

**EPUBLIQUE 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'études**

**Présenté en Vue d'Obtention du Diplôme de Master**  
**Spécialité : Génie Civil**  
**Option : Construction Civile et Industrielle**

### **THEME**

**Etude d'un bâtiment (R+5+e sol) à  
usage d'habitation et commerce  
contreventée par portique et voiles**

**Présenté par :**

**HAMRANI Lydia**

**HAMDIDI Abdenour**

**Devant le jury composé de :**

<b>Mr MEGHLAT</b>	<b>Maitre de conférence (B)</b>	<b>UMMTO</b>	<b>Président</b>
<b>Mme MOBAREK</b>	<b>Maitre assistante (A)</b>	<b>UMMTO</b>	<b>Rapporteur</b>
<b>Mme ALKAMA</b>	<b>Maitre assistante (A)</b>	<b>UMMTO</b>	<b>Examineur</b>

**Promotion  
2018/2019**

## **Remerciements**

*Nous tenons à remercier en premier DIEU le tout puissant de nous avoir accordé la force, le courage et la volonté afin de pouvoir accomplir ce modeste travail.*

*Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements et notre profonde gratitude à notre promotrice M<sup>me</sup>. **MOBAREK Houria.**, Maître assistante (A), à l'université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou (UMMTO) pour avoir accepté de nous encadrer dans la réalisation de notre projet de fin d'étude et de n'avoir jamais lésiné à nous prodiguer conseils et assistance pour la bonne réalisation de celui-ci.*

*Nos remerciements vont à M. **MEGHLAT Elmahdi.**, Maître de conférences (B) à l'UMMTO, pour avoir accepté de présider le jury de soutenance de notre mémoire de fin d'étude*

*Nous sommes reconnaissants à M<sup>me</sup>. **ALKAMA Farida.**, Maître assistante (A) à l'UMMTO, d'avoir accepté de siéger dans ce jury et d'avoir donné de leur temps pour examiner notre travail.*

*Toute notre gratitude à M. **HAMICHE Mdjid**, le gérant du bureau d'études "BETHAMICHE" pour nous avoir grand ouvert la porte de son bureau et qui nous a soutenu moralement autant que matériellement.*

*Nous tenons à remercier particulièrement nos amies **HAMRANI Tinhinane** et **SAIDI Sabrina**, qui nous a apporté une grande aide dans la mise en forme de notre travail.*

*Nos remerciements vont à tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail :*

- \* A mes précieux parents « Allaoua et Ferroudja » pour leur exprimer tout le respect et l'amour que j'ai pour eux et pour leurs témoigner ma reconnaissance pour tous les efforts et sacrifices qu'ils ont entrepris à mon égard ;*
- \* A mes très chères sœurs : Salîha, Fatima et son conjoint Moussa ;*
- \* A mon très cher petit frère Bilal ;*
- \* A mes très chers frères : Hanafi et lyazid ainsi que tous les membres de leurs petites familles (Samia, Safia, Allaou, Djalîl, Dal'ya et Mayas) ;*
- \* A mon fiancé Brahim et toute sa famille ;*
- \* A tous les membres de ma grande famille « HAMRANI » ;*
- \* A ma tante Ouardia et ses enfants particulièrement ses filles : Hamida, Fouzia, Nabila et Koukou ;*
- \* A ma tante Malîka et sa famille ;*
- \* A mon binôme HAMDIDI Abdenour*
- \* A mes très chers ami(e)s ;*
- \* A tous mes enseignants ;*

*HAMRANI Lydia*



# *Dédicaces*

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents à qui je dois tout ;

A la mémoire de mon père ;

A mes frères et ma sœur ;

A tous les membres de ma grand famille

« **HAMDIDI** » ;

A mon binôme HAMRANI Lydia ;

A mes très chère ami(e)s ;

A tous mes enseignants ;

**HAMDIDI Abdenour**



## Liste des Tableaux

page

### Chapitre I

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

### Chapitre II

Tableau II.1. : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible.....	16
Tableau II.2 : Caractéristiques des éléments du plancher étage courant.....	17
Tableau II.3. : Caractéristiques des éléments d'un mur extérieur. ....	17
Tableau II.4. : Caractéristiques des éléments d'un mur intérieur.....	18
Tableau II.5 : surcharges d'exploitation .....	19
Tableau II.6: Les coefficients des surcharges cumulées. ....	25
Tableau II.7: Les surcharges cumulées.....	25
Tableau II.8 : Récapitulatif de la descente de charge.....	26
Tableau II.9: Vérification des sections des poteaux selon le RPA.....	26
Tableau II.10 : Vérification du flambement des poteaux .....	27

### CHAPITRE III :

Tableau III.1 : Rapport de charges .....	43
--	----

### Chapitre IV

Tableau IV.1:Rigidité des poteaux selon le sens transversal. ....	89
Tableau IV.2 : Rigidité des poutres selon le sens transversal.....	89
Tableau IV.3 : Rigidité des poteaux selon le sens longitudinal.....	90
Tableau IV.4 : Rigidité des poutres selon le sens longitudinal. ....	91
Tableau IV.5 : Rigidité des portiques transversaux.....	92
Tableau IV.6 : Rigidité des portiques longitudinale. ....	93
Tableau IV.7 : Inertie des refends longitudinaux.....	94
Tableau IV.8 : Inertie des refends transversaux. ....	95
Tableau IV.9 : Rigidité des voiles dans le sens transversal .....	96
Tableau IV.10 : Rigidité des voiles dans le sens longitudinal .....	97
Tableau IV.11 : Résultat de $S_i \times d_i$ pour chaque niveau .....	99
Tableau IV.12 : Résultat de la flèche pour chaque niveau .....	100
Tableau IV.13 : Inertie fictive des portiques dans le sens transversaux .....	102
Tableau IV.14 : Inertie fictive des portiques dans le sens longitudinal .....	105
Tableau IV.15 : Descente des charges revenant aux voiles et portiques. ....	106

### Chapitre V

Tableau V.1 :Vérification de l'excentricité.....	113
Tableau V.2 : Coefficient d'accélération de zone.....	113
Tableau V.3 : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site .....	114
Tableau V.4 : Valeurs du poids des différents étages et du poids total (ETABS).....	115
Tableau V.5 : Facture de qualité (Q) .....	115
Tableau V.6 : Résumé des résultats. ....	115
Tableau V.7 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants. ....	116
Tableau V.8 : Vérification de l'effort normal réduit selon les zones .....	117
Tableau V.9 : Extraction des résultats des déplacements relatifs suivant x. ....	117

Tableau V.10 : Extraction des résultats des déplacements relatifs suivant y. ....	118
Tableau V.11 : Tableau récapitulatif des vérifications.....	118
Tableau V.12: Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ selon le sens X-X .....	119
Tableau V.13 : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ selon le sens Y-Y. ....	120

## Chapitre VI

Tableau VI.1 : caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle. ....	121
Tableau VI.2 : caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle. ....	122
Tableau VI. 3: Ferrailage des poteaux .....	126
Tableau VI.4 : Ferrailage des poteaux suivant les deux sens .....	126
Tableau VI.5. : Vérification au cisaillement .....	127
Tableau VI.6: Sections des armatures transversales .....	130
Tableau VI-7: Vérification de la condition de non fragilité.....	132
Tableau VI-8: Vérification des contraintes à l'ELS.....	133
Tableau VI-9 : Ferrailage finale des poteaux .....	133
Tableau VI.10 : Tableau récapitulatif des paramètres de calculs .....	136
Tableau VI.11: ferrailage des poutres principales .....	137
Tableau VI.12: ferrailage des poutres Secondaires.....	137
Tableau VI.13:vérification du ferrailage des poutres.....	142
Tableau VI.14 : Récapitulatif de Ferrailage des poutres principales et secondaire .....	142
Tableau VI.15 : Calcul des voile (VL ) .....	152
Tableau VI.16 : Calcul des voile (VL <sub>2</sub> ) .....	154
Tableau VI.18 : Calcul des voiles (VT <sub>2</sub> ) .....	156

## Chapitre VII

Tableau VII.1: Ferrailage du mur plaque. ....	163
Tableau VII.2: vérification des contraintes a ELS. ....	164

## Chapitre VIII

Tableau VIII.1:Surface des semelles filantes sous les voiles (Sens longitudinale).....	166
Tableau VIII.2: Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal).....	166
Tableau VIII.3 : Détermination de la résultante des charges.....	168
Tableau VIII.4 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).....	184
Tableau VIII.5 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).....	185
Tableau VIII.6 : Les efforts internes dans les nervures.....	190
Tableau VIII.7 : Ferrailage des nervures à L'ELU.....	191

# Liste des figures

N° des figures	Pages
<b>Chapitre I</b>	
Figure I.1 la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas .	03
Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.....	08
Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.....	09
Figure I.4 : Diagramme contrainte- déformation.....	11
Figure I.5 : Diagramme contrainte – déformation.....	12
<b>Chapitre II</b>	
Figure II.1 : Schématisation d'un plancher en corps creux...	16
Figure II.2. : Coupe du plancher terrasse inaccessible. ....	17
Figure II.3. :coupe du plancher d'étage courant. ....	17
Figure II.4. : Coupe d'un mur extérieur.....	18
Figure II.5 : Coupe d'un mur.....	18
Figure II.6: Schéma de la poutre palière. ....	21
Figure II.7. : Surface d'influence du poteau le plus sollicité.....	23
Figure II.8 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation. ....	25
Figure II.9 : Coupe de voile en élévation. ....	28
Figure II.10 : Coupes de voiles en plan.....	28
<b>Chapitre III</b>	
Figure III.1.: Schéma statique. ....	31
Figure III.2 : Diagrammes des efforts internes. ....	32
Figure III.3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.....	33
Figure III. 4 : Ferrailage de l'acrotère. ....	37
Figure III.5 : Schéma descriptif d'un plancher d'étage courant.....	38
Figure III.6 : Armatures de l'hourdis ....	39
Figure III.7 : Dimensions de la poutrelle ....	39
Figure III.8 : La nervure ....	40
Figure III.9 : Valeurs des moments aux appuis ....	43
Figure III.10: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	46
Figure III.11: Schéma de calcul des efforts tranchants.....	47
Figure III.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	48
Figure III.13 : Section de la poutrelle. ....	49
Figure III.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	52
Figure III.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....	52
Figure III.16 : Plan de ferrailage du plancher.....	55
Figure III.17 : Schéma statique de l'escalier. ....	56
Figure III.18: Répartition des charges sur l'escalier.....	58
Figure III.19 : diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant.....	60
Figure.III.20 : Schéma statique. ....	63
Figure III.21 : diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant.....	65
Figure III.22: Schéma de la poutre palière ....	69
Figure III.23 : Schéma statique de la poutre palière (ELU). ....	69
Figure III.24 : Diagramme des efforts internes à l'ELU. ....	70
Figure III.25 : Schéma statique de la poutre palière (ELS) ....	73
Figure III.26: Diagramme des efforts internes à l'ELS.....	74
Figure III.27: Schéma statique de la poutre de chaînage (ELU) ....	77

Figure III.28 : Diagramme des efforts internes à l'ELU. ....	78
Figure III.29: Schéma statique de la poutre de chainage (ELS) .....	82
Figure III.30 : Diagramme des efforts internes à l'ELS. ....	83
Figure III.31 : Ferrailage de la poutre palière .....	85

## Chapitre IV

Figure IV.1 : schémas de disposition des voiles. ....	86
Figure IV.2 : Coupe verticale d'un niveau .....	87
Figure IV.3 : Vue en plan en coupe des refends. ....	94
Figure IV.4 : Diagramme des moments des aires .....	99
Figure IV.5 : Pourcentage de l'effort horizontal repris par les éléments dans le sens longitudinal .....	107
Figure IV.6 : Pourcentage de l'effort horizontal repris par les éléments dans le sens transversaux .....	107
Figure IV.7 : Pourcentage de l'effort vertical revenant aux portiques et aux voiles.....	108

## Chapitre V

Figure V.1 : Vue de distribution schématisée des voiles. ....	110
Figure V.2 : Vue en 3D de la structure. ....	111

## Chapitre VI

Figure VI.1: Les moments dans les poteaux. ....	121
Figure VI.2: Section d'un poteau SPC. ....	124
Figure VI.3 Distribution des contraintes.....	125
Figure VI.4 : Schéma de calcul en flexion simple. ....	136
<b>Figure VI.5:</b> Délimitation de la zone nodale .....	141
Figure VI.6 : Diagramme d'une section entièrement comprimée. ....	144
Figure VI.7. : Diagramme d'une section partiellement comprimée.....	145
Figure VI.8 : Diagramme d'une section entièrement tendus.....	145
Figure VI.9 : Disposition des armatures verticales dans les voiles. ....	148

## Chapitre VII

Figure VII.1 : Coupe verticale de mur plaque.....	160
Figure VII.2 : Schéma statique du Mur plaque 161	
<b>Figure VII.3.:</b> Schéma statique de mur plaque dans le sens X-X. ....	162
<b>Figure VII.4 :</b> Schéma statique de mur plaque dans le sens Y-Y. ....	163

## Chapitre VIII

Figure VIII.1 : Schéma de la semelle filante sous poteaux. ....	167
Figure VIII.2: Schéma représentatif d'un radier général. ....	169
Figure VIII.3 : Diagramme des contraintes du sol.....	173
Figure VIII.4 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.....	175
Figure VIII.5: Schéma statique du débord .....	181
Figure VIII.6:Présentation des chargements simplifiés.....	182
Figure VIII.7:Répartition trapézoïdale.....	182
Figure VIII.8 : Répartition triangulaire. ....	183
Figure VIII.9 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal). ....	186
Figure VIII.10 :Diagramme des moments fléchissant à l'ELU(sens longitudinal).....	186
Figure VIII.11 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal). ....	187

Figure VIII.12 :Diagramme des moments fléchissant à l'ELS(sens longitudinal).....	187
Figure VIII.13 :Diagramme des efforts tranchants à l'ELU(sens longitudinal).....	188
Figure VIII.14 :Diagramme des efforts tranchants à l'ELS(sens longitudinal).....	188
Figure VIII.15 : Schéma statique de la nervure ELU (Sens transversale).....	189
Figure VIII.16 :Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	189
Figure VIII.17 :Schéma statique de la nervure ELS (Sens transversale).....	189
Figure VIII.18 :Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	189
Figure VIII.19 :Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	189
Figure VIII.20 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....	190

# SOMMAIRE

## Introduction

**Chapitre I :** présentation de l'ouvrage.....02-14

## **Chapitre II :** Predimensionnement des éléments

- Les planchers.....15
- Les poutres .....19
- Les poteaux .....22
- Les voiles .....28

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

- L'acrotère.....31-37
- Les planchers .....38-55
- Les escaliers .....56-68
- La poutre palière .....69-76
- Le poutre de chaînage.....77-85

**Chapitre IV :** Etude de contreventement .....86-108

**Chapitre V :** modélisation et vérification vis-à-vis de RPA.....109-120

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

- Les poteaux.....121-133
- Les poutres.....134-142
- Les voiles.....143-159

**Chapitre VII :** Etude de mur plaque .....160-164

**Chapitre VIII:** Etude de l'infrastructure.....165-192

**Conclusion .....193**

## **Bibliographie**

# Introduction

---

## Introduction

L'ingénierie en génie civil, un monde en continuelle innovation, est un ensemble d'activités qui contribuent au développement des pays en édifiant des infrastructures et des superstructures selon les règles de l'art, les ingénieurs en génie civils s'occupent principalement du calcul, de la conception et de la réalisation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Ils disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans l'état actuel des choses, il est question de prévoir les modes de déformation des structures sous l'effet de différentes contraintes et de maîtriser l'impact de celles-ci sur l'ensemble de la structure porteuse et sur chacun des éléments qui la compose. Il est aussi question de déterminer la résistance des matériaux utilisés, leurs modes de mise en œuvre et leurs caractéristiques diverses qui doivent permettre à la construction de répondre aux sollicitations notamment celles d'origine sismique.

L'Algérie présente une sensibilité élevée au séisme ce que implique la nécessité de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de séismicité, qualité du sol, forme de la structure, type de contreventement à choisir,...) avant toute construction.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment (**R+5+E SOL**) en portique et voile, 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 /VERSION 2003** et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel **ETABS** qui est un outil assez performant sur lequel nous nous appuyons pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures. Après avoir suivi les différentes étapes de modélisation, nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettront de procéder au ferrailage et aux vérifications des différentes sollicitations. Par la suite nous passerons à l'élaboration des plans d'exécution. Au final, nous terminerons par une conclusion qui dressera une synthèse des connaissances acquises tout au long de notre projet.



## Introduction

Ce chapitre présent d'une manière générale le contexte de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction qui seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, et le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

Chaque travail a un but précis à satisfaire, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usages pendant et après la réalisation avec le moindre coût.

### I.1. Présentation de l'ouvrage

Notre travail va porter sur l'étude et calcul des éléments résistants d'un bâtiment composée d'un entre sol, rez-de chaussée et cinq étages en béton armé à usage multiple :

- Un entre sol à usage d'habitation ;
- Un rez-de-chaussée à usage commercial ;
- Cinq étages à usage d'habitation ;
- Une cage d'escalier ;
- Une terrasse inaccessible.

### I.2. Caractéristiques géométrique

#### Dimensions en élévation

- Hauteur totale de bâtiment  $H = 19.38\text{m}$  ;
- Hauteur de RDC  $h = 4.08\text{m}$  ;
- Hauteur des étage courant  $h = 3.06\text{m}$  ;
- Hauteur de l'entre sol  $h = 3.06\text{ m}$ .

#### Dimensions en plan

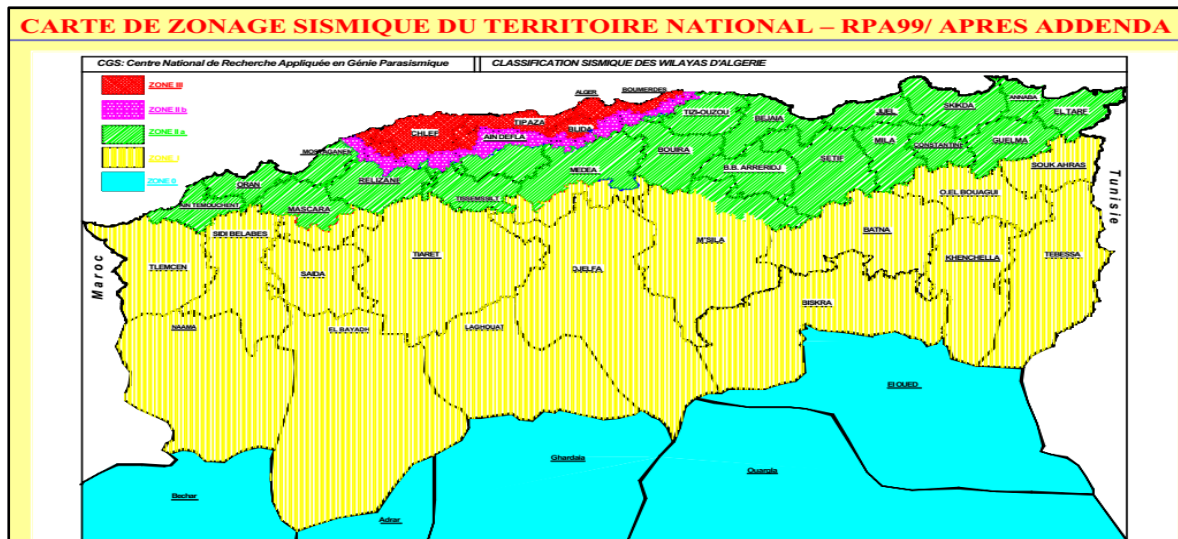
- La largeur totale du bâtiment est de :  $24.95\text{ m}$  ;
- La longueur totale du bâtiment est de :  $12.95\text{ m}$ .

### I.3. Implantation de l'ouvrage

Le bâtiment sera implanté à la commune d'IFERHOUNENE dans **la wilaya de TIZI-OUZOU**.

La commune de IFERHOUNENE est classée dans le (RPA99 version 2003) dans L'annexe I (qui donne la classification sismique par wilaya et par commune puisque la wilaya est partagée entre deux zones sismiques) dans **le groupe de communes B** comme une **zone de sismicité moyenne (ZoneII a)**.

Cette classification est repérée dans La figure (I.1) qui représente la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas



**Figure I.2 :** la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas.

#### I.4. Classement du site

Pour la classification du site selon le RPA l'article (3.3). Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport d'étude géotechnique établi à la base de sondages réalisés par le Laboratoire de l'Habitat et de la Construction du Centre (LHCC) Unité de Tizi Ouzou et du Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme (PDAU) de la Commune d'Iferhounene, ce site est classé dans **la catégorie S3** (site meuble). En fonction des propriétés mécaniques des sols qui le constitue dont sont déterminées par la reconnaissance des sols qui a été effectuée à l'aide de quatre sondages réalisés à la pelle mécanique. Ces sondages ont été descendus jusqu'au bon sol, entre 1,50 m et 2 m de profondeur sous l'actuelle surface du sol. Ils font l'objet de fiches détaillées fournies en annexe, comprenant une description lithologique sommaire.

## I.5. Conception de la structure

Les éléments constructifs de la structure sont constitués de :

### I.5.1. fondations

Les fondations sont des ouvrages de transition destinés à transmettre au sol dans des bonnes conditions les charges permanentes et les charges variables d'une construction. Elles constituent une partie essentielle de l'ouvrage par leur position et leur fonction stabilisatrice dans la structure. C'est une liaison directe entre la structure et le sol. Leur choix dépend du type du sol et de l'importance de l'ouvrage.

Les fondations doivent être stables, elles ne doivent pas donner lieu à des tassements au-delà des valeurs admissibles permettent la tenue de l'ouvrage. Mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage, d'où l'importance du choix. Il est nécessaire aussi d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage. L'étude géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage sur un sol donné.

### I.5.2. L'ossature de l'ouvrage

L'ossature est le squelette d'un bâtiment, elle supporte les poids dus à la structure elle-même, aux charges d'exploitation (poids de personnes, du mobilier et des équipements), aux charges sismiques et aussi climatique (neige et vent). Ces charges sont portées jusqu'au sol par les fondations.

L'ossature est composée de portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales et d'un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) servant de contreventement vis-à-vis des charges horizontales.

- **Portiques** : ou bien cadres rigides constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales, et sont liés entre eux.
- **Voiles** : Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

### I.5.3. Les planchers

Les planchers constituent un plan horizontal rigide capable :

- de supporter les charges verticales (poids propre de différents composants et charges d'exploitation) et de transmettre ces charges aux poteaux sans effets préjudiciables sur le second œuvre ;
- de transmettre les efforts horizontaux (tels que ceux apportés par le vent ou les efforts sismiques) vers les éléments verticaux : palées de stabilité, poteaux de portiques, cage d'escaliers et/ou pignons rigides. D'autres fonctions sont d'une importance plus ou moins majeure en relation avec la destination du bâtiment. Il s'agit de la flexibilité de passages verticaux et horizontaux (gainés et réseaux divers, et équipements techniques), de l'isolation acoustique et thermique, de la stabilité et de la résistance au feu.

Notre bâtiment comporte un type de planchers qui est le Plancher à corps creux.

### I.5.4. La maçonnerie

Contrairement à d'autres techniques de construction, la maçonnerie se singularise par une grande diversité de constituants : c'est en effet un assemblage au mortier de petits éléments de nature, forme, dimensions ou structure interne très diversifiés sur lesquels sont appliqués selon les cas, côté extérieur ou côté intérieur, divers produits ou systèmes de revêtements aptes à répondre, entre autres, à la variété d'aspect souhaitée par les utilisateurs. Ce sont ces nombreux matériaux élémentaires, classés selon la destination.

### I.5.5. Les revêtements

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers ;
- Céramique pour les salles d'eau ;
- Mortier de ciment pour les murs de façades et les salles d'eau et cuisines ;
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds ;
- Protection multicouche pour la terrasse.

### I.5.6. Le coffrage

On utilise le coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution et un coffrage en bois pour les portiques (poteaux et poutres).

Le coffrage doit être nettoyé avec soin de manière à le débarrasser des poussières, on peut éventuellement enduire les surfaces de coffrage d'huile pour faciliter le décoffrage.

### I.5.7. Les escaliers

Ce sont des éléments non structuraux permettant le passage d'un niveau à un autre, à pied, ils sont constitués de paliers et de paillasse en béton armé coulé sur place, le coulage s'effectuera par étage.

### I.5.8. L'acrotère

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseurs.

### I.5.9. Terrasse

Notre bâtiment sera muni d'une terrasse inaccessible réalisée en corps creux et d'une dalle de compression, avec un revêtement composé de:

- Isolant thermique protégeant l'élément porteur à des chocs thermique et limitant les déperditions ;
- Revêtement d'étanchéité ;
- Protection lourde (gravier roulé).

## I.6. Règles et normes utilisés

Pour le calcul justificatif des éléments constituant l'ossature du notre bâtiment nous les documents suivants :

- **R.P.A 99** modifié en **2003** : Règlement parasismique Algérien ;
- **BAEL** : Règles techniques de conception et de calcul des constructions et ouvrages en béton armé suivant des états limites ;
- **D.T.R** : Document technique réglementaire pour la détermination des charges et des surcharges.

## I.7. Principes des justifications (ArtA1.2BAEL91/ modifié 99)

Les calculs justificatifs seront conduits suivant la théorie des états limites. Un état limite dans le domaine des constructions est celui qui satisfait strictement aux conditions requises sous l'effet des actions appliquées à la structure.

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis : Sa ruine totale ou partielle. D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers. Les états limites sont classés en deux catégories : Etat limite ultime et Etat limite service.

## I.8. Caractéristiques mécaniques des matériaux

### I.8.1. Le béton

Le béton est un matériau de construction usuel, qui s'apparente à une pierre artificielle. Ses constituants essentiels sont :

- un mélange granulaire de sable et graviers formant le squelette du matériau ;
- un liant hydraulique, le ciment, assurant la cohésion entre les différents grains du squelette ;
- l'eau qui est le réactif chimique provoquant la prise du ciment (hydratation) ;
- éventuellement, et en faible quantité, des produits d'addition, les adjuvants, influençant certaines propriétés ou comportements du béton.

L'étude de la composition de béton consiste à définir le mélange optimal des granulats, ainsi que le dosage en ciment et en eau, afin de réaliser un béton dont les propriétés soient celle recherchées pour la réalisation de l'ouvrage désiré.

#### I.8.1.1. Composition du béton

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir

- une résistance mécanique élevée ;
- un retrait minimum ;
- une bonne tenue dans le temps.

Pour notre projet on utilise un béton courant dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment. Sa composition courante pour 1 m<sup>3</sup> est comme suit:

- Ciment : 350 kg de CPA325 ;
- Gravier : 800 litres de 8/ 15 et 15/25 mm ;
- Sable : 400 litres de 0/5mm ;
- Eau : 175 litres d'eau de gâchage.

#### I.8.1.2. Résistance caractéristique à la compression (BAEL91 / A.2.1, 11)

Par convention, la résistance à la compression du béton est mesurée par la charge conduisant à l'écrasement par compression axiale d'une éprouvette cylindrique de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur. (**A.2.1, 11 / BAEL91 modifié 99**): Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, la résistance caractéristique  $f_{c28}$  est choisie a priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte. (**A.2.1.13/BAEL91 modifié 99**).

Pour le choix de la valeur de  $f_{c28}$  on peut considérer que :

- Une résistance de 20 MPa est facilement atteinte sur les chantiers convenablement outillés ;
- On obtient facilement 25 MPa sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier ;
- On peut obtenir 30MPa dans toutes les régions à condition, en outre, de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton ;
- Des résistances supérieures peuvent être atteintes moyennant une sélection rigoureuse des matériaux utilisés.

Dans notre cas on a fixé  **$f_{c28} = 25\text{MPa}$** .

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton. (**A.2.1,11/BAEL91 modifié 99**)

- Pour  $j < 28$  jours

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{(4.76 + 0.83 \times j)} \times f_{c28} & f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{(1.40 + 0.95 \times j)} \times f_{c28} & f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

- Pour  $j \geq 60$  :  $f_{cj} = 1,10 f_{c28}$

Pour un béton âgé de plus de 28 jours ( $j \geq 28$ ), lorsque l'on doit justifier la résistance des sections, on conserve  $f_{cj} = f_{c28}$ .

Telle que :

**$f_{cj}$**  : La résistance de béton a la compression a (j) jours.

**J** : Nombre de jours.

**$f_{c28}$** : La résistance de béton a la compression à 28 jours.

### I.8.1.3. Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \text{ Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0.275 \times f_{cj} \text{ Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa (A.2.1,12/BAEL91 modifié 99)}$$

Dans notre cas :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ; AN :  $f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$

**Note** :  $f_{tj}$  et  $f_{cj}$  sont exprimés en MPa ou bien N/mm<sup>2</sup>.

### I.8.1.4. Modules de déformation longitudinale

On distingue le module de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$ .

Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ MPa (BAEL91/A.4.1, 21)}$$

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton.

$$\begin{cases} E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{ MPa (BAEL91/A.4.1, 22).} \\ E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Pour } j = 28, f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa}$$

### I.8.1.5. Module de déformation transversal

D'après (l'Article A.2.1.3/BAEL91 modifié 99), le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \text{ En MPa.}$$

Avec :

**E**: module de Young

**$\nu$** : Coefficient de poisson

### I.8.1.6. Coefficient de poisson

Le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale relative ( $\Delta d/d$ ) et la déformation longitudinale relative ( $\Delta l/l$ ).

$$\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$$

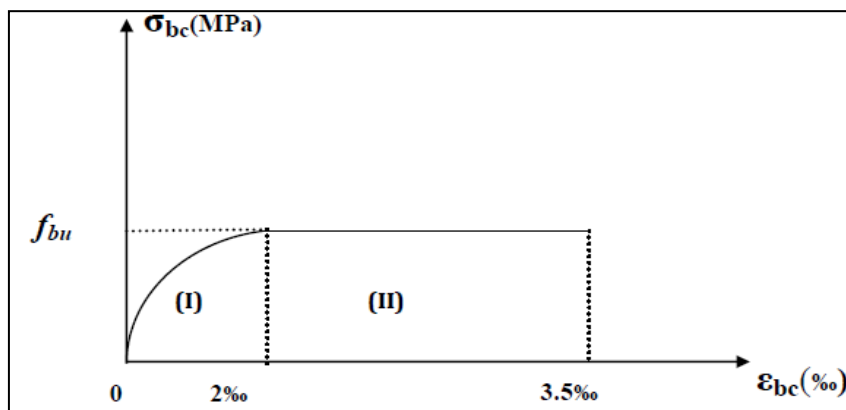
Le coefficient de poisson sera pris égal à  $\nu = 0$  pour un calcul de sollicitations à l'ELU, et à  $\nu=0.2$  pour un calcul de déformations à l'ELS (BAEL91/A.2.1,3).

### I.8.1.7. Contrainte à la compression

- **Calcul à l'ELU (Etat Limite Ultime)**

Correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes-déformations donné sur la Figure ci-dessous :



**Figure I.2 :** Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton  $f_{bu}$  à ELU est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{Art. A4.3.41, BAEL 91 modifié 99})$$

Telle que :

**$f_{cj}$** : Contrainte ultime du béton en compression ;

**$\gamma_b$** : Coefficient de sécurité de béton ;

$\gamma_b = 1,5$  pour les combinaisons fondamentales ;

$\gamma_b = 1,15$  pour les combinaisons accidentelles .

**$\theta$** : coefficient de sécurité qui est en fonction de la durée d'application des actions tel que :

$\theta = 1$  si la durée d'application est supérieure à 24 heures ;

$\theta = 0,9$  ; si la durée d'application est comprise entre 1 heures et 24 heures ;

$\theta = 0,85$  ; si la durée d'application est inférieure à 1 heure.



**Le diagramme est composé :**

- D'une partie (I) parabolique et la déformation limite a 2 ‰ (état élastique).
- D'une partie (II) rectangle (état plastique).
- $2‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5‰ \sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\sigma \cdot \gamma_b} = f_{bc}$

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

$f_{c28}$ : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours.

$\varepsilon_{bc}$ : déformation du béton en compression.

### • Calcul à l'ELS (Etat Limite de Service)

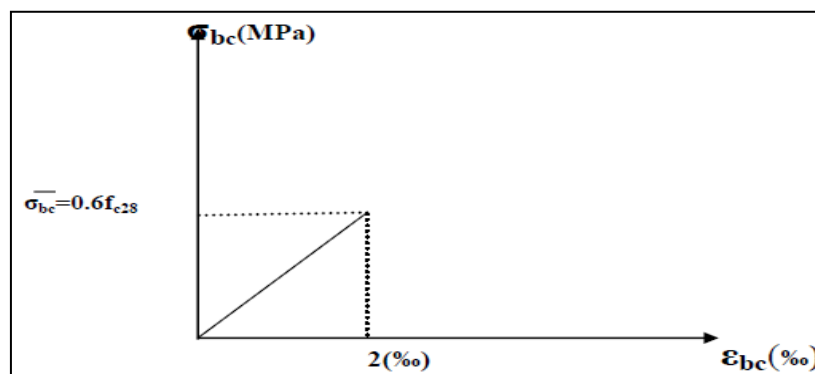
L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots (\text{Article, A4.5.2, BAEL 91 modifié 99})$$

La déformation dans le béton à l'ELS est considérée comme linéaire et élastique, son diagramme est donné par la figure suivante :



**Figure I.3 :** Diagramme contrainte-déformation du béton a l'ELS.

#### I.8.1.8. Contrainte limite de cisaillement

$$\tau_{\mu} = \frac{V_{\mu}}{b \cdot d} \quad (\text{Art5.1,1/BAEL91modifié99})$$

Avec :

$V_{\mu}$  : effort tranchant.

$b$  : largeur de la section cisailée.

$d$  : hauteur utile.

#### • Les contraintes limites admissibles :

- Cas de fissuration peu préjudiciable :  
 $\tau_{\mu} = \min (0,13 \cdot f_{c28}; 5 \text{ MPa})$
- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :  
 $T_{\mu} = \min (0,1 \cdot f_{c28}; 4 \text{ MPa})$

**I.8.2. L'acier****Définition**

L'acier c'est un matériau qui possède une très bonne résistance à la traction classés en trois catégories :

- Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215MPa 235MPa respectivement.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400MPa et 500MPa.
- Treillis soudés formés par assemblage des barres tréfilées soudées.

**Fe:** limite d'élasticité de l'acier.

- On utilisera les aciers résumés dans le tableau suivant :

**Tableau I-1 : caractéristique des aciers**

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de $[\psi]$ scellement
<b>Aciers en Barre</b>	<b>Rond lisse FeE235</b>	R L	235	410-490	22 ‰	1	1
	<b>Haute adhérence FeE400</b>	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
<b>Aciers en treillis</b>	<b>Treillis soudé(TS) TL520 (<math>\Phi &lt; 6</math>)</b>	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

**I.8.2.1. Module d'élasticité longitudinale de l'acier**

Quel que soit la nuance de l'acier, le module d'élasticité longitudinale sera pris égale à :  $E_s = 200000 \text{ MPa}$  (Art A.2.2, 1/ BAEL91).

**I.8.2.2. La limite élastique garantie Fe**

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

**I.8.2.3. Diagramme contrainte déformation**

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet d'une traction simple.

Le diagramme contrainte-déformation a l'allure suivante :

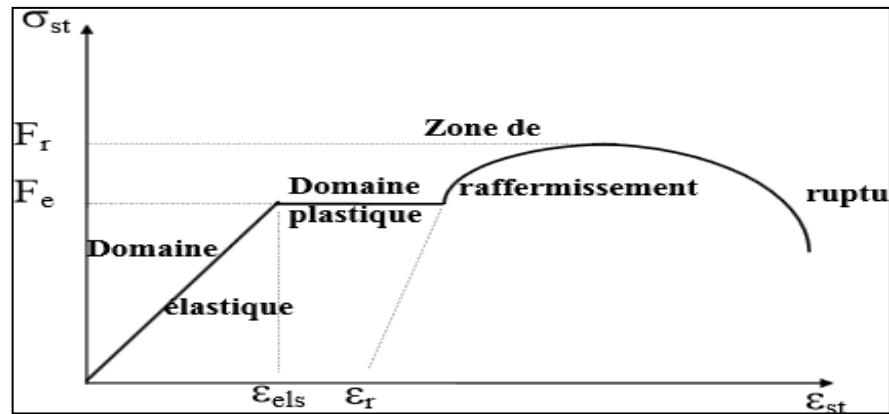


Figure I.4 : Diagramme contrainte- déformation.

Avec :

**Fr** : Résistance à la rupture.

**Fe** : Limite d'élasticité.

**εels** : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

**εr** : Allongement à la rupture.

#### I.8.2.4. Les contraintes limites

##### ➤ A L'état limite ultime (ELU) : (BAEL91-modifié 99/Art.A.4.3,2)

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation. Elle est définie par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s \dots\dots\dots \text{Art (A.4.3,2 BAEL 91).}$$

Avec:

**σ<sub>st</sub>** : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier

**f<sub>e</sub>**: Contrainte d'élasticité de l'acier.

**γ<sub>s</sub>**: est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\begin{aligned} \gamma_s = 1,0 & \longrightarrow \text{Situation accidentelle} \\ \gamma_s = 1,15 & \longrightarrow \text{Situation courante} \end{aligned} \quad (\text{A.4.3,2/BAEL91modifié99})$$

##### ➤ A l'état limite de service (ELS) : (BAEL91-modifié 99/Art. A.4.3,2)

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures importantes du béton, la contrainte des armatures tendues sur la sollicitation de service la plus déformable, doit demeurer inférieure aux limites indiquées ci-après :

- **Fissuration peu préjudiciable (Art.4.5, 32/BAEL91)** : La fissuration est considérée comme **peu préjudiciable** lorsque :
  - Les éléments en cause sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées) à des condensations ;
  - Les parements susceptibles d'être fissurés ne sont pas visibles ou ne font pas l'objet de conditions spécifiques concernant l'ouverture des fissures.

Dans ce cas, aucune vérification à effectuer.

- **Fissuration préjudiciable (A.4.5,33/BAEL91) :** Cas des éléments soumis à des condensations et exposés aux intempéries. La contrainte admissible de traction dans les aciers est égale à :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{tj} \right\}$$

Avec :

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique de béton à la traction.

$$\eta = \begin{cases} 1,6 & \text{acier HA.} \\ 1,0 & \text{acier RL.} \\ 1,3 & \text{cas des files dont } \phi < 6\text{mm.} \end{cases}$$

- **Fissuration très préjudiciable (A.4.5,34/BAEL91modifié99) :** Les éléments soumis à des milieux agressifs et aux intempéries, la contrainte admissible de traction de l'acier est :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta} \cdot f_{tj} \right\}$$

#### I.8.2.5. Diagramme de contraintes –déformations de calcul : ( A.2.2,2/ BAEL91 modifié99)

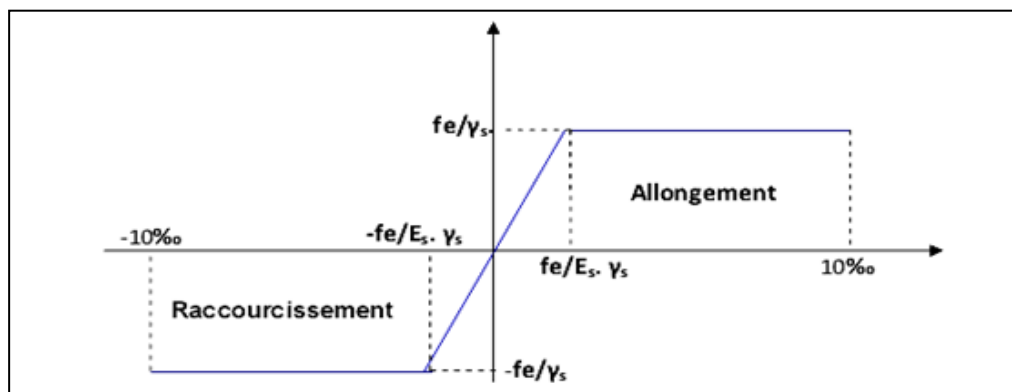


Figure I.5 : Diagramme contrainte – déformation.

#### I.8.2.6. Protection des armatures : Art A.7.1 /BAEL91)

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. Cette épaisseur, l'enrobage, dépend des Conditions d'exposition de l'ouvrage.

#### I.8.3. Le Béton armé

Le béton de ciment présente des résistances à la compression assez élevées, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression. De plus, le béton de ciment a un comportement fragile.

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles). Pour pallier à la faible résistance du béton en traction et à sa fragilité, on lui associe des armatures en acier : c'est le béton armé.

Le béton armé peut être défini comme l'association judicieuse de deux matériaux, le béton et l'acier, l'acier est appelé armature. On distingue les armatures longitudinales disposées suivant l'axe longitudinal de la pièce et les armatures transversales disposées dans des plans perpendiculaires à l'axe de la pièce.

### I.9. Actions

- les actions permanentes, notées  $G$ , dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite comme, par exemple, les actions dues aux déformations différées du béton (retrait, fluage). Elles correspondent notamment au poids propre de la structure, à celui des équipements fixes, aux efforts exercés par des terres ou par des liquides dont les niveaux varient peu, aux efforts dus aux déformations imposées en permanence à la construction ;
- les actions variables, notées  $Q_i$ , dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps (charges d'exploitation, charges climatiques, les charges appliquées en cours de construction, les effets de la température) ;
- les actions accidentelles, notées  $FA$ , provenant de phénomènes rares (séisme, chocs, inondations en sous-sol, etc.).

#### I.9.1. Combinaisons d'actions et sollicitations de calcul

Des actions (forces) appliquées à la structure produisent des sollicitations s'exerçant sur la construction ou sur l'un de ses éléments (semelles, poteaux, longrines, poutres, planchers ou dalles en béton armé, etc.). Les sollicitations sont de différentes natures : efforts normaux de compression ou de traction, moments de flexion ou couples, efforts tranchants.

Une construction pouvant être soumise à un grand nombre de combinaisons d'actions complexes et variées, on est amené à faire un choix, en s'efforçant de couvrir avec une forte probabilité les circonstances les plus défavorables susceptibles de se présenter au cours de la vie de la construction. Pour chacune des combinaisons d'actions retenues, on doit rechercher les cas de charge les plus défavorables vis-à-vis de l'état-limite étudié et de la sollicitation étudiée, soit pour l'ensemble de la pièce, soit pour la section considérée. Il est important de ne pas confondre combinaisons d'actions et cas de charge, qui constituent deux notions distinctes.

#### I.9.2. Combinaisons de base

Actions permanentes	symbole général $G$
Actions variables	symbole général $Q$
Combinaison à l'état limite ultime (ELU)	$1,35 G + 1,5 Q$
Combinaison à l'état limite de service (ELS)	$G + Q$

#### I.9.3 Hypothèse de calcul

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est :  $f_{c28}=25MPa$ .
- La résistance à la traction du béton :  $f_{t28}=2,1MPa$ .
- Module d'élasticité longitudinal différé du béton :  $E_{vj}=10818.865 MPa$ .
- Module d'élasticité longitudinal instantané du béton :  $E_{ij}=32164.20 MPa$ .
- Limite d'élasticité du l'acier :  $f_e=400MPa$ .

## Conclusion

A ce niveau on a défini toutes les éléments qui contient notre ouvrage, et les caractéristiques mécanique et massique des matériaux qu'on va utiliser lors de la construction, on respectant les règles de **BAEL91modifié99**, et le Règlement Parasismique algérien (**RPA**).

Pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferraillage des éléments résistants de la structure.

Après avoir définie les différentes caractéristiques de notre ouvrage, ainsi que les divers matériaux le constituant. Nous allons passer au pré-dimensionnement des éléments structuraux tels que les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles. La structure doit être dimensionnée de manière à résister aux sollicitations.

## Introduction

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, et Avant d'entamer tout calcul des éléments, il faut passer par leur dimensionnement cela pour définir les dimensions des différents éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles...etc.). Ces dimensions sont choisies selon les exigences réglementaires du RPA 99/Version 2003 et les bases de BAEL 91/modifié 99, CBA 93 ainsi que le DTR-B.C.2.2.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations.

## II.1. Les Planchers

Le plancher est un élément de structure horizontal qui sépare deux niveaux et a pour fonction de :

- Résister : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leurs tours aux poteaux puis aux fondations.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- la stabilité et de la résistance au feu.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

D'autres fonctions sont d'une importance plus ou moins majeure en relation avec la destination du bâtiment. Il s'agit de la flexibilité de passages verticaux et horizontaux (gaines et réseaux divers, et équipements techniques).

### II.1.1. Plancher en corps creux

Il est constitué de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées en béton armé qui Sont disposées perpendiculaire par rapport à la plus grande portée, supportant une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur ; en plus il sera ferrailé par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

- **20 cm** pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
  - **33 cm** pour les armatures parallèles aux poutrelles.
- } (D'après le CBA)

Le rôle principal de corps creux est de transmettre les charges aux différents éléments porteurs de la structure et d'assurer la protection et le confort aux occupants. Pour remplir ses taches, le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propres et les surcharges d'exploitations ; pour cela sa hauteur totale (**h<sub>tp</sub>**) est donnée par les formules suivantes :

$$h_{tp} \geq \frac{L_{max}}{22,5} (\text{ArtB.6.8.424/BAEL91})$$

Avec:

L : porté libre maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

ht : hauteur totale du plancher

$$L_{max} = 370 - 25 = 345 \text{ cm}$$

Ce qui nous donne :  $h_{tp} = 345 / 22,5 = 15.33 \text{ cm}$ .

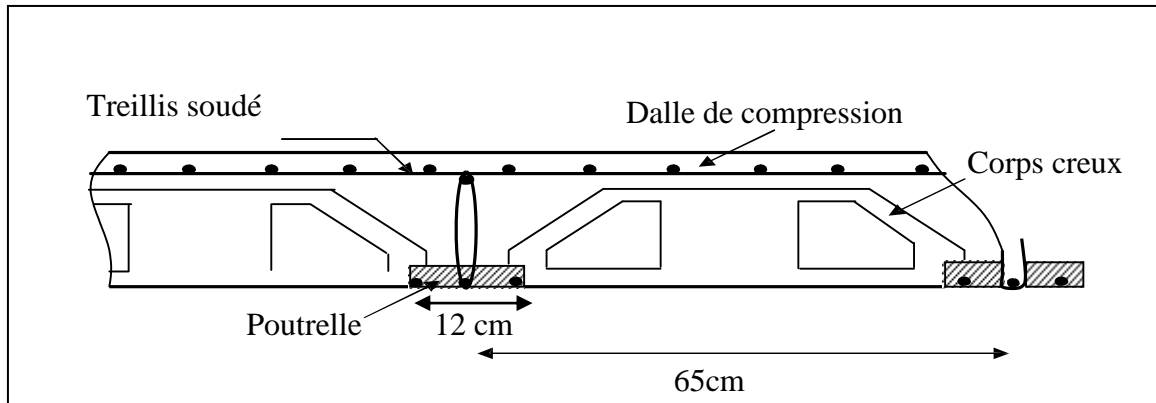


**Remarque**

En premier temps, nous prendrons une section minimale de  $(25 \times 25) \text{ cm}^2$  exigée par le **RPA** qui correspond à celle d'un poteau en **zone II<sub>a</sub>**.

Ainsi on adoptera :  $ht=20 \text{ cm}$  ; soit un plancher de **(16+4)** qui sera valable pour tous les étages :

- L'épaisseur du corps creux : **16 cm. (DTR C.3)**
- L'épaisseur de la dalle de compression : **4cm.**



**Figure II.1** : Schématisation d'un plancher en corps creux.

**II.2.Evaluation des charges et surcharges**

Pour pré dimensionner les éléments (planchers, acrotères, poteaux...), on doit d'abord déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher. Les charges permanentes  $G$  et les surcharges d'exploitations  $Q$  sont évaluées selon le **(D.T.R.B.C.22)**.

**II.2.1.Charges permanentes**

**II.2.1.1. Plancher terrasse inaccessible**

**Tableau II.1** : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible.

	Eléments	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillons	5	20	1.00
2	Etanchéité multi couche	2	06	0.12
3	Forme de pente en béton	7	22	1.54
4	Feuille de polyane (par vapeur)	--	-	0.01
5	Isolation thermique en liège	5	04	0.20
6	Plancher en corps creux	16+4	14	2.85
7	Enduit de plâtre	2	10	0.20
<b>Charge permanente totale G<sub>t</sub></b>				<b>5.92</b>

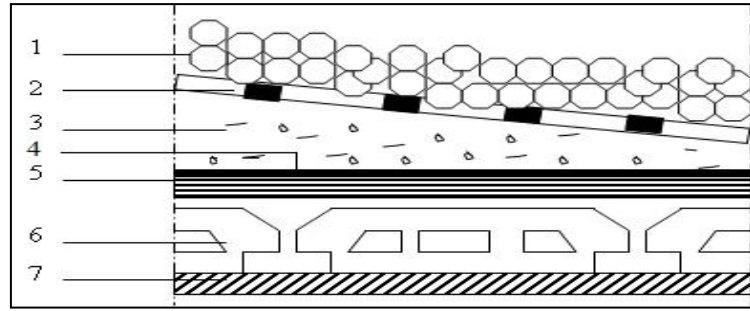


Figure II.2. : Coupe du plancher terrasse inaccessible.

### II.2.1.2. Plancher d'étage courant (corps creux)

Tableau II.2. : Caractéristiques des éléments du plancher étage courant.

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Maçonnerie en brique creuse	10	10	1.00
2	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
3	Mortier de pose	2	20	0.40
4	Couche de sable	2	18	0.36
5	Plancher en corps creux	16+4	14	2.85
6	Enduit de plâtre	2	10	0.20
Charge permanente totale $G_t$				5.25

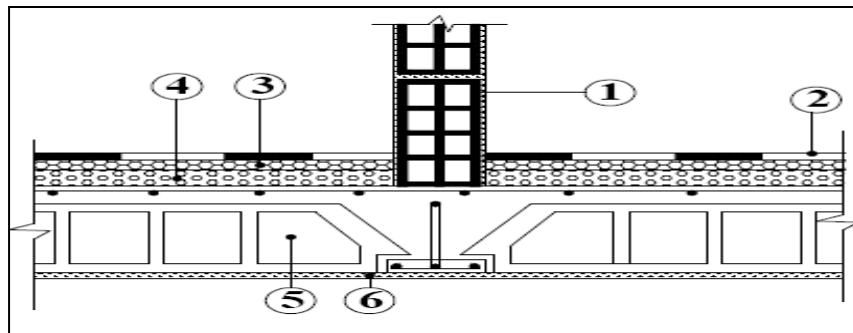


Figure II.3. : coupe du plancher d'étage courant.

### II.2.1.3. Murs extérieurs

Tableau II.3. : Caractéristiques des éléments d'un mur extérieur.

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment	2	18	0.36
2	Briques creuses	10	09	0.90
3	Lame d'air	5	0.00	0.00
4	Briques creuses	10	09	0.90
5	Enduit de plâtre	2	10	0.20
Charge permanente totale $G_t$				2.36

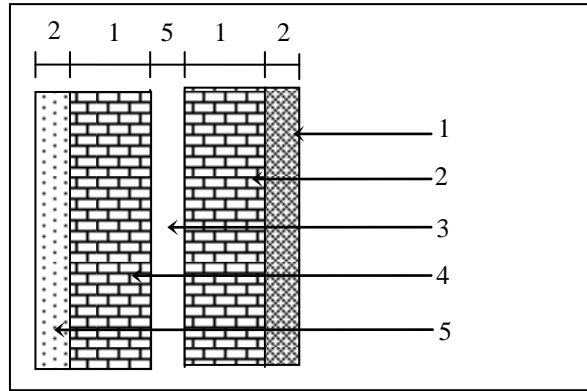


Figure II.4. : Coupe d'un mur extérieur

#### II.2.1.4.Murs Intérieure

Tableau II.4. : Caractéristiques des éléments d'un mur intérieur.

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	$\rho$ (kan/m3)	G (kN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre	2	10	0.20
2	Briques creuses	10	9	0.90
3	Enduit de plâtre	2	10	0.20
Charge permanente totale Gt				1.30

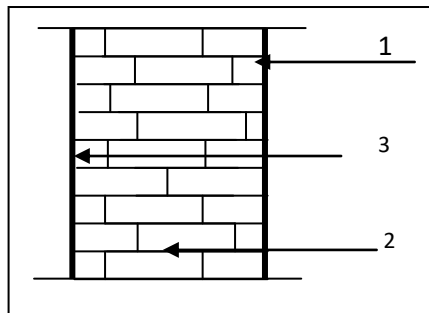


Figure II.5 : Coupe d'un mur

#### II.2.2. Charges d'exploitation

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR (article 7.2.2) comme suit :

Tableau II.5 : surcharges d'exploitation

Eléments	Surcharge (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher Etage habitation	1,5
Plancher du RDC : (locaux)	2.5
Escalier	2,5
Acrotère	1

### II.3. Les poutres

Les poutres représentent des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges provenant des planchers aux éléments d'appui verticaux (poteaux et voiles en béton armé). Les poutres en construction doivent avoir des sections régulières, celles-ci peuvent être rectangulaires ou carrées. On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

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

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

**Selon BAEL 91 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} L / 15 \leq h \leq L / 10 \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} L : \text{la portée libre de la poutre.} \\ \text{Avec } h : \text{Hauteur de la poutre.} \\ b : \text{Largeur de la poutre.} \end{array}$$

Selon le **RPA 99/2003** les dimensions des poutres pour les constructions implantées dans la zone sismique (II<sub>a</sub>) doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$(\text{RPA 99 / Art 7.5.1}) : \left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

#### II.3.1. Les poutres principales

Ce sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles.

##### - Hauteur (h)

Sachant que,  $L=385-25= 360\text{cm}$ , alors :

$$360 / 15 \leq h \leq 365 / 10 \quad 24 \leq h \leq 36.5 \quad \text{on prend } h = 35 \text{ cm}$$

##### - Largeur (b)

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \quad 10.5 \leq b \leq 24.5 \text{ on prend } b = 25 \text{ cm}$$

### II.3.2. Les poutres secondaires

- **Hauteur (h)**

$L = 370 - 25 = 345$  cm, alors :

$$345/15 \leq h \leq 345/10 \quad 23 \leq h \leq 34.5 \quad \text{on prend } h = 30 \text{ cm}$$

- **Largeur (b)**

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \quad 10.5 \leq b \leq 21 \quad \text{on prend } b = 25 \text{ cm}$$

**Remarque :** La section minimale exigée par le R.P.A99 révisé en 2003 pour un poteau en zone **IIa** est de (25x25).

• **Vérification des conditions exigées par le RPA99 (modifié en 2003) :**

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30$ cm	35 cm	30 cm	Condition vérifiée
$b \geq 20$ cm	25 cm	25 cm	Condition vérifiée
$h/b \leq 4$	1.16	1.2	Condition vérifiée

### II.3.3. La poutre de chaînage

Les poutres de chaînage sont des poutres en béton armé ; elle repose sur deux appuis des poutres principales elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures ; ceinturant les façades à chaque étage au niveau du plancher, cela les aide à rester solidaires de la structure, elles servent de porte à faux. Et pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- **Hauteur**

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

Avec :

**L<sub>max</sub> :** Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

**h<sub>t</sub> :** Hauteur de la poutre

$$\frac{370}{15} \leq h_t \leq \frac{370}{10} \quad \Rightarrow \quad \text{Donc : } 24,66 \text{ cm} \leq h_t \leq 37 \text{ cm}$$

**On adopte une hauteur  $h_t = 30$  cm.**

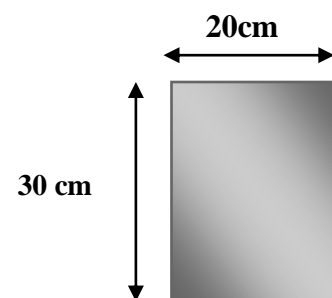
- **Largeur**

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

$$0.4 \times 30 \text{ cm} \leq b \leq 0.7 \times 30 \text{ cm}$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

**On adoptera une largeur  $b = 20$  cm.**



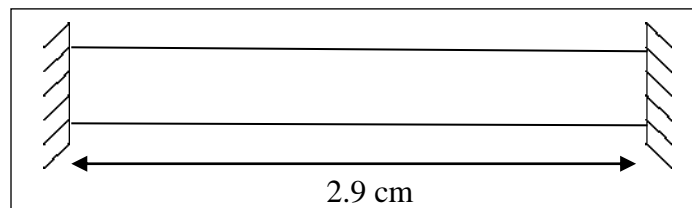
- **Vérification des conditions du RPA (Art 7.5.1.5. RPA 99/Version 2003)**

$$\begin{array}{l}
 h_t \geq 30 \text{ cm} \quad h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\
 \left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} b = 20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{30}{20} = 1.5 \leq 4 \end{array} \right. \\
 \implies \text{Condition vérifiée}
 \end{array}$$

Donc la poutre de chaînage a pour dimensions :  $(b \times h) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$ .

