 \times 6,78 \times 16) = 17827,2 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = 100 \times 18 + 15 \times 6,78 = 1901,7 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{17827,2}{1901,7} = 9,37 \text{ cm} ; \quad V_2 = 18 - 9,37 = 8,63 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100((9,37)^3 + (8,63)^3)}{3} + 15 \times 6,78 \times (8,63 - 2)^2 = 53316,84 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda \mu} \quad \text{avec : } \lambda_V = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\rho_l = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 16} = 0,424$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_e}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75(2,1)}{4(0,424) \times (348) + 2,1} = 0,99$$

$$\lambda_V = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3) \times 0,424} = 0,020$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda \mu} = \frac{1,1 \times 53316,84}{1 + 0,020 \times (0,99)} = 57509,83 \text{ cm}^4$$

$$q_s = \max (11,885, 8,74) = 11,885 \text{ KN}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11,885 \times 10^3 \times (4,15)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 57509,83 \times 10^{-8}} = 0,0074 \text{ m} = 0,74 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{415}{500} = 0,83 \text{ cm}$$

$$f = 0,74 \text{ cm} < \bar{f} = 0,83 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

➤ **Aux appuis :**

Armatures principales : **6HA12** espacement  $s_t=16\text{cm}$ .

Armatures de répartition : **4HA8** espacement  $s_t=25\text{cm}$ .

➤ **En travée :**

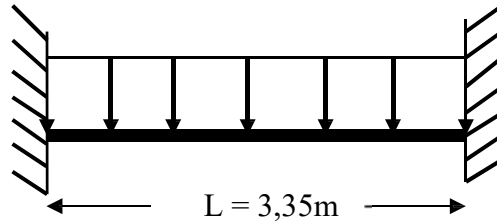
Armatures principales : **6HA12** espacement  $s_t=16\text{cm}$ .

Armatures de répartition : **4HA8** espacement  $s_t=25\text{cm}$ .

### III.3. Etude de la poutre palière :

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre et la réaction de la paillasse, semi encastree à ses extrémités dans les poteaux et les voiles.

Dans notre projet sa portée est de 3,60m.



#### III-3-1) pré dimensionnement :

Leurs dimensions sont données comme suit :

$$\text{Hauteur : } \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

$$L_{\max} = 430 - 25 = 405\text{cm}$$

$$\frac{405}{15} \leq h_t \leq \frac{405}{10}$$

$$27\text{cm} \leq h_t \leq 40,5\text{cm} \quad \text{On prend : } h_t = 30\text{cm}$$

$$\text{Largeur } b : 0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$$

$$12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm} \quad \text{On prend : } b = 25\text{cm}$$

✓ Vérification des exigences (RPA99, Art 7.5, 1) :

$$h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$b = 25\text{cm} \geq 20\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 \leq 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Le ferrailage de la poutre palière  $(b, h) = (25, 30)$  se fera sous charges sismiques.

#### III-3-2) Détermination des charges :

$$\text{Poids propre de la poutre : } 0,30 \times 0,20 \times 25 = 1,5\text{KN/ml}$$

$$\text{Réaction de la poutre palier à l'ELU : } R_B = 33,01\text{KN}$$

$$\text{Réaction de la poutre palier à l'ELS : } R_B = 23,86\text{KN}$$

##### III-3-2-1) Combinaison des charges et surcharges :

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1,35 \times G + R_B = 1,35 \times 1,5 + 33,01 \Rightarrow q_u = 35,04\text{KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + R_B = 1,5 + 23,86 \Rightarrow q_s = 25,36\text{KN/ml}$$

III-3-2-2) Calcul des moments et des efforts tranchants A l'ELU :

a) Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{35,04 \times 3,35^2}{8} = 49,15 \text{ KN.m}$$

b) Effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{35,04 \times 3,35}{2} = 58,70 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

**Sur appui :**  $M_{au} = -0.3 \times M_{max} = -0.3 \times 49,15 = -14,75 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_{tu} = 0.85 \times M_{max} = 0.85 \times 49,15 = 41,78 \text{ KN.m}$

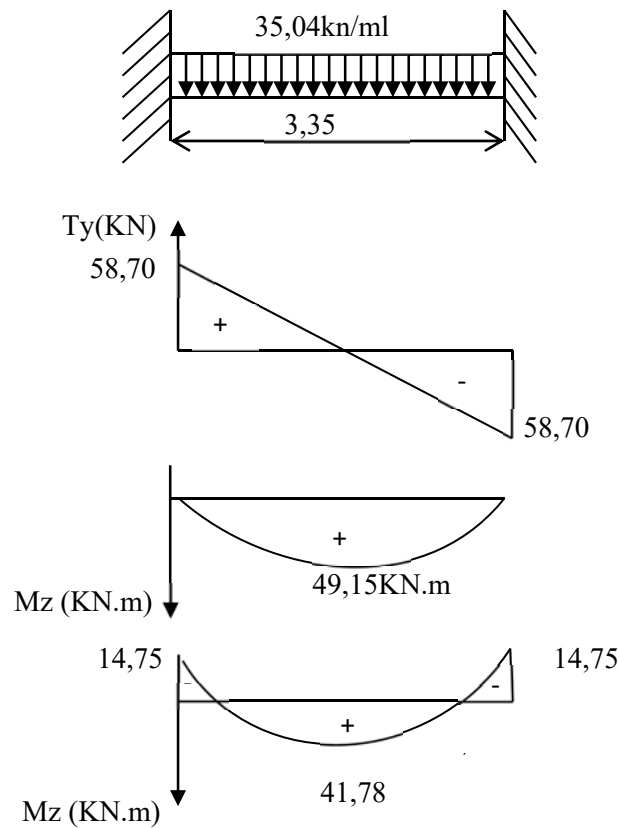


Figure.III.3.1 : Diagrammes des efforts à l'ELU

III-3-3) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

➤ En appuis :

$d = 28 \text{ cm}$  ;  $b = 25 \text{ cm}$  ;  $c = 2 \text{ cm}$  avec :  $M_a = 14,75 \text{ KN.m}$

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

$$\mu_a = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{14,75 \times 10^3}{25 \times (28^2) \times 14,2} = 0,053$$

$\mu_a = 0,053 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \beta = 0,973 \Rightarrow$  La section est simplement armée.

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

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14,75 \times 10^3}{0,973 \times 28 \times 348} = 1,56 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_a = 1,56 \text{ cm}^2$

Soit :  $A_a = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$

➤ En travées :

Avec :  $M_t = 41,78 \text{ KN.m}$

$$\mu_t = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{41,78 \times 1000}{25 \times (28^2) \times 14,2} = 0,150$$

$\mu_t = 0,150 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \beta = 0,918$

$\Rightarrow$  La section est simplement armée.

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

$$A_t = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{41,78 \times 10^3}{0,918 \times 28 \times 348} = 4,67 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 3\text{HA}16 = 6,03 \text{ cm}^2$

### III-3-4) Vérification a L'ELU :

➤ Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91 modifié 99/ Art 4.2.1, ):

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :  $A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,85 \text{ cm}^2$  condition est vérifiée

En travées :  $A_t = 6,03 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,85 \text{ cm}^2$  condition est vérifiée

➤ Vérification de cisaillement : (BAEL 91/ Art.A.5.2.1, 211)

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

Nous avons des fissurations peu nuisibles :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{58,70 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,84 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3,33 ; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau = 0,84 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow$  condition vérifiée.  $\Rightarrow$  Pas de risque de cisaillement

Puisque  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Influence de l'effort tranchant aux appuis :**

🚧 **Influence sur le béton :**  $T_{max} \leq T$

$$T = 0.4b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a=0,9d \quad T_{max} = 58,70 \text{ KN} \quad (\text{BAEL 91/ Art 5.1,313})$$

$$T = \frac{0,4 \times 0,25 \times 0,9 \times 0,28 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 420 \text{ KN}$$

$T_{max} = 58,70\text{KN} < T = 420\text{KN}$ ..... **condition vérifiée.**

🚧 **Influence sur les armatures :**

On doit vérifier que :  $A_a \geq \frac{1,15}{f_e} ( T_{max} + \frac{Ma}{0,9d} )$

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} ( 58,70 \times 10^3 + \frac{-14,75 \times 10^6}{0,9 \times 280} ) = 0,48\text{mm}^2 = 0,0048 \text{ cm}^2$$

$A_a = 2,35\text{cm}^2 \geq 0,0048\text{cm}^2$  ..... **condition vérifiée.**

➤ **Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres :**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i : \text{somme des périmètres utiles des barres. (Art A6.1.3, BAEL 91).}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3,14 \times 1,6 = 15,072\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{max}}{0.9d \sum u_i} = \frac{58,70 \times 1000}{0,9 \times 280 \times 150,72} = 1,55\text{MPa}$$

$\tau_{se} = 1,55\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa}$  ..... **Condition vérifiée.**

➤ **Ancrage des armatures en appuis : (BAEL 91/Art A.6.1, 221)**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec : } \Psi_s = 1.5 ; f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa} \quad \bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.84\text{MPa}$$

$$l_s = \frac{16 \times 400}{4 \times 2,84} = 563 \text{ mm} = 56,3\text{cm} \quad \text{On prend : } l_s = 60\text{cm}.$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend :  $l_c = 0.4l_s$  (Art A.6.1.253).

$$l_c = 0.4 \times 60 = 24 \text{ cm}.$$

➤ **Armatures transversales (art.A.7.2.2 / BAEL91 modifiées 99, CBA93) :**

➤ **Diamètre :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\}$$

$$\Phi_t \leq 8,57 \quad \text{On choisit un diamètre : } \mathbf{\emptyset 8} \quad A_s = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2$$

➤ **Espacement: ( Art. A .5 .1, 22, BAEL 91 modifiées 99, CBA93) :**

$$S_t \leq \min \{0,9 d ; 40 \text{ cm}\} = \min \{24,3 ; 40\} = 24,3 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = \mathbf{20 \text{ cm.}}$$

D'après le **RPA2003 Art 7 .5.2.2**, l'espacement est donné selon deux zones :

● **En zone nodale (Aux appuis) :**

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\Phi \right) = \min ( 7,5 ; 19,2 ) = 7,5 \text{ cm}$$

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

● **En zone courante (en travée) :**

$$s_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

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

**III-3-5) Vérification à l'ELS :**

**III .3.5.1) Calcul des moments et des efforts tranchants A l'ELS :**

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + R_B = 1,5 + 23,86 \Rightarrow q_s = \mathbf{25,36\text{KN/ml}}$$

**a) Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{25,36 \times 3,35^2}{8} = 35,58\text{KN.m}$$

**b) Effort tranchant :**

$$T = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{35,58 \times 3,35}{2} = 59,60\text{KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appui : } M_{as} = -0,3 \times M_{\max} = -0,3 \times 35,58 = -10,67\text{KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{ts} = 0,85 \times M_{\max} = 0,85 \times 35,58 = 30,24\text{KN.m}$$

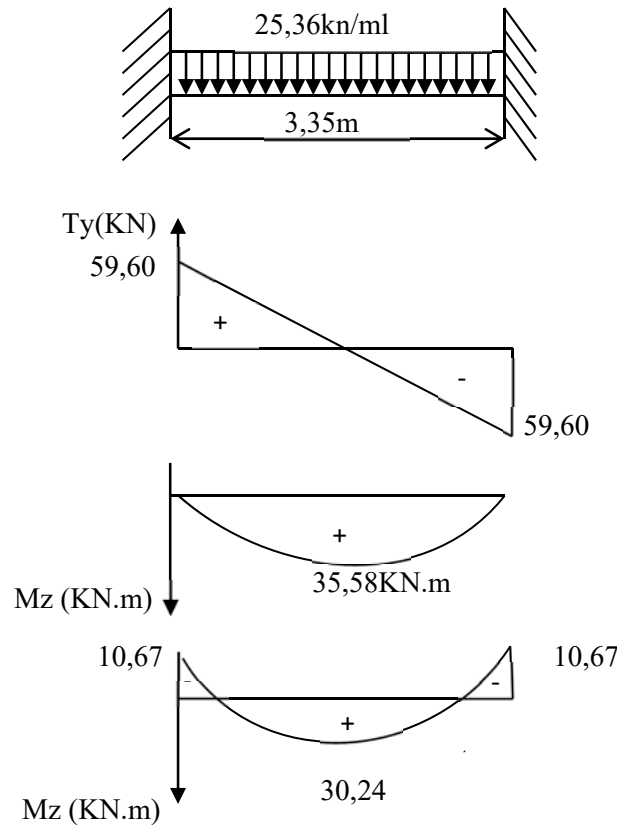


Figure.III.3.2 : Diagrammes des efforts à l'ELS

➤ Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

✚ Aux appuis :

$$M_{sa} = 10,67 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_a = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$\rho_l = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,35}{25 \times 28} = 0,336$$

$$\rho_l = 0,336 \text{ dans tableau : } \beta_1 = 0,910 \text{ et } k_1 = 40,26 \quad \alpha = 0,272$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0,272}{15(0,728)} = 0,025$$

✓ La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{10,67 \times 10^6}{0,910 \times 280 \times 235} = 178,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 178,20 \text{ MPa} \leq \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ La contrainte dans le béton : (Article 4.5.2/ BAEL 91)

$$\sigma_{bc} = \sigma_s \times k = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{178,20}{40,26} = 4,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,43 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✚ **En travée :**

$$M_t = 30,24 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_t = 6,03 \text{ cm}^2$$

$$\rho_l = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 6,03}{25 \times 28} = 0,861$$

$$\rho_l = 0,861 \text{ dans tableau : } \beta_1 = 0,869 \text{ et } k_1 = 23,03 \ ; \ \alpha = 0,395$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0,395}{15(0,605)} = 0,044$$

✓ **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{30,24 \times 10^6}{0,869 \times 280 \times 603} = 206,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 206,10 \leq \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **La contrainte dans le béton : (Article 4.5.2/ BAEL 91)**

$$\sigma_{bc} = \sigma_s \times k = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{206,10}{23,03} = 8,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,95 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **État limite de déformation (flèche): (BAEL 91/Art B.6.5.2)**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

**Avec :**

h : hauteur totale (30cm).

L : porté entre nus d'appuis.

$M_t$  : moment max en travée.

$M_0$  : valeur max du moment isostatique.

A : section des armatures.

d : hauteur utile de la section droite.

✚ **Vérification :**

$$h = 30 \text{ cm} \quad ; \quad L = 335 \text{ cm} \quad ; \quad A_{utr} = 6,03 \text{ cm}^2$$

$$M_{str} = 30,24 \text{ m} \quad ; \quad M_0 = 35,85 \text{ KN m} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$4) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{30}{335} = 0,0895 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$5) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \implies \frac{30}{335} = 0,0896 \geq \frac{30,24}{10 \times 35,85} = 0,0843 \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$6) \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \implies \frac{6,03}{25 \times 28} = 0,0086 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \implies \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées alors Le calcul de la flèche n'est donc pas nécessaire.

**Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

✓ Aux appuis : 3HA10

✓ En travée : 3HA16

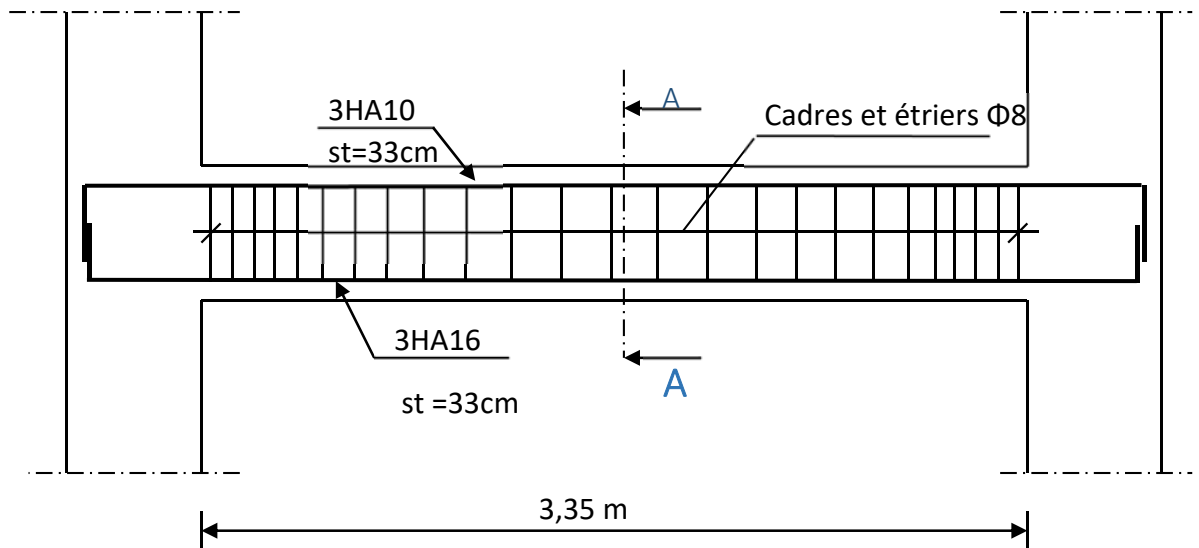
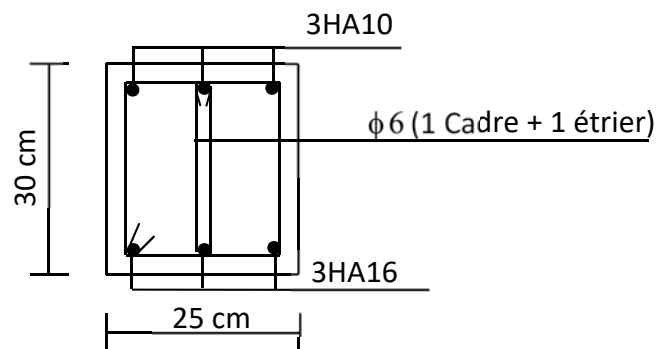


Figure III-3-3 : Ferrailage de la poutre palière



III-4) Calcul des planchers :

III-4-1. Introduction :

Les planchers de notre bâtiment sont constitués des poutrelles, d'un remplissage en corps creux de 16 cm d'épaisseur et d'une dalle de compression de 4cm. Reposant sur des poutrelles préfabriquées espacées de 65cm qui sont disposées dans le sens de la petits portée. Ces dernières possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celle de la dalle de compression.

III.4.2. Dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, avec une épaisseur de 4cm et sera armée d'un quadrillage de barres treillis soudé(TLE520) d'élasticité  $f_e=520\text{MPa}$  ; dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées dans le (BAEL91 : B.6.8, 423)

- 20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Ce quadrillage d'armature ayant pour but :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.
- Résister aux efforts de charge appliquée sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondants aux cloisons.

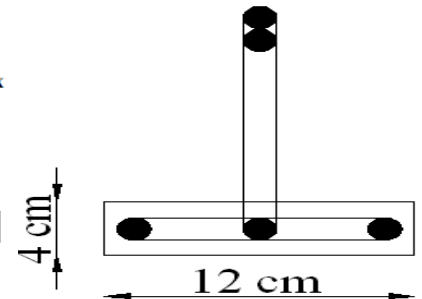
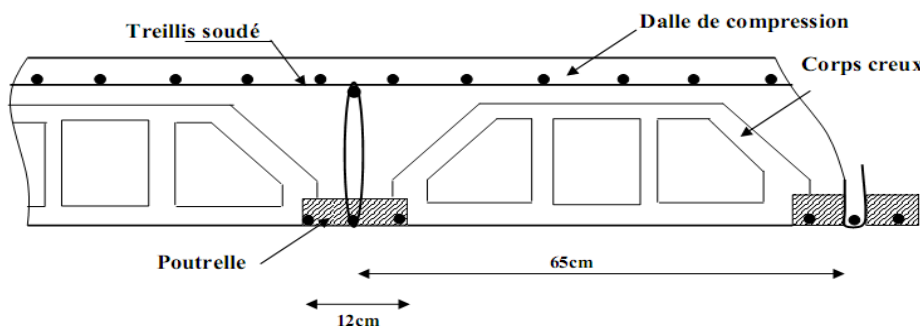


Figure III.4.1 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux. Figure III.4.2 : Poutrelle.

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e}$$

Avec :

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

$A_{\perp}$  :  $\text{cm}^2$  par mètre linéaire,

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa).

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

Nous adoptons :  $5\Phi 5 / \text{ml}$      $A = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$     avec espacement :     $St = 20 \text{ cm}$

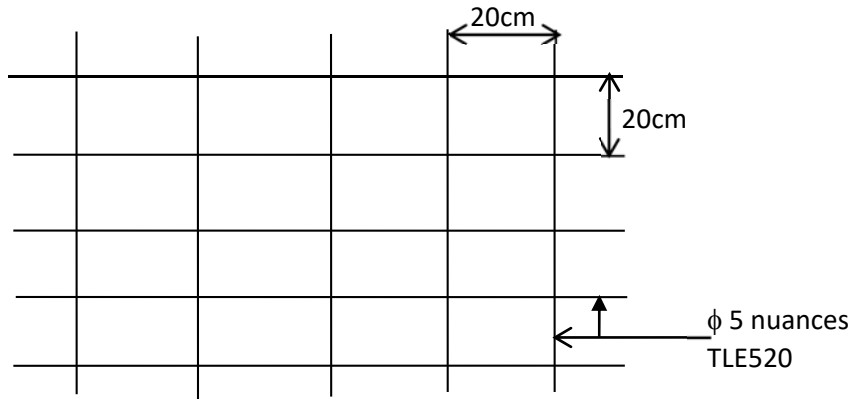
b) Armatures parallèles aux poutrelles :

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

Nous adoptons :  $5\Phi 5 / ml$   $A = 0,98 \text{ cm}^2 / ml$  avec espacement :  $St = 20 \text{ cm}$ .

**Conclusion :**

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE de 520) diamètre  $\Phi 5$  et de mailles  $(200 \times 200) \text{ mm}^2$



**Figure III 4.3 : Treillis soudé de 200x200**

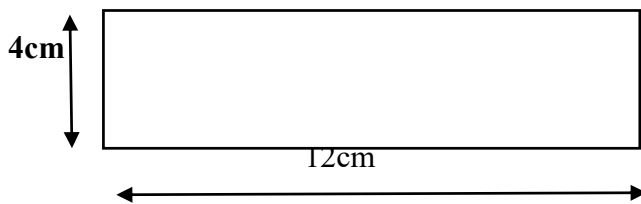
**2- Etude des poutrelles :**

**a) Dimensionnement de la poutrelle :  $h_t = 16+4 \text{ cm}$**

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et seront calculées en deux étapes, avant et après le coulage de la dalle de compression.

**❖ 1<sup>ère</sup> étape : Avant coulage de la dalle de compression :**

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire  $(12+4) \text{ cm}^2$ . Elle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de  $0,95 \text{ KN/m}^2$  et la surcharge de l'ouvrier estimé à  $1 \text{ KN}$ .



**Figure III.4.4 : Section transversale de la poutre**

**a) Évaluation des charges :**

- Charge permanente :  $G$
- Poids propre de la poutrelle :  $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN} / ml$
- Poids du corps creux :  $0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN} / ml$
- Surcharges :  $Q = 1 \text{ KN} / ml$

**b) Ferrailage à l'ELU :**

- Le calcul se fera pour la travée la plus longue.
- En considérant la fissuration comme étant non préjudiciable.

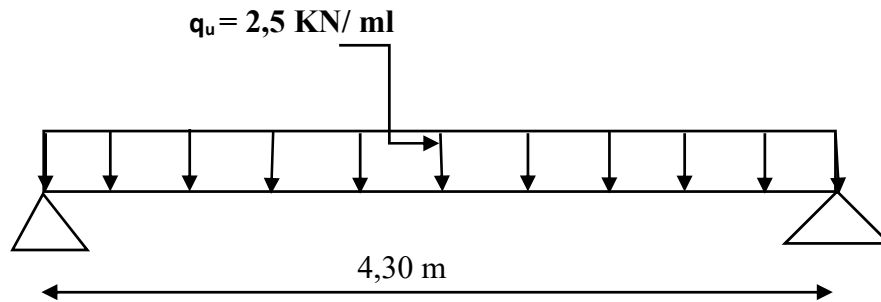


Figure III.4.5 : Schéma statique de la poutrelle

• **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q \quad \text{avec : } G = G_1 + G_2$$

$$q_u = 1,35 \times (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

• **Moment max en travée :**

$$M_U = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2,5 \times 4,30^2}{8} = 5,78 \text{ KN.ml}$$

• **Effort tranchant max :**

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,5 \times 4,30}{2} = 5,38 \text{ KN}$$

• **Calcul des armatures :**

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

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,78 \times 10^6}{120 \times (20^2) \times 14,2} = 8,48 > 0,392$$

$$\mu_b > \mu_l = 0,392 \quad \text{Section doublement armée (S.D.A)}$$

✚ **REMARQUE :**

Vu les faibles dimensions de la section de la poutrelle ( $12 \times 4 \text{ cm}^2$ ), il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, donc on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour supporter les charges avant le coulage, de la dalle de compression. (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

❖ **2<sup>ème</sup> étape : après coulage de la dalle de compression :**

Après coulage de la dalle de compression le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle est calculée comme une poutre continue, de section en T, avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rives sont considérés comme des encastres partiels et les autres comme appuis simples. la poutrelle travaille en flexion simple sous la charge «  $q_u$  » uniformément répartie.

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

a) Détermination de la largeur de la table de compression :

D'après le BAEL91 Art A.4.1, 3

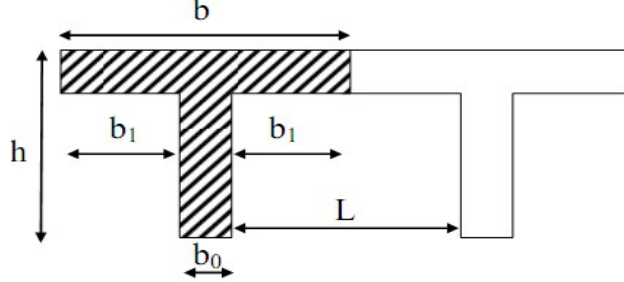


Figure III.4.6: Schéma de la table de compression

Avec :

L: distance entre faces voisines de deux nervures.

b : la distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême le plus rapproché.

b<sub>1</sub>, b<sub>2</sub> : les portées encadrant l'appui intermédiaire le plus rapproché.

b<sub>0</sub> : largeur de la nervure (b<sub>0</sub> = 12 cm).

h<sub>0</sub> : épaisseur de la dalle de compression (h<sub>0</sub> = 4 cm).

l<sub>1</sub> : portée de la travée (l<sub>1</sub> = 430 cm) .

$$b_1 \leq \frac{l - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L_1}{10} = \frac{430}{10} = 43 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} \cdot x = \frac{2}{3} \left( \frac{430}{2} \right) = 143,3 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min \{143,3 ; 43 ; 26,5\} \quad \text{on prend : } b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

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

b) Évaluation des charges et surcharge :

-Poids propre du plancher d'étage courant : G = 5,28 x 0,65 = 3,432 KN/ml

-Surcharge d'exploitation usage d'habitation : Q = 1,5 x 0,65 = 0,975 KN /ml

Nous considérons pour nos calculs le plancher qui présente le cas le plus défavorable ; donc nous allons faire le calcul des poutrelles pour le plancher à usage d'habitation.

● Combinaison de charges :

A L'ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$

$$q_u = 1.35(3,432) + 1.5(0,975) = 6,10 \text{ KN/ml}$$

A L'ELS :  $q_s = G + Q$

$$q_s = 3,432 + 0,975 = 4,41 \text{ KN/ml}$$

**2-1). Choix de la Méthode de calcul :**

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles tel que :

\*Méthode forfaitaire.

\*Méthode de Caquot.

\*Méthode de trois moments.

L'application de la méthode forfaitaire de calcul implique que les conditions suivantes soient réunies (BAEL 91 modifier 99-A 6, 2,210)

● **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

1. Elle s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées.

$$Q \leq \max (2G ; 5\text{KN/m}^2) = \max (2 \times 3,432 ; 5\text{KN/m}^2) = \max (6,86 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 6,86\text{KN/ml}$$

$$Q = 0,975 \text{ KN/ml} \leq 6,86 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2. Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées

$$I_i = I_{i+1} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

3. Le rapport de deux portées successives des différentes travées est compris entre (0,8 et 1,25)

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{L_i}{L_{i+1}} &= \frac{3,50}{4,30} = 0,81 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} &= \frac{4,30}{3,60} = 1,19 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} &= \frac{3,60}{4,30} = 0,84 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} &= \frac{4,30}{3,50} = 1,23 \end{aligned} \right\}$$

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable  $\Rightarrow$  **condition vérifiée.**

🔧 **Conclusion :**

Les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable pour notre calcul.

**2.2) Exposé de la méthode forfaitaire :(Art : B.6.2 ,211)**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment  $M_0$  dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée. Le rapport ( $\alpha$ ) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation est défini comme suit :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{avec : } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0,975}{3,432+0,975} = 0,22 \quad 0 \leq 0,22 \leq \frac{2}{3} = 0,66 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ Les valeurs de  $M_t$ ,  $M_w$ ,  $M_e$ , doivent respecter les conditions suivantes tel que :

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

- Dans une travée intermédiaire :  $M_t \geq \frac{1+0,3 \alpha}{2} M_0$

- Dans une travée de rive :  $M_t \geq \frac{1,2+0,3 \alpha}{2} M_0$

$M_0$  : moment maximal dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée.

$M_w$ ,  $M_e$  : moments en valeur absolue sur les appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

$M_t$  : moment max en travée pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

✓ La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être égale à :

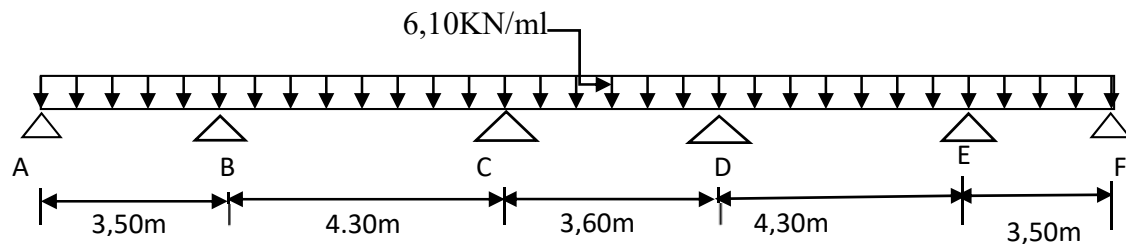
- 0,6  $M_0$  pour une poutre à deux travées.

- 0,5  $M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

- 0,4  $M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

### 2-3) Application de la méthode forfaitaire :

➤ à l'ELU :



➤ Calcul des moments fléchissant :

• Calcul de moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_u \cdot x \cdot l^2}{8}$

$$M_{01} = (q_u \cdot l_{AB}^2) / 8 = \frac{6,10 \times 3,50^2}{8} = 9,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = (q_u \cdot l_{BC}^2) / 8 = \frac{6,10 \times 4,30^2}{8} = 14,10 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = (q_u \cdot l_{CD}^2) / 8 = \frac{6,10 \times 3,6^2}{8} = 9,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = (q_u \cdot l_{DE}^2) / 8 = \frac{6,10 \times 4,3^2}{8} = 14,10 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = (q_u \cdot l_{EF}^2) / 8 = \frac{6,10 \times 3,5^2}{8} = 9,34 \text{ KN.m}$$

• Calcul des moments aux appuis :

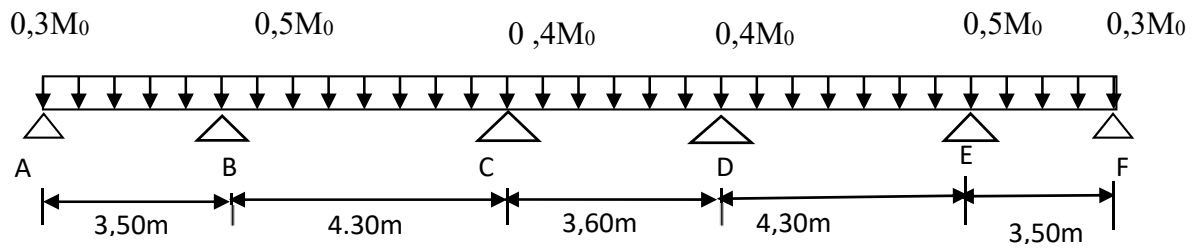


Figure-III4-7: Schéma statique de la poutrelle

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 9,34 = 2,80 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{01} ; M_{02}) = 0,5(9,34 ; 14,10) = 0,5 \times 14,10 = 7,05 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} (M_{02} ; M_{03}) = 0,4(14,10 ; 9,88) = 0,4 \times 14,10 = 5,64 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{Max} (M_{03} ; M_{04}) = 0,4(9,88 ; 14,10) = 0,4 \times 14,10 = 5,64 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \text{Max} (M_{04} ; M_{05}) = 0,5(14,10 ; 9,34) = 0,5 \times 14,10 = 7,05 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3M_{05} = 0,3 \times 9,34 = 2,80 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments en travées :

➤ Etude de la travée AB :(travée de rive)

$$- M_t^{AB} \geq \max[1,05M_{01} ; (1+0,3 \alpha) M_{01}] - (M_A + M_B)/2$$

$$M_t^{AB} \geq \max [9,81 ; 9,96] - (2,8 + 7,05) / 2$$

$$M_t^{AB} \geq 9,96 - 4,93 = 5,03 \text{ KN.m}$$

$$- M_t^{AB} \geq \frac{1,2+0,3 \alpha}{2} M_{01} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,22)}{2} \times 9,34 = 5,91 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{AB} = 5,91 \text{ KN.m}$

➤ Etude de la travée BC :(travée intermédiaire)

$$- M_t^{BC} \geq \max[1,05M_{02} ; (1+0,3 \alpha) M_{02}] - (M_B + M_C)/2$$

$$M_t^{BC} \geq \max [14,81 ; 15,03] - (7,05 + 5,64) / 2$$

$$M_t^{BC} \geq 15,03 - 6,35 = 8,68 \text{ KN.m}$$

$$- M_t^{BC} \geq \frac{1+0,3 \alpha}{2} M_{02} = \frac{1+(0,3 \times 0,22)}{2} \times 14,10 = 7,52 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{BC} = 8,68 \text{ KN.m}$

➤ Etude de la travée CD :(travée intermédiaire)

$$- M_t^{CD} \geq \max[1,05M_{03} ; (1+0,3 \alpha) M_{03}] - (M_C + M_D)/2$$

$$M_t^{CD} \geq \max [10,37 ; 10,53] - (5,64 + 5,64) / 2$$

$$M_t^{CD} \geq 10,53 - 5,64 = 4,89 \text{ KN.m}$$

$$- M_t^{CD} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03} = \frac{1+(0,3 \times 0,32)}{2} \times 9,88 = 5,27 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{CD} = 5,27 \text{ KN.m}$ .

➤ **Etude de la travée DE:**(travée intermédiaire)

$$- M_t^{DE} \geq \max[1,05M_{02}; (1+0,3\alpha)M_{02}] - (M_D + M_E)/2$$

$$M_t^{DE} \geq \max [14,81; 15,03] - (5,64 + 7,05)/2$$

$$M_t^{DE} \geq 15,03 - 6,35 = 8,68 \text{ KN.m}$$

$$- M_t^{DE} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{04} = \frac{1+(0,3 \times 0,22)}{2} \times 14,10 = 7,52 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{DE} = 8,68 \text{ KN.m}$

➤ **Etude de la travée EF :**(travée de rive)

$$- M_t^{EF} \geq \max[1,05M_{05}; (1+0,3\alpha)M_{05}] - (M_E + M_F)/2$$

$$M_t^{EF} \geq \max [9,81 ; 9,96] - (7,05 + 2,8) / 2$$

$$M_t^{EF} \geq 9,96 - 4,93 = 5,03 \text{ KN.m}$$

$$- M_t^{EF} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{05} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,22)}{2} \times 9,34 = 5,91 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{EF} = 5,91 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

$$V(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \quad \text{avec : } \theta(x) = \pm \frac{ql}{2}$$

$$T_w = \frac{q_u x l}{2} + \frac{-M_e + M_w}{l} \quad \text{et} \quad T_e = -\frac{q_u x l}{2} + \frac{-M_e + M_w}{l}$$

Avec :  $T_w$ ,  $T_e$  respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de la travée considérée.

**Travée AB :**

$$T_A = [(q_u \times l_{AB}) / 2] + [(M_B - M_A) / l_{AB}]$$

$$T_A = [(6,10 \times 3,5) / 2] + [(-7,05) - (-2,80)] / 3,5 = 9,46 \text{ KN}$$

$$T_B = [(-q_u \times l_{AB}) / 2] + [(M_B - M_A) / l_{AB}]$$

$$T_B = [(-6,10 \times 3,5) / 2] + [(-7,05) - (-2,8)] / 3,5 = -11,89 \text{ KN}$$

**Travée BC :**

$$T_B = [(q_u \times l_{BC}) / 2] + [(M_C - M_B) / l_{BC}]$$

$$T_B = [(6,10 \times 4,30) / 2] + [(-5,64) - (-7,05)] / 4,30 = 13,44 \text{ KN}$$

$$T_C = [(-q_u \times l_{BC}) / 2] + [(M_C - M_B) / l_{BC}]$$

$$T_C = [(-6,10 \times 4,30) / 2] + [((-5,64) - (-7,05)) / 4,30] = -12,79 \text{ KN}$$

**Travée CD :**

$$T_C = [(q_u \times l_{CD}) / 2] + [(M_D - M_C) / l_{CD}]$$

$$T_C = [(6,10 \times 3,6) / 2] + [((-5,64) - (-5,64)) / 3,6] = 10,98 \text{ KN}$$

$$T_D = [(-q_u \times l_{CD}) / 2] + [(M_D - M_C) / l_{CD}]$$

$$T_D = [(-6,10 \times 3,6) / 2] + [((-5,64) - (-5,64)) / 3,6] = -10,98 \text{ KN}$$

**Travée DE :**

$$T_D = [(q_u \times l_{DE}) / 2] + [(M_E - M_D) / l_{DE}]$$

$$T_D = [(6,10 \times 4,30) / 2] + [((-7,05) - (-5,64)) / 4,30] = 12,79 \text{ KN}$$

$$T_E = [(-q_u \times l_{DE}) / 2] + [(M_E - M_D) / l_{DE}]$$

$$T_E = [(-6,10 \times 4,30) / 2] + [((-7,05) - (-5,64)) / 4,30] = -13,44 \text{ KN}$$

**Travée EF :**

$$T_E = [(q_u \times l_{EF}) / 2] + [(M_F - M_E) / l_{EF}]$$

$$T_E = [(6,10 \times 3,5) / 2] + [((-2,8) - (-7,05)) / 3,5] = 11,89 \text{ KN}$$

$$T_F = [(-q_u \times l_{EF}) / 2] + [(M_F - M_E) / l_{EF}]$$

$$T_F = [(-6,10 \times 3,5) / 2] + [((-2,8) - (-7,05)) / 3,5] = -9,46 \text{ KN}$$

➤ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Travée	AB	BC	CD	DE	EF
L (m)	3,50	4,30	3,60	4,30	3,50
M <sub>w</sub> (KN.m)	2,80	7,05	5,64	5,64	7,05
M <sub>e</sub> (KN.m)	7,05	5,64	5,64	7,05	2,8
T <sub>w</sub> (KN)	9,46	13,44	10,98	12,79	11,89
T <sub>e</sub> (KN)	-11,89	-12,79	-10,98	-13,44	-9,46
M <sub>t</sub> (KN.m)	5,91	8,68	5,27	8,68	5,91

➤ Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

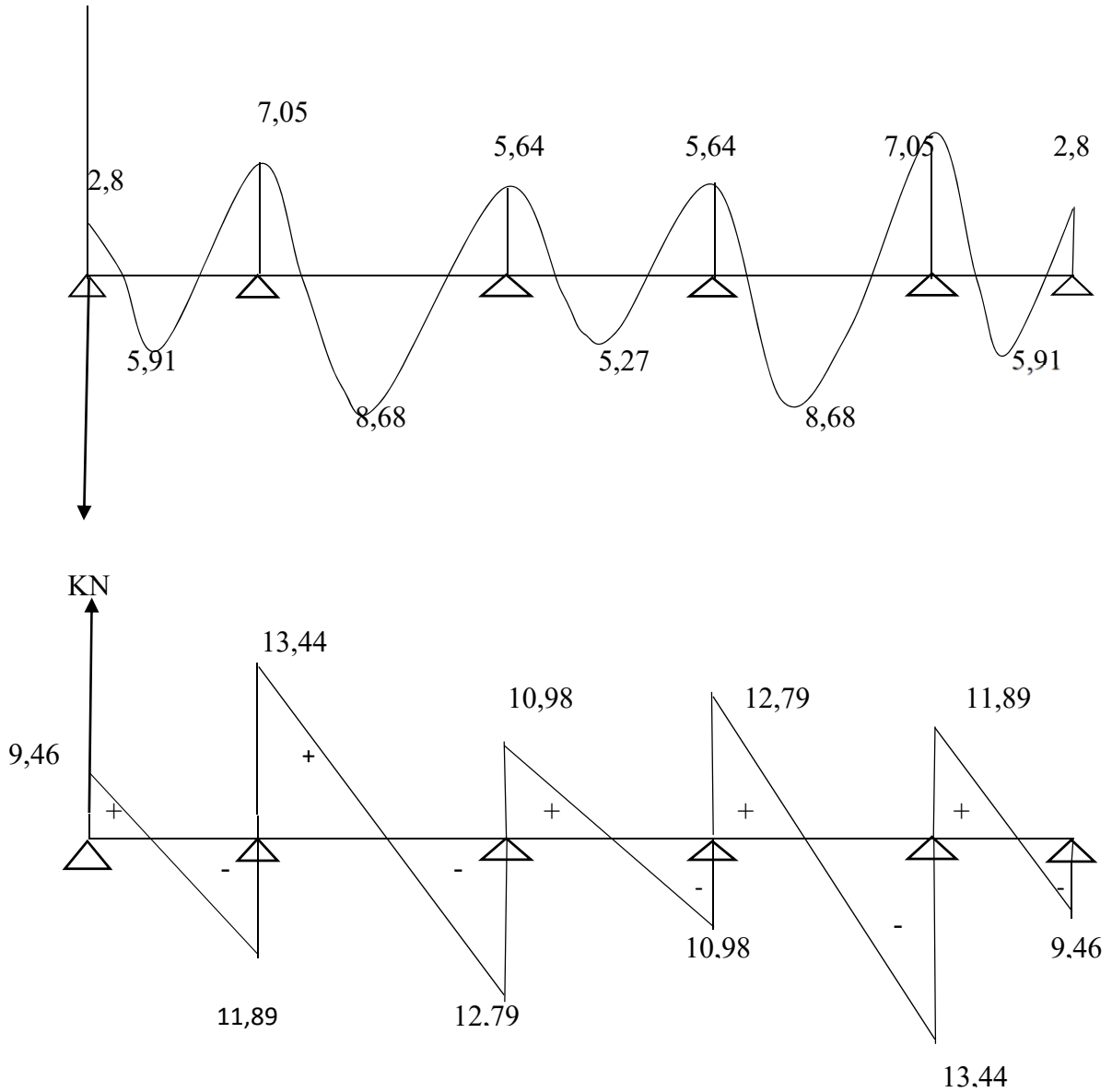


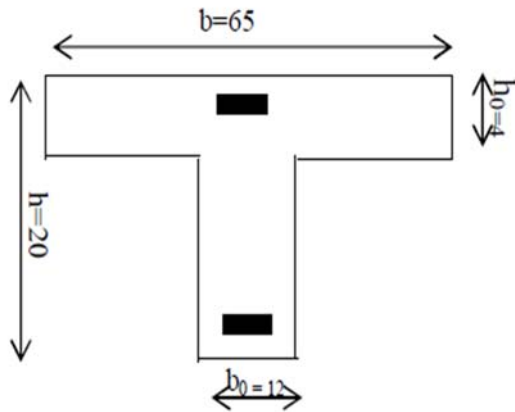
Figure –III4-8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

**3) Calcul des armatures :**

On adoptera le même ferrailage en travée avec le moment maximum  $M_t^{\max} = 8,68 \text{ KN.m}$  et le même ferrailage aux appuis avec le moment maximum  $M_a^{\max} = 7,05 \text{ KN.m}$

**3-1) Calcul des armatures à ELU :**

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques sont :



- h : hauteur total de plancher (20cm)
- h<sub>0</sub> : Hauteur de la table de compression (4cm)
- b : Largeur de la table de compression (65cm)
- b<sub>0</sub> : Largeur de la poutrelle (12cm)
- d : Hauteur utile (18cm)
- c : Enrobage des armatures inférieures (2cm)

Figure III4-9 : Dimensions de la section en T

➤ Armatures longitudinales :

- En travée :  $M_t^{\max} = 8,68 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression  $M_0$  est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b h_0 f_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \quad \text{avec : } f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,072 [\text{KN.m}]$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

D'où :  $M_0 = 59,072 \text{ KN.m} \gg M_t^{\max} = 8,68 \text{ KN.m}$

Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule comme une section rectangulaire de largeur ( $b=65\text{cm}$ ) et de hauteur ( $h=20\text{cm}$ ).

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{8,68 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,029 < \mu_l = 0,392 \quad \rightarrow \quad \text{Section simplement armée}$$

$$\mu = 0,029 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,986$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{8,68 \times 10^3}{0,986 \times 18 \times 348} = 1,41 [\text{cm}^2].$$

Soit :  $A_{\text{adp}} = 3\text{HA}8 = 1,51 [\text{cm}^2].$

- Aux appuis :  $M_a^{\max} = 7,05 \text{ KN}$

La table de compression est entièrement tendue, la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire ( $12 \times 20$ )  $\text{cm}^2$  de hauteur utile  $d=18 \text{ cm}$  et de largeur  $b_0 = 12 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{7,05 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,128 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armée.}$$

$$\mu = 0,128 \Rightarrow \beta = 0,931$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{bd\sigma_{st}} = \frac{7,05 \times 10^3}{0,931 \times 18 \times 348} = 1,21 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

Soit :  $A_{\text{adp}} = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ [cm}^2\text{]}.$

➤ **Armatures transversales (B.A.E.L 91 article : A.7.2, 2) :**

Le diamètre des armatures d'âme d'une poutrelle est donné par :

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

$\phi_t$  : Diamètre des armatures transversales.

$\phi_l$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35} ; 1,2 ; \frac{12}{10} \right\} = 0,57 \text{ cm on prend : } \phi_t = 0,8 \text{ cm}$$

Nous choisissons un cadre de 8 avec :  $A_{st} = 2\text{HA}8 = 1,01 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des armatures transversales : (B.A.E.L 91 article : A.5.1.22)**

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 0,9 \times 18 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 16,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

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

Les armatures transversales doivent satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1,01 \times 400}{12 \times 15} = 2,24 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**3-2) Vérification à l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.21, CBA93) :**

▪ **En travée :**

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1 / 400 = 0,26 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_t = 1,51 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 0,26 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **aux appuis :**

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1 / 400 = 0,26 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

$$A_a = 2,26 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 0,26 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement : (BAEL91Art5.1, 2.1.1)**

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

Fissuration non préjudiciable donc :  $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right)$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3,33; 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \quad \text{avec : } T_u^{max} = 13,44 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{13,44 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,62 \text{ MPa} ; \tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Puisque  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL91/ Art 5.1,3) :**

On: doit vérifier que :  $T_u^{max} \leq \frac{0,4f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0$  avec:  $a = 0,9d$

$$T_u^{max} \leq \frac{0,4f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0 = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 180 \times 120 = 129,6 \text{ [KN]}$$

▪ **Appuis de rive :**

On a  $T_u^{max} = 9,46 \text{ [KN]} < 129,6 \text{ [KN]} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

▪ **Appuis intermédiaires :**

On a  $T_u^{max} = 10,98 \text{ [KN]} < 129,6 \text{ [KN]} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

➤ **Influence sur les armatures inférieures (BAEL 91/Art 5.1.321) :**

On doit vérifier que :  $A_a \geq \frac{\gamma}{f_e} (T_u^{max} + \frac{M_{max}}{0,9d})$  ;  $A_a = 2,26 \text{ cm}^2$

▪ **Appuis de rive :**  $T_u^{max} = 9,46 \text{ KN} ; M_{max} = 2,80 \text{ KN.m}$

$$A_a = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} (9,46 \times 10^3 + \frac{2,80 \times 10^6}{0,9 \times 180}) = 0,77 \text{ cm}^2$$

$A_a = 2,26 \text{ [cm}^2] > 0,77 \text{ [cm}^2] \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

▪ **Appuis intermédiaires :**  $T_u^{max} = 10,98 \text{ KN} ; M_{max} = 5,64 \text{ KN.m}$

$$A_a = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} (10,98 \times 10^3 + \frac{5,64 \times 10^6}{0,9 \times 180}) = 1,32 \text{ cm}^2$$

$A_a = 2,26 \text{ [cm}^2] > 0,77 \text{ [cm}^2] \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton : BAEL91/ Art 6.1,3**

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donné par :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \Psi = 1,5 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9d \sum U_i} \quad \text{avec : } \sum U_i : \text{Périmètre utile des aciers.}$$

T : effort tranchant max T=13.44KN.

$\phi$ : diamètre d'une barre

n : nombre de barre,

$$\sum U_i = n\phi.\pi = 2 \times 3,14 \times 1,2 = 7,54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{13,44 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 75,4} = 1,10 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_{se} = 1,10 \text{ [MPa]} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ancrage des barres aux appuis (A6.1.22.1 BAEL91 modifié 99) :**

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6\Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ [MPa]}$$

La longueur de scellement droit d'après les règles **BAEL91**.

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\bar{\tau}_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ [cm]} \quad \text{on prend : } L_s = 45 \text{ [cm]}$$

Les règles de **BAEL 91 (A.6.1.21)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4Ls pour les aciers H.A.

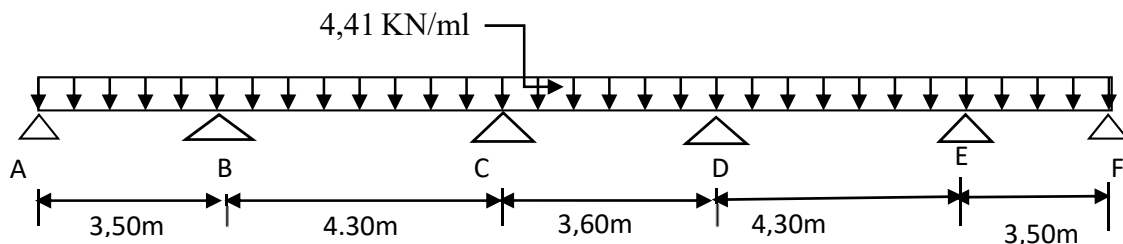
$$\text{Donc : } L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,932 \text{ cm}$$

Les règles de **BAEL 91 (article. A.6.1.2)**, admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normale est assure lorsque la longueur de la portée ancrée mesuré hors crochets est au moins égale à 0.4Ls pour les aciers à HA.

$$\text{Donc : } L_a = 0,4L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

**3-3) Calcul à l'ELS :**

$$\text{A L'ELS : } q_s = G + Q = 3,432 + 0,975 = 4,41 \text{ KN/ml}$$



➤ **Calcul de moment isostatique :**

$$M_{01} = (q_s \times l_{AB}^2) / 8 = \frac{4,41 \times 3,50^2}{8} = 6,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = (q_s \times l_{BC}^2) / 8 = \frac{4,41 \times 4,30^2}{8} = 10,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = (q_s \times l_{CD}^2) / 8 = \frac{4,41 \times 3,60^2}{8} = 7,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = (q_s \times l_{DE}^2) / 8 = \frac{4,41 \times 4,30^2}{8} = 10,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = (q_s \times l_{EF}^2) / 8 = \frac{4,41 \times 3,50^2}{8} = 6,75 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments aux appuis :**

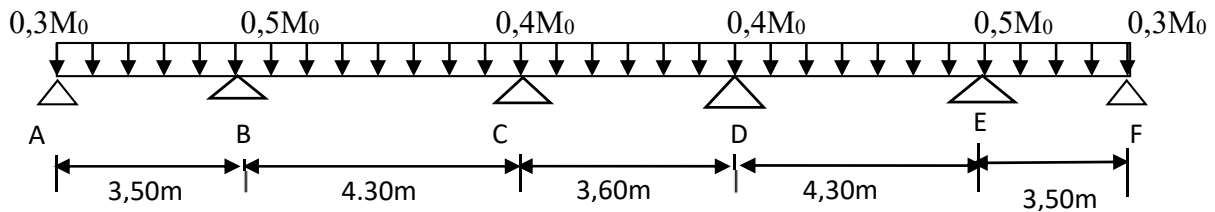


Figure III.4-10: Schéma statique de la poutrelle .

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 6,75 = 2,03 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{01} ; M_{02}) = 0,5(6,75 ; 10,19) = 0,5 \times 10,19 = 5,10 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} (M_{02} ; M_{03}) = 0,4(10,19 ; 7,14) = 0,4 \times 10,19 = 4,08 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{Max} (M_{03} ; M_{04}) = 0,4(7,14 ; 10,19) = 0,4 \times 10,19 = 4,08 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \text{Max} (M_{04} ; M_{05}) = 0,5(10,19 ; 6,75) = 0,5 \times 10,19 = 5,10 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3M_{05} = 0,3 \times 6,75 = 2,03 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travées :**

➤ **Etude de la travée AB :(travée de rive)**

$$- M_t^{AB} \geq \max[1,05M_{01} ; (1+0,3 \alpha)M_{01}] - (M_A + M_B) / 2$$

$$M_t^{AB} \geq \max[7,09 ; 7,20] - (2,03 + 5,10) / 2$$

$$M_t^{AB} \geq 7,20 - 3,57 = 3,63 \text{ KN.m}$$

$$- M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} M_{01} = \frac{1,2 + (0,3 \times 0,22)}{2} \times 6,75 = 4,27 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_t^{AB} = 4,27 \text{ KN.m}$$

➤ **Etude de la travée BC :(travée intermédiaire)**

$$- M_t^{BC} \geq \max[1,05M_{02} ; (1+0,3 \alpha)M_{02}] - (M_B + M_C) / 2$$

$$M_t^{BC} \geq \max [10,70 ; 10,86] - (5,10 + 4,08) / 2$$

$$M_t^{BC} \geq 10,86 - 4,59 = 6,27 \text{ KN.m}$$

$$- M_t^{BC} \geq \frac{1+0,3 \alpha}{2} M_{02} = \frac{1+(0,3 \times 0,22)}{2} \times 10,19 = 5,43 \text{KN.m}$$

On prend :  $M_t^{BC} = 6,27 \text{ KN.m}$

➤ **Etude de la travée CD :** (travée intermédiaire)

$$- M_t^{CD} \geq \max[1,05M_{03}; (1+0,3 \alpha)M_{03}] - (M_C + M_D)/2$$

$$M_t^{CD} \geq \max [7,50; 7,61] - (4,08 + 4,08)/2$$

$$M_t^{CD} \geq 7,61 - 4,08 = 3,53 \text{ KN.m}$$

$$- M_t^{CD} \geq \frac{1+0,3 \alpha}{2} M_{03} = \frac{1+(0,3 \times 0,22)}{2} \times 7,14 = 3,81 \text{KN.m}$$

On prend :  $M_t^{CD} = 3,81 \text{ KN.m}$

➤ **Etude de la travée DE :** (travée intermédiaire)

$$- M_t^{DE} \geq \max[1,05M_{04}; (1+0,3 \alpha)M_{04}] - (M_D + M_E)/2$$

$$M_t^{DE} \geq \max [10,70; 10,86] - (4,08 + 5,10)/2$$

$$M_t^{DE} \geq 10,86 - 4,59 = 6,27 \text{KN.m}$$

$$- M_t^{DE} \geq \frac{1+0,3 \alpha}{2} M_{04} = \frac{1+(0,3 \times 0,22)}{2} \times 10,19 = 5,43 \text{KN.m}$$

On prend :  $M_t^{DE} = 6,27 \text{ KN.m}$

➤ **Etude de la travée EF :** (travée de rive)

$$- M_t^{EF} \geq \max[1,05M_{05}; (1+0,3 \alpha)M_{05}] - (M_E + M_F)/2$$

$$M_t^{EF} \geq \max [7,09; 7,20] - (5,10 + 2,03) / 2$$

$$M_t^{EF} \geq 7,20 - 3,57 = 3,63 \text{ KN.m}$$

$$- M_t^{EF} \geq \frac{1,2+0,3 \alpha}{2} M_{05} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,22)}{2} \times 6,75 = 4,27 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{EF} = 4,27 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

**Travée AB :**

$$T_A = [(q_s \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_A = [(4,41 \times 3,50) / 2] + [(-5,10) - (-2,03)] / 3,50 = 6,84 \text{KN}$$

$$T_B = [(-q_s \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A) / l_{AB}]$$

$$T_B = [(-4,41 \times 3,5) / 2] + [(-5,10) - (-2,03)] / 3,50 = -8,60 \text{KN}$$

**Travée BC :**

$$T_B = [(q_s \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_B = [(4,41 \times 4,30) / 2] + [(-4,08) - (-5,10)] / 4,30 = 9,72 \text{KN}$$

$$T_C = [ (-q_s \times l_{BC})/2 ] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_C = [ (-4,41 \times 4,30)/2 ] + [ [(-4,08) - (-5,10)]/4,30 ] = -9,24 \text{ KN}$$

**Travée CD :**

$$T_C = [ (q_s \times l_{CD})/2 ] + [(M_D - M_C)/l_{CD}]$$

$$T_C = [ (4,41 \times 3,60)/2 ] + [ [(-4,08) - (-4,08)]/3,60 ] = 7,94 \text{ KN}$$

$$T_D = [ (-q_s \times l_{CD})/2 ] + [(M_D - M_C)/l_{CD}]$$

$$T_D = [ (-4,41 \times 3,60)/2 ] + [ [(-4,08) - (-4,08)]/3,60 ] = -7,94 \text{ KN}$$

**Travée DE :**

$$T_D = [ (q_s \times l_{DE})/2 ] + [(M_E - M_D)/l_{DE}]$$

$$T_D = [ (4,41 \times 4,30)/2 ] + [ [(-5,10) - (-4,08)]/4,30 ] = 9,24 \text{ KN}$$

$$T_E = [ (-q_s \times l_{DE})/2 ] + [(M_E - M_D)/l_{DE}]$$

$$T_E = [ (-4,41 \times 4,30)/2 ] + [ [(-5,10) - (-4,08)]/4,30 ] = -9,72 \text{ KN}$$

**Travée EF :**

$$T_E = [ (q_s \times l_{EF})/2 ] + [(M_F - M_E)/l_{EF}]$$

$$T_E = [ (4,41 \times 3,50)/2 ] + [ [(-2,03) - (-5,10)]/3,50 ] = 8,60 \text{ KN}$$

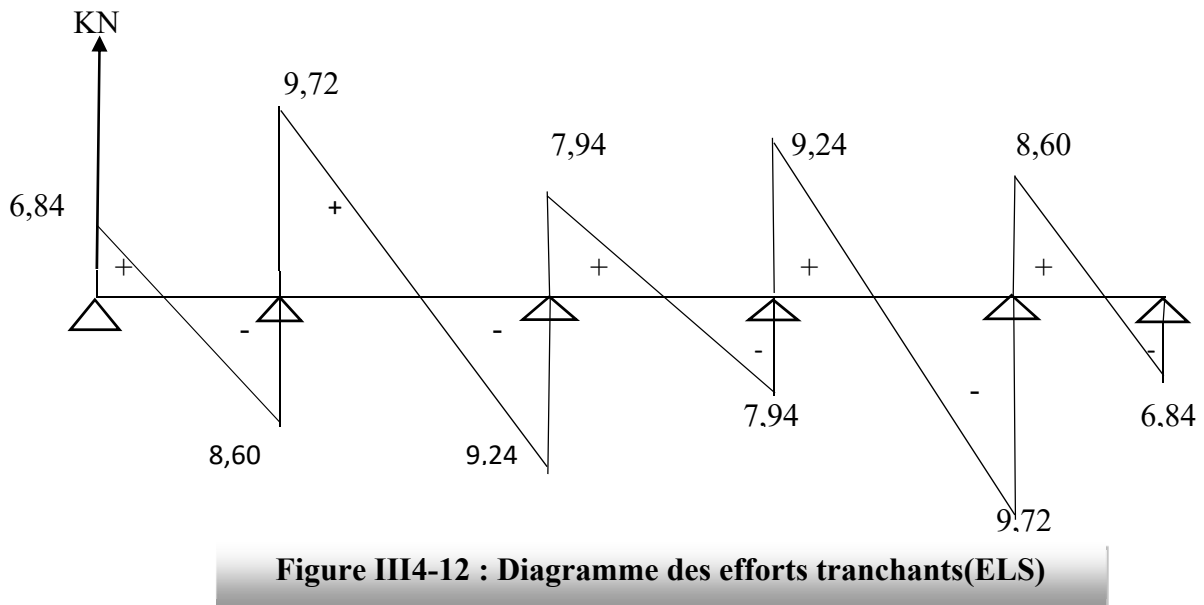
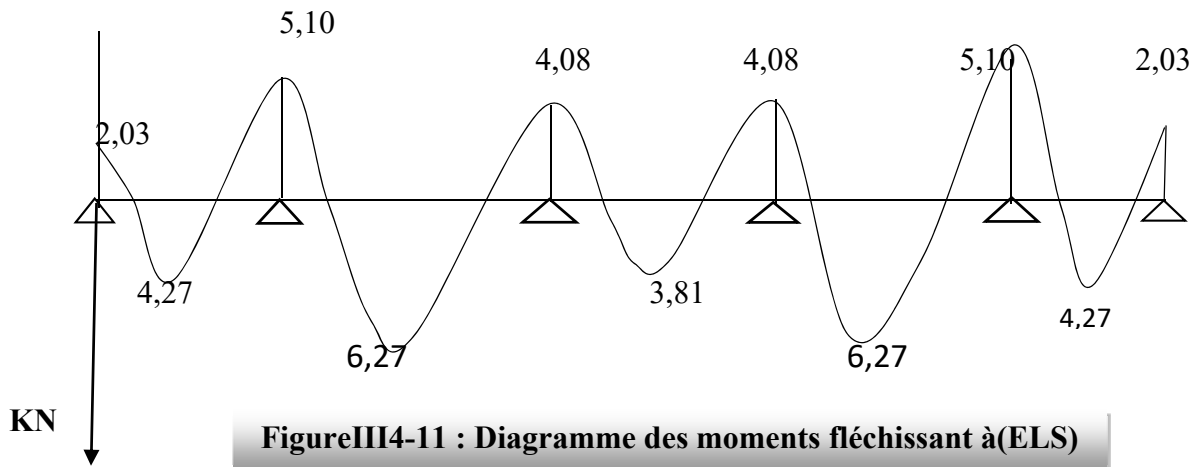
$$T_F = [ (-q_s \times l_{EF})/2 ] + [(M_F - M_E)/l_{EF}]$$

$$T_F = [ (-4,41 \times 3,50)/2 ] + [ [(-2,03) - (-5,10)]/3,50 ] = -6,84 \text{ KN}$$

➤ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Travée	AB	BC	CD	DE	EF
L (m)	3,50	4,30	3,60	4,30	3,50
M <sub>w</sub> (KN.m)	2,03	5,10	4,08	4,08	5,10
M <sub>e</sub> (KN.m)	5,10	4,08	4,08	5,10	2,03
T <sub>w</sub> (KN)	6,84	9,72	7,94	9,24	8,60
T <sub>e</sub> (KN)	-8,60	-9,24	-7,94	-9,72	-6,84
M <sub>t</sub> (KN.m)	4,27	6,27	3,81	6,27	4,27

Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants(ELS) :



3-4) Vérifications à l'ELS :

➤ **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{t28} = 15 \text{ [MPa]}$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \cdot \sigma_{st} \quad \text{avec :} \quad \sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

- **Aux appuis :**  $A_a = 2,26 \text{ cm}^2 \cdot M^{\max} = 5,10 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,046 \Rightarrow \beta_1 = 0,859 \Rightarrow K_1 = 20,34$$

$$\sigma_{st} = \frac{5,10 \times 10^6}{0,859 \times 180 \times 2,26 \times 10^2} = 145,95 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \cdot \sigma_{st} = \frac{1}{20,34} \times 145,95 = 7,18 \text{ [MPa]} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times 1,51}{12 \times 18} = 0,699 \Rightarrow \beta_1 = 0,879 \Rightarrow K = 26,15$$

$$\sigma_{st} = \frac{6,27 \times 10^6}{0,879 \times 180 \times 1,51 \times 10^2} = 262,44 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{26,15} \times 262,44 = 10,04 \text{ [MPa]} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**REMARQUE :**

La vérification étant satisfaite, donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

➤ **Etat limite de d'ouvertures de fissures : (BAEL99/Art B.4.5, 9) :**

Aucune vérification n'est à effectuer, car l'élément est couvert, par conséquent la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.

➤ **Etat limite de déformation : (BAEL 91ART B.68.4.24)**

D'après les règles du BAEL 91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant ne pas justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \qquad 2) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} \qquad 3) \quad \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e}$$

**Avec :**

h : hauteur totale de la section de la nervure (épaisseur de la dalle de compression).

M<sub>0</sub> : moment isostatique maximum.

L : portée entre nus d'appuis.

M<sub>t</sub> : moment max en travée.

b<sub>0</sub> : largeur de la nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

1)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{430} = 0,047 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

2)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{20}{430} = 0,047 \geq \frac{1}{15} \frac{6,27}{10,19} = 0,041 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

3)  $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{1,51}{12 \times 18} = 0,007 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

Les trois conditions sont vérifiées alors Le calcul de la flèche n'est donc pas nécessaire.

**Conclusion :** Les armatures adoptées sont :

- Appuis : 2HA12 = 2,26 cm<sup>2</sup>.
- Travée : 3HA 8 = 1,51cm<sup>2</sup>.
- Armatures transversales : 2HA8 = 1,01cm<sup>2</sup>

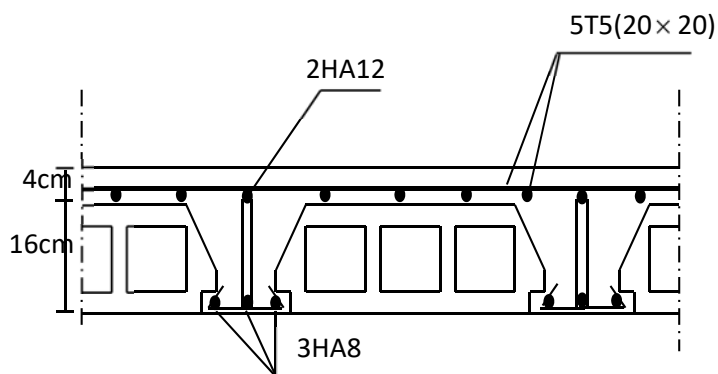


Figure III-4-13. Ferrailage du plancher

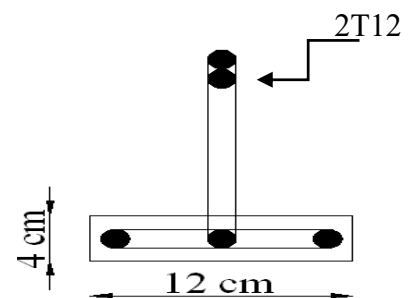


Figure III-4-14. Ferrailage de la poutrelle

III.5. Calcul des balcons :

Le balcon est considéré comme une console en béton armé encastrée à son extrémité et constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du planche. Par ailleurs il est également soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des dispositions constructives spéciales. Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

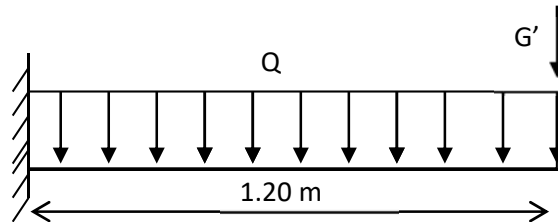


Figure III-5-1 : Schéma statique du balcon

Q : charges et surcharges verticales revenant au balcon.

G : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuses de 10cm d'épaisseur.

III-5-1) Dimensionnement du balcon :

L'épaisseur du balcon est déterminée comme suit :

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm} \quad \text{on prend : } e = 15 \text{ cm}$$

Avec : L : largeur de balcon.

❖ Détermination des charges et surcharges :

Poids de la dalle pleine :  $0.25 \times 0.15 \times 1 = 3,75 \text{ KN/m}$

- Poids des revêtements : - Carrelage :  $20 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN/m}^2$ .
- Mortier de pose :  $22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$ .
- Couche de sable :  $18 \times 0.03 = 0,54 \text{ KN/m}^2$ .
- Enduit de ciment :  $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$

➤ La charge permanente :  $G_{\text{Balcon}} = 5,49 \text{ KN/m}^2$

➤ La Charge concentrée :(Garde-corps) :

Poids de la brique :  $0.1 \times 9 = 0.9 \text{ KN/m}^2$ .

Poids de l'enduit ciment :  $0.02 \times 18 \times 2 = 0.72 \text{ KN/m}^2$ .

---

$G = 1,62 \text{ KN/m}^2$

$G'_{gc} = 1,62 \times 1,1 \times 1 = 1,78 \text{ KN/m}^2$

➤ Surcharges dus à la main courante :  $F = 1 \text{ KN/ m}^2$  applique sur le garde ceps de hauteur  $H=1,1\text{m}$  et ne provoque aucun effort sur balcon.

➤ Surcharges sur le séchoir :  $Q = 3,5 \text{ KN/ m}^2$

❖ Combinaison de charges :

A L'E.L. U :

$$q_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,49 + 1,5 \times 3,5 = 12,66 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u2} = 1,35G' = 1,35 \times 1,78 = 2,40 \text{ KN/ml}$$

A L'E.L. S :

$$q_{s1} = G1 + Q1 = 5,49 + 3,5 = 8,99 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2} = G' = 1 \times 1,78 = 1,78 \text{ KN/ml}$$

III.5.2) Calcul les moments et les efforts tranchants :

\* A L'E.L. U :

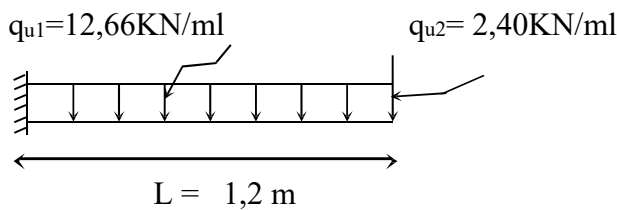


Figure III.5.2: Schéma statique de calcul à l'ELU

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m.

- ✓ Le moment provoqué par la charge \$q\_{u1}\$ est :

$$M_{U1} = - \frac{q_u \times L}{2} = - \frac{12,66 \times 1,2}{2} = - 7,60 \text{ KN.m}$$

- ✓ Le moment provoqué par la charge \$q\_{u2}\$ est :

$$M_{U2} = - q_{u2} \times L = -2,40 \times 1,2 = -2,88 \text{ KN .m}$$

- ✓ Le moment total est :

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} = -7,60 - 2,88 = -10,48 \text{ KN.m}$$

- ✓ L'effort tranchant :

$$T_u = q_{u1} \times L + q_{u2} = - 12,66 \times 1,20 - 2,40 = -17,59 \text{ KN}$$

**Nota :** Le signe (-) veut dire que la fibre supérieure est tendue.

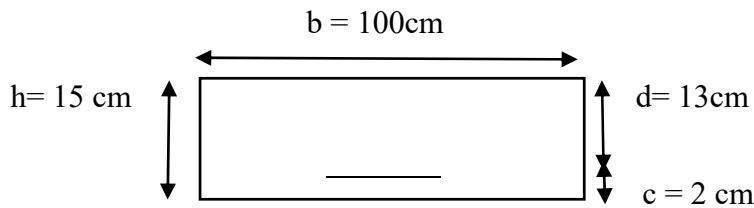
**III-5-3) Ferrailage (BAEL91MODIFIE99) :**

Le ferrailage se fait à l'ELU en considérant que la fissuration est très préjudiciable en considérant une section de 1,00 m de largeur et de 15cm d'épaisseur.

Le séchoir sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m de largeur. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

Soit :  $M_u = -10,48 \text{ KN.m}$  ;  $T_u = -17,59 \text{ KN}$

$h = 15 \text{ m}$  ;  $d = 13\text{cm}$  ;  $c = 2$  ;  $b = 1\text{m} = 100\text{cm}$  ;



❖ **Les armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{10,48 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,044 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{section simplement armée}$$

Car :  $\mu_l = 0.392$  pour Fe400

$\mu = 0,052 \rightarrow \beta = 0,973$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{10,48 \times 10^3}{0,973 \times 13 \times 348} = 2,38 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_s = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25\text{cm}$ .

❖ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79 \text{ cm}^2$$

Soit :  $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec :  $S_t = 25\text{cm}$

**III. 5.4) Vérification à l'ELU :**

**a. Condition de non fragilité : (BAEL91.Art A4.2) :**

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d f_{t28} / f_c = 0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1 / 400 = 1,57 [\text{cm}^2]$$

$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

$A_r = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

**b. Vérification au cisaillement :**

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

Fissuration préjudiciable donc :  $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right)$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}, 4\text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(2,5; 4) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \quad \text{avec : } T_u^{max} = 17,59 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{17,59 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,14 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \quad ; \quad \tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Puisque  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**c) Vérification de l'adhérence des barres :(BAEL91/ Art 6.1,3)**

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donné par :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \Psi = 1,5 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9d \sum U_i} \quad \text{avec : } \sum U_i = n\phi \cdot \pi = 4 \times 3,14 \times 1 = 12,56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{17,59 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 125,6} = 1,20 \text{ [MPa]}$$

$\tau_{se} = 1,20 \text{ [MPa]} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$L_S = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{se}} = \frac{10}{4} \cdot \frac{400}{2,84} = 352,11 \text{ mm} \quad \text{avec : } \tau_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

→ Soit :  $L_s = 36 \text{ cm}$

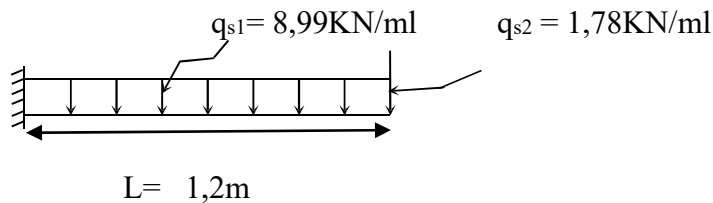
⇒ Soit des crochets de longueur  $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 36 = 14,4 \text{ cm.} \rightarrow \text{Soit } L_a = 15 \text{ cm.}$

**d) Écartement des barres :**

Armatures principales :  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Armatures secondaires:  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

**\* A L'E.L. S**



**Figure III.5.3 : Schéma statique de calcul à l'ELS .**

- ✓ Le moment provoqué par la charge  $q_{s1}$  est :

$$M_{s1} = - \frac{q_s \times L}{2} = - \frac{8,99 \times 1,2}{2} = - 5,40 \text{KN.m}$$

- ✓ Le moment provoqué par la charge  $q_{s2}$  est :

$$M_{s2} = - q_{s2} \times L = - 1,78 \times 1,2 = - 2,14 \text{KN.m}$$

- ✓ Le moment total est :

$$M_s = M_{s1} + M_{s2} = - 5,40 - 2,14 = - 7,54 \text{KN.m}$$

- ✓ L'effort tranchant :

$$T_s = q_{s1} \times L + q_{s2} = - 8,99 \times 1,20 - 1,78 = - 12,57 \text{KN}$$

### III. 5.5) Vérification à l'ELS :

#### a) Vérification de la résistance du béton à la compression :

(BAEL91 modifiées 99 Art A.4.5 ,2)

Il faut que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} \quad \text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,242$$

D'où :  $\rho_1 = 0,242$  dans tableau :  $\beta_1 = 0,922$  et  $k_1 = 48,70$

$$\sigma_s = \frac{7,54 \times 1000}{0,922 \cdot (13) \cdot (3,14)} = 200,34 \text{MPa} \quad \rightarrow \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{200,34}{48,70} = 4,11 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4,11 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$  condition vérifiée.

L'état limite de compression du béton est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

#### b) État limite d'ouverture des fissurations [BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 3] :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\} \quad \text{La fissuration est préjudiciable}$$

Avec:  $\eta$  c'est le coefficient de fissuration qui vaut 1,6 pour les aciers en HA

$$\sigma_s = 200,3 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \{ 266,67; 201,63 \} = 201,63 \text{MPa} \rightarrow$$
 condition vérifiée.

#### c) État limite de déformation (Art 6.8.424/BAEL91) :

D'après les règles du BAEL 91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant ne pas justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_o} \qquad 3) \quad \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

- 1)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{120} = 0,125 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow$  condition vérifiée.
- 2)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_o} \rightarrow \frac{15}{120} = 0,125 \geq \frac{1}{10} \frac{6,81}{6,81} = 0,1 \rightarrow$  condition vérifiée.
- 3)  $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow$  condition vérifiée.

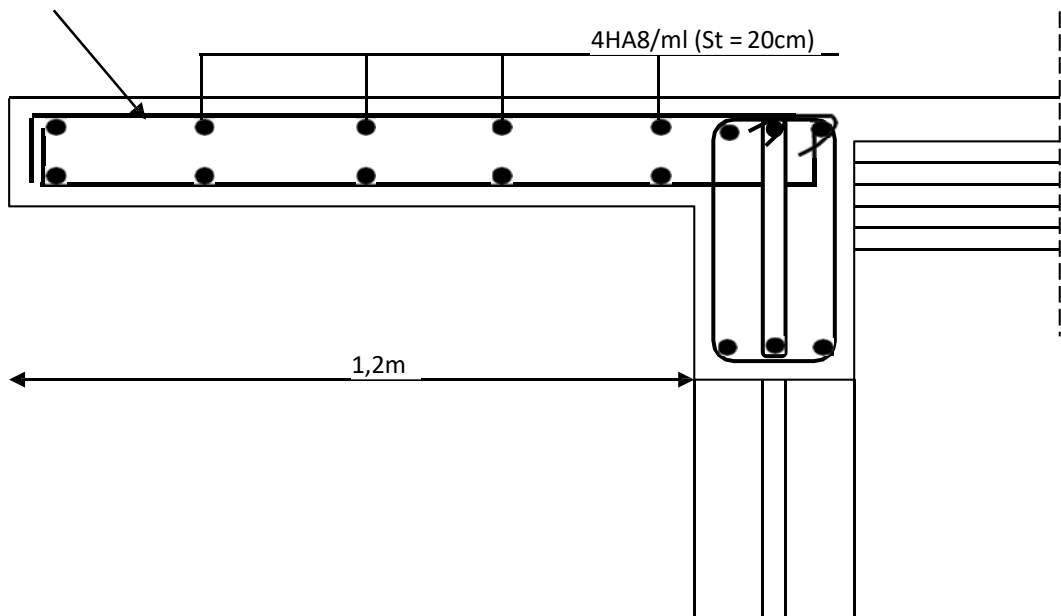
**III.5.6) -Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire. Après les calculs et les vérifications effectuées, nous avons adopté le ferrailage.

**Armatures principales :  $A_s = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  avec un espacement 25cm.**

**Armatures de répartition :  $A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  avec un espacement 25cm.**

**4HA10/ml (St = 25cm)**



**FigureIII-5-4 : Ferrailage de balcon.**

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

### IV.1 Introduction :

L'étude de contreventement est une étape importante dans l'étude de tout bâtiment. Le contreventement est destiné à assurer la stabilité du bâtiment sous l'action des efforts horizontaux dues au séisme ; ainsi que sa stabilité vis-à-vis le flambement de ses poteaux sous l'action verticales.

D'une manière générale, ce contreventement peut être assuré soit par des murs de refend plein ou avec ouverture, soit par des portiques, soit par une combinaison de ces éléments. Le cas de notre bâtiment, le contreventement est assuré par des portiques et voiles disposés dans deux sens (longitudinale et transversale), cela nous amène à déterminer le % de l'effort sismique que doit reprendre chaque élément (portique; voile), afin de connaître le type de contreventement, pour cela en doit passer par plusieurs étapes.

### IV.2 Caractéristiques géométriques des portiques :

#### IV.2.1 Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres :

Hypothèses de calcul :

- Les charges ou les masses sont considérés concentrés au niveau du plancher.
- Les diagrammes de répartition des charges en élévation.
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.
- La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

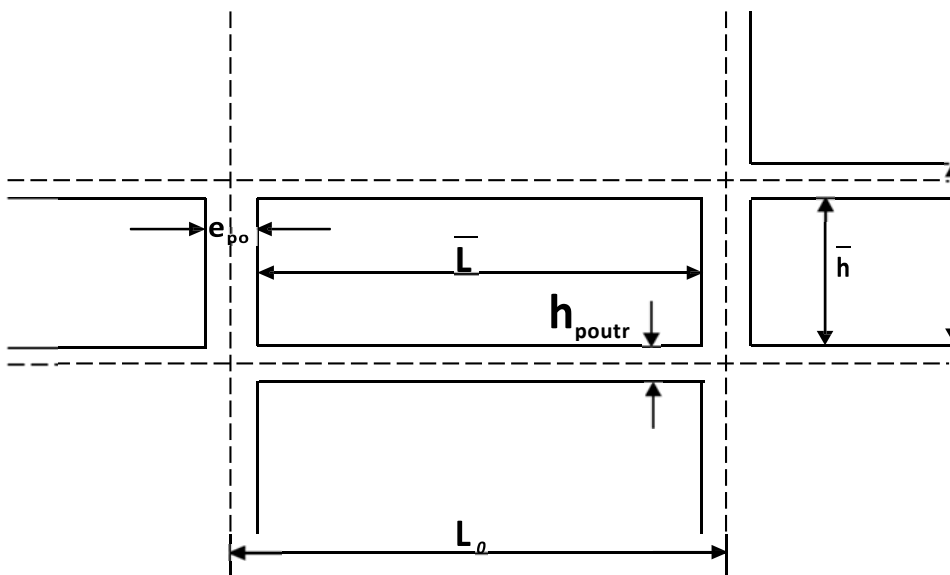


Figure. IV.1 : Coupe verticale d'un niveau

- Rigidités linéaire d'un poteau :  $K_{\text{poteau}} = \frac{I_{\text{pot}}}{h_c}$
- Rigidités linéaire d'une poutre :  $K_{\text{poutre}} = \frac{I_{\text{pout}}}{L_c}$

Avec :  $I_{\text{pr}}$  : Moment d'inertie de la poutre.

$I_{\text{pot}}$  : Moment d'inertie du poteau.

$L_0$  : longueur entre axe des poteaux.

$h_0$  : hauteur entre faces supérieures des planchers successifs

$L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre}$  avec :  $L_c$  : Longueur calculée de la poutre

$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{pot}$  avec :  $h_c$  : Hauteur calculée du poteau.

$\bar{h} = h_e - h_{poutre}$  avec :  $\bar{h}$  : Hauteur entre nus des poteaux

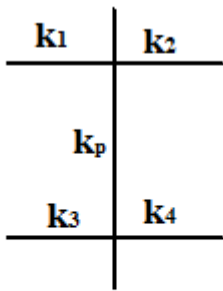
$\bar{L} = L_0 - e_{poteaux}$  avec :  $\bar{L}$  : Longueur entre nus des poutres.

$h_{poutre}$  : Hauteur des poutres.

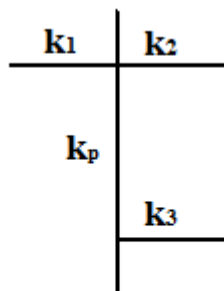
IV.2.2) Calcul des coefficients  $\bar{K}$  (rigidités moyennes) :

✚ Cas d'étage courant :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_{poutre} \times (poutre_{sup} + poutre_{inf})}{2 K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2 \times k_p}$$

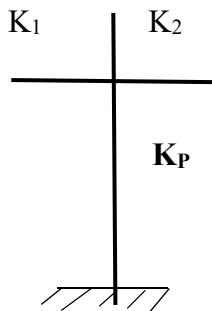


$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3}{2 \times k_p}$$

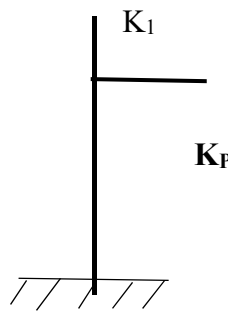


$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2}{2 \times k_p}$$

✚ Cas du RDC :  $\bar{K} = \frac{\sum K_{ptr} \times (poutres\ sup)}{K_{pot}}$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_{pot}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_{pot}}$$

IV.2.3) Calcul des coefficients correcteurs  $a_{ij}$  :

- ❖ Étage courant :  $a_{ij} = \frac{\bar{K}}{2+\bar{K}}$
- ❖ RDC :  $a_{ij} = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$

IV.2.4) Calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens :

- ✚ Niveau courant :  $r_j^i = \frac{12 \times E}{h_{cj}^2} \times a_j^i \times k_{pot j}^i$
- ✚ Niveau RDC : - Poteau encastré à sa base :  $r_j^i = \frac{12 \times E}{h_{cj}^2} \times a_j^i \times k_{pot j}^i$
- Poteau articulé à sa base :  $r_j^i = \frac{3 \times E}{h_{cj}^2} \times a_j^i \times k_{pot j}^i$

Avec :

- $h_c$  : hauteur du poteau calculé.
- $E_i$  : module de déformation du béton = 32164.2 MPa
- $I_p$  : Inertie du poteau.

IV.2.5) Calcul des rigidités des portiques par niveau dans les deux sens (X et Y):

$$R_j = \frac{12 \times E}{h_{cj}^2} \sum a_j^i \times k_{pot j}^i$$

$R_{jx} = \sum r_{ij} \Rightarrow$  Pour chaque niveau dans le sens X-X

$R_{jy} = \sum r_{ij} \Rightarrow$  Pour chaque niveau dans le sens Y-

Les tableaux suivants donnent les longueurs de calcul pour chaque niveau :

Niveaux	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	L <sub>0</sub> (cm)	e <sub>pot</sub> (cm)	$\bar{L}$ (cm)	h <sub>poutre</sub> (cm)	L <sub>c</sub> (cm)	K <sub>poutre</sub> (cm <sup>3</sup> )
4 et 5	1 ⇒ 2	25	30	56250	350	25	325	30	340	165,44
	2 ⇒ 3	25	30	56250	430	25	405	30	420	133,93
	3 ⇒ 4	25	30	56250	360	25	335	30	350	160,71
	4 ⇒ 5	25	30	56250	430	25	405	30	420	133,93
	5 ⇒ 6	25	30	56250	350	25	325	30	340	165,44
1 et 2 et 3	1 ⇒ 2	25	30	56250	350	30	320	30	335	167,91
	2 ⇒ 3	25	30	56250	430	30	400	30	415	135,54
	3 ⇒ 4	25	30	56250	360	30	330	30	345	163,04
	4 ⇒ 5	25	30	56250	430	30	400	30	415	135,54
	5 ⇒ 6	25	30	56250	350	30	320	30	335	167,91
RDC	1 ⇒ 2	25	30	56250	350	35	315	30	330	170,45
	2 ⇒ 3	25	30	56250	430	35	395	30	410	137,20
	3 ⇒ 4	25	30	56250	360	35	325	30	340	165,44
	4 ⇒ 5	25	30	56250	430	35	395	30	410	137,20
	5 ⇒ 6	25	30	56250	350	35	315	30	330	170,45

Tableau IV-1: Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X.