### II.3.4. Poutre palier

La poutre palier est une poutre d'une section rectangulaire  $(b \times h)$ , considérée comme semi encastree dans les poteaux. Elle est destinée à supporter son poids propre, et une partie du poids de l'escalier.



**Figure II.6:** Schéma de la poutre palier.

- **Hauteur**

La hauteur de la poutre palier est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \text{ Avec :}$$

**L<sub>max</sub>** : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

**h<sub>t</sub>** : Hauteur de la poutre

$$L_{\max} = 2.90 \text{ m} \frac{290}{15} \leq h_t \leq \frac{290}{10}; \text{ Donc : } 19.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 29 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du **RPA(Art7.5.1)**, on opte pour **h<sub>t</sub> = 30 cm**.

- **Largeur**

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \implies 0.4 \times 30 \text{ cm} \leq b \leq 0.7 \times 30 \text{ cm} \implies 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

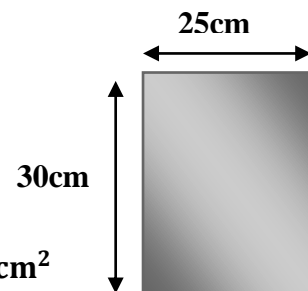
Avec : **b** : La largeur de la poutre

Compte tenu des exigences du **RPA(Art7.5.1)**, on opte pour **b = 25 cm**.

- **Vérification des conditions du RPA (Art 7.5.1.5. RPA 99/Version 2003)**

$$\begin{array}{l}
 \left\{ \begin{array}{l} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4 \end{array} \right. \\
 \implies \text{Condition vérifiée}
 \end{array}$$

Donc la poutre palier a pour dimensions :  $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$



## II.4. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme peut être carrée, rectangulaire ou circulaire. En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Le Pré-dimensionnement des poteaux se fera à **L'ELS** en compression simple, selon la combinaison, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal **N**. On calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est donnée par la formule donnée par le RPA (Article 7.4.3) :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{28}} \leq 0.30 \quad \longrightarrow \quad B_c \geq \frac{N_d}{0.30 \times f_{28}}$$

Avec :  $N_d = G + Q$

Où :

**N<sub>d</sub>** : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

**B<sub>c</sub>** : est l'aire (section brute) de cette dernière ;

**f<sub>cj</sub>** : est la résistance caractéristique du béton ;

**G** : charge permanente ;

**Q** : surcharge d'exploitation.

### Remarque

L'effort normal « **N<sub>d</sub>** » étant déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

Selon le **(RPA 99, A7.4.1)** : Le RPA nous impose pour la zone (IIa) les dimensions de la section transversale des poteaux que doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

### II.4.1. Descente de charge

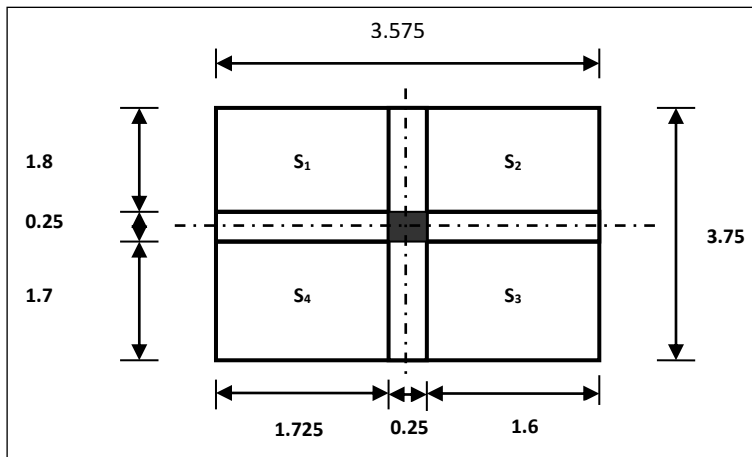
La descente de charges est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface d'influence (le poteau le plus sollicité).

#### II.4.1.1. Surface d'influence

Le poteau le plus sollicité est: **C10**

La surface influence:





**Figure II.7. :** Surface d'influence du poteau le plus sollicité.

**Surface nette:**  $S_{\text{nette}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$

$$S_1 = 1.725 \times 1.8 = 3.105 \text{ m}^2 \quad S_2 = 1.725 \times 1.7 = 2.933 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.6 \times 1.8 = 2.88 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.6 \times 1.7 = 2.72 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nette}} = 3.105 + 2.933 + 2.880 + 2.720 = 11.638 \text{ m}^2$$

**Surface brute :**  $S_{\text{brute}} = (3.575 \times 3.75) = 13.406 \text{ m}^2$

#### II.4.1.2. Poids propre des éléments

##### II.4.1.2.1. Poids revenant à chaque plancher

Poids du plancher  $P = G \times S$

- Plancher terrasse :  $P = 5.92 \times 11.638 = 68.897 \text{ KN}$  ;

- Plancher étage :  $P = 5.25 \times 11.638 = 61.099 \text{ KN}$ .

##### II.4.1.2.2. Poids propre revenant à chaque poutre

- Poutres principales :  $P = (0.35 \times 0.40) \times 25 \times (1.8 + 1.7) = 12.25 \text{ KN}$ .

- Poutres secondaires :  $P = (0.30 \times 0.35) \times 25 \times (1.725 + 1.6) = 8.73 \text{ KN}$ .

D'où le poids total des poutres est :  $P_{\text{total}} = 12.25 + 8.73 = 20.98 \text{ KN}$

##### II.4.1.2.3. Poids propre des poteaux

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions minimales qui sont donnée par le **RPA Min** ( $b_1, h_1$ )  $\geq 25 \text{ cm}$  pour la **zone IIa**. Pour tous les poteaux des niveaux de notre structure :  **$b = h = 25 \text{ cm}$** .

Notre bâtiment à deux différentes hauteurs de poteaux :

- Poteaux étage courant et de S-SOL

$$G_{\text{pot}} = S_{\text{pot}} \times H \times \rho$$

$$G_{\text{pot}} = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.78 [\text{KN}]$$

$$G_{\text{pot}} = 4.78 [\text{KN}]$$

- Poteaux de RDC

$$G_{pot} = S_{pot} \times H \times \rho$$

$$G_{pot} = 0.25 \times 0.25 \times 4.08 \times 25 = 6.37 \text{ [KN]}$$

$$G_{pot} = 6.37 \text{ [KN]}$$

Avec :

$S_{pot}$  : Section horizontale du poteau

$\rho$  : Poids volumique du béton

H : Hauteur du poteau.

#### **II.4.1.3. Surcharge d'exploitation**

- RDC :  $Q \times S = 2.5 \times 11.638 = 40.89 \text{ KN}$  ;
- Etage courant et S-SOL :  $Q \times S = 1.5 \times 11.683 = 29.095 \text{ KN}$  ;
- Plancher terrasse :  $1.00 \times 13.638 = 11.638 \text{ KN}$ .

#### **II.4.2. Dégression verticale des surcharges d'exploitation**

Le document technique réglementaire (**DTR. B.C.2.2**) nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité du chargement sur tous les planchers. Cette loi s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux (plus de 5 niveaux), bâtiments à usage d'habitation et bureautique, sous réserve de satisfaire certaines conditions notamment pour les locaux industriels et commerciales.

La loi de dégression est :  $\sum Q_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \sum_{i=1}^n Q_i$  pour  $n \geq 5$ .

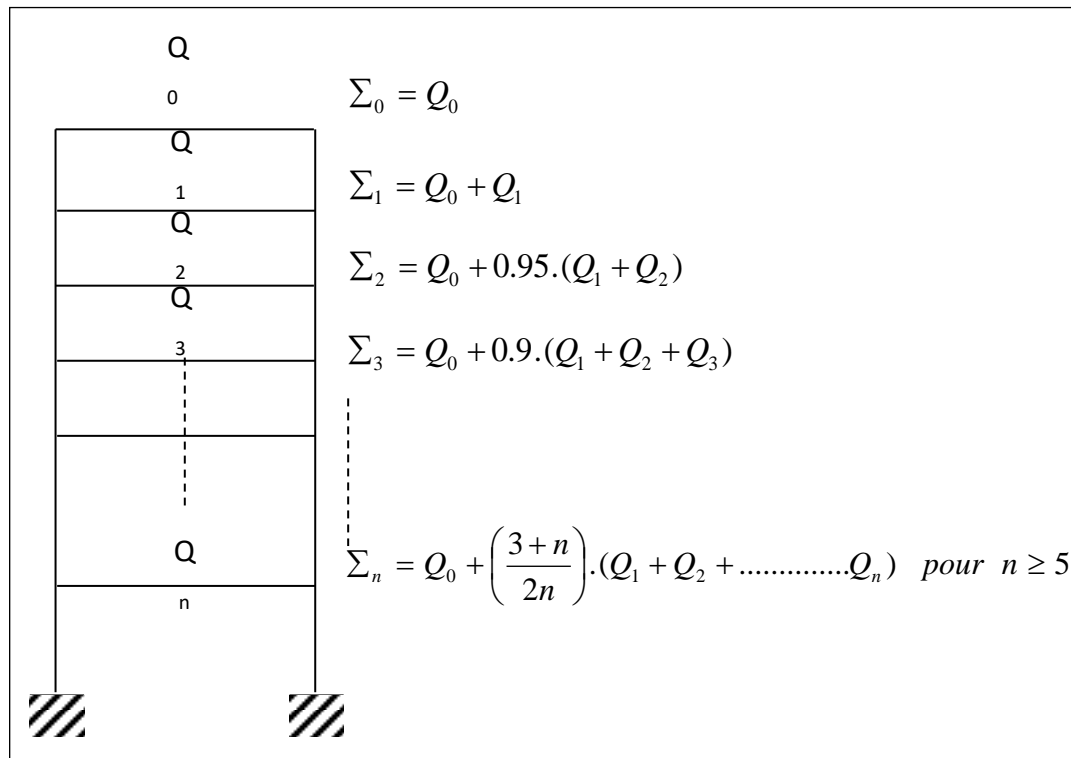
Tell que :

$Q_0$  : surcharge d'exploitation à la terrasse ;

$Q_i$  : surcharge d'exploitation de l'étage i ;

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

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



**Figure II.8 :** Loi de dégression des surcharges d'exploitation.

#### II.4.2.1. Coefficients de dégression des surcharges

Le coefficient  $\frac{3+n}{2n}$  étant valable pour les niveaux  $n \geq 5$ .

Il est donné par le tableau suivant :

**Tableau II.6:** Les coefficients des surcharges cumulées.

Niveaux	5	4	3	2	1	RDC	S-SOL
Coefficients	1	1	0,95	0,90	0,85	0.80	0.75

**Tableau II.7:** Les surcharges cumulées.

	La loi de dégression	La charge [KN]
5	$Q_0 = 1 \times 11.638$	11.638
4	$Q_0 + Q_1 = 11.638 + 29.095$	40.733
3	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 11.638 + 0.95(29.095 \times 2)$	66.918
2	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 11.638 + 0.90(29.095 \times 3)$	90.194
1	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 11.638 + 0.85(29.095 \times 4)$	110.561
RDC	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 11.638 + 0.80(29.095 \times 5 + 40.89)$	114.178
S-SOL	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 11.638 + 0.75(29.095 \times 6 + 40.89)$	129.59

II.4.2.2. Les surcharges cumulées

Tableau II.8 : Récapitulatif de la descente de charge.

	Charges permanentes [kN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm <sup>2</sup> ]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	$G_{totale}$	$G_{cumulée}$	$Q_i$	$Q_c$		Section trouvée (cm <sup>2</sup> )	Section adopte
5	68.897	20.98	/	89.877	89.877	11.638	11.638	96.427	128.57	30x30
4	61.099	20.98	4,78	86.859	176.736	29.095	40.733	217.469	289.96	30x30
3	61.099	20.98	4,78	86.859	263.595	29.095	66.918	330.513	440.68	35x35
2	61.099	20.98	4,78	86.859	350.454	29.095	90.194	414.685	587.53	35x35
1	61.099	20.98	4,78	86.859	437.313	29.095	110.561	520.771	730.5	35x35
RDC	61.099	20.98	6.37	86.859	524.172	40.89	114.178	638.652	851.13	40x40
S-Sol	61.099	20.98	4,78	86.859	611.031	29.095	129.59	744.738	987.5	40x40

II.4.3. Vérification de la section selon RPA (Art 7 -4-1)

Tableau II.9: Vérification des sections des poteaux selon le RPA.

Poteaux ( b x h )	Conditions exigées par RPA99 ver 2003	Valeurs calculées	Observation
<b>40x40 cm</b>	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 40\text{cm}$	<b>Condition vérifiée</b>
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 306/20=15.3$ $h_e/20=408/20=20.4$	
	$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$	$b_1/h_1 = 1$	
<b>35x35 cm</b>	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 30\text{cm}$	<b>Condition vérifiée</b>
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 306/20=15.3$	
	$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$	$b_1/h_1 = 1$	
<b>30x30 cm</b>	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 30\text{cm}$	<b>Condition vérifiée</b>
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 306/20=15.3$	
	$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$	$b_1/h_1 = 1$	

II.4.4. Vérification de la résistance des poteaux vis-à-vis du flambement

Lorsque une pièce élancée (poteau) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le flambement. Cette instabilité dépend de la longueur de flambement, la section (caractéristiques géométriques) et la nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

Soit :  $\lambda = \frac{L_f}{i}$  l'élancement des poteaux, il faut vérifier que :  $\lambda \leq 50$

Avec :

$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$  → Rayon de giration,

S : section transversale du poteau (b x h)

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Avec :

$L_f$ : Longueur de flambement d'un poteau (Art.B.8.3.3.1, BAEL 91)

( $l_f = 0.7 l_0$ )

$l_0 = h_e$  : Longueur libre de poteau

I : Moment d'inertie du poteau :  $I = bh^3/12$

S : section transversale du poteau.

**Tableau II.10 : Vérification du flambement des poteaux.**

Niveau	b (cm)	h (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	S (cm <sup>2</sup> )	i (cm)	L <sub>0</sub> (cm)	L <sub>f</sub> (cm)	λ	Condition
5	30	30	67500	900	7.5	306	214.2	28.56	condition vérifiée
4	30	30	67500	900	7.5	306	214.2	28.56	condition vérifiée
3	35	35	125052,08	1225	10.2	306	214.2	20.98	condition vérifiée
2	35	35	125052,08	1225	10.21	306	214.2	20.98	condition vérifiée
1	35	35	125052,08	1225	10.21	306	214.2	20.98	condition vérifiée
RDC	40	40	213333.33	1600	11.55	408	285.6	24.83	condition vérifiée
S-SOL	40	40	213333.33	1600	11.55	306	214.2	18.54	condition vérifiée

## Conclusion

La condition de l'élancement  $\lambda \leq 50$  est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

## II.5. Les voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontaux et une partie des charges verticales. Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à **l'article 7.7.1 du RPA99 (version 2003)** qui préconise la condition :

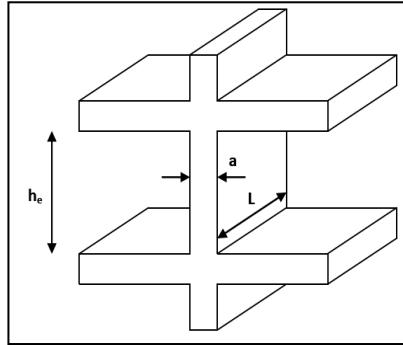
$L \geq 4a$  ; Avec :

**A** : épaisseur des voiles,

**L** : longueur minimale des voiles.

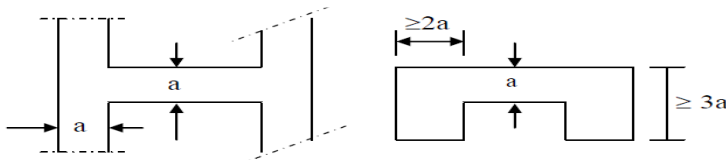
L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15 cm ( $a \geq 15[\text{cm}]$ ).

$$a \geq \frac{h_e}{20} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{25}$$

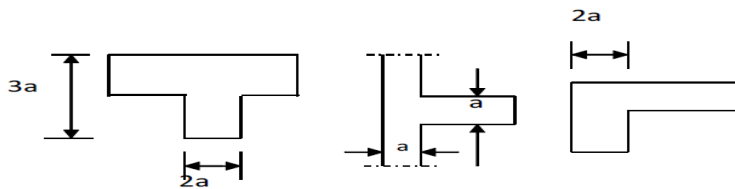


**Figure II.9** : Coupe de voile en élévation.

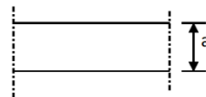
**1<sup>er</sup> cas** : ( $a \geq \frac{h_e}{25}$ )



**2<sup>ème</sup> cas** : ( $a \geq \frac{h_e}{22}$ )



**3<sup>ème</sup> cas** : ( $a \geq \frac{h_e}{20}$ )



**Figure II.10** : Coupes de voiles en plan

### II.5.1. L'épaisseur (e)

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et de la condition de rigidité aux extrémités :

**Dans notre cas** :

$$a \geq \max (e_{\min}; \frac{h_e}{20})$$

$$a \geq h_e / 20$$

$$h_e = h - e_p$$

Avec :

**e<sub>p</sub>** : épaisseur du plancher

**h** : hauteur libre de l'étage

- Au niveau des étages courant, et le sous-sol :  
 $e = h - e_p = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$

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

- Au niveau de RDC :  $e = h - e_p = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$

$$A \geq \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19.4$$

**On prend : a = 20 cm** pour tous les voiles.

### II.5.2. Vérification des exigences du RPA 99 (Art 7.7.1)

Sont considérés comme voiles de contreventement, la largeur d'un voile doit satisfaire la condition suivante :

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

$$L_{\min} \geq 4 \times 0.20 = 0.80 \text{ m} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Avec :**

**L<sub>min</sub>**: La portée minimale d'un voile : **L<sub>min</sub> = 1m**

**a** : Epaisseur du voile

### Conclusion

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

- Hauteur du plancher **h<sub>t</sub>=20cm** soit un plancher de **16+4cm** ;

- Section des poutres principales **(25x35) cm<sup>2</sup>** ;
- Section des poutres secondaires **(25x30) cm<sup>2</sup>** ;
- Section des poutres de chainages **(20x25) cm<sup>2</sup>** ;
- La poutre palière **(25x30) cm<sup>2</sup>** ;
- Sections des poteaux: **RDC, sous-sol : 40 x 40 ;**  
**Etages 1, 2,3 : 35 x 35 ;**  
**Etages 4, 5 : 30 x 30 ;**
- Epaisseur des voiles : **ep=20cm.**

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs aux prochains chapitres.



## Introduction

Après avoir défini les caractéristiques de l'ouvrage et effectué le pré dimensionnement des éléments nous prendrons soin dans ce chapitre à calculer les éléments non structuraux secondaires du bâtiment.

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. L'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications. Le calcul se fera conformément aux règles BAEL 91 (modifié 99) et le RPA 2003.

Dans ce chapitre, on va procéder au calcul des éléments suivants :

- Acrotère ;
- Les planchers à corps creux ;
- Les escaliers ;
- La poutre palière.

### III.1. Calcul de l'acrotère

#### III.1.1. Définition et rôle de l'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre la poussée du vent. La forme de la pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est assimilé dans le calcul à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, elle a une section trapézoïdale dont les dimensions sont 10cm d'épaisseur, 60cm de hauteur, il est soumis à son poids propre  $G$  donnant un effort normal  $N$  et une charge d'exploitation horizontale ( $Q=1[\text{KN/ml}]$ ) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion ( $M$ ) dans la section d'encastrement (section dangereuse).

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables et le calcul s'effectue pour une bande de 1 mètre de largeur ; le ferrailage sera déterminé en flexion composée à L'ELU et L'ELS.

#### III.1.2. Dimensions de l'acrotère

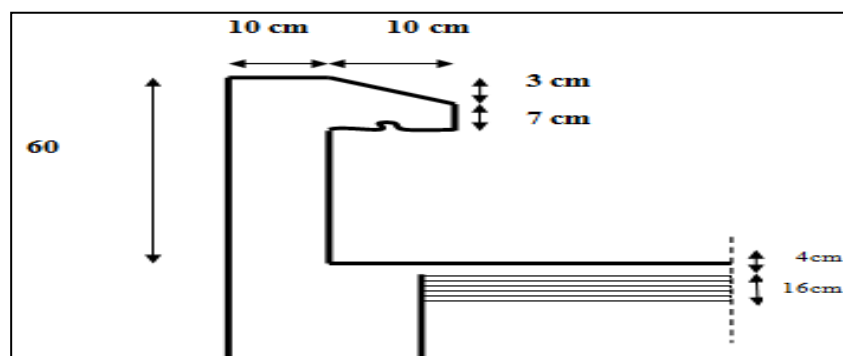


Figure III.1.: Schéma statique.

### III.1.3. Détermination des sollicitations

- **Poids propre**

$$G = S \times \rho$$

Avec :  $\rho$ : masse volumique du béton

S : section de l'acrotère

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.03 \times 0.1 / 2) + (0.07 \times 0.1)] \times 25 \times 1 \text{ ml}$$

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

- **Surcharge d'exploitation**

$$Q = 1.00 \text{ KN/ml.}$$

- **Effort normal dû au poids propre G**

$$N = G \times 1 = 1.7125 \text{ KN.}$$

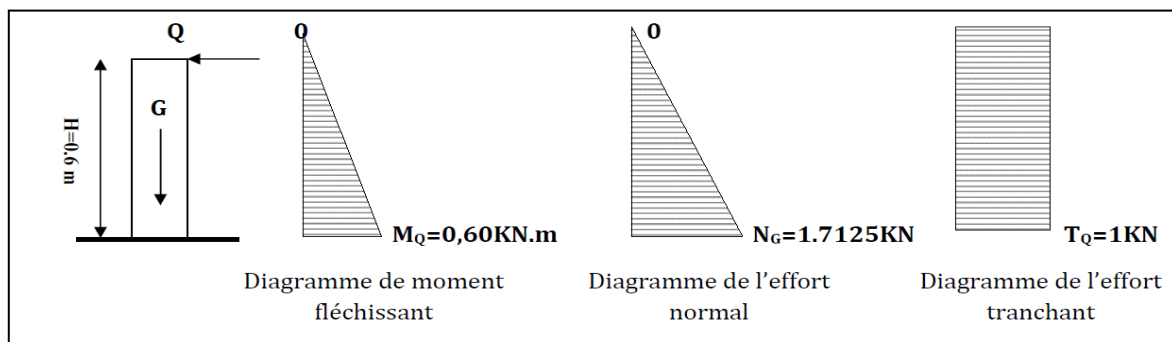
- **Effort tranchant**

$$T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN.}$$

- **Moment de renversement dû à la surcharge Q :**

$$M = Q \times H \times 1 = 0.60 \text{ KN.m.}$$

### III.1.4. Diagramme des efforts



**Figure III.2 :** Diagrammes des efforts internes.

### III.1.5. Combinaisons de Charge

- **A L'ELU :  $1.35G + 1.5Q$**

$$\begin{cases} N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.7125 = 2.312 \text{ KN} \\ M_u = 1.5 \times M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.90 \text{ KN.m.} \\ T_u = 1.5 \times T = 1.5 \text{ KN.} \end{cases}$$

- **A L'ELS :  $G + Q$**

$$\begin{cases} N_s = G = 1.7125 \text{ KN.} \\ M_s = M_Q = 0.60 \text{ KN.m} \\ T_s = T_Q = 1 \text{ KN.} \end{cases}$$

### III.1.6. Ferrailage de l'acrotère

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous  $(N_u)$  et  $(M_u)$ , puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous  $(N_s)$  et  $(M_s)$

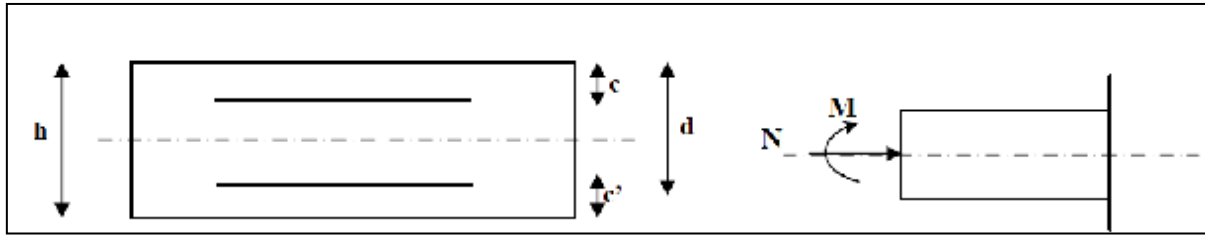


Figure III.3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée

#### III.1.6.1. Calcul des armatures à l'ELU

##### III.1.6.1.1. Position du centre de pression

**h** : Epaisseur de la section : 10cm

**b** : Largeur de la section : 100cm

**c et c'** : Enrobage : 2cm

**d = h - c** : Hauteur utile.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.312} = 0.389\text{m} \longrightarrow e_u = 39\text{cm}$$

$$a = \frac{h}{2} - c \longrightarrow a = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{ cm}$$

**a** : La distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendues;  $e_u > a$ .

#### Conclusion

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. L'effort normal  $N$  est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif ( $M_f$ ), puis on déduira la section d'armatures réelles « $A_s$ » en flexion composée.

$M_f$  : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

##### III.1.6.1.2. Calcul en flexion simple

###### • Le moment fictif

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

$$M_f = 0.9 + 2.312 \times \left( \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 0.97 \text{ KN.m}$$

###### • Calcul de $\mu$ (moment réduit)

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

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta_\gamma} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{0.97 \times 10^5}{100 \times 8^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.01066$$

$$\mu_b = 0.01066 < \mu_1 = 0.392\text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.01066 \longrightarrow \beta = 0.994 \text{ (par interpolation).}$$

### III.1.6.1.3. Calcul à la flexion composée (Armatures réelles)

- La section des armatures réelles

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$A_f$  : armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.97 \times 10^5}{0.994 \times 8 \times 348 \times 10^2} = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.35 - \frac{2.312}{34.8} = 0.284 \text{ cm}^2$$

### III.1.6.2. Vérification à l'ELU

#### III.1.6.2.1. Condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2.1)

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

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

- Armateur principale :

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

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6 \times 10^2}{1.7125} = 35.04 \text{ cm}$$

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{400} \times \left[ \frac{35.04 - (0.455 \times 8)}{35.04 - (0.185 \times 8)} \right]$$

$$A_{min} = 0.904 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.904 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0.284 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{la section n'est pas vérifiée.}$$

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc nous adopterons une section :

$$A = A_{min} = 0.904 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$ .

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 4 \text{ HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$ .

**III.1.6.2.2. Vérification aux cisaillements (Art A.5.1,1/BAEL 91)**

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5}{100 \times 8} = 0,0018 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

Pas de risque de cisaillement  $\Rightarrow$  Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**III.1.6.2.3. Vérification de l'adhérence des barres (Art 6.1, 3/ BAEL91)**

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

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

$\sum U_i$  : Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3,14 \times 4 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

N : Nombre de barres

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 8 \times 10,048} = 0,207 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{La section est vérifiée}$$

Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

**III.1.6.2.4. Vérification des espacements des barres (Art A.4.5, 34 / BAEL 91 modifié)**

Armatures principales :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min [3h; 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$   
 $25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$

Armatures de répartition :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min [4h; 45 \text{ cm}] = 40 \text{ cm}$   
 $25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$

**III.1.6.2.5. Ancrage des armatures (Art A.6.1, 23 / BAEL91)**

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

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{avec} \quad \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.853} = 28.04 \text{ cm}$$

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

**III.1.6.3. Vérification à l'ELS****III.1.6.3.1 Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; \max (0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right] \quad (\text{Art. A.4.5.33 BAEL})$$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2 \times 400}{3}; \max (0.5 \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right] = \min [266.67; 201.63]$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251$$

$$\rho_1 = 0.251 \longrightarrow \beta_1 = 0.920 \longrightarrow K_1 = 47.69.$$

D'où :

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.920 \times 80 \times 2.01 \times 10^2} = \mathbf{40.56 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = 40.56 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**III.1.6.3.2. Vérification de la contrainte de compression dans le béton**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{47.69} \times 40.56 = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

D'où le ferrailage adopté à l'ELU est justifié à l'ELS.

- Armatures principales  $\longrightarrow 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2/\text{ml}$  avec  $St = 25\text{cm}$ .
- Armatures de répartitions  $\longrightarrow 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2/\text{ml}$  avec  $St = 25\text{cm}$ .

### III.1.6.3.3. Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99/Art 6.2.3)

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale qui doit être inférieure à la main courante.

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

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

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération (RPA99/Art 4.2.3 Tableau 4-1)

$A = 0,15$  en zone IIa (groupe d'usage 2).

**C<sub>p</sub>** : Facteur de force horizontale ( $C_p = 0,3$ ), tiré de tableau (6.1) [RPA99 version 2003].

**W<sub>p</sub>** : Poids de l'acrotère = 1.7125KN/ml.

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,3 \times 1,7125 = 0,308 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Le ferrailage adopté précédemment reste convenable.

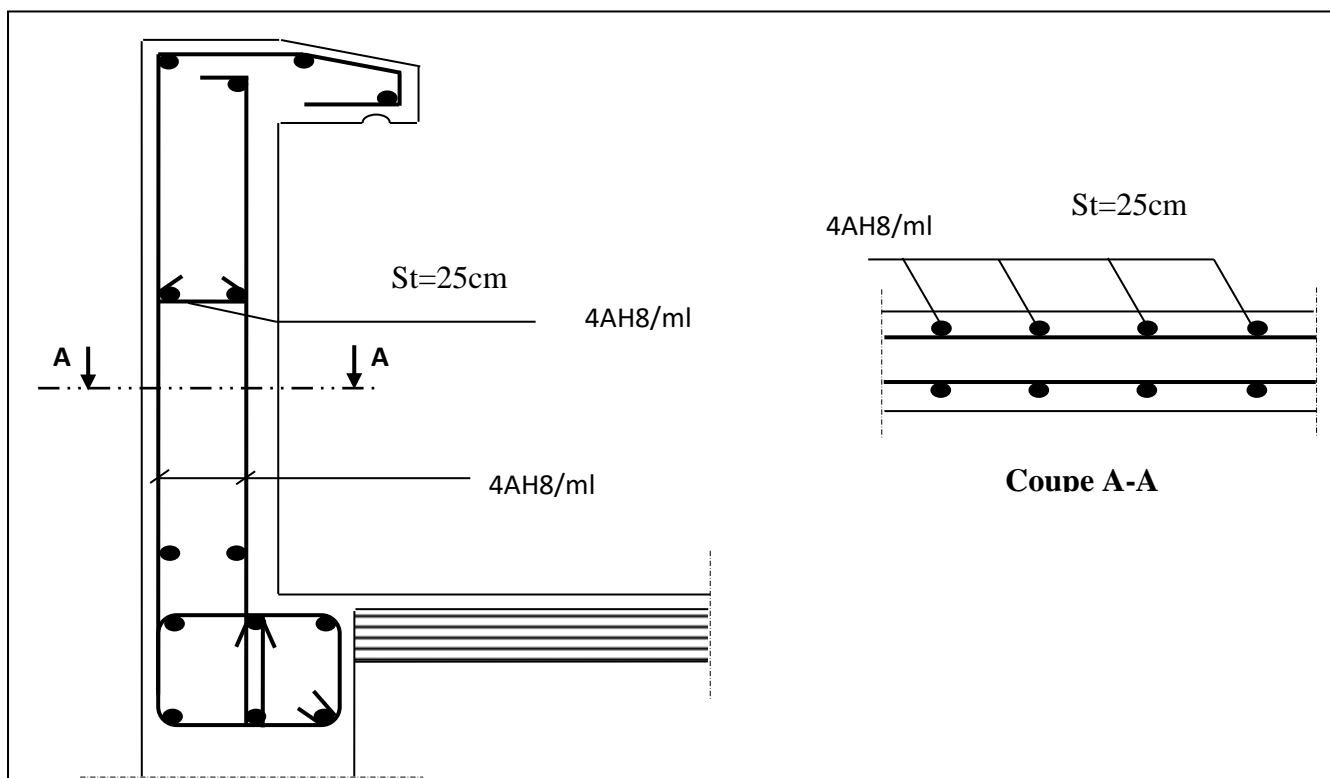
### Conclusion

Le ferrailage de l'acrotère est comme suit :

**A=4HA8 = 2.01cm<sup>2</sup>/ml et St = 25cm.**

**A<sub>r</sub> = 4HA8 = 2.01cm<sup>2</sup>/ml et St = 25cm.**

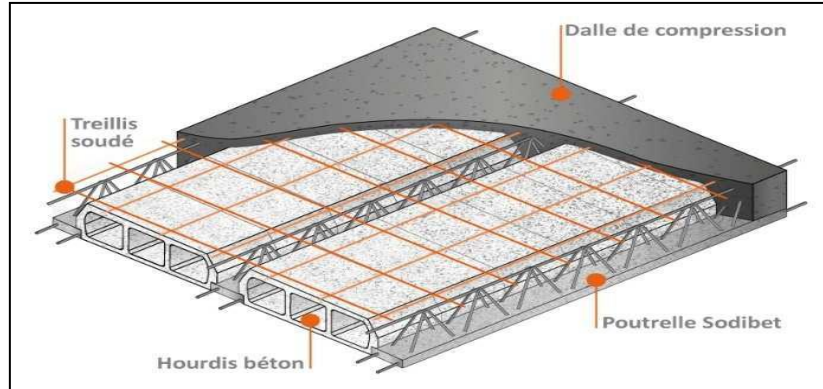
### III.1.7. Plan de ferrailage de l'acrotère



**Figure III. 4** : Ferrailage de l'acrotère.

### III.2. Calcul du plancher

Les planchers de ce bâtiment sont constitués de corps creux, leurs épaisseur est de (16+4) cm, reposant sur les poutrelles préfabriquées qui seront disposées selon la petite portée avec un espacement de 65 cm et d'une dalle de compression.



**Figure III.5:** Schéma descriptif d'un plancher d'étage courant.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en **T**, elles assurent la fonction de portance ; la distance entre axes des poutrelles est de **65 cm**.
- Remplissage en corps creux ; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de **16 cm**.
- Une dalle de compression en béton de **4 cm** d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
  - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
  - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
  - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons.

#### III.2.1. Dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur toute la surface de plancher, avec une épaisseur de 4cm. Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes données par le (BAEL91/Art B.6.8, 423) qui sont les suivantes :

**33 cm** : dans le sens parallèle aux poutrelles.

**20cm** : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

En pratique (en Algérie on considère un maillage de **20cm**).

##### III.2.1.1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles

- Si :  $L_1 \leq 50 \text{ cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en  $\text{cm}^2/\text{ml}$  doit être au moins égale à :

$$A_{\perp} = \frac{200}{f_e}$$



- Si :  $50 \leq L_1 \leq 80$  cm

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en  $\text{cm}^2/\text{ml}$  doit être au moins égale à :

$$A_{\perp} = 4 \times \frac{L_1}{f_e} \text{ avec : } (L_1 \text{ en cm}) ; \text{Espacement : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Avec :

$L_1$  : distance entre l'axe des poutrelles ( $L_1 = 65$  cm) ;

$A_{\perp}$  : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles,

$f_e = 520 \text{ MPa}$  ( $f_e$  : limite élastique des aciers utilisées) ;

Quadrillage de treilles soudé (TLE 520).

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

$$A_{\perp} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2, \text{ avec un espacement : } S_t = 20 \text{ cm}$$

### III.2.1.2. Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0.63 / 2 = 0.315 \text{ cm}^2$$

$$A_{//} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2, \text{ avec un espacement : } S_t = 20 \text{ cm}$$

**Remarque :** Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés dont la dimension des Mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (20x20).

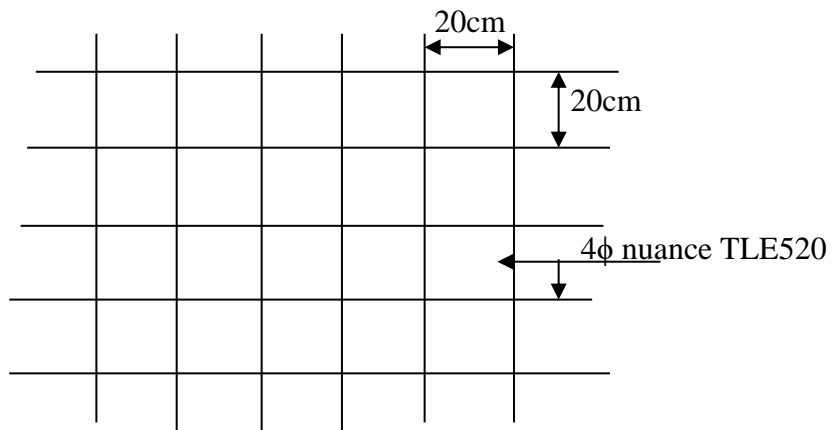


Figure III.6 : Armatures de l'hourdis

### III.2.2. Etude des poutrelles

La poutrelle préfabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension  $(12 \times 4) \text{ cm}^2$ . Elles est disposée parallèlement à la petite portée.

#### III.2.2.1. Dimensionnement de la poutrelle

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparties, dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montrer la figure ci-dessous :

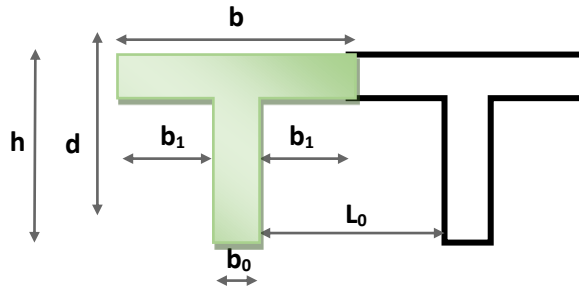


Figure III.7 : Dimensions de la poutrelle.

**L<sub>1</sub>** : La longueur de l'hourdis :  $L_1=65\text{cm}$  ;

**L<sub>0</sub>** : la distance entre deux parements voisins de deux poutrelles,  $L_0=65 - 12 = 53\text{cm}$  ;

**L** : la longueur de la plus grande travée dans le sens des poutrelles entre nus d'appuis,  $L= 370\text{cm}$  ;

**b<sub>0</sub>** : largeur de la nervure,  $b_0=12\text{cm}$  ;

**h<sub>0</sub>** : épaisseur de la dalle de compression,  $h_0=4\text{cm}$  ;

**b** : largeur de la dalle de compression,  $b = 2b_1 + b_0$ .

**On a** :  $h = 20\text{cm}$  ;

Pour  $b_0$  on a :  $0.3 h \leq b_0 \leq 0.7 h \longrightarrow 0.3 \times 20 \leq b_0 \leq 0.7 \times 20$

$6\text{ cm} \leq b_0 \leq 14\text{cm}$  ; donc on a :  $b_0 = 12\text{cm}$ .

#### III.2.2.2. Calcul de largeur de la table

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} ; 8h_0 \right\} \longrightarrow b_1 \leq (26.5 ; 37) \longrightarrow b_1 = 26.5\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65\text{cm} \longrightarrow b = 65\text{cm}.$$

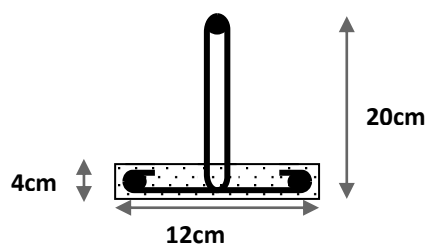


Figure III.8 :La nervure

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

##### III.2.2.2.1. Première étape : avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de  $0.95\text{ KN/m}^2$  et la surcharge d'exploitation.

- **Charges et surcharge**

- **Charge permanente**

- Poids propre de poutrelle

$$G_p = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

- Poids de corps creux

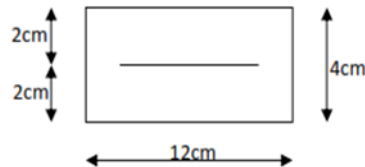
$$G_{cc} = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$$

- Poids total

$$G_{tot} = G_p + G_{cc} = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$$

- **Charge d'exploitation**

Surcharge de l'ouvrier :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

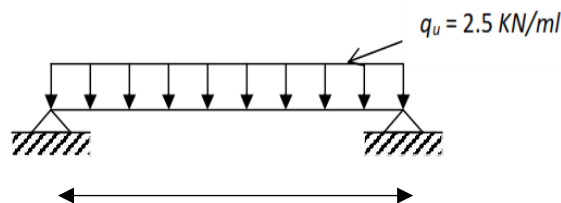


- **Combinaison des charges**

- **À L'ELU :**

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

$$q_u = 2.5 \text{ KN/ml}$$



3.7

Calcul du moment en travée :  $M_t = q l^2 / 8 = 2.5 \times (3.70)^2 / 8 = 4.28 \text{ KN.m}$

Calcul de l'effort tranchant :  $T = q l / 2 = 2.5 \times 3.70 / 2 = 4.62 \text{ KN}$

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

$b = 12 \text{ cm}$ ,  $h = 4 \text{ cm}$ ,  $c = 2 \text{ cm}$ ,  $d = 2 \text{ cm}$ .

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{4.28 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 6.28 \gg 0.392 \Rightarrow \text{Section doublement armée (SDA)}$$

### Remarque

La section de la poutrelle est petite, par conséquent, on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des étais intermédiaires pour la conforter (l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression), de manière à ce que les armatures comprimées ne lui soient pas utiles. La distance entre fil d'étais (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

#### III.2.2.2.2. Deuxième étape : après coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis soumise aux charges suivantes :

- Poids propre du plancher :

$$G = 5.25 \times 0.65 = 3.41 \text{ KN / m}$$

- Surcharge d'exploitation :  
 $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN / ml}$ .
- Les charges supportées par les poutrelles sont :  
 $Q = 0.975 \text{ KN / ml}$   
 $G = 3.41 \text{ KN / ml}$

- **Charges et surcharges**

Plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
Plancher terrasse	$5.92 \times 0.65 = 3.8$	$1 \times 0.65 = 0.65$
Plancher étage courant à usage habitation	$5.25 \times 0.65 = 3.41$	$1.5 \times 0.65 = 0.975$
Plancher à usage administratif et commercial	$5.25 \times 0.65 = 3.41$	$2.5 \times 0.65 = 1.625$

- **Combinaison de charges**

Plancher	ELU ( $1.35G + 1.5Q$ ) Q (KN/ml)	ELS (G+Q) (KN/ml)
Plancher terrasse	5.473	4.498
Plancher étage courant à usage habitation	6.06	4.39
Plancher à usage administratif et commercial	7.04	5.053

**Remarque**

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable. Dans notre cas on fait le calcul pour le plancher à usage commercial(RDC).

**III.2.3. Choix de la méthode de calcul**➤ **Etude du plancher RDC (à usage commercial)**

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois moments.
- Méthode de Caquot. (Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

**III.2.3.1. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

- La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge La d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou  $5 \text{ KN/ m}^2$  « $Q \leq \max (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$ » :

$$Q = 1.625 \text{ KN/ml} < \max (2G, 5 \text{ KN/m}^2) = 2 \times 3.41 = 6.82 \text{ KN/ml. Condition vérifié}$$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées. **condition vérifiée.**

- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 ( $0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$ ) :  
 $3.7/3.4 = 1.09$  ;  $3.4/3.4 = 1$  ;  $3.4/2.9 = 1.17$  ;  $2.9/3.4 = 0.85$  ;  $3.4/3.7 = 0.92$  **condition est vérifiée.**

Les planchers sont pas exposés aux intempéries donc la fissuration est considérée comme non préjudiciable **Condition vérifiée.**

### Conclusion

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

#### III.2.3.2. Principe de la méthode (BAEL91 modifié 99)

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.

Les valeurs  $M_t$ ,  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- $M_0$  : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.  
 $M_0 = \frac{ql^2}{8}$ ; dont « l » longueur entre nus d'appuis.
- $M_w$  et  $M_e$  : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- $M_t$  : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considéré

$$\begin{cases} M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0) \text{ Avec :} \\ M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire} \\ \text{Dans le cas d'une travée de rive} \end{array} \right. \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

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

- **0,6 $M_0$**  dans le cas d'une poutre à deux travées.
  - **0,5 $M_0$**  pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées.
  - **0,4 $M_0$**  pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.
  - **0,3 $M_0$**  pour les appuis de rive semi encastres.
- **Rapport de charge  $\alpha$** : le rapport des charges l'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation, en valeurs non pondérées.

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \quad \text{avec } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\text{Pour } Q=0 \longrightarrow \alpha = 0$$

$$\text{Pour } Q=2G \longrightarrow \alpha = 2/3$$

## III.2.4. Calcul à L'ELU

## III.2.4.1. Calcul des rapports de charge

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.625}{1.625 + 3.41} = 0.349$$

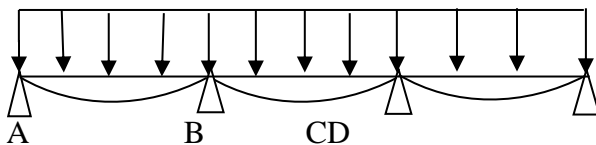
Tableau III.1 : Rapport de charges

A	$1+0.3\alpha$	$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}$	$\frac{1 + 0.3\alpha}{2}$
0.349	1.105	0.652	0.552

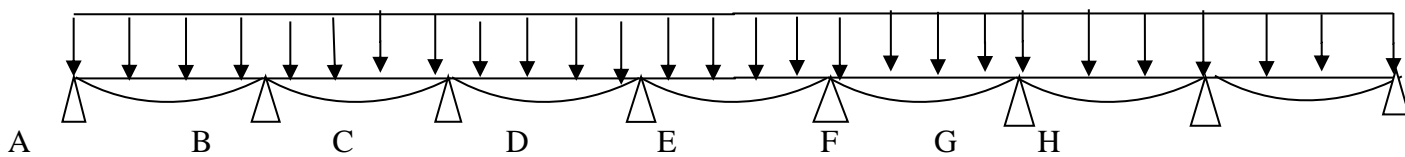
## III.2.4.2. poutrelles a étudié

On a deux types de poutrelles a étudié :

**Type I** : Poutrelle a 3 travées.



**Type II** : Poutrelle a 7 travées



**Remarque** : Nous considérons pour nos calculs, le plancher symétrique a 7 travées qui présentent le cas le plus défavorable.

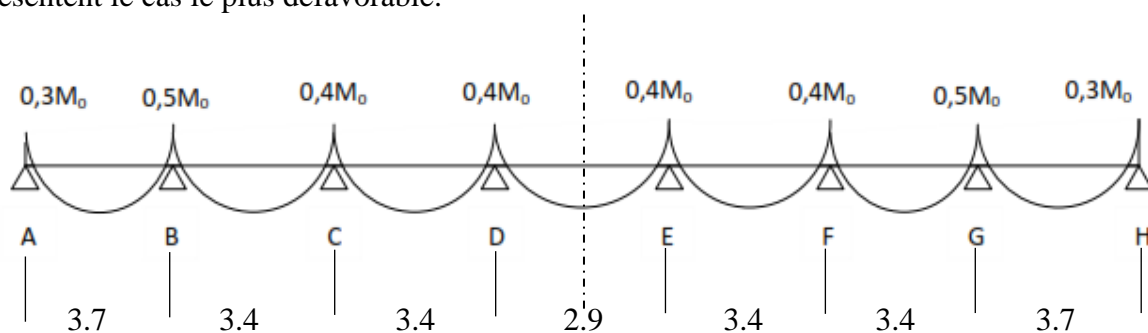


Figure III.9 : Valeurs des moments aux appuis

## III.2.4.3. Calcul du moment isostatique

$M_0 = ql^2/8$  ;  $l$  : portée libre des travées.

$$M_{0AB} = \frac{7.04 \times 3.7^2}{8} = 12.05 \text{ KN.m}$$

$$= M_{0GH}$$

$$M_{0BC} = \frac{7.04 \times 3.4^2}{8} = 10.17 \text{ KN.m}$$

$$= M_{0CD} = M_{0EF} = M_{0FG}$$

$$M_{0DE} = \frac{7.04 \times 2.9^2}{8} = 7.4 \text{ KN.m}$$

#### III.2.4.4. Moments aux appuis

$$M_A = 0.3 M_{0AB} = 0.3 \times 12.05 = 3.6 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 M_{\max} (M_{0AB}, M_{0BC}) = 0.5 \times 12.05 = 6.03 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 M_{\max} (M_{0BC}, M_{0CD}) = 0.4 \times 10.17 = 4.1 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.4 M_{\max} (M_{0CD}, M_{0DE}) = 0.4 \times 10.17 = 4.1 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.4 M_{\max} (M_{0DE}, M_{0EF}) = 0.4 \times 10.17 = 4.1 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0.4 M_{\max} (M_{0EF}, M_{0FG}) = 0.4 \times 10.17 = 4.1 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0.5 M_{\max} (M_{0FG}, M_{0GH}) = 0.5 \times 12.05 = 6.03 \text{ KN.m}$$

$$M_H = 0.3 M_{0GH} = 0.3 \times 12.05 = 3.6 \text{ KN.m}$$

#### III.2.4.5. Moments En travées

##### • Travées (A - B) et (G - H)

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) M_0 = 1.105 M_0 \geq 1.05 M_0$$

$$M_t + \frac{3.6 + 6.03}{2} \geq 1.105 M_0 \longrightarrow M_t = 8.5 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} M_0$$

$$M_t \geq 0.652(12.05) \longrightarrow M_t = 7.86 \text{ KN.m}$$

$$\text{Soit : } M_{tAB} = 8.5 \text{ KN.m} = M_{tGH}$$

##### • Travées (B - C) et (F - G)

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) M_0 = 1.105 M_0 \geq 1.05 M_0$$

$$M_t + \frac{6.03 + 4.1}{2} \geq 1.105 M_0 = 1.105 \times 10.17 = 11.24 \geq 1.05 M_0$$

$$M_t = 6.2 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} M_0$$

$$0.552 \times 10.17 = 5.61 \longrightarrow M_{tBC} = 5.61 \text{ KN.m}$$

$$\text{Soit : } M_{tBC} = 6.2 \text{ KN.m} = M_{tFG}.$$

- Travées (C - D) et (E - F)

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) M_0 = 1.105 M_0 \geq 1.05 M_0$$

$$M_t + \frac{4.1 + 4.1}{2} \geq 1.105 M_0 = 11.24 \geq 1.05 M_0$$

$$M_t = 7.14 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} M_0$$

$$M_t \geq 0.552 \times 10.17 = 5.61 \longrightarrow M_t = 5.61 \text{ KN.m}$$

Soit :  $M_{tCD} = 7.14 \text{ KN.m} = M_{tEF}$ .

- Travée (D - E)

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) M_0 = 1.105 M_0 \geq 1.05 M_0$$

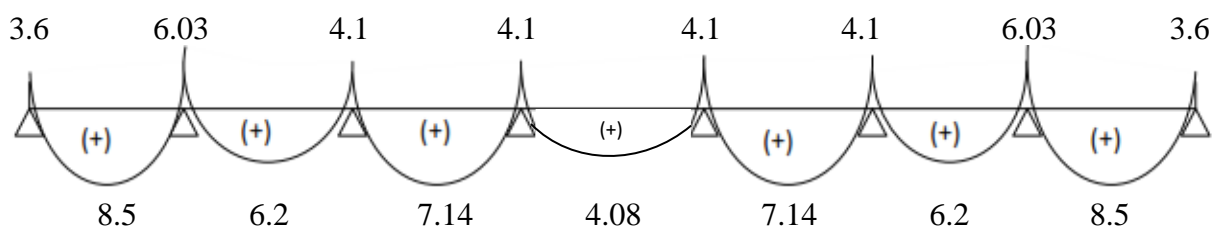
$$M_t + \frac{4.1 + 4.1}{2} \geq 1.105 M_0 = 1.105 \times 7.4 = 8.18 \geq 1.05 M_0$$

$$M_t = 4.08 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} M_0$$

$$0.552 \times 7.4 = 4.08 \longrightarrow M_t = 4.08 \text{ KN.m}$$

Soit :  $M_{tDE} = 4.08 \text{ KN.m}$ .



**Figure III.10:** Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

### III.2.4.6. Calcul des efforts tranchants

Pour calculer les efforts tranchants, on isole les différentes travées, on calcule les réactions d'appuis en tenant compte des moments de continuité et on les détermine en utilisant la méthode de la RDM :

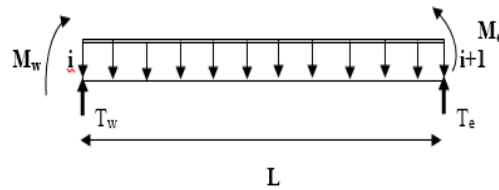
$$\sum M / i = 0$$

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

$$\text{Avec : } \theta(x) = + \frac{q_u \times L_i}{2} \quad \text{a } (x=0)$$

$$\theta(x) = - \frac{q_u \times L_i}{2} \quad \text{a } (x=L)$$





**Figure III.11:** Schéma de calcul des efforts tranchants

$T(x)$  : effort tranchant sur appui ; à une distance  $x$ .

$q(x)$  : effort tranchant de la travée isostatique ;

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

$T_w$  : effort tranchant sur appui gauche de la travée ;

$T_e$  : effort tranchant sur appui droit de la travée ;

$L$  : longueur de la travée.

- **Etude de la travée AB**

$L_i = 3.7 \text{ m}$  et  $q_u = 7.04 \text{ KN.m}$

$$V_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 7.04 \times 3.7 / 2 + (6.03 - 3.6) / 3.7 = 13.024 + 0.66$$

$V_A = 13.7 \text{ KN}$ .

$$V_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -7.04 \times 3.7 / 2 + (6.03 - 3.6) / 3.7$$

$V_B = -12.4 \text{ KN}$ .