Niveaux	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	L <sub>0</sub> (cm)	e <sub>pot</sub> (cm)	$\bar{L}$ (cm)	h <sub>poutre</sub> (cm)	L <sub>c</sub> (cm)	K <sub>poutre</sub> (cm <sup>3</sup> )
4et5	A ⇒ B	25	35	89322,92	440	25	415	35	432,5	206,53
	B ⇒ C	25	35	89322,92	440	25	415	35	432,5	206,53
1 ; 2 ; 3	A ⇒ B	25	35	89322,92	440	30	410	35	427,5	208,94
	B ⇒ C	25	35	89322,92	440	30	410	35	427,5	208,94
RDC	A ⇒ B	25	35	89322,92	440	35	405	35	422,5	211,42
	B ⇒ C	25	35	89322,92	440	35	405	35	422,5	211,42

Tableau IV-2 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens Y-Y

Niv	poteau	b (cm)	h (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	h <sub>e</sub> (cm)	h <sub>p</sub> (cm)	$\bar{h}$ (cm)	e <sub>pot</sub> (cm)	h <sub>c</sub> (cm)	K <sub>poteau</sub> (cm <sup>3</sup> )
4,5	1	25	25	32552,08	306	25	281	25	293,5	110,91
	2									
	3									
	4									
	5									
	6									
1,2,3	1	30	30	67500	306	25	281	30	296	228,06
	2									
	3									
	4									
	5									
	6									
RDC	1	35	35	125052,08	408	25	383	35	400,5	312,24
	2									
	3									
	4									
	5									
	6									

Tableau IV-3 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens X-X.

Niv	poteau	b (cm)	h (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	h <sub>e</sub> (cm)	h <sub>p</sub> (cm)	$\bar{h}$ (cm)	e <sub>pot</sub> (cm)	h <sub>c</sub> (cm)	K <sub>poteau</sub> (cm <sup>3</sup> )
4,5	1	25	25	32552,08	306	35	271	25	283,5	114,2
	2									
	3									
1,2,3	1	30	30	67500	306	35	271	30	286	236,01
	2									
	3									
RDC	1	35	35	125052,08	408	35	373	35	390,5	320,24
	2									
	3									

Tableau IV-4 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y.

Niv	poteau	K <sub>p</sub>	$\bar{k}$	a <sub>j</sub>	I <sub>pot</sub>	E (MPa)	h <sub>c</sub> (cm <sup>3</sup> )	r <sub>j</sub>	R <sub>y</sub> <sup>j</sup>
4et5	A	114,2	1,808	0,475	32552,08	32164,2	283,5	260,499	874,181
	B		3,617	0,644				353,183	
	C		1,808	0,475				260,499	
1,2et3	A	236,01	0,885	0,307	67500	32164,2	286	341,893	1206,092
	B		1,771	0,469				522,306	
	C		0,885	0,307				341,893	
RDC	A	320,24	0,660	0,436	125052,08	32164,2	390,5	353,406	1151,001
	B		1,320	0,548				444,189	
	C		0,660	0,436				353,406	

Tableau IV-5 : Rigidités linéaires des portiques dans le sens Y-Y.

Niveau $x$	poteau	$K_{poteau}$ ( $cm^3$ )	$\bar{K}$	$a_j^i$	$I$ $cm^4$	$E$ (MPa)	$h_c$ ( $cm^3$ )	$r_j^i$	$R_x^j$
4 et 5	1	110,91	1,492	0,427	32552,08	32164.2	293,5	212,195	1562,39
	2		2,699	0,574				285,246	
	3		2,657	0,571				283,755	
	4		2,657	0,571				283,755	
	5		2,699	0,574				285,246	
	6		1,492	0,427				212,195	
1,2et3	1	236,01	0,711	0,262	67500	32164.2	296	272,397	2162,54
	2		1,286	0,391				406,516	
	3		1,265	0,387				402,357	
	4		1,265	0,387				402,357	
	5		1,286	0,391				406,516	
	6		0,711	0,262				272,397	
RDC	1	320,24	0,532	0,408	125052,08	32164.2	400,5	314,402	2145,33
	2		0,961	0,493				379,902	
	3		0,945	0,491				378,361	
	4		0,945	0,491				378,361	
	5		0,961	0,493				379,902	
	6		0,532	0,408				314,402	

Tableau IV-6: Rigidités linéaires des portiques dans le sens X-X.

IV.3 : Caractéristiques géométriques des voiles :

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures sur les quelles agissent. Elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultantes de ses forces se trouvent excentrées de façon notable par rapport au centre de torsion.

Donc le déplacement des voiles doit être le plus adéquat possible de manière à résister à l’effort sismique d’une part et limiter la torsion du bâtiment due aux charges d’autre part.

IV.3.1 Etude des refends :

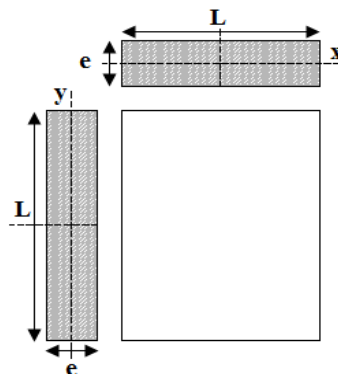


Figure IV-2 : Coupe des voiles en plan.

IV.3.1.1 Calcul des inerties :

✚ Refends longitudinaux :

$$I_x = \frac{l \times e^3}{12} \quad ; \quad I_y = \frac{e \times l^3}{12}$$

⇒ On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport à l'axe (x-x'),

donc on prend :  $I_y$

✚ Refends transversaux :

$$I_x = \frac{e \times l^3}{12} \quad ; \quad I_y = \frac{l \times e^3}{12}$$

⇒ On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport à l'axe (y-y'),

donc on prend :  $I_x$

Niveau	Voile	ep (m)	L (m)	$I_y(m^4)$
RDC	VL1 , VL2	0,2	2,50	0,2604

Tableau IV-7 Rigidités linéaires des voiles dans le sens X-X

Niveau	Voile	ep (m)	L(m)	$I_x(m^4)$
RDC	VT1,VT2 , VT3 VT4	0,20	2,00	0,1333

Tableau IV-8 Rigidités linéaires des voiles dans le sens Y-Y

IV.3.2) calcul des Rigidités des voiles :

- Dans le sens longitudinal :  $r_x^j = \frac{12EI_y}{h^3}$
- Dans le sens transversal :  $r_y^j = \frac{12EI_x}{h^3}$

Avec :

He : hauteur d'étage.

$I_x, I_y$  : inertie des voiles transversaux et longitudinaux.

Niveau	Voile	$h_e$ (m)	$E \cdot 10^3$	$I_y(m^4)$	$r_x$	$R_x$
Étage courante	VL1 , VL2	3 ,06	32164,2	0,2604	3507766,696	4987605,771
RDC	VL1 , VL2	4,08		0,2604	1479839,075	

Tableau IV-9 : Rigidités linéaires des voiles dans le sens X-X.

Niveau	Voile	$h_e$ (m)	$E \cdot 10^3$	$I_x(m^4)$	$r_y$	$R_y$
Étage courante	VT1, VT2 , VT3 VT4	3,06	32164,2	0,1333	1795642,475	2553179,144
RDC	VT1,VT2 , VT3 VT4	4,08		0,1333	757536 ;669	

Tableau IV-10 : Rigidités linéaires des voiles dans le sens Y-Y.

#### IV.4) Calcul des inerties fictives des portiques :

Pour déterminé les pourcentages d'effort repris par chaque élément de contreventement portique et voile, il faut déterminer les inerties fictives des portiques. Pour cela, nous utiliserons la méthode des approximations successives.

##### IV.4.1) Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME » qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à **1tonne**, 0 et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau). En fixant l'inertie du refend à **1[m4]**, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

##### ➤ Calcul de l'inertie fictive :

L'inertie des portiques est donnée par la formule suivante :  $I = \frac{f_n}{D_n}$

$D_n$  : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n)

$$D_n = \sum \Delta_n$$

$\Delta_n$  : Déplacement du portique au niveau n.

$f_n$  : Flèche du refend au même niveau.

$I$  : Inertie fictive du portique au niveau n.

**IV.4.2) Calcul des flèches dans les refends par la méthode du moment des aires :**

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie  $I = 1 [m^4]$ , soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure (IV.2), ci dessus est donnée par :

La flèche est donnée par la formule suivante :  $f_n = \frac{\sum S_i \times d_i}{EI}$

$S_i$  : Surface de trapèze :  $S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \times h_i}{2}$

$d_i$  : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \times h_i}{2(b_i + b_{i+1})}$$

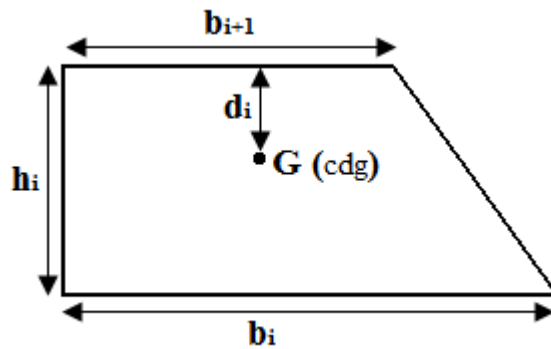


Figure IV-3 : trapèze de calcul

✓ Calcul de  $S_i$  x  $d_i$  pour les différents niveaux :

NIV	h(m)	b <sub>i</sub> (m)	b <sub>i+1</sub> (m)	d <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	d <sub>i</sub> x S <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )
5	3,06	3,06	0,00	2,04	4,68	9,55
4	3,06	9,18	3,06	1,79	18,73	33,53
3	3,06	18,36	9,18	1,70	42,14	71,64
2	3,06	30,60	18,36	1,66	74,91	124,35
1	3,06	45,90	30,60	1,63	117,05	190,79
RDC	4,08	64,26	45,90	1,62	168,54	273,03

Tableau IV-11 : section des aires et position du CDG

❖ Calcul de la flèche :

$$f_{RDC} = \frac{168,54 \times 1,62}{EI} = \frac{273,035}{EI}$$

$$f_1 = \frac{168,54 \times 5,7 + 117,05 \times 1,63}{EI} = \frac{1151,469}{EI}$$

$$f_2 = \frac{168,54 \times 8,76 + 117,05 \times 4,69 + 74,91 \times 1,66}{EI} = \frac{3650,856}{EI}$$

$$f_3 = \frac{168,54 \times 11,82 + 117,05 \times 7,75 + 74,91 \times 4,72 + 42,14 \times 1,70}{EI} = \frac{3324,495}{EI}$$

$$f_4 = \frac{168,54 \times 14,88 + 117,05 \times 10,81 + 74,91 \times 7,78 + 42,14 \times 4,76 + 18,73 \times 1,79}{EI} = \frac{4590,099}{EI}$$

$$f_5 = \frac{168,54 \times 17,94 + 117,05 \times 13,87 + 74,91 \times 10,84 + 42,14 \times 7,82 + 18,73 \times 4,85 + 4,68 \times 2,04}{EI} = \frac{5889,038}{EI}$$

#### IV.4.1.2 Calcul des déplacements des portiques :

$$E\Delta_n = E\psi_n \times h_e$$

Avec :

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \times \sum K_{poteaux}^n} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

$h_e$  : Hauteur d'étage.

$M_n$  : Moment d'étage :  $M_n = T_n \times h_e$

$T_n$  : Effort tranchant au niveau « n ».

$E\theta$  : Rotation d'étage :

- Pour les poteaux d'étages courants :  $E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \times \sum K_{poutres}^n}$
- Pour les poteaux encastrés à la base :  $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{poutres}^1 + 2 \sum K_{poteaux}^1}$
- Pour les poteaux articulés à la base :  $E\theta_1 = \frac{2 \times M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{poutres}^1}$

Les tableaux suivant nous donnent les inerties fictives des portiques pour chaque niveau :

NIV	H	portique	$\sum Kp_{out}$ $10^{-3}$ $m^3$	$\sum Kp$ $10^{-3}$ $m^3$	$M_n$	$M_{n+1}$	$E\theta_n$ $t/m^2$	$E\psi_n$ $t/m^2$	$E\Delta_n$ $KN/m$	$Dn = \Delta_n$	El.fi	$I_{e,i}$	
5	3,06	(A-A)	0,7595	0,6655	3,06	0	167,87	467,11	14293,57	42880,71	5889,038	0,137	0,411
	3,06	(B-B)			3,06	0	167,87	467,11	14293,57		5889,038	0,137	
	3,06	(C-C)			3,06	0	167,87	467,11	14293,57		5889,039	0,137	
4	3,06	A-A	0,7595	0,6655	6,12	3,06	503,62	1102,09	33723,95	101171,85	4590,099	0,045	0,135
	3,06	B-B			6,12	3,06	503,62	1102,09	33723,95		4590,099	0,045	
	3,06	C-C			6,12	3,06	503,62	1102,09	33723,95		4590,099	0,045	
3	3,06	A-A	0,7699	1,3684	9,18	6,12	828,03	1224,87	37481,02	112443,06	3324,495	0,030	0,09
	3,06	B-B			9,18	6,12	828,03	1224,87	37481,02		3324,495	0,030	
	3,06	C-C			9,18	6,12	828,03	1224,87	37481,02		3324,495	0,030	
2	3,06	A-A	0,7699	1,3684	12,24	9,18	1159,24	1739,03	53214,32	159642,96	3650,856	0,023	0,069
	3,06	B-B			12,24	9,18	1159,24	1739,03	53214,32		3650,856	0,023	
	3,06	C-C			12,24	9,18	1159,24	1739,03	53214,32		3650,856	0,023	
1	3,06	A-A	0,7699	1,3684	15,3	12,24	1490,45	2256,59	69051,55	207154,65	1151,469	0,006	0,018
	3,06	B-B			15,3	12,24	1490,45	2256,59	69051,55		1151,469	0,006	
	3,06	C-C			15,3	12,24	1490,45	2256,59	69051,55		1151,469	0,006	
RDC	3,06	A-A	0,7807	1,8734	18,36	15,3	1497,09	2310,47	70700,38	235667,94	273,035	0,001	0,003
	3,06	B-B			18,36	15,3	1497,09	2310,47	70700,38		273,035	0,001	
	4,08	C-C			18,36	15,3	1497,09	2310,47	94267,18		273,035	0,001	

Tableau IV-12 : Inerties fictives des portiques dans le sens (X-X).

NIV	H	portique	$\sum K_{pout}$ $10^{-3}$ $m^3$	$\sum K_p$ $10^{-3}$ $m^3$	$M_n$	$M_{n+1}$	$E\theta_n$ $t/m^2$	$E\psi_n$ $t/m^2$	$E\Delta_n$ KN/m	$D_n = \Delta_n$	El.fi	$I_{e,i}$	I
5	3,06	(1-1)	0,4131	0,3426	3,06	0	308,64	898,63	27498,08	164988,48	5889,038	0,036	0,216
	3,06	(2-2)			3,06	0	308,64	898,63	27498,08		5889,038	0,036	
	3,06	(3-3)			3,06	0	308,64	898,63	27498,08		5889,039	0,036	
	3,06	(4-4)			3,06	0	308,64	898,63	27498,08		5889,039	0,036	
	3,06	(5-5)			3,06	0	308,64	898,63	27498,08		5889,039	0,036	
	3,06	(6-6)			3,06	0	308,64	898,63	27498,08		5889,039	0,036	
4	3,06	1-1	0,4131	0,3426	6,12	3,06	925,93	2105,90	64440,54	386643,24	4590,099	0,012	0,072
	3,06	2-2			6,12	3,06	925,93	2105,90	64440,54		4590,099	0,012	
	3,06	3-3			6,12	3,06	925,93	2105,90	64440,54		4590,099	0,012	
	3,06	4-4			6,12	3,06	925,93	2105,90	64440,54		4590,099	0,012	
	3,06	5-5			6,12	3,06	925,93	2105,90	64440,54		4590,099	0,012	
	3,06	6-6			6,12	3,06	925,93	2105,90	64440,54		4590,099	0,012	
3	3,06	1-1	0,4179	0,7080	9,18	6,12	1525,48	2306,21	70570,03	423420,18	3324,495	0,0079	0,047
	3,06	2-2			9,18	6,12	1525,48	2306,21	70570,03		3324,495	0,0079	
	3,06	3-3			9,18	6,12	1525,48	2306,21	70570,03		3324,495	0,0079	
	3,06	4-4			9,18	6,12	1525,48	2306,21	70570,03		3324,495	0,0079	
	3,06	5-5			9,18	6,12	1525,48	2306,21	70570,03		3324,495	0,0079	
	3,06	6-6			9,18	6,12	1525,48	2306,21	70570,03		3324,495	0,0079	
2	3,06	1-1	0,4179	0,7080	12,24	9,18	2135,68	3271,26	100100,56	600603,36	3650,856	0,0061	0,037
	3,06	2-2			12,24	9,18	2135,68	3271,26	100100,56		3650,856	0,0061	
	3,06	3-3			12,24	9,18	2135,68	3271,26	100100,56		3650,856	0,0061	
	3,06	4-4			12,24	9,18	2135,68	3271,26	100100,56		3650,856	0,0061	

	3,06	5-5	0,4179	0,7080	12,24	9,18	2135,68	3271,26	100100,56	600603,36	3650,856	0,0061	0,037
	3,06	6-6			12,24	9,18	2135,68	3271,26	100100,56		3650,856	0,0061	
1	3,06	1-1	0,4179	0,7080	15,3	12,24	2745,87	4241,62	129793,57	778761,42	1151,469	0,0015	0,009
	3,06	2-2			15,3	12,24	2745,87	4241,62	129793,57		1151,469	0,0015	
	3,06	3-3			15,3	12,24	2745,87	4241,62	129793,57		1151,469	0,0015	
	3,06	4-4			15,3	12,24	2745,87	4241,62	129793,57		1151,469	0,0015	
	3,06	5-5			15,3	12,24	2745,87	4241,62	129793,57		1151,469	0,0015	
	3,06	6-6			15,3	12,24	2745,87	4241,62	129793,57		1151,469	0,0015	
	3,06	1-1			0,4228	0,9607	18,36	15,3	2789,06		4360,05	133417,53	
3,06	2-2	18,36	15,3	2789,06			4360,05	133417,53	273,035	0,00032			
3,06	3-3	18,36	15,3	2789,06			4360,05	133417,53	273,035	0,00032			
3,06	4-4	18,36	15,3	2789,06			4360,05	133417,53	273,035	0,00032			
3,06	5-5	18,36	15,3	2789,06			4360,05	133417,53	273,035	0,00032			
4,08	6-6	18,36	15,3	2789,06			4360,05	177890,04	273,035	0,00032			

Tableau IV-13 : Inerties fictives des portiques dans le sens (Y-Y).

Les inerties des portiques sont résumées dans les tableaux suivant :

<i>Niv... Sens</i>	<i>RDC</i>	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>Inertie Moyenne</i>
<i>X-X</i>	0,003	0,018	0,069	0,09	0,135	0,411	<b>0,121</b>
<i>Y-Y</i>	0,002	0,009	0,037	0,047	0,072	0,216	<b>0,064</b>

❖ Comparaison des inerties des voiles et celle des portiques :

*Sens X-X*

	<i>Inerties (m<sup>4</sup>)</i>	<i>Pourcentage %</i>
<i>Portiques</i>	<b>0,121</b>	47,64%
<i>Voiles</i>	0,1333	52,48%
<i>Voiles + Portiques</i>	<b>0,254</b>	100 %

*Sens Y-Y*

	<i>Inerties (m<sup>4</sup>)</i>	<i>Pourcentage %</i>
<i>Portiques</i>	0,064	19,75%
<i>Voiles</i>	<b>0,2604</b>	80,37%
<i>Voiles + Portiques</i>	<b>0,324</b>	100 %

TableauIV-14 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques dans les deux sens (X-X) ; (Y-Y).

**Remarque :**

En comparant les résultats, on voit que les inerties des portiques sont très faibles par rapport aux inerties des voiles dans les deux sens (X-X) et (Y-Y).

Et que les portiques reprennent moins de 25 % des sollicitations dues aux charges verticales, par contre les voiles reprennent au plus de 20 % des sollicitations aux charges verticales.

**Conclusion :**

On constate que :

L'inertie des voiles est plus importante que celle des portiques et cela dans les deux sens (les voiles vont reprendre au moins 88% des sollicitations dues aux charges horizontales).

on doit vérifier que l'inertie des voiles dépasse les 20% et l'inertie des portiques dépasse les 25% (tel que prévu par le RPA) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons un contreventement mixte avec interaction voile-portique (4a) dans les deux sens principaux.

D'où le coefficient de comportement  $R = 5$  (tableau 4.3 RPA99 révisé 2003)

**Chapitre V :**  
**Modalisation présentation du**  
**logiciel**

**V.1 Introduction:**

L'étude dynamique d'une structure est très complexe en particulier le calcul l'effort sismique qui demande des méthodes de calcul très rigoureuses, pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable. En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile et rapide, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable. Pour cela on a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé **ETABS v 9.6**

**V.2 Description du logiciel ETABS :**

L'ETABS est un logiciel de conception, calcul et dimensionnement des structures d'ingénieries particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil.

Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques.

Le post processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppées, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

**Rappel : (terminologie)**

**Grid line** : ligne de

**grille Joints** : noeuds

**Frame** : portique

**(cadre) Shell** : voile

**Restraints** : degrés de

**liberté(D.D.L) Loads** : charge

**Uniformed loads**: point d'application de la charge.

**Define** : définir

**Materials** : matériaux.

**Matériaux Concret**: béton.

**Steel** : acier.

**Frame section** : coffrage

**Column** : poteau

**Beam** : poutre

**V-1-3) Manuel d'utilisation de L'ETABS :**

Dans notre travail, nous avons utilisé la version ETABS v 9.6

Pour choisir l'application ETABS, on clique sur l'icône de l'ETABS

**V-1-4) Étapes de modélisation :****1. Première étape :**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

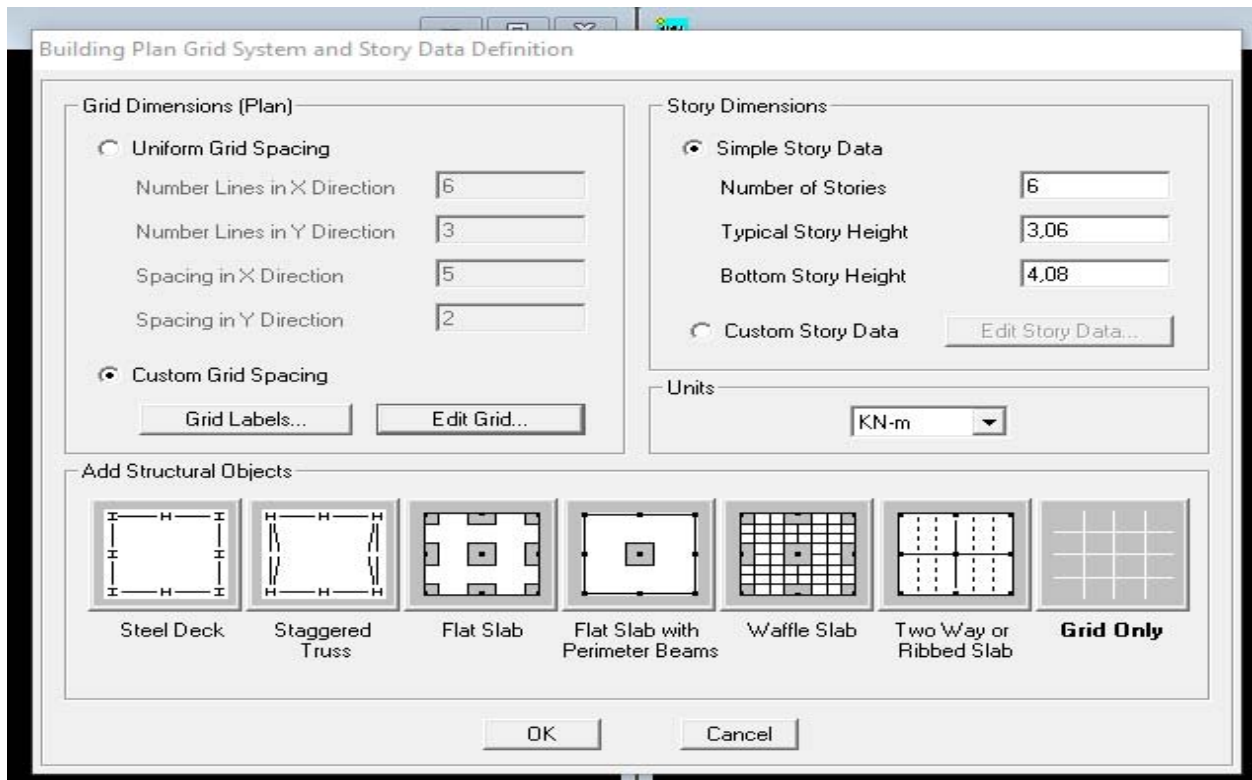
**▪ Choix des unités :**

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. En bas de l'écran, on sélectionne « KN-m » comme unités de base pour les forces et les déplacements :

**▪ Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne « **File** » puis « **New model** », cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.

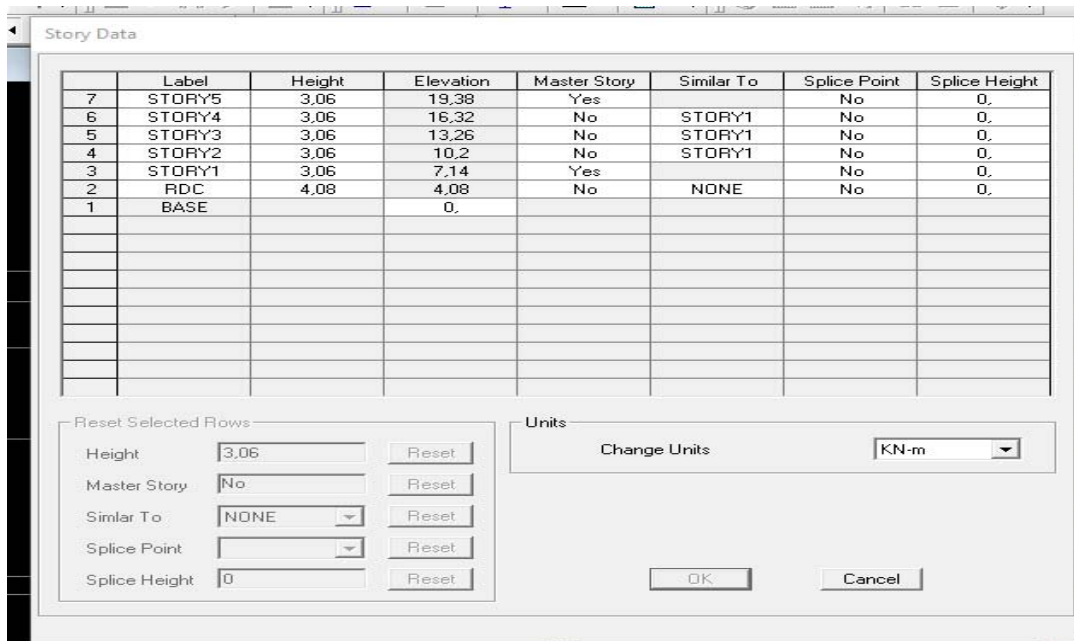


Après validation de l'exemple, on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

▪ **Modification de la géométrie de base :**

Nous allons procéder à la modification des longueurs de travées et des hauteurs d'étage.

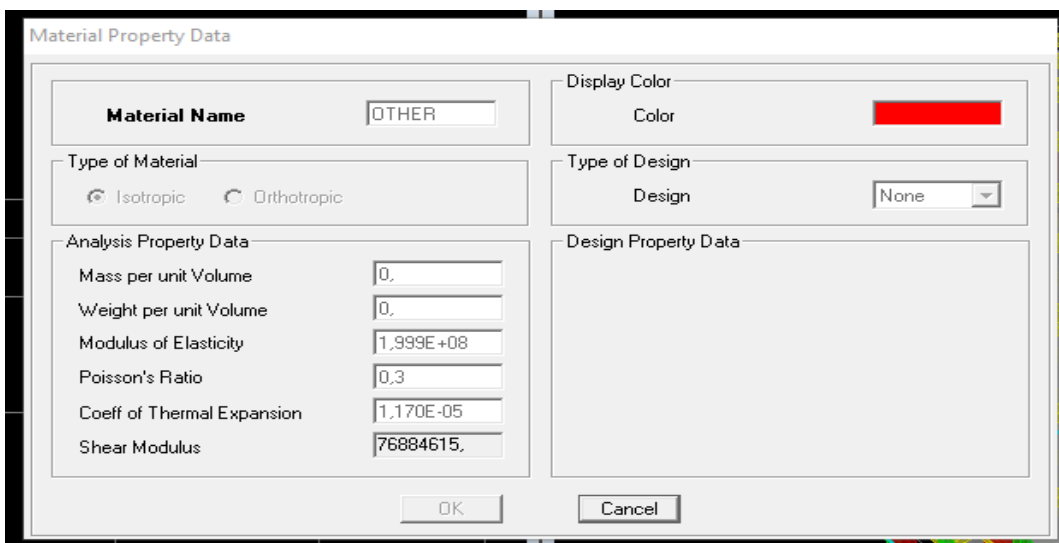
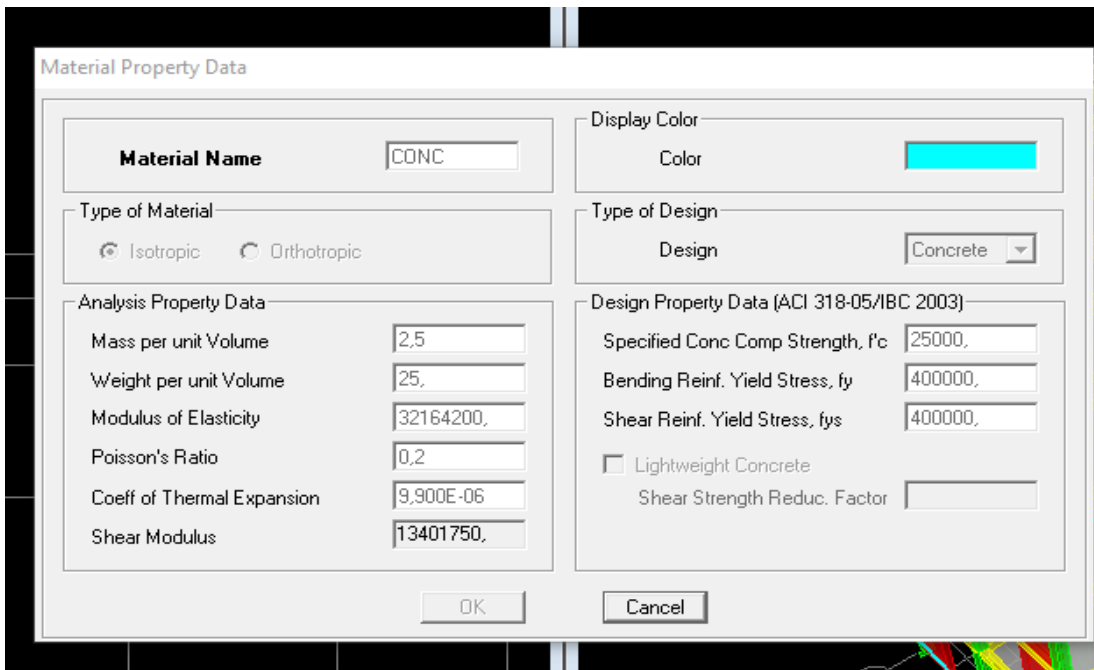
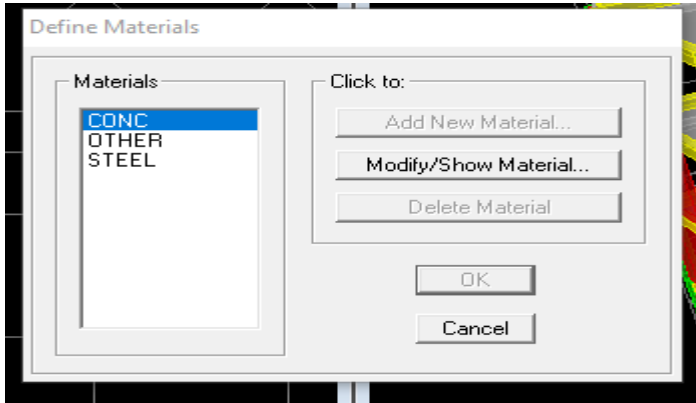
- On clique sur le bouton droit de la souris.
- On introduit les distances cumulées puis on clique sur « ok »



2. Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélectionsons le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

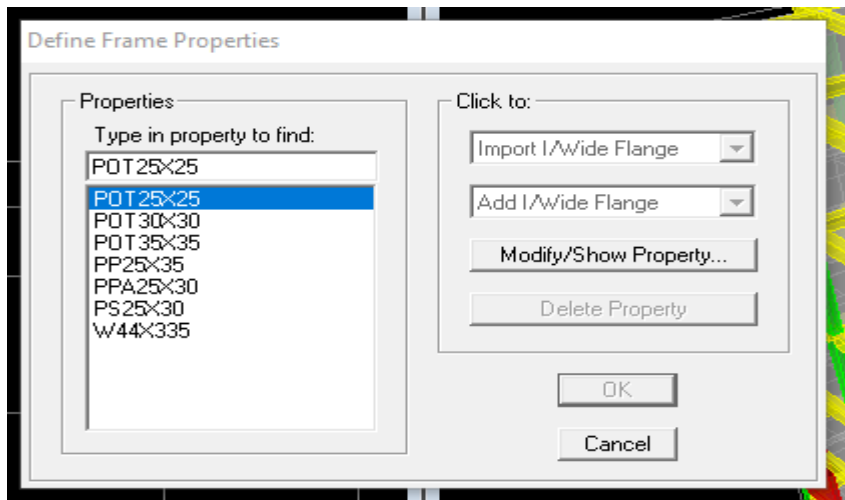


### 3.Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile...).

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout des sections et on sélectionne **AddRectangular** pour ajouter une section rectangulaire (Les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.


- ✓ Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments
- ✓ Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous

allons passer aux éléments **plaques** (voile).


On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et


- L'épaisseur. **Affectation des sections aux éléments des portiques :**

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en  utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outil flottante qui permet de sélectionner plusieurs élément à la fois en traçant une droite avec la souris.

On peut ajouter plusieurs éléments pour la structure en les traçant :


Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement selon la ligne visée.

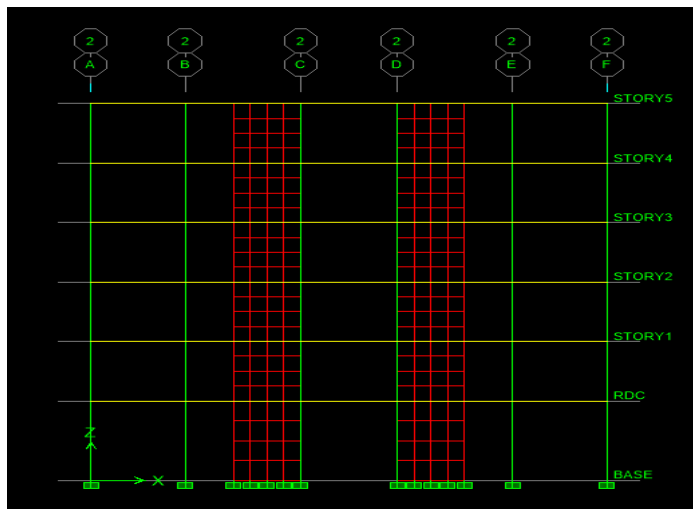
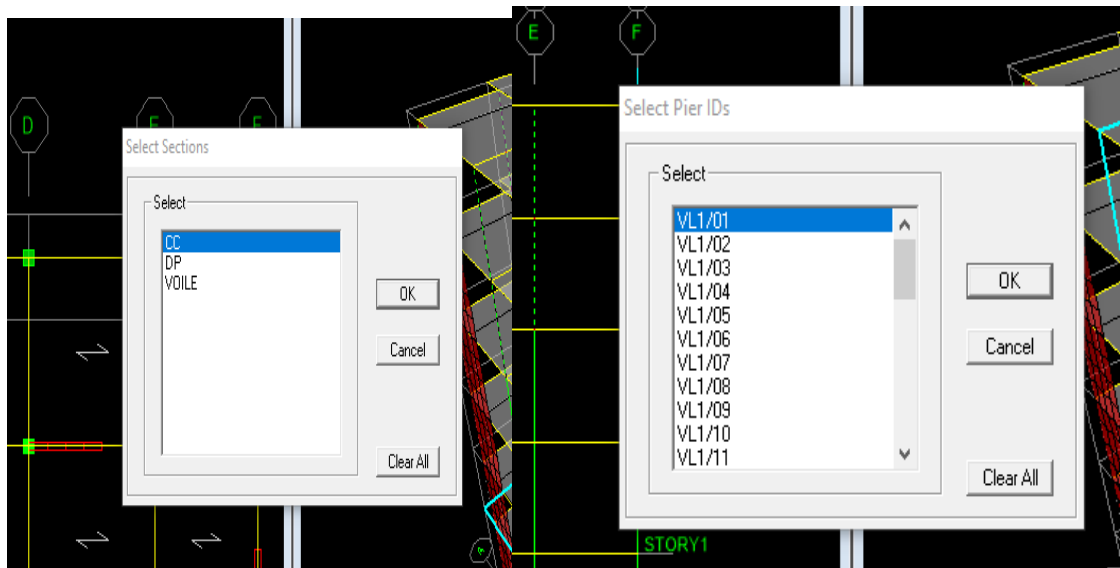
Pour les planchers en cops creux on clique sur  en choisissant les poutrelles avec un moment continu et un espacement de 65 cm et on choisit leur direction.

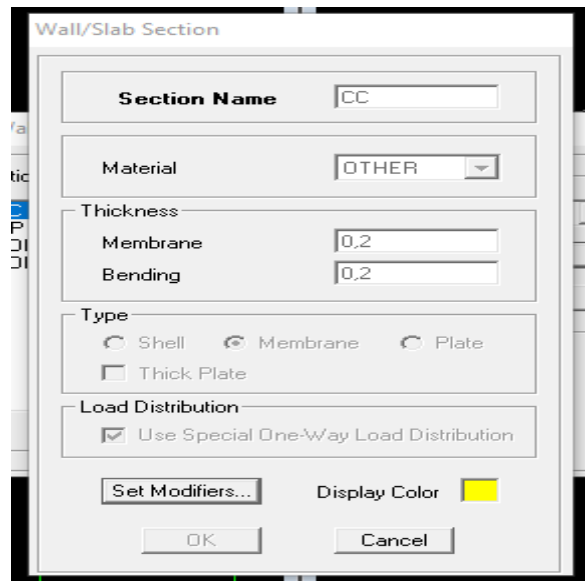
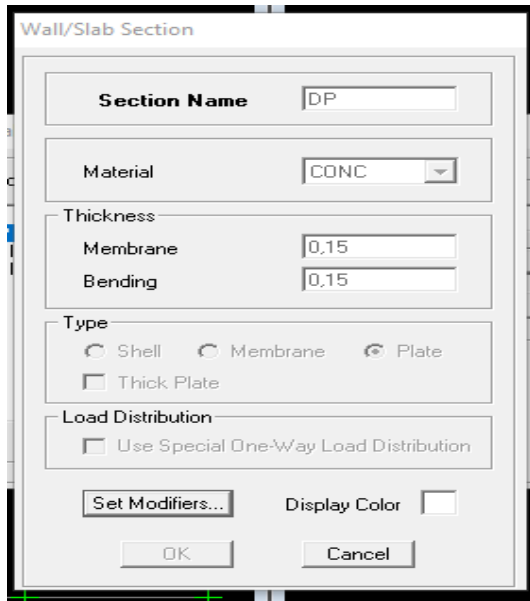
### Voile :

On choisit le menu « **Define-Wall/slab/deck** » cliquer sur « **Add New Wall** » pour un voile, une nouvelle fenêtre va apparaître ; là où il faut introduire un nom pour la section du Voile et son épaisseur.

Pour ajouter des voiles :

Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontale dans la fenêtre de travail.





**4- Quatrième étape :**

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

**1) Charges statiques (G et Q):**

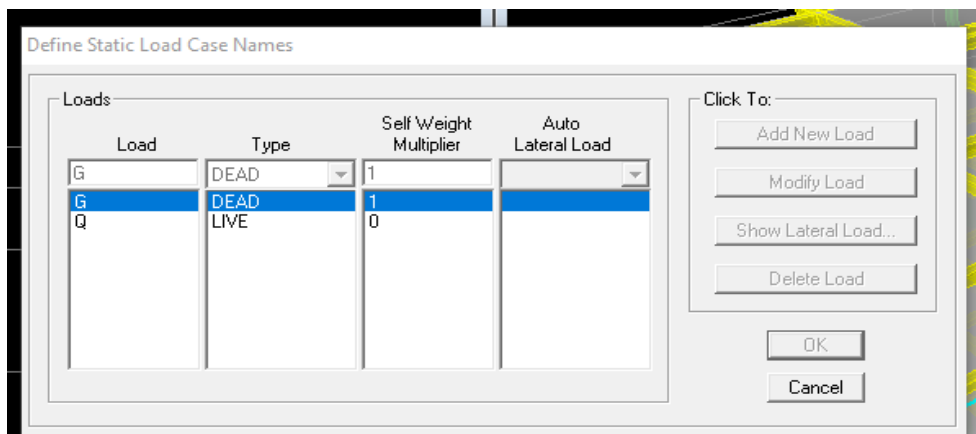
La structure est soumise à des charges permanentes (G), et à des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : **DefineLoad Cases**.

❖ **Charges permanentes :**

**Load Name** (Nom de la charge): **G**

**Type** : **DEAD** (permanente)

**Self weight multiplier**(Coefficient interne poids propre)

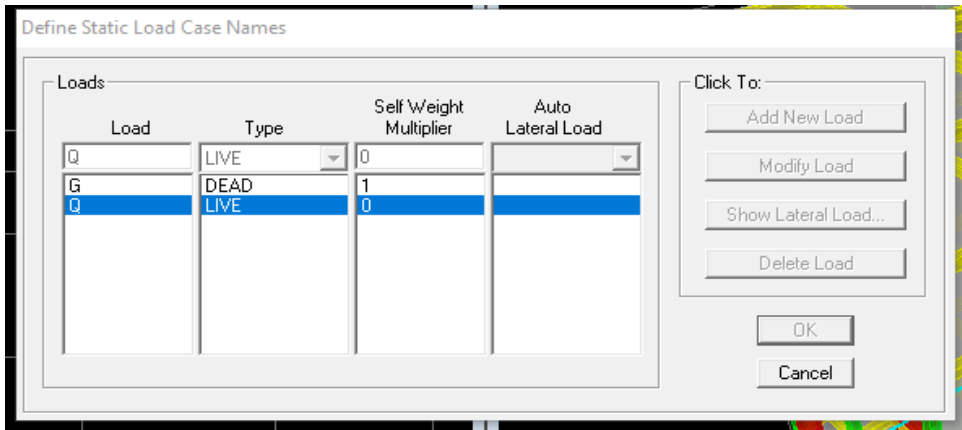


❖ **Surcharges d'exploitation :**

**Load Name** (Nom de la charge): **Q**

**Type** : **LIVE** (exploitation).

**Self weight multiplier**(Coefficient interne poids propre) :**0**



**2) Charge dynamique (E):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

- **Données à introduire dans le logiciel :**

**Zone :** IIa (Zone de moyenne sismicité , voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)

**Groupe d'usage :** 2 (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)

**Coef comportement :** R = 5

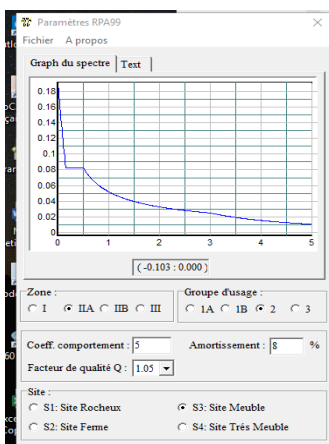
**Remplissage :** 8%

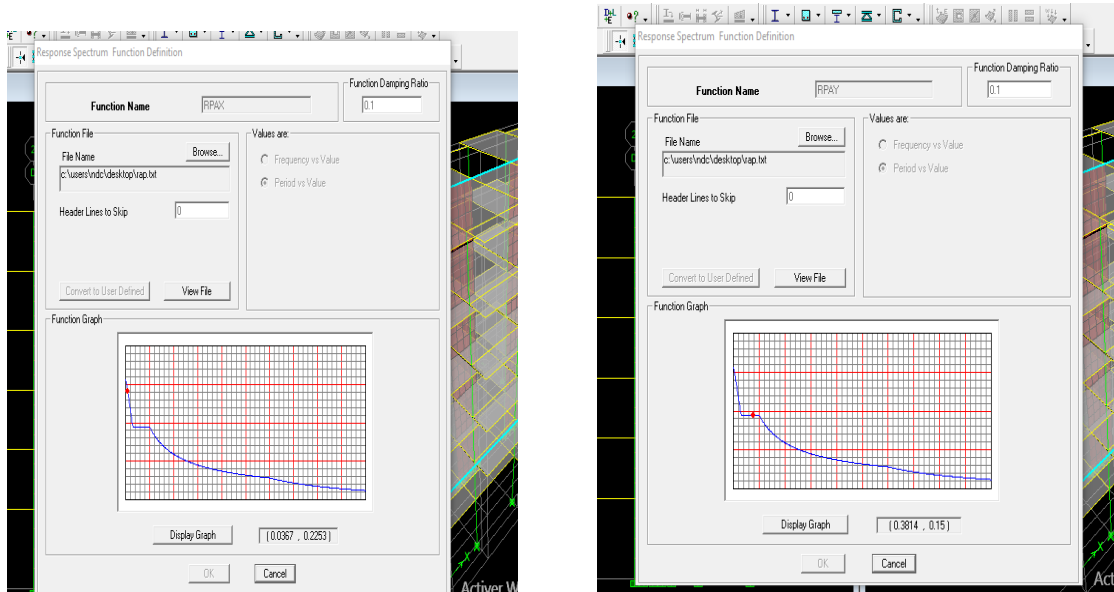
**Site :** S3.

**Facteur de qualité (Q):**1.05.

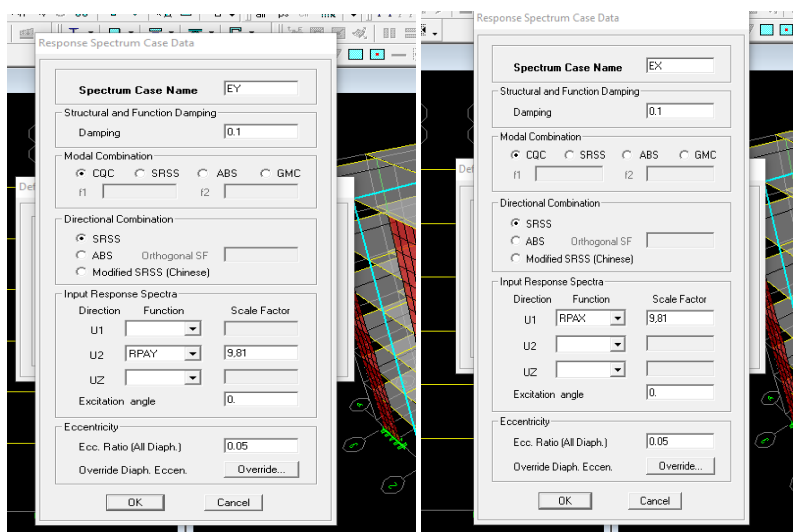
-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**.



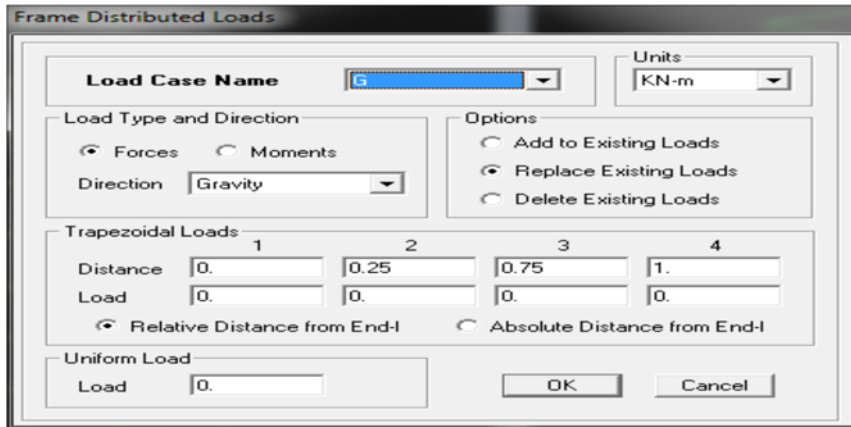


Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste en la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur : **Define /Reponses spectrum cases/Add New Spectrum** Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2)



### 5. cinquième étape : chargement des poutres :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur **Assign Frame/lineloads Distributed**.



Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

**6- sixième étape :** Introduction des combinaisons d’actions.

Les combinaisons d’actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

**Combinaisons aux états limites :**

❖ **ELU** :  $1.35G+1.5Q$ .

❖ **ELS** :  $G+Q$ .

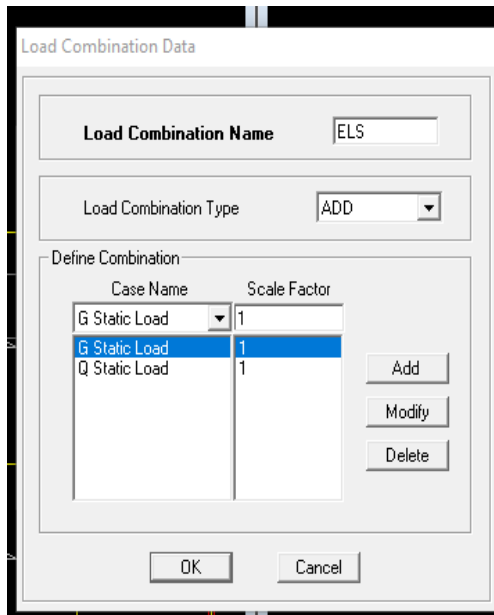
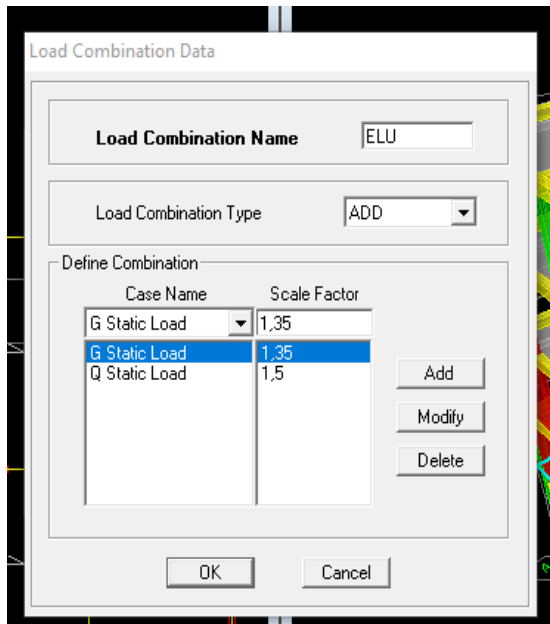
**Combinaisons accidentelles du RPA :**

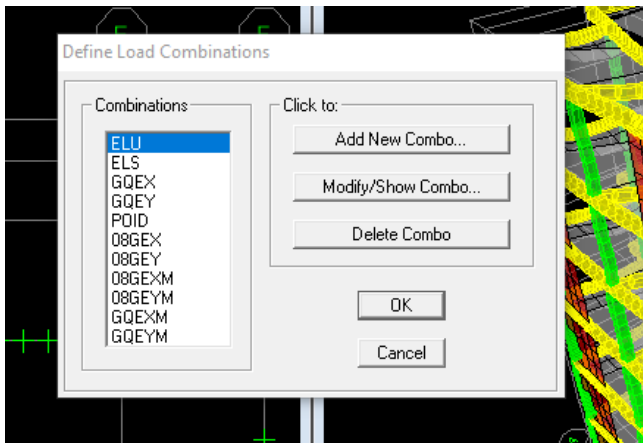
❖ **GQE** :  $G+Q\pm E$ .

❖ **08GE** :  $0.8G\pm E$ .

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define load Combinations Add New Combo.**





On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d’actions.

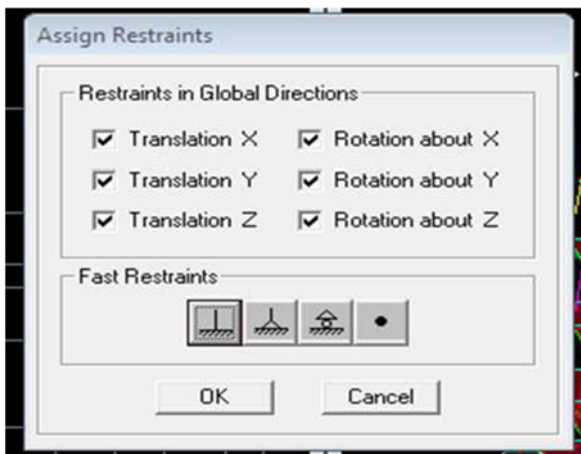
**7<sup>ème</sup> étape :** Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

✓ **APPUIS :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastéré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur :

**Assign Joint/point Restraints**



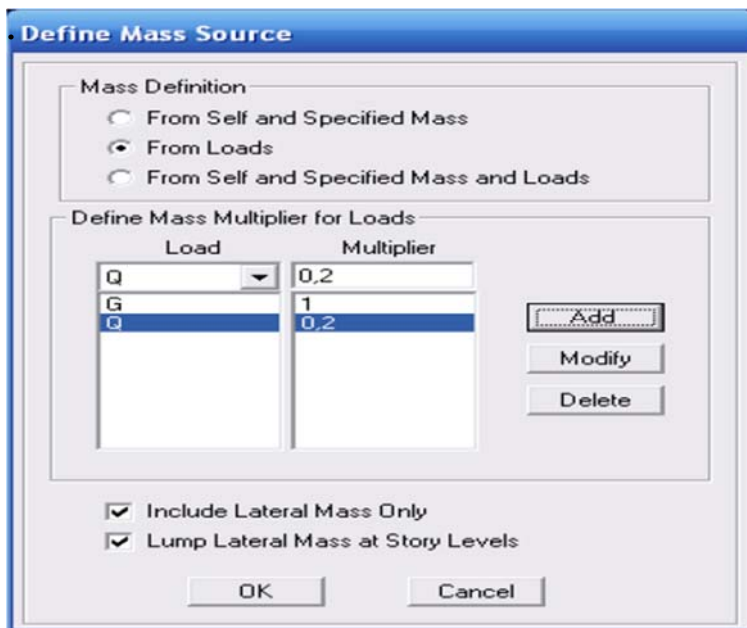
• **Mass- Source :**

**Define Mass source**

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**.

On donne la valeur **1** pour la charge permanente.

On donne la valeur de  $\beta$  suivant la nature de la structure.

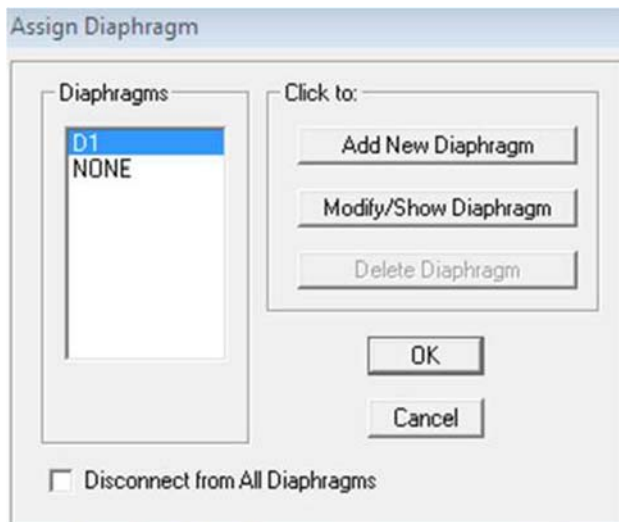


✓ **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les noeuds d'un même plancher à leurs noeuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les noeuds du premier plancher puis on clique sur :

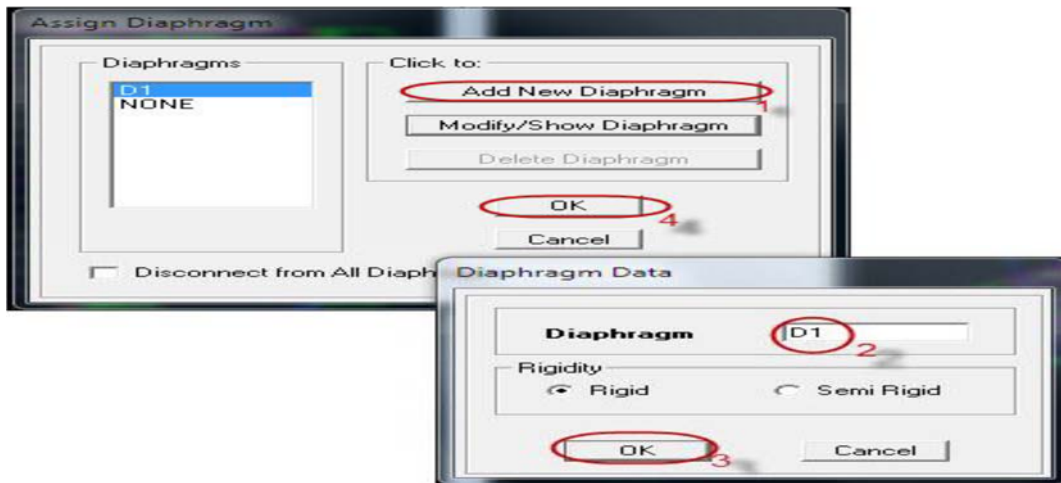
**Assign → Joint/point → Diaphragm → Add New Diaphragm**



Le deuxième étage **Assign · Joint/Point · Diaphragms · Add**

**New Diaphragm · D2 · OK.**

On suit la même procédure pour les autres étages.



8<sup>ème</sup> étape : Analyse et visualisation des résultats.

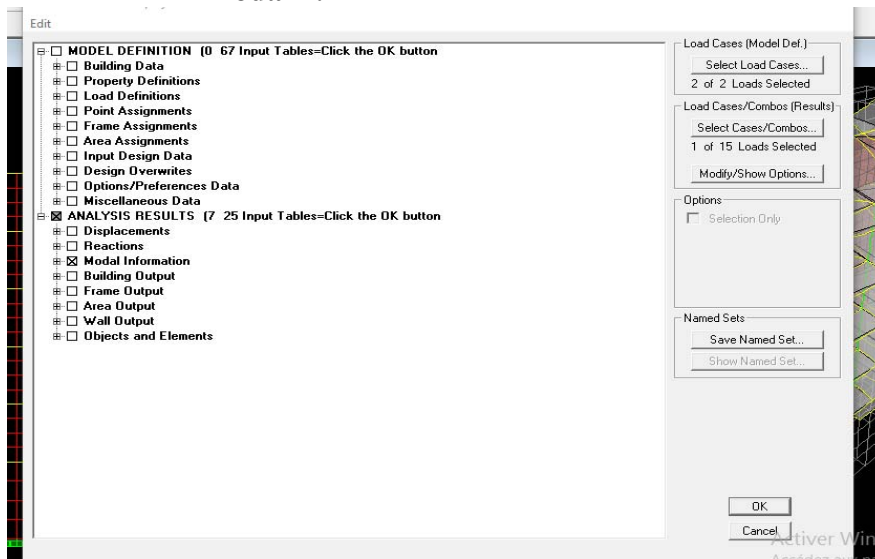
**Lancement de l'analyse :**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur **Analyze** et on sélectionne **RunAnalysis**.

**Visualisation des résultats :**

• **Période et participation modale :**

Dans la fenêtre **display show tables**, on clique sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.504296	74.0807	0.0000	0.0000	74.0807	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.478589	0.0000	74.5225	0.0000	74.0807	74.5225	0.0000	98.4922
3	0.363423	0.8145	0.0000	0.0000	74.8953	74.5225	0.0000	0.0000
4	0.120466	17.2826	0.0000	0.0000	92.1776	74.5225	0.0000	0.0000
5	0.113882	0.0000	17.4213	0.0000	92.1776	91.9438	0.0000	1.1987
6	0.084358	0.1196	0.0000	0.0000	92.2974	91.9438	0.0000	0.0000
7	0.050393	5.0071	0.0000	0.0000	97.3045	91.9438	0.0000	0.0000
8	0.048570	0.0000	5.1938	0.0000	97.3045	97.1376	0.0000	0.2484
9	0.034178	0.0365	0.0000	0.0000	97.3410	97.1376	0.0000	0.0000
10	0.028951	1.7673	0.0000	0.0000	99.1083	97.1376	0.0000	0.0000
11	0.025984	0.0000	1.9000	0.0000	99.1083	99.0376	0.0000	0.0435
12	0.020611	0.8971	0.0000	0.0000	99.8055	99.0376	0.0000	0.0000

✓ **Déformée de la structure**

Pour avoir la déformation de la structure

✓ **Show Deformed Shape** sélectionne une combinaison d'actions **ok**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique.

✓ **Diagramme des efforts interne :**

**Show Member forces/Stresses Diagram frame/pier/spandrel force**

Sélectionne une combinaison d'actions choisir **moment 3.3** pour le moment et **shear2.2** pour l'effort tranchant.

➤ **Efforts internes dans les éléments barres :**

• **Les poutres :**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display Show tables**.

Dans **Element Output « Frame Forces »** (Efforts dans les barres) **SelectCase/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**

• **Les poteaux :**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les Mêmes étapes que pour les poutres.

**Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output « Area forces and Stresses »** et on sélectionne une combinaison d'actions.

➤ **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** »

• **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **Ux** correspond au sens **xx**, et **Uy** au sens **yy**.

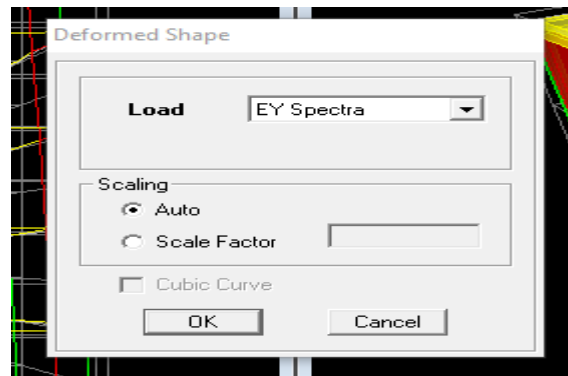
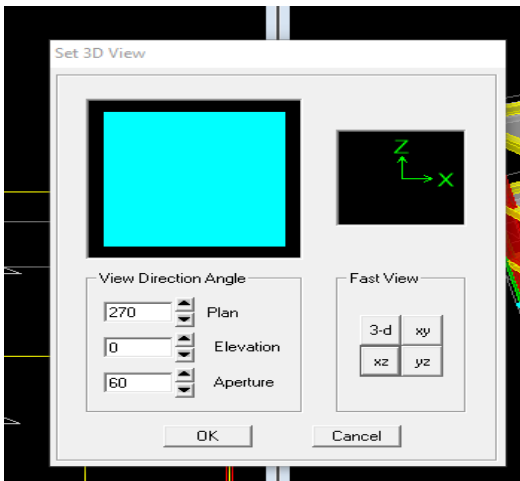
Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
RDC	D1	75.0545	75.0545	9.600	4.157	75.0545	75.0545	9.600
STORY1	D2	90.3766	90.3766	9.600	3.965	90.3766	90.3766	9.600
STORY2	D3	88.9816	88.9816	9.600	3.889	88.9816	88.9816	9.600
STORY3	D4	88.5955	88.5955	9.600	3.887	88.5955	88.5955	9.600
STORY4	D5	88.0828	88.0828	9.600	3.896	88.0828	88.0828	9.600
STORY5	D6	78.1622	78.1622	9.600	3.882	78.1622	78.1622	9.600

• Effort tranchant de niveau :

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison

**E**. Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.



Section Cutting Line Projected Coordinates	
X	Y
Start Point	13.4064
End Point	-10.1389
	-13.0219
	-10.235

Resultant Force Location and Angle			
X	Y	Z	Angle
0.1922	-10.1869	0.	180.2083

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	3.4625	0.0126	7.359E-09	3.4625	0.0126	7.359E-09
Moment	6.9975	1924.7377	913.7772	6.9975	1924.7377	913.7772

Chapitre VI :

Vérification des exigences du  
RPA

**VI.1-Introduction :**

Le séisme est un mouvement d'une partie de la surface de la terre provoqué par des ruptures à l'intérieure de l'écorce terrestre ; l'énergie de déformation libérée engendre des vibrations se propageant dans toutes les directions provoquant à la surface de la terre des tremblements de terres.

L'action sismique et réglementé par le RPA99V2003, son calcul dépend de plusieurs paramètres :

- ✓ La zone sismique.
- ✓ Les différents paramètres sismiques (R ;Q ;D ;W)

Pour le calcul et la justification des bâtiments courants, le (RPA 99/version2003) nous propose deux méthodes de calcul :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode spectrale modale.

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont vérifiées [Art4.1.2RPA99/Version2003] à savoir la régularité en plan et en élévation et une hauteur de la tour inférieure à 65 m en zone IIa, nous allons effectuer l'étude au séisme par cette méthode.

**VI.2-Méthode de calcul :**

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes :

**❖ Méthode statique équivalente :**

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode peut être appliquée si le bâtiment étudié respecte les conditions de régularité en plan et en élévation, ainsi que les conditions de hauteur

**❖ Méthode dynamique :****➤ Méthode d'analyse spectrale modale :**

Elle peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

**➤ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :**

Elle peut être utilisée au cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

La méthode qui convient dans notre cas et dans tout les cas, est la méthode modale spectrale.

**VI.3- Présentation de la méthode modale spectrale :**

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

• **Spectre de réponse de calcul :**

L'action sismique est présentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} (1.25A) \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.25\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & \dots\dots\dots T > 3.0s \end{cases}$$

$\frac{S_a}{g}$  : Accélération spectrale

A : Coefficient d'accélération de zone. **Tableau 4-1-(RPA 99 version 2003)**

*Zone IIa* }  $\Rightarrow A = 0.15$  dépend de deux paramètres :  
*Groupe 2* }

T<sub>1</sub> ; T<sub>2</sub> : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. **Tableau 4.7 (RPA 99 ver 2003)**  
 Site3 : T<sub>2</sub> = 0,5 s

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donne par le tableau 4.3 (RPA) en fonction du système de contreventement :

**Mixte portiques/voiles avec interaction**  $\Rightarrow R = 5$

Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- ✓ La redondance en plan.
- ✓ La régularité en plan et en élévation.
- ✓ La qualité du contrôle des matériaux et l'exécution.
- ✓ Conditions minimales sur les files de contreventement

Q est déterminé par la formule:  $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$

Avec : P<sub>q</sub> : pénalité à retenir selon le critère de quantité "q" soit satisfaite ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 (R.P.A.99).

**VI.4) Vérification des critères de qualité:**

➤ **Sens xx:**

**P<sub>1</sub>) : Conditions minimales sur les files de contreventement :**

- **Système de portiques:** chaque file porteuse doit comporter à tous les niveaux, au moins (03) travées dont le rapport des portées successives ne dépasse pas 1.50

→ **Condition vérifiée.**

-**Système de voiles:** chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau dont le rapport  $\frac{h_e}{l} \leq 0,67$

Chaque file porteuse dans ce sens comporte un trumeau.

$$\frac{3,06}{2} = 1,53 > 0,67 \quad \rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.} \quad P_1=0,05$$

**P<sub>2</sub>). La redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées, avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,50.

Dans ce cas on à (06) files porteuses.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{3,5}{4,30} = 0,814 < 1,50 \\ \frac{4,30}{3,60} = 1,19 < 1,50 \\ \frac{3,60}{4,30} = 0,837 < 1,50 \\ \frac{4,30}{3,50} = 1,23 < 1,50 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**P<sub>3</sub>) : Régularité en plan :**

**A) Condition de régularité en plan :**

➤ **Condition de symétrie :**

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la direction des rigidités que pour celle des masses. → **Condition vérifiée.**

➤ **Condition de l'excentricité :**

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 5% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculaire à la direction de l'action sismique considérée.

$$e_x = | X_{CR} - X_{CM} | \leq 5\% L_x$$

$$e_y = | Y_{CR} - Y_{CM} | \leq 5\% L_y$$

	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
RDC	9,600	4,157	9,600	4,390	0	0,264
story 1	9,600	3,965	9,600	4,400	0	0,43
Story2	9,600	3,889	9,600	4,410	0	0,52
story 3	9,600	3,880	9,600	4,430	0	0,55
Story4	9,600	3,879	9,600	4,439	0	0,56
Story5	9,600	3,877	9,600	4,444	0	0,56

**Tableau VI.1: excentricité de la structure**

$$e_x = | X_{CR} - X_{CM} | \leq 5\% \times 19,60 = 0,98m$$

$$e_y = | Y_{CR} - Y_{CM} | \leq 5\% \times 11,35 = 0,56 m$$

⇒ **la condition d'excentricité est vérifiée.**

➤ **Condition de forme et de décrochement :**

Le bâtiment est classé régulier en plan ⇒ **condition vérifiée**

➤ **Condition des ouvertures :**

Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérée comme indéformable dans leur plan.

Dans ce cas la surface totale des ouvertures de planches doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

$$S_o < 15 S_T \%$$

$$S_o = 15,87m^2 \quad \text{avec : } S_T = 222,46m^2$$

$$15,87m^2 < 33,37m^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**P4) Condition de régularité en élévation :**

➤ **La continuité du système de contreventement :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge transmette par directement à la fondation. **Condition vérifiée.**

➤ **La vérification des masses et rigidités :**

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

**Condition vérifiée.**

➤ **Les décrochements en élévation :**

$$\frac{B'}{B} \geq 0,67 \Rightarrow \frac{10,06}{12,45} = 0,81 > 0,67 \implies \text{Condition vérifiée}$$

**P5). Contrôle de la qualité des matériaux :**

Il y'a toujours au nord d'Algérie des essais sur des matériaux depuis (2003).

$\implies$  **Condition vérifiée.**

**P6). Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Il y'a toujours au nord d'Algérie des essais sur des matériaux depuis (2003).

**Condition vérifiée.**

Critères	Observé (Oui ou Non)	P <sub>q</sub>
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	<b>0,05</b>
2- Redondance en plan	Non	<b>0</b>
3- Régularité en plan	Non	<b>0</b>
4- Régularité en élévation	Non	<b>0</b>
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	<b>0</b>
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	<b>0</b>

**Tableau VI.2: Valeurs des pénalités à retenir dans les sens xx**

D'où :  $Q_x = 1 + (0,05 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0)$

Donc  $Q_x = 1,05$

**➤ Sens yy****P7) : Conditions minimales sur les files de contreventement :**

- **Système de portiques:** chaque file porteuse doit comporter à tous les niveaux, au moins (03) travées dont le rapport des portées successives ne dépasse pas 1.50

Toutes les files possèdent (2) travées. **Condition vérifiée**

-**Système de voiles:** chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau dont le rapport  $\frac{h_e}{l} \leq 0,67$

Chaque file porteuse dans ce sens comporte un trumeau.

$$\frac{3,06}{2,5} = 1,22 > 0,67 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.} \rightarrow P_7=0,05$$

**P8). La redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées, avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,50. **Condition vérifiée**

**P9). Régularité en plan :**

Voir les conditions d'application de la méthode statique équivalente.

⇒ **Condition vérifiée**

**P10). Régularité en élévation :**

Voir les conditions d'application de la méthode statique équivalente.

⇒ **Condition vérifiée**

**P11). Contrôle de la qualité des matériaux :**

Il y'a toujours au nord d'Algérie des essais sur des matériaux depuis (2003).

⇒ **Condition vérifiée.**

**P12). Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Il y'a toujours au nord d'Algérie des essais sur des matériaux depuis (2003).

⇒ **Condition vérifié**

Critères	Observé (Oui ou Non)	P <sub>q</sub>
7- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	<b>0.05</b>
8- Redondance en plan	Non	<b>0</b>
9- Régularité en plan	Non	<b>0.00</b>
10- Régularité en élévation	Non	<b>0,00</b>
11- Contrôle de qualité des matériaux	Non	<b>0.00</b>
12- Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	<b>0.00</b>

**Tableau VI.3: Valeurs des pénalités à retenir dans le sens yy**

D'où :  $Q_y = 1 + (0,05 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0)$

Donc  $Q_y = 1,05$

**✚ Nombre de modes à considérer : D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :**

Pour les structures représentées, par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
  - Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chacune des directions considérées

TABLE :Modal participating Mass Ratios						
Mode	Periode	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,504296	74,0807	0,0000	0	74,0807	0,0000
2	0,478589	0,0000	74,5225	0	74,0807	74,5225
3	0,363423	0,8145	0,0000	0	74,8953	74,5225
4	0,120466	17,2826	0,0000	0	92,1778	74,5225
5	0,113892	0,0000	17,4213	0	92,1778	91,9438

**Tableau VI.4: période et facteur de participation massique**

La somme des masses modales dans le 5ème mode (donné par notre modélisation) dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

**VI.5) Vérifications réglementaires :**

**VI.5.1) La résultante des forces sismiques :**

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/version 2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$ .

Si  $V_t < 0.8 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $r = \frac{0.8V}{V_t}$ .

On doit donc évaluer l'effort tranchant à la base de structure par la méthode statique équivalente

**✚ Calcul de la force sismique totale :**

- **Estimation empirique de la période fondamentale :**

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99.

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{d}} \right\}$$

- **Vérification de la période :**

La formule empirique utilisée pour estimer la période fondamentale de la structure est la

suivante :  $T = C_T h_N^{3/4}$

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 —————> **du RPA2003.... [1]       $C_T=0.05$ .**

**Remarque**

Les valeurs de  $T$ , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% .

$$T = 0,05 \times 19,38^{3/4} = \mathbf{0,46 \text{ sec}}$$

D'où :  $T = 1,3 \times 0,46 = \mathbf{0,60} \geq T_{\text{etabs}} = 0,504[\text{s}] \dots \dots \dots$  **(Condition vérifiée).**

• **Calcul de la force sismique totale (RPA 99. Art 4.2.3) :**

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \dots\dots\dots [\text{Art.4.2.3 RPA 99/Version2003}].$$

Avec : A : coefficient d'accélération de la zone. **A=0,15**

R : coefficient de comportement de la structure. : **R=5**

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

W: poids total de la structure

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left( T_2/T \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 s \\ 2,5 \eta \left( T_2/3,0 \right)^{\frac{2}{3}} \left( 3,0 / T \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 s \end{cases}$$

T = 0.504s.

T<sub>2</sub> : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7 (RPA 99 ver 2003)** ..... [1]

Site 3  $\longrightarrow$  T<sub>2</sub>=0,5 [s]

T<sub>2</sub> ≤ T ≤ 3S  $\longrightarrow$  D = 2,5 η (T<sub>2</sub>/T)<sup>2/3</sup>

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

ζ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99) présenté ci-après :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	<u>6</u>	<u>4</u>	<u>10</u>
Dense	<u>7</u>	<u>5</u>	

**Tableau VI.5. Coefficients d'amortissement.**

Nous avons des voiles en béton armé avec des remplissages en maçonnerie rigide donc on prend :  $\zeta = 8,5\%$ .

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+8,5)}} = 0,82 > 0,7 \rightarrow \text{vérifiée.} \quad \text{Donc : } \mathbf{D=2,04}$$

- Facteur de qualité (Q) :

- sens transversal :  $Q_y = 1,05$

-sens longitudinal :  $Q_x = 1,05$

❖ Calcul du poids total du bâtiment :

Le modèle de calcul se présente comme une console rigidement encastree à sa base , les masses sont supposées concentrées aux niveaux des planchers et représentent chacune un degré de liberté. La masse est donnée par la formule suivante :

$$W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

Avec :  $W_i$  : le poids total de niveau i

$W_{Gi}$  : le poids dû aux charges permanentes.

$W_{Qi}$  : le poids dû aux charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération donné par le tableau 4-5 (RPA 99+ ADDENDA)

$\beta = 0.2$  (bâtiment à usage d'habitation).

**Poids total:  $W_T = 15875,78 \text{KN}$**

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_y = \frac{0,15 \times 2,04 \times 1,05 \times 15875,78}{5} = 1020,18 \text{KN}$$

$$\Rightarrow V_x = \frac{0,15 \times 2,04 \times 1,05 \times 15875,78}{5} = 1020,18 \text{KN}$$

❖ Vérification de l'effort tranchant à la base :

	L'effort tranchant (MSE)	0,8*MSE	V logiciel	V <sub>logiciel</sub> >0,8MSE
<b>Sens X-X</b>	$v = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$ 1020,18	<b>816,14</b>	508,07	Condition non vérifiée
<b>Sens Y-Y</b>	$v = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$ 1020,18	816,14	509,90	Condition non vérifiée

Donc :  $V_t < 0.80 V_{max}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport 0.8 V/Vt.

	L'effort tranchant (MSE)	0,8*MSE	V logiciel	V <sub>logiciel</sub> >0,8MSE
<b>Sens X-X</b>	$v = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$ 1020,18	<b>816,14</b>	828,66	Condition vérifiée
<b>Sens Y-Y</b>	$v = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$ 1020,18	816,14	831,63	Condition vérifiée

**VI.6) Les déplacements latéraux inter- étages :** L'une des vérifications préconisées par le RPA99/version 2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99/version2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec:

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e \quad \text{où} \quad h_e : \text{Hauteur de l'étage.}$$

$$\text{Avec : } \Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

Où ;  $\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1}$  et  $\Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$

$\Delta_{ex}^k$  : Correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (idem dans le sens y,  $\Delta_{ey}^k$ ).

Avec :

$\delta_{ex}^k$  : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y,  $\delta_{ey}^k$ ).

story	$\delta_{ex}$ (m)	$\delta_{ey}$ (m)	$\Delta_{ex}$ (m)	$\Delta_{ey}$ (m)	$\Delta_x$ (m)	$\Delta_y$ (m)	$\Delta$ (m)	observation
Story5	0,0188	0,0171	0,0035	0,0033	0,0175	0,0165	0.0306	vérifiée
Story4	0,0153	0,0138	0.0043	0,0034	0,0215	0.017	0.0306	vérifiée
Story3	0,0110	0,0104	0,0031	0,0033	0,0155	0.0165	0.0306	vérifiée
Story2	0,0079	0,0071	0.0039	0,0031	0,0195	0,0155	0.0306	vérifiée
Story1	0,0040	0,0040	0.0023	0,0025	0,0115	0,0125	0.0306	vérifiée
RDC	0,0017	0,0015	0,0017	0,0015	0,0085	0,0075	0,0408	vérifiée

**Tableau VI.6 : Les déplacements résultants de la combinaison des charges –E**

**VI.7) Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :**

Les effets du deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta_k = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10$ . RPA99/Version 2003 (art 5,9)

Avec :  $P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^*} + \beta W_{qi})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau « k »,

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérants la combinaison (E) ;  $h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

Niv	Sens x-x (sous Ex)					Sens y-y (sous Ey)			
	P <sub>k</sub>	Δ <sub>k</sub>	V <sub>k</sub>	V <sub>k</sub> × h <sub>k</sub>	Θ <sub>x</sub>	Δ <sub>k</sub>	V <sub>k</sub>	V <sub>k</sub> × h <sub>k</sub>	Θ <sub>y</sub>
6	2725,74	0,0175	261,10	798,966	0,05970	0,0165	264,24	808,574	0,05562
5	5359,60	0,0215	455,13	1392,697	0,08274	0,017	458,13	1401,877	0,06499
4	8031,68	0,0155	601,45	1840,4	0,06764	0,0165	605,00	1851,3	0,07158
3	10703,76	0,0195	711,53	2177,28	0,09586	0,0155	715,37	2189,032	0,07579
2	13383,76	0,0115	790,25	2418,16	0,06364	0,0125	793,47	2428,02	0,06890
1	15875,78	0,0085	828,66	3380,93	0,03991	0,0075	831,63	3393,05	0,03509

Tableau VI.7: Vérification des effets P-Δ dans les deux sens.

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux :  $\Theta \leq 0,1$

**VI.8) Vérification Déplacement maximale :**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

Avec : H<sub>t</sub> : la hauteur de bâtiment.

f : la flèche admissible.

Suivant Ex :

$$\delta_{max} = 0,03 \leq f = \frac{19,38}{500} = 0,03876 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

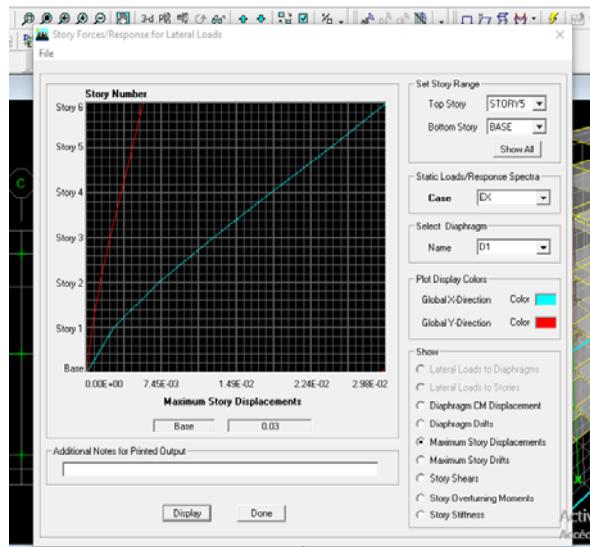


Figure VI.1 Déplacement maximal dans le sens x-x

Suivant  $E_y$  :

$$\delta_{\max} = 0,03 \leq f = \frac{19,38}{500} = 0,03876 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

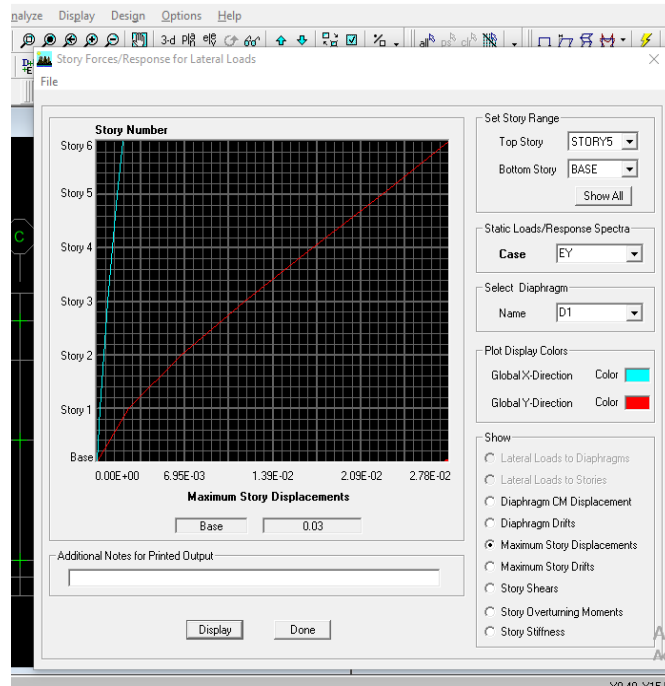


Figure VI.2 Déplacement maximal dans le sens y-y

**VI. 9) Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux : (RPA 99/version 2003 Art 7.4.3.1).**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme,

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

$N_d$  : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : l'aire (section brute) de la section de béton.

$f_{c28}$ : la résistance caractéristique du béton

• **Poteaux 35 x 35**

$$N_d = 595,06 \text{ KN}$$

$$V = \frac{595,06 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0,19 \leq 0,3$$

$V = 0,19 \leq 0,3 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

**Conclusion :**

Après avoir effectuée toutes les vérifications du RPA, on peut passer au ferrailage des éléments de la structure.



# Chapitre VII :

## Ferraillage des poteaux

**VII-1- Introduction :**

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs d'après le RPA 99 Version 2003 et BAEL 91 comme suite :

**✚ Selon BAEL 91 :**

E.L.U. : Situation durable :  $1,35 G + 1,5 Q$ ..... (1)

**✚ Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle (article 5.2)**

$G + Q \pm E$  ..... (2)

$0,8 G \pm E$  .....(3)

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal ( $N_{max}$ ) de compression et moment correspondant ( $M_{correspondant}$ ).
- Effort normal minimal ( $N_{min}$ ) de compression et moment correspondant( $M_{correspondant}$ ).
- Moment maximal ( $M_{max}$ ) et effort normal correspondant ( $N_{correspondant}$ ).

avec :

$M_x$ : moment du poteau dans le sens longitudinal.

$M_y$  : moment du poteau dans le sens transversal.

**VII-2- Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :**

✓ **Armatures longitudinales :**

D'après le **RPA 2003(article 7.4.2)**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Les armatures longitudinales doivent être à hautes adhérences et sans crochets.
- Le diamètre minimal des armatures longitudinales est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de  $40\phi$  en zone IIa.
- Avoir des jonctions par recouvrements faites si possible, à l'intérieure des zones nodales (zone critique).
- Leur pourcentage minimal en zone sismique IIa est limité par :

**✚  $0,8\% \Rightarrow A_{min}=0.008(b \times h)$**

- RDC :  $(35 \times 35) \Rightarrow A_{min}= 0.008 (35 \times 35) = 9,80 \text{cm}^2$ .
- Étages (1 ;2 ;3) :  $(30 \times 30) \Rightarrow A_{min}= 0.008 (30 \times 30) = 7,20 \text{ cm}^2$ .
- Étages (4 ;5) :  $(25 \times 25) \Rightarrow A_{min}= 0.008 (25 \times 25) = 5 \text{cm}^2$ .

➤ Leur pourcentage maximal sera de :

🚧 **4% en zone courante (0.04×b×h).**

- RDC : (35x35) ⇒ Amin= 0.04 (35x35) = 49cm<sup>2</sup>.
- Étages (1 ;2 ;3) : (30x30) ⇒ Amin= 0.04 (30x30) =36 cm<sup>2</sup>.
- Étages (4 ;5) : (25x25) ⇒ Amin= 0.04 (25x25) =25cm<sup>2</sup>.

🚧 **6% en zone de recouvrement (0.06×b×h).**

- RDC : (35x35) ⇒ Amin= 0.06 (35x35) = 73,5cm<sup>2</sup>.
- Étages (1 ;2 ;3) : (30x30) ⇒ Amin= 0.06 (30x30) =54 cm<sup>2</sup>.
- Étages (4 ;5) : (25x25) ⇒ Amin= 0.06 (25x25) =37,5cm<sup>2</sup>.