- **Etude de la travée BC**

$L_i = 3.4 \text{ m}$  et  $q_u = 7.04 \text{ KN.m}$

$V_B = 11.97 - 2 = 9.97 \text{ KN}$

$V_C = -13.97 \text{ KN}$

- **Etude de la travée CD**

$L_i = 3.4 \text{ m}$  et  $q_u = 7.04 \text{ KN.m}$

$V_C = 11.97 - 0 = 11.97 \text{ KN}$

$V_D = -11.97 \text{ KN}$

- **Etude de la travée DE**

$L_i = 2.9 \text{ m}$  et  $q_u = 7.04 \text{ KN.m}$

$V_D = 10.21 + 0 = 10.21 \text{ KN}$

$V_E = -10.21 \text{ KN}$

- **Etude de la travée EF**

$L_i = 3.4 \text{ m}$  et  $q_u = 7.07 \text{ KN.m}$

$V_E = 11.97 - 0 = 11.97 \text{ KN}$

$V_F = -11.97 \text{ KN}$

- **Etude de la travée FG**

$L_i = 3.4 \text{ m}$  et  $q_u = 7.04 \text{ KN.m}$

$V_F = 11.97 + 2 = 13.97 \text{ KN}$

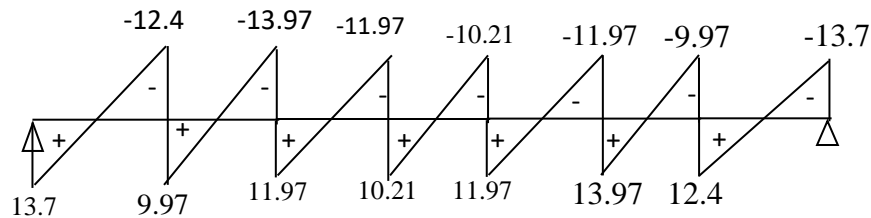
$V_G = -9.97 \text{ KN}$

- **Etude de la travée GH**

$L_i = 3.7 \text{ m}$  et  $q_u = 7.04 \text{ KN.m}$

$V_G = 12.4 \text{ KN}$

$V_H = -13.7 \text{ KN}$



**Figure III.12 :** Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

### III.2.5. Ferrailage

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum en travée.

$M_t \text{ max} = 8.5 \text{ KN.m}$  et  $M_a \text{ max} = 6.03 \text{ KN.m}$

#### III.2.5.1. Les caractéristiques géométriques de la section de calcul

$b = 65 \text{ cm}$  (largeur de la table de compression).

$h = 20 \text{ cm}$  (hauteur total du plancher).

$b_0 = 12 \text{ cm}$  (largeur de la nervure).

$h_0 = 4 \text{ cm}$  (épaisseur de la table de compression).

$c = 2 \text{ cm}$  (enrobage des armatures inférieures).

$d = 18 \text{ cm}$  (distance du centre de gravité des armatures inférieures jusqu'à la fibre la plus comprimée).

#### III.2.5.2. Caractéristiques des matériaux

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

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

Le moment  $M_0$  qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} ; \text{ Avec } f_{bu} = 14.2$$

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

$$M_{t \text{ max}} = 8.5 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, et comme la traction du béton est négligeable, on fait le calcul comme une section rectangulaire ( $b \times h$ ), de dimensions (20 x 65 cm).

### III.2.5.3. Calcul des armatures longitudinales

- En travée

$$\mu = \frac{M_t \max}{b d^2 f_{bc}} = \frac{(8.5)}{0.65(0.18)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.0284 < \mu_1 = 0.986$$

La section est simplement armée donc  $A_s = 0$ .

$$\mu = 0.0231 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.986$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{(8.5) \times 10^3}{0.986 \times 0.18 \times 34800} = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 3 \text{ HA8} = 1.51 \text{ cm}^2$$

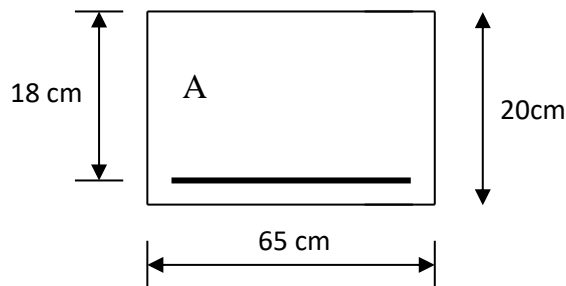


Figure III.13 : Section de la poutrelle.

- Aux appuis

Puisque le béton tendu est négligeable on fait le calcul comme une section rectangulaire (12 x 20) cm.

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{(6.03)}{0.12(0.18)^2 \times 14.2 \cdot 10^3} = 0.1092 < \mu_1 = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0.092 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.9425 \text{ (par interpolation)}$$

$$A_s = \frac{M_a^{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{(6.03) \times 10^3}{0.9425 \times 0.18 \times 34800} = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 1 \text{ HA12} = 1.13 \text{ cm}^2$$

### III.2.5.4. Calcul des armatures transversales

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

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right)$$

Avec :

$\phi_t$ : diamètre des armatures transversales.

$\phi_1^{max}$ : diamètre des armatures longitudinales.

h : hauteur du plancher.

$b_0$  : largeur de lame.

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right) = 0.571 \text{ cm}$$

$\phi_t \leq 0.57 \text{ cm}$ . On choisit un cadre 2 $\phi 8$  avec  $A_t = 2HA8 = 1 \text{ cm}^2$  ;

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de  $\phi 8$ .

- **Espacement des cadres (Art. A.5.1.22/BAEL91)**

$$S_t = \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}.$$

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

### III.2.6. Les vérifications à l'ELU

#### III.2.6.1. Vérification à la condition de non-fragilité

$$A_{\min} = \left( \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

- **En travée :**

$$A_{\min} = 0.23 b d \left( \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1 / 400 = 1.41 \text{ cm}^2$$

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

- **Sur appuis :**

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

$$A_a = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

La section d'armature choisie est supérieure à  $A_{\min}$  donc la condition est vérifiée.

#### III.2.6.2. Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.1.1/BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min (0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \longrightarrow \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T^{max}}{b_0 \times d} = \frac{13.97 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.647 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_u = 0.647 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### III.2.6.3. Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL91/ Art 5.1,3)

$$\text{On doit vérifier que : } V_u^{max} \leq \frac{0.4 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec : } a = 0.9 d$$

$$V_u^{max} \leq \frac{0.4 \times 0.9 \times 18 \times 12 \times 2.5}{1.5} = 129.6 \text{ KN}$$

- **Appuis de rive :**

$$V_u^{max} = 13.7 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires**

$$V_u^{\max} = 13.97 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### III.2.6.4. Influence de l'effort tranchant sur les armatures

On doit vérifier que :

$$A_{at} \geq A_{\min} = \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right)$$

- **Appuis de rive :**

$$A_{at} = 1.57 > \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left( 13.7 + \frac{3.6}{0.9 \times 0.18} \right)$$

$$A_{at} = 1.57 > 1.03 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires :**

$$A_{at} = 1.57 > \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left( 13.97 + \frac{6.03}{0.9 \times 0.18} \right)$$

$$A_{at} = 1.57 > 1.47 \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### III.2.6.5. Vérification de la contrainte de l'adhérence acier – béton (Art A.6.1, 3 /BAEL 91)

La contrainte d'adhérence  $\tau_{se}$  doit être inférieure à la valeur limite ultime  $\overline{\tau_{se}}$ .  
 $\leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$\psi_s$  : Coefficient de scellement ;  $\psi_s = 1.5$  pour l'acier HA.

$$V_u = V_u^{\max} = 13.97 \text{ KN}$$

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

Avec :  $\sum U_i$  : somme des périmètres utiles des barres ;

n : nombre des barres.

- **En travée**

$$\sum U_i = 3 \times \pi \times \emptyset = 2 \times 3.14 \times 8 = 75.36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.97 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75.36} = 1.14 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.14 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

- **Aux appuis**

$$\sum U_i = 1 \times \pi \times \emptyset = 1 \times 3.14 \times 12 = 37.68 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.97 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 37.68} = 2.29 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.29 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînements des barres.

#### III.2.6.6. Longueur de scellement droit (BAEL 91/Art A.6.1, 221)

Les barres rectilignes de diamètre  $\phi$  et de limite élastique  $f_e$  sont encreées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} \quad , \quad l_s = \text{longueur de scellement droit}$$

$$\Psi = 1.5 \text{ (AH)}$$

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,84} = 35,27 \text{ cm.}$$

On prend :  $L_s = 35 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :  $l_c = 0,4 L_s$  (**art A.6.1.253 BAEL 99**).

$$L_c = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm.}$$

### III.2.7. Calcul à L'ELS

#### III.2.7.1. La combinaison de charge

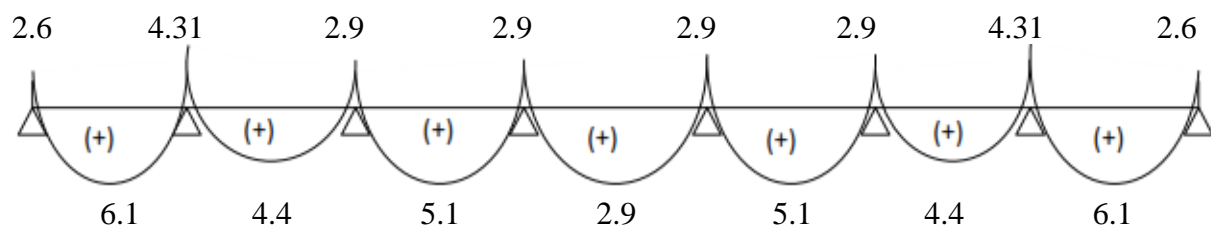
ELU :  $q_u = 7,07 \text{ kN / ml}$

ELS :  $q_s = 5,053 \text{ kN / ml}$

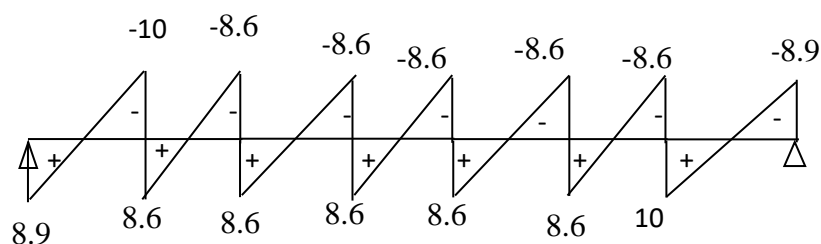
#### III.2.7.2. Les moments fléchissant et les efforts tranchants à L'ELS

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A.6.5.1) précise que la multiplication des résultats du calcul à L'ELU par le coefficient ( $q_s/q_u$ ) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à L'ELS, les efforts sont représentés sur les figures ci-dessous :

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5,053}{7,07} = 0,715$$



**Figure III.14:** Diagramme des moments fléchissant à L'ELS.



**Figure III.15:** Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.

### III.2.8. Vérifications à L'ELS

#### III.2.8.1. Vérification de la résistance du béton à la compression

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

- **En travée :**  $A_t = 1.51 \text{ cm}^2$  ;  $M_{\max} = 6.1 \text{ KN.m}$

- **La contrainte dans les aciers**

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 1.51}{12 \times 18} = 0.7$$

$$\rho = 0.73 \Rightarrow \beta_1 = 0.878 \quad ; \quad \sigma_1 = 0.366$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} \Rightarrow K = 0.038$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A \cdot \beta d} = \frac{6.1 \times 10^3}{1.51 \times 0.878 \times 18} = 255.61 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_s = 245.85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

- **Contrainte de compression dans le béton**

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

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.05 \times 255.61 = 12.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc : les armatures calculées à L'ELU sont suffisantes à L'ELS.

- **Aux appuis :**  $M_{a \max} = 4.31 \text{ KN.m}$  ;  $A_s = 1.13 \text{ cm}^2$

- **Contrainte dans les aciers**

La fissuration étant peu nuisible la condition suivante est satisfaite :

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 1.13}{12 \times 18} = 0.523$$

$$\rho = 0.523 \Rightarrow \beta_1 = 0.892 \quad ; \quad \sigma_1 = 0.324$$

$$k_1 = \frac{\sigma_1}{15(1 - \sigma_1)} = 0.032$$

$$\sigma_{St} = \frac{Ma}{A_s \beta.d} = \frac{4.31 \times 10^3}{1.13 \times 0.892 \times 18} = 237.55 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_s = 237.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte de compression dans le béton**

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0,05 \times 237.55 = 11.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

**Remarque :** La vérification étant satisfaite, donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

### III.2.8.2. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer. La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de construction. Les règles de BAEL 91 modifiée 99 (B.6.5.2) précisent qu'on peut se dispenser de la vérification de la flèche à l'ELS pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$L = 370 \text{ cm}$  (longueur entre nus d'appuis).

$h = 20 \text{ cm}$  (hauteur total de plancher).

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{370} = 0.054 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \text{ condition vérifiée} \\ \frac{20}{370} = 0.054 > \frac{6.1}{15 \times 8.65} = 0.047 \text{ condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1.51}{12 \times 18} = 0.007 < \frac{4.2}{400} = 0.010 \text{ condition vérifiée} \end{array} \right.$$

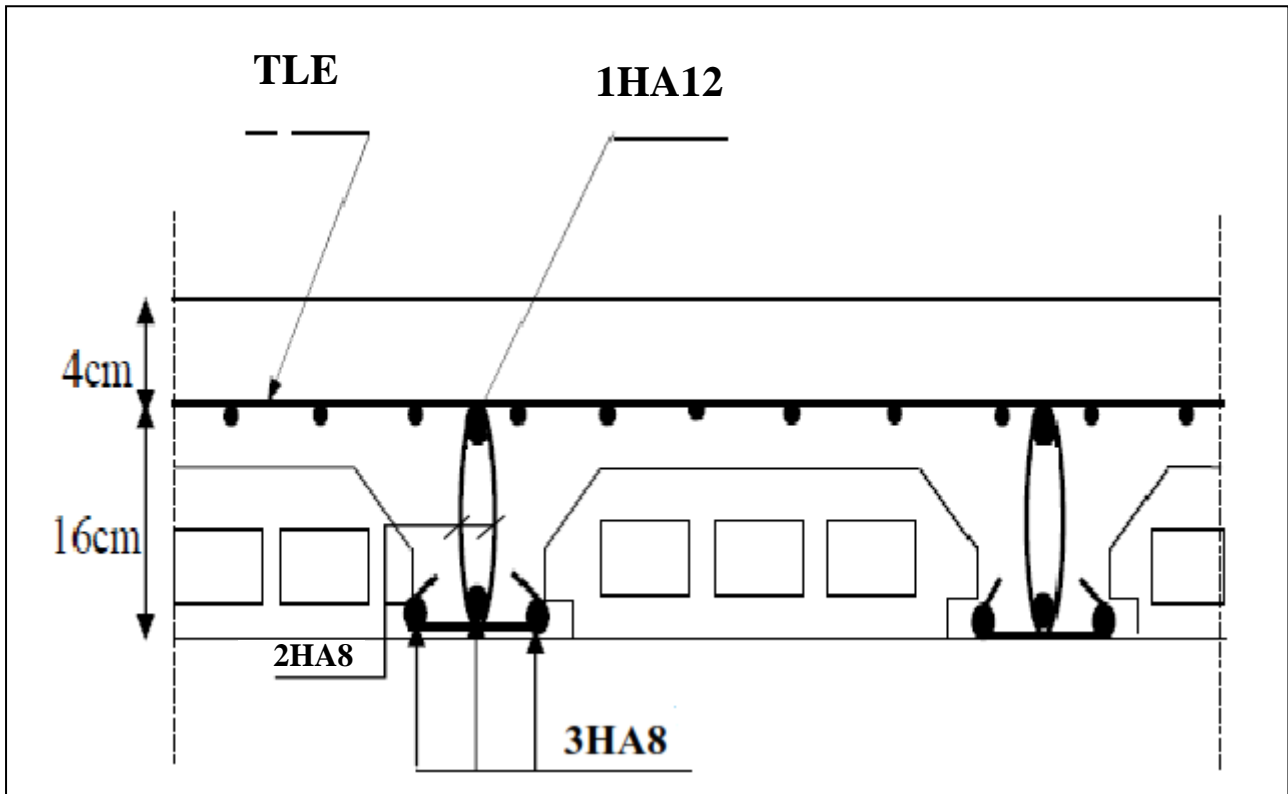
**Remarque :** Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de flèche n'est pas nécessaire. Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes pour le ferrailage des poutrelles d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux.



**Conclusion**

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- Armatures en travées : **3 HA8 = 1.51 cm<sup>2</sup>**.
- Armatures en appuis : **1HA12 = 1.13 cm<sup>2</sup>**.
- Armatures transversales : **2HA8=1.00 cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de **15 cm**.



**Figure III.16** : Plan de ferrailage du plancher.

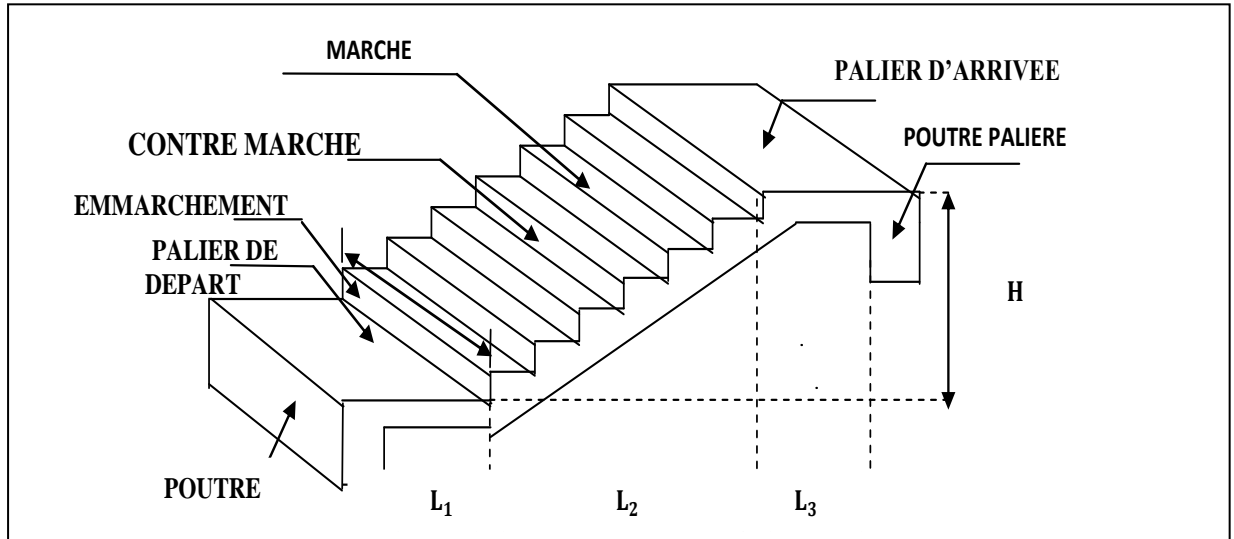
### III.3. Escaliers

#### III.3.1. Définition

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permettant de passer d'un niveau à un autre.

Notre structure comporte un type d'escalier : escalier à deux volées.

#### III.3.2. Terminologie



**Figure III.17 :** Schéma statique de l'escalier.

- **La marche :** est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **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  $l_1$
- **L'emmarchement :** représente la largeur de la marche,  $E = 1.4m$ .

#### III.3.3. Etude de l'escalier de l'e-sol

Généralement pour un bâtiment collectif a usage d'habitation ou publique la hauteur de la marche doit être telle que :

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

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

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

Vérification de la relation de BLONDEL

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h \leq 65 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h = 64 \leq 65 \text{ cm} \longrightarrow \text{La relation est vérifiée}$$

### III.3.3.1. Calcul le nombre de marche et contre marche

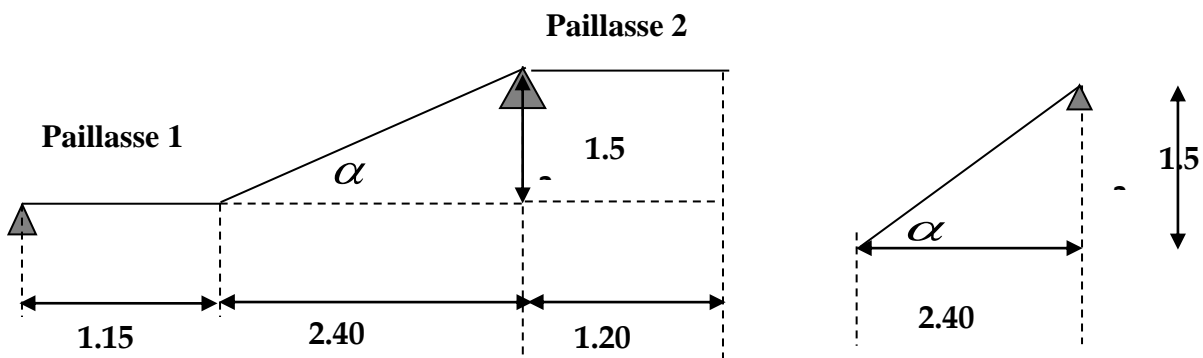
- Les Contres marches

$$n = \frac{H}{h} = \frac{1.53}{0.17} = 9$$

- Les marches

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

### III.3.3.2. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier



$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20} \quad \text{avec : } L_0 : \text{longueur développée.}$$

$$L_0 = L_1 + L_2 \quad \text{avec : } L_1 : \text{Longueur en plan de la volée.}$$

$$\text{On a : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{H}{L_1} = \frac{17}{30} = \frac{153}{240} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 32,5^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{0,84} = 286 \text{ [cm]}$$

$$L_0 = L' + L_2 = 286 + 115 = 401 \text{ [cm].}$$

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20} \Rightarrow \frac{401}{30} \leq e \leq \frac{401}{20} \Rightarrow 13,36 \leq e \leq 20,05 \text{ cm}$$

On adopte :  $e = 18 \text{ cm.}$

### III.3.4. Détermination des charges de calcul

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m longueur. On considère que l'escalier est semi encastré à ses deux extrémités (ses deux appuis).

#### III.3.4.1. Détermination des sollicitations de calcul

##### III.3.4.1.1. Charges permanentes

- Paillasse

- Poids propre de la paillasse :

$$\frac{25 \times 0.18}{\cos(29.53)} = 5.18 \text{ KN/ml}$$

- Poids de la marche :

$$25 \times \frac{0.17}{2} \times 1m = 2.125 \text{ KN/ml}$$

- Poids des revêtements (carrelage, mortier + lit du sable) :

$$(0.02 \times 22 \times 1m) + (0.02 \times 22 \times 1m) + (0.02 \times 18 \times 1m) = 1.24 \text{ KN/ml}$$

- Poids du garde du corps :

$$0.3 \times 1m = 0.3 \text{ KN/ml}$$

La charge totale de la paillasse :  $5.18 + 2.125 + 1.24 + 0.3 = 8.845 \text{ KN/ml}$

$G_{\text{paillasse}} = 8.845 \text{ KN/ml}$ .

#### • Palier

- Poids propre du palier :  $25 \times 0.18 \times 1 = 4.5 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du revêtement :  $1.24 \text{ KN/ml}$
- La charge totale du palier :  $4.5 + 1.24 = 5.74 \text{ KN/ml}$

#### III.3.4.1.2. Surcharge d'exploitation

Le DTR de charges et surcharges nous donne :  $Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/m}$

#### III.3.4.2. Combinaison des charges et surcharges

##### III.3.4.2.1. État limite ultime ELU

$$q_{u \text{ paillasse}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 8.845 + 1.5 \times 2.5 = 15.7 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u \text{ palier}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.74 + 1.5 \times 2.5 = 11.5 \text{ KN/ml}$$

##### III.3.4.2.2. État limite de service ELS

$$q_s \text{ paillasse} = G + Q = 11.35 \text{ KN/ml}$$

$$q_s \text{ palier} = G + Q = 8.24 \text{ KN/ml}$$

##### III.3.4.1.1. Charges concentrée

Mur extérieur en briques creuse :  $G = 2,36 \times 2,86 = 6,75 \text{ KN/m}$

A l'ELU  $G = 1,35 \times 6,75 = 9,11 \text{ KN/m}$

#### III.3.5. Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU

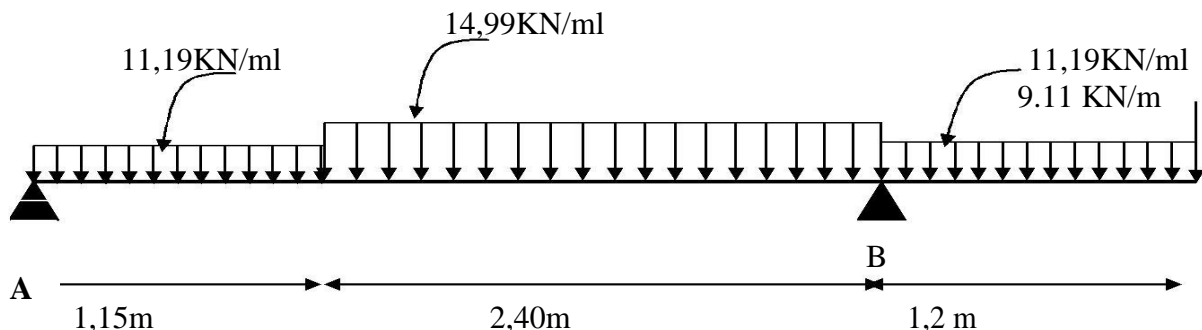


Figure III.18: Répartition des charges sur l'escalier.

## III.3.5.1. Réaction d'appuis

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = 1,15 \times 11,5 + 2,4 \times 15,7 + 1,2 \times 11,5 + 9,11$$

$$R_A + R_B = 73,96 \text{ kN/ml.}$$

$$\sum M/A = 0 \quad R_B \times 3,55 = 11,5 \times 0,66 + 15,7 \times 5,64 + 11,5 \times 4,15 + 9,11 \times 4,75$$

$$R_B = 52,91 \text{ kN}$$

$$R_A = 73,96 - 52,91 = 21,05 \text{ kN}$$

$$R_A = 21,05 \text{ kN}$$

• Premier Tronçon :  $0 < x < 1,15$ 

$$T(x) = q_{u2} \cdot x - R_A$$

$$T(x) = 11,5x - 21,05$$

$$T(x=0)$$

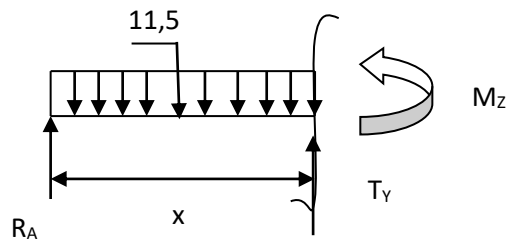
$$T_Y = -21,05 \text{ kN}$$

$$T(x=1,15)$$

$$T_Y = 11,5 \times 1,15 - 21,05 = -7,82 \text{ kN}$$

$$M(x) = -5,75 x^2 + 21,05x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0, M(x=0) = 0 \text{ kN.m} \\ x=1,15 \text{ m}, M(x=1,15) = 16,6 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

- Deuxième Tronçon :  $1,15 < x < 3,5$ 

$$T(x) = -R_A + q_{u2}(1,15) + q_{u1}(x-1,15)$$

$$T(x) = -15,7x + 3,51$$

$$T(x=1,15) = -7,825 \text{ kN}$$

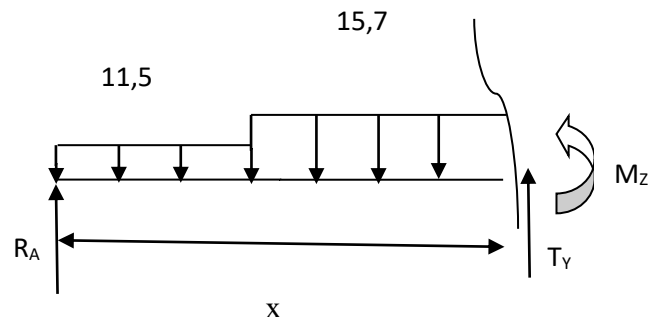
$$T(x=3,55) = 29,85 \text{ kN}$$

$$1,15(x-1,15)$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u2} \times 1,15 \times (x - \frac{1,15}{2}) - q_{u1} \left[ \frac{(x-1,15)^2}{2} \right]$$

$$M(x=1,15) \quad M_Z = 16,6 \text{ kN.m}$$

$$M(x=3,55) \quad M_Z = -9,82 \text{ kN.m}$$

- Troisième tronçon :  $0 < x < 1,2 \text{ m}$ 

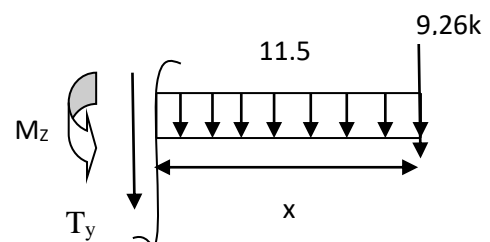
$$T(x) = -q_{u2} \cdot x - 9,26$$

$$T(x) = -11,5x - 9,26$$

$$\left\{ \begin{array}{l} (x=0) \quad T_Y = -9,26 \text{ kN} \\ (x=1,2) \quad T_Y = -23,06 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = -9,26x - (q_{u2} \cdot x^2) / 2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \text{ m}, \quad M(x=0) = 0 \text{ kN.m} \\ x=1,2 \text{ m}, \quad M(x=1,2) = -19,4 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$



Calcul de la valeur de  $x$  pour laquelle  $T_y = 0$  et  $M_z = \max$  :

$$T(x)=0 \Rightarrow x = 1,65 \text{ m}$$

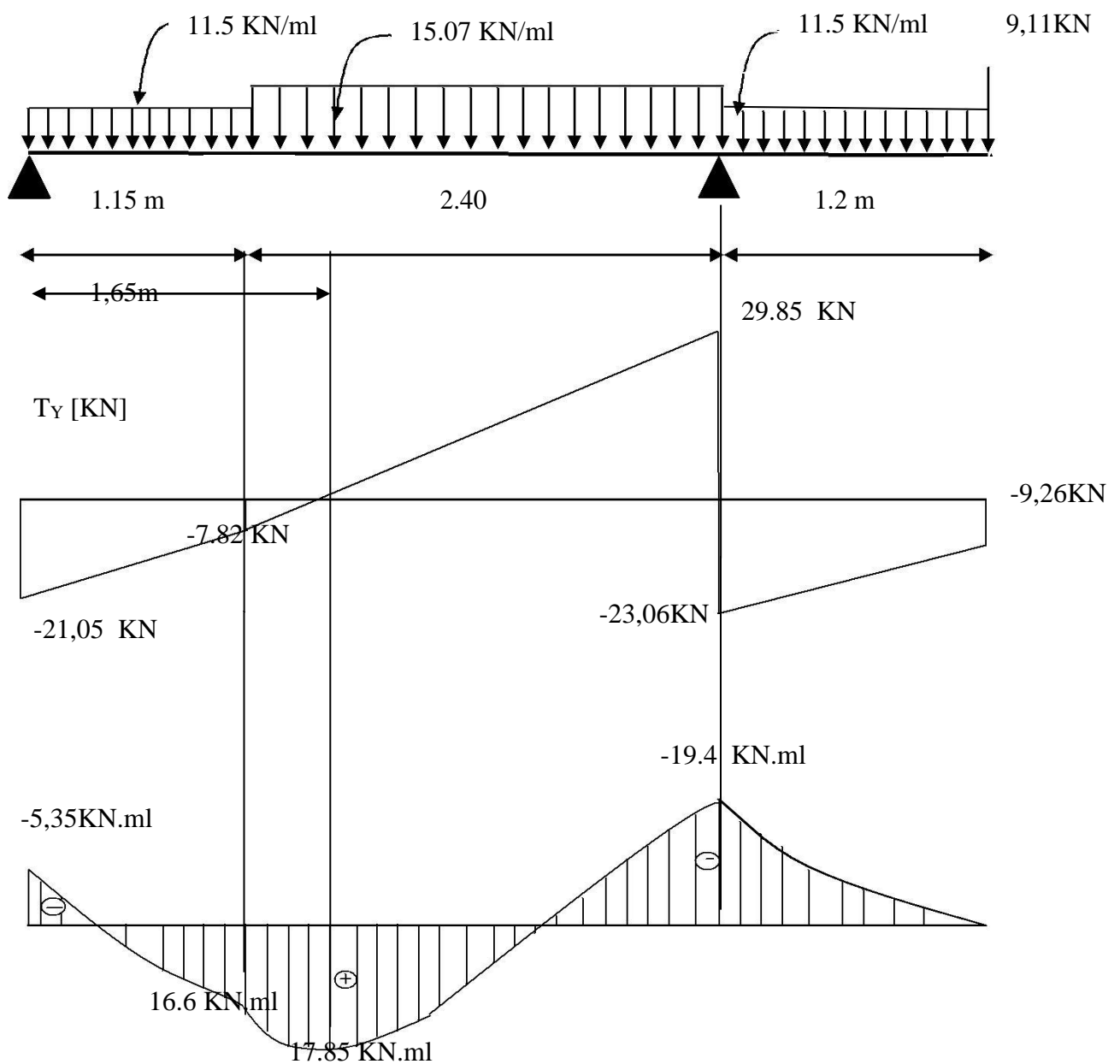
$$x = 1,65 \text{ m} ; \quad x \in [0, 2, 4].$$

$$M^{\max}(1,65) = 17,85 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis :  $M_{ua} = -0,3 M_z^{\max} = -5,35 \text{ KN.m}$
- en travées :  $M_{ut} = 0,85 M_z^{\max} = 15,17 \text{ KN.m}$

### III.3.5.2. Diagramme des sollicitations (ELU)



**Figure III.19 :** diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant

### III.3.5.3. Calcul des armatures

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

- **Armatures principales**

- **A l'appui B :**  $M = 19,4 \text{ kn.m}$

$$\mu_a = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19,4 \times 1000}{100 \times 225 \times 14,2} = 0,060 < \mu_r = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_a = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{19400}{0,969 \times 15 \times 348} = 3,83 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA12 ( $A_a = 4,52 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $S_t = 25 \text{ cm}$

- **A l'appui A :**  $M = 5,35 \text{ kn.m}$

$$\mu_a = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5350}{100 \times 225 \times 14,2} = 0,015 < \mu_r = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_a = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5350}{0,992 \times 15 \times 348} = 1,034 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA8 ( $A_a = 2,01 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$

- **En travées**  $M_t = 15,17 \text{ KN.m}$

$$\mu_a = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15170}{100 \times 225 \times 14,2} = 0,050 < \mu_r = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15170}{0,974 \times 15 \times 348} = 3,51 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4 HA12 ( $A_t = 4,52 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition**

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on doit calculer les armatures de répartitions avec les armatures maximales pour les paliers et la paillasse.

- **A l'appui B**

$$A_r = \frac{A_r}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,17 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA8 ( $A_{rt} = 2,01 \text{ cm}^2$ ), avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

- **A l'appui A**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA8 ( $A_{rt} = 2,01 \text{ cm}^2$ ), avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

- **En travées**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA8 ( $A_{rt} = 2,01 \text{ cm}^2$ ), avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

**III.3.5.4. Vérification à l'ELU****III.3.5.4.1. Condition de non fragilité (BEAL 91, Art. A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 15 \times \frac{2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :  $A_a = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2$

- En travées :  $A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2$  **condition est vérifiée.**

**III.3.5.4.2. Espacement des barres**• **Armatures principales**

- Aux appuis :  $e = 25 \text{ cm}$  }  $< \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$  **condition vérifiée.**  
 - En travées :  $e = 25 \text{ cm}$

• **Armatures de répartition**

- Aux appuis :  $e = 25 \text{ cm}$  }  $< \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$  **condition vérifiée.**  
 - En travées :  $e = 25 \text{ cm}$

**III.3.5.4.3. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 91, Art-5.1.2.1)**

$$T_{u \max} = 29.85 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{29850}{1000 \times 150} = 0.2 \text{ MPa ; Fissuration est peu préjudiciable:}$$

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

$$\tau_u = 0.2 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \quad \text{condition vérifiée.}$$

**III.3.5.4.4. Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3)**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{tj} \quad \text{avec} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{hautes adhérences}).$$

$$\text{Avec: } V_u = 29.85 \text{ kN}$$

$$\sum U_i = n \times \Phi \times \pi = 7 \times 12 \times 3.14 = 264 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{29850}{0.9 \times 150 \times 264} = 0.84 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.



### III.3.6. Calcul à l'état limite de service (ELS)

$$q_{\text{spaille}} = 11.35 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{palier}} = 8.24 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Mur extérieur } G = 6.86 \text{ KN}$$

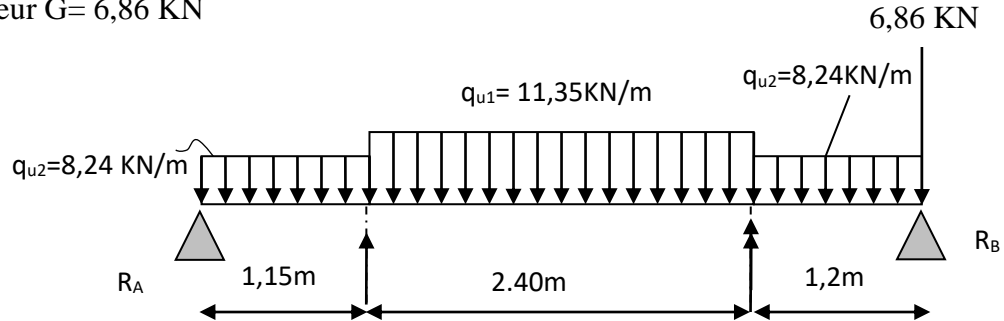


Figure.III.20 : Schéma statique.

#### III.3.6.1. Calcul des réactions aux appuis

$$R_A = 15,09 \text{ KN}$$

$$R_B = 38,38 \text{ KN}$$

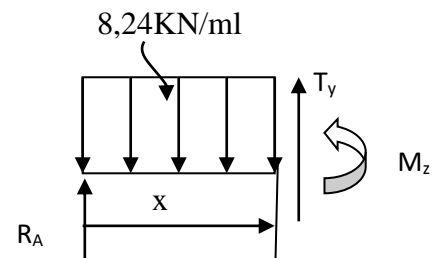
#### III.3.6.2. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

##### - Premier tronçon : $0 \leq x \leq 1,15 \text{ m}$

$$T(x) = q_{u2} \cdot x - R_A$$

$$T_y = (8,24)x - 15,09 \quad \left\{ \begin{array}{l} T_y = -15,09 \text{ pour } x = 0 \\ T_y = -5,61 \text{ KN pour } x = 1,15 \end{array} \right.$$

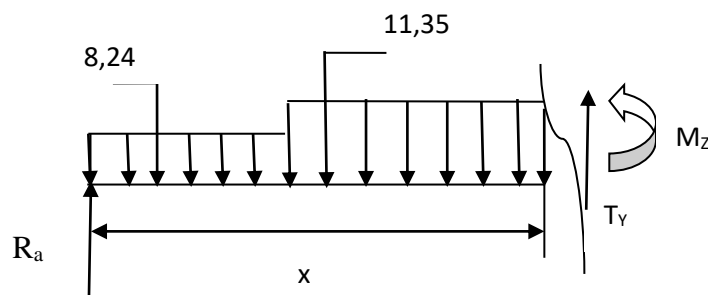
$$M(x) = -4,12 x^2 + 15,09x \quad \left\{ \begin{array}{l} M_z = 0 \text{ pour } x = 0 \\ M_z = 11,90 \text{ KN.m pour } x = 1,15 \end{array} \right.$$



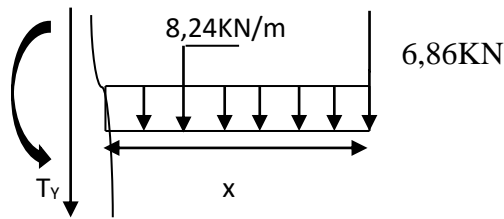
##### - Deuxième tronçon : $1,15 \leq x \leq 3,55 \text{ m}$

$$T_y = q_{u1}(x - 1,15) - 5,61 \quad \left\{ \begin{array}{l} T_y = -5,61 \text{ KN pour } x = 1,15 \\ T_y = 21,63 \text{ KN pour } x = 3,55 \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_A \times x - q_{u2} \times 1,15(x - 0,575) - q_{u1}(x - 1,15)^2/2 \quad \left\{ \begin{array}{l} M_z = 11,90 \text{ kn.m pour } x = 1,15 \text{ m} \\ M_z = -7,30 \text{ N.m pour } x = 3,55 \text{ m} \end{array} \right.$$



- **Troisième tronçon :**  $0m \leq x \leq 1.2m$



$$T_y = -8.24x - 6.86 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} T_y = -6.86 \text{ kN pour } x = 0 \\ T_y = -16.75 \text{ kN pour } x = 1.2 \end{cases}$$

$$M_z = (-8.24 x^2 / 2) - 6.86x \quad \begin{cases} M_z = 0 \text{ pour } x = 0 \\ M_z = -14.16 \text{ kN.m pour } x = 1.2 \end{cases}$$

Calcul de la valeur de  $x$  pour laquelle  $T_y = 0$  et  $M_z = \max$  :

$$T_y = 0$$

$$T_y = q_{ul}(x - 1.15) - 5.61$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.64 \text{ m}$$

$$x = 1.64 \text{ m} ; \quad x \in [0.2, 4].$$

$$M^{\max}(1.64) = 12.19 \text{ kN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis :  $M_{ua} = -0.3 M_z^{\max} = -3.65 \text{ kN.m}$

- en travées :  $M_{ut} = 0.85 M_z^{\max} = 10.36 \text{ kN.m}$

$$M_{ub} = -14.16 \text{ kN.m}$$

## III.3.6.3. Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS

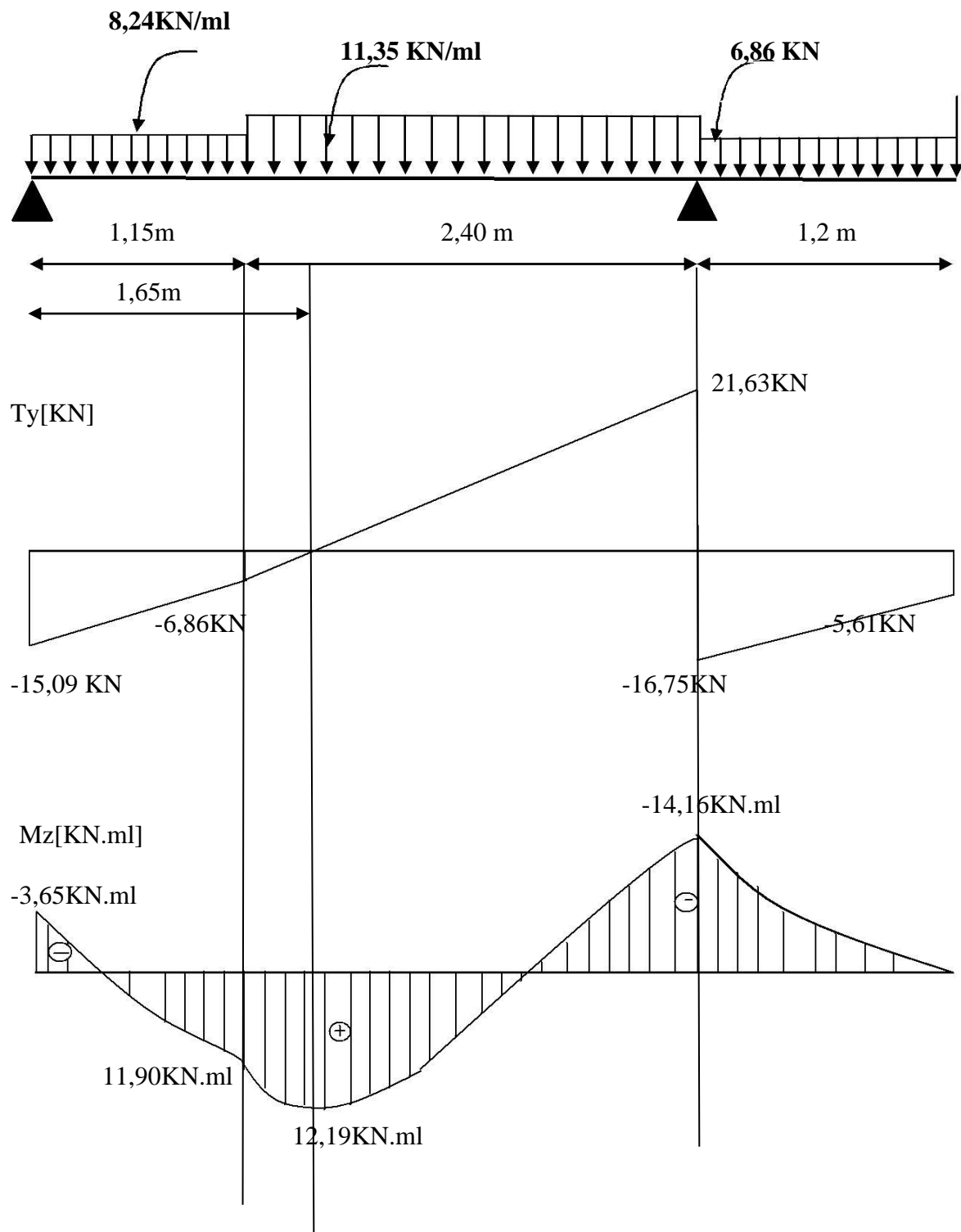


Figure III.21 : diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant

### III.3.6.4. Vérification à l'ELS

#### III.3.6.4.1. Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier l'inégalité suivante :  $\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

- **Aux appuis**

- **Appuis A** :  $M_a = 3,65 \text{ kN.m}$  ;  $A_a = 2,01 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 15} = 0,134 \rightarrow \beta_1 = 0,939 ; \alpha_1 = 0,183$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,183}{15(1 - 0,183)} = 0,015$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{3,65 \times 10^3}{0,939 \times 15 \times 2,01} = 128,92\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s = 0,015 \times 128,92 = 1,39\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Appuis B** :  $M_b = 14,16 \text{ kN.m}$  ;  $A_a = 4,71 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,71}{100 \times 15} = 0,314 ; \beta_1 = 0,912 ; \alpha_1 = 0,264$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,264}{15(1 - 0,264)} = 0,024$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{14,16 \times 10^3}{0,912 \times 16 \times 4,71} = 219,76\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s = 0,024 \times 243,05 = 5,27\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée** :  $M_t = 10,36 \text{ kN.m}$  ;  $A_t = 4,52 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 15} = 0,301 ; \beta_1 = 0,913 ; \alpha_1 = 0,261$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,261}{15(1 - 0,261)} = 0,023$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{10,36 \times 10^3}{0,913 \times 15 \times 4,52} = 167,36\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s = 0,023 \times 167,36 = 3,85\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### III.3.6.4.2. Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

### III.3.6.4.3. Vérification de la flèche

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont réunies :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15}; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}; \quad \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.52}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \frac{17}{355} = 0.047 \leq \frac{1}{15} = 0.067 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \cdot L^4}{E_v \cdot I_v} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_s = \max(q_{s1}; q_{s2}) = \max(11,35; 8,24) = 11,35 \text{ KN/ml}$$

$E_v$  : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$I_{fv}$  : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v} ; \quad I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$  : Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \cdot 17^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 15 = 15467 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : surface de la section homogène

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t = (100 \times 17) + (15 \times 4,52) = 1767,8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{15467}{1767,8} = 8,75 \text{ cm} ; \quad V_2 = h - V_1 = 17 - 8,75 = 8,25 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section est homogène

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C)^2 = \frac{100}{3} (8,75^3 + 8,25^3) + 15 \times 4,52(8,25 - 2)^2$$

$$I_0 = 64220,22 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \quad \text{et} \quad \mu = \text{Max} \left( \frac{1 - 1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{st} + f_{t28}} ; 0 \right)$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3) \cdot 0.283} = 0.030 \quad \text{et} \quad \mu = \text{Max} \left( 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.301 \times 167,36 + 2.1} ; 0 \right) = 0.98$$

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v} = \frac{1.1 \times 64220,22}{1 + 0.98 \times 0.030} = 68624,68 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11,35 \times 3,55^4}{10818,86 \times 10^3 \times 68624,68 \times 10^{-8}} = 0,0031 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3,55}{500} = 0,0071$$

$$f = 0,0031 \text{ m} < \bar{f} = 0,0071 \text{ m} \text{ Condition vérifiée.}$$

### Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferrailage de l'escalier :

- **Armatures principales**

- **En travées :**

$$A_{rt} = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2 (S_t = 25 \text{ cm})$$

- **Aux appuis :**

- **Appuis A:**  $A_a = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 (S_t = 25 \text{ cm})$

- **Appuis B:**  $A_a = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2 (S_t = 25 \text{ cm})$

- **Armatures de répartitions :**

- **En travées :**

$$A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 (S_t = 25 \text{ cm})$$

- **Aux appuis :**

- **Appuis A:**  $A_{ra} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 (S_t = 25 \text{ cm})$

- **Appuis B:**  $A_{ra} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 (S_t = 25 \text{ cm})$

### III.4. Calcul de la poutre palière

Les dimensions de la poutre de palière pour notre structure sont  $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$ , elle est pré-dimensionnée dans le chapitre précédent suivant le règlement (RPA 99 / Version 2003).

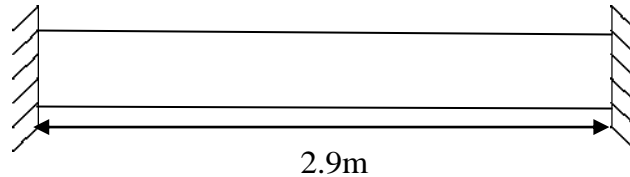


Figure III.22: Schéma de la poutre palière

#### III.4.1. Evaluation des charges et surcharges

##### III.4.1.1. Les charges permanentes

- Poids propre de la poutre :  $25 \times 1 \times 0.25 \times 0.30 = 1.875 \text{ KN/ml}$
- Réaction de palier à l'ELU :  $T_u = 52.91 \text{ KN}$ .
- Réaction de palier à l'ELS :  $T_s = 38.38 \text{ KN}$ .

##### III.4.1.2. La surcharge d'exploitation

- $Q = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml}$ .

##### III.4.1.3. Combinaisons des charges et surcharges

- ELU:  $q_u = 1.35G + 52.91 = (1.35 \times 1.875) + 52.91$   
 $q_u = 55.44 \text{ KN/ml}$
- ELS:  $q_s = G + 38.38 = 1.875 + 38.38$   
 $q_s = 40.25 \text{ KN/ml}$

#### III.4.2. Calcul des efforts internes à l'ELU

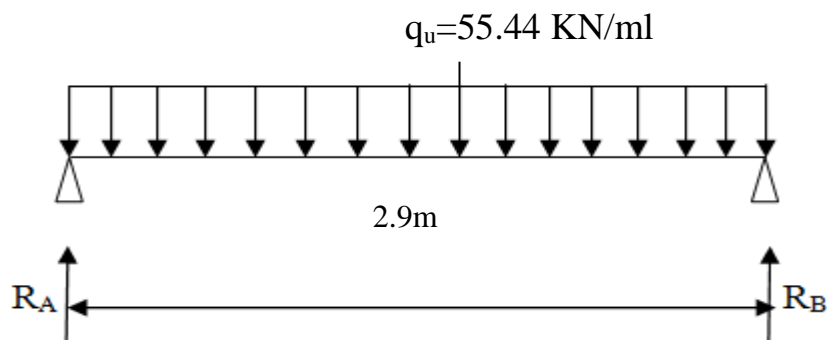


Figure III.23 : Schéma statique de la poutre palière (ELU).

**III.4.2.1. Effort tranchant**

$$T = R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{23.12 \times 2.9}{2} = 33.52 \text{ KN}$$

**III.4.2.2. Calcul des moments isostatique**

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{23.12 \times 2.9^2}{8} = 24.30 \text{ KN.m}$$

**III.4.2.3. Correction des moments**

Pour tenir compte de semi encastrement, on affecte  $M_0$  par des coefficients numérateurs, on aura donc les valeurs suivantes :

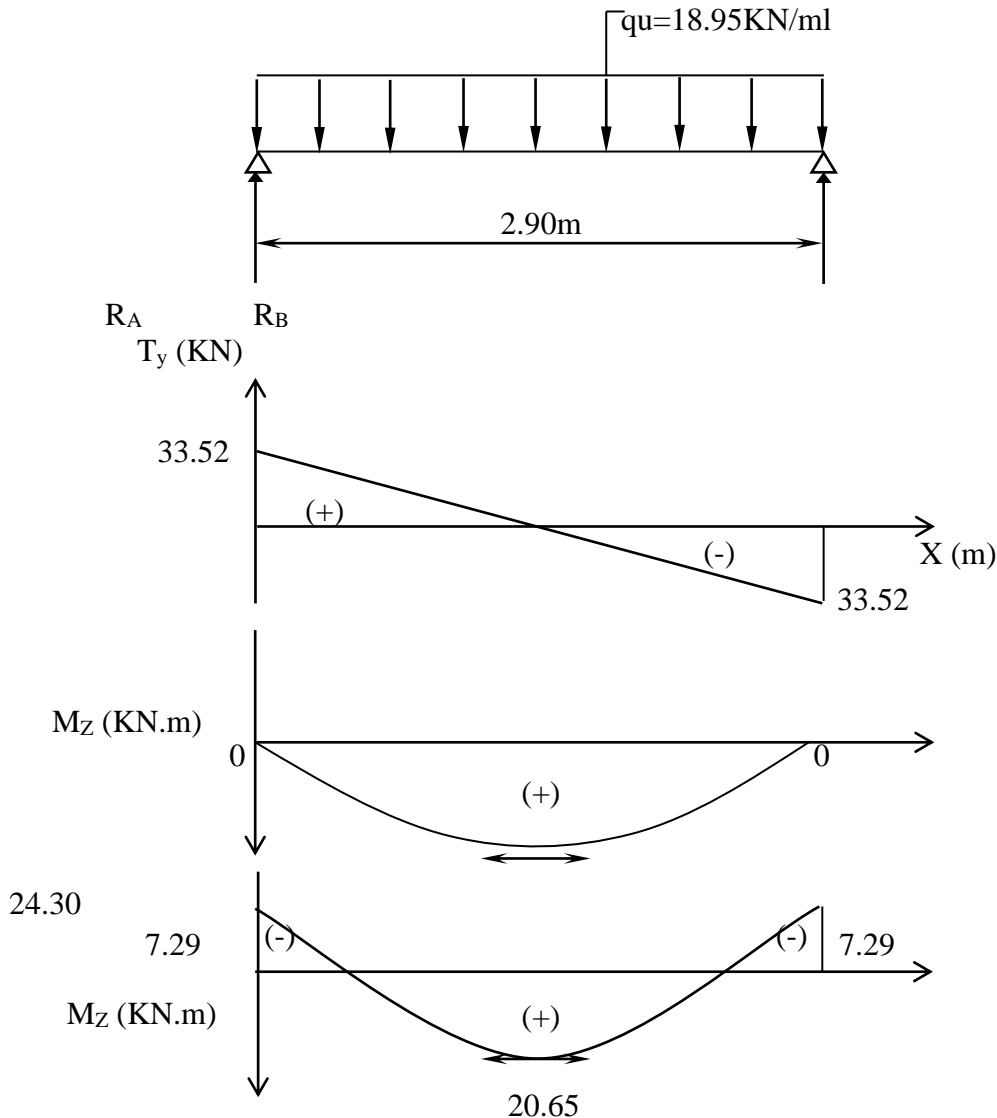
- **Aux appuis**

$$M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 24.30 = -7.29 \text{ KN.m.}$$

- **En travée**

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 24.30 = 20.65 \text{ KN.m.}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant



**Figure III.24 :** Diagramme des efforts internes à l'ELU.



### III.4.3. Calcul des armatures

#### III.4.3.1. Armatures principales : (longitudinal)

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire ( $b \times h$ ) tel que :

- **Aux appuis :**  $M_u^a = -7.29 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7.29 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.026$$

$$\mu_u < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{SAA} \rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.29 \times 10^3}{0.987 \times 28 \times 348} = 0.075 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_a = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$

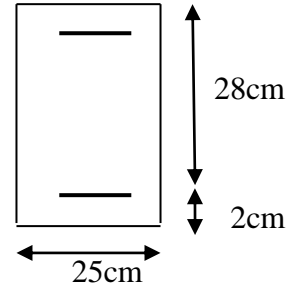
- **En travée :**  $M_u^t = 20.65 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{20.65 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.074$$

$$\mu_u < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{SAA} \rightarrow \beta = 0.962$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{20.65 \times 10^3}{0.976 \times 28 \times 348} = 2.20 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$



#### III.4.3.2. Armatures Transversales

**Diamètre des armatures transversales (Art A.7.2 BAEL 91 modifiée 99):**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_t \leq \frac{30}{35} ; \frac{25}{10} ; 1 = 10 \right\}$$

$\phi_t \leq 10 \text{ mm}$  On prend un cadre et étrier en HA

### III.4.4. Vérifications à l'ELU

#### III.4.4.1. Condition de non fragilité : (BAEL 99 Art A.4.2.1)

Le ferrailage de la poutre palière doit satisfaire la CNF :  $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 28 \times 2.1}{400} = 0.84 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis**

$$A_a = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.84 \text{ cm}^2. \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée**

$$A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.84 \text{ cm}^2. \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### III.4.4.2. Vérification de l'effort tranchant : (BAEL99 Art 5.1.1, 211)

$$V_{\max} = 33.52 \text{ KN} ; \tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} = \frac{33.52 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.49 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} > \tau_u = 0.49 \text{ MPa}. \quad \text{Condition vérifiée}$$

### III.4.4.3. Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL91, Art A 6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} (\Psi_s = 1.5 \text{ et } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa})$$

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

Avec :

$\tau_{se}$ : Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

$V_u^{\max}$  : Effort tranchant = 33.52 KN

$\sum U_i$ : Somme des périmètres des barres =  $n \cdot \pi \cdot \varnothing = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ m}$

$d$  : hauteur utile est égale à 33 cm

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{33.52 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 94.2} = 1.41 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1.41 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

### III.4.4.4. Ancrage des armatures

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

On remarque que  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à **0.4  $L_s$  (Art A.6, 253/BAEL91)**.