✓ **Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

➤ Le diamètre  $\Phi_t$  des armatures transversales doit être égal au moins à ;

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max} .$$

**Avec :**  $\Phi_L$ : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

➤ L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min \{ 15 \Phi_L^{\min}, 40 \text{ cm}, (a + 10) \text{ cm} \} \quad \text{(BAEL 91 Art 8.1.3)}$$

**Avec :** **a** : est la petite dimension transversale des poteaux.

**D'après le RPA 99revisee 2003 :**

- En zone nodale :  $S_t \leq \min \{ 10 \Phi_L^{\min}, 15 \text{ cm} \}$
- En zone de recouvrement :  $S_t \leq \Phi_L^{\min}$

**1. Le rôle des armatures transversales consiste à :**

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

→ Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (RPA99 \text{ révisée } 2003/\text{Art}7.4.2.2)$$

**Avec :**

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_t$  : Hauteur totale de la section.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

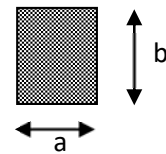
$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$A_t$  : Armatures transversales.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

✓ **Calcul d'élançement : (élançement géométrique)**

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$



**Avec :**

$a$  et  $b$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

$L_f$  : Longueur de flambement.

$\lambda_g$  : élançement géométrique.

### VII.2.1) Calcul de la section d'armature donner a l'ELU dans la situation durable et accidentelle :

Chaque poteau est soumis à un effort normal  $N$  (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant  $M$ , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

#### A) Ferrailage d'une section rectangulaire a la flexion composée :

##### A.1. Étapes de calcul en flexion composée :

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

➤ Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de

$$e = \frac{M}{N}$$

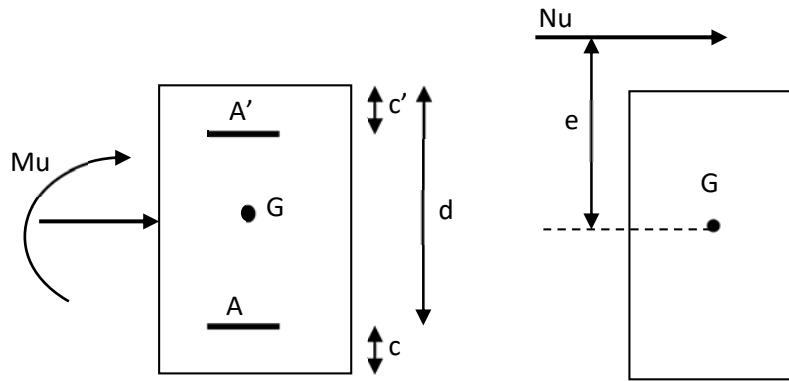


Figure VII-2 : Section en flexion composée.

- Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

✓ **Armatures longitudinales :**

**a) Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures (∀ L'effort normal appliqué, effort de traction ou de compression).

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left( \frac{h}{2} - c' \right)$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression, et la condition suivante est vérifiée

$$N_u \cdot (d - c') - M_f \leq \left( 0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \longrightarrow (A)$$

Avec :  $M_f = M + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = N \times g$

**Mf** : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

- Si l'inégalité (A) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

- **Calcul du moment réduit :**  $\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$

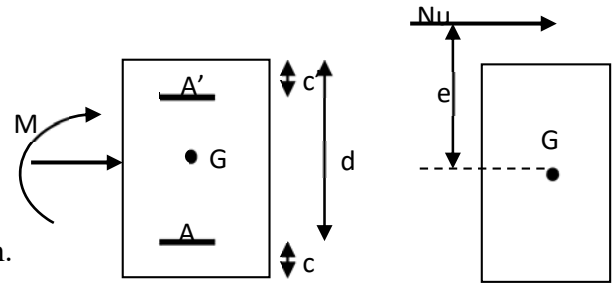
Si :  $\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  SSA

- Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} ; A' = 0$$

- Armatures réelles

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \begin{cases} (-) \text{ si } N : \text{ effort de compression.} \\ (+) \text{ si } N : \text{ effort de traction.} \end{cases}$$



Si :  $\mu_f > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  la section est doublement armée ( $A' \neq 0$ )

- Armatures en flexion simple :

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

$M_l$ : Moment ultime pour une SSA Les sections d'acier réelles seront

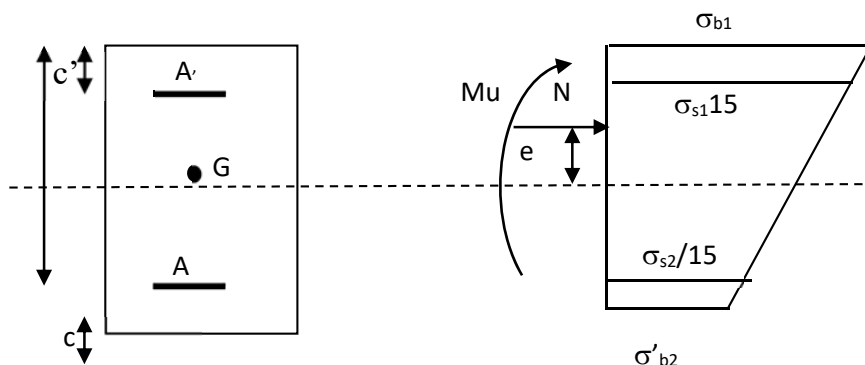
$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

- Armatures en flexion composée :

$$A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

**b) Section entièrement comprimé (S.E.C) :**



La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

- Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

- N : effort de compression.
- et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u \cdot (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

➤ **Détermination des armatures :**

**1<sup>er</sup> cas:**  $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow S.D.A$

$$A' = \frac{M_f - b \cdot h \cdot f_{bc}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A'$$

A' : Armatures comprimées.

A : Armatures tendues.

**2<sup>er</sup> cas:**  $N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow S.S.A$

$$A' = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma'_{st}} A = 0 \quad \text{avec:} \quad \psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d-c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

**c) Section entièrement tendue (SET) :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

C : le centre de pression se trouve entre les armatures.

N : Effort de traction

$$A_{st1} = \frac{M_f \cdot g}{\sigma_{st}(d - c')} \quad ; \quad A_{st2} = \frac{N_u}{\sigma_{bc}} - A_{st1}$$

**VII-3) Vérification à l'ELS :**

- Si  $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq h/6 \Rightarrow$  La section est entièrement comprimée.
- Si  $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq h/6 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée.

**Avec :**  $M_{ser}$  : est le moment de flexion à l'ELS.

$N_{ser}$  : est l'effort normal à l'ELS.

$B_0 = b.h + 15(A + A') \Rightarrow$  Section total homogène.

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{b.h^2}{2} + 15(A.c' + A'.d) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A.(V_1 - c)^2 + A'.(V_2 - c')^2]$$

**Avec :**  $I_0$  = moment d'inertie de la section homogène.

$V_2$  : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

**On doit vérifier que :**

**a) Section entièrement comprimée S.E.C**

✚ Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_2}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

**b) Section partiellement comprimée S.P.C**

$$\sigma_{bc} = K.y_{ser} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15.K.(d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma_{st}} = 348\text{MPa}$$

**Avec :**  $K = \frac{N_{ser}}{S}$  ;  $S = \frac{b}{2}.y_{ser} + 15[A'(y_{ser} - c') - A.(d - y_{ser})]$

$$y_{ser} = y_c + c ; c = d - e_a ; e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left( d - \frac{d}{2} \right)$$

$y_c$  = Sera obtenu par résolution de l'équation :

$$y_c^3 + p.y_c + q = 0$$

$$p = -3.c^3 - \frac{90.A'}{b}(c - c') + \frac{90.A}{B}.(d - c)^2$$

$$q = -2.c^3 - \frac{90A'}{b}(c - c') + \frac{90A}{B} \cdot (d - c)^2.$$

La solution de l'équation du 3<sup>ème</sup> degré est :  $\Delta = q^2 + \frac{4.p^3}{27}$

Si  $\Delta \geq 0$  :  $t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q)$  ;  $u = \sqrt[3]{t}$  ;  $y = u - \frac{p}{3 \cdot u}$

$$\text{Si : } \Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos \rho = \frac{3.q}{2.p} \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} \\ \rho = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases}$$

- Choisir une solution parmi les trois solutions :

$$y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3}\right) ; y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 120^\circ\right) \text{ et } y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 240^\circ\right)$$

$$\varphi = \arccos\left(\frac{3 \times q}{2 \times p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

- On choisit parmi les trois solutions pour y celle qui donne :  $0 < y_{ser} < d$
- On calcule l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y_{ser})^2 + A'_s \times (y_{ser} - c')^2]$$

❖ Finalement la contrainte de compression du béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y \times N_{ser}}{I} y_{ser} \leq \bar{\sigma}_b$$

✓ La contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 [A \times (d - Y_{SER}) + A' \times (Y_{er} - c')^2]$$

**La section est effectivement partiellement comprimée si :  $\sigma_s \geq 0$**

**VII.4) Ferrailage des poteaux :**

- **Calcul du ferrailage des poteaux avec SOCOTEC:**

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans logiciel.

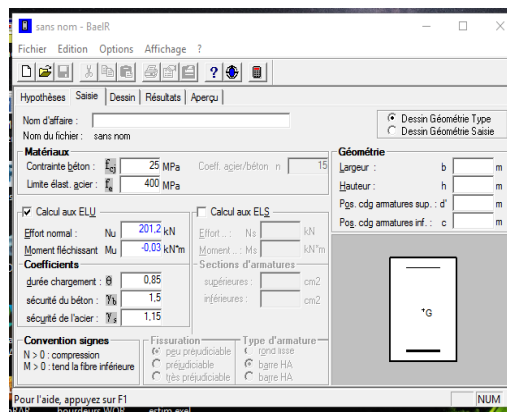
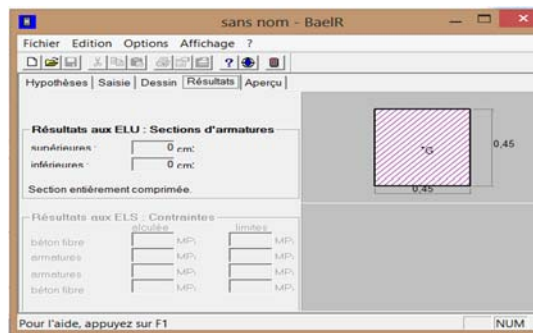


Figure VI-2 :Caractéristiques et sollicitation de la section

On Cliquons sur l'icône Résultats pour extraire nos Puis la fenêtre suivante s'affiche :



✓ Poteau Sens longitudinal (x-x) :

Zone	Niveaux	Section	Effort normal (KN)		Moment (KN .m)		e (cm)	(h/2)-c	Nature	A sc (cm <sup>2</sup> )	A st (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )	Ferrillag e
			N max	N min	M cors	M max								
I	RDC	35x35	N max	1583,23	M cors	-8,126	0,51	14,5	SEC	0	0	9,80	10,67	4HA12 + 4HA14
			N min	-946,31	M cors	-6,325	0,67	14,5	SEC	0	0			
			N cors	-921,92	M max	36,76	3,98	14,5	SEC	0	0			
II	1,2,3	30x30	N max	-1384,92	M cors	-27,659	2	12	SEC	0	0	7,20	9,04	4HA12 + 4HA12
			N min	443,11	M cors	2,672	0,60	12	SEC	0	0			
			N cors	- 124,78	M max	78 ;191	62,6	12	SPC	0	7,06			
III	4,5	25x25	N max	-546,1	M cors	0,176	0,03	9.5	SEC	0	0	5	9,04	4HA12 + 4HA12
			N min	40,18	M cors	1,249	3,11	9.5	SEC	0	0			
			N cors	-42,32	M max	48,849	115	9.5	SPC	0	4,78			

Tableau VII. 1 : Ferraillage des poteaux à l'ELU dans le Sens longitudinal (x-x) .

✓ Poteaux sens (Y-Y) :

Zone	Niveaux	Section	Effort normal (KN)		Moment (KN .m)		e (cm)	(h/2)-c	Nature	A sc (cm <sup>2</sup> )	A st (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )	Ferrailag e
			N max	N min	M cors	M max								
I	RDC	35x35	N max	1583,23	M cors	-22,78	1,44	14,5	SEC	0	0	9,80	10,67	4HA12 + 4HA14
			N min	-946,31	M cors	3,42	0,36	14,5	SEC	0	0			
			N cors	-739,1	M max	33,695	4 .5	14,5	SEC	0	0			
II	1,2,3	30x30	N max	-1384,92	M cors	2,227	0,16	12	SEC	0	0	7,20	9,04	4HA12 + 4HA12
			N min	443,11	M cors	1,33	0,3	12	SEC	0	0			
			N cors	-337,59	M max	71,351	21,1	12	SPC	0	4,1			
II I	4,5	25x25	N max	-546,1	M cors	2,33	0,43	9,5	SEC	0	0	5	9,04	4HA12 + 4HA12
			N min	40,18	M cors	2,32	5,7	9,5	SEC	0	0			
			N cors	-130,54	M max	50,42	38,6	9,5	SPC	0	3 ,77			

Tableau VII. 2 : Ferraillage des poteaux à l'ELU dans le Sens transversal (y-y) .

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures  $A_s$  (**min**)

Correspondante recommandée par le règlement « RPA.99/modifiée2003 » en zone **IIa**.

Zones	Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix de A
Zone I	RDC	Zone I (35x 35)	9,80	10,67	<b>4HA12+4HA14</b>
Zone II	1 <sup>eme</sup> et 2 <sup>eme</sup> ; 3 <sup>eme</sup>	Zone II (30x30 )	7,20	9,04	<b>4HA12+4HA12</b>
Zone III	4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> étage	Zone III (25x25)	5	9,04	<b>4HA12+4HA12</b>

**Tableau VII.3 : Ferrailage des poteaux suivant les deux sens.**

**VII.5: Vérifications à l'ELU :**

**1- Armatures longitudinales selon les recommandations du RPA**

[Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003] :

- ✓ les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets aux extrémités.
- ✓ Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton en zone IIa sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Section des poteaux cm <sup>2</sup>	%minimal d'armatures <b>A<sub>min</sub>=0.008(b h)</b>	% maximal d'armatures	
		Zone courante <b>(0.04×b×h).</b>	Zone de recouvrement <b>(0.06×b×h).</b>
35x35	9,80	49	73,5
30x30	7,20	36	54
25x25	5	25	37,5

**Tableau VII.4: sections d'acier minimales et maximales recommandés par le RPA.**

- Le diamètre minimum est de **12 mm**.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau  $\leq$  **25 cm**.

• Délimitation de la zone nodale

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \right\}$$

$$L' = 2 \times h$$

Avec :

$h_e$ : Hauteur de l'étage, elle est de **3,06m** pour les étages courants et **4,08m** pour RDC

- **(b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>): dimensions du poteau.**

**h** : hauteur de la poutre.

Poteaux **(35x35)** :  $h' = 68\text{cm}$ .

Poteaux **(30x30)** :  $h' = 60\text{cm}$

Poteaux **(25x25)** :  $h' = 60\text{cm}$ .

Poutre principale :  $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$

Poutre secondaire :  $L' = 2 \times 30 = 60\text{cm}$

**2- Armatures transversales selon les recommandations du RPA**

**[Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003] :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

$$\theta_t = \frac{1}{3} \theta_L^{\max} = \frac{14}{3} = 4,67\text{mm. Soit : } \theta_t = 8\text{mm}$$

$\theta_L^{\max}$  : est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Elles sont calculées à l'aide de la formule :  $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \times T_u}{h_1 \times f_e}$

$T_u$  : Effort tranchant de calcul

$h_1$  : hauteur totale de la section brute

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales

$\rho_1$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\begin{cases} \rho_1 = 2.5 \text{ si l'élanement géométrique: } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_1 = 3.75 \text{ si l'élanement géométrique: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- L'élanement géométrique ( $\lambda_g$ ) est donné par la relation :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{L_f}{b}; \quad \text{avec : } a = b \quad \text{Tel que : } L_f = 0.7 l_0$$

$L_f$  : longueur de flambement du poteau

$l_0$  : longueur libre du poteau      Avec :  $\begin{cases} l_0 = 408\text{cm pour RDC} \\ l_0 = 306\text{cm pour les étages courants} \end{cases}$

• **Espacement des armatures transversales :**

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement  $S_t$  des armatures transversales est fixée comme suit :

- ✓ **Dans la zone nodale :**  $S_t \leq \min (10\phi_L ; 15\text{cm})$ .  
 $S_t \leq \min (10 \times 1,2 ; 15\text{cm}) = \min (12 ; 15\text{cm})$   
**Soit  $S_t = 10\text{cm}$**

- ✓ **Dans la zone courante :**  $S_t \leq \min (15\phi_L)$ .  
 $S_t \leq \min (15 \times 1,2) = 18\text{cm}$   
**Soit  $S_t = 15\text{cm}$**

Avec :  $\phi_L = 12\text{mm}$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min \{ 15 \Phi_L^{\min}, 40 \text{ cm}, (a + 10) \text{ cm} \} \quad (\text{BAEL 91 Art 8.1.3})$$

$$S_t \leq \min \{ 18, 40, 35 \} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

✓ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales :**

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \dots \dots \dots A_t^{\min} = 0,3\% S_t b_1 .$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \dots \dots \dots A_t^{\min} = 0,8\% S_t b_1 .$$

Si  $3 < \lambda_g \leq 5$  interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :  $b_1$  : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$$\lambda_g: \text{ELancement géométrique du poteau : } \lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

✚ **Calcul de  $\lambda_g$  et de  $A_{\min}$  :**

✓ **Poteau (35x35) :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7l_0}{a} = \frac{0,7 \times 408}{35} = 8,16 \Rightarrow \lambda_g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0,3\%$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0,003 \times 35 \times 10 = 1,05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0,003 \times 35 \times 15 = 1,58 \text{ cm}^2$$

✓ **Poteau (30x30) :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7l_0}{a} = \frac{0,7 \times 306}{30} = 7,14 \Rightarrow \lambda_g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0,3\%$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0,003 \times 30 \times 10 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0,003 \times 30 \times 15 = 1,35 \text{ cm}^2$$

✓ **Poteau (25x25) :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7l_0}{a} = \frac{0,7 \times 306}{25} = 8,57 \Rightarrow \lambda_g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0,3\%$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0,003 \times 25 \times 10 = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0,003 \times 25 \times 15 = 1,125 \text{ cm}^2$$

Les resultas se resument dans le tableau suivant :

Poteau	Etage	Hauteur	Elancement géométrique $\lambda_g$	Coefficient correcteur $\rho_1$	$A_t^{\min}$ zone nodale ( $S_t = 10cm$ )	$A_t^{\min}$ zone courante ( $S_t = 15cm$ )	$A_{ad}^{opté}$
35x35	RDC	408	8,16	2,5	1,05	1,58	2,01
30x30	1-2-3	306	7,14	2,5	0,9	1,35	2 ;01
25x25	4-5	306	8,57	2,5	0,75	1,125	2,01

Tableau VII.5: Sections des armatures transversales.

**Conclusion :**

Les armatures transversales des poteaux(35x35), (30x30) et (25x25) seront composées de 2 cardes  $\varnothing 8$   $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ .

✓ **Longeur minimal de recouvrement :**

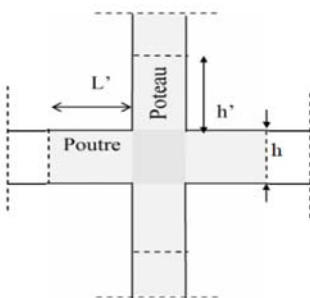
La longeur minimal de recouvrement est de : **40  $\theta$  en zone IIa.**

$$L_r = 40 \theta_{L^{\min}} = 40 \times 1.2 = 48cm.$$

- Poteau (35x35)  $L_r = 40 \theta = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm.}$
- Poteau (30x30)  $L_r = 40 \theta = 40 \times 1.2 = 48cm.$
- Poteau (25x25)  $L_r = 40 \theta = 40 \times 1.4 = 56cm$

✓ **Délimitation de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y conçoquent.



- **Au niveau des poutres :**  
 $L' = 2 \times h$  ; tel que :  $h$  est la hauteur de la poutre
- **Au niveau des poteaux :**  
 $h' = \max \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm \right)$

**Avec :**

$h_1$  et  $b_1$  : sont les dimensions du poteau  
 $h_e$  : hauteur entre nus des poutres  
 (hauteur d'étage courant – hauteur de la poutre secondaire).

Poteau	H	h'
35x35)	408	$h' = \max \left( \frac{408-35}{6}; 35; 35; 60cm \right) = 62cm$
30x30	306	$h' = \max \left( \frac{306-30}{6}; 30; 30; 60cm \right) = 60cm$
25x25	306	$h' = \max \left( \frac{306-25}{6}; 25; 25; 60cm \right) = 60cm$

Tableau VII.6 : Délimitation de la zone nodale.

✓ Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

🚦 Vérification de la contrainte de cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante ;

Selon le RPA :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d \begin{cases} 0,075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g = 8 > 5 \end{cases} \Rightarrow \rho_b = 0.075$$

Niveau	V <sub>u</sub> (k N)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	τ <sub>b</sub> (MPa)	τ <sub>b adm</sub> (MPa)	Vérification
RDC 35X35	29,41	35	35	32	8,16	0.075	0,263	1.875	C-V
1 -2-3 30x30	34,25	30	30	27	7,14	0.075	0,422	1.875	C-V
4-5 25x25	48,25	25	25	22	8,57	0.075	0,877	1.875	C-V

Tableau VII.7. : Vérification au cisaillement.

✓ **Ancrage des armatures (longueur de scellement) :**

$$l_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_{su}} ; \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

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

Ψ<sub>s</sub> = 1.5 pour les aciers a haute adhérence.

$$\text{Pour les HA12 : } l_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 42.33 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA14 : } l_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 49.38 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal ,la longueur de la partie ancré mesuré hors crochets est au moins égale à : **0,4 l<sub>s</sub>** pour les aciers **HA**.

$$\text{Pour les HA12 : } l_a = 0,4 \times 42,33 = 16,93\text{cm.}$$

$$\text{Pour les HA14 : } l_a = 0,4 \times 49,38 = 19,75\text{cm.}$$

**VII.6 : Vérifications à l'ELS :**

**1) Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL 91 modifié 99).**

La sollicitation qui provoque la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entrainer dans les aciers tendus de la section réelle, une contrainte au plus égale à la limite élastique fe.

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante dans le cas de la flexion composé :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \times \left[ \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right]$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} ; f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa} ; f_e = 400\text{Mpa}$$

A<sub>min</sub> : section minimal d'acier tendue.

f<sub>e</sub> : contrainte limite des aciers élastiques.

f<sub>t28</sub>: resistance de beton a la traction a l'age de 28 jours.

e<sub>s</sub>: excentricité de l'effort normal a l' ELS.

b : hauteur utile.

d : largeur de la section de béton

Niveaux	Poteaux	Effort normal (KN)		Moment (KN .m)		es (cm)	Ami n (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	A adopt e cm <sup>2</sup>	Observa tion
		N max	N min	M cors	M max					
-RDC-	35x35	N max	1153,5	M cors	13,892	1,20	3,82	9,8	10,67	Conditio n Vérifié
		N min	-141,61	M cors	-0,384	0,27	3,42			
		N cors	-1037,1	M max	26,856	2,59	4,86			
1-2-3	30x30	N max	-1010,57	M cors	-20,25	2	3,35	7,20	9,04	Conditio n Vérifié
		N min	-55,19	M cors	-0,279	0,50	2,56			
		N cors	-719,93	M max	26,544	3,68	6,40			
4,5	25x25	N max	-398,9	M cors	1,698	0,42	1,74	5	9,04	Conditio n Vérifié
		N min	-7,38	M cors	1,972	26,7	0,50			
		N cors	-139,72	M max	16,313	11,67	0,15			

Tableau VII.8 : Vérifications de la Condition de non fragilité.

2) Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, nous vérifions l'état limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA (BAEL91/A.4.5.2).}$$

- Contrainte admissible de l'acier :  $\sigma_s = 348 \text{ M Pa.}$
- Contrainte admissible de béton :  $\sigma_{bc} = 15 \text{ M Pa.}$

Si :  $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow$  section entièrement comprimée

Si :  $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow$  section partiellement comprimée

• Vérification d'une section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton nous déterminons la position de l'axe neutre :  $y_1 = y_2 + l_c$

$y_1$  : La distance entre l'axe neutre a l'ELS et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : La distance entre l'axe neutre a l'ELS et le centre de pression  $C_p$ .

$l_c$  : La distance entre le centre de pression  $C_p$  et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :  $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$

Avec :  $l_c = \frac{h}{2} - e_s$

$$p = -3 \times l_c^2 - 90.A_s' \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 90A_s \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 90.A_s' \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} + 90A_s \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcule  $\Delta$  :  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si :  $\Delta \geq 0$  :  $t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q)$  ;  $u = \sqrt[3]{t} \Rightarrow y_2 = u - \frac{p}{4.u}$

Si :  $\Delta < 0 \Rightarrow$  l'équation admet trois racines :

$$y_1^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) ; y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) ; y_3^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :  $\alpha = \arccos\left(\frac{3.q}{2.p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right)$  ;  $a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$

Nous tiendrons pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + 1 < h$$

Donc :  $y_1 = y_2 + 1$

$$I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s \cdot (y_1 - d')^2]$$

Finalement : on vérifie la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \sigma_{bc}$$

• **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

- Nous calculons l'aire de la section homogène totale :

$$S = bh + 15 \times (A_s + A'_s)$$

- Nous déterminons la position du centre de gravité qui est situé à une distance  $X_G$  au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \times \frac{A'_s \times (0.5h - d') - A_s \times (d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- Nous calculons l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_G^2 + 15 \times [A'_s \times (0.5h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0.5h + X_G)^2]$$

✓ Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \text{ sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \text{ sur la fibre inférieure}$$

Finalement : on vérifie la contrainte de compression dans le béton :

$$\max(\sigma_{sup} ; \sigma_{inf}) \leq \sigma_{bc}$$

**Remarque :** Si les contraintes sont négatives, nous referons le calcul avec une section partiellement comprimé.

Section	Sollicitations	N <sub>c</sub> kN	M kN.m	e (m)	Nature	Béton				Acier			
						$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{inf}$ (MPa)	$\sigma$ (MPa)	C-V	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{inf}$ (MPa)	$\sigma$ (MPa)	C-V
35x35	N <sub>max</sub> - M <sub>cor</sub>	1153,5	13,89 2	1,20	SEC	8,76	6,17	15	✓	127,5	96,4	348	✓
	N <sub>min</sub> - M <sub>cor</sub>	- 141,61	-0,384	0,27	SEC	0,88	0,95	15	✓	14,2	13,3	348	✓
	M <sub>max</sub> - N <sub>cor</sub>	- 1037,1	26,85 6	2,59	SEC	9,21	4,21	15	✓	130,7	70,7	348	✓
30x30	N <sub>max</sub> - M <sub>cor</sub>	- 1010,5 7	-20,25	2	SEC	11,6	5,7	15	✓	95,6	163,2	348	✓
	N <sub>min</sub> - M <sub>cor</sub>	-55,19	-0,279	0,50	SEC	0,43	0,51	15	✓	7,53	6,6	348	✓
	M <sub>max</sub> - N <sub>cor</sub>	- 719,93	26,54 4	3,68	SEC	10	2,3	15	✓	136,5	47,9	348	✓
25x25	N <sub>max</sub> - M <sub>cor</sub>	-398,9	1,698	0,42	SEC	5,17	4,32	15	✓	75,2	66,6	348	✓
	N <sub>min</sub> - M <sub>cor</sub>	-7,38	1,972	26,7	SEC	0,7	0	15	✓	7,15	-10,2	348	✓
	M <sub>max</sub> - N <sub>cor</sub>	- 139,72	16,31 3	11,67	SPC	6	0	15	✓	72,6	-42,1	348	✓

Tableau VII.9 : Vérification des contraintes

 Conclusion :

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferrailage calculé à l'ELU.

Niveau	Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	Armatures Longitudinales	Armatures Transversales
RDC	35x35	4HA12+4HA14	1 cadre et 1 losange (HA8) Et un étrier
1-2-3	30x30	4HA12+4HA12	1 cadre et 1 losange (HA8)
4-5	25x25	4HA12+4HA12	1 cadre et 1 losange (HA8) Et un étrier

Tableau VII.10 : Ferraillage des poteaux.

Schéma de ferraillage des poteaux :

➤ Poteaux (35x35) :

-Les armatures longitudinales : 4 HA12 + 4HA14 = 10,67cm<sup>2</sup>

-Les armatures transversales : 4HA8 = 2,01cm<sup>2</sup>

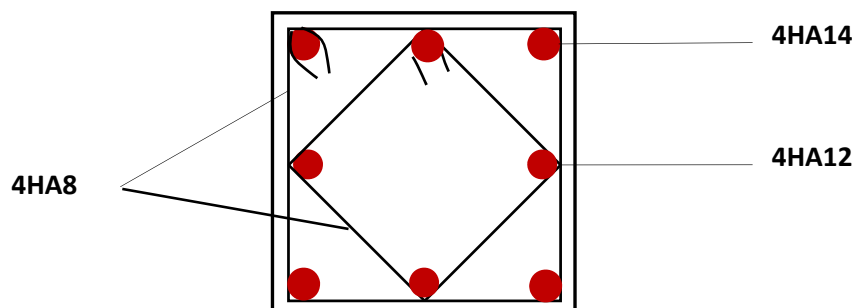
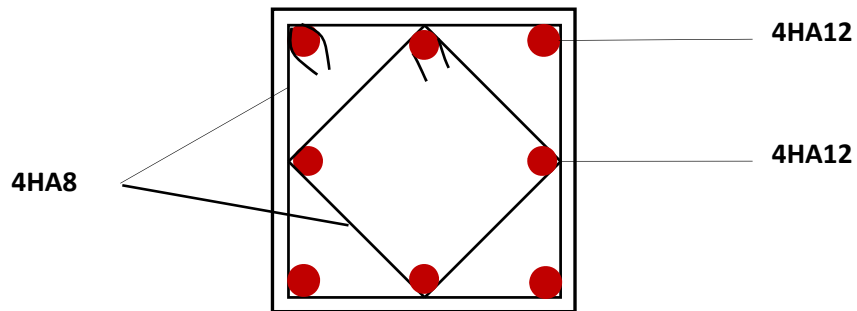


Figure VII.1: Ferraillage Poteau (35x35)

➤ Poteaux (30x30) :

-Les armatures longitudinales : 4HA12 + 4HA12 = 9,04cm<sup>2</sup>

-Les armatures transversales : 4HA8 = 2,01cm<sup>2</sup>



FigureVII.2: Ferraillage Poteau (30x30)

➤ Poteaux (25x25) :

-Les armatures longitudinales :  $4HA12 + 4HA12 = 9,04 \text{ cm}^2$

-Les armatures transversales :  $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

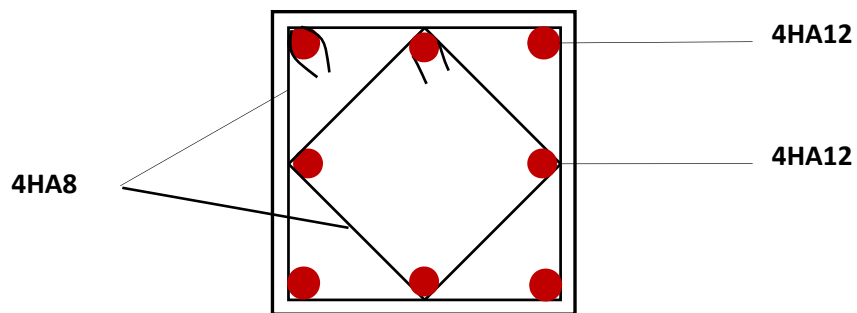


Figure VII.3: Ferraillage Poteau (25x25)

# Chapitre VIII :

## Ferraillage des poutres

**VIII.1. Introduction :**

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- a)  $1.35G + 1.5Q$  : à L'ELU.
- b)  $G + Q$  : à L'ELS.
- c)  $G + Q \pm E$  : RPA99 révisé 2003.
- d)  $0.8G \pm E$  : RPA99 révisé 2003.

**Note :** En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments de la situation courante et ceux de la situation accidentelle.

**VIII.2. Recommandations du RPA99 :****⚡ Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section.

- Poutre principales :  $A_{min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2$ .

- Poutre secondaire :  $A_{min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$ .

- Pourcentage maximum d'aciers longitudinaux :  
4% b.h en zone courante.

6% b.h en zone de recouvrement.

- Poutres principales :

- ✓ En zones courantes :  $A_{max} = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$ .
- ✓ En zones de recouvrement :  $A_{max} = 0.06 \times 25 \times 35 = 52,5 \text{ cm}^2$ .

- Poutres secondaires :

- ✓ En zones courantes :  $A_{max} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$ .
- ✓ En zones de recouvrements :  $A_{max} = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$ .

- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

**⚡ Armatures transversales :**

- La quantité minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0.003 S_t b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min \left( \frac{h}{4}; 12\Phi \right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec :  $\Phi$  Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

➤ **Étapes de calcul des armatures longitudinales :**

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes : Soit

$A_s$  : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

$A'_s$  : section supérieure la plus comprimée.

Armatures longitudinales : Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travée et aux appuis, résultant des combinaisons de charges les plus défavorables.

✓ **Calcul du moment réduit ultime :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \text{ Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa} , \quad \gamma_b = 1.5 \text{ (situation durable)}$$

Si :  $\mu_b \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  La section est simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Si :  $\mu_b \geq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  La section est doublement armée (SDA).

On doit calculer :  $M_r = \mu_r \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

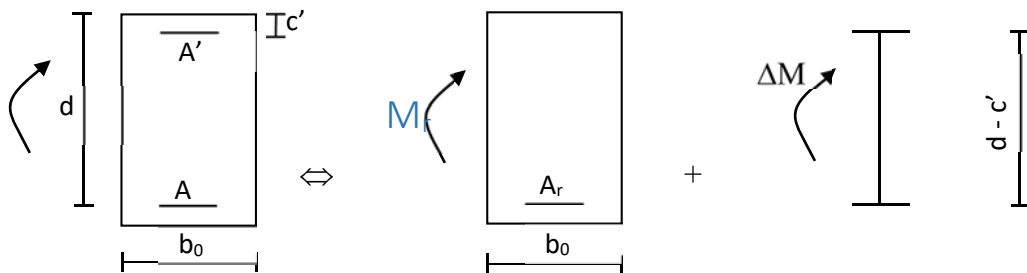
Avec :  $M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée.

$M_u$  : Moment maximum à L'ELU dans les poutres.

- **Armatures tendues :**  $A_s = \frac{M_r}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c')}$

- **Armatures comprimées :**  $A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$

Avec :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$



FigureVIII-1- Ferraillage de la poutre.

✚ **Remarque:**

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.-à-d.  $\Delta M \leq 0.4M_u$  (Art BAEL B.6.6, 1).

➤ **Armatures transversales**

- Diamètre des aciers transversaux : (BAEL91 ; A7.2.12).

$$\phi_t \leq \min(\phi_1 ; h/35 ; b/10).$$

- Pourcentage minimal d'armatures :  $\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}.$

- Espacement max :  $S_T \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm} ; 15\phi'_L).$

**Remarque :**

- **En situation courante :**

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \\ \gamma_b = 1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- **En situation accidentelle :**

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_b = 1.15 \\ \gamma_b = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow f_{bc} = 18.48 \text{ MPa} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}.$$

**VIII-3) Ferraillage des poutres principales :**

Mtravée	$\mu$	obs	B	As ( $\text{cm}^2$ )	As adopt $\text{cm}^2$	Choix des barres
53,503	0,147	SSA	0,921	5,22	9,11	3HA16 filant+ 2HA14chap

Mappui	$\mu$	obs	B	As	As adopt	Choix des barres
81,599	0,224	SSA	0,872	8,40	9,11	3HA16+2HA14

**Tableau VIII.1 : Ferraillage des poutres principales à l'ELU**

**VIII-4) Ferraillage des poutres secondaire :**

Mtravée	$\mu$	obs	B	As ( $\text{cm}^2$ )	As adopt $\text{cm}^2$	Choix des barres
13,361	0,052	SSA	0,973	1,46	4,62	3HA14

**Tableau VIII.2 : Ferraillage des poutres secondaire à l'ELU**

Mappui	$\mu$	obs	B	As	As adopt	Choix des barres
26,561	0,103	SSA	0,946	2,98	4,62	3HA14

**II.4) Vérification à L'ELU :**

**a) Vérification de la condition de non fragilité :**

La section minimale des armatures longitudinale est : (BAEL 91)

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

✚ Poutres principales de(25x35) :  $A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{cm}^2$

✚ Poutres secondaires de(25x30) :  $A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,815 \text{cm}^2$

La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

**b) Justification sous sollicitations d'effort tranchant :**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \quad : \quad T_u^{\max} \text{ : Effort tranchant max à L'ELU.}$$

✓ Poutres principales :  $\tau_u = \frac{62,76 \times 1000}{250 \times 320} = 0,785 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$

✓ Poutres secondaires :  $\tau_u = \frac{39,20 \times 1000}{250 \times 270} = 0,581 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$

**c) Vérification de la contrainte tangente du béton :(Art 5.1, 211/BAEL 99)**

On doit vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  (la fissuration est peu nuisible)

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

✓ Poutres principales :  $\tau_u = 0,785 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée

✓ Poutres secondaires :  $\Rightarrow \tau_u = 0,581 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{ MPa}$  Condition vérifiée

**d) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art : A. 5 .1 .3) /BAEL 91 modifiées 99, CBA93) :**

➤ **Sur le béton :**

$$\bar{V}_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times bd}{\gamma_s}$$

Pour les poutres principales :  $V_u = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 25 \times 32}{1,5}$

Poutres principales :  $V_u = 62,76 \text{ KN} < V_u = 480 \text{ KN} \Rightarrow$  Condition vérifiée

Pour les poutres secondaires :  $V_u = \frac{0,4 \times 2,5 \times 0,9 \times 25 \times 27}{1,5}$

Poutres secondaires :  $V_u = 39,20 \text{ KN} < V_u = 405 \text{ KN} \Rightarrow$  Condition vérifiée

➤ **Sur l'acier :**

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) \quad ; \text{ avec } H = \frac{M_{a \text{ max}}}{0,9 \cdot d}$$

▪ Pour les poutres principales :  $A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{40} (62,76 - \frac{82,341 \times 100}{0,9 \times 32})$   
 $A_{\text{appuis}} = -6,42 < 0$

▪ Pour les poutres secondaires :  $A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{40} (39,20 - \frac{26,561 \times 100}{0,9 \times 27})$   
 $A_{\text{appuis}} = -2,02 < 0$

$\Rightarrow$  Les armatures calculées sont suffisantes.

**e) Vérification de la contrainte d'adhérence :(Art 6.1, 3/BAEL 99)**

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\text{max}}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{Avec : } U_i : \text{ le périmètre des barres}$$

$\psi_s = 1,5$  pour les aciers à hautes adhérence

$$\tau_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

✓ Poutres principales :  $\tau_{se} = \frac{62,76 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times (4 \times 14) \pi} = 1,24 \text{ MPa}$

Donc :  $\tau_{se} = 1,24 \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \Rightarrow$  Condition vérifiée

✓ Poutres secondaires :  $\tau_{se} = \frac{39,20 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times (4 \times 12) \pi} = 1,07 \text{ MPa}$

Donc :  $\tau_{se} = 1,07 \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \Rightarrow$  Condition vérifiée

**f) Calcul de longueur de scellement droits des barres :(art A.6.1.23/BAEL 91) :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,43 \text{ cm} \quad (\text{Pour les HA16})$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} \quad (\text{Pour les HA14})$$

Avec :  $\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 MPa$

Les règles du **(BAEL 91 Art. A.6.1)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée,

$La = 0,4 \times Ls$

-Pour  $\phi$  16:  $La = 22,57 cm$ . On prend  $La = 25 cm$

-Pour  $\phi$  14 :  $La = 19,75 cm$ . On prend  $La = 20 cm$

**g) Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$\Phi_t \leq \min(10, 16,25)$  Soit :  $\Phi_t = 8 mm$

On optera pour un cadre et un étrier  $A_t = 4HA8 = 2,01 cm^2$ . Exigence du **(R.P.A Art.7.5.2.2)**.

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures

transversales doit satisfaire la condition suivante **(Art. A.5.1,232/BAEL91, CBA93) :**

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) \cdot b \cdot \gamma_s} \quad S_t = \frac{2,01 \times 0,9 \times 400}{(1,44 - 0,3 \times 2,1) \cdot 1,15 \times 25} = 31,07 cm$$

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

$S_{t \max} \leq \min(0,9d ; 40 cm)$

$S_{t \max} \leq \min(28,8 ; 40 cm) = 28,8 cm$

❖ **Exigences du RPA pour les aciers transversales : (Art 7.5.2.2/RPA2003):**

- **Zone nodale :**

$$St \leq \min\left\{\frac{h}{4}, 12\phi_t\right\} = \min\{8,75; 19,2\} = 10 cm$$

$St = 8 cm$

**Soit :**  $S_{t \max} \leq \min(28,8 cm ; 31,07 cm ; 8 cm) = 8 cm$ .

- **Zone courante :**

$$St \leq \frac{h}{2} = 17,5 cm$$

$St = 15 cm$

**h) Armatures transversales minimales :**

$A_{\min} = 0,003 \cdot St \cdot b = 0,003 \times 8 \times 25 = 0,6 cm^2$

Soit :  $A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2 > A_{\text{min}}$  ; on prend (**1cadre + 1étrier**)

**VIII.5. Vérification a l'ELS :**

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

- État limite d'ouverture des fissures.
- État limite de résistance du béton en compression.
- État limite de déformation.

**1) État limite d'ouverture des fissures :** La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

**2) État limite de compression du béton :** Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

- Contrainte admissible de l'acier.
- Contrainte admissible du béton.

La décompression du béton ne doit dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \text{ et } \sigma_s = \frac{M_{\text{ser}}}{\beta_1 \times d \times A_U}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_S}{b \times d} \rightarrow K_1 \text{ et } \beta_1 \text{ (tableau)}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

➤ **Vérification du ferraillage des poutres principales à l'ELS (aux appuis) :**

zone	Ms (KN.m)	Asu (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	k <sub>1</sub>	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
III	34,52	9,11	1,138	0,939	66,30	126,11	1,90	15	c.v
II	32,2	9,11	1,138	0,939	66,30	117,63	1,77		c.v
I	27,282	9,11	0,138	0,939	66,30	99,66	1,50		c.v

**Tableau VIII.3-Vérification du ferraillage des poutres principales a l' ELS (aux appuis).**

➤ **Vérification du ferraillage des poutres principales à l'ELS (en travées) :**

zone	Ms (KN.m)	Asu (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	k <sub>1</sub>	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ ( MPA)	Obs
III	25,082	9,11	0,138	0,939	66,30	91,63	1,38	15	c.v
II	21,57	9,11	0,138	0,939	66,30	78,79	1,18		c.v
I	17,141	9.11	0,138	0,939	66,30	62,61	0,944		c.v

**Tableau VIII.4-Vérification du ferraillage des poutres principales à l'ELS (en travées).**

➤ Vérification du ferraillage des poutres secondaires à l'ELS (en travées) :

zone	Ms (KN.m)	Asu (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	k <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
III	15,147	4,62	0,684	0,879	26,50	138,14	5,21	15	c.v
II	11,925	4,62	0,684	0,879	26,50	108,75	4,10		c.v
I	3,752	4,62	0,684	0,879	26,50	34,22	1,29		c.v

Tableau VIII.5-Vérification du ferraillage des poutres secondaires à l' ELS(en travées) :

➤ Vérification du ferraillage des poutres secondaires à l'ELS (aux appuis) :

zone	Ms (KN.m)	Asu (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	k <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
III	24,497	4,62	0,684	0,879	26,5	223,4	8,43	15	c.v
II	19,734	4,62	0,684	0,879	26,5	179,97	6,80		c.v
I	5,277	4,62	0,684	0,879	26,5	48,13	1,83		c.v

Tableau VIII.6-Vérification du ferraillage des poutres secondaires a l'ELS (aux appuis).

3) État 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 l'aspect et l'utilisation de la construction.

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{440}{500} = 0,88cm \quad \text{sens des poutres principales.}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{430}{500} = 0,86cm \quad \text{sens des poutres secondaires.}$$

La flèche tirée par le logiciel ETABS est : f = 0.201cm

La flèche développée au niveau des poutres est suffisamment petite par rapport à la flèche admissible.

**Donc la condition de l'état limite de déformation est vérifiée.**

- **Disposition constructive :**

Conformément au CBA 93 annexe E<sub>3</sub>, concernant 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 a :

- $\frac{1}{5}$  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.

- $\frac{1}{4}$  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.

Chapitre IX :

Ferraillage des voiles

**IX.1. Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales.

Donc le calcul du ferrailage se fera en flexion composée, sous l'action des sollicitations verticales (charges permanentes G et charges 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.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en trois zones :

- **Zone I** : RDC
- **Zone II** : 1<sup>ème</sup> ; 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>
- **Zone III** : 4<sup>ème</sup> ; 5<sup>ème</sup>

➤ **Combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données comme suit :

✓ **Selon BAEL 91 :**

E.L.U : 1,35 G + 1,5 Q

E.L.S : G + Q

✓ **Selon le R.P.A 99 :** (article 5.2)

G + Q ± E

0,8 G ± E

**IX.2. Ferrailage des voiles :**

La méthode utilisée est la méthode de la résistance des matériaux (R.D.M.) qui se fait pour une bande de largeur (d).

**1) Exposé de la méthode de calcul:**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules de [Navier- Bernoulli] :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec : B = L.e : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier :  $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

$h_e$  : hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée.

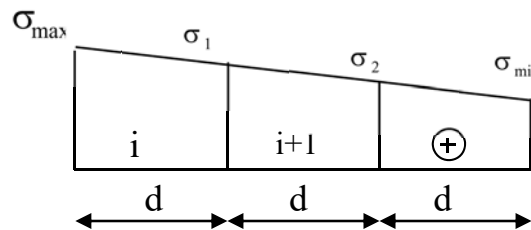
**Remarque :**

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

**a) Ferrailage de la section entièrement comprimé :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



Avec :  $e$  : épaisseur du voile

✓ La section d'armature d'une section entièrement comprimée est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :  $B$  : section du tronçon considéré ;

✓ **Armatures verticales minimales :**

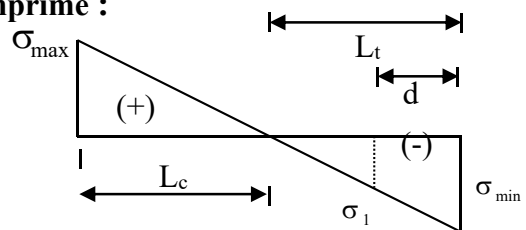
$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

**b) Ferrailage d'une section partiellement comprimé :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} d \cdot e$$



✓ La section d'armature est égale à :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{st}} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

✓ **Armatures verticales minimales : (CB A)**

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0,23B \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,005 B \right\}$$

✓ **Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10 Φ** et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

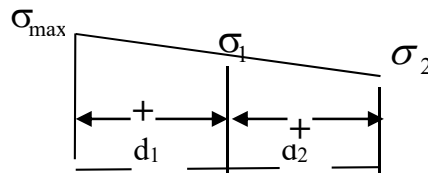
$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

**c) Ferrailage section entièrement tendue :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d_2 \cdot e$$

e : épaisseur du voile



✓ La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Avec :  $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

✓ **Armatures verticales minimales :**

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0,23B \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,005 B \right\}$$

Avec : **B** : section du tronçon considéré

**IX3.) Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3):**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile  $A_v$  et  $A_h \geq 0,15\%B$
- Zone courante :  $A_v$  et  $A_h \geq 0,10\%B$

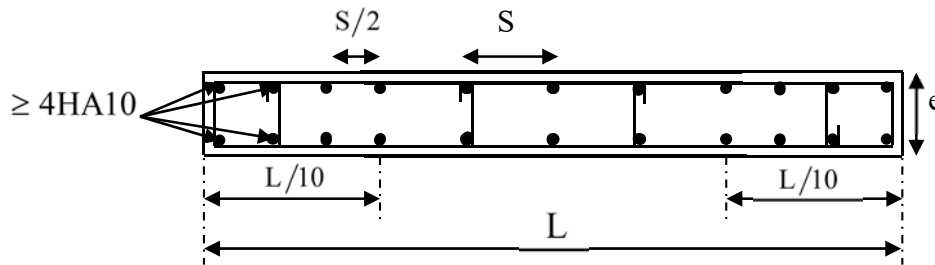
✓ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

✓ **Armature pour les potelets :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.



**Figure : IX.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles**

**IX.4) Dispositions constructives :**

• **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e; 30cm\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003).}$$

Avec : e = épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

• **Longueur de recouvrement :**

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

• **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

**IX.5) Vérification :**

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement dans le béton  $\tau_b$  doit être inférieure à la contrainte admissible

**Selon le RPA 99 (Art 7.7.2 RPA) :**

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} = \frac{V}{0.9h \cdot b_0} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5MPa \quad \text{avec} \quad V = 1.4T$$

Avec : d = 0.9 h : hauteur utile

h : hauteur totale de la section brute .

b<sub>0</sub> : épaisseur du voile.

T : effort tranchant.

**Selon le BAEL :**

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

Fissuration préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 3.26\text{Mpa}$ .

➤ **Vérification à L'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Avec :**

$N_s$  : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Sections d'armatures adoptées (verticales).

➤ **Exemples de calculs : voile longitudinal 1 ( VL1) zone I .**

Soit à calculer le ferrailage d'un voile qui (VL1)

$L = 2.5 \text{ m}$  ,  $e = 0,20 \text{ m}$

$\sigma_{\max} = 3624,53 \text{ KN} / \text{m}^2$

$\sigma_{\min} = -8829,64 \text{ KN} / \text{m}^2$

⇒ La section est partiellement comprimée

• **Calcul de la longueur comprimée :**

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voile V sont comme suites :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = \frac{3624,53}{3624,53 + 8829,64} \times 2.50$$

**Donc :**  $L_c = 0,728 \text{ m}$  ⇒  $L_t = L - L_c = 2,5 - 0,728 = 1,772 \text{ m}$

• **Détermination de la longueur de la bande « d » :**

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

$$h_e = h_{rdc} - h_{poutre} = 4,08 - 0,30 = 3,78\text{m}$$

$$d \leq \min\left(\frac{3,78}{2}; \frac{2}{3} \times 0,728\right) = 0,50\text{m}$$

- bande 1 de longueur  $d_1 = 0,45\text{m}$  (bande extrême)
- bande 2 de longueur  $d_2 = L_t - d_1 = 1,322\text{m}$  (bande centrale)

• Détermination de N :

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d_1)\sigma_{\max}}{L_t} = \frac{(1,772 - 0,45)3624,53}{1,772} = 3210,327/\text{m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e = \frac{3624,53 + 3210,327}{2} \times 0,45 \times 0,20 = 307,57\text{KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = \frac{3210,327}{2} \times 1,322 \times 0,20 = 424,41\text{KN}$$

➤ Calcul des armatures :

✚ Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{307,57 \times 10}{348} = 8,84\text{cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{424,41 \times 10}{348} = 12,20\text{cm}^2$$

✚ Armatures minimales:

$$A_{\min} \geq \max\left(0,2\%B; B \frac{f_{t28}}{f_e};\right) [\text{cm}^2]$$

$$\text{Tel que : } B = d \times e = \begin{cases} 900 \text{ cm}^2 & \text{pour } d_1 = 45\text{cm.} \\ 2644 \text{ cm}^2 & \text{pour } d_2 = 132,2\text{cm.} \end{cases}$$

$$A_{1\min} \geq \max(1,80; 4,73) \text{ cm}^2 = 4,73 \text{ cm}^2$$

$$A_{2\min} \geq \max(5,30; 13,881) \text{ cm}^2 = 13,881 \text{ cm}^2$$

✚ Armatures de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ avec : } \bar{V} = 1,4V$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{266,89 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = 10,28\text{cm}^2$$

✚ Les armature adoptées :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 8,84 + \frac{10,28}{4} = 11,41\text{cm}^2 / \text{bande} .$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 12,20 + \frac{10,28}{4} = 14,77\text{cm}^2 / \text{bande}$$

✚ Le ferrailage adopté :

$$A_1 = 8\text{HA16} = 16,09 \text{ cm}^2 \text{ avec espacement de } 6\text{cm}$$

$$A_2 = 8\text{HA16} = 16,09\text{m}^2 \text{ avec espacement de } 6\text{cm}$$

**Armatures horizontales :**

- D'après le BAEL 91 :  $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{A_1+A_2}{4} = \frac{11,41+14,77}{4} = 6,55\text{cm}^2$
- D'après le RPA:  $A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 250 = 7,5\text{cm}^2$

On prend :  $A_H = 14,05\text{cm}^2$ .

Soit : 10HA14 = 15,39 cm<sup>2</sup> / 1m de hauteur ; avec  $S_H = 10\text{ cm}$ .

**Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.  
On adopte 4HA8 (2,01 cm<sup>2</sup>) par m<sup>2</sup>

**Les potelets :**

Vu que la section d'armatures doivent dans les poteaux est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

➤ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 e, 30\text{ cm}\} = 30\text{cm}$$

$$S_t = 6\text{cm et } 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_h = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

• **BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{266,89 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2500} = 0,59\text{MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,59\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **RPA 2003 :**

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5\text{Mpa} \quad \tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 266,89 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2500} = 0,83\text{MPa}$$

$$\tau_b = 0,83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte du béton :**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1532,51 \times 10^3}{200 \times 2500 + 15 \times 26,18 \times 10^2} = 2,84\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,84\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Ferrailage des Voiles VL1

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristique géométriques	L (m)	2.5	2.5	2.5		
	e (m)	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.5	0.5	0.5		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3624.53	1682.61	4127.86		
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-8829.64	-6671.28	-5320.76		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	266.89	246.79	123.79		
	L <sub>t</sub> (m)	0.50	2.00	1.41		
	L <sub>c</sub> (m)	2.00	0.50	1.09		
	d (m)	0.250	0.998	0.704		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4414.820	3335.640	2660.380		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	331.11	998.92	561.80	
		N <sub>2</sub>	110.371	332.973	187.266	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	8.28	24.97	14.04	
		A <sub>v2</sub>	2.76	8.32	4.68	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		10.28	9.50	4.77	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	10.85	27.35	15.24	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	2,76	10.70	5.87	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		2.63	10.48	7.39	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	18.1	30.8	18.1	
		Bonde 2	9.04	18.1	14.13	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x8HA12	2x 10HA14	2x 8HA12
			Bonde 2	2x4HA12	2x8HA12	2 x 9HA10
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	13cm	12 cm	13cm	
		Bonde 2	20cm	13 cm	13 cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		1.50	3.91	2.30		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		4.53	7.70	4.53		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		4HA10/nappe	5HA12/nappe	4HA10/nappe		
ep =20cm		(A=3.14cm <sup>2</sup> )	(A=5.65cm <sup>2</sup> )	(A=3.14cm <sup>2</sup> )		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>				
Vérification des contraintes	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.593	0.548	0.275	
		$\tau_b$ (MPa)	0.830	0.768	0.385	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1532.51	1358.59	592.09	
		$\sigma_b$ (MPa)	2.83	2.37	1.08	

Ferrailage des Voiles VT1

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2	2	2	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.4	0.4	0.4	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3613.53	2137.37	3837.61	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6776.77	-4469.96	-4161.65	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	168.67	149.06	81.05	
	L <sub>t</sub> (m)	1.30	1.35	1.04	
	L <sub>c</sub> (m)	0.70	0.65	0.96	
	d (m)	0.652	0.677	0.520	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3388.385	2234.980	2080.825	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	662.99	453.60	324.77
		N <sub>2</sub>	220.998	151.200	108.256
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	16.57	11.34	8.12
		A <sub>v2</sub>	5.52	3.78	2.71
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	6.49	5.74	3.12	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	18.20	12.77	8.90
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	5.52	5.21	3.49
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	6.85	7.10	5.46	
A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	20.33	14.13	14.13	
	Bonde 2	9.24	9.24	6.78	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 9HA12	2x9HA10	2x 9HA10
		Bonde 2	2x3HA14	2x 9HA12	2x3HA12
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	13cm	13 cm	13cm
		Bonde 2	12 cm	13 cm	12 cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande	3.91	3.91	2.30	
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )	5.08	3.53	3.53	
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )	5HA10/nappe	5HA10/nappe	5HA10/nappe	
ep =20cm	(A=3.93cm <sup>2</sup> )	(A=3.93cm <sup>2</sup> )	(A=5.65cm <sup>2</sup> )		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.469	0.414	0.225
		$\tau_b$ (MPa)	0.656	0.580	0.315
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	696.18	614.64	261
$\sigma_b$ (MPa)		1.57	1.41	0.61	



**Chapitre X :**  
**Études de l'infrastructure**

## X. Etude de l'infrastructure

### X.1 Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

### X.2 Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{\text{sol}} = 4$  bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

### X.3 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ; L'économie ;

### X.4 Dimensionnement :

#### a) Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_s^{\text{max}}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux de RDC

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}}$$

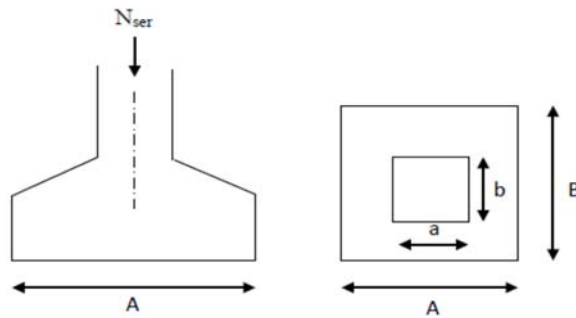


Figure X.1 semelle isolé

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = K \rightarrow \frac{35}{35} = 1 \rightarrow A = B$$

$$D'o\grave{u} : B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

N<sub>s</sub>: l'effort max à la base des poteaux

σ<sub>sol</sub> : Contrainte admissible du sol.

✓ Dans notre cas :

$$N_{ser} = 1152,17 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{sol} = 400 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1152,17}{400}} = 1,70 \quad \text{on prend : } B=A= 1,80\text{m}$$

• **Conclusion :**

L'importance des dimensions des semelles engendre un chevauchement, donc il y a lieu d'opter pour des semelles filantes.

**b) Semelles filantes :**

✚ **Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{SOL} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{SOL} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{SOL} \cdot L}$$

Avec : B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

σ<sub>SOL</sub> : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

voiles	G + Q	L(m)	B(m)	S= B x L (m <sup>2</sup> )
VL <sub>1</sub>	1532,51	2,5	1,53	3,83
VL <sub>2</sub>	1532,51	2,5	1,53	3,83
				<b>7,65</b>

**Tableau X.1: Semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)**

voiles	N <sub>s</sub>	L(m)	B(m)	S= B x L (m <sup>2</sup> )
VT <sub>1</sub>	696,18	2	0,87	1,74
VT <sub>2</sub>	696,18	2	0,87	1,74
VT <sub>3</sub>	696,18	2	0,87	1,74
VT <sub>4</sub>	696,18	2	0,87	1,74
				<b>6,96</b>

**Tableau X.2 : Semelles filantes sous voiles (sens transversales)**

$S_V = \sum S_i = 14,61\text{m}^2$  Avec : S<sub>V</sub> : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

**✚ Semelles filantes sous poteaux :**

La charge totale transmise par les poteaux : N<sub>t</sub> = 2989 KN.

Poteaux	N <sub>ser</sub>	M <sub>i</sub>	e <sub>i</sub> (m)	N <sub>ser</sub> × e <sub>i</sub>
1	1048,54	15,807	-0,99	-1038,05
2	1095,63	0,498	-1,99	-2180,30
3	844,83	13,892	0,58	8,057
<b>somme</b>	<b>2989</b>	<b>30,197</b>	<b>/</b>	<b>-3210,29</b>

**Tableau X.3 : Résultante des charges sous poteaux.**

**✚** Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{-3210,29 + 30,197}{2989} = -1,06$$

✚ Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = -1,06m < \frac{L}{6} = \frac{9,6}{6} = 1,6m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{2989}{9,6} \times \left(1 - \frac{6 \times (-1,06)}{9,6}\right) = 517,63 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{2989}{9,6} \times \left(1 + \frac{6 \times (-1,06)}{9,6}\right) = 105,08 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{2989}{9,6} \times \left(1 + \frac{3 \times (-1,06)}{9,6}\right) = 208,22 \text{ KN/m}^2$$

✚ Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{208,22}{400} = 0,52 \text{ m}$$

On prend : B = 1.20m.

On aura donc,  $S = 1.2 \times 9.6 = 11.52 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :  $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 11.52 \times 5 + 14,61 = 72,21 \text{ m}^2$$

Avec : n : Nombre de portique dans le sens considéré.

**Remarque :**

Étant donné que la surface des semelles isolées occupent plus de 50 % de l'assise.

- La surface totale du bâtiment :  $S_{bat} = 222,46 \text{ m}^2$
  - La surface totale des semelles filantes :  $S_t = 72,21 \text{ m}^2$
- $$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{72,21}{222,46} = 0,32$$

**La surface totale des semelles représente 32% de la surface de bâtiment.**

✚ **Conclusion :**

Les semelles ne présentent pas de grandes largeurs, pas de chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie inférieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, donc on optera pour des semelles filantes.

**X.5) DIMENSIONNEMENT DE LA SEMELLE FILANTE :**

➤ **Hauteur de la semelle :**  $h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm}$

Avec : B : Largeur de la semelle.

b : coté du poteau.

$h_s$  : Hauteur de la semelle.

$$\text{Donc : } h_s \geq \frac{120-35}{4} + 5 \text{ cm} = 26,25 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } h_s = 35 \text{ cm}$$

Soit les dimensions suivantes : **L=9,6m ; B = 120cm**  
**h<sub>s</sub> = 35cm ; D=30cm ; c = c' = 5cm**

1) Etude de la poutre de rigidité :

➤ Calcul de la charge uniforme :

Points d'appuis	Nu (kN)	ei	Mu (kN.m)	Nu x ei
A	1436,41	-1,36	21,644	-1953 ;52
B	1498,07	-2,73	0,681	-4089,73
C	1156,84	0,79	18,992	913,90
somme	4091,32	2,16	41,32	-5129,35

Tableau X.4: Résultante des charges sous poteaux.

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{-5129,35 + 41,32}{4091,32} = -1,24$$

$$q_{(l/4)} = \frac{N_l}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{4091,32}{9.6} \times \left(1 + \frac{3 \times (-1,24)}{9.6}\right) = 261,03 \text{ KN} / \text{m}^2$$

2) Dimensionnement :

Il faut que : **La hauteur** :  $\frac{L}{9} \leq hp \leq \frac{L}{6}$

**La largeur** :  $\frac{1}{3} hp \leq bp \leq \frac{2}{3} hp$

**Avec** : L : étant la plus grande portée dans le sens étudié.

$$L = 4,40 \text{ m} \rightarrow \frac{440}{9} \leq hp \leq \frac{440}{6} \rightarrow 48,89 \text{ cm} \leq hp \leq 73,33 \text{ cm}$$

On prend : **h<sub>p</sub> = 70 cm** .

$$h_p = 70 \text{ cm} \rightarrow \frac{1}{3} 70 \leq bp \leq \frac{2}{3} 70 \rightarrow 23,3 \text{ cm} \leq bp \leq 46,67 \text{ cm}$$

On prend une largeur : **b<sub>p</sub> = 45cm**

$$D_p = h_p - c = 70 \text{ cm} - 5 \text{ cm} = 65 \text{ cm}$$

X.6) Ferrailage :

X -6-1) Ferrailage de la poutre de rigidité à L'ELU :

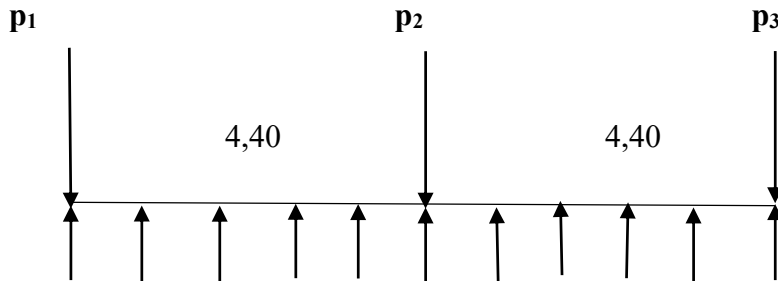


Figure X.2 : Schéma statique des semelles sous poteaux

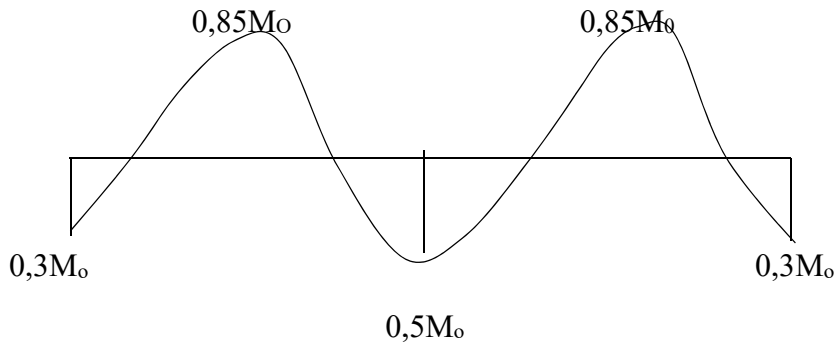


Figure X.3 : Diagramme des moments fléchissant

❖ Calculer des moments isostatiques :  $M_{0s} = \frac{q_u l^2}{8}$

Avec :  $q = q \left(\frac{l}{4}\right) \times B = 261,03 \times 1m = 261,03kn/ml$

Moment Isostatique	M KN m	L=4,40m	L=4,4m
		$M_{01}$	$M_{02}$
		631,70	631,70

Tableau. X.5: Moment isostatique

❖ Calcule des armatures :

➤ Aux appuis : Avec :  $\sigma_s = 348 MPa$  et  $f_{bu} = 14.2 MPa$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{315,84 \times 10^6}{450 \times 650^2 \times 14,2} \quad D'ou: \quad \mu = 0,117 \Rightarrow \beta = 0,938$$

$$A_a = \frac{M_a}{bd\sigma_{st}} = \frac{315,84 \times 10^6}{0,938 \times 650 \times 348} = 14,90 [cm^2].$$

Appuis	Mu(KN.m)	$\mu$	$\beta$	$A_{st}(cm^2)$	Choix	A (adoptée)
B	315,84	0,117	0,938	14,90	8HA16	16,09 cm <sup>2</sup>
A	189,51	0,07	0,964	8,69	8HA16	16,09

➤ En travée :

Travée	Mu(KN.m)	$\mu$	$\beta$	$A_{st}(cm^2)$	Choix	A
A-B	536,94	0.199	0,889	26,70	4HA20+8HA 16	28,4cm <sup>2</sup>

Tableaux X.6: Ferrailages de la poutre de rigidité en travée et aux appuis

**X.6.2) Vérifications à l'ELU :**

✚ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A \geq A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 45 \times 65 \times 2;1}{400} = 3,53cm^2$$

$$A_a \geq A_{min} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_t \geq A_{min} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✚ Vérification de la condition de cisaillement :

$$L=4,4m-0.35m=4,05m.$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 2.5 MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \quad \text{Avec : } T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{261,03 \times 4,05}{2} = 528,60KN$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{528,60 \times 1000}{450 \times 650} = 1,81 Mpa$$

D'où :  $\tau_u = 1,81Mpa \leq \bar{\tau} = 2,5 Mpa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

✚ Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{max} \right) = \min ( 2; 4,5; 2) = 2cm$$

$$\phi \leq 20mm \quad \text{On prend : } \phi = 8 mm$$

On adopte un cadre et un étrier de HA8.

✚ Calcul des espacements :

Selon le RPA 99 (corrigé en 2003), l'espacement entre les cadres doit être :

✓ En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right) cm$$

$$S_t \leq \min (17,5 ; 24 ; 30) \text{ cm}$$

$$S_t \leq 17,5 \text{ cm} \quad \text{On prend : } S_t = 10\text{cm}$$

✓ **En zone courante :**

$$S_t \leq h/2 = 35\text{cm} \quad \text{On prend : } S_t = 15\text{cm} .$$

On a :

$$A_t \geq 0,003 S b = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35\text{cm}$$

$$A_t = 4 \text{ } \varnothing 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

✓ **La longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement  $\geq 40\phi_s L$

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux doit être effectué avec des crochets de 90°.

✓ **Selon le BAEL 91 :**

$$S_t \leq \frac{0,8 A_t f_e}{b(1,68-0,3ft28)} = \frac{0,8 \times 2,01 \times 400}{45(1,68-0,3 \times 2,1)} = 13,61\text{cm}$$

$$\text{On prend : } S_t = 10\text{cm}$$

### X.6.3) Vérification à l'ELS :

a) **État limite de compression du béton :**

✚ **Dans le béton :**

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{\beta_1 d A K_1} \quad \text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 A_s}{bd} \quad (\text{K1 et } \beta_1 \text{ sont tirés à partir des annexes})$$

✚ **Dans l'acier :**

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} \quad ; \quad A_s = \frac{M_s}{\beta_1 d \sigma_{st}}$$

✓ **Calcul des moments à l'ELS :**

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{2989}{9.6} \times \left(1 + \frac{3 \times (-1,06)}{9.6}\right) = 208,22 \text{ KN/m}^2$$

✓ Calculer des moments isostatiques :  $M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8}$

Avec :  $q = q \left(\frac{l}{4}\right) \times B = 208,22 \times 1m = 208,22 \text{KN/ml}$

Moment Isostatique	M	L=4,40m	L=4,4m
	KN m	M <sub>01</sub>	M <sub>02</sub>
		503,89	830,36

Tableau. X.7 : moment isostatique

➤ Aux appuis :

Appuis	Mu(KN.m)	A cm <sup>2</sup>	ρ	β	K	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>bc</sub>	observe
A	151,17	16,09	0,550	0,890	30,24	5,95	15	cv
B	251,95	16,09	0,550	0,890	30,24	8,95	15	cv

➤ En travée :

Travée	Mu(KN.m)	ρ	β	K	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>bc</sub>	observe
A-B	428,31	0,971	0,863	21,37	28,4	12,58	15	cv

➤ Aux appui ;

Appuis	Mu(KN.m)	A cm <sup>2</sup>	ρ	β	K	σ <sub>st</sub>	σ <sub>st</sub>	observe
A	151,17	16,09	0,550	0,890	30,24	209,69	348	cv
B	251,95	16,09	0,550	0,890	30,24	270,68	348	cv

➤ En travée :

Travée	Mu(KN.m)	ρ	β	K	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>st</sub>	σ <sub>st</sub>	observe
A-B	428,31	0,971	0,863	21,37	28,4	268,85	348	cv

✚ Conclusion :

La vérification étant satisfaite alors les armatures calculées à l'ELU sont satisfaites.

#### X.6.4) Ferrailage de la semelle sous voiles:

✓ Calcul des armatures :

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles :

$$A_B = \frac{N_{uf}(B-b)}{8b \sigma_{st}}$$

Avec :  $N_{uf} = B \times \sigma_{(3/4)} \times 100 = 1,20 \times 241,73 \times 100 = 29007,6 \text{ KN /m}$

$$\sigma_{(3/4)} = \frac{\sum N_s}{B \times L} = \frac{2784,72}{1,2 \times 9,6} = 241,73 \text{KN/m}^2$$

$A$  : Est la section d'armatures longitudinales donnée par mètre linéaire ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ ).

$$A_B = \frac{N_U(B-b)}{8b \sigma_{st}} = \frac{29007,6(1,2-0,35)}{8 \times 0,35 \times 348 \times 1000} = 2,53 \text{cm/ml}$$

On prend : **6HA 12 = 6,78  $\text{cm}^2/\text{ml}$**

✓ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_B}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,19 \text{cm}^2$$

On prend : **6HA12 = 6,78  $\text{cm}^2$**

✚ **Vérification de la contrainte du sol :**

$$\sigma_s = \frac{N_s}{BL} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_s = \frac{696,18}{1,2 \times 2} = 290,07 \text{KN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 400 \text{KN/m}^2$$

**X.6.5) Ferrailage de la longrine :**

✓ **Le rôle des longrines :**

Une longrine est une poutre rectangulaire horizontale en béton armé qui assure la liaison transversale entre les poteaux au niveau des massifs de fondation et qui sert à répartir les charges (des murs supportés) ou à les reporter vers des appuis.

✓ **Dimensionnement :** Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art-10.1.1)** sont :

• (25 \_ 30)  $\text{cm}^2$  : Site de catégorie S2 et S3

• (30 \_ 30)  $\text{cm}^2$ : Site de catégorie S4

On adoptera pour notre cas une section de (25 X 30)  $\text{cm}^2$  (S3).

✓ **Calcul des armatures :**

✚ **Armatures longitudinales :**

D'après le RPA 99 modifié 2003 les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{KN}$$

**Avec :**

$N$  : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

$\alpha$  : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site Considérée. (Site : S3 ; zone IIa)

$\alpha = 12$  (zone IIa ; site3)

$$F = \frac{696,18}{12} = 58,02 \text{KN} \geq 20 \text{KN}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{58,02 \times 1000}{348} = 166,72 \text{ mm}^2 = 1,67 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimum exigé par le RPA est de 0,6 % de la section totale.

$$A_{\min} = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'armature longitudinale de : **A = 6HA12 = 6,78 cm<sup>2</sup>**

**✚ Les armatures transversales :**

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

On fixe les armatures transversales à des cadres de **Ø = 8 mm**

Donc : **A<sub>t</sub> = 2,01 cm<sup>2</sup>**

**✓ Espacement des cadres :**

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$$St \leq \min (20 ; 15 \text{ } \varnothing_l) \text{ cm.}$$

$$St \leq \min (20 ; 18) \text{ cm.}$$

On adoptera comme espacement des cadres **St = 15 cm.**

**Chapitre XI :**  
**Etude du mur plaque**

**XI.1. Introduction :**

Le mur plaque sera prévu au niveau de l'infrastructure pour reprendre les charges provenant de la poussée des terres.

L'épaisseur minimale exigée par le RPA 2003 (Article 10.1.2) est  $e_{\min} = 25$  cm, dans notre cas on optera pour une épaisseur de 25 cm.

il permet alors de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations.
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

 **Prescription du RPA 2003 :**

**a. Article 10.4.3 :**

La poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur est égale à :

$p_{ad} = \frac{1}{2} \times K_{ad} \times [1 \pm K_v] \times \gamma \times H^2$ , applique horizontalement à  $\frac{H}{2}$  au-dessus de la base de la semelle du mur .

Avec :

$K_{ad}$  : coefficient de la poussée dynamique donnée par :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2}$$

Avec :

$\gamma$  : Poids volumique du sol du remblai.

$\varphi$  : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

$\beta$  : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal.

$H$  : Hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce  $p_{ad}$

$$\theta : \arctg \frac{k_h}{(1 \pm k_v)}$$

$k_h = A$  : coefficient d'accélération de zone ( **Art 10.4.2**)

$k_v = \pm 0,3 \times k_h$  Contrainte verticale ( **Art 10.4.2**)

**b . Art 10.4.6 :**

Lorsque le remblai supporte une surcharge verticale uniforme  $Q$ , la poussée dynamique est égale à :

$$P_{ad}(Q) = k_{ad} (1 \pm k_{ad}) \frac{QH}{\cos \beta}, \text{ appliquée horizontalement à } \frac{H}{2} \text{ au-dessus de la base}$$

de la semelle du mur .

 **Caractéristiques du sol :**

- Poids spécifique :  $\gamma = 18 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement  $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion  $C = 0$
- $q = 5 \text{ KN/m}^2$

**✚ Détermination des sollicitations :**

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

$\sigma_h$  : Contrainte horizontale.

$\sigma_v$  : Contrainte verticale.

Calcul de l'état d'équilibre aux repos :

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma_v :$$

**A) à l'ELU :**

$$\sigma_h = k_0 \times (1,35 \times \gamma \times H + 1,5Q)$$

Avec :

$k_0$  : Coefficient de la poussée des terres au repos

$Q$  : Surcharge

$$k_0 = \operatorname{tg}^2 \left[ \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right] = 0,33$$

$$\text{Pour } H = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 2,475 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour } H = 4,08 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 35,2 \text{ KN/m}^2$$

**B)- Calcul dynamique :**

$$\sigma_h = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_v$$

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2}$$

$k_h = A = 0,15$  : coefficient d'accélération de zone ( Art10.4.2)

$$k_v = 0,0045$$

$$\theta = \operatorname{arctg} \frac{k_h}{1 \pm k_v} = 8,168^\circ$$

$$\beta = 0$$

$$k_{ad} = 0,74$$

$$\sigma_h = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_v = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \gamma \times H = 13,92H$$

$$\text{Pour } H = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour } H = 4,08 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 56,791 \text{ KN/m}^2$$

**✚ Conclusion :**

La charge maximale à prendre en compte dans le calcul est celle déterminée en calcul dynamique

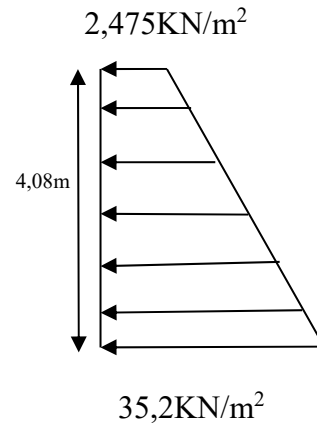
$$q_{\max} = \sigma_h (H = 4,08 \text{ m}) \times 1 \text{ m} = 56,791 \text{ KN/ml}$$

**A) à l'ELS :**

$$\sigma_h = k_{ad} \times (18h + q) \times \sigma_v = 6h + 1,665$$

$$q_{\max} = \sigma_h (H = 4,08 \text{ m}) \times 1 \text{ m} = 26,146 \text{ KN/ml}$$

$$q_s^{\max} = 26,146 \text{ KN/ml.}$$



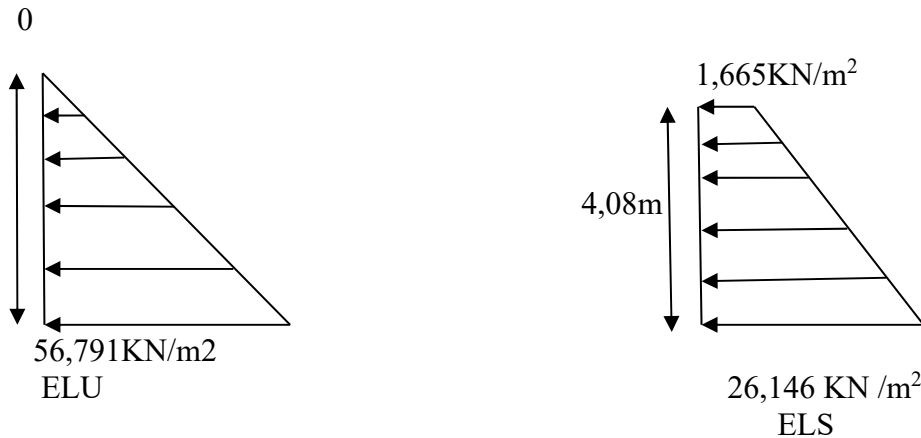


Fig XI-1) Diagramme des contraintes

**XI.2. Méthodes de calcul :**

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continu encastrées au niveau de la fondation et simplement appuyées sur le plancher supérieur et les poteaux. On effectuera le calcul pour une bande de 1m de longueur à l'état d'équilibre au repos et sous l'effet dynamique et on opte pour le ferrailage le plus défavorable.

**XI.2.1. Détermination des moments :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur les quatre appuis, et pour tenir compte de la continuité de la dalle, on affecte les moments sur appuis par la valeur 0,5 et en travée par la valeur 0,75

Identification des panneaux :

$$l_x = 4,08 \text{ m}$$

$$l_y = 4,30 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,948$$

$$0,4 \leq \alpha \leq 1$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\alpha = 0,948$$

$$\mu_x = 0,0419$$

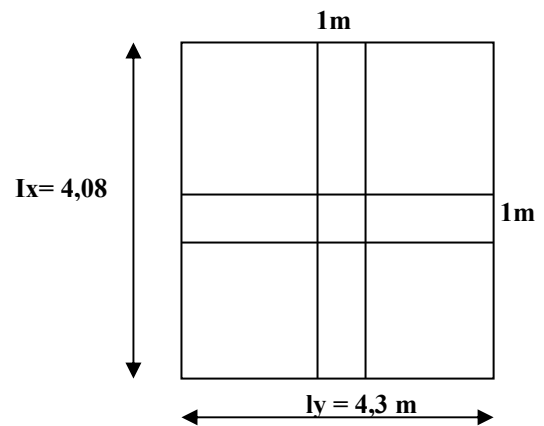
$$\mu_y = 0,864$$

**Dans le sens X-X :**

$$M_{ux} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 39,61 \text{ KN.m}$$

**Dans le sens Y-Y :**

$$M_{uy} = \mu_y \times M_{ux} = 31,64 \text{ KN.m}$$



**XI.2.2. Détermination des armatures :**

Le ferrailage se fait pour une bande de 1 ml.

$$H = 25 \text{ cm}$$

$$d = 22 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0,10\%.B = 2.5\text{cm}^2 \text{ (RPA 2003/ART 10.1.2)}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \quad A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{St}}$$

**Sens X-X :**

	Appuis	Travées
Mu (KN.m)	19,805	29,71
$\mu_b$	0.028	0.043
$\beta$	0.986	0.979
$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	2.62	3,96
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	2.5	2.5
$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	4.52	7.70
Choix des barres	5HA12	5HA14
Espacement (cm)	20	20

**Sens YY :**

	Appuis	Travées
Mu (KN.m)	15,82	23,73
$\mu_b$	0,023	0,036
$\beta$	0.989	0.982
$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	2,30	3,58
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	2.5	2.5
$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	4.52	7.70
Choix des barres	5HA12	5HA14
Espacement (cm)	20	20

**Tableau XI .1. Calcul des armatures à l'ELU**

**XI.2.3. Vérification à l'ELS :**

$$q_s^{\max} = 26,146 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination des moments :**

$$M_{sx} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0491 \times 26,146 \times (4,08)^2 = 21,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = \mu_y \times M_{sx} = 21,37 \times 0,906 = 19,36 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier que:

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :  $\sigma_b = k \sigma_s$

$$\sigma_b = \frac{S_1}{KI}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sxx}}{S_1 \times A_s \times d} ; \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Le résumé du calcul sera donné dans le tableau suivant :

**Sens X-X :**

Moments (KN.m)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observation
$M_a = 10,685$	15	348	2,16	115,9	Vérifié
$M_t = 16,02$	15	348	2,64	104,15	Vérifié

**Sens Y-Y :**

Moments (KN.m)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observation
$M_a = 9,68$	15	348	1,944	104,00	Vérifié
$M_t = 14,52$	15	348	2,92	156,00	Vérifié

**Tableau XI .2. Vérification des contraintes dans le béton**

# *Conclusion*

Ce projet de fin de cycle qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation, est la première expérience qui m'a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de ma formation théorique.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, m'ont conduit à se documenter et à étudier des approches méthodiques que je n'ai pas eu le privilège d'aborder durant le cursus, cela m'a permis d'approfondir d'avantage mes connaissances en génie civil.

J'ai aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), je citerai l'ETABS, AutoCAD ; que j'ai appris à appliquer durant l'élaboration de ma thèse.

Ce travail est une petite contribution avec laquelle j'espère qu'elle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

# *Bibliographies*

✚ "Cours de béton armé B.A.E.L.91: calcul des éléments simples et des structures en béton armé"

✚ "Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A93". Document technique réglementaire D.T.R.-B.C.2-41.

✚ " B.A.E.L.91 : Règles techniques de conception et de calcul et constructions des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites"

✚ "Règles parasismiques algériennes R.P.A99/version 2003". Document technique réglementaire D.T.R.-B.C.2-48.

✚ DTR B.C.2.2 : « Charges permanentes et charges d'exploitations » CGS, Alger 1989.

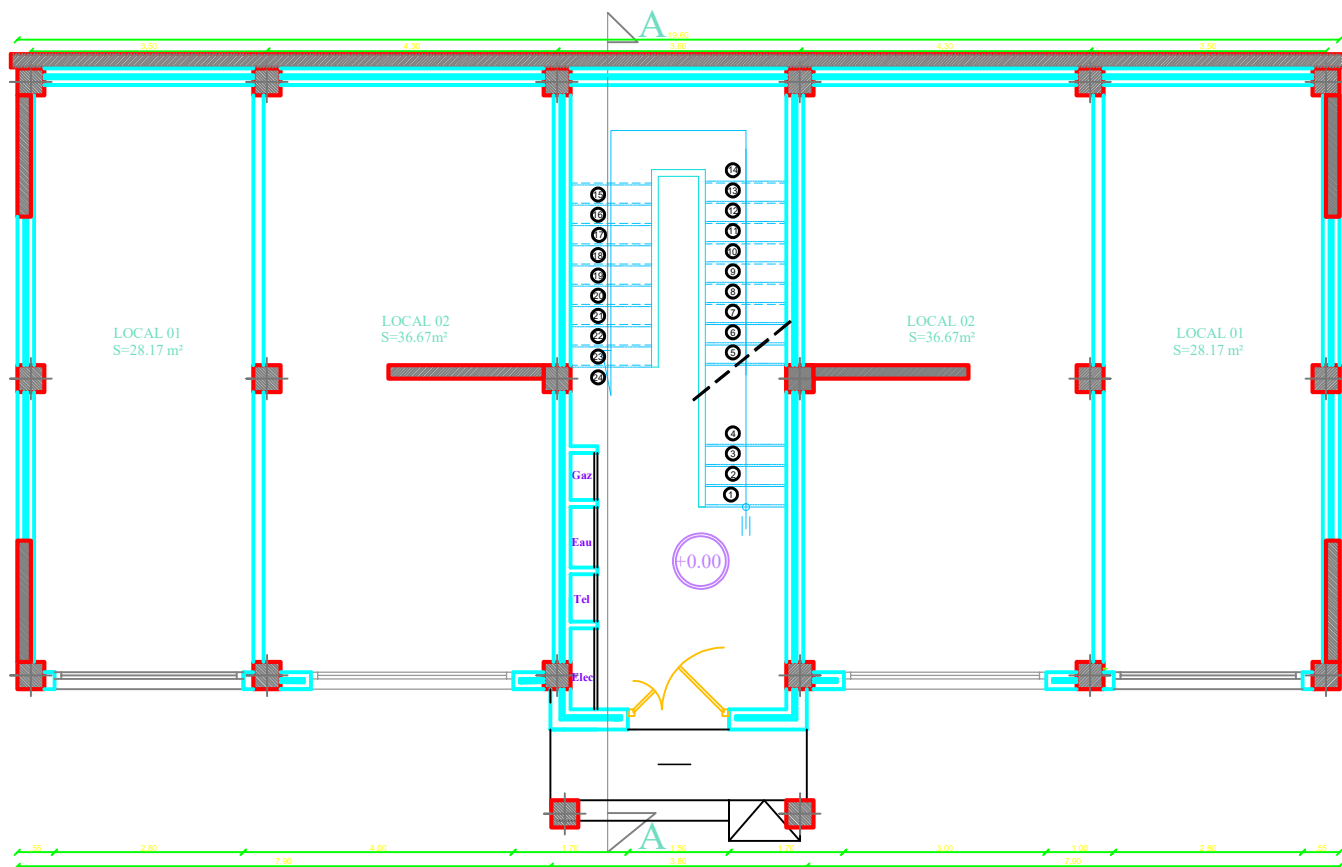
✚ « Cours de bâtiment, U.M.M.T.O ».