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.23 = 16.89 \text{ cm} \quad \text{Soit } L_r = 17 \text{ cm.}$$

### III.4.4.5. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL 91 Art A.5.1, 313)

- Influence sur le béton:**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\rightarrow \frac{2V_u^{\max}}{ba} < 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} V_u^{\max} < 0.267 b a f_{c28}$$

Avec :

$a$  : désigne la section d'appui égale à  $0.9d$  ( $a = 0.9 \times 330 = 297 \text{ mm}$  et  $b = 300 \text{ mm}$ )

$$V_u^{\max} < 0.267 \times 250 \times 247 \times 25 = 412.18 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 30.79 \text{ KN} < 412.18 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Influence sur l'acier :**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Avec :

**V<sub>u</sub>** : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui.

**M<sub>u</sub>** : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left( 30.79 \times 10^3 - \frac{7.506 \times 10^3 \times 10^3}{0.9 \times 330} \right)$$

$$A_a \geq 0.12 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > 0.12 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

#### III.4.4.6. Armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{300}{35}; 12; \frac{250}{10} \right\}$$

Avec :

**h<sub>t</sub>** : étant la hauteur totale de la poutre

**ϕ<sub>l</sub>** : diamètre des barres longitudinale

$$\phi_t \leq \min \{ 8; 12; 25 \}$$

$$\phi_t = 8 < 10 \text{ mm}$$

Les armatures transversale seront constituée d'un cadre et d'un étrier ;

Donc : **A<sub>t</sub> = 2ϕ8 = 1,0 cm<sup>2</sup>**

$$S_t \leq \min \{ 0.9d; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 0.9 \times 33; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 29.7; 40 \text{ cm} \} S_t = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

#### III.4.4.7. Espacement des armatures transversales (selon le RPA 2003 Art7.5-2.2)

- **Dans la zone nodale**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1.2 \right\}$$

$$S_t \leq \min \{ 7.5; 14.2 \}$$

$$\text{Soit : } S_t = \mathbf{8 \text{ cm}}$$

- **En dehors de la zone nodale (zone courante)**

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

$$\text{Soit : } S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

#### III.4.5. Calcul des efforts internes à l'ELS

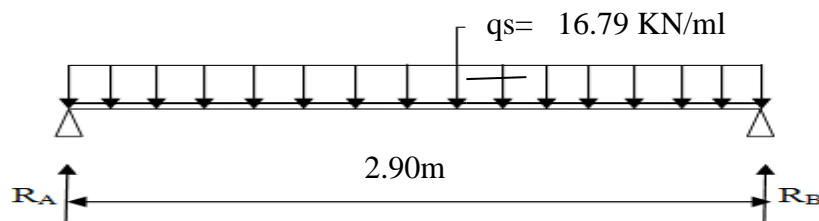


Figure III.25 : Schéma statique de la poutre palière (ELS)

- **Effort tranchant**

$$T = R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{16.79 \times 2.9}{2} = 24.34 \text{ KN}$$

- **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{16.79 \times 2.9^2}{8} = 17.65 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments**

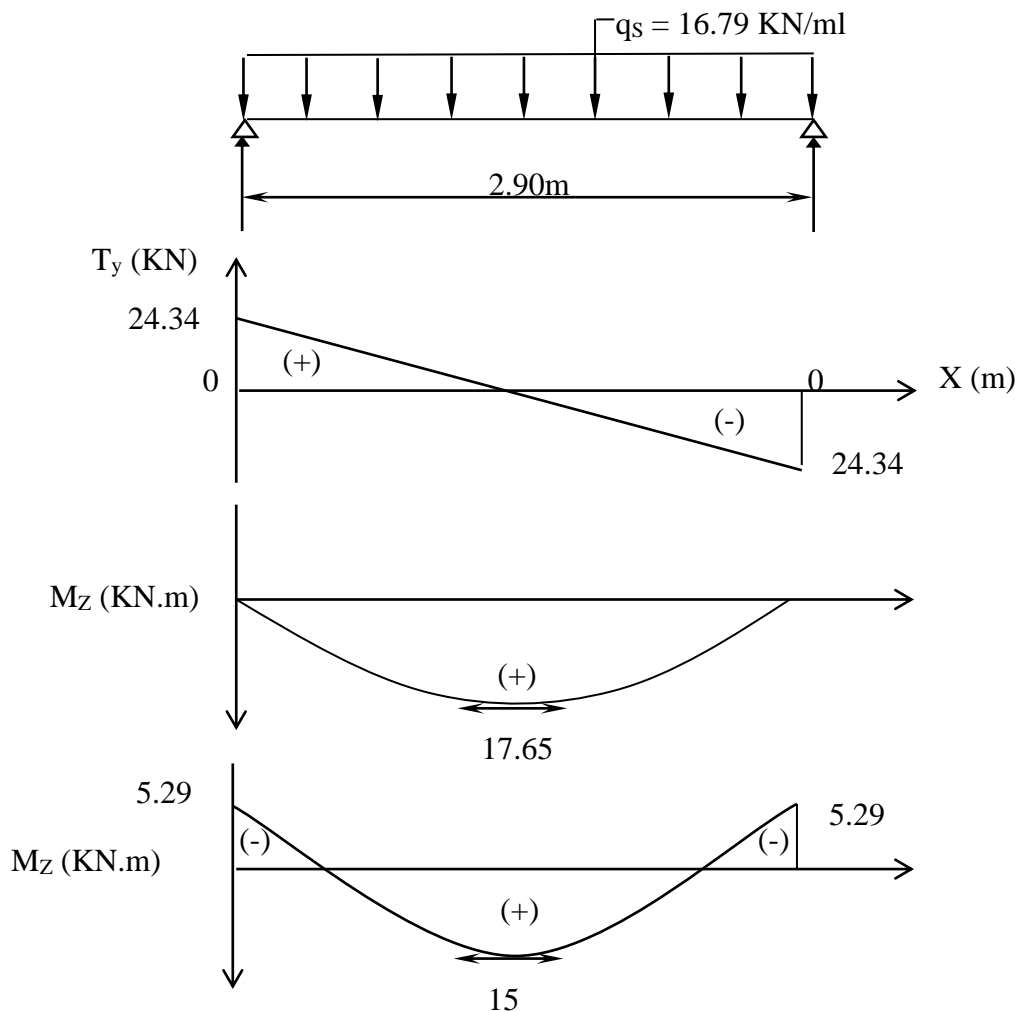
- **Aux appuis**

$$M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 17.65 = -5.29 \text{ KN.m.}$$

- **En travée**

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 17.65 = 15 \text{ KN.m.}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :



**Figure III.26:** Diagramme des efforts internes à l'ELS.

**III.4.6. Vérifications à l'ELS****III.4.6.1. Etat limite de compression du béton**

On doit vérifier l'inégalité suivante :  $\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

- **Aux appuis**

$$M_{as} = -5.29\text{kN.m} ; \quad A_a = 2.35 \text{ cm}^2$$

- **Acier**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 28} = 0.333 ; \quad \beta_1 = 0.910 ; \alpha_1 = 0.270$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.270}{15(1 - 0.270)} = 0.025$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{5.29 \times 10^3}{0.910 \times 28 \times 2.35} = 88.35\text{MPa} < \sigma_s = 348\text{MPa} \quad \square \text{Condition vérifiée.}$$

- **Béton**

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s = 0.025 \times 88.35 = 2.20\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

→ **Condition vérifiée**

- **En travée**

$$M_{ts} = 15.48\text{kN.m} ; \quad A_t = 3.39 \text{ cm}^2$$

- **Acier**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.483 ; \quad \beta_1 = 0.895 ; \quad \alpha_1 = 0.315$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.315}{15(1 - 0.315)} = 0.031$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{15 \times 10^3}{0.895 \times 28 \times 3.39} = 176.57\text{MPa} < \sigma_s = 348\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Béton :**

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s = 0.031 \times 176.57 = 5.45\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

→ **Condition vérifiée.**

**III.4.6.2. Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

**III.4.6.3. Vérification à la flèche**

Selon les règles de **BAEL 91(Art B-6-5.1)** le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci après ne sont pas vérifiées

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} ; \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0} ; \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{300}{290} = 1.03 > \frac{1}{16} = 0.062 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 1.03 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{15}{10 \times 17.65} = 0.085 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{3.39}{25 \times 28} = 0.005 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Conclusion**

Le ferrailage de la poutre palière est comme suit :

- Appuis : 3HA10 = 2.35 cm<sup>2</sup>
- Travées : 3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>

### III.5. Calcul de la poutre de chainage

Les dimensions des poutres de chainage pour notre structure sont  $(b \times h) = (20 \times 25)\text{cm}^2$ , elles sont pré-dimensionnées dans le chapitre précédent suivant le règlement (RPA 99 / Version 2003).

Pour le ferrailage des poutres de chainages on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

#### III.5.1. Evaluation des charges et surcharges

##### III.5.1.1. Les charges permanentes

Poids propre de la poutre :  $G_1 = 0,25 \times 0,20 \times 25 = 1,25 \text{ KN/ml}$

Poids du mur (double cloison) :  $G_2 = (3,06 - 0,20) \times 2,36 = 6,749 \text{ KN/ml}$

Poids du plancher :  $G_3 = (5,61 \times 0,65/2) = 1,823 \text{ KN/ml}$

On aura:  $G_T = 9.822 \text{ KN/ml}$ .

##### III.5.1.2. La surcharge d'exploitation

$Q = 2.5 \times (0,65/2) = 0,812 \text{ KN/ml}$ .

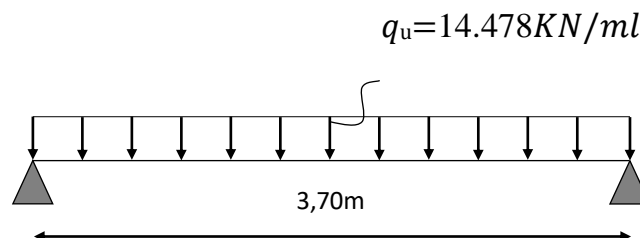
##### III.5.1.3. Combinaisons de charges

**ELU :**  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 9,822 + 1,5 \times 0,812 = 14,478 \text{ KN/ml}$ .

**ELS :**  $q_s = G + Q = 9.822 + 0,812 = 10,634 \text{ KN/ml}$ .

#### II.5.2. Etude de la poutre

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis.



**Figure III.27:** Schéma statique de la poutre de chainage (ELU)

##### III.5.2.1. Calcul des moments isostatique

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{14.478 \times 3.70^2}{8} = 24.77 \text{ KN.m}$$

**III.5.2.2. Correction des moments :** Afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des Coefficients tel que :

- Aux appuis

$$M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 24.77 = 7.43 \text{ KN.m}$$

- En travée

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 24.77 = 21.05 \text{ KN.m}$$

### III.5.2.3. Calcul des réactions d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{14.478 \times 3.70}{2} = 26.78 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = R_A = 26.78 \text{ KN} \\ T_Y(3.70) = -R_B = -26.78 \text{ KN} \end{cases}$$

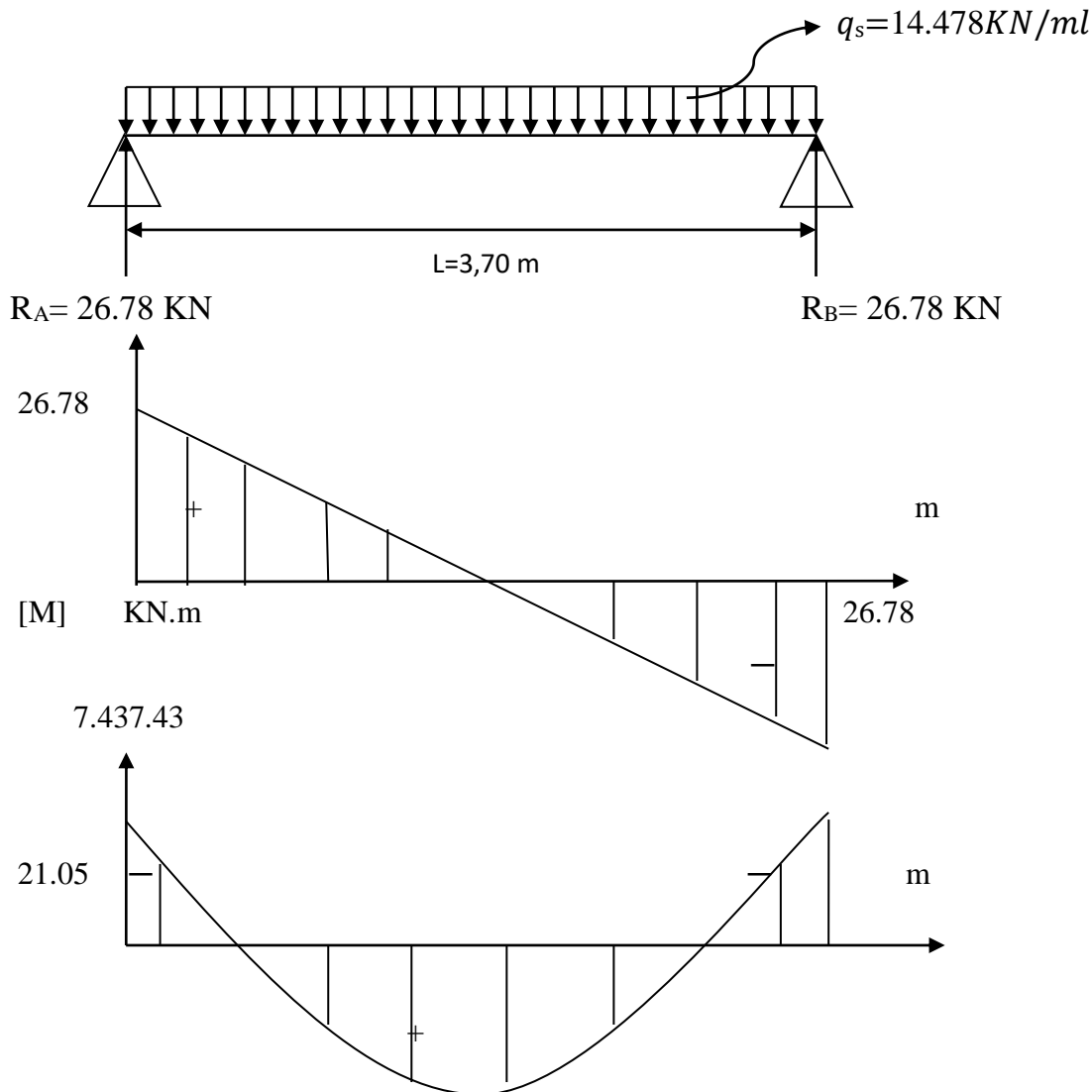


Figure III.28 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

### III.5.3. Calcul des armatures a l'ELU

#### III.5.3.1. Armatures longitudinales

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

La hauteur utile :  $d = 23 \text{ cm}$

- En travée:  $M_u^t = 21.05 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{21.05 \times 10^3}{20 \times 23^2 \times 14.2} = 0.140$$



$$\mu_u < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \quad \beta = 0.924 \rightarrow A_t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{21.05 \times 10^3}{0.924 \times 23 \times 348} = 2.84 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

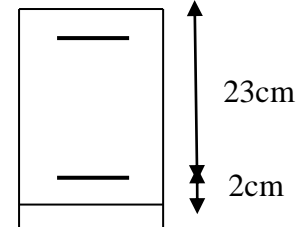
- Aux appuis :  $M_u^a = -7.43 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7.43 \times 10^3}{20 \times 23^2 \times 14.2} = 0.050$$

$$\mu_u < \mu_l = 0.392 \text{ SAA} \quad \beta = 0.974$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.43 \times 10^3}{0.974 \times 23 \times 348} = 0.95 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$



### III.5.3.2. Armatures transversales

- En travée

$$A_t = \frac{A_t}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.84$$

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

- Aux appuis

$$A_t = \frac{A_a}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.84$$

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

### III.5.4. Vérifications à l'ELU :

#### III.5.4.1. Condition de non fragilité : (BAEL 99 Art A.4.2.1)

Le ferrailage de la poutre de chaînage doit satisfaire la CNF :  $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 20 \times 23 \times 2.1}{400} = 0.55 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis

$$A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.55 \text{ cm}^2 \quad . \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée

$$A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.55 \text{ cm}^2 \quad . \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### III.5.4.2. Vérification de l'effort tranchant (BAEL99 Art 5.1.1, 211)

$$V_{\max} = 28.72 \text{ KN} ; \quad \tau_u = \frac{V_{\max}}{b d} = \frac{28.34 \times 10^3}{200 \times 230} = 0.61 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} > \tau_u = 0.61 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### III.5.4.3. Vérification la condition d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL91, Art A 6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} (\psi_s = 1.5 \text{ et } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa})$$

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

Avec :

$\tau_{se}$ : Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

$V_u^{\max}$  : Effort tranchant = 26.78 kN

$\sum U_i$ : Somme des périmètres des barres =  $n \cdot \pi \cdot \varnothing = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$

$d$  : hauteur utile est égale à 23 cm

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{26.78 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 113.04} = 1.144 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1.144 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

### III.5.4.4. Ancrage des armatures

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\varnothing_{travée} \times f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

On remarque que  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à  $0.4 L_s$  (Art A.6, 253/BAEL91).

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.33 = 16.932 \text{ cm, Soit } L_r = 18 \text{ cm.}$$

### III.5.4.5. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL91 Art A.5.1, 313)

- **Influence sur le béton:**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{2V_u^{\max}}{ba} < 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} V_u^{\max} < 0.267 b a f_{c28}$$

Avec :

$a$  : désigne la section d'appui égale à  $0.9d$  ( $a = 0.9 \times 230 = 207 \text{ mm}$  et  $b = 200 \text{ mm}$ )

$$V_u^{\max} < 0.267 \times 200 \times 207 \times 25 \times 10^{-3} = 276.345 \text{ kN}$$

$$V_u^{\max} = 26.78 \text{ kN} < 279.345 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Influence sur l'acier**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Avec :

**V<sub>u</sub>** : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui.

**M<sub>u</sub>** : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left( 26.78 \times 10^3 + \frac{7.43 \times 10^6}{0.9 \times 230} \right)$$

$$A_a \geq 1.8 \text{ cm}^2$$

$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.8 \text{ cm}^2$  **condition vérifiée.**

#### III.5.4.6. Armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{250}{35}; 12; \frac{200}{10} \right\}$$

Avec :

**h<sub>t</sub>**: étant la hauteur totale de la poutre

**ϕ<sub>l</sub>**: diamètre des barres longitudinale

$$\phi_t \leq \min \{ 7.14; 12; 20 \}$$

$$\phi_t = 8 < 7.14 \text{ mm}$$

Les armatures transversale seront constituée d'un cadre et d'un étrier ;

Donc: **A<sub>t</sub> = 4ϕ8 = 2.01 cm<sup>2</sup>**

$$S_t \leq \min \{ 0.9d; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 0.9 \times 23; 40 \text{ cm} \}$$

$$\rightarrow S_t \leq \min \{ 20.7; 40 \text{ cm} \} \quad \mathbf{S_t = 20 \text{ cm}}$$

#### III.5.4.7. Espacement des armatures transversales : (selon le RPA version 2003 Art7.5-2.2)

- **Dans la zone nodale**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{25}{4}; 12 \times 1.2 \right\}$$

$$S_t \leq \min \{ 6.25; 14.4 \}$$

Soit : **S<sub>t</sub> = 6 cm**

- En dehors de la zone nodale (zone courante)

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{25}{2} = 12.5 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 12 \text{ cm}$

### III.5.5. Calcul des efforts internes à l'ELS

$$q_u = 10.634 \text{ KN/ml}$$

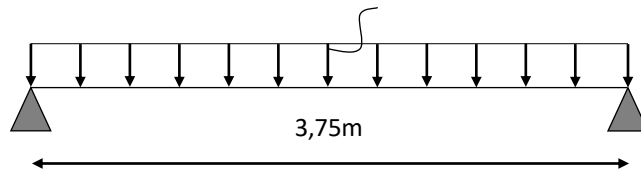


Figure III.29: Schéma statique de la poutre de chaînage (ELS)

#### III.5.5.1. Calcul des moments isostatique

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{10.634 \times 3.70^2}{8} = 18.20 \text{ KN.m}$$

#### III.5.5.2. Correction des moments

- Aux appuis :

$$M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 18.2 = -5.46 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 18.2 = 15.47 \text{ KN.m.}$$

#### III.5.5.2. Calcul des réactions d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{10.634 \times 3.70}{2} = 19.67 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = R_A = 19.67 \text{ KN} \\ T_Y(3.70) = -R_B = -19.67 \text{ KN} \end{cases}$$

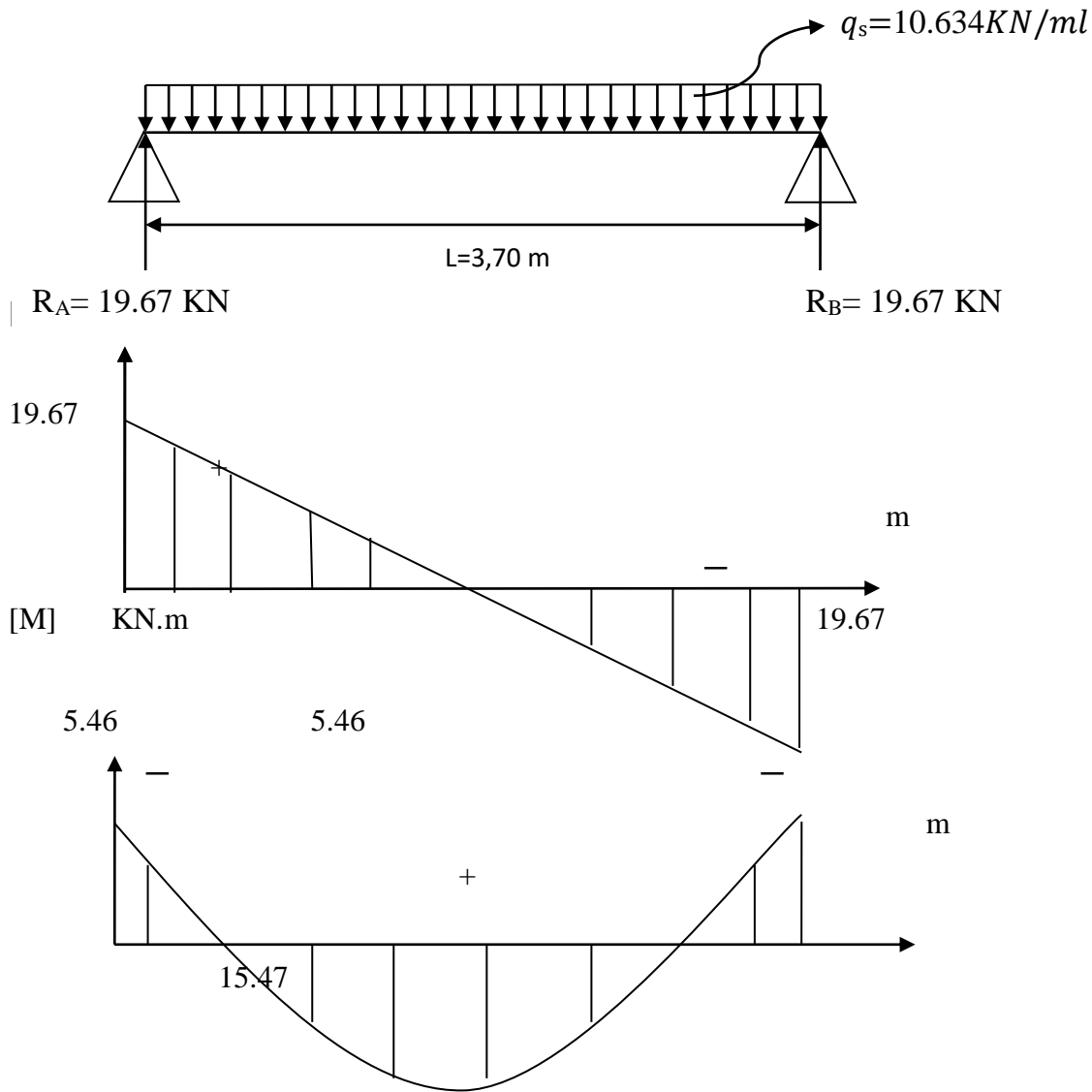


Figure III.30 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

### III.5.6. Vérifications à l'ELS

#### III.5.6.1. Etat limite de compression du béton

On doit vérifier l'inégalité suivante :  $\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- Aux appuis

$M_{as} = -5.46 \text{ kN.m}$  ;  $A_a = 3.39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 23} = 0.736 \quad ; \quad \beta_1 = 0.876 ; \alpha_1 = 0.372$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.372}{15(1 - 0.372)} = 0.039$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{5.46 \times 10^3}{0.876 \times 23 \times 3.39} = 79.94 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s = 0.039 \times 79.94 = 3.11 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$  **Condition vérifiée**

- **En travée :**  $M_{ts}=15.47\text{KN.m}$  ;  $A_t=3.39\text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 23} = 0.736 \quad ; \quad \beta_1 = 0.876 \quad ; \quad \alpha_1 = 0.372$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.372}{15(1 - 0.372)} = 0.039$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{15.47 \times 10^3}{0.876 \times 23 \times 3.39} = 226.5\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s = 0.039 \times 226.5 = 8.83\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

### III.5.6.2. Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

### III.5.6.3. Vérification à la flèche

Selon les règles de **BAEL 91(Art B.6.5.1)** le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci-après ne sont pas vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A_s}{b.d} < \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{250}{370} = 0.67 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad ; \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{15.47}{10 \times 18.2} = 0.085 \quad ; \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{3.39}{20 \times 23} = 0.0073 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad ; \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

### Conclusion

Le ferrailage de la poutre de chaînage est comme suit :

- **Appuis :**  $3\text{HA}12 = 3.39\text{cm}^2$
- **Travées :**  $3\text{HA}12 = 3.39\text{cm}^2$

## III.5.9. Plan de ferrailage de la poutre de chaînage

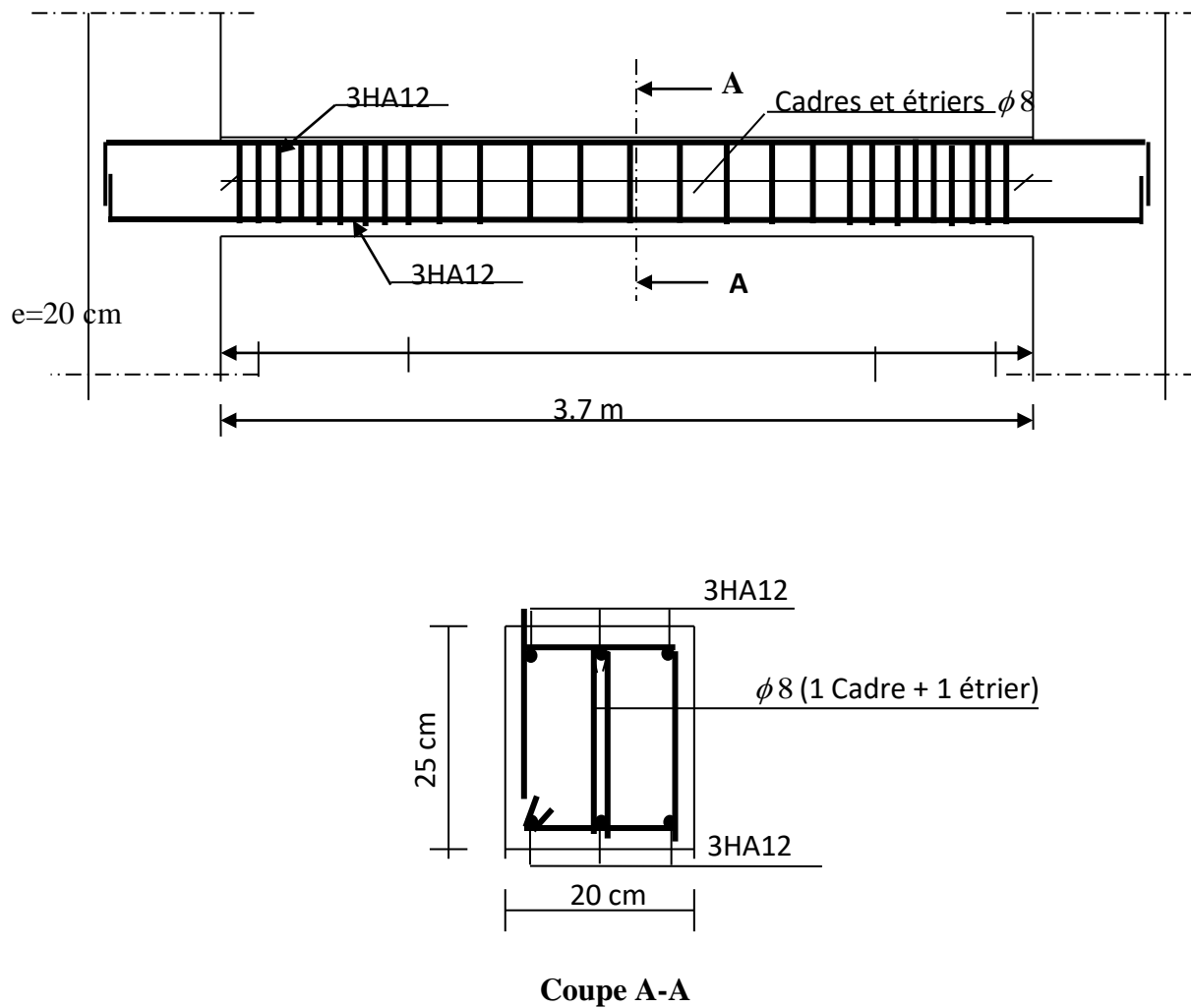


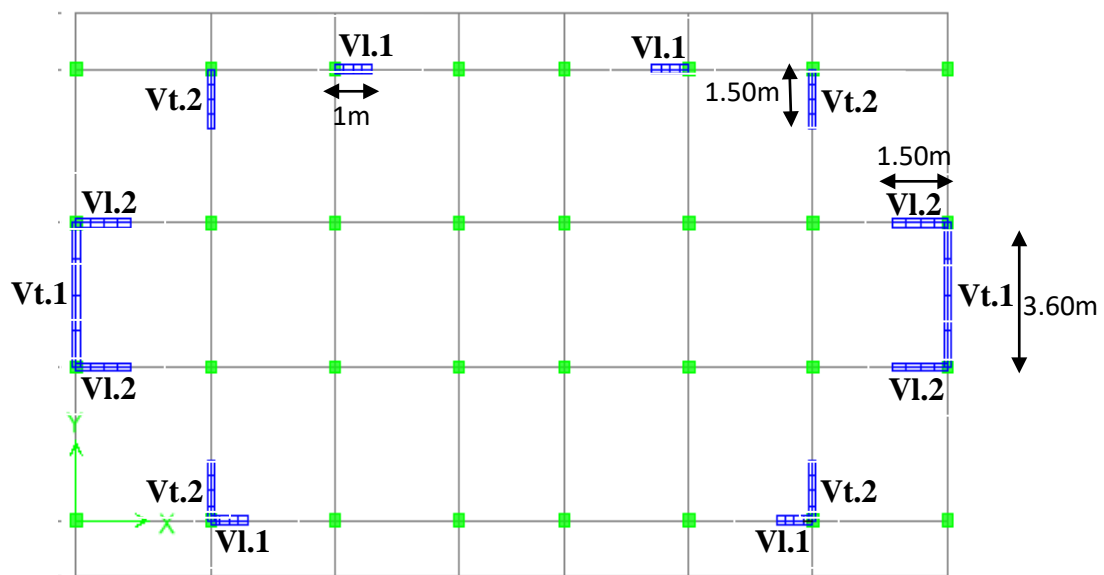
FIGURE III.31 : Ferrailage de la poutre palière

## IV. Introduction

L'étude de contreventement est une étape importante dans l'étude de tout bâtiment. Le système de contreventement est l'ensemble des éléments structuraux assurant à la fois, la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales (vent, séisme) et verticales.

D'une manière générale, ce contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou murs de refend entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système (poteaux-poutres) formant portique étage.
- Des cages d'escalier et d'assesseur ou gaines représentant une grande rigidité à la flexion et la torsion.
- Une combinaison des deux systèmes suscités, forment un contreventement mixte ou portique et refends rigidement liés travaillant conjointement pour faire face au séisme.



**Figure IV.1** : schémas de disposition des voiles.

### IV.1. Caractéristiques géométriques des portiques

#### IV.1.1. Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres

La rigidité des portiques sera déterminée à l'aide de la méthode de MUTO, utilisée pour le calcul des portiques sous charges horizontales. Elle utilise des rigidités relatives de niveau. Ainsi la rigidité des poteaux est multipliée par un coefficient correcteur pour tenir compte de la flexibilité des poutres arrivant aux nœuds.

Hypothèses de calcul

- Les charges ou les masses sont considérées concentrées 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 ;
- Rigidités linéaires des poteaux :  $K_p = \frac{I_p}{H_c}$
- Rigidités linéaires des poutres :  $K_{pr} = \frac{I_{pr}}{L_c}$



Avec :

$I$  : moment d'inertie de l'élément,

$l_c$  : longueur calculée de la poutre :

$$l_c = \min \left( \bar{l} + \frac{e_{pr}}{2}, l_0 \right)$$

$h_c$  : hauteur calculée du poteau :

$$h_c = \min \left( \bar{h} + \frac{e_p}{2}, h_0 \right)$$

$\bar{l}$  : Longueur entre nus des appuis,

$l_0$  : Longueur entre axes des poteaux,

$e_{pr}$  : Épaisseur de la poutre,

$\bar{h}$  : Hauteur entre nus des appuis,

$h_0$  : Hauteur entre faces supérieures des planchers successifs,

$e_p$  : Épaisseur du poteau.

La figure (IV.1) illustre les différents éléments pré définis :

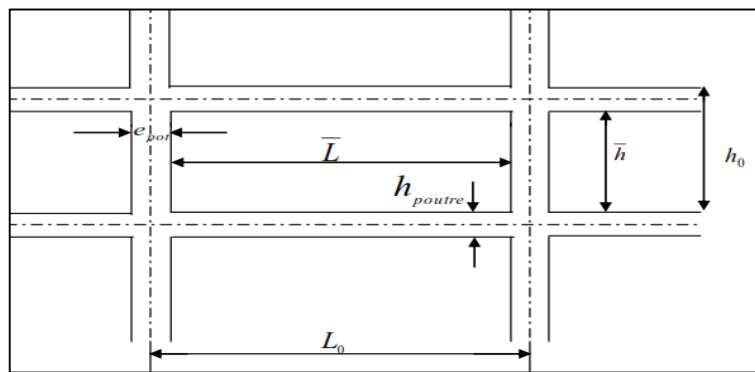


Figure IV.2 : Coupe verticale d'un niveau

#### IV.1.2. Calcul des coefficients relatifs aux portiques

##### ➤ Cas d'étage courant

$$K_j = \frac{K_1 + K_2}{2K_p} \quad ; \quad K_j = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p} \quad ; \quad K_j = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_p}$$

##### ➤ Cas de RDC

$$K_j = \frac{K_1 + K_2}{K_p} \quad ; \quad K_j = \frac{K_1}{K_p}$$

**IV.1.3. Calcul des coefficients correcteurs  $a_{ij}$** **IV.1.3.1. coefficient des rigidités des poteaux ( $a_{ij}$ )**

- Niveau courant

$$a_{ij} = \frac{K_j}{2 + K_j}$$

- Niveau e-sol

- poteau encastré:  $a_{ij} = \frac{0.5 + k_j}{2 + K_j}$

- poteau articulé:  $a_{ij} = \frac{0.5 + k_j}{1 + 2K_j}$

**IV.1.4. Calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens (X et Y)**

- Niveau courant

$$R_j = a_{ij} \times k_p \times \frac{12 \times E}{H_c^2} \text{ avec: } E = 3.2 \times 10^5 \text{ daN/cm}^2$$

- Niveau s-sol

- Poteau encastré à sa base :  $R_j = a_{ij} \times k_p \times \frac{12 \times E}{H_c^2}$

- Poteau articulé à sa base :  $R_j = a_{ij} \times k_p \times \frac{3 \times E}{H_c^2}$

Avec :

$H_c$ : hauteur du poteau calculé,

$E$ : module de déformation du béton = **32164.195 MPa**.

**IV.1.5. Calcul des rigidités des portiques par niveau dans les deux sens (X et Y)**

$$R_{jx} = \frac{12 \times E}{H_c^2} \times \sum a_{ij} \times k_p \Rightarrow \text{calcul suivant le sens longitudinal.}$$

$$R_{jy} = \frac{12 \times E}{H_c^2} \times \sum a_{ij} \times k_p \Rightarrow \text{calcul suivant le sens transversal.}$$

**IV .1.5.1. Calcul suivant le sens transversal (y-y)**

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

## - Poteaux

**Tableau IV.1:** Rigidité des poteaux selon le sens transversal.

Niveau	poteaux	h(cm)	e pot(cm)	Hc(cm)	I pot(cm <sup>4</sup> )	K pot(cm <sup>3</sup> )
4/3(30x30)	1	271	30	286	67500	236,013986
	2	271	30	286	67500	236,013986
	3	271	30	286	67500	236,013986
	4	271	30	286	67500	236,013986
1/3(35x35)	1	271	35	288,5	125052,083	433,456095
	2	271	35	288,5	125052,083	433,456095
	3	271	35	288,5	125052,083	433,456095
	4	271	35	288,5	125052,083	433,456095
RDC(40x40)	1	373	40	393	213333,333	542,832909
	2	373	40	393	213333,333	542,832909
	3	373	40	393	213333,333	542,832909
	4	373	40	393	213333,333	542,832909
E-SOL (40x40)	1	271	40	291	213333,333	733,104238
	2	271	40	291	213333,333	733,104238
	3	271	40	291	213333,333	733,104238
	4	271	40	291	213333,333	733,104238

## - Poutres

**Tableau IV.2 :** Rigidité des poutres selon le sens transversal

Niveau	travées	L (cm)	h pout(cm)	Lc (cm)	Ipout(cm <sup>4</sup> )	Kpout(cm <sup>3</sup> )
4/5(30x30)	1_2	355	35	372,5	89322,9167	239,793065
	2_3	330	35	347,5	89322,9167	257,044365
	3_4	355	35	372,5	89322,9167	239,793065
1/3(35x35)	1_2	350	35	367,5	89322,9167	243,055556
	2_3	325	35	342,5	89322,9167	260,796837
	3_4	350	35	367,5	89322,9167	243,055556
RDC(40x40)	1_2	345	35	362,5	89322,9167	246,408046
	2_3	320	35	337,5	89322,9167	264,660494
	3_4	345	35	362,5	89322,9167	246,408046
E-sol(40x40)	1_2	345	35	362,5	89322,9167	246,408046
	2_3	320	35	337,5	89322,9167	264,660494
	3_4	345	35	362,5	89322,9167	246,408046

## IV.1.5.2. Calcul suivant le sens longitudinal (x-x)

## - Poteaux

Tableau IV.3 : Rigidité des poteaux selon le sens longitudinal.

Niveaux	poteaux	h (cm)	e pot	hc	I pot(cm <sup>4</sup> )	Kpot(cm <sup>3</sup> )
4/5(30x30)	A	276	30	291	67500	231,9587629
	B	276	30	291	67500	231,9587629
	C	276	30	291	67500	231,9587629
	D	276	30	291	67500	231,9587629
	E	276	30	291	67500	231,9587629
	F	276	30	291	67500	231,9587629
	G	276	30	291	67500	231,9587629
	H	276	30	291	67500	231,9587629
1/3(35x35)	A	276	35	293,5	125052,0833	426,0718341
	B	276	35	293,5	125052,0833	426,0718341
	C	276	35	293,5	125052,0833	426,0718341
	D	276	35	293,5	125052,0833	426,0718341
	E	276	35	293,5	125052,0833	426,0718341
	F	276	35	293,5	125052,0833	426,0718341
	G	276	35	293,5	125052,0833	426,0718341
	H	276	35	293,5	125052,0833	426,0718341
RDC(40x40)	A	378	40	398	213333,333	536,0133995
	B	378	40	398	213333,333	536,0133995
	C	378	40	398	213333,333	536,0133995
	D	378	40	398	213333,333	536,0133995
	E	378	40	398	213333,333	536,0133995
	F	378	40	398	213333,333	536,0133995
	G	378	40	398	213333,333	536,0133995
	H	378	40	398	213333,333	536,0133995
S-sol(40x40)	A	276	40	296	213333,333	720,7207196
	B	276	40	296	213333,333	720,7207196
	C	276	40	296	213333,333	720,7207196
	D	276	40	296	213333,333	720,7207196
	E	276	40	296	213333,333	720,7207196
	F	276	40	296	213333,333	720,7207196
	G	276	40	296	213333,333	720,7207196
	H	276	40	296	213333,333	720,7207196

## - Poutres

Tableau IV.4 : Rigidité des poutres selon le sens longitudinal.

Niveau	travées	L (cm)	h pout(cm)	Lc (cm)	Ipout(cm4)	Kpout(cm3)
4/5(30x30)	AB	340	30	355	56250	158,450704
	BC	310	30	325	56250	173,076923
	CD	310	30	325	56250	173,076923
	DE	260	30	275	56250	204,545455
	EF	310	30	325	56250	173,076923
	FG	310	30	325	56250	173,076923
	GH	340	30	355	56250	158,450704
1/3(35x35)	AB	335	30	350	56250	160,714286
	BC	305	30	320	56250	175,78125
	CD	305	30	320	56250	175,78125
	DE	255	30	270	56250	208,333333
	EF	305	30	320	56250	175,78125
	FG	305	30	320	56250	175,78125
	GH	335	30	350	56250	160,714286
RDC(40x40)	AB	330	30	345	56250	163,043478
	BC	300	30	315	56250	178,571429
	CD	300	30	315	56250	178,571429
	DE	250	30	265	56250	212,264151
	EF	300	30	315	56250	178,571429
	FG	300	30	315	56250	178,571429
	GH	330	30	345	56250	163,043478
Entre sol(40x40)	AB	330	30	345	56250	163,043478
	BC	300	30	315	56250	178,571429
	CD	300	30	315	56250	178,571429
	DE	250	30	265	56250	212,264151
	EF	300	30	315	56250	178,571429
	FG	300	30	315	56250	178,571429
	GH	330	30	345	56250	163,043478

## IV .1.5.3. Rigidité des portiques transversaux (Y-Y)

Tableau IV.5 : Rigidité des portiques transversaux

Niveaux	poteaux	Hc(cm)	I pot(cm)	Kpot(cm <sup>3</sup> )	Kpout(cm <sup>3</sup> )	k	aj	Rjy(KN/cm <sup>2</sup> ) Rjy(KN/cm <sup>2</sup> )	R.JY(kn/cm <sup>2</sup> )
4/5 (30x30)	1	286	67500	236,014	239,7931	1,05256	0,34481	38,40096	190,55
	2	286	67500	236,014	257,0444	2,10512	0,5128	57,10979	
	3	286	67500	236,014	239,7931	2,10512	0,5128	57,10979	
	4	286	67500	236,014	/	1,03296	0,34058	37,92933	
1/3 (35x35)	1	288,5	125052,08	433,4561	243,0556	0,5812	0,22517	45,25989	211,97
	2	288,5	125052,08	433,4561	260,7968	1,16241	0,36757	73,88358	
	3	288,5	125052,08	433,4561	243,0556	0,5812	0,22517	45,25989	
	4	288,5	125052,08	433,4561	/	0,62007	0,23666	47,56999	
RDC	1	393	213333,33	542,8329	246,4081	0,47074	0,19053	25,84584	120,54
	2	393	213333,33	542,8329	264,6605	0,94148	0,32007	43,41917	
	3	393	213333,33	542,8329	246,408	0,47074	0,19053	25,84584	
	4	393	213333,33	542,8329	/	0,39648	0,16544	22,44328	
Enter sol	1	291	213333,33	733,1042	246,408	0,43521	0,17872	59,71726	343,96
	2	291	213333,33	1174,291	264,6605	0,43521	0,17872	95,6555	
	3	291	213333,33	1174,291	246,408	0,43521	0,17872	95,6555	
	4	291	213333,33	1174,291	/	0,42032	0,17366	92,95088	

## IV .1.5.4. Rigidité des portiques longitudinaux (Y-Y)

Tableau IV.6 : Rigidité des portiques longitudinale.

Niveaux	poteaux	Hc(cm)	Ipot (cm)	Kpot(cm <sup>3</sup> )	k poutre (cm <sup>3</sup> )	K	aj	Rjy KN/cm <sup>2</sup> )	Rjy(KN/cm <sup>2</sup> )
4à5	A	291	67500	231,958762	158,4507	0,1811921	0,0830702	16,555346	207,94
	B	291	67500	231,958762	173,07692	0,71772	0,264089	27,920883	
	C	291	67500	231,958762	173,07692	0,74938	0,2725633	28,816825	
	D	291	67500	231,958762	204,54545	0,817509	0,2901531	30,676516	
	E	291	67500	231,958762	173,07692	0,817509	0,2901531	30,676516	
	F	291	67500	231,958762	173,07692	0,74983	0,2726823	28,829411	
	G	291	67500	231,958762	158,4507	0,71772	0,264089	27,920883	
	H	291	67500	231,958762	/	0,1811921	0,0830702	16,55535	
1à3	A	293,5	125052,0833	426,071834	160,71429	0,377199	0,1586404	30,2854	259,042
	B	293,5	125052,0833	426,071834	175,78125	0,394881	0,16488	31,476656	
	C	293,5	125052,0833	426,071834	175,78125	0,4125624	0,1710059	32,64613	
	D	293,5	125052,0833	426,071834	208,33333	0,4507627	0,1839275	35,11295	
	E	293,5	125052,0833	426,071834	175,78125	0,4507627	0,1839275	35,11295	
	F	293,5	125052,0833	426,071834	175,78125	0,412562	0,1710058	32,646104	
	G	293,5	125052,0833	426,071834	160,71429	0,394881	0,16488	31,476656	
	H	293,5	125052,0833	426,071834	/	0,377199	0,15864	30,2854	
RDC	A	398	213333,3333	536,013399	163,04348	0,30417799	0,3490086	45,582656	378,85
	B	398	213333,3333	536,013399	178,57143	0,63732532	0,4312419	56,322828	
	C	398	213333,3333	536,013399	178,57143	0,66629431	0,4374214	57,129908	
	D	398	213333,3333	536,013399	212,26415	0,7291526	0,450379	58,82225	
	E	398	213333,3333	536,013399	178,57143	0,7291526	0,4503788	58,822224	
	F	398	213333,3333	536,013399	178,57143	0,6629431	0,437421	57,129856	
	G	398	213333,3333	536,013399	163,04348	0,63732532	0,431242	56,322841	
	H	398	213333,3333	536,013399	/	0,30417799	0,349008	45,582578	
E-SOL	A	296	213333,3333	720,720719	163,04348	0,226222	0,0335466	10,650898	212,69
	B	296	213333,3333	720,720719	178,57143	0,247767	0,1102281	34,996914	
	C	296	213333,3333	720,720719	178,57143	0,247767	0,1102281	34,996914	
	D	296	213333,3333	720,720719	212,26415	0,2945165	0,1283567	40,752667	
	E	296	213333,3333	720,720719	178,57143	0,247767	0,1102281	34,996914	
	F	296	213333,3333	720,720719	178,57143	0,247767	0,1102281	34,996914	
	G	296	213333,3333	720,720719	163,04348	0,226222	0,101617	10,6509	
	H	296	213333,3333	720,720719	/	0,226222	0,101617	10,6509	

## IV.2. Caractéristiques géométrique des voiles

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures sur lesquelles agissent. Elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultantes de ses forces se trouvent excentrées de façon notable par rapport au centre de torsion.

Donc l'emplacement des voile doit être le plus adéquat possible de manière à résister à l'effort sismique d'une part et limiter la torsion de bâtiment due aux charges d'autre part

### IV.2.1. Etudes des refends

#### IV.2.1.1. Calcul des inerties

##### IV.2.1.1.1. Refends longitudinaux

$$\left. \begin{aligned} I_x &= \frac{L \times e^3}{12} \\ I_y &= \frac{e \times L^3}{12} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{On néglige l'inertie des refends} \\ \text{longitudinaux par rapport à (X-X')} \\ \text{donc on prend } I_y \end{array}$$

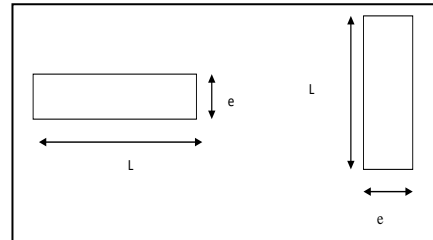


Figure IV.3 : Vue en plan en coupe des refends.

Tableau IV.7 : Inertie des refends longitudinaux.

Niveaux	Voiles	L(m)	e(m)	Iy
E-SOL à RDC	VL1	0,6	0,2	0,0036
	VL1	0,6	0,2	0,0036
	VL1	0,6	0,2	0,0036
	VL1	0,6	0,2	0,0036
	VL2	1,1	0,2	0,0221833
	VL2	1,1	0,2	0,0221833
	VL2	1,1	0,2	0,0221833
	VL2	1,1	0,2	0,0221833
1à3	VL1	0,65	0,2	0,0045771
	VL1	0,65	0,2	0,0045771
	VL1	0,65	0,2	0,0045771
	VL1	0,65	0,2	0,0045771
	VL2	1,15	0,2	0,0253479
	VL2	1,15	0,2	0,0253479
	VL2	1,15	0,2	0,0253479
	VL2	1,15	0,2	0,0253479
4à5	VL1	0,8	0,2	0,0085333
	VL2	0,8	0,2	0,0085333
	VL1	0,8	0,2	0,0085333
	VL1	0,8	0,2	0,0085333
	VL2	1,2	0,2	0,0288
	VL2	1,2	0,2	0,0288
	VL2	1,2	0,2	0,0288
	VL2	1,2	0,2	0,0288
				0,682



## IV.2.1.1.2. Refends transversaux

$$\left. \begin{array}{l} I_y = \frac{L \times e^3}{12} \\ I_x = \frac{e \times L^3}{12} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport à (Y-Y') donc} \\ \text{on prend } I_x \end{array}$$

Tableau IV.8 : Inertie des refends transversaux.

Niveaux	Voiles	L(m)	e (m)	I <sub>x</sub>
E SOL+RDC	VT1	3,2	0,2	0,546133333
	VT1	3,2	0,2	0,546133333
	VT2	1,1	0,2	0,022183333
	VT2	1,1	0,2	0,022183333
	VT2	1,1	0,2	0,022183333
	VT2	1,1	0,2	0,022183333
1 à 3	VT1	3,25	0,2	0,572135417
	VT1	3,25	0,2	0,572135417
	VT2	1,15	0,2	0,025347917
	VT2	1,15	0,2	0,025347917
	VT2	1,15	0,2	0,025347917
	VT2	1,15	0,2	0,025347917
4 à 5	VT1	3,3	0,2	0,59895
	VT1	3,3	0,2	0,59895
	VT2	1,2	0,2	0,0288
	VT2	1,2	0,2	0,0288
	VT2	1,2	0,2	0,0288
	VT2	1,2	0,2	0,0288
				3,67

## IV.2.1.2. Rigidités des voiles

Dans le sens (y-y) :  $R_{vy} = \frac{12 \times E \times I_x}{H_c^3}$

Dans le sens (x-x) :  $R_{vx} = \frac{12 \times E \times I_y}{H_c^3}$

Avec :

$H_e$  : Hauteur de l'étage,

$I_x, I_y$  : Inerties des voiles longitudinaux et transversaux.

Les résultats relatifs au calcul des rigidités des voiles par niveaux sont dans les tableaux ci-après :

## IV.2.1.2.1. Rigidités des voiles dans le sens transversal

Tableau IV.9 : Rigidité des voiles dans le sens transversal

Niveaux	Voiles	H(m)	I <sub>x</sub>	E(KN/m <sup>2</sup> )	R <sub>vy</sub> (KN/m)	S R <sub>vy</sub> (KN/m)
E SOL	VT1	306	0,54613333	32164200	10474805,62	22144910
	VT1	3,06	0,54613333	32164200	10474806	
	VT2	3,06	0,02218333	32164200	298824,723	
	VT2	3,06	0,02218333	32164200	298824,723	
	VT2	3,06	0,02218333	32164200	298824,723	
	VT2	3,06	0,02218333	32164200	298824,723	
RDC	VT1	4,08	0,57213542	32164200	3251414,538	7079032,36
	VT1	4,08	0,57213542	32164200	3251414,538	
	VT2	4,08	0,02534792	32164200	144050,8354	
	VT2	4,08	0,02534792	32164200	144050,8354	
	VT2	4,08	0,02534792	32164200	144050,8354	
	VT2	4,08	0,02534792	32164200	144050,8354	
1/3(35x35)	VT1	3,06	0,59895	32164200	8068267,522	17688358
	VT1	3,06	0,59895	32164200	8068267,522	
	VT2	3,06	0,0288	32164200	387955,7636	
	VT2	3,06	0,0288	32164200	387955,7636	
	VT2	3,06	0,0288	32164200	387955,7636	
	VT2	3,06	0,0288	32164200	387955,7636	
4/5(30x30)	VT1	3,06	0,59895	32164200	8068267,522	17688358
	VT1	3,06	0,59895	32164200	8068267,522	
	VT1	3,06	0,0288	32164200	387955,7636	
	VT1	3,06	0,0288	32164200	387955,7636	
	VT1	3,06	0,0288	32164200	387955,7636	
	VT1	3,06	0,0288	32164200	387955,7636	

## IV.2.1.2.2. Rigidités des voiles dans le sens longitudinal

Tableau IV.10 : Rigidité des voiles dans le sens longitudinal

Niveaux	Voiles	H(cm)	I <sub>y</sub>	E(KN/m <sup>2</sup> )	R <sub>vy</sub> (KN/m)	S R <sub>vy</sub> (KN/m)
E SOL	VL1	3,06	0,0036	32164200	48494,47	1389272
	VL1	3,06	0,0036	32164200	48494,47	
	VL1	3,06	0,0036	32164200	48494,47	
	VL1	3,06	0,0036	32164200	48494,47	
	VL2	3,06	0,0221833	32164200	298824,72	
	VL2	3,06	0,0221833	32164200	298824,72	
	VL2	3,06	0,022183	32164200	298824,7	
	VL2	3,06	0,0221833	32164200	298824,72	
RDC	VL1	4,08	0,0045771	32164200	26011,316	680248
	VL1	4,08	0,0045771	32164200	26011,316	
	VL1	4,08	0,0045771	32164200	26011,316	
	VL1	4,08	0,0045771	32164200	26011,316	
	VL2	4,08	0,0253479	32164200	144050,84	
	VL2	4,08	0,025348	32164200	144050,84	
	VL2	4,08	0,0253479	32164200	144050,8	
	VL2	4,08	0,0253479	32164200	144050,84	
1/3(35x35)	VL1	3,06	0,004577	32164200	61655,331	3277525
	VL1	3,06	0,004577	32164200	61655,331	
	VL1	3,06	0,004577	32164200	61655,331	
	VL1	3,06	0,004577	32164200	61655,331	
	VL2	3,06	0,025348	32164200	757726,1	
	VL2	3,06	0,025348	32164200	757726,1	
	VL2	3,06	0,025348	32164200	757726,1	
	VL2	3,06	0,025348	32164200	757726,1	
4/5(30x30)	VL1	3,06	0,0085333	32164200	114949,86	2011622,8
	VL1	3,06	0,0085333	32164200	114949,86	
	VL1	3,06	0,0085333	32164200	114949,86	
	VL1	3,06	0,0085333	32164200	114949,86	
	VL2	3,06	0,0288	32164200	387955,76	
	VL2	3,06	0,0288	32164200	387955,76	
	VL2	3,06	0,0288	32164200	387955,76	
	VL2	3,06	0,0288	32164200	387955,8	

### IV.3. Calcul des inerties fictives des portiques

Le calcul des inerties fictives des portiques, nous permet de déduire le pourcentage des efforts horizontaux revenant à chacun des éléments du contreventement. Pour cela, on utilise la méthode d'ALBERT FUENTES "approximation successive", (ouvrage Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé).

#### IV.3.1. Principe de la méthode

Le principe consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie, il suffit de calculer les déplacements de chaque portique au niveau de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à 1 tonne, et de comparer ses 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  $1 \text{ m}^4$ , il est 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 les portiques.

#### IV.3.2. Calcul des flèches dans les refends (Méthode des aires)

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie  $I = 1 \text{ m}^4$ , 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 qui suit :

$$f_i = \frac{\sum S_i \times d_i}{E_i \times I}$$

$$I = 1 \text{ m}^4$$

Avec :

$f_i$ : flèche au niveau (i).

$S_i$ : élément de surface du niveau (i)

$d_i$ : distance entre le centre de gravité du trapèze et son petit cote ( $b + 1$ )

E: module d'élasticité du matériau constituant les refends

D'où : la surface du trapèze :

$$s_i = \frac{b_{i+1} + b_i}{2} \times h_i$$

Le centre de gravité d'un trapèze à sa petite base est :

$$d_i = \frac{(2 \times b_i + b_{i+1})}{3 \times (b_i + b_{i+1})} \times h_i$$

Diagrammes des moments des aires est représenté dans la figure (IV.3)

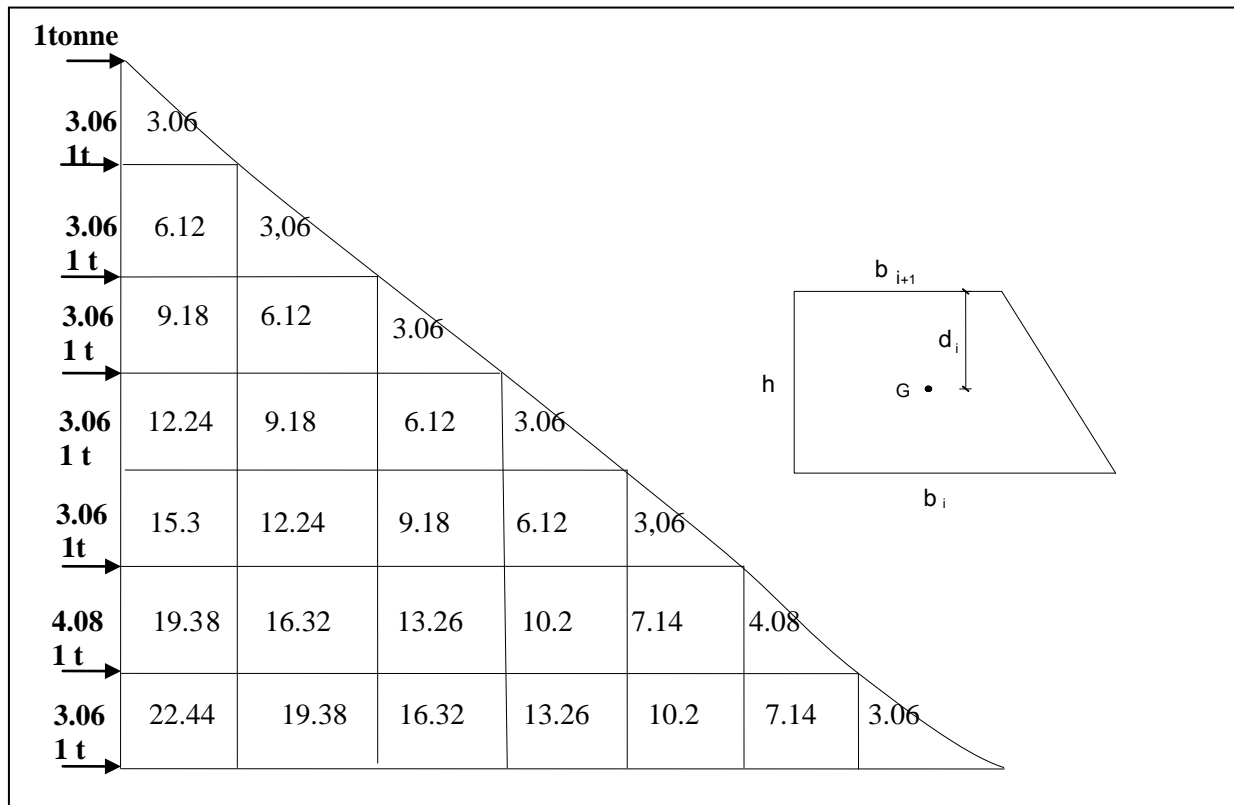


Figure IV.4 : Diagramme des moments des aires

IV.3.2.1. Calcul de  $S_i \times d_i$  pour les différents niveauxTableau IV.11 : Résultat de  $S_i \times d_i$  pour chaque niveau

Niveaux	He	Bi	Bi+1	Si	di	Si X di
5	3,06	3,06	0	4,6818	2,04	9,550872
4	3,06	9,18	3,06	18,7272	1,785	33,428052
3	3,06	18,36	9,18	42,1362	1,7	71,63154
2	3,06	30,6	18,36	74,9088	1,6575	124,161336
1	3,06	45,9	30,6	117,045	1,632	191,01744
RDC	4,08	65,28	45,9	226,8072	2,15853211	489,570624
E-SOL	3,06	87,72	65,28	234,09	1,6048	375,667632
						1104,01

**IV.3.2.2. Calcul des flèches par niveau**

$$\frac{\sum S_i \times f_i = d_i}{E_i \times I}$$

**Tableau IV.12 : Résultat de la flèche pour chaque niveau**

Niveaux	SIDI	FIEI	F
5	9,55087	1104,01	2,9694E-07
4	33,4281	1094,459	1,0393E-06
3	71,6315	1061,031	2,2271E-06
2	124,161	989,3995	3,8602E-06
1	191,017	865,2382	5,9388E-06
RDC	489,571	674,2208	1,5221E-05
E SOL	375,668	184,6501	1,168E-05

**IV.3.3. Calcul du déplacement des portiques au droit de chaque plancher****IV.3.3.1. Calcule de la rotation d'étage  $E\theta$** 

- Pour les niveaux supérieurs

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \times \sum K_m}$$

Avec :

$$M_n : h \times T_n$$

$$M_{n+1} : T_{n+1} \times h_{n+1}$$

- Pour les premiers niveaux

- Poteaux encastrés

$$E\theta_n = \frac{M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{tn} + 2 \times \sum K_{pn}}$$

- Poteaux articulés

$$E\theta_n = \frac{2M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{pn}}$$

**IV.3.3.2. Calcul des déplacements**

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

$$\Delta_n = \psi_n \times h$$

- Calcul du déplacement au niveau i :

$$\Delta_i = \sum_{n=1}^n \Delta_n$$

- Calcul de l'inertie fictive :

$$I_{ei} = f_i / \sum_{i=1}^n \Delta_i$$

Avec :

$\sum K_{pn}$  : somme des raideurs des poutres du  $n^{ème}$  niveau,

$\sum K_{tn}$  : somme des raideurs des poteaux du  $n^{ème}$  niveau,

$h$  : hauteur libre d'étage,

$E$  : module d'élasticité

$\Delta_n$  : déplacements du portique au  $n^{ème}$  niveau

$f_n$  : flèche du  $n^{ème}$  niveau

$\Delta_i$  : déplacement du portique au niveau « i ».

Les résultats sont résumés dans les tableaux qui suivent :

- Inertie fictive des portiques transversaux

Tableau IV.13 : Inertie fictive des portiques dans le sens transversaux

Niveaux	Portique	M <sub>n+1</sub>	M <sub>n</sub>	ΣK pot	ΣK poutre	θ <sub>n</sub>	Ψ En	D <sub>n</sub>	ΣEΔi	E <sub>fi</sub>	Le <sub>iY</sub>	Le <sub>iY</sub>
5	A	0	3,06	0,00094405	0,00073663	173,0925876	379,54669	1161,4129	9291,3032	1104,01	0,1379148	1,10332
	B	0	3,06	0,00094405	0,0007366	173,0925876	379,54669	1161,4129		1104,01	0,1379148	
	C	0	3,06	0,00094405	0,0007366	173,0925876	379,54669	1161,4129		1104,01	0,1379148	
	D	0	3,06	0,00094405	0,0007366	173,0925876	379,54669	1161,4129		1104,01	0,1379148	
	E	0	3,06	0,00094405	0,0007366	173,0925876	379,54669	1161,4129		1104,01	0,1379148	
	F	0	3,06	0,00094405	0,0007366	173,0925876	379,54669	1161,4129		1104,01	0,1379148	
	G	0	3,06	0,00094405	0,0007366	173,0925876	379,54669	1161,4129		1104,01	0,1379148	
	H	0	3,06	0,00094405	0,0007366	173,0925876	379,54669	1161,4129		1104,01	0,1379148	
4	A	3,06	6,12	0,00094405	0,0007366	519,2777627	1376,5733	8424,6289	58224,4848	1094,46	0,021844	0,17475
	B	3,06	6,12	0,00094405	0,0007366	519,2777627	1376,5733	8424,6289		1094,46	0,021844	
	C	3,06	6,12	0,00094405	0,0007366	519,2777627	1376,5733	8424,6289		1094,46	0,021844	
	D	3,06	6,12	0,00094405	0,0007366	519,2777627	1376,5733	8424,6289		1094,46	0,021844	
	E	3,06	6,12	0,00094405	0,0007366	519,2777627	1376,5733	8424,6289		1094,46	0,021844	
	F	3,06	6,12	0,00094405	0,0007366	519,2777627	1376,5733	8424,6289		1094,46	0,021844	
	G	3,06	6,12	0,00094405	0,0007366	519,2777627	1378,7732	8438,0919		1094,46	0,021844	
	H	3,06	6,12	0,00094405	0,0007366	519,2777627	1376,5733	8424,6289		1094,46	0,021844	
3	A	6,12	9,18	0,001733824	0,00075077	849,1282284	2037,9077	18707,993	149663,9	1061,03	0,00708942	0,0662



	B	6,12	9,18	0,001733824	0,00075077	849,1282284	2037,9077	18707,993		1061,03	0,008275	
	C	6,12	9,18	0,001733824	0,00075077	849,1282284	2037,9077	18707,993		1061,03	0,008275	
	D	6,12	9,18	0,001733824	0,00075077	849,1282284	2037,9077	18707,993		1061,03	0,008275	
	E	6,12	9,18	0,001733824	0,00075077	849,1282284	2037,9077	18707,993		1061,03	0,008275	
	F	6,12	9,18	0,001733824	0,00075077	849,1282284	2037,9077	18707,993		1061,03	0,008275	
	G	6,12	9,18	0,0017338	0,00075077	849,1282284	2037,908	18707,99		1061,03	0,008275	
	H	6,12	9,18	0,001733824	0,00075077	849,1282284	2037,9077	18707,993		1061,03	0,008275	
2	A	9,18	12,24	0,0017338	0,00075077	1188,77952	2717,2103	33258,654	266069,2	989,42	0,00371866	0,03508
	B	9,18	12,24	0,001733824	0,00075077	1188,77952	2717,2103	33258,654		989,42	0,0049984	
	C	9,18	12,24	0,0017338	0,00075077	1188,77952	2717,2103	33258,654		989,42	0,0049984	
	D	9,18	12,24	0,001733824	0,00075077	1188,77952	2717,2103	33258,654		989,42	0,0049984	
	E	9,18	12,24	0,0017338	0,00075077	1188,77952	2717,2103	33258,654		989,42	0,0049984	
	F	9,18	12,24	0,001733824	0,00075077	1188,77952	2717,2103	33258,654		989,42	0,0049984	
	G	9,18	12,24	0,0017338	0,00075077	1188,77952	2717,21	33258,65		989,42	0,0049984	
	H	9,18	12,24	0,001733824	0,00075077	1188,77952	2717,21	33258,65		989,42	0,0049984	
1	A	12,24	15,3	0,0017338	0,00075077	1528,430811	3444,3589	52698,692	365923,384	865,238	0,00236453	0,02279
	B	12,24	15,3	0,001733824	0,00075077	1528,430811	3444,3589	52698,692		865,238	0,0028493	
	C	12,24	15,3	0,0017338	0,00075077	1528,430811	3444,3589	52698,692		865,238	0,0028493	
	D	12,24	15,3	0,001733824	0,00075077	1528,430811	3444,3589	52698,692		865,238	0,0028493	
	E	12,24	15,3	0,0017338	0,00075077	1528,430811	3444,3589	52698,692		865,238	0,0028493	
	F	12,24	15,3	0,001733824	0,00075077	1528,430811	3444,3589	52698,692		865,238	0,0028493	
	G	12,24	15,3	0,0017338	0,00075077	1536,3502	2989,5701	45740,423		865,238	0,0028493	

	H	12,24	15,3	0,001733824	0,00075077	1528,430811	3444,3589	52698,692		865,238	0,0028493	
RDC	A	16,32	19,38	0,00217133	0,00075747	1963,774143	4264,1953	82640,105	593360,528	674,221	0,00113628	0,01148
	B	16,32	19,38	0,00217133	0,00075747	1963,774143	4264,1953	82640,105		674,221	0,0014352	
	C	16,32	19,38	0,00217133	0,00075747	1963,774143	4264,1953	82640,105		674,221	0,0014352	
	D	16,32	19,38	0,00217133	0,00075747	1963,774143	4264,1953	82640,105		674,221	0,0014352	
	E	16,32	19,38	0,00217133	0,00075747	1963,774143	4264,1953	82640,105		674,221	0,0014352	
	F	16,32	19,38	0,00217133	0,00075747	1963,774143	4264,1953	82640,105		674,221	0,0014352	
	G	16,32	19,38	0,00217133	0,00075747	1851,5585	4039,764	74170,066		674,221	0,0014352	
	H	16,32	19,38	0,00217133	0,00075747	1963,774143	4264,1953	82640,105		674,221	0,0014352	
E SOL	A	19,38	22,44	0,00293241	0,00075747	2300,421139	4705,041	105581,12	844648,8	184,65	0,00021861	0,00365
	B	19,38	22,44	0,00293241	0,00075747	2300,421139	4705,041	105581,12		184,65	0,00021861	
	C	19,38	22,44	0,00293241	0,00075747	2300,421139	4705,041	105581,12		184,65	0,00021861	
	D	19,38	22,44	0,00293241	0,00075747	2300,421139	4705,041	105581,12		184,65	0,00021861	
	E	19,38	22,44	0,00293241	0,00075747	2300,421139	4705,041	105581,12		184,65	0,00021861	
	F	19,38	22,44	0,00293241	0,00075747	2300,421139	4705,041	105581,12		184,65	0,00021861	
	G	19,38	22,44	0,00293241	0,0007575	2300,330033	4705,041	105581,1		184,65	0,0004561	
	H	19,38	22,44	0,00293241	0,00075747	2300,421139	4705,041	105581,12		184,65	0,00021861	
												1,38

- Inertie fictive des portiques longitudinaux

Tableau IV.14 : Inertie fictive des portiques dans le sens longitudinal

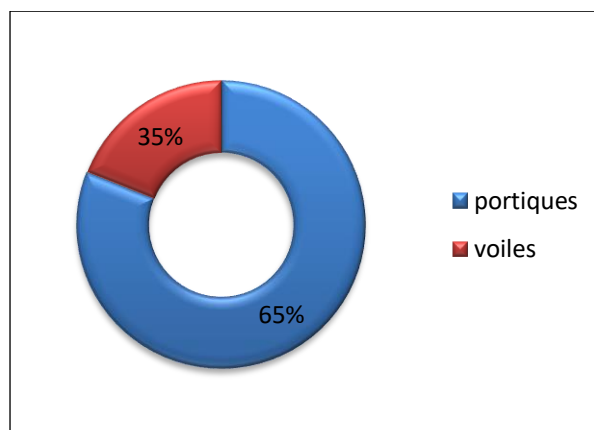
Niveaux	Portique	Mn+1	Mn	$\Sigma K_{pot}$	$\Sigma K_{poutre}$	$\theta_n$	$\Psi_{En}$	Dn	$\Sigma E \Delta_i$	E <sub>fi</sub>	Le <sub>iY</sub>	Le <sub>iY</sub>
5	1	0	3,06	0,0034378	0,0012137	105,050672	420,203	1285,82	5143,2809	1104,01	0,2146509	0,8586
	2	0	3,06	0,0034378	0,0012137	105,050672	420,203	1285,82		1104,01	0,2146509	
	3	0	3,06	0,0034378	0,0012137	105,050672	420,203	1285,82		1104,01	0,2146509	
	4	0	3,06	0,0034378	0,0012137	105,050672	420,203	1285,82		1104,01	0,2146509	
4	1	3,06	6,12	0,0034378	0,0012137	315,152015	836,32	5118,276	20473,106	1094,459	0,0534584	0,2138
	2	3,06	6,12	0,0034378	0,0012137	315,152015	836,32	5118,276		1094,459	0,0534584	
	3	3,06	6,12	0,0034378	0,0012137	315,152015	836,32	5118,276		1094,459	0,0534584	
	4	3,06	6,12	0,0034378	0,0012137	315,152015	836,32	5118,276		1094,459	0,0534584	
3	1	6,12	9,18	0,00581487	0,00123288	517,081954	1034,16	9493,625	37974,499	1061,031	0,0279406	0,1118
	2	6,12	9,18	0,00581487	0,00123288	517,081954	1034,16	9493,625		1061,031	0,0279406	
	3	6,12	9,18	0,00581487	0,00123288	517,081954	1034,16	9493,625		1061,031	0,0279406	
	4	6,12	9,18	0,00581487	0,00123288	517,081954	1034,16	9493,625		1061,031	0,0279406	
2	1	9,18	12,24	0,00581487	0,00123288	723,914736	1671,9	20464,04	81856,142	989,3995	0,0120871	0,0483
	2	9,18	12,24	0,00581487	0,00123288	723,914736	1671,9	20464,04		989,3995	0,0120871	
	3	9,18	12,24	0,00581487	0,00123288	723,914736	1671,9	20464,04		989,3995	0,0120871	
	4	9,18	12,24	0,00581487	0,00123288	723,914736	1671,9	20464,04		989,3995	0,0120871	
1	1	12,24	16,32	0,00581487	0,00123288	965,219648	2178,47	35552,64	142210,58	865,2382	0,0060842	0,0243
	2	12,24	16,32	0,00581487	0,00123288	965,219648	2178,47	35552,64		865,2382	0,0060842	

	3	12,24	16,32	0,00581487	0,00123288	965,219648	2178,47	35552,64		865,2382	0,0060842	
	4	12,24	16,32	0,00581487	0,00123288	965,219648	2178,47	35552,64		865,2382	0,0060842	
RDC	1	16,32	19,32	0,00686871	0,00125263	1185,5057	2573,59	49876,08	199504,32	674,2208	0,0033795	0,0135
	2	16,32	19,38	0,00686871	0,00125263	1187,5015	2573,59	49876,08		674,2208	0,0033795	
	3	16,32	19,38	0,00686871	0,00125263	1187,5015	2573,59	49876,08		674,2208	0,0033795	
	4	16,32	19,38	0,00686871	0,00125263	1187,5015	2573,59	49876,08		674,2208	0,0033795	
SOL	1	19,38	22,44	0,00923564	0,00125263	1391,07318	2964,23	66517,34	266069,36	184,6501	0,000694	0,0028
	2	19,38	22,44	0,00923564	0,00125263	1391,07318	2964,23	66517,34		184,6501	0,000694	
	3	19,38	22,44	0,00923564	0,00125263	1391,07318	2964,23	66517,34		184,6501	0,000694	
	4	19,38	22,44	0,00923564	0,00125263	1391,07318	2964,23	66517,34		184,6501	0,000694	

## IV.3.4. Interprétation des résultats

## IV.3.4.1. Sens longitudinal

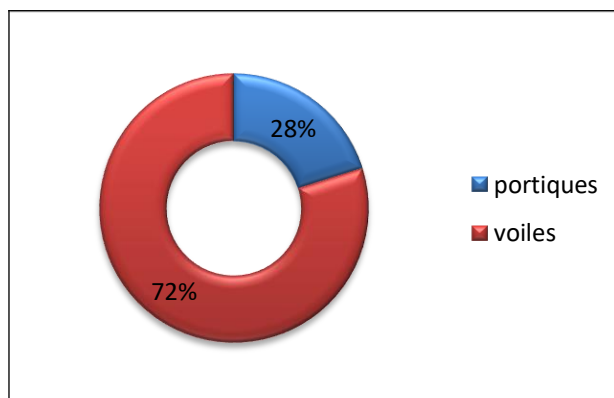
	Inerties m4	Pourcentage
Portiques	1,27	65,06147541
Voiles	0,682	34,93852459
Portiques+Voiles	1,952	100



**Figure IV.5 :** Pourcentage de l'effort horizontal repris par les éléments dans le sens longitudinal

## IV3.4.2. Sens transversal

	Inerties m4	Pourcentage
Portiques	1,38	27,32673267
Voiles	3,67	72,67326733
Portiques+Voiles	5,05	100



**Figure IV.6 :** Pourcentage de l'effort horizontal repris par les éléments dans le sens transversaux

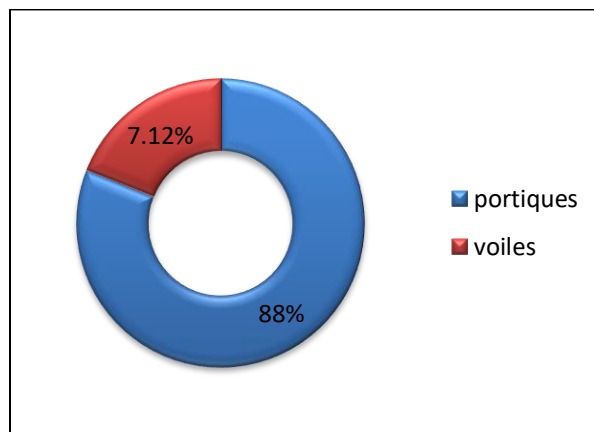
#### IV.3.4.3. Le pourcentage de l'effort revenant aux voiles et portiques

Pour cela il nous suffit de calculer la surface totale reprise par les voiles et les portiques.

Les résultats obtenue son résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.15** : Descente des charges revenant aux voiles et portiques.

	Total	voiles	portiques
<b>Surface</b>	455.7	32.48	423.22
<b>Pourcentage</b>	100%	7.12%	92.87%



**Figure IV.7** : Pourcentage de l'effort vertical revenant aux portiques et aux voiles.

### Conclusion

Pour concevoir une structure contreventée par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (contreventement mixte), le (R.P.A. 99) recommande ce qui suit - Dans le système de contreventement mixte, les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales (pourcentage de l'effort vertical des voiles de notre structure :  $7.12\% < 20\%$ ).

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives.

-Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales.

Au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage ( $92.87\% > 25\%$ ).

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que l'effort tranchant d'étage est repris conjointement par les portiques et les voiles. Donc notre structure présente un système de contreventement mixte.

**Introduction**

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développer dans la structure.

Quand nous considérons une analyse d'une structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliqué voire impossible (calcul manuel) quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degré de liberté. Pour cela, les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la structure réelle.

L'étude dynamique d'une structure est très complexe en particulier le calcul sismique qui demande des méthodes très fastidieuses dont le calcul manuel est pénible. C'est pour cette raison que l'on fait appel à l'outil informatique moyennant des codes de calcul à base de MEF qui permettent d'approcher au mieux les solutions réelles dans des délais raisonnables. On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : (ETABS, ROBOT, SAP...etc.).

Pour notre étude nous avons opté pour ETABS (Version 9.6).

**V.1. Description du logiciel ETABS**

ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil, dont son calcul est basé sur la méthode des éléments finis. Grâce au logiciel 'ETABS', nous pouvons déterminer les efforts interne dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par  $G$  et  $Q$  et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme  $E$ . Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure avec des compléments de conception et de vérification des structures, il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts interne, les champs de contraintes, les modes de vibration.

**V.2. Méthode du calcul**

Le calcul des forces sismiques dépend du type de la structure et ses dimensions, il se fait à l'aide de trois méthodes :

- La méthode statique équivalente (Art 4.1.2 /RPA99 version2003)
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode dynamique par accélérogrammes,

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention des spécialistes, donc la méthode qui convient dans notre cas et dans tous les cas, est la méthode modale spectrale.

La méthode dynamique modale spectrale c'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

## • Hypothèses de calcul

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher ;
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- Les planchers doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

## V.3. Modélisation de la structure

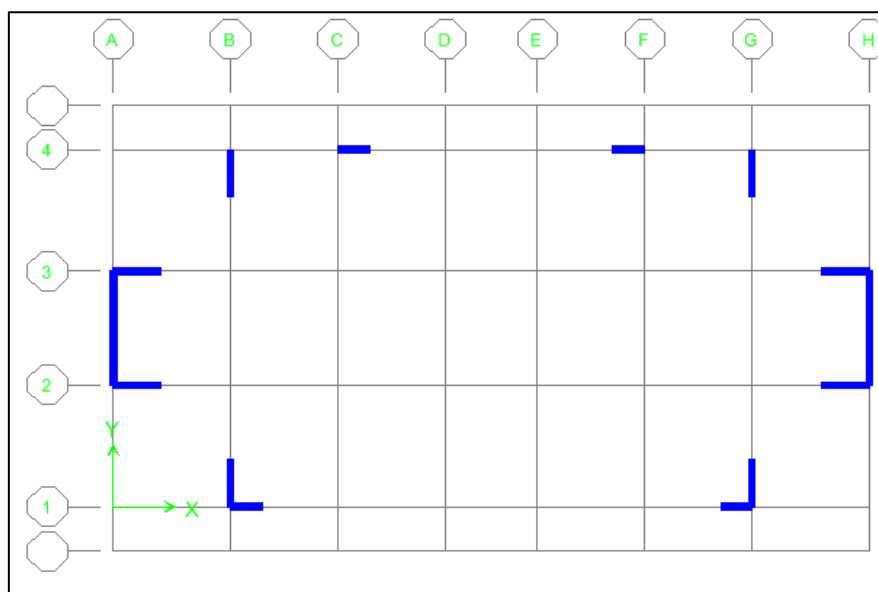
La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

1. Les éléments en portique (poutres, poteaux) sont modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (DDL) par nœud,
2. Les voiles sont modélisés par des éléments coques « shell » à quatre nœuds,
3. Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit,
4. Les dalles sont modélisées par des éléments qui négligent les efforts membranaires.

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment 7 niveaux (Sous-sol+RDC+5étages), contreventée par un système mixte (portiques+voiles). En ce qui concerne les voiles, le choix de leur positionnement doit satisfaire certaines conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.

En respectant l'architecteur et en suivant les critères cités ci-dessus, on a opté pour la distribution schématisée ci-dessous :



**Figure V.1 : Vue de distribution schématisée des voiles.**

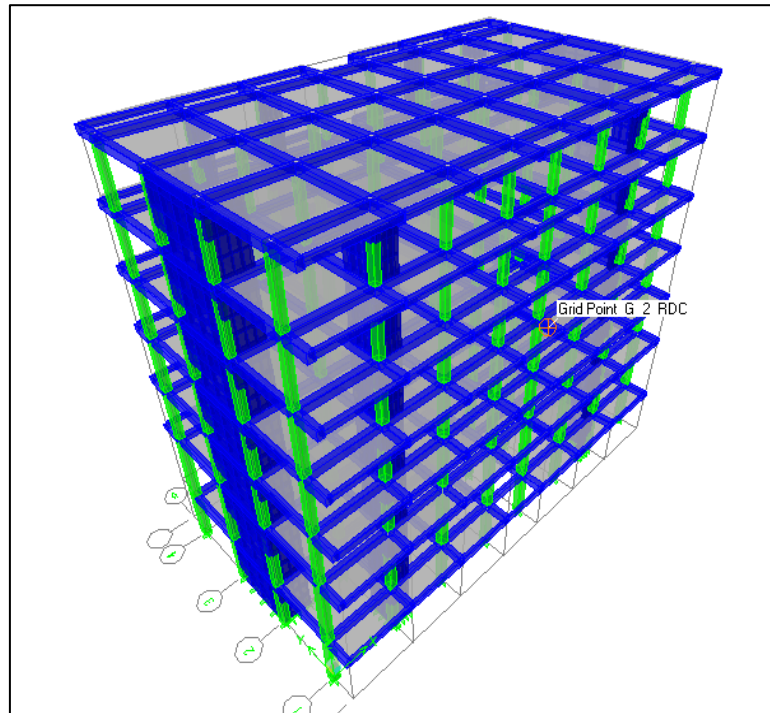
## • Etapes de la modélisation

Les différentes étapes de modélisation sont :

1. Introduction de la géométrie du modèle ;
2. Spécification des propriétés mécanique de l'acier et du béton ;
3. Spécification des propriétés géométrique des éléments (poteaux, poutres, voiles....) ;



4. Introduction du spectre de réponse selon le RPA99 /version2003 ;
5. Définition des charges statiques (G et Q) ;
6. définition de la charge sismique E ;
7. Introduction des combinaisons d'actions ;
8. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;
9. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats ;



**Figure V.2 :** Vue en 3D de la structure.

## V.4. Vérifications des conditions du RPA

Le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction, en procédant aux vérifications suivantes :

- Vérification de La période fondamentale de la structure.
- Vérification de l'excentricité.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Spécification pour les poteaux.
- Vérification de pourcentage de participation de la masse modale.
- Vérification de déplacement maximal de la structure.
- Justification vis-à-vis des placements.
- L'effet du 2ème ordre (effet P-Δ).

### V.4.1. Vérification de la Période fondamentale : (RPA99-version2003/ Art 4.2.4)

#### V.4.1.1. Calcul de la période empirique

$$T = C_T (h_N)^{3/4}$$

**h<sub>N</sub>**: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

**CT**: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003).

Notre bâtiment est en contreventement assuré par portiques et voiles en béton armée  $C_T=0.05$ .

Pour :  $h_N=22.44$  m et  $C_T=0.05$ , nous obtenons :  $T=0,05 \times (22,44)^{0,75} = 0.516$  s

## V.4.1.2. Calcul de la période empirique majorée

$T_{maj} = T+30\%T = 0,671$  s

## V.4.1.3. Détermination de la période par le logiciel ETABS

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après : **Display**  $\Rightarrow$  **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

**ANALYSIS RESULTS**  $\Rightarrow$  **modal information**  $\Rightarrow$  **Building Modal Information**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

**Select cases/combo**  $\Rightarrow$  **OK**  $\Rightarrow$  **OK**.

Mode	Période	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0,664886	76,0135	0	0	76,0135	0	0
2	0,434088	0	71,4008	0	76,0135	71,4008	0
3	0,333024	0,0051	0	0	76,0187	71,4008	0
4	0,190558	12,019	0	0	88,0377	71,4008	0
5	0,10429	0	17,7519	0	88,0377	89,1526	0
6	0,087749	4,6739	0	0	92,7116	89,1526	0
7	0,078028	0,0126	0	0	92,7243	89,1526	0
8	0,051761	3,3922	0	0	96,1165	89,1526	0
9	0,046871	0	5,304	0	96,1165	94,4567	0
10	0,037633	2,9919	0	0	99,1083	94,4567	0
11	0,034991	0,0141	0	0	99,1224	94,4567	0
12	0,030203	0	3,3958	0	99,1224	97,8525	0

## Commentaire

D'après les résultats obtenus, on a :

**$T_{dyn}$**  : La période de calcul automatique ( **$T_{dyn} = 0.664$  s**)

**$T_e$**  : La période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ( **$T_e = 0.516$  s**)

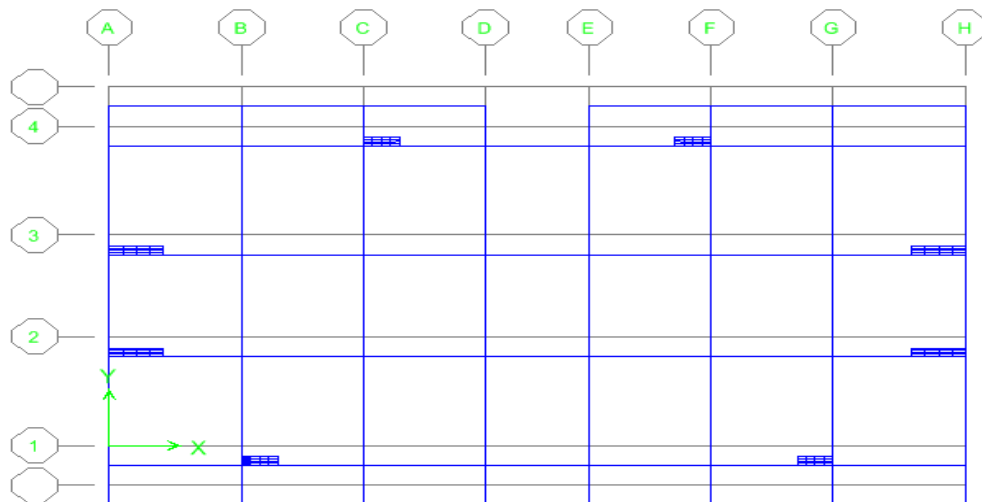
La période fondamentale  **$T_{dye} = 0.664$  s**, par contre  **$1.3T_e = 0.671$  s**

**Donc** : La condition de (**Art 4.2.4.4 du RPA99/ version2003**) est vérifiée.

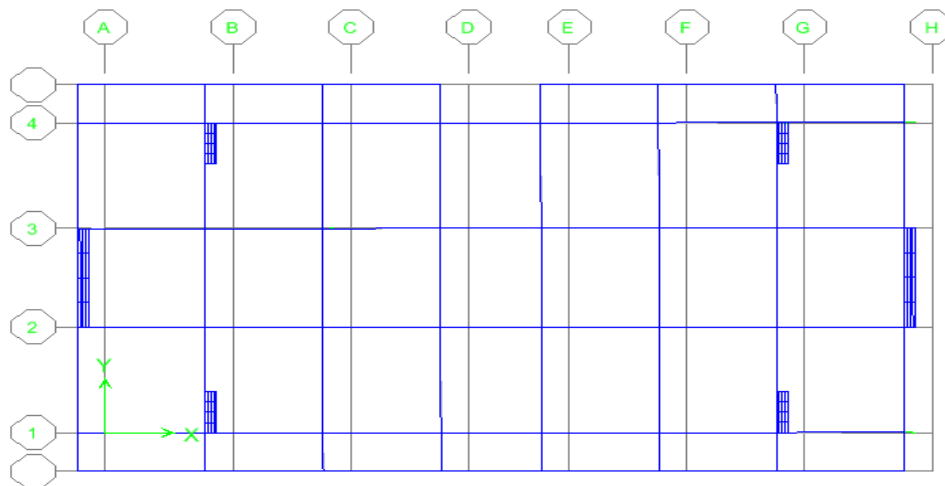
**$T_{dyn} < 1.3 T_e$**   $\longrightarrow$   **$0.664 \text{ sec} < 0.671 \text{ sec}$**

- Le 1<sup>er</sup> et le 2<sup>ème</sup> mode sont des translations suivant les axes (**YY'**) et (**XX'**) successivement. Le 3<sup>ème</sup> mode c'est un mode de torsion.

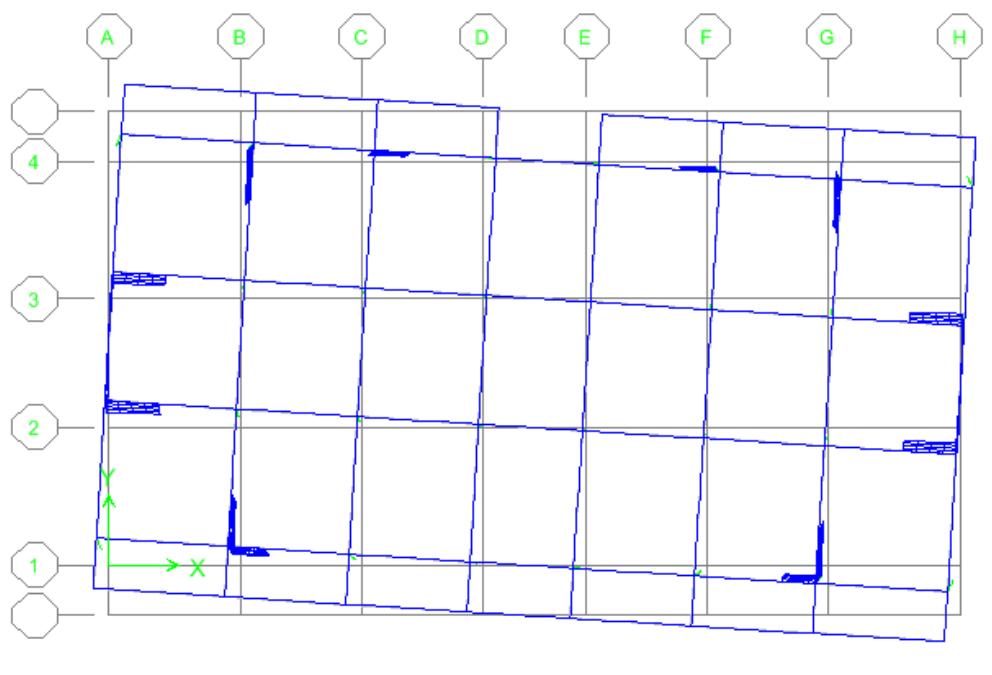
Le 1<sup>er</sup> mode :



Le 2<sup>ème</sup> mode :



Le 3<sup>ème</sup> mode :



## V.4.2. Vérification de l'excentricité article (4.3.7 du RPA99/2003)

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure.

- **Excentricité théorique :**

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

- **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par l'RPA (art4.2.7) est égale à **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\% L_X \\ e_{ay} = 5\% L_Y \end{cases} \quad \begin{cases} e_{ax} = 0,05 \times 23,9 = 1,195m \\ e_{ay} = 0,05 \times 11,3 = 0,565m \end{cases}$$

**Tableau V.1 : Vérification de l'excentricité**

Story	Diaph	X <sub>CM</sub>	Y <sub>CM</sub>	X <sub>CR</sub>	Y <sub>CR</sub>	e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>	e <sub>a</sub>
S-SOL	D1	11,95	5,245	11,951	5,152	0,001	0,093	cv
RDC	D2	11,95	5,714	11,95	5,183	0	0,531	cv
ETAGE 1	D3	11,95	5,718	11,95	5,283	0	0,435	cv
ETAGE 2	D4	11,95	5,718	11,95	5,363	0	0,077	cv
ETAGE 3	D5	11,95	5,718	11,95	5,422	0	0,296	cv
ETAGE 4	D6	11,95	5,719	11,95	5,465	0	0,254	cv
ETAGE 5	D7	11,95	5,606	11,95	5,5	0	0,106	cv

## V.4.3. Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V<sub>t</sub> obtenues par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_{MSE} = \frac{ADQ}{R} W_t \dots \dots \dots \text{Formule (4.1 RPA99).}$$

### V.4.3.1. Calcul des paramètres A, D, Q, et R

- **Coefficient d'accélération de zone (A)**

A : coefficient d'accélération de zone donnée dans le tableau suivant en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

**Tableau V.2 : Coefficient d'accélération de zone.**

Groupe	Zone		
	I	II	III
<b>1A</b>	0.12	0.25	0.35
<b>1B</b>	0.10	0.20	0.30
<b>2</b>	0.08	0.15	0.25
<b>3</b>	0.05	0.10	0.15

Pour notre cas on a :  
 Groupe d'usage 2  
 Zone sismique II<sub>a</sub> }  $\longrightarrow A = 0,15$  (Annexe1 ; Tab 4.1 RPA99)

• **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & \longrightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & \longrightarrow T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

**T<sub>2</sub>** : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site. Elle est donnée par le tableau (4.7 du RPA 99/version 2003).

**Tableau V.3** : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1</sub> (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T <sub>2</sub> (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

**Classification du site**

Selon l' **RPA2003**, les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques du sol qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre bâtiment, on est en présence d'un sol meuble. Donc de catégorie **S3** (Site meuble : S3)  $\longrightarrow$

$$\begin{cases} T_1(S_3) = 0,15 \text{ sec} \\ T_2(S_3) = 0,5 \text{ sec} \end{cases}$$

**η** : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

**D'où :ξ(%)** : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages ; Donnée par le tableau (4.2 du RPA99V2003).

Nous avons une structure constituée portiques et de voiles avec un remplissage dense donc :

$$\xi = 10 \% \longrightarrow \eta = 0,76 > 0,7$$

$$D = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.5}{0.664}\right)^{2/3} = 1.573$$

• **Poids total de la structure**

W<sub>t</sub> : poids total de la structure donné par le logiciel

Display  $\longrightarrow$  show table  $\longrightarrow$  select cases/comb  $\longrightarrow$  POIDS comb  $\longrightarrow$  building output  
 $\longrightarrow$  story shear

**Tableau V.4 :** Valeurs du poids des différents étages et du poids total (ETABS)

Story	Load	Loc	P
STORY5	POIDS	Bottom	1614,94
STORY4	POIDS	Bottom	4622,48
STORY3	POIDS	Bottom	7709,58
STORY2	POIDS	Bottom	10796,68
STORY1	POIDS	Bottom	13883,78
RDC	POIDS	Bottom	17311,55
S-SOL	POIDS	Bottom	20359,23

$$W_t = 20359,23 \text{ KN}$$

- **Coefficient de comportement global de la structure (R)**

Le coefficient « R » est donné par le tableau (4-3 RPA 99) en fonction du système de contreventement.

Le système de contreventement est mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles, donc pour notre système de contreventement on adopte un coefficient de comportement **R = 5**.

- **Facture de qualité (Q)**

**Tableau V.5 :** Facture de qualité (Q)

Critère (q)	P <sub>q</sub>	
	observé	Non observé
1. Condition minimales sur les files de contreventement	/	0.05
2. Redondance en plan	/	0.05
3. Régularité en plan	0	/
4. Régularité en élévation	0	/
5. Contrôle de qualité des matériaux	/	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	/	0,10

La valeur de **Q** est déterminée par la formule (**Article 4.4 RPA99/2003**) :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q$$

$$Q_x = Q_y = 1 + (0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0.05 + 0.10) = 1,25$$

**P<sub>q</sub>** : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (**q**) est satisfait ou non, sa valeur est donnée au tableau

Tableau V.6 : Résumé des résultats.

Paramètres	A	D	Q	R	W (KN)	T(s)	$\eta$
Valeurs numériques	0.15	1.573	1.25	5	20359,23	0.664	0.76

Donc on

a :

$$V_{RPA} = \frac{ADQ}{R} W_t = \frac{0.15 \times 1.573 \times 1.25}{5} (20359,23) = \mathbf{1200,94 \text{ kN}}$$

#### V.4.3.2. Efforts tranchants à la base obtenus par la méthode dynamique :

EX	Bottom	0	1046.44	0.41
EY	Bottom	0	0.41	1236.79

V<sub>x</sub> dynamique = **1046.44**[KN].

V<sub>y</sub> dynamique = **1236.79**[KN].

#### V.4.3.3. Comparaison des résultats

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

Il est rappelé que : **0,8 V<sub>statique</sub> = 960.752 KN**

Tableau V.7 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants.

	V <sub>statique</sub> (KN)	V <sub>Dynamique</sub> (KN)	0.8% V <sub>stat</sub>	0.8 V <sub>stat</sub> < V <sub>dyn</sub>
Sens X-X	<b>1200,94</b>	1046.44	960.752	<b>C.V</b>
Sens y-y	<b>1200,94</b>	1236.79	960.752	<b>C.V</b>

### Conclusion

La résultante des forces sismiques à la base **V<sub>o</sub>** obtenue par la méthode dynamique modale statique est supérieure à **80 %** de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

$$V_{dyn} > 0.8 V_{stat} \dots\dots\dots \mathbf{C. V}$$

#### V.4.4. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux (RPA99/version 2003 Article 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 :

$$v = \frac{N_d}{B f_{c28}} \leq 0.3$$

f<sub>cj</sub> : résistance caractéristique du béton,

B<sub>c</sub> : section du poteau.

N<sub>d</sub> : effort normal max dans les poteaux sous les combinaisons :(0.8G±E et G +Q±E) tiré par les tableaux donnés par Etabs

**Tableau V.8 :** Vérification de l'effort normal réduit selon les zones

Poteaux	N <sub>d</sub> (N)	V	observation
(40x40)	804120	0.20103	CV
(35x35)	537370	0.17547	CV
(30x30)	207640	0.09228	CV

#### V.4.5. Vérifications de la somme de la masse modale

- **Sens X-X : 96.1165%** au 9<sup>ème</sup> mode
- **Sens Y-Y : 94.4567 %** au 9<sup>ème</sup> mode

La somme de la masse modale au 9<sup>ème</sup> mode dépasse **90%** de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, la condition du **RPA (Article 4.3.4)** est donc vérifiée.

#### V.4.6. Vérification des déplacements relatifs

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit  
 $\delta_k = R \delta_{ek}$ .

$\delta_{ek}$ : déplacement dû aux forces sismiques

**R** : coefficient de comportement (R= 5)

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage, à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (**RPA 2003/Art 5.10**).

Les résultats des déplacements calculés par le logiciel **ETABS** sont donnés sous forme de tableau, comme suit :

**Display ⇒ Show tables ⇒ ANALYSIS RESULTS ⇒ Displacement Data ⇒ Diaphragm CM Displacements.**

**Tableau V.9 :** Extraction des résultats des déplacements relatifs suivant x.

Story	Diaphragm	Load	UX
STORY5	DA7	EX	0,0108
STORY4	DA6	EX	0,0097
STORY3	DA5	EX	0,0083
STORY2	DA4	EX	0,0067
STORY1	DA3	EX	0,0048
RDC	DA2	EX	0,0029
S-SOL	DA1	EX	0,0007



**Tableau V.10 :** Extraction des résultats des déplacements relatifs suivant y.

Story	Diaphragm	Load	UX	UY
<b>STORY5</b>	DA7	EY	0	0,0058
<b>STORY4</b>	DA6	EY	0	0,0049
<b>STORY3</b>	DA5	EY	0	0,004
<b>STORY2</b>	DA4	EY	0	0,003
<b>STORY1</b>	DA3	EY	0	0,002
<b>RDC</b>	DA2	EY	0	0,0012
<b>S-SOL</b>	DA1	EY	0	0,0003

#### V.4.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (Art 5.9/RPA99 modifié 03)

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (**ou effet P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

**P<sub>k</sub>** : poids total de la structure et des charges d'exploitation, associées au-dessus du niveau « k » ;

**V<sub>k</sub>**: effort tranchant d'étage au niveau "k" ;

**Δ<sub>k</sub>** : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » ;

**h<sub>k</sub>**: hauteur de l'étage « k ».

Les effets **P-Δ** peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux (Voir Tableau V.10 et Tableau V.11).

**Tableau V.11 :** Tableau récapitulatif des vérifications

Story	Δx	Δy	Δ <sub>kx</sub>	Δ <sub>ky</sub>	1% He	obs
<b>STORY5</b>	0,0108	0,0058	0.0011	0.0009	0.0306	CV
<b>STORY4</b>	0,0097	0,0049	0.0014	0.0009	0.0306	CV
<b>STORY3</b>	0,0083	0,004	0.0016	0.001	0.0306	CV
<b>STORY2</b>	0,0067	0,003	0.0019	0.001	0.0306	CV
<b>STORY1</b>	0,0048	0,002	0.0019	0.0008	0.0306	CV
<b>RDC</b>	0,0029	0,0012	0.0022	0.0009	0.0408	CV
<b>S-SOL</b>	0,0007	0,0003	0.0007	0.0003	0.0306	CV

#### V.6.8.Vérification de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

**La valeur de l'effet P-delta dépend de :**

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

**Il y'a deux types d'effet P-Delta :**

**P<sub>k</sub>**: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au- dessus du niveau«**k**»

$$P_k = WGi + 0.2WQi$$

**V<sub>k</sub>**: effort tranchant d'étage au niveau «**k**»

**Δ<sub>k</sub>**: déplacement relatif du niveau «**k**» par apport au niveau «**k-1**»

**h<sub>k</sub>**: hauteur d'étage «**k**».

- Si  $K \leq 0.1$  : effet P-Delta peut être négligé.
- Si  $0.1 \leq K \leq 0.2$  : Amplifiant les effets de l'action sismique par  $1/(1-K)$ .
- Si  $K > 0.2$  : Structure instable et doit être redimensionnée.

➤ **Sens : X-X**

**Tableau V.12:** Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ selon le sens X-X

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :	$\delta_x$ (m)	$\Delta_{kx}$ (m)	$P_x$ (kN)	$P_x \times \Delta_x$ (kN.m)	$V_x$ (kN)	$h_e$ (m)	$V_x \times h_e$ (kN.m)	$\Theta_x \leq 0.10$	OBS
<b>STORY5</b>	0,0108	0.0011	1614,94	1,776434	164,92	3.06	504,6552	0.00352	CV
<b>STORY4</b>	0,0097	0.0014	3007,54	4,210556	408,27	3.06	1249,3062	0.00337	CV
<b>STORY3</b>	0,0083	0.0016	3087,1	4,93936	614,58	3.06	1880,6148	0.002626	CV
<b>STORY2</b>	0,0067	0.0019	3087,1	5,86549	783,99	3.06	2399,0094	0.002445	CV
<b>STORY1</b>	0,0048	0.0019	3087,1	5,86549	911,39	3.06	2788,8534	0.00210	CV
<b>RDC</b>	0,0029	0.0022	3427,77	7,541094	1003,44	4.08	4094,0352	0.00184	CV
<b>S-SOL</b>	0,0007	0.0007	3047,68	2,133376	1046,44	3.06	3202,1064	0.000666	CV

➤ Sens : Y-Y

**Tableau V.13** : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ selon le sens Y-Y.

Story	$\delta x$ (m)	$\Delta_{ky}$ (m)	$P_y$ (kN)	$P_y \times \Delta y$ (kN.m)	$V_y$ (kN)	$h_e$ (m)	$V_y \times h_e$ (kN.m)	$\Theta_x \leq 0.10$	OBS
<b>STORY5</b>	0,0058	0.0009	1614,94	1,453446	212,32	3.06	649,6992	0.00224	<b>CV</b>
<b>STORY4</b>	0,0049	0.0009	3007,54	2,706786	523,85	3.06	1602,981	0.00169	<b>CV</b>
<b>STORY3</b>	0,004	0.001	3087,1	3,0871	751,01	3.06	2298,0906	0.00134	<b>CV</b>
<b>STORY2</b>	0,003	0.001	3087,1	3,0871	926,86	3.06	2836,1916	0.00109	<b>CV</b>
<b>STORY1</b>	0,002	0.0008	3087,1	2,46968	1067,22	3.06	3265,6932	0.000756	<b>CV</b>
<b>RDC</b>	0,0012	0.0009	3427,77	3,084993	1179,9	4.08	4813,992	0.000641	<b>CV</b>
<b>S-SOL</b>	0,0003	0.0003	3047,68	0,914304	1236,79	3.06	3784,5774	0.000241	<b>CV</b>

## Conclusion

D'après les résultats obtenus précédemment, nous pouvons conclure que toutes les conditions énumérées ci-dessous sont vérifiées :

- condition de l'effort normal réduit ;
- vérification de la période ;
- condition de la translation au deux premiers modes et rotation au 3<sup>ème</sup> mode ;
- condition du pourcentage de participation de la masse modale ;
- condition de l'effort tranchant à la base ;
- condition des déplacements relatifs ;
- justification vis-à-vis de l'effet P-Delta ;
- condition de l'excentricité.

Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage des différents éléments structuraux.

### VI.1.Ferrailage des poteaux

#### VI.1.1. Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) puis vérifier à l'ELS pour les cas suivants :

**Tableau VI.1** : caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

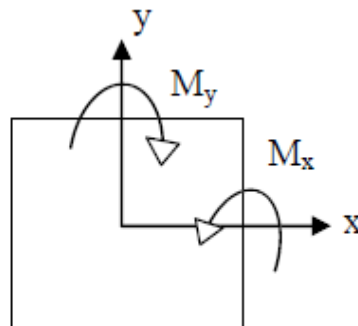
	Fe (MPa)	$f_{c28}$ (MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_c$	$F_{bu}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Situation durable	400	25	1.5	1.15	14.2	348
Situation accidentelle	400	25	1.15	1	18.48	400

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 et le moment correspondant :  $N_{max} - M_{corr}$
- Effort normal minimal et le moment correspondant :  $N_{min} - M_{corr}$
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant :  $M_{max} - N_{corr}$

$M_x$  : Moment du poteau dans le sens longitudinal y

$M_y$  : Moment du poteau dans le sens transversal



**Figure VI.1** : Les moments dans les poteaux.

#### VI.1.2.Combinaisons de calcul

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right\} \text{BAEL91/modifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{RPA99/modifiée2}$$

#### VI.1.3.Détermination des efforts internes

La détermination des efforts internes dans les poteaux se fera grâce à la méthode des éléments finis (MEF) en utilisant le logiciel ETABS.

**VI.1.4. Recommandation du RPA 99/Version 2003****VI.1.4.1. Armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

Leur pourcentage minimal sera de 0.8% (zone IIa).

Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm.

La longueur minimale de recouvrement est  $L_R = 40\Phi$ .

La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par  $L'$  et  $h'$ .

$$L' = 2h$$

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} \right)$$

$(h_1 ; b_1)$  : section du poteau.

$h_e$  : hauteur d'étage.