✚ « Mémoires traités master 2, U.M.M.T.O ».

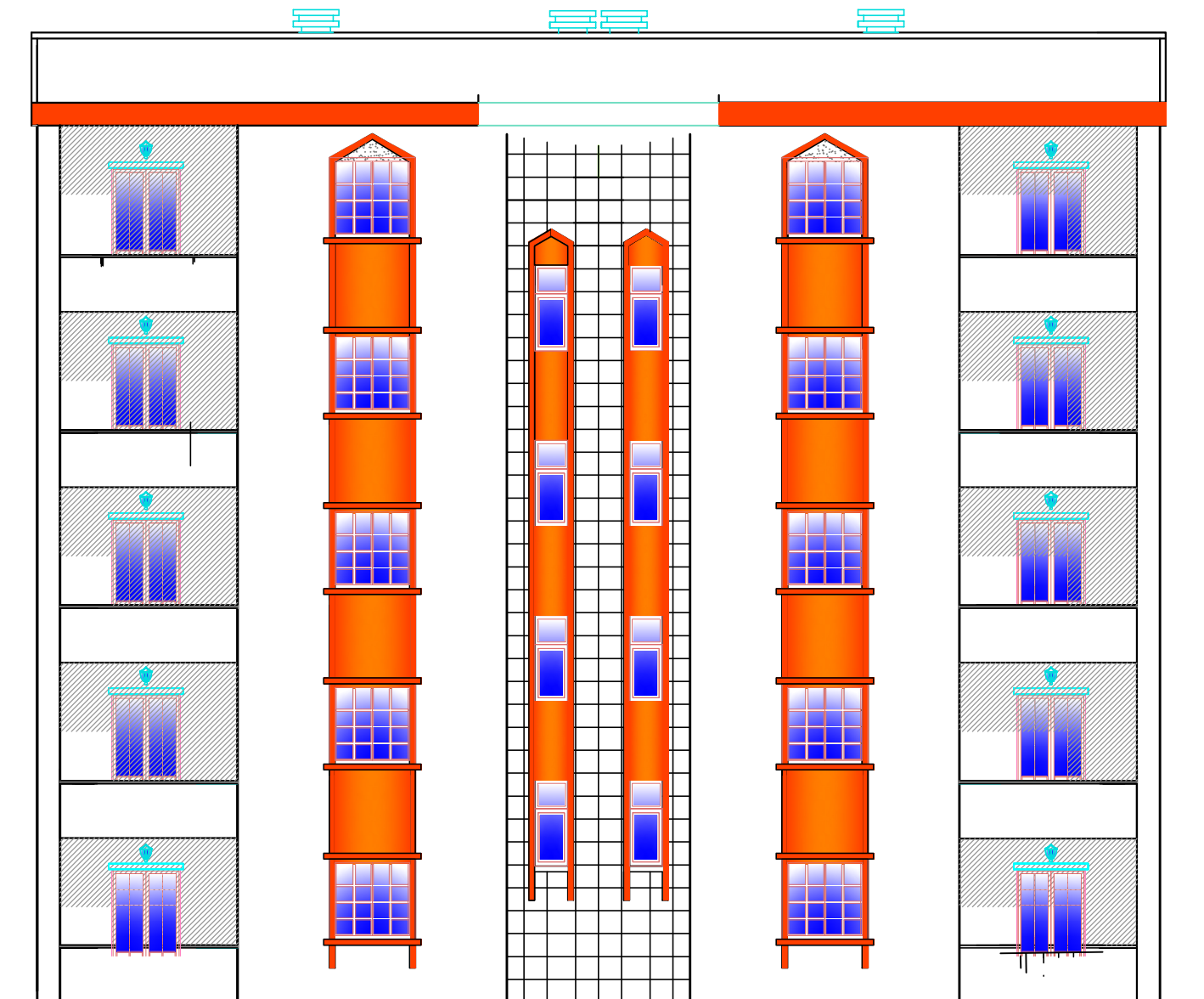
✚ « Cours MDS , U.M.M.T.O »

✚ «Recherche globale sur internet».

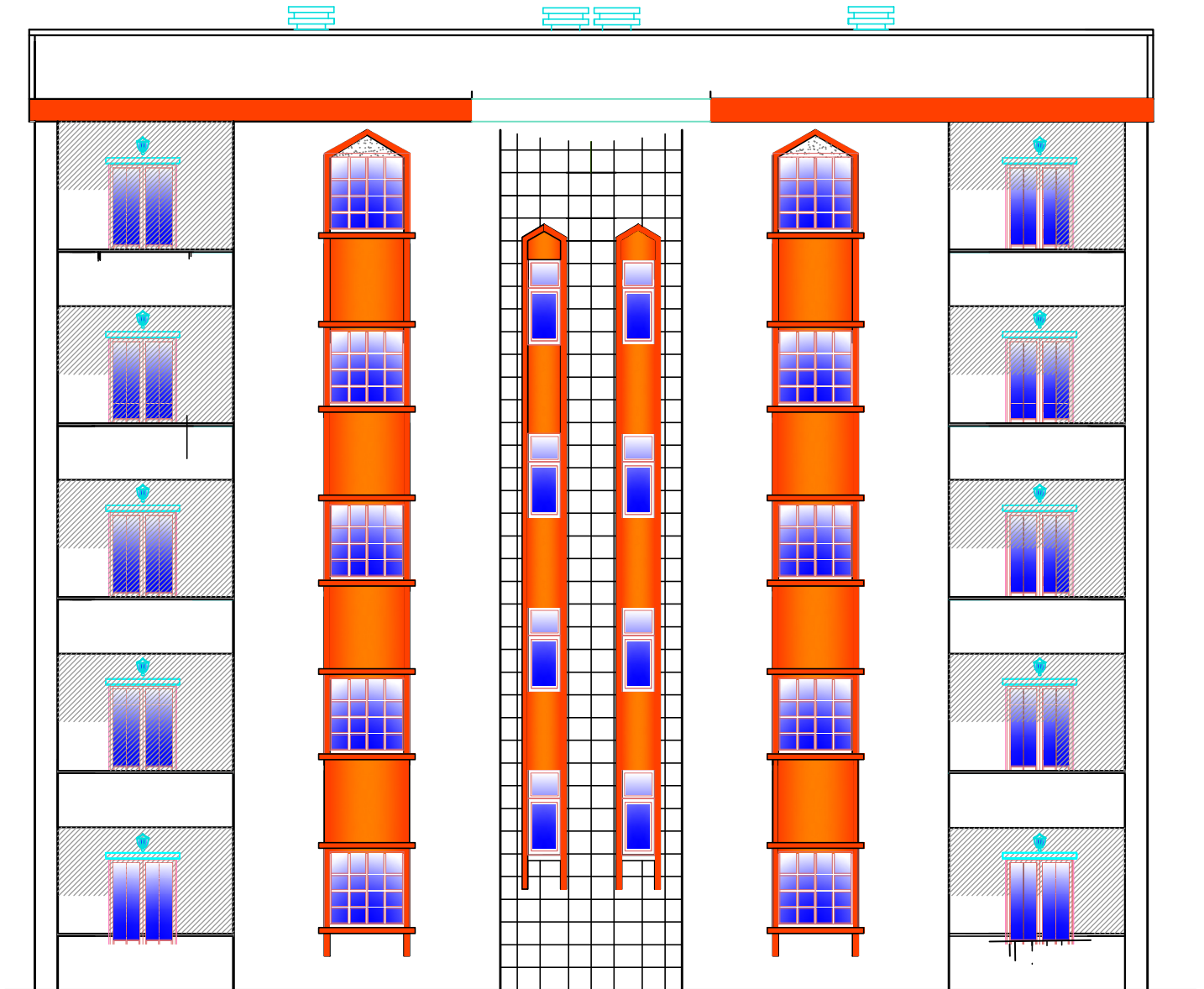
✚ « Cours de résistance des matériaux, U.M.M.T.O ».



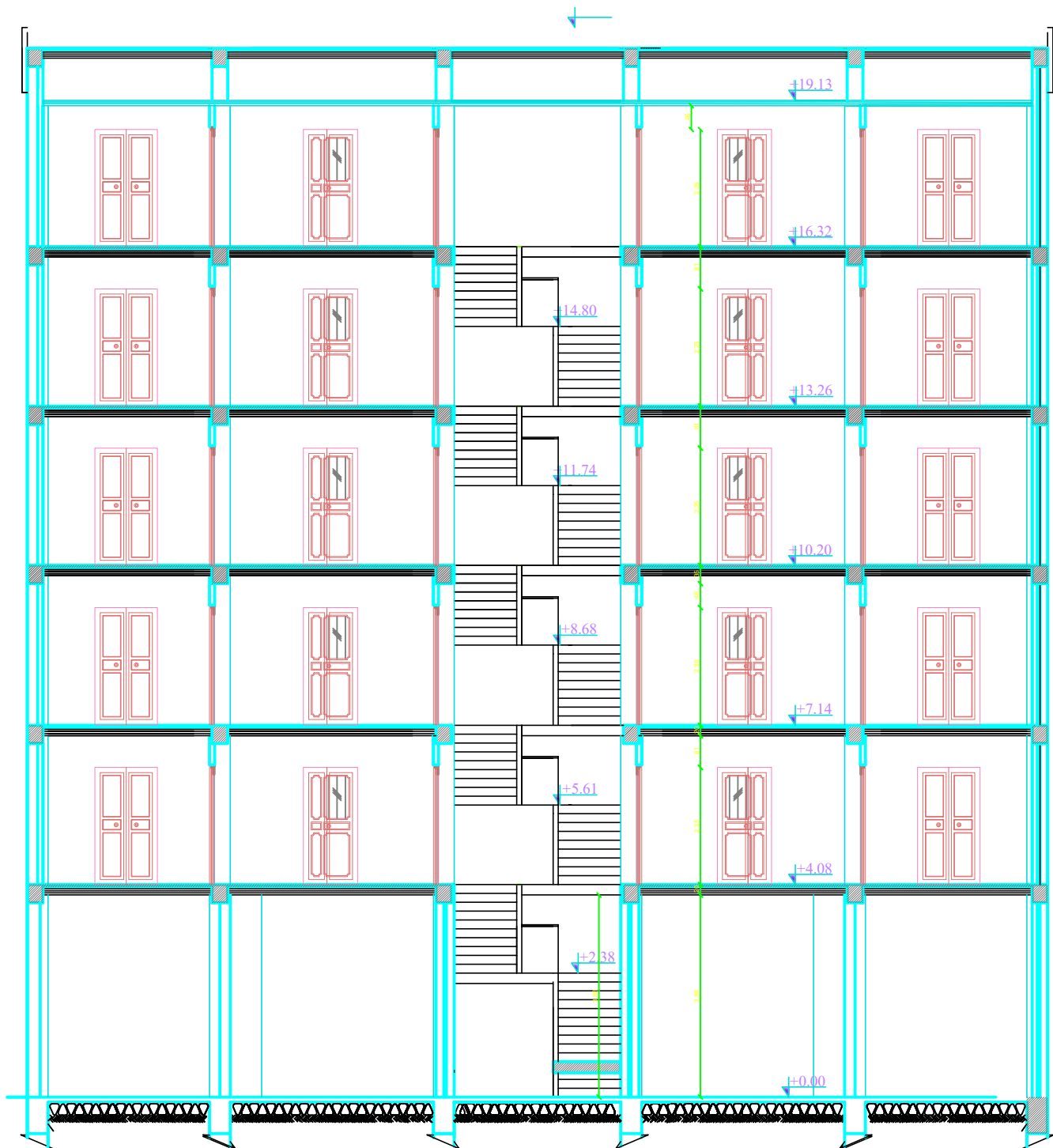
PLAN DU R.D.C



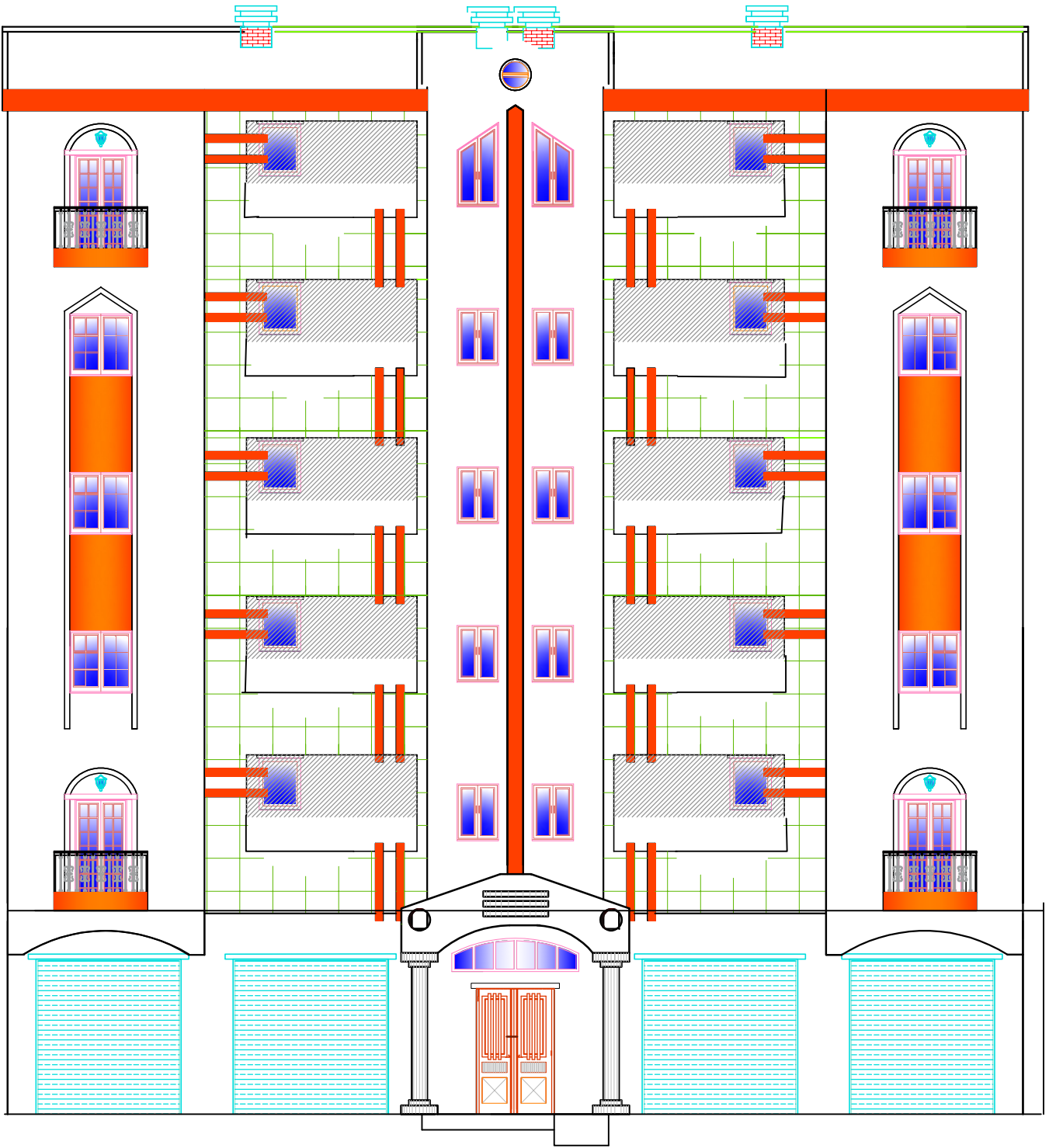
FAÇADE POSTERIEURE



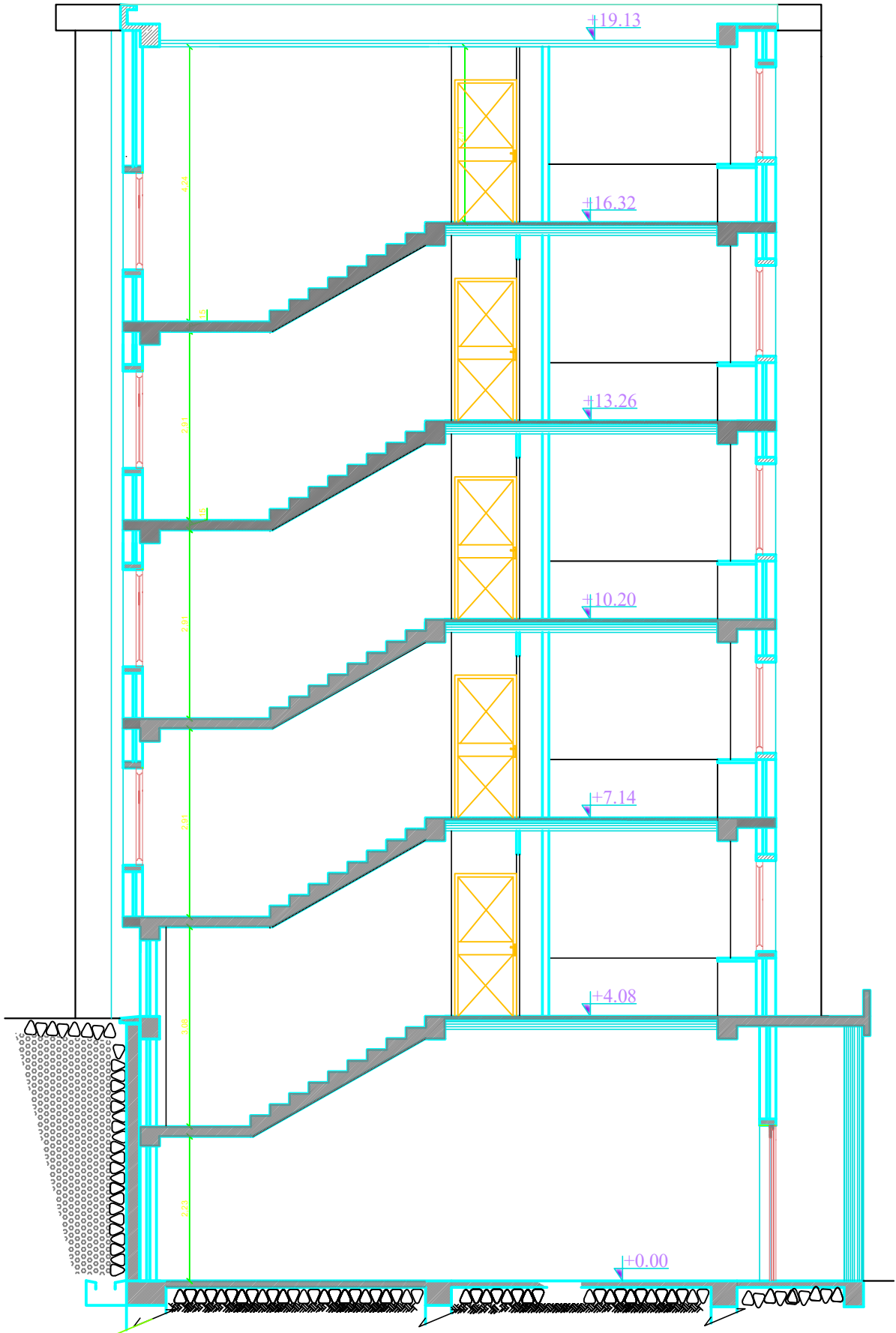
FAÇADE POSTERIEURE



COUPE B-B

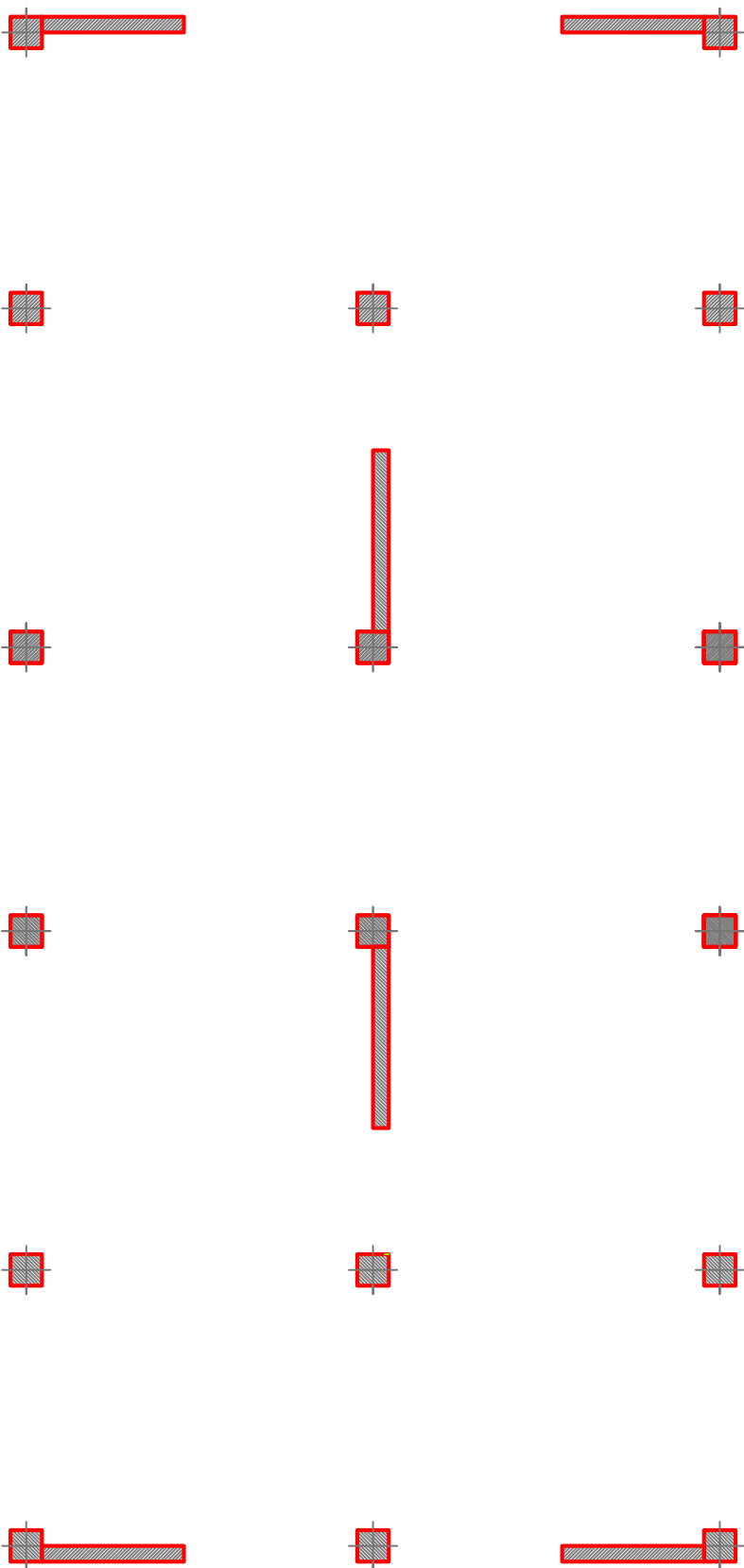


FAÇADE PRINCIPALE

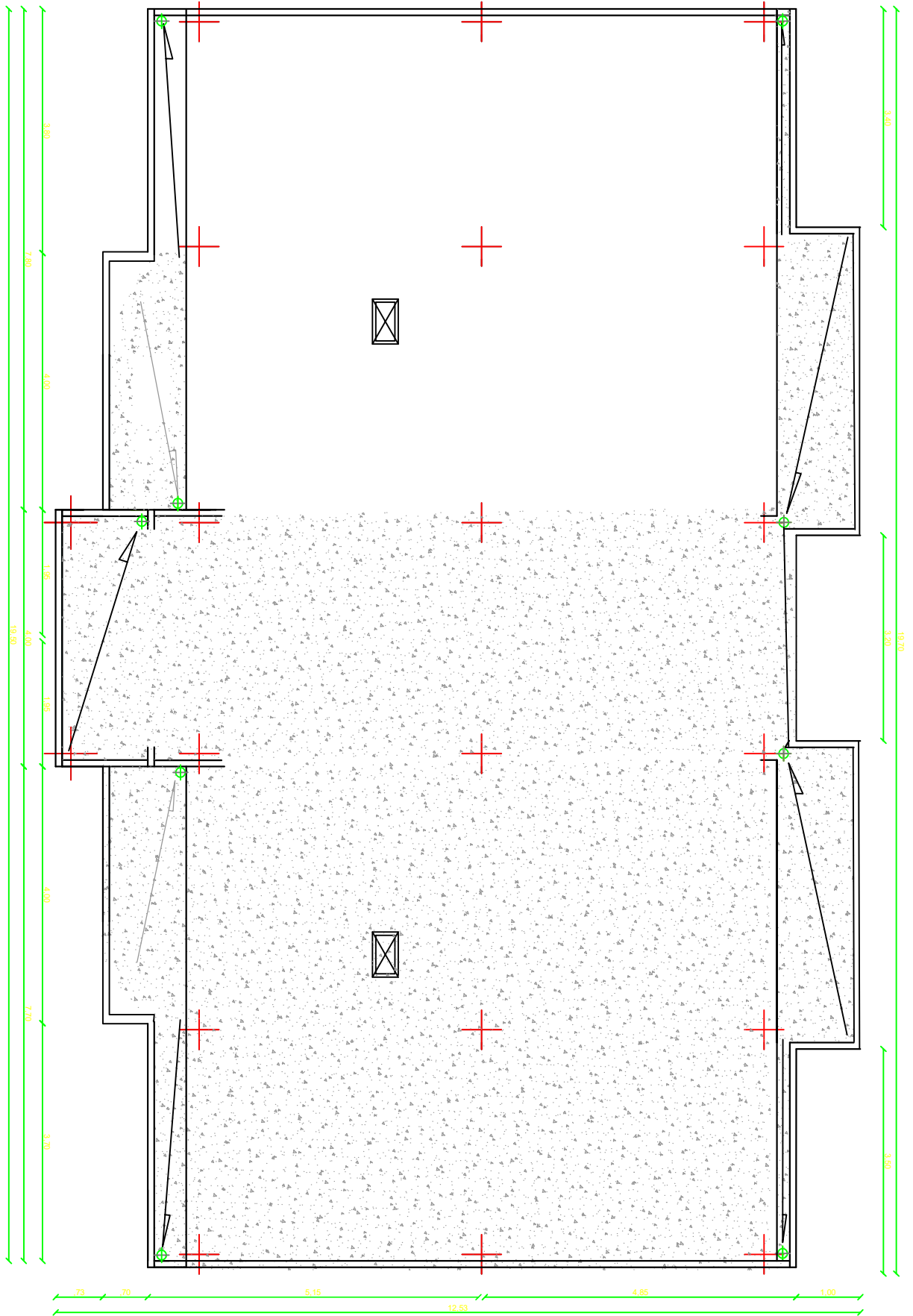


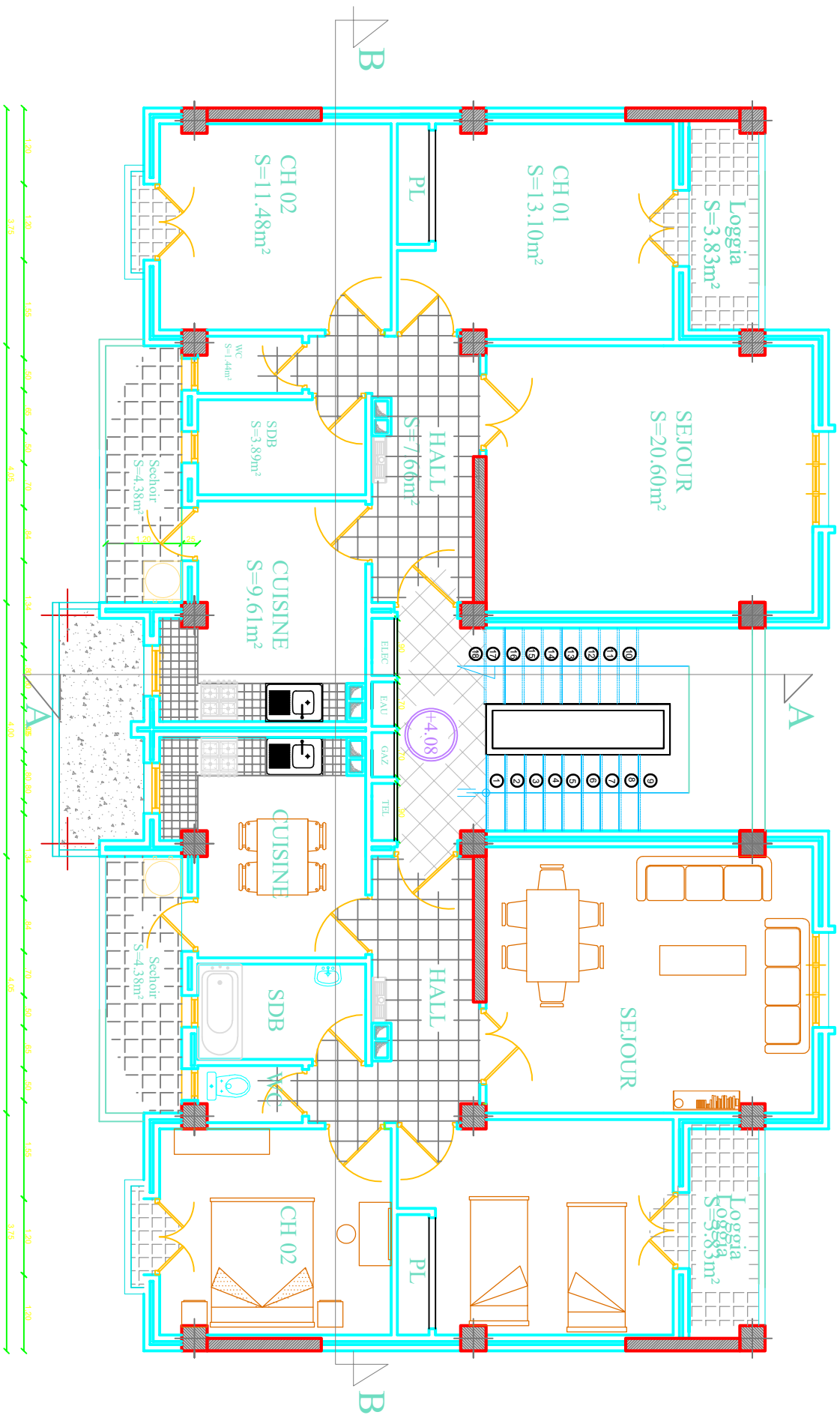
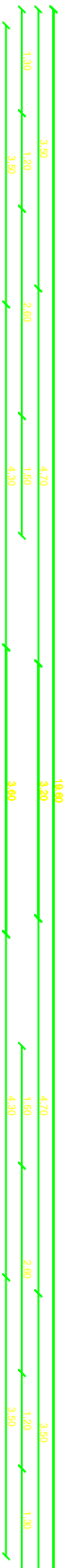
COUPE A-A

# Disposition des voiles



# PLAN DE TOITURE



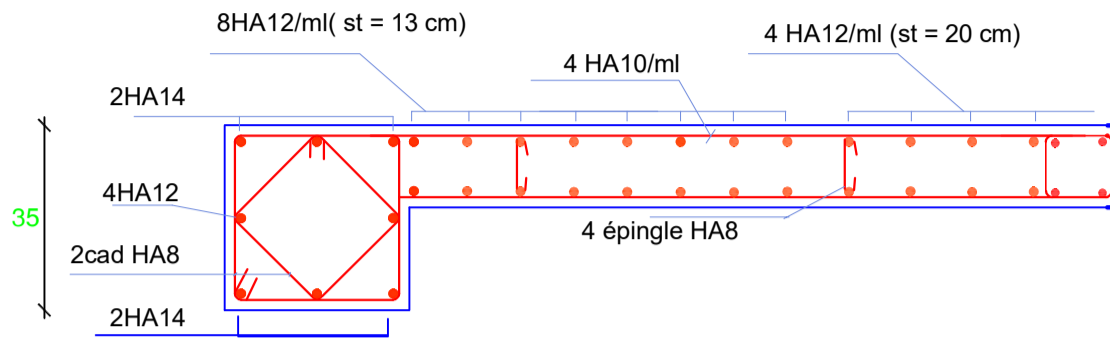


# PLAN 1er et 5ème ETAGE

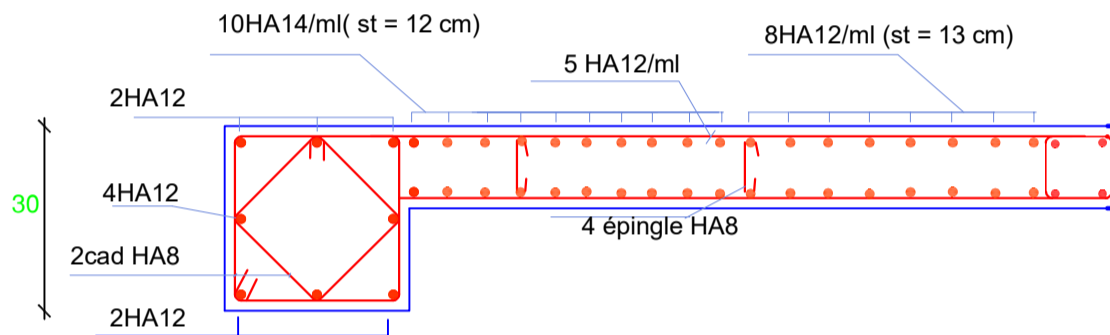


## -COFFRAGE FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAUX-

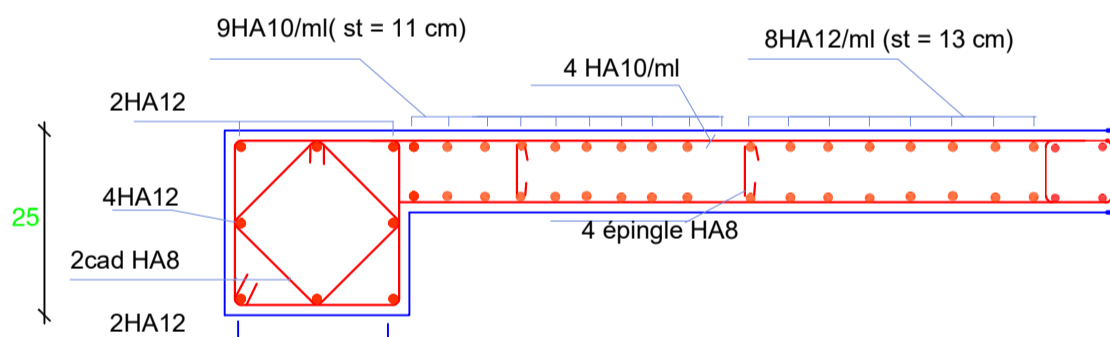
Voile VL1 en zone I



Voile VL1 en zone II



Voile VL1 en zone III



**Nota:**

- Zone I : RDC
- Zone II : 1ème ,2ème, 3ème étage
- Zone III: 4ème, 5ème étage

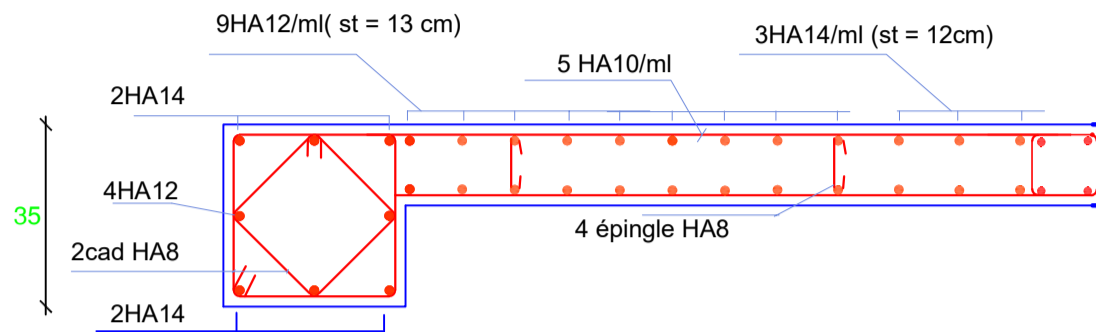
**UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI-OUZOU**  
**Faculté du Genie de la Construction**  
**Département de Génie Civil**

**-Coffrage et ferrailage des voiles longitudinaux-**

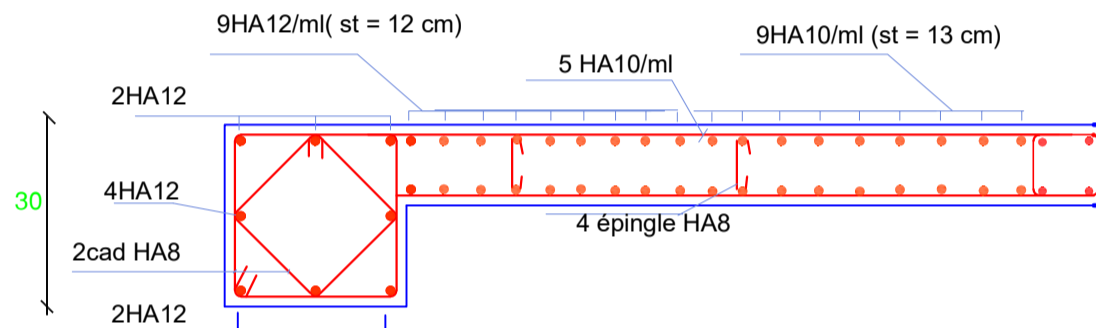
<u>Proposé par:</u>	BET: C.E.A.T	2018/2019
<u>Présenté par:</u>	Melle: SEHAKI DJEDJIGA	Plan:
<u>Encadré par:</u>	Mm : IDRES	Echelle:1/100

## -COFFRAGE FERRAILLAGE DES VOILES TRANSVERSAUX-

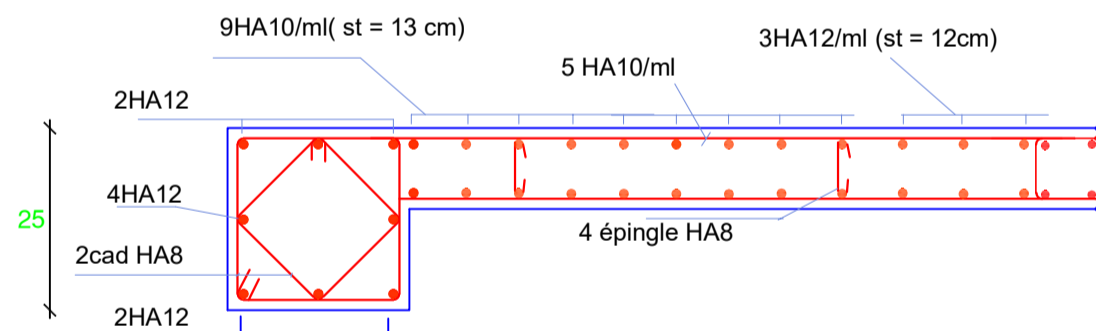
Voile VT1 en zone I



Voile VT1 en zone II



Voile VL1 en zone III



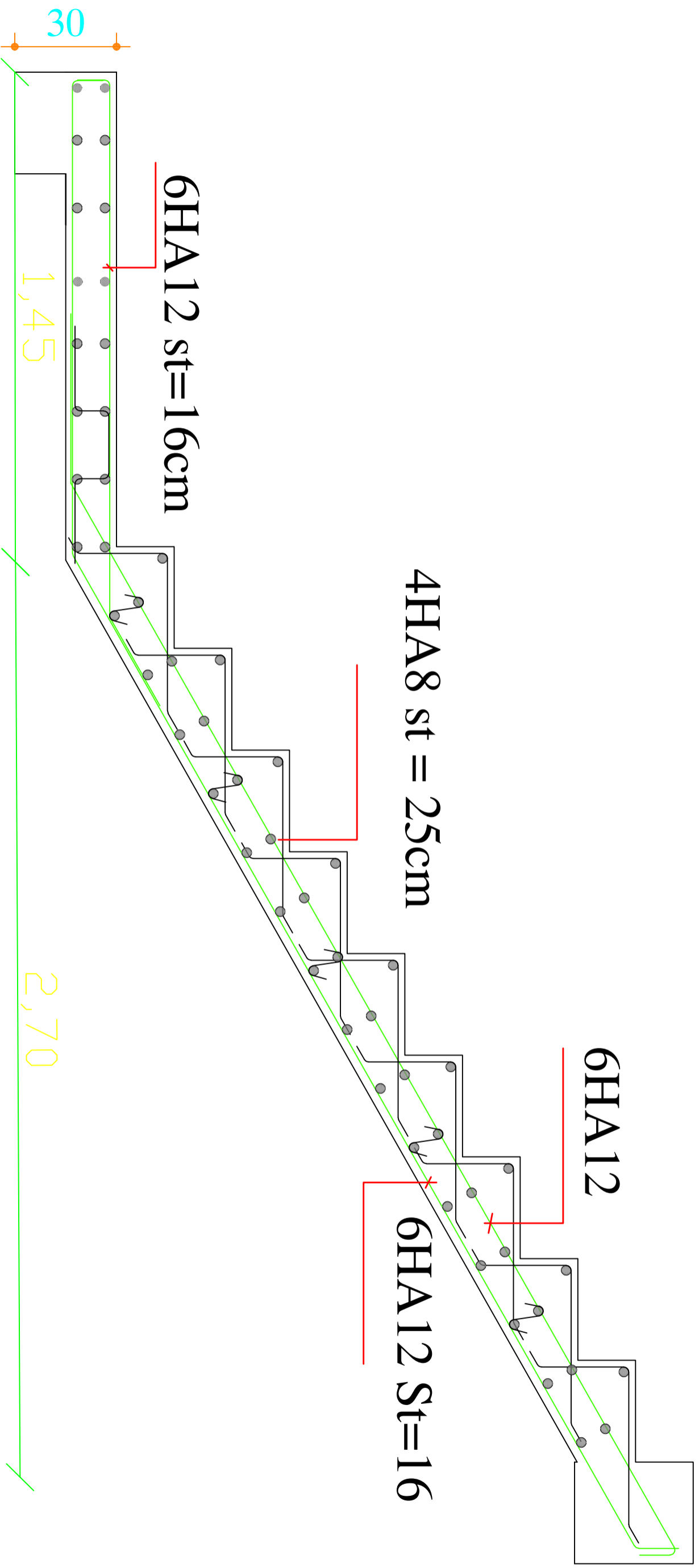
**Nota:**

- Zone I : RDC
- Zone II : 1ème ,2ème, 3ème étage
- Zone III: 4ème, 5ème étage

**UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI-OUZOU**  
**Faculté du Genie de la Construction**  
**Département de Génie Civil**

**-Coffrage et ferrailage des voiles transversaux-**

<u>Proposé par:</u>	BET: C.E.A.T	2018/2019
<u>Présenté par:</u>	Melle: SEHAKI DJEDJIGA	Plan:
<u>Encadré par:</u>	Mm : IDRES	Echelle:1/100:



République algérienne démocratique et populaire  
 Université Mouloud MAMMERRI de T.O  
 Faculté du génie de la construction  
 Département du génie civil