- Ferrailage minimal d'après RPA99 (7.4.2.1)**

**Le pourcentage minimal d'armatures sera 0.8%  $b \times h$  en zone IIa**

Poteau (40 × 40) :  $A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12,8\text{cm}^2$

Poteau (35 × 35) :  $A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9,8\text{cm}^2$

Poteau (30 × 30) :  $A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7,2\text{cm}^2$

- Ferrailage maximal d'après RPA99 (7.4.2.1)**

**Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera 6%  $b \times h$  :**

Poteau (40 × 40) :  $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$

Poteau (35 × 35) :  $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5\text{cm}^2$

Poteau (30 × 30) :  $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54\text{cm}^2$

**Le pourcentage maximal en zone courante sera 4%  $b \times h$  :**

Poteau (40 × 40) :  $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$

Poteau (35 × 35) :  $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49\text{cm}^2$

Poteau (30 × 30) :  $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36\text{cm}^2$

**Tableau VI.2 : caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.**

Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage minimal : $A_{\min} = 0.008 b \times h$ (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 b \times h$ (cm <sup>2</sup> )	Zone courante : $A_{\max} = 0.04 b \times h$ (cm <sup>2</sup> )
Poteau (40 × 40) :	12,8	96	64
Poteau (35 × 35) :	9.8	73.5	49
Poteau (30 × 30) :	7.2	54	36

**VI.1.4.2. Armatures transversales**

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 tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

**A<sub>t</sub>**: section d'armature transversale.

**V<sub>u</sub>**: effort tranchant de calcul.

**h<sub>1</sub>** : hauteur totale de la section brute.

**f<sub>e</sub>**: contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale **f<sub>e</sub> = 400 Mpa**.

**ρ<sub>a</sub>**: est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant :  $\rho_a = 2.5$  si l'élancement géométrique :  $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3.75$  si l'élancement géométrique:  $\lambda_g < 5$ .

**λ<sub>g</sub>** : L'élancement géométrique du poteau.

**S<sub>t</sub>** : espacement des armatures transversales.

$S_t \leq \min(10\phi_1; 15\text{cm})$  en zone nodale.

$S_t \leq 15\phi_1$  en zone courante.

**φ<sub>1</sub>**: Est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **La quantité d'armatures transversales minimale**

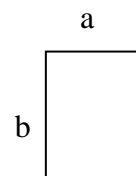
$\frac{A_t}{b \times S_t}$  en %, elle est donnée comme suit :

Si  $\lambda_g \geq 5 \longrightarrow 0.3\%$

Si  $\lambda_g \leq 3 \longrightarrow 0.8\%$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : Par interpolation entre les valeurs précédentes

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$



**A** et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

**l<sub>f</sub>** : longueur de flambement du poteau.

L'expression de la longueur de flambement **l<sub>f</sub>** est donnée suivant l'article **B.8.3, 3** du **BAEL91/99**

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10φ<sub>L</sub> minimum.

### VI.1.5. Calcul des armatures à l'ELU

#### VI.1.5.1. Exposé de la méthode de calcul à l'ELU

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants pour la détermination des armatures longitudinales :

Section partiellement comprimée (SPC).

Section entièrement comprimée (SEC).

### VI.1.5.2. Ferrailage d'une section rectangulaire à la flexion composée :

Calcul du centre de pression :  $e = \frac{M_u}{N_u}$

Deux cas peuvent se présenter :

- **Section partiellement comprimée (SPC) :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$(d - c')N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

Avec :

$M_f$  : Moment fictif et  $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$

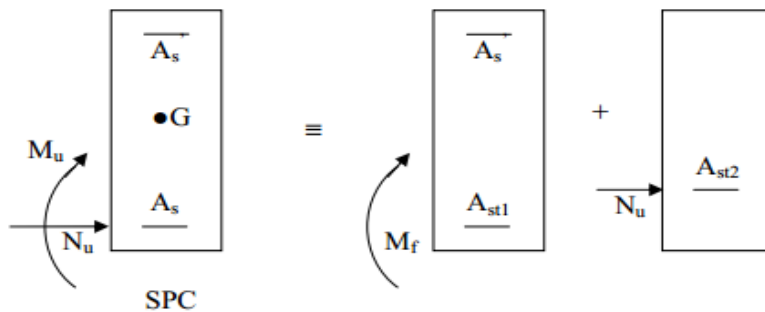
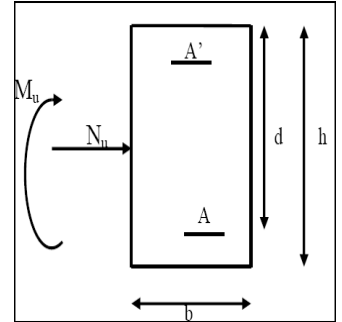


Figure VI.2: Section d'un poteau SPC.

- **Calcul des armatures**

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$$

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

Si :  $\mu \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (SSA).

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} ; A' = 0$$

D'où la section réelle d'armatures est  $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$  si l'effort est négatif.

Si :  $\mu > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  la section est doublement armée (SDA).

Et on calcul:

$$M_r = \mu_l b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec :

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

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

D'où La section réelle d'armatures est  $A_s' = A' ; A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

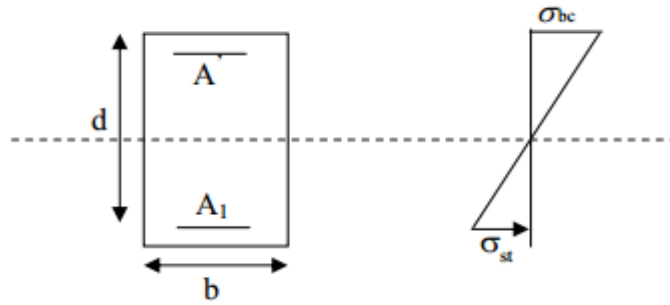


Figure VI.3 Distribution des contraintes.

- **Section entièrement comprimée (SEC) :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$(d - c')N_u - M_f > (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc}$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si : } (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc} < (d - c')N_u - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc}$$

- **Les sections d'armatures sont :**

$$A_1 = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \sigma_s} ; A_2 = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100 \cdot M_u}{100 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}} f_{bc} \text{ en (Mpa) et } M \text{ en (N.m)}$$

$$\text{Si : } (d - c')N_u - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc}$$

- **Les sections d'armatures sont :**

$$A_1 = \frac{M_u - (d - 0.5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c')\sigma_s} ; A_2 = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_1$$

Si :  $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité est nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :  $A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

**B** : Aire de la section du béton seul.

**σ<sub>s</sub>** : Contrainte de l'acier.

**Remarque :** Nous allons ferrailer par zone ; car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

- **Zone I** : S/S, RDC
- **Zone II** : Du 1<sup>er</sup> au 2<sup>ème</sup> au 3<sup>ème</sup> étage.
- **Zone III** : Du 4<sup>ème</sup> au 5<sup>ème</sup> étage.



**VI.1.6. Calcul du ferrailage des poteaux**

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel ETABS et leurs ferrailage se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel SOCOTEC.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI. 3 : Ferrailage des poteaux**

Section (cm <sup>2</sup> )	Effort normal (KN)	Moments (KN.m)	e	(h/2-c)	Obs	Asc (sup) (cm <sup>2</sup> )	Ast (inf) (cm <sup>2</sup> )
<b>Zone I (40x40)</b>	N <sub>max</sub> = -1094,36	M <sub>corr</sub> = 0,652	0,0006	0.18	SEC	0	0
	N <sub>min</sub> = 340,27	M <sub>corr</sub> = 2,085	0,0061	0.18	SEC	0	0
	N <sub>corr</sub> = -551,7	M <sub>max</sub> = -38,783	0,0702	0.18	SEC	0	0
<b>Zone II (35x35)</b>	N <sub>max</sub> = -735,61	M <sub>corr</sub> = -0.963	0,0013	0.155	SEC	0	0
	N <sub>min</sub> = 94.89	M <sub>corr</sub> = 1,592	0,0167	0.155	SEC	0	0
	N <sub>corr</sub> = -233,06	M <sub>max</sub> = 39,94	0,1713	0.155	SPC	0	0.5
<b>Zone III (30x30)</b>	N <sub>max</sub> = -288,63	M <sub>corr</sub> = -1,45	0,005	0.13	SEC	0	0
	N <sub>min</sub> = 31.08	M <sub>corr</sub> = 1,942	0,062	0.13	SEC	0	0
	N <sub>corr</sub> = -59,61	M <sub>max</sub> = 25,463	0,427	0.13	SPC	0	1.93

Les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires.

**Tableau VI.4 : Ferrailage des poteaux suivant les deux sens**

Sections des poteaux (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadoptée (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
(40×40)	12,8	14 ,19	<b>4HA16+4HA14</b>
(35×35)	9,8	10,67	<b>4HA14+4HA12</b>
(30×30)	7,2	9,05	<b>8HA12</b>

**VI.1.7. Les vérifications à l'ELU****VI.1.7.1. Vérification au cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2)**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec :

$\tau_{bu}$  : Contrainte de cisaillement

$V_u$  : effort tranchant de la section étudiée

$b$  : la largeur de la section étudiée

$d$  : la hauteur utile ( $d = h - c$ )

$$\lambda_g \geq 5 \quad \left\{ \begin{array}{l} \rho_b = 0.075 \\ \rho_b = 0.040 \end{array} \right.$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ Ou } \lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

$L_f$  : La longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0.707 L_0$$

$L_0$  : La hauteur libre du poteau

**Tableau VI.5. : Vérification au cisaillement**

Niveau	$V_u$ (KN)	$b$ (cm)	$d$ (cm)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Vérification
<b>S-SOL</b>	21,61	40	38	5,4	0.075	0.142	1,875	<b>OK</b>
<b>RDC</b>	21.61	40	38	7,21	0.075	0.142	1,875	<b>OK</b>
<b>1 ; 2 ;3</b>	26,64	35	33	6,18	0.075	0.171	1.875	<b>OK</b>
<b>4 ; 5</b>	17,44	30	28	7.21	0.075	0.207	1.875	<b>OK</b>

### VI.1.7.2. Longueur d'ancrage

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} ; \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} ; f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$\Psi_s = 1.5$  Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{HA16 : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm}$$

$$\text{HA14 : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.39 \text{ cm}$$

$$\text{HA12 : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

**VI.1.7.3. La longueur minimale de recouvrement selon le RPA est :  $L = 40\phi$** **Pour les HA16 :**

$$L_r = 40 \times \phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

**Pour les HA14 :**

$$L_r = 40 \times \phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

**Pour les HA12 :**

$$L_r = 40 \times \phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

**VI.1.7.3. Détermination des armatures transversales**

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce ; elles ont un rôle principal qui est le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement.

- **Diamètre des armatures : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)**

Le diamètre des armatures transversales «  $\phi_t$  » sont au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{\max} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm. Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$\phi_L^{\max}$  : est le plus grand diamètre des armatures longitudinales (16 mm)

- **Calcul des espacements des armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA99/ 2003).**

- **En zone nodale**

$$S_t \leq \text{Min} (10\phi_1^{\min}, 15 \text{ cm}) = \text{Min} (10 \times 1.2 ; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

Nous adoptons :  $S_t = 10 \text{ cm}$

- **En zone courante**

$$S_t \leq 15 \phi_1^{\min} = 18 \text{ cm}$$

Nous adoptons :  $S_t = 15 \text{ cm}$

Avec :

$\phi_1^{\min}$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales (12 mm)

- **Armatures transversales et vérification au cisaillement: (Art 7.4.2.2 RPA99/2003)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \times T_u}{h_1 \times f_e} \rightarrow A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t$$

$$\rho_1 = 2.5 \text{ si l'élancement géométrique: } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_1 = 3.75 \text{ si l'élancement géométrique: } \lambda_g < 5$$

- **Elancement géométrique du poteau**

L'élancement géométrique ( $\lambda_g$ ) est donné par la relation :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{L_f}{b} ; \text{ avec : } a = b$$

Tel que :  $L_f = 0.707 l_0$

$L_f$  : longueur de flambement du poteau

$l_0$  : longueur libre du poteau

Avec :  $l_0 = 306$  cm pour le S – Sol. et les autres étages

$l_0 = 408$  cm pour le RDC .

La quantité minimale d'armatures transversales  $\frac{A_t}{b \times S_t}$  en % est donnée comme suit :

Si  $\lambda_g \geq 5$ : 0.3%

Si  $\lambda_g \leq 3$ : 0.8%

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : Par interpolation entre les valeurs précédentes

**- Poteau (30×30) :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.707 l_0}{a} = \frac{0.707 \times 306}{30} = 7.21 ; \lambda_g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\% ; \rho_a = 2.5$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.003 \times 30 \times 10 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.003 \times 30 \times 15 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone nodale : } A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h.f_e} \cdot S_t = \frac{2.5 \times 17.44}{30 \times 40} \times 10 = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h.f_e} \cdot S_t = \frac{2.5 \times 17.44}{30 \times 40} \times 15 = 0.55 \text{ cm}^2$$

**- Poteau (35×35) :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.707 l_0}{a} = \frac{0.707 \times 306}{35} = 6.18 ; \lambda_g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\% ; \rho_a = 2.5$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.003 \times 35 \times 15 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone nodale : } A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h.f_e} \cdot S_t = \frac{2.5 \times 26.64}{35 \times 40} \times 10 = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h.f_e} \cdot S_t = \frac{2.5 \times 26.64}{35 \times 40} \times 15 = 0.71 \text{ cm}^2$$

**- Poteau (40×40) : (S-Sol)**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.707 l_0}{a} = \frac{0.707 \times 306}{40} = 5.4 \text{ Par interpolation} \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\% ; \rho_a = 2.5$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone nodale : } A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h.f_e} \cdot S_t = \frac{2.5 \times 21.61}{40 \times 40} \times 10 = 0.34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h.f_e} \cdot S_t = \frac{2.5 \times 21.61}{40 \times 40} \times 15 = 0.51 \text{ cm}^2$$

**- Poteau (40 × 40) : (RDC)**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.707 l_0}{a} = \frac{0.707 \times 408}{40} = 7.21 \Rightarrow \lambda_g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\% ; \rho_a = 2.5$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone nodale : } A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h.f_e} \cdot S_t = \frac{2.5 \times 21.61}{45 \times 40} \times 10 = 0.34 \text{ cm}^2$$

**Zone courante :**  $A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{2.5 \times 21.61}{40 \times 40} \times 15 = 0.51 \text{ cm}^2$

**Tableau VI.6:** Sections des armatures transversales

	40×40		35×35	30×30
	S-Sol	RDC	1 ;2 ;3	5 ;4
Efforts tranchants (KN)	21.61		26.64	17.44
Elancement géométrique $\lambda_g$	5.4	7.21	6.18	7.21
Coefficient correcteur $\rho_1$	2.50	2.5	2.50	2.50
$A_t$ zone nodale ( $S_t = 10\text{cm}$ )	0.34	0.34	0.47	0.37
$A_t$ zone courante ( $S_t = 15\text{cm}$ )	0.51	0.51	0.71	0.55
$A_t^{\min}$ zone nodale ( $S_t = 10\text{cm}$ )	1.2	1.2	1.05	0.9
$A_t^{\min}$ zone courante ( $S_t = 15\text{cm}$ )	1.8	1.8	1.57	1.35
$A_{ad}$	3.14	3.14	3.14	3.14

**- On adopte :**

Les armatures longitudinales des poteaux (30x30) et (35x35) et (40x40) seront encadrée avec un cadre HA10 de section transversal 4HA8= 2.01cm<sup>2</sup>.

### VI.1.8. Vérifications à l'ELS

#### VI.1.8.1. Etat limites d'ouvertures des fissures

La fissuration est considéré comme peut nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans les aciers.

#### VI.1.8.2. Condition de non fragilité

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[ \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right]$$

#### VI.1.8.3. Vérification des contraintes à l'ELS

Pour le cas des poteaux, nous vérifions l'état limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa (BAEL91/A.4.5.2)}$$

$$\text{Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

- **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 :

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 90.A_s' \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 90.A_s \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 90.A_s' \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} + 90.A_s \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcule  $\Delta$  :  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si :  $\Delta \geq 0$  :  $t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q)$  ;  $u = \sqrt[3]{ty_2} = u - \frac{p}{4.u}$

Si :  $\Delta < 0 \longrightarrow$  l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right); y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right); y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

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 :

$$0 < y_1 = y_2 + l_c < h$$

Donc :  $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15 \times [A_s' \cdot (d - y_1)^2 + A_s \cdot (y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \sigma_{bc}$$

- **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

Nous calculons l'aire de la section homogène totale :  $S = b.h + 15 \times (A_s + A_s')$

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 :

$$I = \frac{bh^3}{12} + b.h \times X_G^2 + 15 \times [A_s' \times (0.5h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}}(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} \text{ sur la fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}}(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} \text{ sur la fibre inférieure.}$$

Nous vérifions que :  $\max(\sigma_{\text{sup}} ; \sigma_{\text{inf}}) \leq \sigma_{\text{bc}}$

**Remarque :**

Si les contraintes sont négatives, nous referons le calcul avec une section partiellement comprimée.

Les résultats des vérifications sont résumés dans les tableaux suivant :

**Tableau VI.7:** Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm <sup>2</sup> )	Combinaison	Ns (KN)	Ms (KN.m)	es (m)	h/6 (m)	Nature	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadoptée (cm <sup>2</sup> )	OBS
<b>Zone I (40x40)</b>	Nmax-Mcor	-787.9	0.452	0.0006	0.067	SEC	4.51	12.8	OK
	Nmin-Mcor	-157.33	-2.066	0.013		SEC	4.52		OK
	Ncor-Mmax	-498.48	13.507	0.027		SEC	4.52		OK
<b>Zone II (35x35)</b>	Nmax-Mcor	-529.01	-0.686	0.0013	0.058	SEC	3.443	9.80	OK
	Nmin-Mcor	-58.37	-0.351	0.0060		SEC	3.445		OK
	Ncor-Mmax	-198.69	12.249	0.061		SPC	3.463		OK
<b>Zone III (30x30)</b>	Nmax-Mcor	-203.62	-1.032	0.005	0.050	SEC	2.510	7.2	OK
	Nmin-Mcor	-7.63	-0.498	0.065		SPC	2.527		OK
	Ncor-Mmax	-62.26	11.595	0.186		SPC	2.564		OK

Tableau VI.8: Vérification des contraintes à l'ELS

Section (cm <sup>2</sup> )	Combinaison	N <sub>s</sub> (KN)	M <sub>s</sub> (KN.m)	Nature	Béton				Acier			
					$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{inf}$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	OBS	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{inf}$ (MPa)	$\sigma_a$ (MPa)	OBS
Zone I (40x40)	Nmax-Mcor	-787.9	0.452	SEC	4.38	4.31	15	CV	65.6	64.8	348	CV
	Nmin-Mcor	-157.33	-2.066	SEC	1.02	0.72		CV	15	11.1		CV
	Ncor-Mmax	-498.48	13.507	SEC	3.72	1.78		CV	54	28.5		CV
Zone II (35x35)	Nmax-Mcor	-529.01	-0.686	SEC	3.89	3.74	15	CV	58.2	56.3	348	CV
	Nmin-Mcor	-58.37	-0.351	SEC	0.44	0.38		CV	6.81	5.83		CV
	Ncor-Mmax	-198.69	12.249	SPC	2.76	0		CV	38.6	4.41		CV
Zone III (30x30)	Nmax-Mcor	-203.62	-1.032	SEC	2.22	1.85	15	CV	32.8	28.2	348	CV
	Nmin-Mcor	-7.63	-0.498	SPC	0.17	0		CV	2.27	-0.01		CV
	Ncor-Mmax	-62.26	11.595	SPC	3.51	0		CV	42.5	-59.5		CV

### Conclusions

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A<sub>s</sub> (min) correspondante recommandée par le règlement (**RPA.99-V 2003**) en zone II.

Tableau VI.9 : Ferrailage final des poteaux

Zones	Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Armatures longitudinales
Zone I	S-Sol ; RDC	40×40	4HA16+4HA14
Zone II	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> au 3 <sup>ème</sup> étage	35×35	4HA14+4HA12
Zone III	4 <sup>ème</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage	30×30	8HA12



## VI.2.Ferrailage des poutres

### VI.2.1.Introduction

Les poutres sont calculées en flexion simple à l'ELU et vérifiées à l'ELS suivant les cas les plus défavorables, selon les combinaisons suivantes :

- **Combinaison fondamentale**

$$\left. \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \text{ à l'ELU} \\ G + Q \text{ à l'ELS} \end{array} \right\} \text{BAEL 91/99}$$

- **Combinaisons accidentelle**

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm EA \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

### VI.2.2.Recommandations du RPA99 version 2003

#### VI.2.2.1. Armatures longitudinales (Art7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

**A<sub>min</sub> = 0.5%(b × h)** en toute section.

- **Poutres principales** :  $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.375 \text{ cm}^2$
- **Poutres secondaires** :  $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

**4 %** en zone courante.

**6 %** en zone de recouvrement.

- **En zone courante :**

**Poutres principales** :  $A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$ .

**Poutres secondaires** :  $A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$ .

- **En zone de recouvrement :**

**Poutres principales** :  $A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2$ .

**Poutres secondaires** :  $A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$ .

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \varnothing$  (Zone IIa).

L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

#### V.2.2.2.Armatures transversales (Art7.5.2.2)

La quantité minimale des armatures transversales et donnée par :  $S_t = 0.003 \times S_t \times b$   
L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

- En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right)$$

- En zone de recouvrement (en dehors de la zone nodale) :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

La valeur du diamètre  $\phi$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### VI.2.2.3. Disposition constructive

Conformément au CBA 93 annexe E<sub>3</sub>, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

- $A \frac{1}{5}$  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.
- $A \frac{1}{4}$  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.

### Remarque

Au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée.

## V.2.3. Ferrailage des poutres à l'ELU

### V.2.3.1. Armatures longitudinales

Dans le cas d'une flexion simple, nous avons les étapes suivantes :

**As** : La section d'armatures tendues.

**As'** : La section d'armatures comprimées.

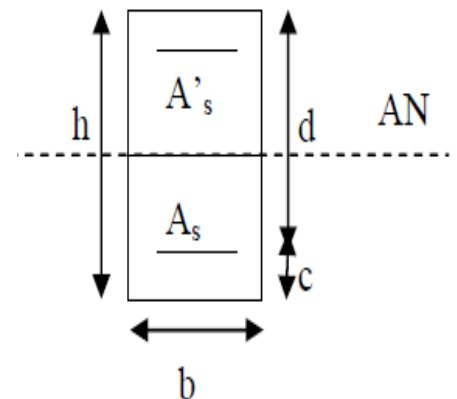
**Avec :**

**h** : Hauteur de la section du béton.

**b** : Largeur de la section du béton.

**d** : Hauteur utile ( $d = h - c$ ).

**c** : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.



### • Calcul du moment réduit

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

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = 14.20 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1.5 \text{ (situation durable)}$$

Si :  $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$  la section simplement armée (SSA) ( $A_c=0$ ) ; la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Si :  $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$  la section doublement armée (SDA) ( $A_c \neq 0$ ) ; dans ce cas nous allons procéder comme suit :

$$\text{Calcul de } M_l : M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu} \text{ et } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; \Delta M = M_u - M_e$$

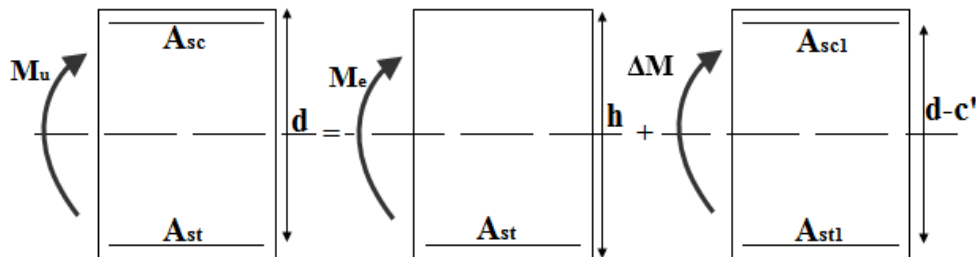
Avec :

**$M_u$**  : moment sollicitant.

**$M_l$**  : moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

La section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \text{ (en traction)} ; A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \text{ (en compression)}$$



**Figure VI.5** : Schéma de calcul en flexion simple.

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

**Tableau VI.8** : Tableau récapitulatif des paramètres de calculs

Situation	Fe (MPa)	fc <sub>28</sub> (MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	f <sub>bu</sub> (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)
Durable	400	25	1.5	1.15	14.2	348
Accidentelle	400	25	1.15	1	18.48	400

### • Ferrailage des poutres

Après avoir extrait les moments, on prend les moments max soit aux appuis soit en travée.

**Note :**

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

**M<sub>elu</sub>** : Moment max à l'ELU

**M<sub>acc</sub>** : Moment max dû aux combinaisons accidentelles.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Ferrailage des poutres principales (25×35):**

**Tableau VI.9:** ferrailage des poutres principales

	$M_{\max}$ (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{st}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Ferrailage
<b>Appui</b>	61,513	0.16	SSA	0,912	5.89	4.375	6,88	3HA14+2HA12
<b>Travée</b>	31,434	0,08	SSA	0.958	2.85	4.375	4.61	3HA14

- **Ferrailage des poutres Secondaires (25×30):**

**Tableau VI.10:** ferrailage des poutres Secondaires.

	$M_{\max}$ (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}(cm^2)$	Ferrailage
<b>Appui</b>	45,501	0.164	SSA	0.910	5.13	3.75	6,88	3HA14+2HA12
<b>Travée</b>	26,271	0.094	SSA	0.951	2.84	3.75	4.61	3HA14

#### VI.2.4.Vérification à l'ELU

##### VI.2.4.1. Condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2.1)

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

• **Poutres principales**

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 \times 25 \times 32 \times 2.1}{400} = 0.96 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$A_{adopté} = 6,88 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.96 \implies \text{Condition Vérifiée}$$

- **En travées :**

$$A_{adopté} = 4.61 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.96 \implies \text{Condition Vérifiée}$$

• **Poutres Secondaire**

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 \times 25 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.81 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$A_{adopté} = 6,88 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.81 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition Vérifiée}$$

- **En travées :**

$$A_{adopté} = 4.61 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.81 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition Vérifiée}$$

**VI.2.4.2. Justification sous sollicitation d'effort tranchant : (BAEL 91 Art A.5.1.21)**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente «  $\tau_u$  », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$$

Avec :  $T_u^{\max}$ : effort tranchant max à L'ELU

- **Poutres principales :**  $T_u^{\max} = 81.15 \text{ KN}$   

$$\tau_u = \frac{81.15 \times 10^3}{250 \times 320} = 1.01 \text{ MPa}$$

- **Poutres Secondaire :**  $T_u^{\max} = 64.37 \text{ KN}$   

$$\tau_u = \frac{64.37 \times 10^3}{250 \times 270} = 0.95 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, la contrainte doit vérifier :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.20 \times 25}{1.5} = 3.33 ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

- **Poutres principales :**  $\tau_u = 1.01 < \bar{\tau}_u = 3.33 \implies$  **Condition vérifiée**
- **Poutres Secondaire :**  $\tau_u = 0.95 < \bar{\tau}_u = 3.33 \implies$  **Condition vérifiée**

**VI.2.4.3. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

Lorsqu'au droit d'un appui :  $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$  ; on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à :  $T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

$$D'où : A_s \geq \frac{1.15}{f_c} \left( V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

- **Poutres principales :**  $\left( T_u^{\max} - \frac{M_u}{0.9d} \right) = \left( 81.15 - \frac{31.434}{0.9 \times 0.33} \right) = -24.69 < 0$
- **Poutres Secondaire :**  $\left( T_u^{\max} - \frac{M_u}{0.9d} \right) = \left( 64.37 - \frac{26.271}{0.9 \times 0.28} \right) = -39.88 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

**VI.2.4.4. Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis (BAEL91 Art A.5.1.32)**

Il faut vérifier que :

$$T_u^{\max} \leq T_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times b \times d \times f_{c28}}{1.5}$$

- **Poutres principales :**  $T_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.25 \times 0.32 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 480 \text{ KN} > 81.15 \text{ KN}$   
 $\implies$  **Condition vérifiée**
- **Poutres Secondaire :**  $T_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.25 \times 0.27 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 405 \text{ KN} > 64.37 \text{ KN}$   
 $\implies$  **Condition vérifiée**

**VI.2.4.5. Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL91/Art 6.1.3)**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\Sigma u_i} \leq \overline{\tau_{se}}$$

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

Avec :

$\Sigma u_i$ : somme des périmètre utiles des armature .

$\Psi=1.5$  Pour les aciers HA.

- **Poutres principales**

$$\Sigma u_i = n\phi\pi = (3 \times 14 + 2 \times 12) \times 3.14 = 207.24 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{81.15 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 207.24} = 1.35 \text{ MPa} \leq 3.15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifié}$$

- **Poutres Secondaire**

$$\Sigma u_i = n\phi\pi = (3 \times 14 + 2 \times 12) \times 3.14 = 207.24 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{64.37 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 207.24} = 1.28 \text{ MPa} \leq 3.15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifié}$$

La contrainte d'adhérence est vérifiée ; donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**VI.2.4.6. Ancrage des barres**

- **Condition d'équilibre**

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime fixée à :

$$\overline{\tau_s} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

- **Calcul de la longueur de scellement des barres:**

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{se}}$$

$$\text{Pour les HA14: } l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 48.38 \text{ cm} \quad \text{on prend : } l_s = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA12: } l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \quad \text{on prend : } l_s = 45 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL (Art A.6.1,253/BAEL91) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égal à  $0.4 l_s$  pour les aciers HA.

$$\text{Pour les HA14: } l_a = 0.4 \times 48.38 = 19.35 \text{ cm} \quad \text{on prend : } l_a = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA12: } l_a = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm} \quad \text{on prend : } l_a = 18 \text{ cm}$$

**VI.2.4.7. Calcul des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \emptyset ; \frac{b}{10} \right)$$

$\emptyset$  : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales

- **Poutre principales**

$$\phi_t \leq \min (1.14; 1.4 ; 3) = 1.4 \text{ cm}$$

On prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Poutre secondaires**

$$\phi_t \leq \min (1; 1.4 ; 3) = 1 \text{ cm}$$

On prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

**VI.2.4.8. Calcul des espacements**

- **Zone nodale**

$$S_t \leq \min \left( \frac{h_t}{4} ; 12\emptyset ; 30 \text{ cm} \right)$$

- **Poutre principales** (25× 35):  $S_t = 10 \text{ cm}$  → soit  $S_t = 10 \text{ cm}$

- **Poutre secondaires** (25× 30):  $S_t = 8.75 \text{ cm}$  → soit  $S_t = 10 \text{ cm}$

- **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

- **Poutre principales** de (25× 35):  $S_t = 20 \text{ cm}$  → soit  $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Poutre secondaires** de (25× 30):  $S_t = 17.5 \text{ cm}$  → soit  $S_t = 15 \text{ cm}$

**VI.2.4.9. Délimitation de la zone nodale**

$$h' \leq \max \left( \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right)$$

$$L' = 2 \times h$$

**h**: hauteur de la poutre

**b<sub>1</sub>** et **h<sub>1</sub>**: Dimensions du poteau

**h<sub>e</sub>** : Hauteur entre nus des poutres

**On aura :**

$$h' = 66,66 \text{ cm}$$

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ [cm]} : \text{Poutre principales de (25} \times \text{35)}$$

$$L' = 2 \times 30 = 60 \text{ [cm]} : \text{Poutre secondaires de (25} \times \text{30)}$$

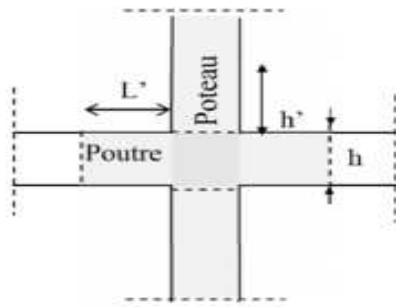


Figure VI.6: Délimitation de la zone nodale

**Remarque**

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

**VI.2.4.10. Armatures transversales minimales**

Selon le **RPA 99/version2003** la section d'armatures transversale doit vérifier :

- **Poutre principales**

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0.003 \times s_t \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 > 1.12 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaire**

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0.003 \times s_t \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 > 1.12 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**VI.2.5. Vérifications à l'ELS**

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leur sont relatives :

**V.2.5.1. Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

**V.2.5.2. Vérification de la résistance du béton à la compression**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 A}{b_0 d}; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Et à partir des tableaux, nous extrairons les valeurs de } \beta_1 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15 \times (1 - \alpha_1)}$$

$$\text{La contrainte dans l'acier est : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

Avec :

**A** : Armatures adoptées à l'ELU

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :



**Tableau VI.11:** vérification du ferrailage des poutres

	<b>M<sub>s</sub></b> <b>(KN.m)</b>		<b>A<sub>s</sub>ado</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>ρ<sub>1</sub></b>	<b>β<sub>1</sub></b>	<b>α<sub>1</sub></b>	<b>K</b>	<b>σ<sub>s</sub></b>	<b>σ<sub>bc</sub></b>	<b>σ<sub>bc</sub></b>	<b>obs</b>
<b>P.P</b>	Travée	22.371	6,88	0.86	0.868	0.396	0.044	117.06	5.15	15	C.V
	Appuis	38.683	6,88	0.86	0.868	0.396	0.044	202.42	8.9	15	C.V
<b>P.S</b>	Travée	18.164	6,88	1.01	0.860	0.420	0.048	113.70	5.45	15	C.V
	Appuis	28.094	6,88	1.01	0.860	0.420	0.048	175.86	8.44	15	C.V

**VI.2.5.3. Etat limite de déformation**

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

On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens.

- Vérification de la flèche**

Pour  $L \leq 5 \text{ m}$  :  $\bar{f} = \frac{L}{500}$

**L** : La portée mesurée entre nus d'appuis.

- **Poutre principales** :  $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{385}{500} = 0.77 \text{ cm}$
- **Poutre secondaires** :  $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm}$

La flèche tirée par le logiciel ETABS est:

- **Poutre principales** :  $f = 0.002 \text{ cm} < \bar{f} = 0.77 \text{ cm}$
- **Poutre secondaires** :  $f = 0.001 \text{ cm} < \bar{f} = 0.74 \text{ cm}$

⇒ **Donc la flèche est vérifiée**

**Conclusion**

Le ferrailage des poutres est récapitulé dans le tableau suivant :

**Tableau VI.12** : Récapitulatif de Ferrailage des poutres principales et secondaire

	Armatures longitudinales		Armatures transversales	
	travée	appuis	Zone courante	Zone nodale
Poutres principales	3HA14	3HA14+2HA12	Cad+etrT8	Cad+ etrT8
Poutres secondaires	3HA14	3HA14+2HA12	Cad+etrT8	Cad+etrT8

### VI.3.Ferraillage des voiles

#### VI.3.1. Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (**G**) et aux surcharges d'exploitations (**Q**), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes (**E**).

Donc le voile est sollicité par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, et d'exploitations, ainsi que la charge sismique.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Après avoir fait le calcul du ferraillage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveaux ; pour cela nous allons ferrailler nos voiles par zones :

- **Zone I** : E/SOL.
- **Zone II** : RDC.
- **Zone III** : 1<sup>er</sup> et 3<sup>ème</sup> étage.
- **Zone VI** : Du 4<sup>ème</sup> au 5<sup>ème</sup> étage.

#### VI.3.2.Combinaisons d'action

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) est les suivants :

**BAEL.91/modifié 99 :**

**ELU** :  $1.35G + 1.5Q$

**ELS** :  $G + Q$

**RPA 99/modifié 2003 :**

$G+Q+E$

$0.8G+E$

#### VI.3.3. Ferraillage des voiles

La méthode utilisée est la méthode des bandes qui se fait pour une bande de largeur (d).

##### VI.3.3.1.Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

**B** : section du béton

**I** : moment d'inertie du voile.

**V** et **V'** : bras de levier ( $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$ )

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (**d**) donnée par :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2L_c}{3} \right) \text{ (Art -7-7-4. RPA 99)}$$

Avec :

**h<sub>e</sub>** : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

**L<sub>c</sub>** : la longueur de la zone comprimée ( $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L$ )

**L<sub>t</sub>** : longueur tendue = L - L<sub>c</sub>

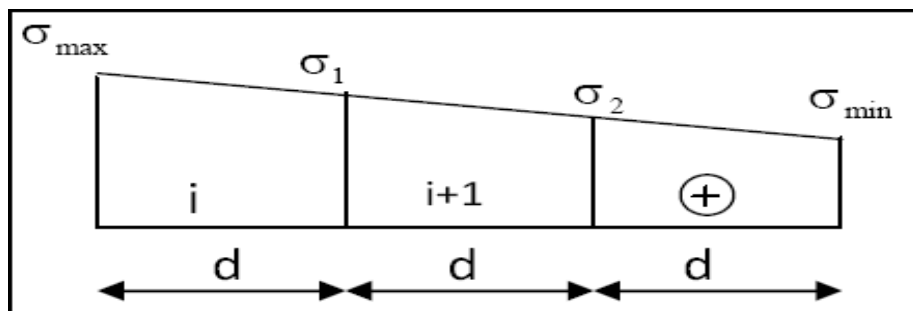
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

- **Section entièrement comprimée**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e \quad \text{et} \quad N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec

**e** : épaisseur du voile.



**Figure VI.7** : Diagramme d'une section entièrement comprimée.

- **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e \quad \text{et} \quad N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} (L_t - d) \times e$$

Avec :  $\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t}$

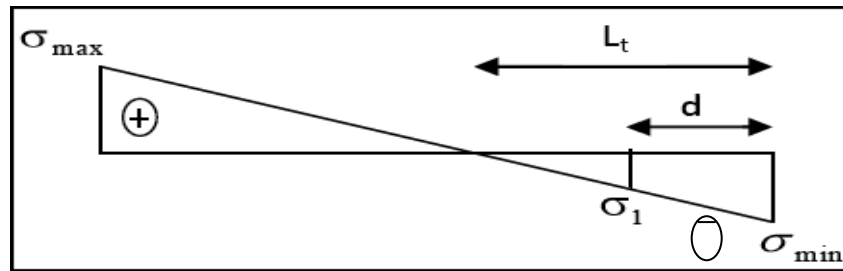


Figure VI.8. : Diagramme d'une section partiellement comprimée.

- Section entièrement tendue

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

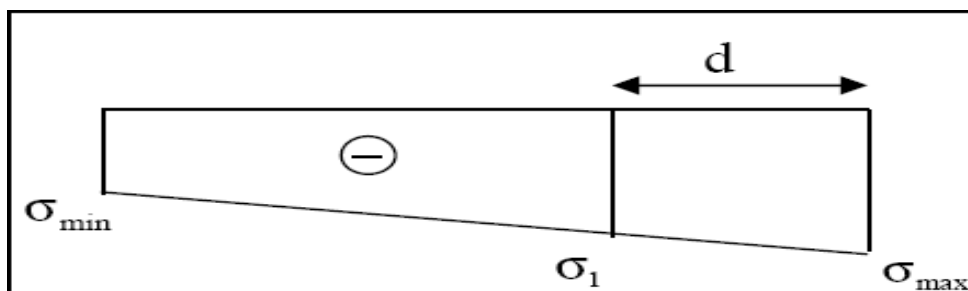


Figure VI.9 : Diagramme d'une section entièrement tendus.

### VI.3.3.2. Calcul des armatures

#### VI.3.3.2.1. Armatures verticales

- Section entièrement comprimée pour une bande i

$$A_{vi} = \frac{N_i + B + f_{bc}}{\sigma_{s2}}$$

Avec:

**B** : section du voile.

**σ<sub>s2</sub>** : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2%).

**Situations courantes** :  $\sigma (2\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 14,20 \text{ Mpa}$

**Situations accidentelles** :  $\sigma (2\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$

- Section partiellement comprimée pour une bande i

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

**σ<sub>s10</sub>** : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (10%).

**Situations courantes** :  $\sigma (10\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

**Situations accidentelles** :  $\sigma (10\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

- **Section entièrement tendue pour une bande i**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

$\sigma_{s2}$  : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

**Situations courantes :**  $\sigma (2‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

**Situations accidentelles :**  $\sigma (2‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

### VI.3.3.2.2. Armatures minimales

- **Section entièrement comprimée**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\% (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

Avec :

**B** : section du béton comprimée.

- **Section partiellement comprimée**

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} (\text{Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99}).$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad (\text{Art 7.7.4.1 RPA 99 version 2003}).$$

Avec :

**B** : section du tronçon considéré

- **Section entièrement tendue**

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} (\text{Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99}).$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad (\text{Art 7.7.4.1 RPA 99 version 2003}).$$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

### VI.3.3.2.3. Armatures horizontales

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$  et disposée de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

La section d'armature est donnée par les formules suivantes :

- **Exigence du BAEL91modifiée99**

$$A_H \geq \frac{A_v}{4}$$

Avec :

**A<sub>v</sub>** : section d'armatures verticales.

**B** : section du béton.

- **Exigence du RPA 99 version 2003**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

**Globalement dans la section du voile** :  $A_h \geq 0,15\% B$

**Zone courante** :  $A_h \geq 0,10\% B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

#### **VI.3.3.2.4. Armatures de montages (transversales)**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent 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) épingles au mètre carré.

#### **VI.3.3.2.5. Armatures de coutures**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec :

$$T = 1.4 \times V_u$$

**V<sub>u</sub>** : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

#### **VI.3.3.2.6. 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  $\geq 4HA10$  avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

**VI.3.3.2.7. Dispositions constructives**

- **Espacement**

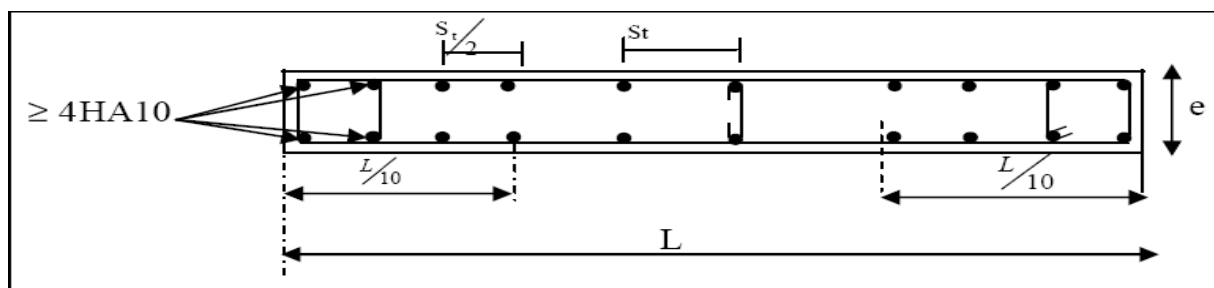
L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1.5 e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} S_t \leq \min \{1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

Avec :

**e** : épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $L/10$  de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



**Figure VI.10** : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

- **Longueur de recouvrement**

Elles doivent être égales à :

40 $\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20 $\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre minimal**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10} = 20 \text{ mm}$$

**VI.3.3.3. Vérification**

- **Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

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

Avec :

**N<sub>ser</sub>** : Effort normal appliqué.

**B** : Section du béton.

**A** : Section d'armatures adoptée.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

- **D'après le RPA99 (Art 7.7.2 /RPA)**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} ; V = 1.4 \times V_{U,CALCUL}$$

Avec :

**b<sub>0</sub>** : Epaisseur du voile

**d** : Hauteur utile (d = 0.9 h)

**h** : Hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u ; \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{et} \quad \bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA} \right) \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte de cisaillement (Art 5.1.2.11/BAEL91 modifiée 99)

#### VI.3.3.4.Exemple de calcul

- **Soit à calculer le ferrailage des voiles transversales VT<sub>1</sub> de la zone I**

$$L = 3.20 \text{ m.}$$

$$e = 0.20 \text{ m.}$$

$$B = 0.64 \text{ m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = +4755.770 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -5199.150 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \longrightarrow \text{SPC}$$

- **Calcul de la longueur comprimée**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L \quad \Rightarrow \quad L_c = \frac{4755.770}{4755.770 + 5199.150} \times 3.20 = 1.53 \text{ m}$$

**L<sub>c</sub>** : longueur comprimée.

**L** : longueur du voile.

$L_c = 1.53 \text{ m} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (**SPC**).

$$L_t = L - L_c = 1.67 \text{ m}$$



- **Détermination de la longueur de la bande (d)**

Le découpage de diagramme est en bandes de longueur (d)

$$\text{Avec : } d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) = \min \left( \frac{3.06}{2} ; \frac{2}{3} \times 1.53 \right) = 0.84 \text{ m}$$

Pour notre cas on prend  $d = 0.84 \text{ m}$

$$\sigma_1 = (L_t - d) \times \frac{\sigma_{\min}}{L_t} = 2599.575 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left( \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 651.69 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot (L_t - d) \cdot e = 217.23 \text{ KN}$$

- **Calcul des armatures**

- **Armatures verticales**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 16.29 \text{ cm}^2 ; A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 5.43 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales**

$$A_{\min} = \max \left( 0.002 B ; \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

Telque  $B = d \times e$

$$A_{\min} = 10.70 \text{ cm}^2$$

- **Armatures horizontales**

D'après le **BAEL 91**

$$A_H = \frac{A_{v \text{ adopte}}}{4} ; A_H = \frac{18.46}{4} = 3.08 \text{ cm}^2$$

D'après le **RPA 2003**:  $A_H \geq 0.15\% \cdot B = 3.6 \text{ cm}^2$

Soit :  $2 \times 5 \text{ HA}12 = 11.3 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

- **Armature de coutures**

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times \bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1.4 \times V_u$$

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times 1.4 \times V_u \times 10}{400} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 1328.796 \times 10}{400} = 36.54 \text{ cm}^2$$

- **Sections d'armatures totales**

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 25.43 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 14.57 \text{ cm}^2$$

Les voiles sont ferrailés symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

Le ferraillage a adopté sur toute la surface du voile est :

**Première bande : 2x8HA16 = 32.16cm<sup>2</sup>/d1 soit: 8HA16 /nappe avec espacement de 12cm.**

**Deuxième bande: 2x6HA14 = 18.46 cm<sup>2</sup>/d2 soit: 6HA14/nappe avec espacement de 15 cm.**

#### • Vérification à l'ELS

Pour cet état, il considère

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1.941 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### • Vérification de la contrainte de cisaillement

**D'après le RPA99 (Art 7.7.2 /RPA)**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad ; \quad V = 1.4 \times V_{U,CALCUL}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V_U}{b_0 \times 0.9h} = 2.307 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2.307 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

**b<sub>0</sub>** : Epaisseur du voile

**d** : Hauteur utile (d = 0.9 h)

**h** : Hauteur totale de la section brute

**D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad ; \quad \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 1.648 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa} \quad ;$$

Pour la fissuration préjudiciable.

$$\tau_u = 1.648 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

Les résultats des autres voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.13 : Calcul des voiles (VL)

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	h poutre(m)	0.30	0.30	0.30	0.30
	hauteur étage(m)	3.06	4.08	3.06	3.06
	L (m)	0.80	0.80	0.83	0.85
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m <sup>2</sup> )	0.16	0.16	0.165	0.17
	He	3.060	4.080	3.060	3.060
	H	2.76	3.78	2.76	2.76
Sollicitations de calcul	T(kN)	440.640	380.780	317.770	255.930
	N <sub>ser</sub> (kN)	1521.33	1303.09	1098.63	857.91
	Vu (kN)	616.896	533.092	444.878	358.302
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	5502.550	3273.020	2666.930	1954.220
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	7559.940	4982.660	3501.770	2994.700
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	400.00	400.00	400.00	400.00
	L <sub>c</sub>	0.34	0.32	0.36	0.34
	L <sub>t</sub>	0.46	0.48	0.47	0.51
	D	0.22	0.21	0.24	0.22
	d <sub>adopté</sub>	0.22	0.21	0.23	0.26
	d <sub>2</sub> = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>	0.24	0.27	0.23	0.26
	$\sigma_1$	3891.573	2800.647	1750.885	1497.350
	N <sub>1</sub>	257.28	164.57	123.00	115.53
	N <sub>2</sub>	92.75	76.01	41.00	38.51
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	6.43	4.11	3.07	2.89
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	2.32	1.90	1.02	0.96
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	16.96	14.66	12.23	9.85
	A'v1/bande/nappe	10.67	7.78	6.13	5.35
	A'v2/bande/nappe	6.56	5.57	4.08	3.43

Les armatures minimales	$A_{\min}/\text{bande/nappe (cm}^2\text{)}$	2.36	2.22	2.50	2.35
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	$A'_{v1}$ adopté (cm <sup>2</sup> )	12.06	9.24	6.78	6.78
	$A'_{v2}$ adopté (cm <sup>2</sup> )	9.24	9.24	6.78	6.78
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2×3HA16	2×3HA14	2×3HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2×3HA14	2×3HA14	2×3HA12
	ST	30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	12	13	13
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )	3.02	2.40	2.48	2.55
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )	6.28	6.28	6.28	6.28
	choix de la section	2×4HA10	2×4HA10	2×4HA10	2×4HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25	25
	At adoptées	4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Vérification des contraintes	$\overline{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$	4.284	3.702	2.996	2.342
	$\tau_u = 3,26 \text{ MPa}$	3.060	2.644	2.140	1.673
	$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	8.542	7.495	6.272	4.762

Tableau VI.14 : Calcul des voiles (VL<sub>2</sub>)

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	h poutre(m)	0.30	0.30	0.30	0.30
	hauteur étage (m)	3.06	4.08	3.06	3.06
	L (m)	1.30	1.30	1.33	1.35
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m <sup>2</sup> )	0.26	0.26	0.265	0.27
	He	3.060	4.080	3.060	3.060
	h	2.76	3.78	2.76	2.76
Sollicitations de calcul	T(kN)	685.750	623.590	565.390	544.850
	N <sub>ser</sub> (kN)	2268.01	1913.62	1649.41	1275.30
	Vu (kN)	960.050	873.026	791.546	762.790
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	8730.910	5641.400	4554.180	4338.630
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	12169.890	8654.720	6641.720	5892.780
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	400.00	400.00	400.00	400.00
	L <sub>c</sub>	0.54	0.51	0.54	0.57
	L <sub>t</sub>	0.76	0.79	0.79	0.78
	d	0.36	0.34	0.36	0.38
	d <sub>adopté</sub>	0.36	0.34	0.36	0.39
	d <sub>2</sub> = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>	0.39	0.45	0.43	0.39
	$\sigma_1$	6349.283	4893.787	3605.600	2946.390
	N <sub>1</sub>	670.46	463.35	368.20	343.64
	N <sub>2</sub>	250.74	217.78	153.86	114.55
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	16.76	11.58	9.21	8.59
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	6.27	5.44	3.85	2.86
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	26.40	24.01	21.77	20.98
	A'v1/bande/nappe	23.36	17.59	14.65	13.84
	A'v2/bande/nappe	12.87	11.45	9.29	8.11
Les armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )	3.80	3.59	3.77	4.01

Ferrailage adopté pour armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		24.12	18.46	18.46	13.56
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		16.08	12.3	12.3	9.04
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2x6HA16	2X6HA14	2X6HA14	2X6HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2x4HA16	2X4AH14	2x4HA14	2x4HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
		Bande 2	13	15	14	13
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		6.03	4.62	4.62	4.05
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		7.84	7.84	7.84	7.84
	choix de la section		2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup> 3,26 Mpa			
Vérification des contraintes	$\overline{\tau_b} = 5 \text{ MPa}$	$\tau_b$	4.103	3.731	3.319	3.139
	$\tau_u = 3,26 \text{ MPa}$	$\tau_u$	2.931	2.665	2.371	2.242
	$\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_{bc}$	7.658	6.652	5.635	4.392

Tableau VI.15 : Calcul des voiles (VT<sub>1</sub>)

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	h poutre(m)	0.40	0.40	0.40	0.40
	hauteur étage (m)	3.06	4.06	3.06	3.06
	L (m)	3.20	3.20	3.25	3.30
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m <sup>2</sup> )	0.64	0.64	0.65	0.66
	He	3.060	4.060	3.060	3.060
	h	2.66	3.68	2.66	2.66
Solicitation de calcul	T(kN)	949.140	892.240	832.420	767.890
	N <sub>ser</sub> (kN)	1336.13	1228.93	1013.07	694.62
	V <sub>u</sub> (kN)	1328.796	1249.136	1165.388	1075.046
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	4755.770	3230.560	2576.560	1881.490
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	5199.150	4212.910	3756.140	2851.780
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	400.00	400.00	400.00	400.00
	L <sub>c</sub>	1.53	1.39	1.32	1.31
	L <sub>t</sub>	1.67	1.81	1.93	1.99
	d	1.02	0.93	0.88	0.87
	d <sub>adopté</sub>	0.84	0.91	0.88	0.99
	d <sub>2</sub> = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>	0.84	0.91	1.05	0.99
	$\sigma_1$	2599.575	2106.455	2038.433	1425.890
	N <sub>1</sub>	651.69	572.27	510.82	425.25
	N <sub>2</sub>	217.23	190.76	213.25	141.75
Armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	16.29	14.31	12.77	10.63
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	5.43	4.77	5.33	3.54
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	36.54	34.35	32.05	29.56
	A'v1/bande/nappe	25.43	22.89	20.78	18.02
	A'v2/bande/nappe	14.57	13.36	13.34	10.93
Armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )	10.70	9.72	9.26	9.18

Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		32.16	24.62	24.62	18.1
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		18.46	18.46	13.56	13.56
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2×8HA16	2×8HA14	2×8HA14	2×8HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2×6HA14	2×6HA14	2×6HA12	2×6HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	12	13	12	12
		Bande 2	16	17	18	18
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		9.60	9.60	9.75	9.90
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		11.3	11.3	11.3	11.3
	choix de la section		2×5HA12	2×5HA12	2×5HA12	2×5HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Vérification des contraintes	$\overline{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		2.307	2.169	1.992	1.810
	$\tau_u = 3,26 \text{ MPa}$		1.648	1.549	1.423	1.293
	$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		1.941	1.815	1.475	1.011



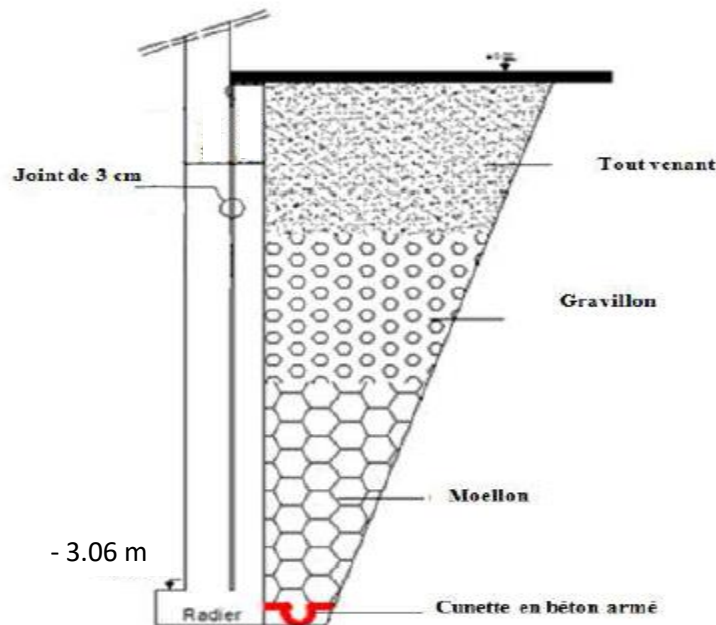
Tableau VI.16 : Calcul des voiles (VT<sub>2</sub>)

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	h poutre(m)	0.40	0.40	0.40	0.40
	hauteur étage (m)	3.06	4.08	3.06	3.06
	L (m)	1.30	1.30	1.33	1.35
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m <sup>2</sup> )	0.26	0.26	0.265	0.27
	He	3.060	4.080	3.060	3.060
	h	2.66	3.68	2.66	2.66
Sollicitations de calcul	T(kN)	878.240	741.630	595.550	375.300
	N <sub>ser</sub> (kN)	1823.91	1228.93	1013.07	894.62
	Vu (kN)	1229.536	1038.282	833.770	525.420
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	9027.940	8893.900	8480.120	7863.680
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	11076.940	10289.960	8969.750	7188.010
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	400.00	400.00	400.00	400.00
	L <sub>c</sub>	0.58	0.60	0.64	0.71
	L <sub>t</sub>	0.72	0.70	0.68	0.64
	d	0.39	0.40	0.43	0.47
	d <sub>adopté</sub>	0.36	0.35	0.34	0.32
	d <sub>2</sub> = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>	0.36	0.35	0.34	0.32
	$\sigma_1$	5538.470	5144.980	4484.875	3594.005
	N <sub>1</sub>	595.04	538.14	458.19	347.56
	N <sub>2</sub>	198.35	179.38	152.73	115.85
Armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	14.88	13.45	11.45	8.69
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	4.96	4.48	3.82	2.90
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	33.81	28.55	22.93	14.45
	A'v1/bande/nappe	23.33	20.59	17.19	12.30
	A'v2/bande/nappe	13.41	11.62	9.55	6.51
Armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )	4.09	4.22	4.51	4.94

Ferraillage adopté pour armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		24.12	24.12	18.48	13.56
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		16.08	12.3	12.3	9.16
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2×6HA16	2×6HA16	2×6HA14	2×6HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2×4HA16	2×4HA14	2×4HA14	2×4HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
		Bande 2	15	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		6.03	6.03	4.62	4.05
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		11.3	11.3	11.3	11.3
	choix de la section		2×5HA12	2×5HA12	2×5HA12	2×5HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Vérification des contraintes	$\overline{\tau_b} = 5 \text{ MPa}$	$\tau_b$	5.254	4.437	3.496	2.162
	$\tau_u = 3,26 \text{ MPa}$	$\tau_u$	3.753	3.169	2.497	1.544
	$\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_{bc}$	6.158	4.149	3.461	3.081

### VII.1. Introduction

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure et réaliser l'encastrement de la structure dans le sol, nous prévoyons un mur plaque qui doit assurer la fonction de soutènement et de résistance à la pression latérale des terres.



**Figure VII.1 :** Coupe verticale de mur plaque.

### VII.2. Pré dimensionnement du mur plaque

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de 20cm.

#### VII.2.1.Détermination des sollicitations

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$  tel que :

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$$

Avec :

$K_0$  : Coefficient des poussées de terre au repos  $K_0 = 1 - \sin \varphi$

$\sigma_H$  : Contraintes horizontales.

$\sigma_V$  : Contrainte verticales.

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

#### VII.2.2. Données de calcul :

Surcharge éventuelle :  $q = 10 \text{ KN / ml}$

#### VII.2.3. Caractéristiques du sol :

Poids volumique des terres :  $\gamma = 17 \text{ KN / m}^3$

Angle de frottement :  $\varphi = 30^\circ$

Cohésion :  $C = 0$

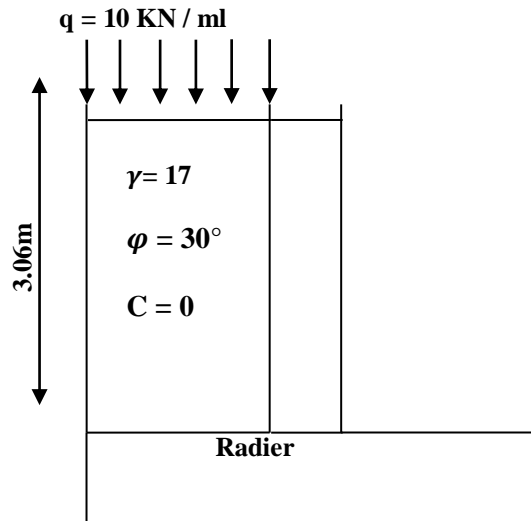


Figure VII.2 : Schéma statique du Mur plaque

**VII.2.4. Calcul des sollicitations :**

$$K_0 = 1 - \sin\varphi = 1 - \sin 30 = 0.5$$

$$\sigma_v = q + \gamma h \rightarrow 0 < h < 3.06 \text{ m}$$

- **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \sigma_v = K_0 (1.35\gamma h + 1.5q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1.5 \times 10 \times 0.5 = 7.5 \text{ kN/m}^2$$

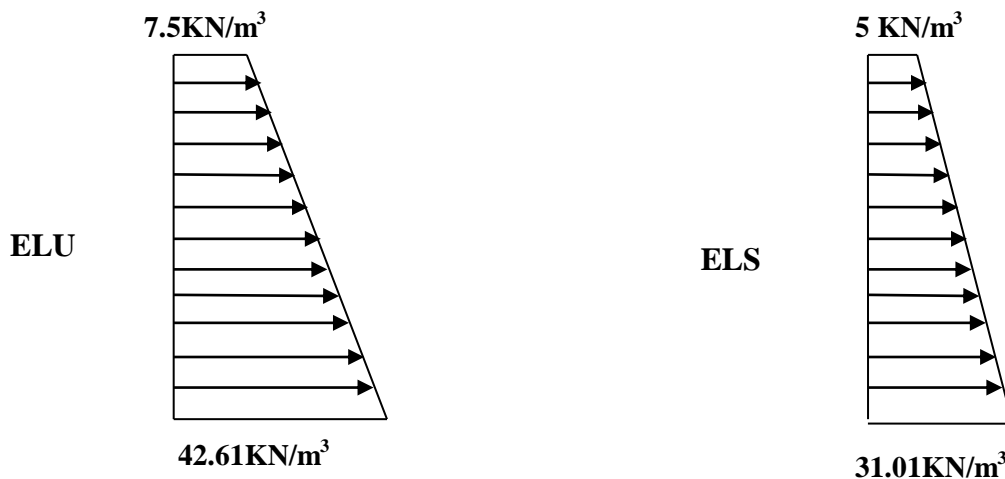
$$h = 3.06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.5 \times (1.35 \times 17 \times 3.06 + 1.5 \times 10) = 42.61 \text{ kN/m}^2$$

- **ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \sigma_v = K_0 (\gamma h + q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.5 \times 10 = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 3.06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.5 \times (17 \times 3.06 + 10) = 31.01 \text{ kN/m}^2$$

**VII.2.5. Diagramme des contraintes**

**VII.2.6. Charges moyennes :**

- **ELU :**

$$q_u = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 42.61 + 7.5}{4} \times 1\text{m} = 33.83 \text{KN/ml}$$

- **ELS :**

$$q_s = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 31.01 + 5}{4} \times 1\text{m} = 24.5 \text{KN/ml}$$

**VII.3. Ferrailage du mur plaque****VII.3.1. Méthode de calcul**

Le mur plaque sera calculé en flexion comme un ensemble de dalles continue encastrees de 4 cotés au niveau des nervures, des poteaux.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.85
- Appuis de rive : 0.3

**VII.3.2. Identification de panneau :**

$$L_x = 3.06 \text{ m et } l_y = 3.7 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.06}{3.7} = 0.83 \rightarrow 0.4 < \rho < 1 \rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

**VII.3.3. Calcul à l'ELU :**

$$\rho = 0.83 \rightarrow \mu_x = 0.0531 \text{ et } \mu_y = 0.649$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0531 \times 33.83 \times 3.7^2 = 24.6 \text{KN.m}$$

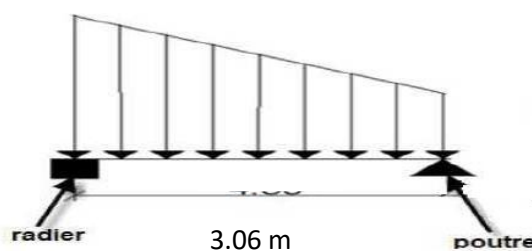
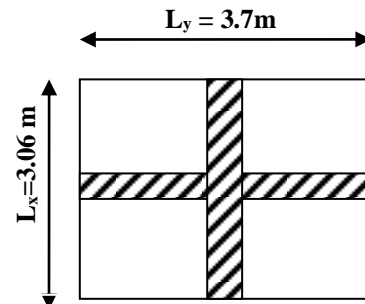
$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.649 \times 24.6 = 15.96 \text{KN.m}$$

**VII.3.4. Correction des moments :**

- **Sens x-x :**

$$M_a = -0.5 \times 24.6 = -12.3 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 24.6 = 20.91 \text{KN.m}$$

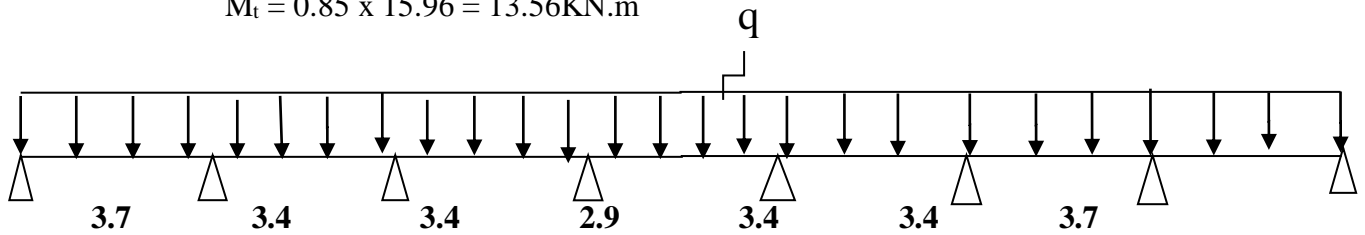


**Figure VII.3.:** Schéma statique de mur plaque dans le sens X-X.

- **Sens y-y :**

$$M_a = -0.3 \times 15.96 = -4.78 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 15.96 = 13.56 \text{ KN.m}$$



**Figure VII.4 :** Schéma statique de mur plaque dans le sens Y-Y.

Tableau VII.1: Ferrailage du mur plaque.

Sens	Zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\beta$	section	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)	e (cm)
<b>xx</b>	Appuis	12.3	0.034	0.983	SSA	2.41	2	5HA10 = 3.93	15	20
	Travée	20.91	0.058	0.970	SSA	4.15	2	5HA10 = 3.93	15	20
<b>yy</b>	Appuis	4.78	0.022	0.989	SSA	1.55	2	5HA10 = 3.93	15	20
	Travée	13.56	0.038	0.981	SSA	2.66	2	5HA10 = 3.93	15	20

#### VII.4. Recommandations du RPA :

Le mur plaque doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 2 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par des épingles/m<sup>2</sup>enHA8.

#### VII.5. Vérification à l'ELS

##### VII.5.1. Calcul à l'ELS

$$\rho = 0.83 \rightarrow \mu_x = 0.0600 \text{ et } \mu_y = 0.750$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0600 \times 24.5 \times 3.06^2 = 13.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.750 \times 15.7 = 10.32 \text{ KN.m}$$

##### VII.5.2. Correction des moments

- **Sens x-x :**

$$M_a = -0.5 \times 13.76 = -6.88 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 13.76 = 11.7 \text{ KN.m}$$

- **Sens y-y :**

$$M_a = -0.3 \times 10.32 = -3.10 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 10.32 = 7.74 \text{ KN.m}$$

**VII.5.3. Vérification des contraintes**

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

- **Dans les aciers**

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

- **Dans le béton**

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

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

**Tableau VII.2:** vérification des contraintes a ELS.

Sens	Zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
<b>xx</b>	Appuis	3.93	6.88	0.332	0.923	49.93	158.6	201.63	3.17	15	Cv
	Travée	3.93	11.70	0.332	0.923	49.93	214.26	201.63	4.29	15	Cv
<b>yy</b>	Appuis	3.93	3.10	0.231	0.923	49.93	56.77	201.63	1.13	15	Cv
	Travée	3.93	7.74	0.231	0.923	49.93	143.73	201.63	2.87	15	Cv

**Résultats:**

L'épaisseur du Mur plaque est de 20cm.

- **Le ferrailage du Mur plaque est comme suit :**

**Sens x-x :**

**En travée :** 5HA 10/ml avec un espacement de 20 cm.

**Aux appuis:** 5HA 10/ml avec un espacement de 20 cm.

**Sens y-y :**

**En travée :** 5HA 10/ml avec un espacement de 20cm.

**Aux appuis :** 5HA 10/ml avec un espacement de 20 cm.

### VIII.1.Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- **Une force horizontale** : résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- **Un moment** : qui peut être exercé dans de différents plans.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure en :

- **Fondations superficielles** : Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface. Les principaux types de ces dernières que l'on rencontre dans la pratique ont : (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes** : Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont : (pieux, puits).

### VIII .2.Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- La profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivant :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

### VIII.3. 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. Une étude préalable du sol nous a donné les résultats suivants :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$ , à une profondeur de 1.5m (profondeur d'ancrage des fondations).
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

### VIII.4. pré-dimensionnement des fondations

#### VIII.4.1. Semelle isolé

Vu que notre structure comporte des voiles alors la vérification de semelle isolé n'est pas nécessaire on passe directement à la vérification de la semelle filante.



**VIII.4.2. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort N, données par la condition la plus défavorable.

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_s \rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_s \rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle ;

L : Longueur de la semelle ;

G : Charge permanente revenant au voile considéré ;

Q : Surcharge d'exploitation revenant au voile considéré ;

$\sigma_{sol}$ : Contrainte admissible du sol ( $\sigma_{sol}=0,2$  MPa).

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Sens longitudinale**

**Tableau VIII.1:** Surface des semelles filantes sous les voiles (Sens longitudinale)

Voile	Nser (G+Q)	L(m)	B(m)	S=B.L(m <sup>2</sup> )
VL <sub>11</sub>	482.12	1	2.411	2.411
VL <sub>12</sub>	438.55	1	2.193	2.193
VL <sub>13</sub>	401.06	1	2.005	2.005
VL <sub>14</sub>	192.46	1	0.962	0.962
VL <sub>21</sub>	235.61	1.5	0.785	1.177
VL <sub>22</sub>	218.1	1.5	0.727	1.09
VL <sub>23</sub>	218.76	1.5	0.729	1.09
VL <sub>24</sub>	172.83	1.5	0.576	0.864
				<b>11.79</b>

- **Sens transversale:**

**Tableau VIII.2:** Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal)

Voile	Nser (G+Q)	L(m)	B(m)	S=B.L(m <sup>2</sup> )
VT <sub>11</sub>	235.61	3.6	0.327	1.18
VT <sub>12</sub>	206.99	3.6	0.287	1.03
VT <sub>13</sub>	178.31	3.6	0.248	0.89
VT <sub>14</sub>	84.67	3.6	0.117	0.42
VT <sub>21</sub>	527.03	1.5	1.757	2.63
VT <sub>22</sub>	474.15	1.5	1.58	2.37
VT <sub>23</sub>	452.61	1.5	1.51	2.56
VT <sub>24</sub>	286	1.5	0.95	1.42
				<b>12.5</b>

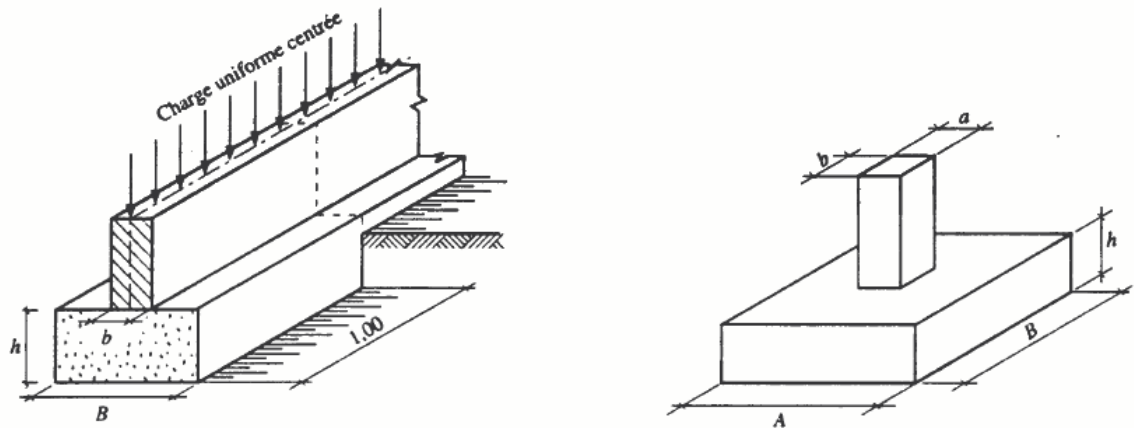
La surface des semelles filantes sous voiles est : **Asv= S1+S2 = 11.79+ 12.5=24.29 m<sup>2</sup>**

### VIII.4.3. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux

#### VIII.4.3.1. Hypothèse de calcul

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.



**Figure VIII.1 :** Schéma de la semelle filante sous poteaux.

#### VIII.4.3.2. Etapes de calcul

- Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$
- Détermination de coordonnée de la résultante R :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i}$
- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

Si  $e \leq \frac{L}{6}$  Répartition trapézoïdale.

Si  $e > \frac{L}{6}$  Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur de la semelle :  $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$
- Détermination de la hauteur de la semelle :

$$\frac{L}{6} \leq h_t \leq \frac{L}{6} \text{ Avec : } L \text{ est la distance entre nus des poteaux.}$$

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.3 :** Détermination de la résultante des charges.

Poteaux	$N_{ser}(KN)$	$M_i(KN,m)$	$e_i(m)$	$N_{ser} \times e_i(KN.m)$
1	649.66	0.528	5.65	3670.579
2	750.74	0.382	1.8	1351.332
3	740.12	0.959	-1.8	-1332.216
4	440.85	6.212	-5.65	-2491.802
<b>Somme</b>	2581.37	8.081	/	1197.893

**VIII.4.3.2.1. Exemple de calcul**

- La charge totale transmise par les poteaux est :  $R = 2581.37$
- Coordonnées de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i} = \frac{1197.893 + 8.081}{2581.37} = 0.46$
- Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 0.46 \leq \frac{L}{6} = \frac{11.7}{6} = 1.95m \longrightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{2581.37}{11.7} \left( 1 + \frac{6 \times 0.46}{11.7} \right) = 272.68 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{2581.37}{11.7} \left( 1 - \frac{6 \times 0.46}{11.7} \right) = 168.58 \text{ KN/m}^2$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{2581.37}{11.7} \left( 1 + \frac{3 \times 0.46}{11.7} \right) = 246.65 \text{ KN/m}^2$$

- Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = B \geq \frac{246.65}{200} = 1.23 \text{ m}$$

On prend : **B = 1,5m.**

On aura donc **S = 1,5 × 11.7 = 17.55m<sup>2</sup>**

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : **St = S × n + Sv**

$$\text{St} = (17.55 \times 8) + 24.29 = 164.7 \text{ m}^2$$

**n** : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$\text{S}_{bat} = 24.3 \times 11.7 = 284.31 \text{ m}^2$$

$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{164.7}{284.31} = 0.5757\%$  de la surface de l'assise  $\longrightarrow$  La surface totale des semelles représente 57,9% de la surface du bâtiment.

**Remarque :** Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on opte alors pour radier général.

### VIII .5. Etude de radier

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

#### VIII. 5.1. Pré dimensionnement du radier

L'épaisseur minimale du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

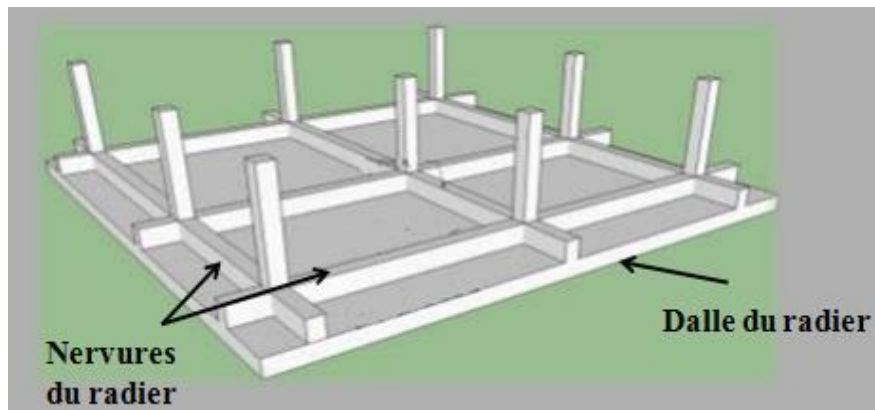


Figure VIII.2 : Schéma représentatif d'un radier général.

##### VIII. 5.1.1. Condition forfaitaire

- Sous voiles:

-Epaisseur du radier est:

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \quad 0,48 \leq h \leq 0,77$$

Soit :  $h = 70\text{cm}$ .

##### VIII. 5.1.2. Condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{k \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \text{ ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \times \frac{3k}{E}}$$

**Avec :**

Le: Longueur élastique ;

K :Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface

$$\left\{ \begin{array}{ll} 5\text{MPa} \longrightarrow & \text{très mauvais sol} \\ 40\text{ MPa} \longrightarrow & \text{sol moyen} \\ 120\text{ MPa} \longrightarrow & \text{très bon sol} \end{array} \right.$$

On prend : K= 40 MPa pour un sol moyen;

I :L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

E :Module de déformation longitudinale déferée  $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{MPa}$

Lmax: Distance maximale ( $L_{\max}=3.85\text{m}$ )

$$\text{D'où: } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 3.85\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.87}} = 0.74 \text{ m}$$

On prend :  **$h_r = 80\text{cm}$** .

- **Dalle**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25 cm}$$

$$h_d \geq \frac{385}{20} = 19.25\text{cm}$$

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

- **Nervure (poutre)**

La nervure du radier doit satisfaire à la condition suivante:

On prend :  **$h_n = 80\text{cm}$** .

$$\text{D'où: } 0.4h \leq b_n \leq 0.7h \rightarrow 0.4 \times 80 \leq b_n \leq 0.7 \times 80$$

$$32 \leq b_n \leq 56 \rightarrow \mathbf{b_n = 50cm}$$

## Résultats

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- Hauteur de la dalle:  **$h_d = 30 \text{ cm}$** .
- Hauteur de la nervure:  **$h_t = 80\text{cm}$** .
- Largeur de la nervure:  **$b_n = 50 \text{ cm}$** .

## VIII.5.2. Détermination des efforts

### VIII.5.2.1. Charges revenant à la superstructure

Charge permanente :G= 21126.79 KN

Charge d'exploitation :Q= 3148.17KN

### VIII.5.2.2. Combinaison d'action

- **A l'ELU** :  $N_U = 1.35G + 1.5 Q = 33243.42\text{KN}$
- **A l'ELS** :  $N_S = G + Q = 24274.96\text{KN}$

**VIII.5.2.3.Détermination de la surface nécessaire du radier**• **L'ELU**

$$S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{SOL}}} = \frac{33243.42}{1,33 \times 200} = 124.97 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{24274.96}{200} = 120.87 \text{ m}^2$$

• **L'ELS**

$$D'où : S_{\text{rad}} = \max (S^{\text{ELU}} ; S^{\text{ELS}}) = 124.97 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{bat}} = 284.31 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 124.97 \text{ m}^2$$

**Remarque**

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max \left( \frac{h}{2} ; 30 \right) \text{ Avec } h : \text{ la hauteur de la nervure.}$$

$$L_{\text{déb}} \geq \max \left( \frac{80}{2} ; 30 \right) \rightarrow L_{\text{déb}} \geq 40 \text{ cm}$$

On prend,  $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$ .

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} \quad S_{\text{deb}} = [(L_Y + L_X) \times L_{\text{déb}}] \times 2 = [(11.7 + 24.30) \times 0.5] \times 2 = 36 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{rad}} = 284.31 + 36 = 320.31 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = 320.31 \text{ m}^2.$$

**VIII.5.2.4.Détermination des efforts à la base du radier****VIII.5.2.4.1. Poids de radier**

$P_{\text{rad}}$  = Poids de la dalle + Poids de la nervure + Poids du (T.V.O) + Poids de la dalle flottante.

- **Poids de la dalle :**  $g_1 = S_{\text{rad}} \times h_d \times \rho_b$   
 $g_1 = 320.31 \times 0.3 \times 25 = 2402.33 \text{ KN}$
- **Poids des nervures :**  $g_2 = b_n \times (h_n - h_d) \times \rho_b \times \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m)$   
 $g_2 = [11.7 \times 8 + (24.3 \times 4)] \times 0.5 \times 0.5 \times 25$   
 $g_2 = 1192.5 \text{ KN}$
- **Poids du remblai ( TVO) :**  $g_3 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho$   
Avec :  $S_{\text{ner}} = b_n \times \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m) = 0.5 \times (11.7 \times 8 + 24.3 \times 4) = 95.4 \text{ m}^2$ .

$$g_3 = (320.31 - 95.4) \times (0.8 - 0.3) \times 17 = 1911.74 \text{ KN}.$$

- **Poids de la dalle flottante libre :**  $g_4 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b$   
 $g_4 = (320.31 - 95.4) \times 0.1 \times 25 = 800 \text{ KN}.$   
 $p_{\text{rad}} = g_1 + g_2 + g_3 + g_4 = 2402.33 + 1192.5 + 1911.74 + 800 = 5106.57 \text{ KN}$

**VIII.5.2.4.2.Charge permanente apportée sur le radier GT**

$$G_T = P (\text{superstructure}) + P (\text{infrastructure})$$

$$G_T = 21126.79 + 5106.57 = 26233.36 \text{ KN}.$$

**VIII.5.2.4.3. Charge d'exploitation apportée sur le radier QT :**

Surcharge du bâtiment :  $Q_{\text{bat}} = 3148.17 \text{ KN}$

Surcharge du radier :  $Q_{\text{rad}} = 3.5 \times 320.31 = 1121.085 \text{ KN}$

Surcharge totale :  $Q_T = 4269.255 \text{ KN}$

**VIII.5.2.4.4. Combinaison d'actions**

A l'ELU :  $N_U = 1.35 G_T + 1.5 Q_T = 1.35 \times 26233.36 + 1.5 \times 4269.255 = 41818.92 \text{ KN}$

A l'ELS :  $N_S = G_T + Q_T = 26233.36 + 4269.255 = 30502.62 \text{ KN}$

**VIII.5.3. vérifications****VIII.5.3.1. Vérification de la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que:  $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$

$b = 100 \text{ cm}$ ;  $d = 0.9 h_d = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{l_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{l_{\max}}{2} = \frac{41818.92 \times 1}{320.31} \times \frac{3.85}{2} = 502.64 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{502.64}{1 \times 0.36} = 1.39 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.39 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

**VIII.5.3.2. Vérification de la stabilité du radier**

Elle consiste, à vérifier les contraintes du sol sous le radier ; sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux dus aux charges verticales.
- Effort de renversement du au séisme.

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)} \cdot h$$

$M_{j(k=0)}$ : Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(k=0)}$ : Effort tranchant à la base du bâtiment

$h$  : profondeur de l'infrastructure

On doit vérifier les conditions suivantes (**RPA99/2003 .Art.10.1.4.1**) :

**- ELU:**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{\text{sol}}$$

- **ELS:**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

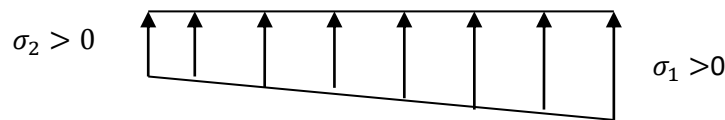
$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2, 1,33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_u = 39482.919 \text{ KN} \quad N_s = 28975.045 \text{ KN}$$



**Figure VIII.3 :** Diagramme des contraintes du sol

• **Calcul du CDG et des moments d'inertie**

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 12.15 \quad Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 5.85$$

Avec :  $S_i$  : Aire du panneau considéré

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

• **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{24.3 \times 11.7^3}{12} = 3243.266 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{11.7 \times 24.3^3}{12} = 13990.184 \text{ m}^4$$

• **Calcul des moments**

$$M_x = 20952.063 + (17984.825 \times 0,8) \longrightarrow M_x = 35339.92 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 16646.997 + (7134.484 \times 0,8) \longrightarrow M_y = 22354.58 \text{ KN.m}$$

- **Sens longitudinal x-x:**

$$M_x = 35339.92 \text{ KN.m}$$

**AI' ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{41818.92}{320.31} + \frac{35339.92}{13990.184} \times 12.15 = 161.24 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{47359.54}{320.31} - \frac{35339.92}{13990.184} \times 12.15 = 99.86 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 178.55) + 117.17}{4} = 145.89 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 163.2 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$



**A l'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{30502.62}{320.31} + \frac{35339.92}{13990.184} \times 12.15 = 125.91 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{30502.62}{320.31} - \frac{35339.92}{13990.184} \times 12.67 = 64.54 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 138.73) + 77.35}{4} = 110.58 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 110.58 \text{ KN / m}^2 < \sigma_{\text{sol}}^{\text{cal}} = 200 \text{ KN / m}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens transversale y-y:**

$$M_y = 22354.58 \text{ KN.m}$$

**A l'ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{41818.92}{320.31} + \frac{22354.58}{3243.266} \times 5.85 = 170.87 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{41818.92}{320.31} - \frac{22354.58}{3243.266} \times 5.85 = 90.23 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 188.17) + 107.53}{4} = 150.71 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 150.71 \text{ KN / m}^2 < 1.33 \sigma_{\text{sol}}^{\text{cal}} = 266 \text{ KN / m}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**A l'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{30502.62}{320.31} + \frac{22354.58}{3243.266} \times 5.85 = 135.55 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{30502.62}{320.31} - \frac{22354.58}{3243.266} \times 5.85 = 54.91 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 148.36) + 67.72}{4} = 115.39 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 115.39 \text{ KN / m}^2 < \sigma_{\text{sol}}^{\text{cal}} = 200 \text{ KN / m}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

### VIII.5.3.3. Vérification au poinçonnement (Art.A.5.2.42/BAEL91)

(Cette vérification n'est pas nécessaire dans notre cas : cas de radier nervuré)

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

$\mu_c$  : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

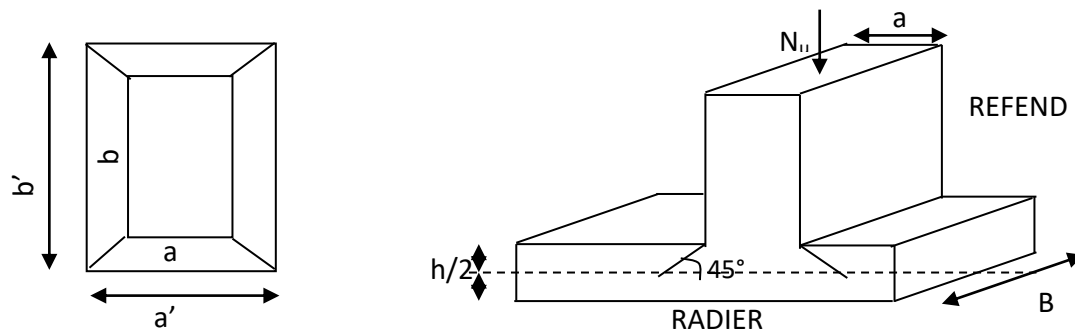


Figure VIII.4 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

- **Vérification pour les poteaux (Poteau le plus sollicité)**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,40 + 0,40 + 2 \times 0,8) = 4.8m$$

$$N_u = 1031.89 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 1031.89 < \frac{0,045 \times 4.8 \times 0,8 \times 25000}{1,5} = 4320 \text{ KN}$$

- **Vérification pour les voiles (Voile le plus sollicité) :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 0,8) = 5.6m$$

$$N_u = 723.29 \text{ KN.m.}$$

$$N_u = 723.29 < \frac{0,045 \times 5.6 \times 0,8 \times 25000}{1,5} = 5040 \text{ KN}$$

#### VIII .5.4. Ferrailage de radier

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux. Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **BEAL 91**.

##### VIII.5.4.1. Les contraintes prise en compte dans les calculs

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale  $\sigma_m$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

La contrainte moyenne max à l'ELU :  $\sigma_m = 168.01 \text{ KN/m}^2$

La contrainte moyenne max à l'ELS :  $\sigma_m = 128.2 \text{ KN/m}^2$

D'où :

- **A l'ELU :**

$$q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (150.71) - \frac{5106.57}{320.31} = 134.77 \text{ KN/m}^2$$

- **A l'ELS :**

$$q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (115.39) - \frac{5106.57}{320.31} = 99.45 \text{ KN/m}^2$$

#### VIII.5.4.2. Ferrailage de la dalle

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Avec :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 30 \text{ cm}$

##### VIII.5.4.2.1. Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis

On distingue deux cas :

- **1<sup>er</sup> cas:**  $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0.4$  La dalle travaille dans un seul sens. (Flexion longitudinale négligée)

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8}; M_{0y} = 0$$

- **2<sup>ème</sup> cas:**  $0.4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1$  La dalle travaille dans les deux sens

- Dans le sens de la petite portée  $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée  $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par les tables de **PIGEAUD**. Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

##### VIII.5.4.2.2. Identification du panneau le plus sollicité

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :  $l_x = 4 \text{ m}$  ;  $l_y = 3.85 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.7}{3.85} = 0.96 \rightarrow 0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Panneau	$L_x \text{ (m)}$	$L_y \text{ (m)}$	$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	ELU		ELS	
				$U_x$	$U_y$	$U_x$	$U_y$
1	3.7	3.85	0.96	0,0401	0,911	0,0475	0,939

##### VIII.5.4.2.3. Calcul à l'ELU

###### VIII.5.4.2.3.1. Evaluation des moments $M_x$ , $M_y$

$$v = 0; \rho = 0.96 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.911 \end{cases}$$

On aura donc:

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0x} = 0,0401 \times 134.77 \times 3.7^2 = 73.98 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,911 \times 76.44 = 67.4 \text{KN.m}$$

**Remarque :** Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de :

**0.85 :** pour les moments en travées,

**0.50 :** pour les moments sur appuis intermédiaires,

**0.30 :** pour les moments sur appuis de rive.

**- Moments sur appuis intermédiaire :**

$$M_{a-x} = 0.5 \times 73.98 = 36.99 \text{KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0.5 \times 67.4 = 33.7 \text{KN.m}$$

**- Moments sur appuis de rive :**

$$M_{a-x} = 0.30 \times 73.98 = 22.19 \text{KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0.30 \times 67.4 = 20.22 \text{KN.m}$$

**- Moments en travée :**

$$M_{t-x} = 0.85 \times 73.98 = 62.88 \text{KN.m}$$

$$M_{t-y} = 0.85 \times 67.4 = 57.29 \text{KN.m}$$

#### VIII.5.4.2.3.2. Ferrailage a l'ELU

• le sens x – x (longitudinal)

**- Aux appuis :**

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{36.99 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.036 \quad u_1 = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0.036 \rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_{sa} = \frac{M}{B d \sigma_{stt}} = \frac{36.99 \times 10^3}{0.982 \times 27 \times 348} = 4.008 \text{cm}^2$$

Soit : **5HA14 = 7.7 cm<sup>2</sup>/ml**

Avec : **S<sub>t</sub> = 20cm.**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{62.88 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,06 \langle u_1 = 0,392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0,06 \rightarrow \beta = 0,969 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{62.88 \times 10^3}{0,969 \times 27 \times 348} = 6.90 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA14=9.24cm<sup>2</sup>/ml**

Avec : **S<sub>t</sub> = 20 cm**

• **le sens y - y (transversal):**

- **Aux appuis :**

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{33.7 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,032 \langle u_1 = 0,392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$u_u = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984$

$$A_{sa} = \frac{M}{B d \sigma_{stt}} = \frac{33.7 \times 10^3}{0,984 \times 27 \times 348} = 3.64 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12=5.65 cm<sup>2</sup>/ml**

Avec : **S<sub>t</sub>=20cm.**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{57.29 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,056 \langle u_1 = 0,392 \longrightarrow \text{la section est simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0,056 \rightarrow \beta = 0,971 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{57.29 \times 10^3}{0,971 \times 27 \times 348} = 6.28 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA14=9.24 cm<sup>2</sup>/ml**

Avec : **S<sub>t</sub> = 20 cm**

#### VIII.5.4.2.3.3. Vérification à l'ELU

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} \text{ Avec : } \rho_0=0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3-0,96}{2} = 3,26 \text{ cm}^2 / ml$$

$$\begin{array}{l}
 - \text{ Aux appuis : } \left\{ \begin{array}{l} A_{ua}^x = 7.7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right. \\
 - \text{ En travée : } \left\{ \begin{array}{l} A_{ut}^x = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.
 \end{array}$$

• **Espacements des armatures (BAEL91/A8.2, 42)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels  $h$  désigne l'épaisseur totale de la dalle :

- **Sens x-x :**

$$S_t \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} \rightarrow S_t \leq \min\{120; 33\text{cm}\}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens y-y :**

$$S_t \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} \rightarrow S_t \leq \min\{120; 33\text{cm}\}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \leq \min(0,5 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4) = 2,5$$

$$V_u^{max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{134.77 \times 3.85}{2} = 259.43 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{268.05 \times 10^{-3}}{1 \times 0,4} = 0.65 \leq 2,5 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VIII.5.4.2.4. Calcul a l'ELS

##### VIII.5.4.2.4.1. Evaluation des moments $M_x, M_y$

$$\nu = 0,2; \rho = 0,96 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0475 \\ \mu_y = 0,954 \end{cases}$$

On aura donc:

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0x} = 0,0475 \times 99.45 \times 3.7^2 = 64.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,954 \times 64.66 = 61.69 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur appuis intermédiaire :**

$$M_{a-x} = 0.5 \times 64.66 = 32.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0.5 \times 61.69 = 30.84 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur appuis de rive :**

$$M_{a-x} = 0.3 \times 64.66 = 19.4 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0.3 \times 61.69 = 18.51 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée**

$$M_{t-x} = 0.85 \times 64.66 = 54.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{t-y} = 0.85 \times 61.69 = 52.44 \text{ KN.m}$$

#### VIII.5.2.4.2. Vérification à l'ELS

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

• **Sens X-X**

- **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{38.22}{32.33} = 1.18 \quad \text{Avec } \mu_u = 0.036 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0.0459$$

$$\alpha = 0.0459 \leq \frac{1.18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.34 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{64.97}{54.96} = 1.18 \quad \text{Avec } \mu_u = 0.06 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0.0774$$

$$\alpha = 0.0774 \leq \frac{1.18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.34 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens Y-Y**

- **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{34.82}{30.84} = 1.13 \quad \text{Avec } \mu_u = 0.032 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0.0406$$

$$\alpha = 0.0406 \leq \frac{1.13-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.315 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée**

$$\gamma = \frac{59.19}{52.44} = 1.13 \quad \text{Avec } \mu_u = 0.056 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0.0721$$

$$\alpha = 0.0721 \leq \frac{1.13-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.315 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

#### VIII.5.4.3. Ferrailage de débord

Le débord est assimilé à une console courte encastree dans le radier de longueur  $L = 50 \text{ cm}$ , soumise à une charge uniformément répartie

##### VIII.5.4.3.1. Sollicitation de calcul

• **A l'ELU**

$$q_u = 139.25 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-139.25 \times 0.5^2}{2} = -16.84 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS

$$q_s = 99.44 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot l^2}{2} = \frac{-99.45 \times 0.5^2}{2} = -12.43 \text{ KN.m}$$

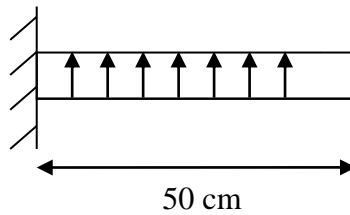


Figure VIII.5 : Schéma statique du débord

#### VIII.5.4.3.2. Calcul des armatures

##### VIII.5.4.3.2.1 Armatures principales

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 27 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{17.4 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.016 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.016 \rightarrow \beta_u = 0.992$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{116.84 \times 10^3}{0.992 \times 27 \times 348} = 1.80 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2; \text{ Avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

##### VIII.5.4.3.2.2. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \dots S_t = 20 \text{ cm.}$$

#### VIII.5.4.3.3. Vérification à l'ELU :

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2 < A_u = 4.52 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### VIII.5.4.3.4. Vérification à l'ELS

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{16.84}{12.43} = 1.35$$



$$\mu = 0,016 \longrightarrow \alpha = 0,0201$$

$$\alpha = 0,0201 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

#### VIII.5.4.4. Ferrailage de la nervure

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raideurs) dans les deux sens.

- Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.
- Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.
- Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

#### Chargement simplifié admis

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $L_m$ ), et le même effort tranchant (largeur  $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

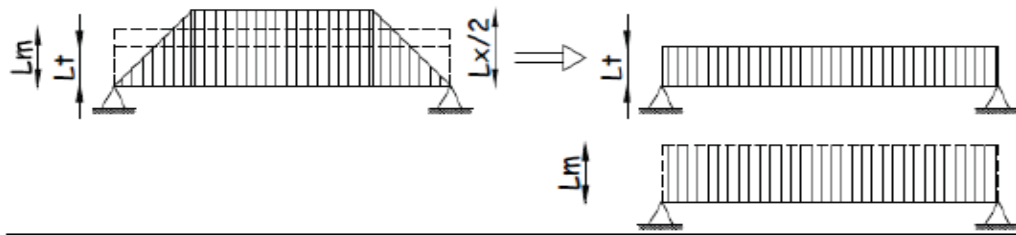


Figure VIII.6: Présentation des chargements simplifiés.

Deux types de chargement peuvent se présenter :

- **1er Cas : Chargement trapézoïdale**

Moment fléchissant :  $l_m = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$

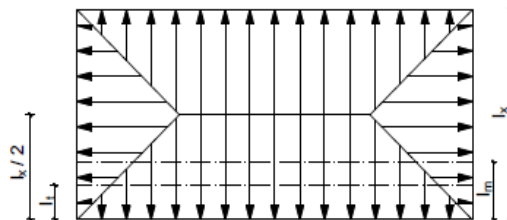


Figure VIII.7: Répartition trapézoïdale.

- **2ème Cas Chargement triangulaires**

Effort tranchant :  $l_t = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho}{4} \right)$

Moment fléchissant :  $l_m = 0.333x l_x$

Effort tranchant :  $l_t = 0.25x l_x$

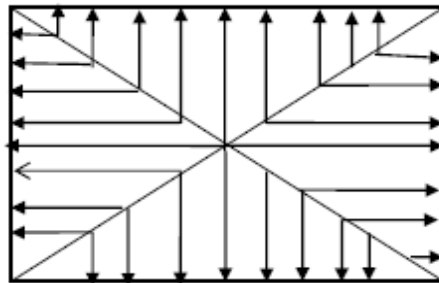


Figure VIII.8 : Répartition triangulaire.

#### VIII.5.4.4.1. Détermination des charges

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 150.71 - \frac{5106.75}{320.31} - \frac{1192.5}{95.4} \right) \times 1ml = 122.27KN/ml$$

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 115.39 - \frac{5106.75}{320.31} - \frac{1192.5}{95.4} \right) \times 1ml = 86.95KN/ml$$

- Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

- Pour les efforts tranchants :

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_t$$

#### Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens

- Sens longitudinale :

**Tableau VIII.4** : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

travée	Panneau	Lx	Ly	P	Charge	lm	Lt	Qu	qs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
A - B	1	3.7	3.85	0.96	Triangulaire	1.23	0.93	122.27	86.95	150.39	297.11	106.96	211.3	113.71	223.75	80.86	159.12
	2	3.7	3.6	1.02	trapézoïdale	1.20	0.90	122.27	86.95	146.72		104.35		110.04		78.26	
B - C	1	3.4	3.85	0.88	Triangulaire	1.13	0.85	122.27	86.95	138.17	276.34	98.26	196.52	103.93	207.86	73.91	147.82
	2	3.4	3.6	0.94	Triangulaire	1.13	0.85	122.27	86.95	138.17		98.26		103.93		73.91	
C - D	1	3.4	3.85	0.88	Triangulaire	1.13	0.85	122.27	86.95	138.17	276.34	98.26	196.52	103.93	207.86	73.91	147.82
	2	3.4	3.6	0.94	Triangulaire	1.13	0.85	122.27	86.95	138.17		98.26		103.93		73.91	
D - E	1	2.9	3.85	0.75	Triangulaire	0.96	0.73	122.27	86.95	117.38	234.76	83.48	166.96	89.26	178.52	63.47	126.95
	2	2.9	3.6	0.80	Triangulaire	0.96	0.73	122.27	86.95	117.38		83.48		89.26		63.47	
E - F	1	3.4	3.85	0.88	Triangulaire	1.13	0.85	122.27	86.95	138.17	276.34	98.26	196.52	103.93	207.86	73.91	147.82
	2	3.4	3.6	0.94	Triangulaire	1.13	0.85	122.27	86.95	138.17		98.26		103.93		73.91	
F - G	1	3.4	3.85	0.88	Triangulaire	1.13	0.85	122.27	86.95	138.17	276.34	98.26	196.52	103.93	207.86	73.91	147.82
	2	3.4	3.6	0.94	Triangulaire	1.13	0.85	122.27	86.95	138.17		98.26		103.93		73.91	
G - H	1	3.7	3.85	0.96	Triangulaire	1.23	0.93	122.27	86.95	150.39	297.11	106.96	211.3	113.71	223.75	80.86	159.12
	2	3.7	3.6	1.02	trapézoïdal.	1.20	0.90	122.27	86.95	146.72		104.35		110.04		87.26	

- Sens transversal

**Tableau VIII.5** : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
Travée	panneau	Lx	Ly	P	Charge	Lm	Lt	qu	qs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
1-2	1	3.7	3.85	0.96	triangulaire	1.23	0.93	122.27	86.96	150.39	288.55	106.96	205.22	113.71	216.97	80.87	154.88
	2	3.4	3.85	0.88	triangulaire	1.13	0.85	122.27	86.96	138.16		98.26		103.93		73.91	
2-3	1	3.7	3.6	1.02	trapézoïdal	1.20	0.90	122.27	86.96	146.72	284.88	104.35	202.61	110.04	213.97	78.26	152.17
	2	3.4	3.6	0.94	triangulaire	1.13	0.85	122.27	86.96	138.16		98.26		103.93		73.91	
3-4	1	3.7	3.85	0.96	triangulaire	1.23	0.93	122.27	86.96	150.39	288.55	106.96	205.22	113.71	216.97	80.87	154.88
	2	3.4	3.85	0.88	triangulaire	1.13	0.85	122.27	86.96	138.16		98.26		103.93		73.91	

#### VIII.5.4.4.2. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :(obtenu par le logiciel ETABS)

- Sens longitudinal

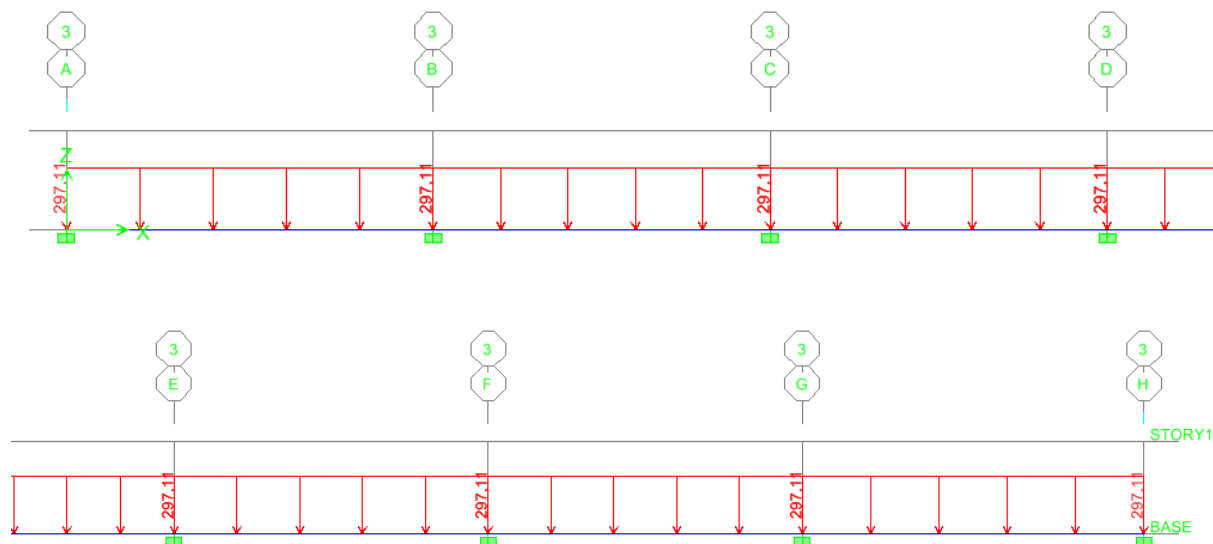


Figure VIII.9 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

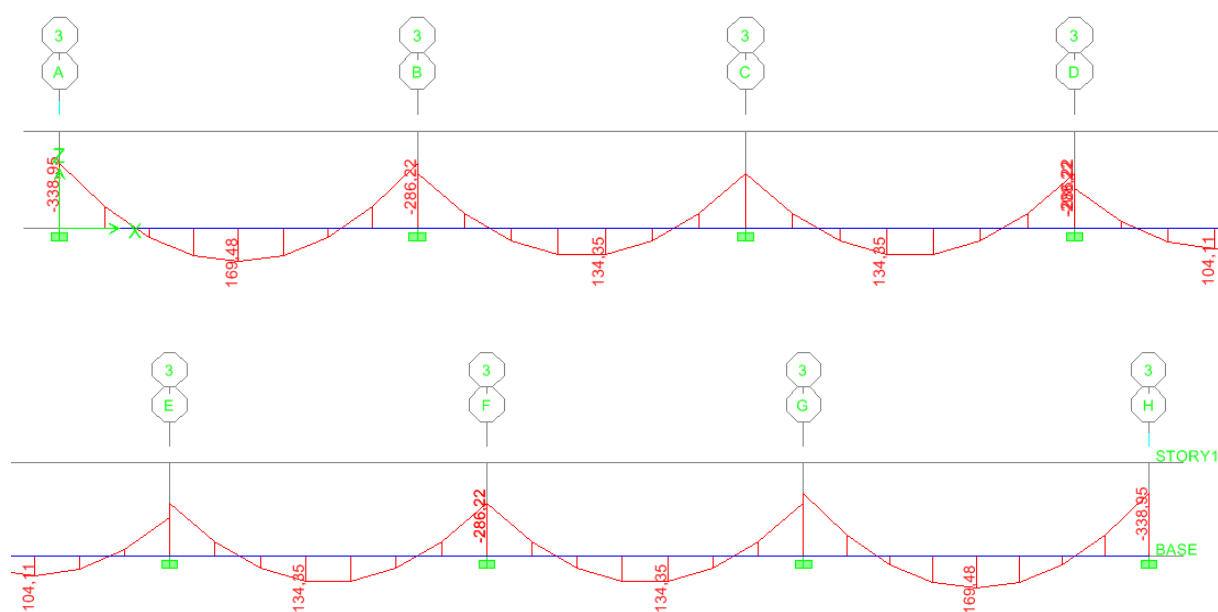
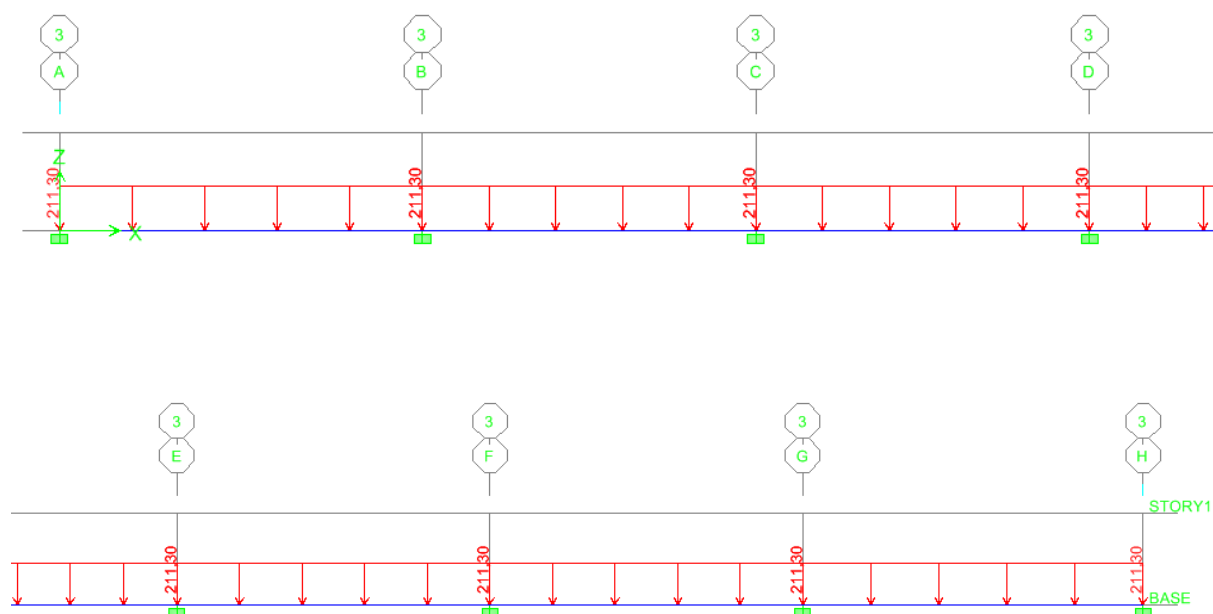
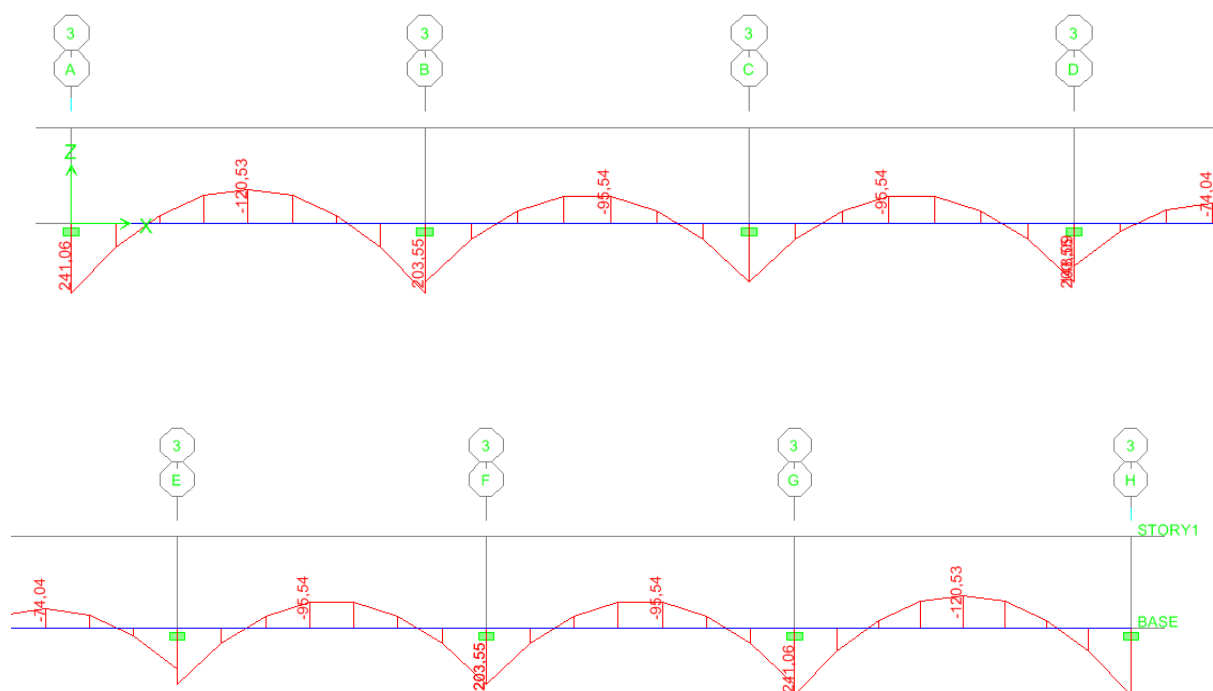


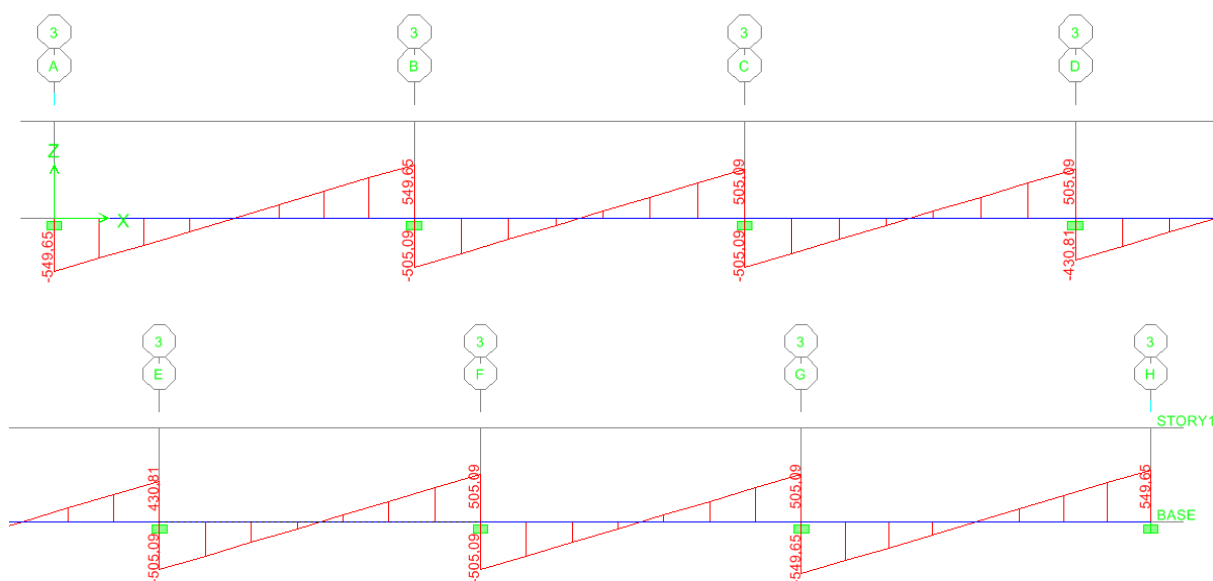
Figure VIII.10 :Diagramme des moments fléchissant à l'ELU(sens longitudinal).