PROJET: Etude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation

PARTIE DU PROJET : Ferrailage d'escalier

Etudie par : SEHAKI DJEDJIGA

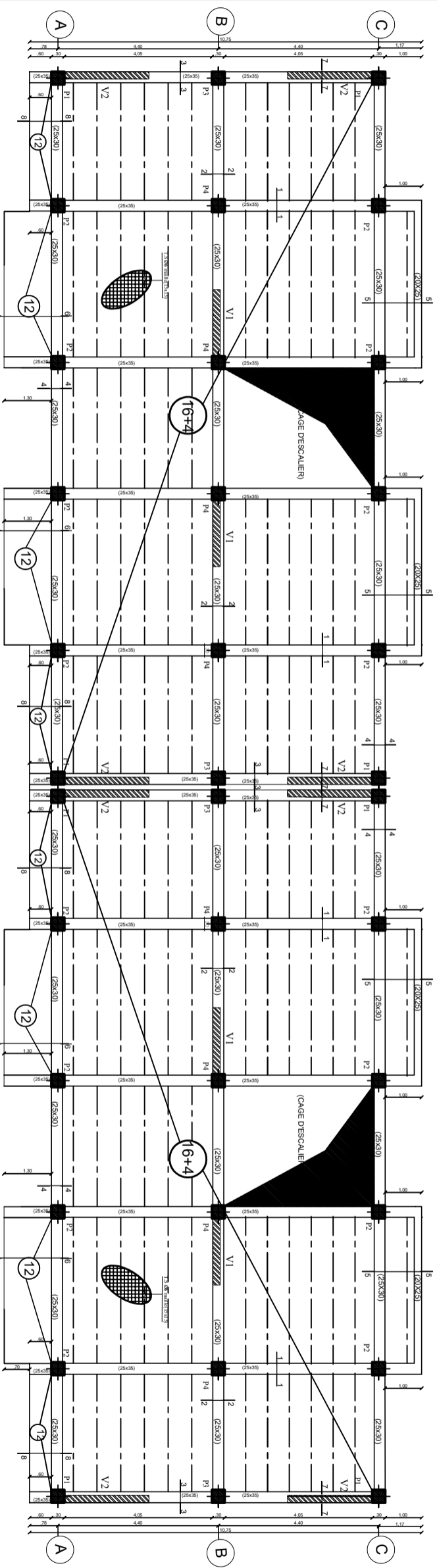
PLAN : 2

Dirigé par : Mme IDRES

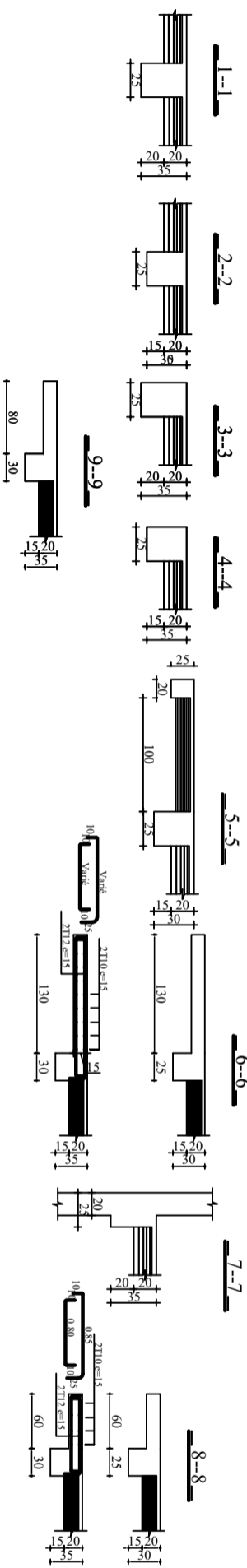
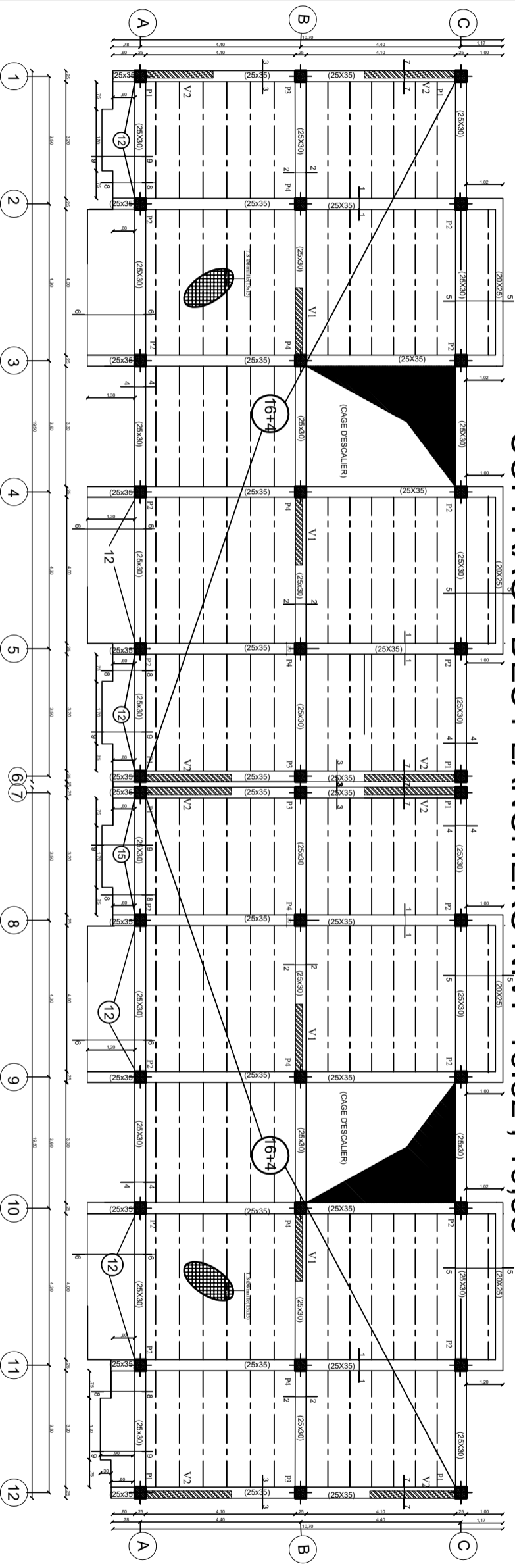
Echelle : 1/50

2018/2019

# COFFRAGE DES PLANCHERS NIV:+7, 14 , +10.20,+13.26,



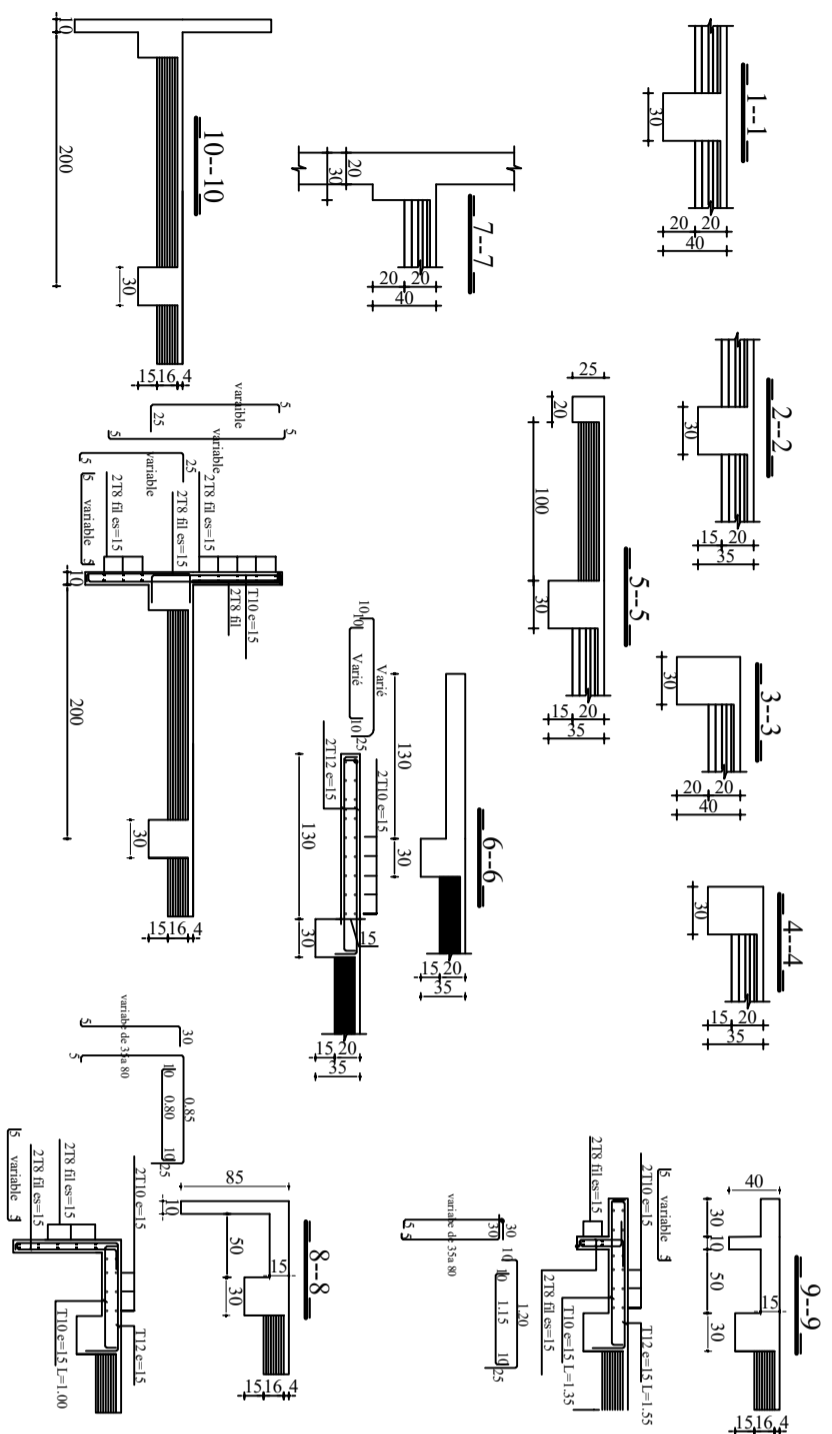
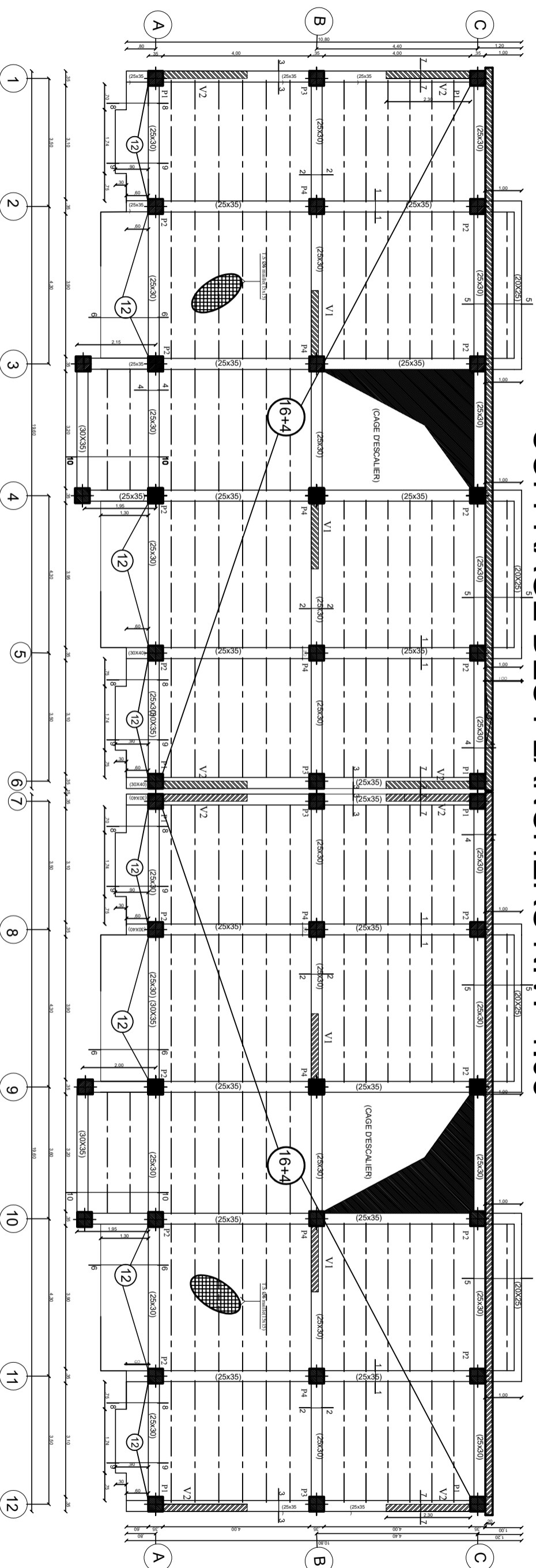
## COFFRAGE DES PLANCHERS NIV:+16.32 ; 19,38



République algérienne démocratique et populaire  
 Université Koukdou Khammou de T.O  
 Faculté de génie de la construction Département  
 de génie civil

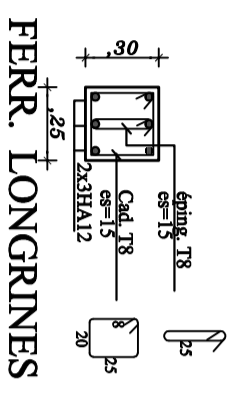
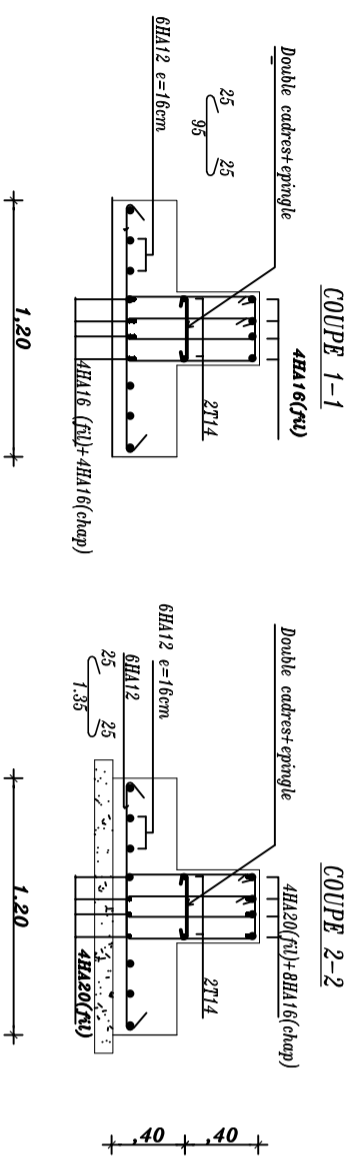
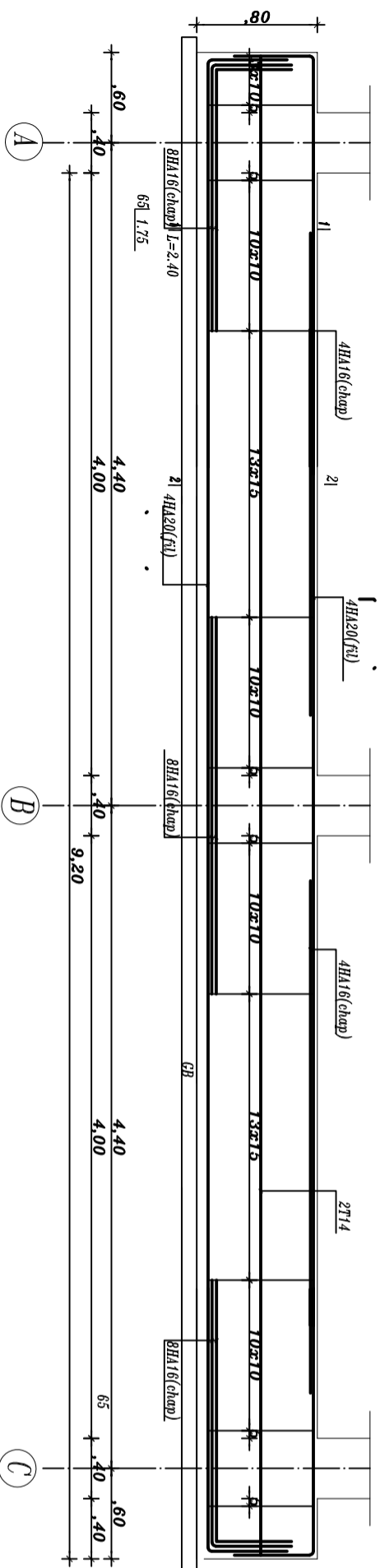
Rédigé par : <b>Mme IDRES</b>	PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS	Echelle : 1/20	Date : 20/10/19
Étudié par : <b>SERAKI DJEDJICA</b>			

# COFFRAGE DES PLANCHERS NIV:+4.08



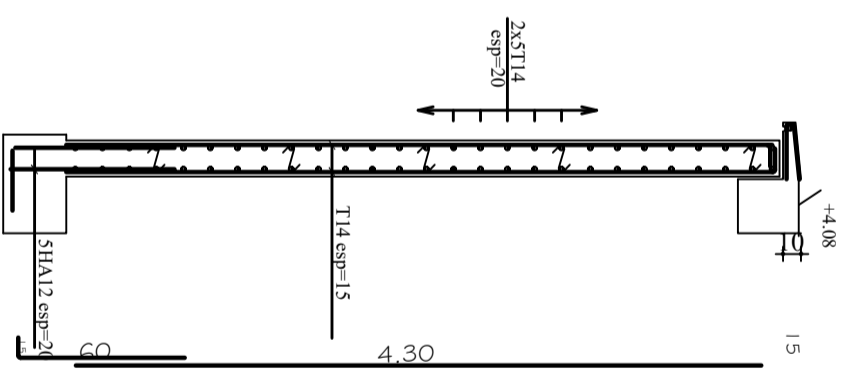
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil	
Dirigé par : Mme IDRES	PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS
Etudié par : SEHAKI DJEDJIGA	Echelle 1/50 2019

SEMELLE FLANTEE SF1



FERR. LONGRINES

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Dirige par:		Plan De ferrailage Des Fondations
Mme IDRES		
Etude par :		Echelle 1/50 2019
SEHAKI DJEDJGA		

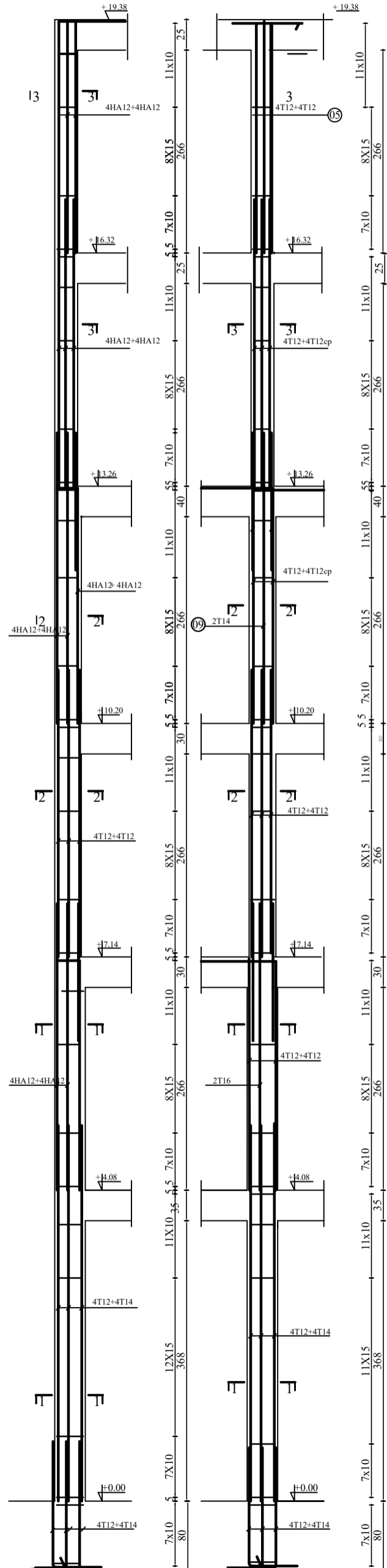


République algérienne démocratique et populaire  
 Université Mouloud Mammeri de T.O  
 Faculté de génie de la construction Département  
 de génie civil

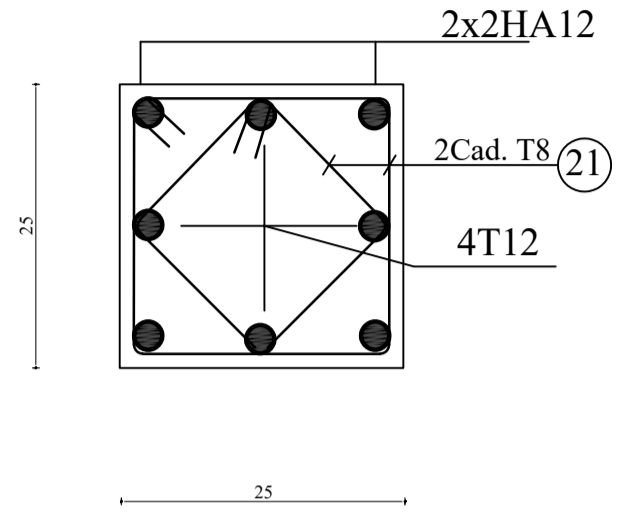
Dirigé par:  
 Mme IDRES  
 Plan De ferrailage Du  
 Mur plaque

Etudié par :  
 SEHAKI DJEDJIGA  
 Echelle 1/50  
 2019

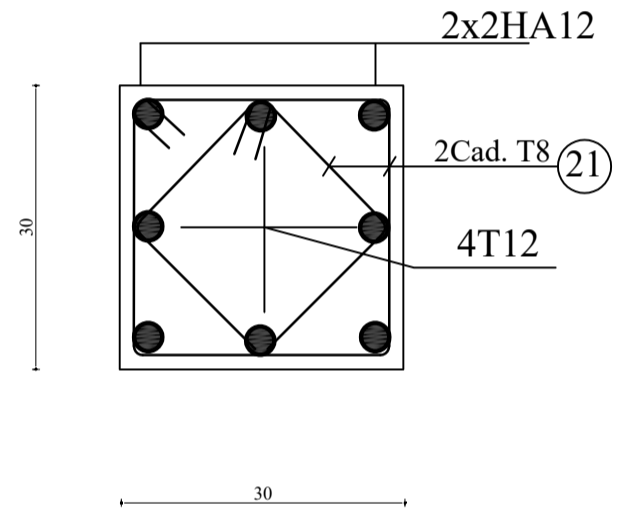
# FERR. DES POTEAUX



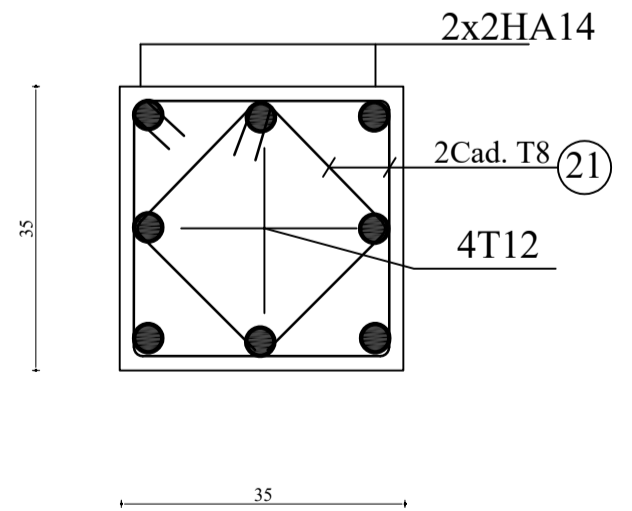
-3-3



2-2



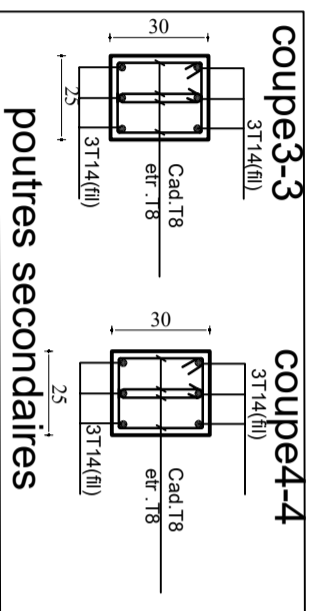
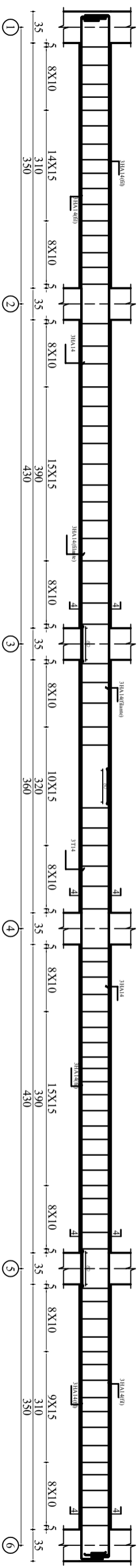
-1-1



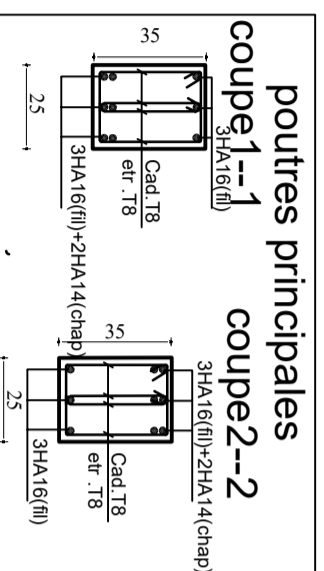
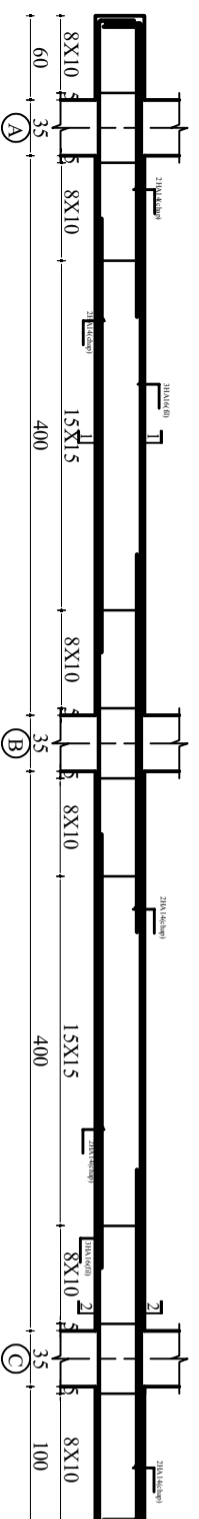
République algérienne démocratique et populaire  
 Université Mouloud Mammeri de T.O  
 Faculté de génie de la construction Département  
 de génie civil

Dirige par: Mme IDRES	PLAN DE ferrailage DES Poteau	
Etudie par : SEHAKI DJEDJIGA	Echelle :1/25	2019

# Ferrailage des poutres secondaires AXE A et C NIV +4.08;+7.14;+10.20;+13.26;+16.32;+19.38



# Ferrailage des poutres principales AXE 2,5,8 et 11 NIV+4.08;+7.14;+10.20;+13.26;+16.32;+19.38



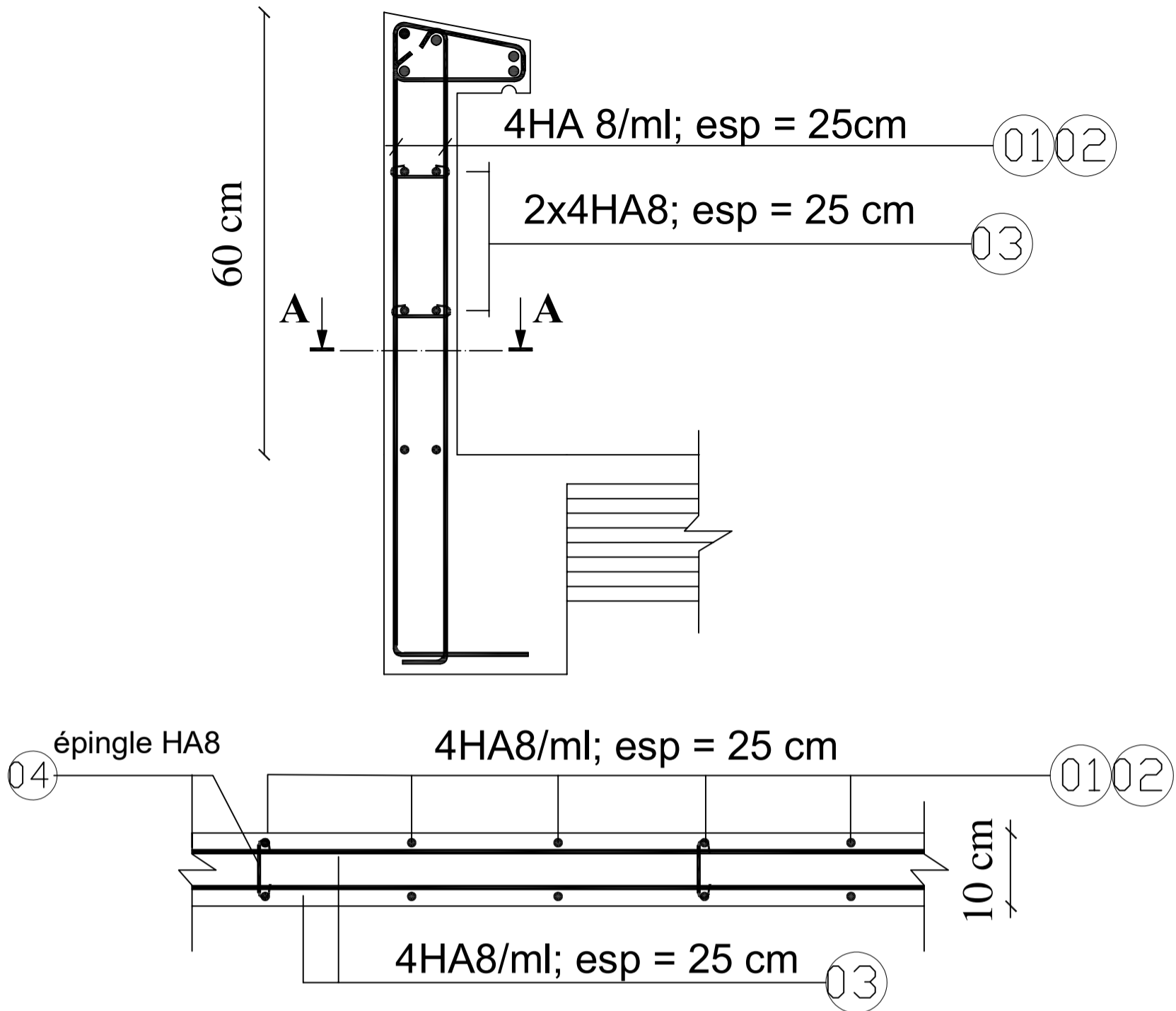
République algérienne démocratique et populaire  
 Université Mouloud Mammeri de T.O  
 Faculté de génie de la construction Département  
 de génie civil

Dirigé par:  
 Mme IDRESS

Etudié par :  
 SEHAKI DJEDJICA

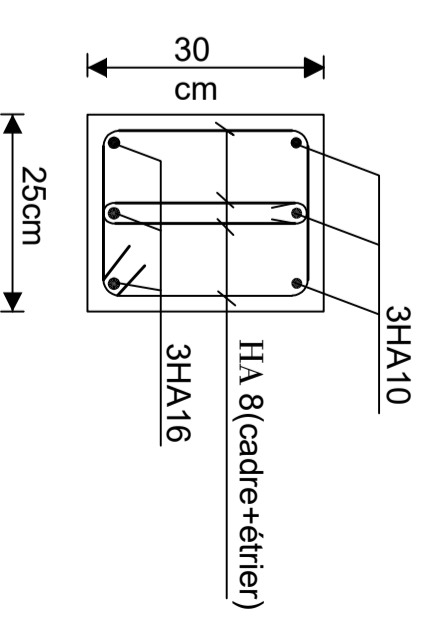
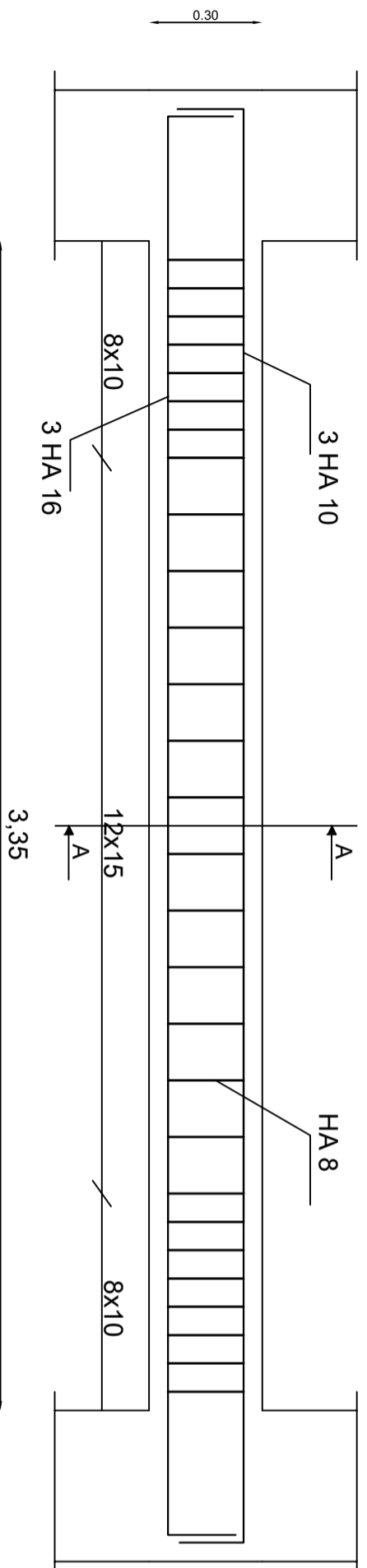
PLAN DE ferrailage DES  
 poutres et poutrelle

Echelle 1/50  
 2019



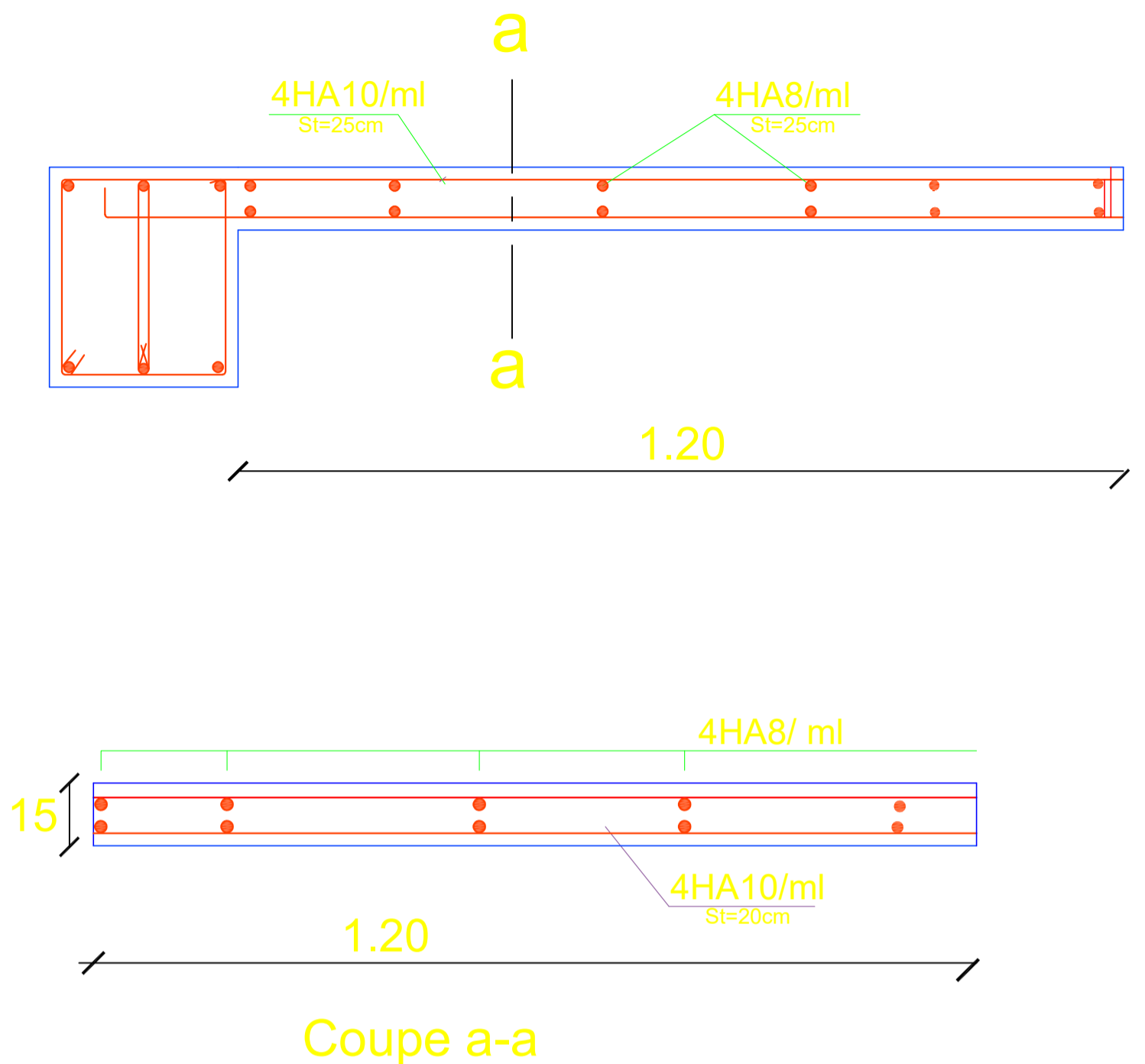
**Coupe A-A**

<b>République algérienne démocratique et populaire</b> <b>Université Mouloud MAMMARI de T.O</b> <b>Faculté du génie de la construction</b> <b>Département du génie civil</b>	
<b>PROJET: Etude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation</b>	
<b>PARTIE DU PROJET : Ferrailage de l'acrotère</b>	
<b>Etudie par : SEHAKI DJEDJIGA</b>	<b>PLAN : 1</b>
<b>Dirigé par : Mm: IDRES</b>	<b>Echelle : 1/100</b>
	<b>2018/2019</b>



Coupe A-A

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		<b>proposé par</b>  <b>B.E.T</b>
<b>Etudié par</b> Melle: SEHAKI DJEDJIGA	<b>Plan de Ferrailage</b> <b>de la poutre palière</b>	<b>Echelle: 1/50</b>
<b>Dirigé par</b>	<b>Mm IDRES</b>	<b>PROMOTION</b> <b>2018/2019</b>

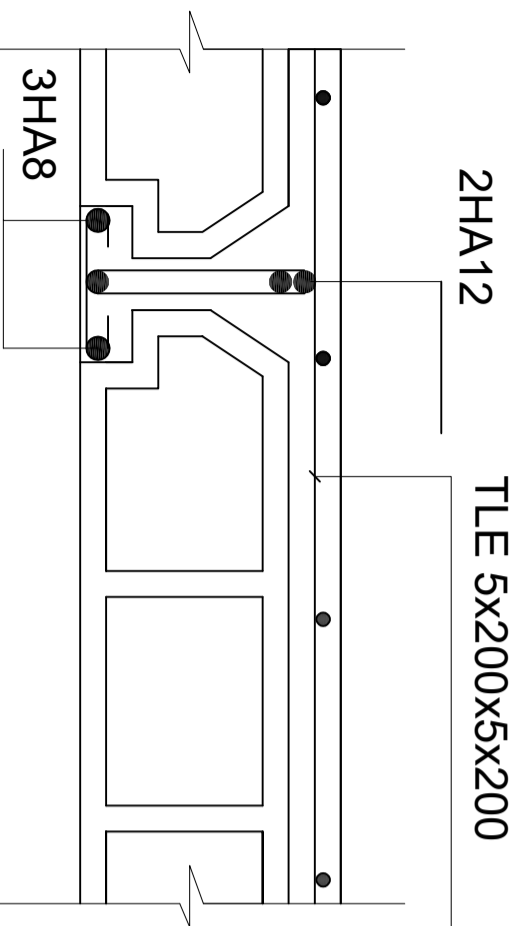
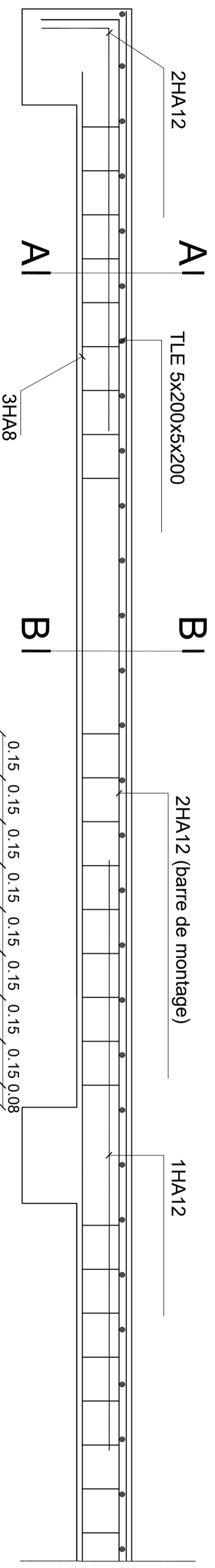


**-COFFRAGE FERRAILLAGE DU BALCON-**

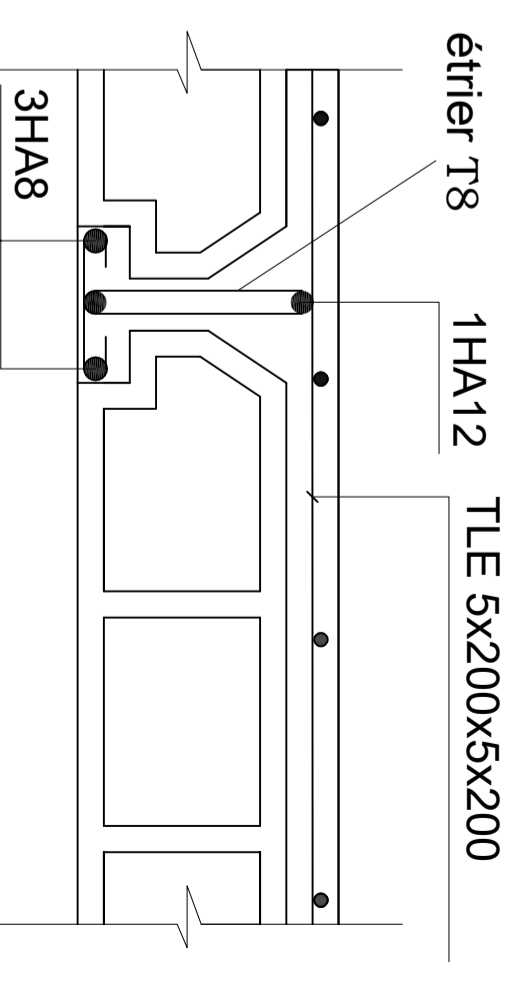
**UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI-OUZOU**  
**Faculté du Genie de la Construction**  
**Département de Génie Civil**

**-Coffrage et ferrailage du balcon-**

<u>Présenté par:</u>	Melle: SEHAKI DJEDJIGA	Plan:
<u>Encadré par:</u>	Mm IDRES	Echelle:1/100



Coupe A-A



Coupe B-B

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par <b>B.E.T</b>
Etudié par Melle SEHAKI DJEDJIGA	Plan de ferrailage du plancher	Echelle: 1/50
Dirigé par Mm IDRES		PROMOTION 2018/2019