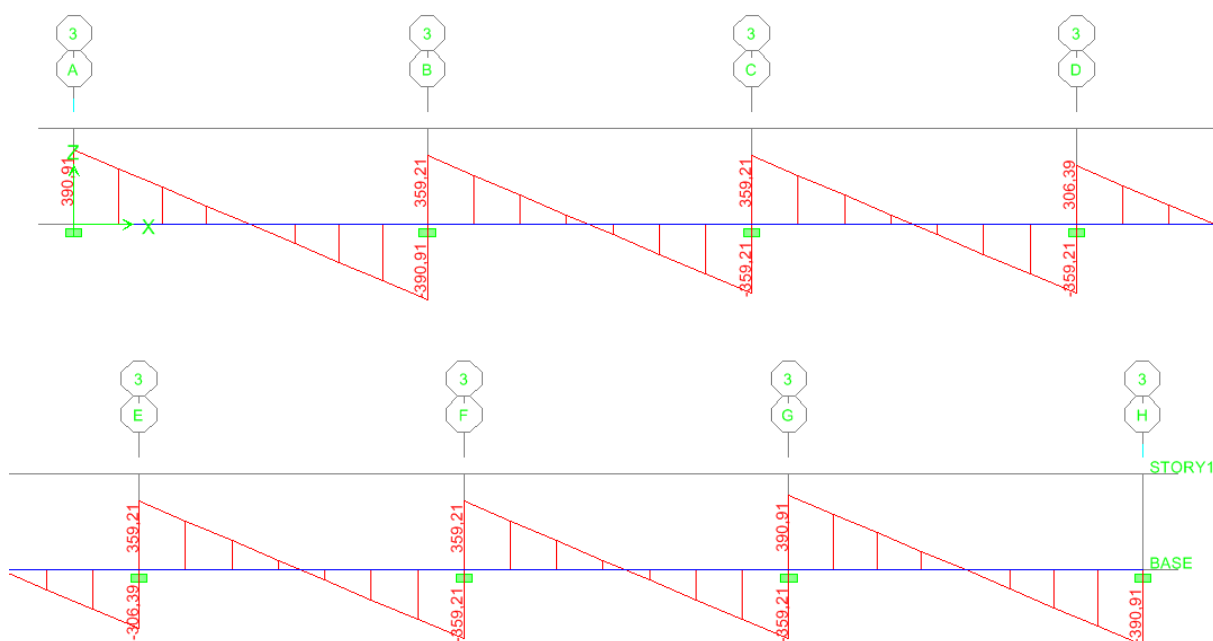
**Figure VIII.11 :** Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).



**Figure VIII.12 :** Diagramme des moments fléchissant à l'ELS(sens longitudinal).

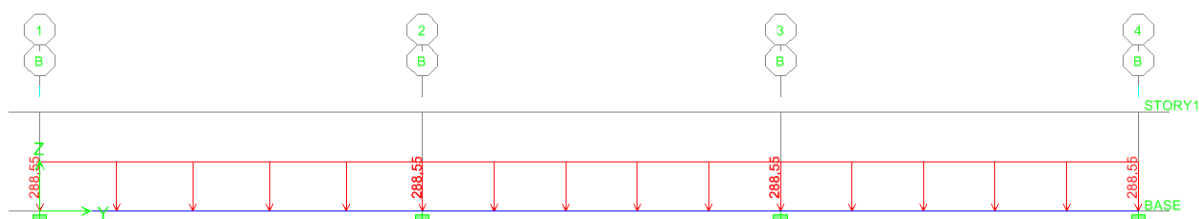


**Figure VIII.13 :**Diagramme des efforts tranchants à l'ELU(sens longitudinal).

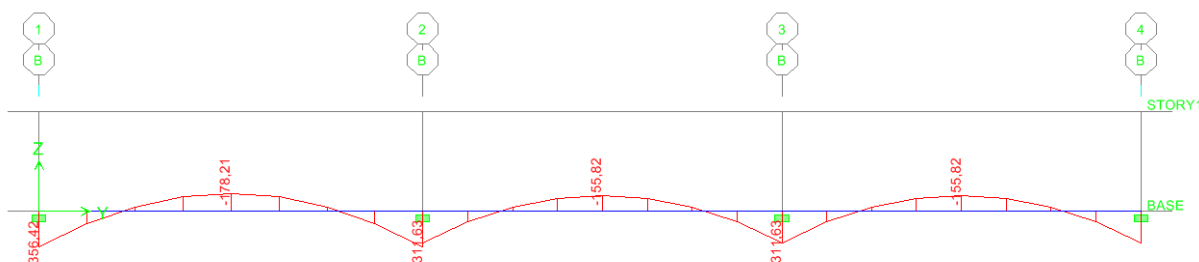


**Figure VIII.14 :**Diagramme des efforts tranchants à l'ELS(sens longitudinal).

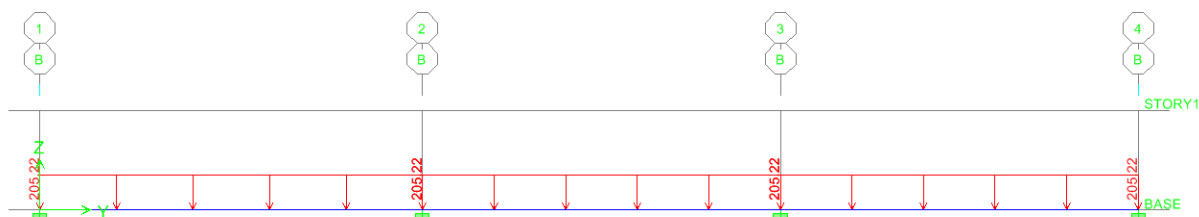
- Sens transversale



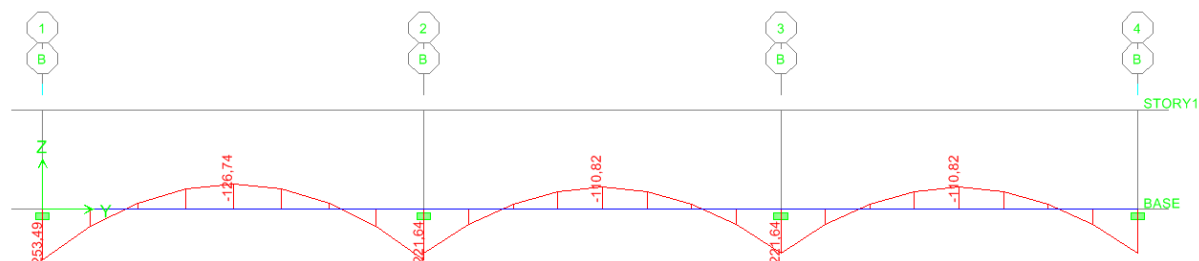
**Figure VIII.15 :** Schéma statique de la nervure ELU (Sens transversale).



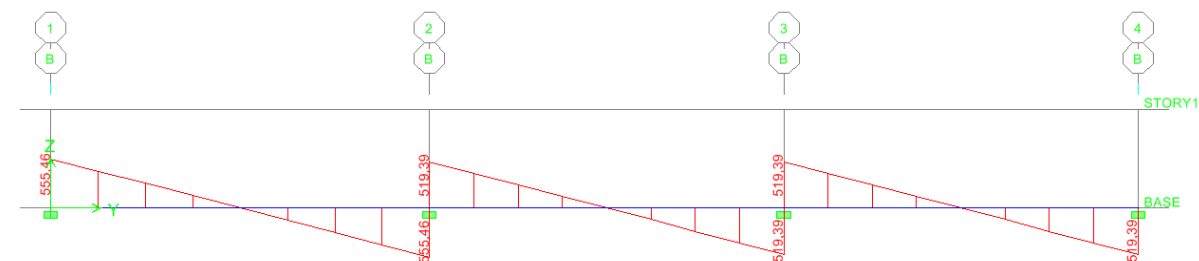
**Figure VIII.16 :** Diagramme des moments fléchissant à l'ELU



**Figure VIII.17 :** Schéma statique de la nervure ELS (Sens transversale).



**Figure VIII.18 :** Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.



**Figure VIII.19 :** Diagramme des efforts tranchants à l'ELU



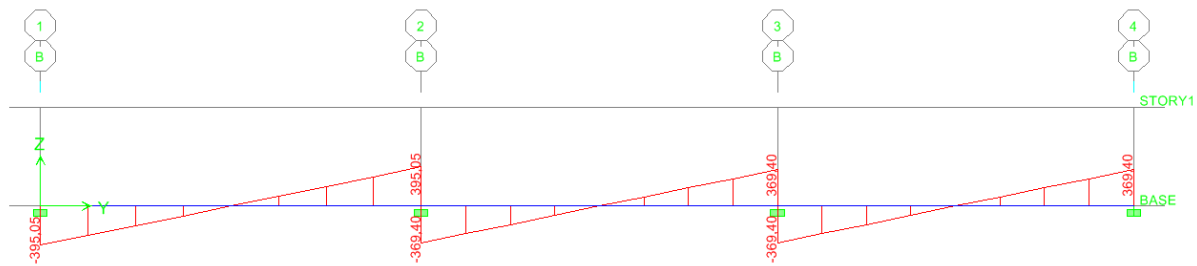


Figure VIII.20 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

## VIII.5.4.4.3. Sollicitation maximale

Tableau VIII.6 : Les efforts internes dans les nervures.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
<b>M<sub>amax</sub> (KN.m)</b>	338.95	241.06	356.42	253.49
<b>M<sub>tmax</sub>(KN.m)</b>	296.84	120.53	178.21	126.74
<b>T<sub>max</sub> (KN)</b>	413.94	294.37	417.67	298.74

## VIII.5.4.4.4. Le ferrailage

## VIII.5.4.4.4.1. Armatures longitudinales

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b = 50$  [cm],  $h = 80$  [cm], [cm],  $f_{bc} = 14,2$  [MPa],  $\sigma_{st} = 348$  [MPa]

## • Exemple de calcul :

$$M_{tmax} = 169.84 \text{ [KN.m]} ; M_{aumax} = 338.95 \text{ [KN.m]}$$

## - Aux appuis

$$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{338.95 \times 10^3}{50 \times 80^2 \times 14,2} = 0,074 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,098 \longrightarrow \beta = 0,962$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{338.95 \times 10^3}{0,962 \times 80 \times 348} = 12.65 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit :  $4HA14 + 4HA16 = 14.19 \text{ [cm}^2\text{]}$

**Tableau VIII.7 :** Ferrailage des nervures à L'ELU.

		M [KN.m]	$\mu$	$\beta$	A <sub>cal</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Choix	A <sub>adop</sub> [cm <sup>2</sup> ]	St [cm]
<b>Sens longitudinal</b>	<b>Appui</b>	338.95	0,074	0,962	12.65	4HA16+4HA14	14.19	15
	<b>Travée</b>	169.84	0,038	0,981	6.22	4HA14+4HA12	10.68	15
<b>Sens transversal</b>	<b>Appui</b>	356.42	0,078	0,959	13.34	4HA16+4HA14	14.19	15
	<b>travée</b>	178..21	0,04	0,980	6.53	4HA14+4HA12	10.68	15

**VIII.5.4.4.2. Armatures transversales**

- Diamètre minimal**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ [mm]}$$

Soit le diamètre des armatures transversales  $\phi = 8 \text{ [mm]}$

On prend un cadre et un étrier de  $\phi = 8 \text{ [mm]}$

- Espacement des armatures**

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{95}{4}; 12 \times 2 \right\} = \{23,75 ; 24\}$$

Soit  $S_t = 20 \text{ [cm]}$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{4} = 20 \text{ [cm]}$$

Soit  $S_t = 20 \text{ [cm]}$

- Armatures transversales minimales**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit  $A_t = 6HA 8 = 3,02 \text{ cm}^2$  (01 cadres et 01 étrier).

**VIII.5.4.4.3. Vérification à l'ELU**

- Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 50 \times 75 \times 2,1}{400} = 4,52 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$$A_{\text{adopté}} = 14.19 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 4,10 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adopté}} = 10.68 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 4,10 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte de cisaillement**

$$T_{u\max} = 413.94[\text{KN}]$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{1,5}; 4 [\text{MPa}]\right) = \min(2,5 [\text{MPa}]; 4 [\text{MPa}]) = 2,5 [\text{MPa}]$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{413.94 \times 10^3}{400 \times 750} = 1,37 [\text{MPa}] \leq \bar{\tau} = 2,5 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VIII.5.4.4.4. Vérification à l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **Sens X-X**

- **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{338.95}{241.06} = 1,41 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,074 \rightarrow 0,0962$$

$$\alpha = 0,0962 \leq \frac{1,40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée**

$$\gamma = \frac{169.84}{120.53} = 1,41 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,038 \rightarrow \quad \alpha = 0,0485$$

$$\alpha = 0,0485 \leq \frac{1,47-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens Y-Y**

- **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{356.42}{253.49} = 1,4 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,078 \rightarrow \quad \alpha = 0,1016$$

$$\alpha = 0,1016 \leq \frac{1,4-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée**

$$\gamma = \frac{178.21}{126.74} = 1,4 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,04 \rightarrow \quad \alpha = 0,0510$$

$$\alpha = 0,0510 \leq \frac{1,4-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### VIII.5.4.4.5. Les armatures de peau (BAEL/Art B.6.6 ,2)

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à 3[cm<sup>2</sup>] par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de **80 [cm]**, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$$A_p = 3 \left[ \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \right] \times 0,8 = 2,4[\text{cm}^2] \text{ par paroi.}$$

$$\text{Soit : } 2\text{HA14} = 3,08[\text{cm}^2]$$

**Remarque :** La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

# Conclusion

---

## Conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation. Les difficultés rencontrées au cours de l'étude nous ont conduites à nous documenter et à explorer de nouvelles méthodes, ce qui nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en la matière.

L'élaboration de ce projet nous a permis de faire appel à plusieurs méthodes manuelles de calcul citons parmi elles : la méthode statique équivalente, la méthode de CAQUOT et la méthode de MUTO. Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calcul) ; Comme exemple, nous citerons ETABS 9.6.0 que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet.

Au terme de ce travail, nous avons pu maîtriser le sens de calcul des ouvrages en béton armé ainsi que la philosophie du B.A.E.L et toute la réglementation relative au R.P.A.99/2003, qui visent à assurer un niveau de protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des charges verticales et des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en génie civil ne doit pas se baser uniquement sur les calculs théorique mais aussi sur leurs concordances avec le coté pratique qui doit répondre aux critères suivant : la résistance, la durabilité et la faisabilité économique.

Nous espérons, par ce modeste travail, servir et contribuer aux travaux et projets des promotions à venir.

# Références bibliographiques

## Règlements :

- 📖 Règles Parasismiques Algériennes **RPA 99**/version **2003**.
- 📖 Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites. **BAEL 91** modifié **99**.
- 📖 CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (DTR.B.C.2.41)

## Ouvrages :

- 📖 **BELAZOUGUI M., (1996)**. Calcul des ouvrages en béton armé, O.P.U, Alger.
- 📖 **FUENTES A., (1983)**. Calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armé, revue et corrigée, 4ème édition, Eyrolles, paris.
- 📖 **MELLAK H., (1988)**. Document technique réglementaire DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation, centre national de recherche appliquée, Alger.
- 📖 **MOUGIN J.P., (2000)**. Béton armé BAEI 91 modifié 99 et DTU associés, 2<sup>ème</sup> édition, Eyrolles, Paris.
- 📖

## Cours :

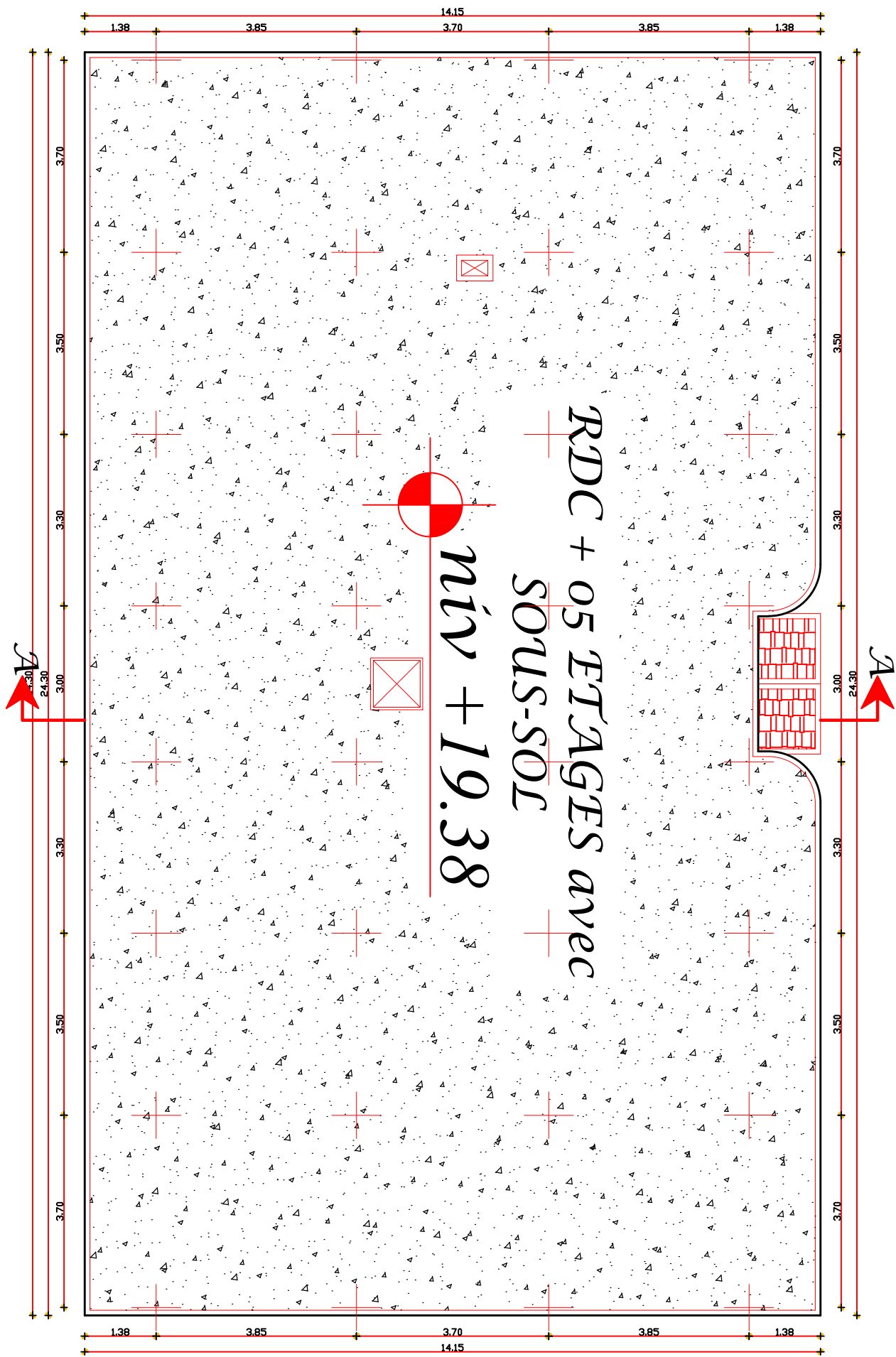
- 📖 Cour et TD des années de spécialité.

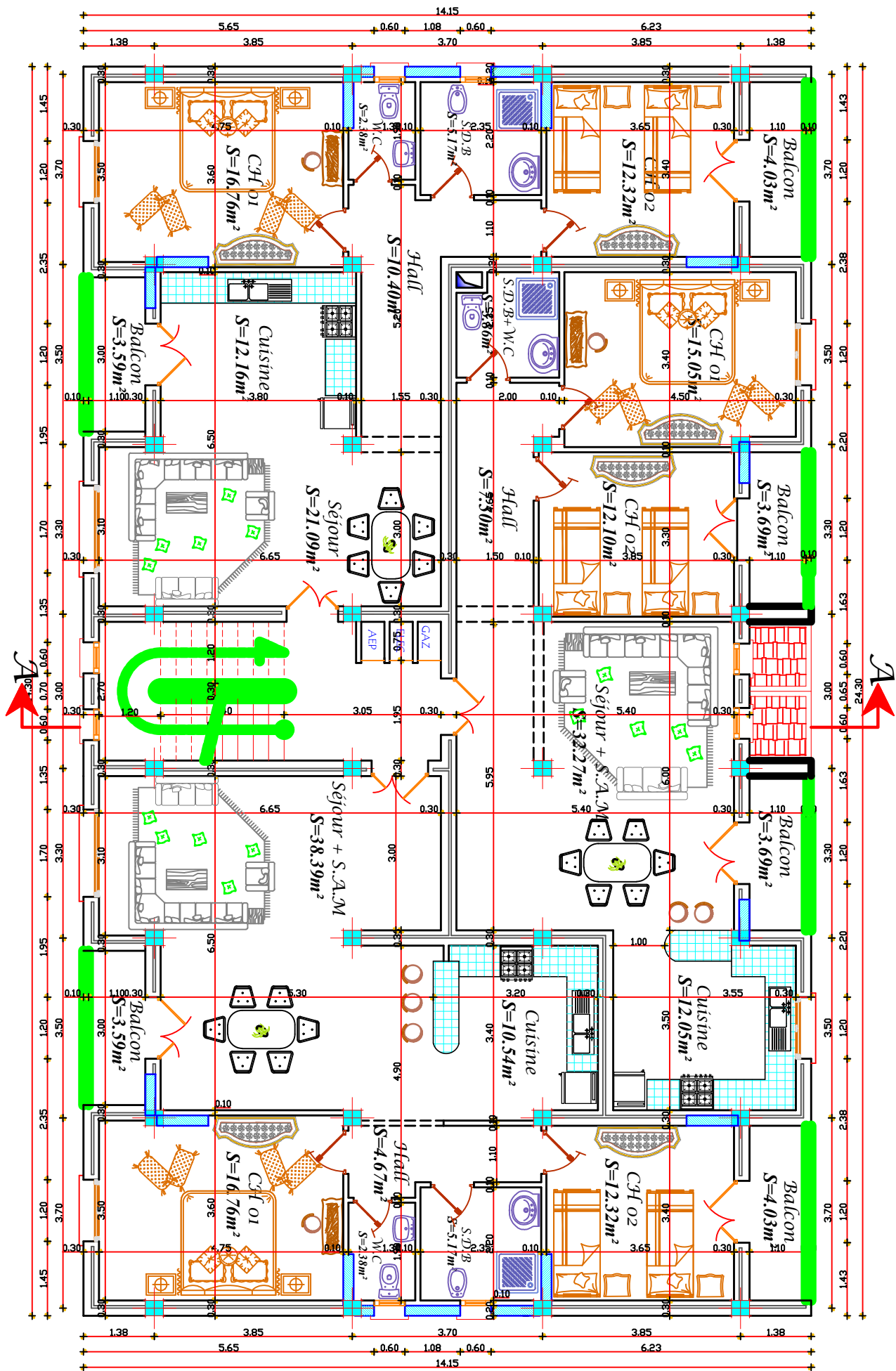
## Thèses :

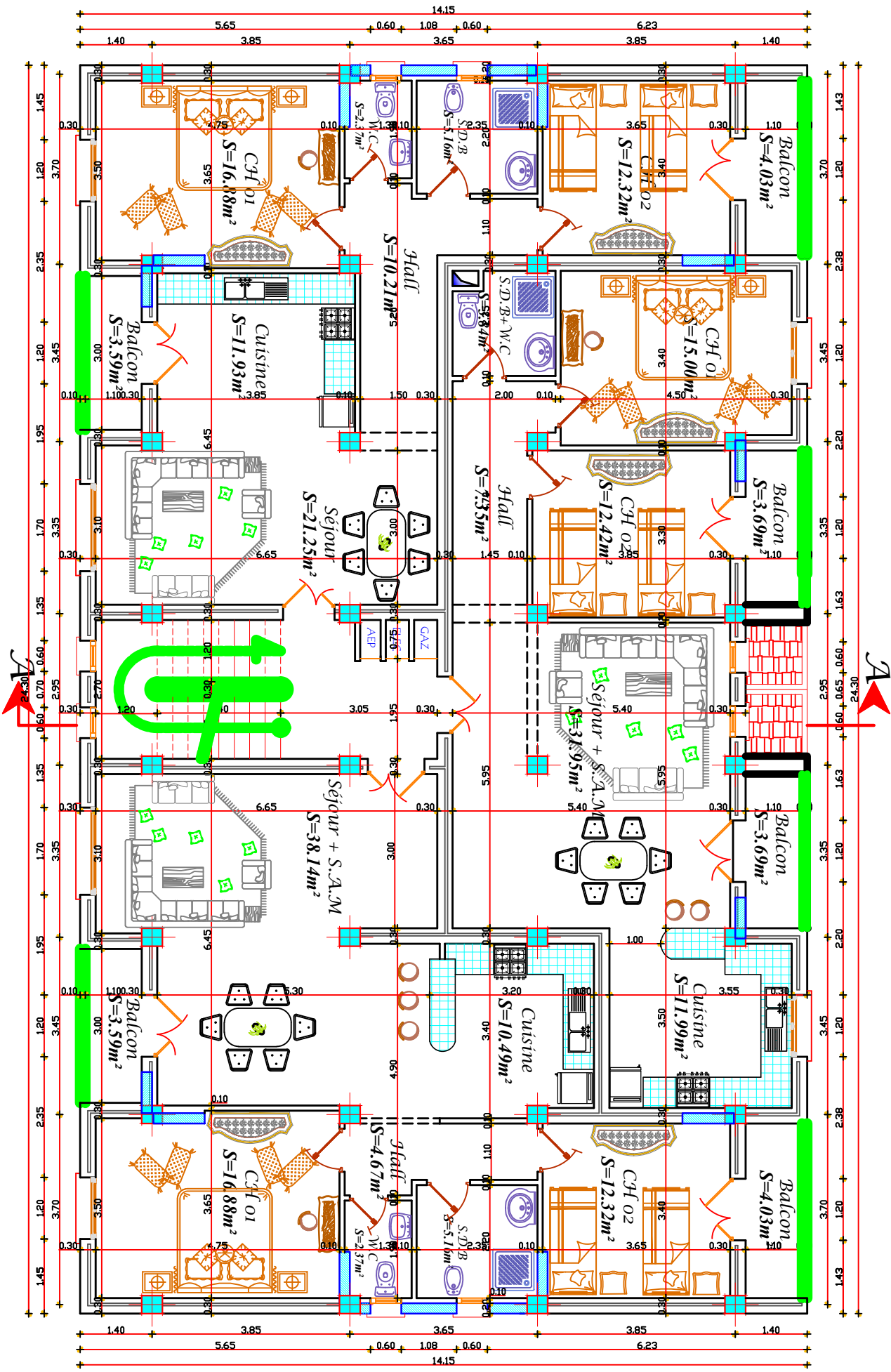
- 📖 Mémoires de fin d'études des promotions précédentes (Département génie civil. U.M.M.T.O).

## Logiciels et programmes :

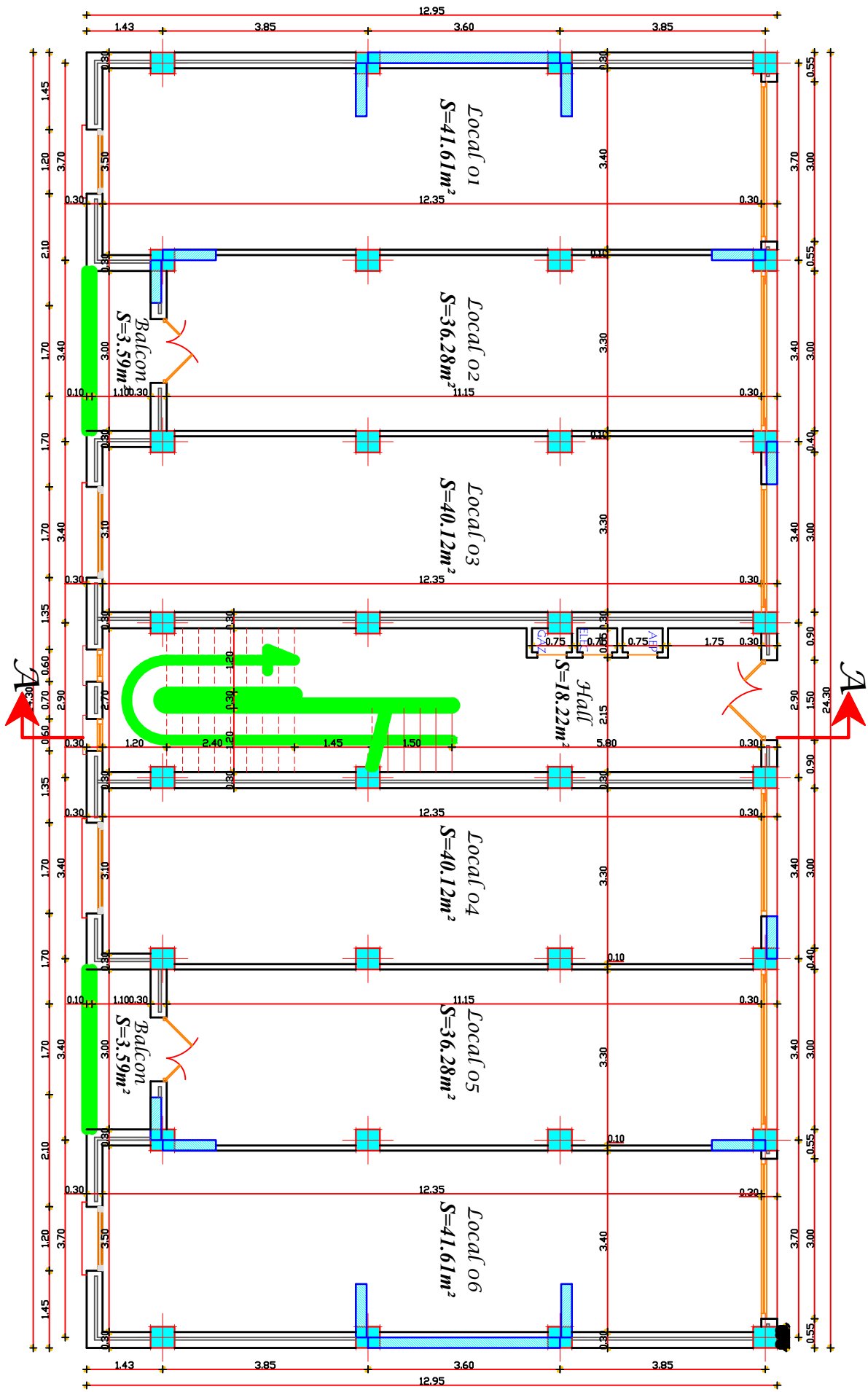
- **AUTOCAD 2008** (Dessin)
- **ETABS V9.0.7** "Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems" (Analyse des structures).
- **OFFICE 2013** (Traitement de texte, calcul...etc)
- **SOCOTEC**

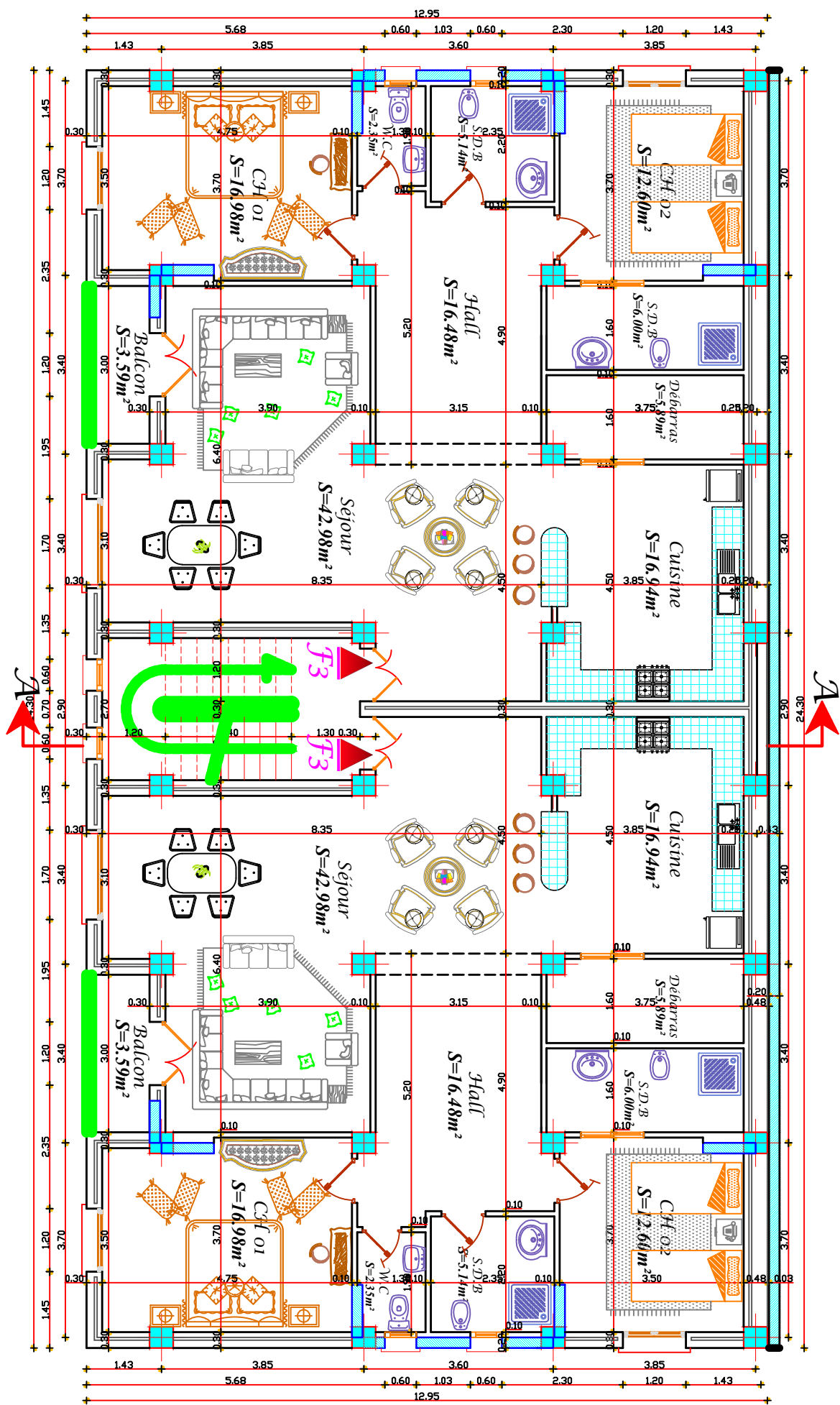


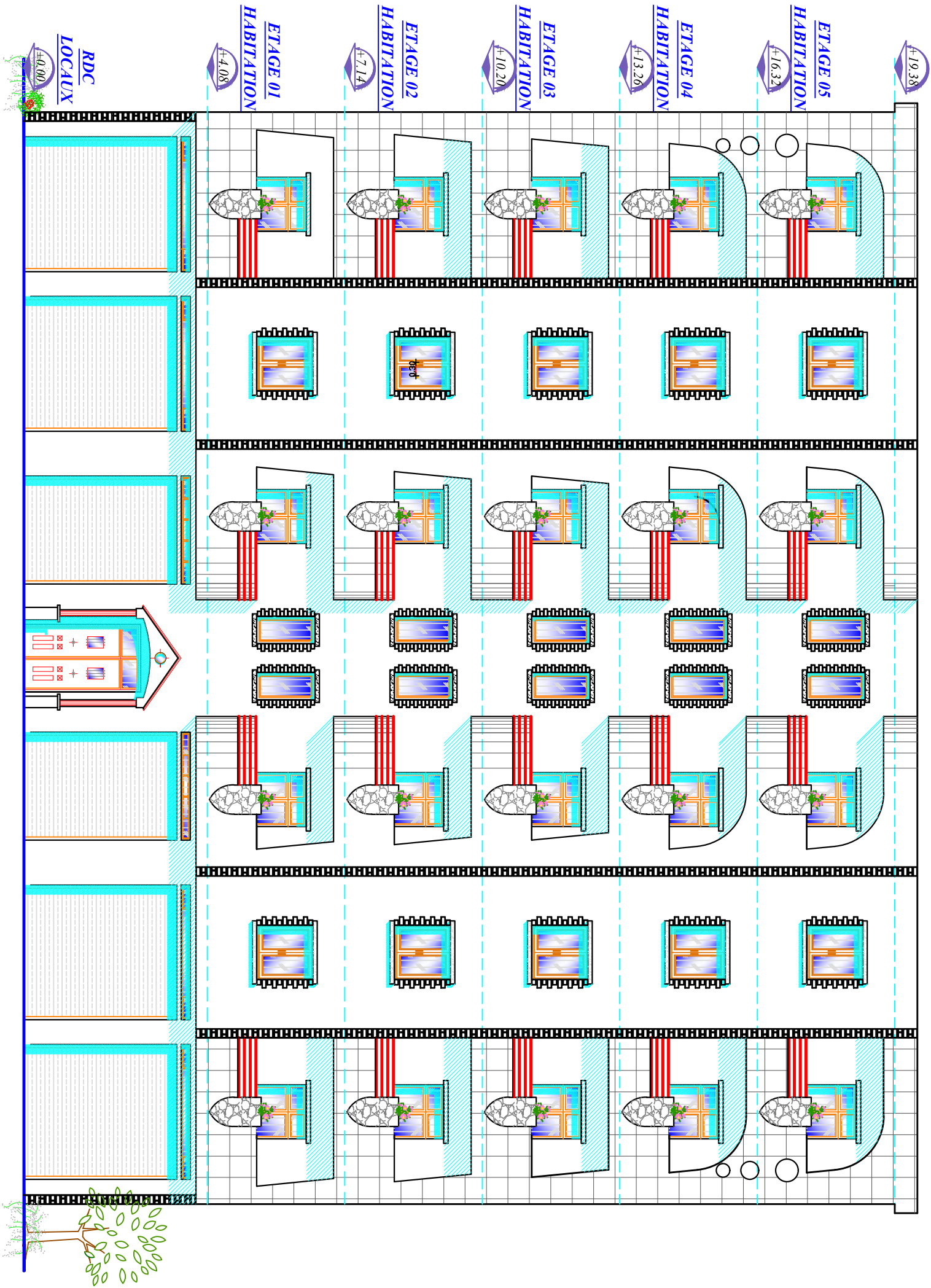




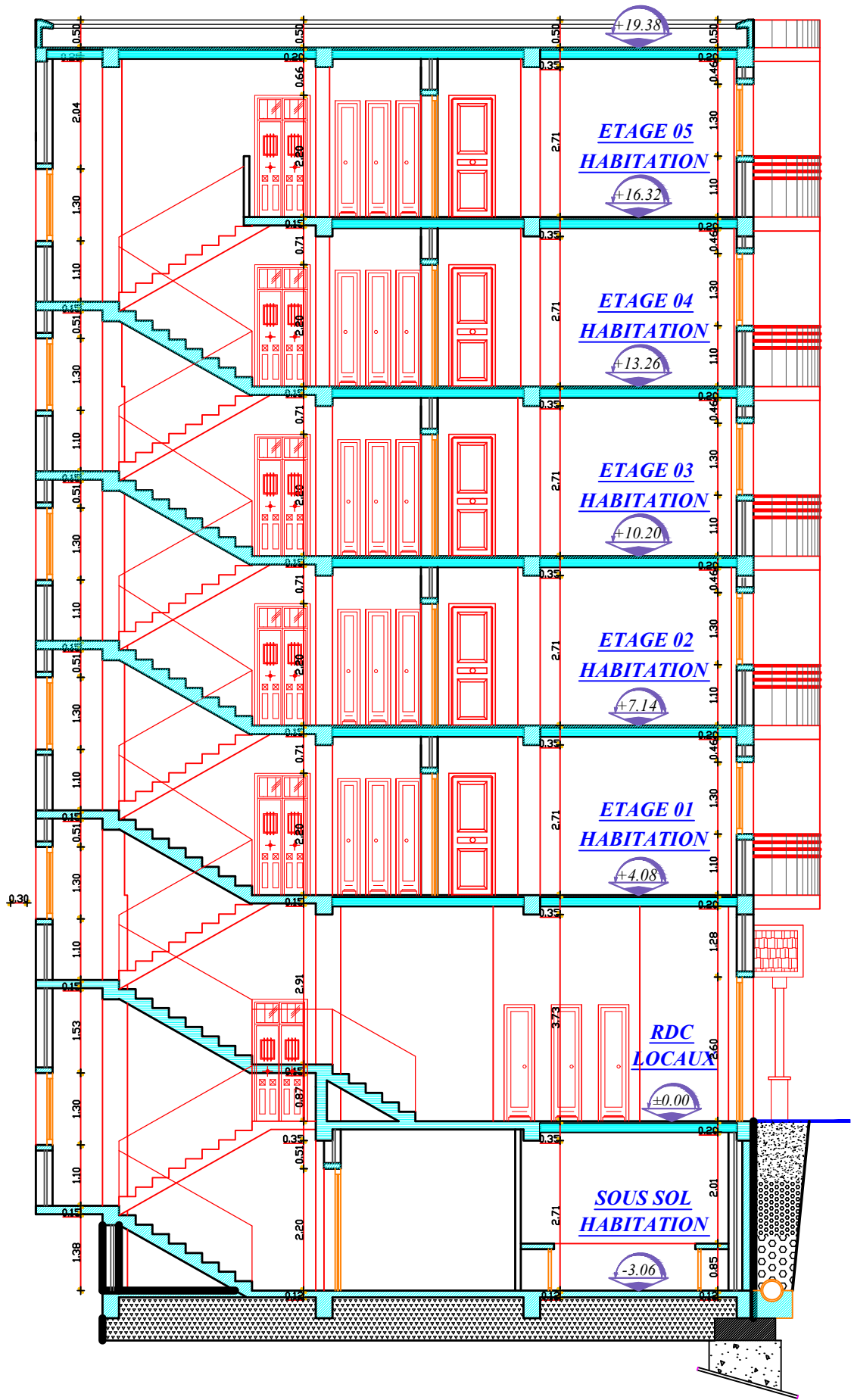








# Plan de façade principale

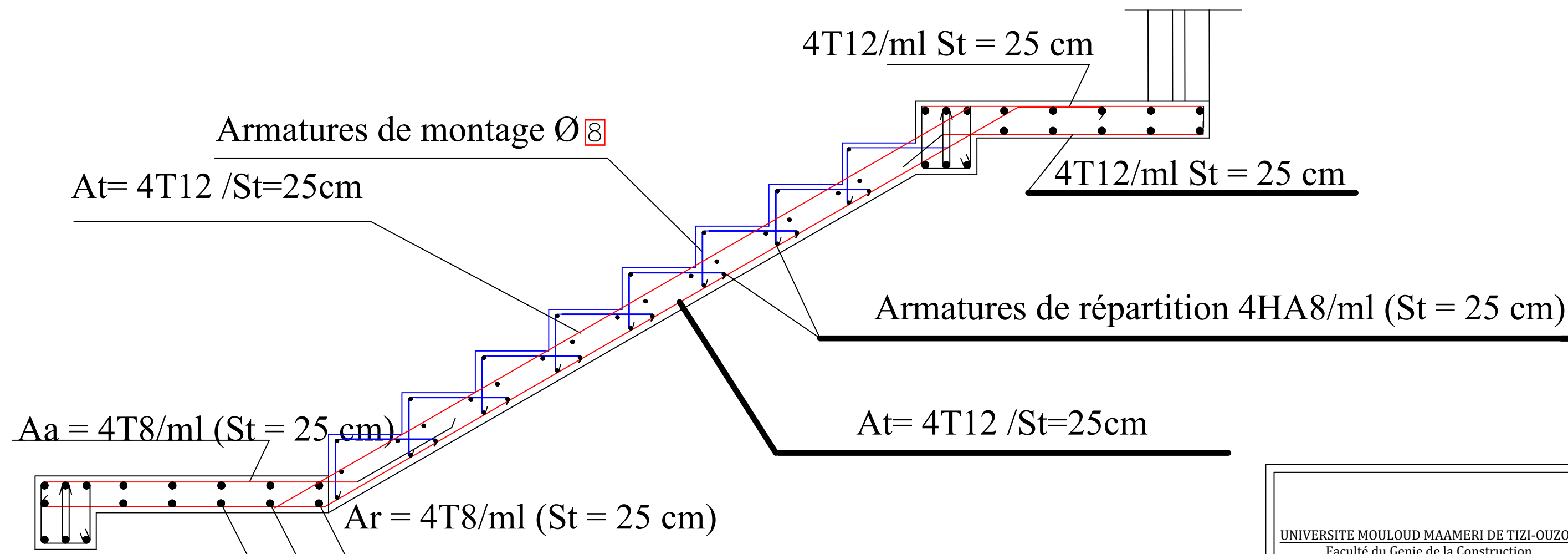


UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU  
Faculté du Genie de la Construction  
Département de Génie Civil

Echelle: 1/75e

Coupe A-A

Dirigé par: Mme : MOBAREK  
Présenté par: HAMDIDI ABDENOUR HAMRANI LYDIA  
2018/2019



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU  
 Faculté du Genie de la Construction  
 Département de Génie Civil

### Ferrailage Des Escaliers

Dirigé par:

Mme: MOBAREK

Présenté par:

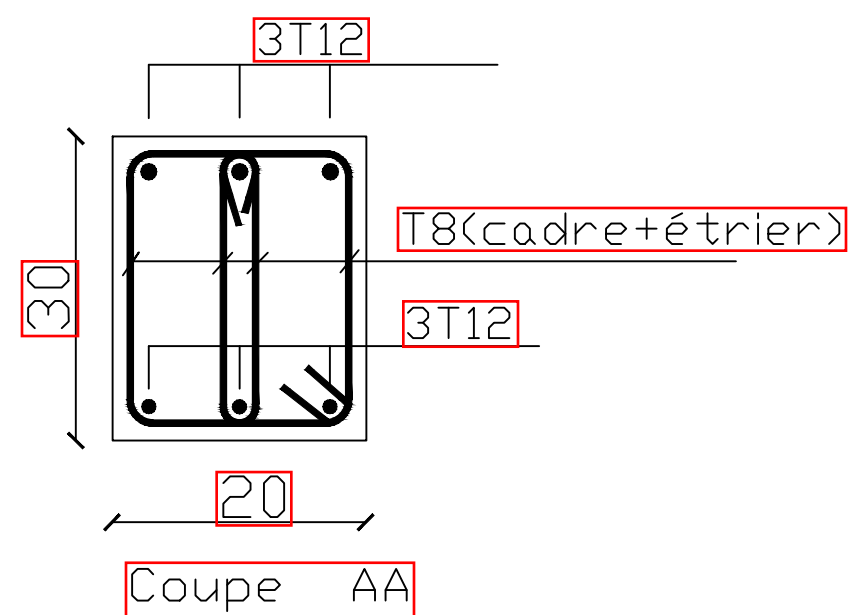
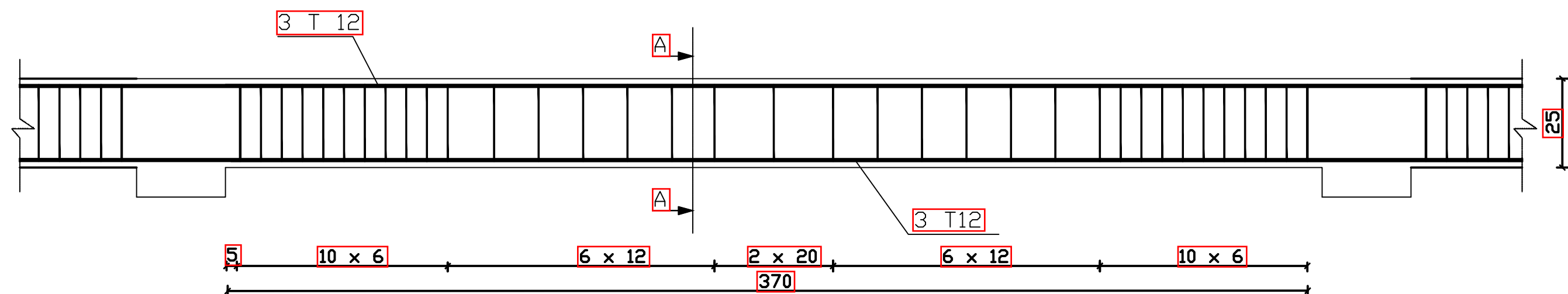
HAMRANI LYDIA  
 HAMDIDI ABDENOUR

Plan: 02

Echelle:

1/20e

2018/ 2019



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU  
Faculté du Genie de la Construction  
Département de Génie Civil

## Ferrailage de poutre de chinage

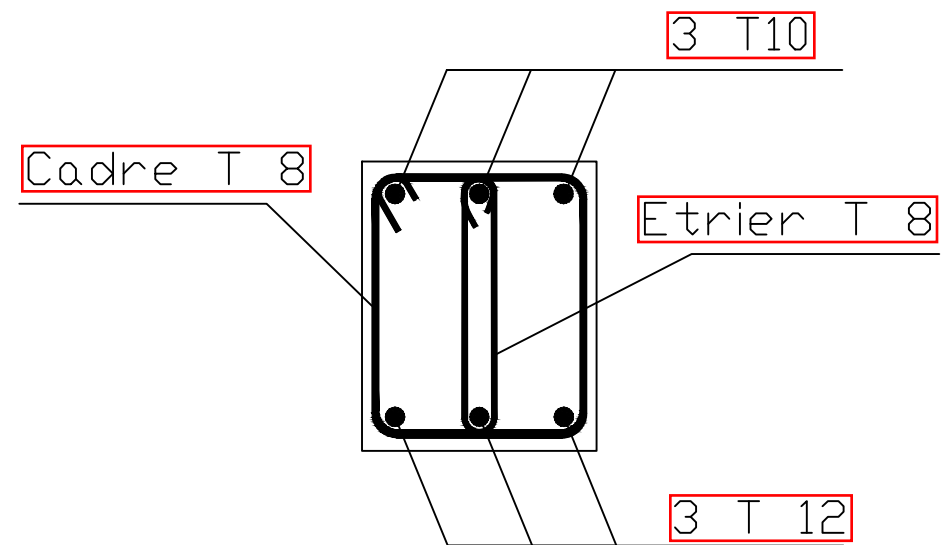
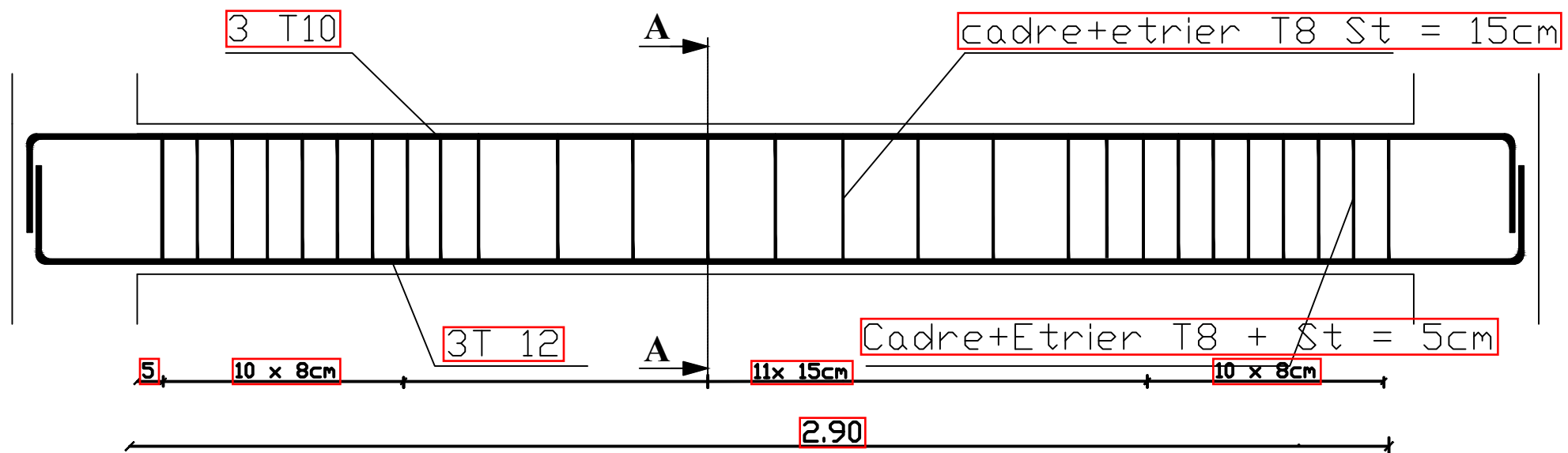
Dirigé par:  
Mme: MOBAREK

Présenté par:  
HAMRANI LYDIA  
HAMDIDI ABDENOUR

Plan: 04

Echelle:  
1/20e

2018/ 2019



**Coupe AA**

UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU  
 Faculté du Genie de la Construction  
 Département de Génie Civil

## Ferrailage de poutre palier

Dirigé par:

Mme: MOBAREK

Présenté par:

HAMRANI LYDIA  
 HAMDIDI ABDENOUR

Plan: 03

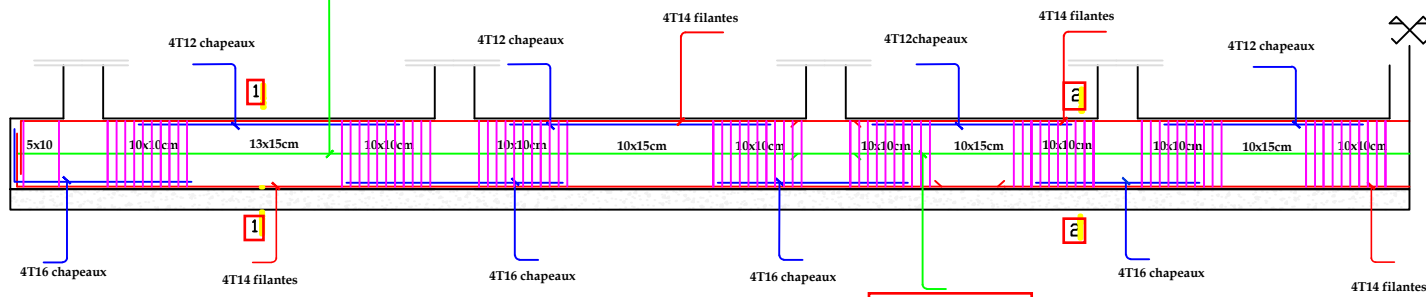
Echelle:

1/20e

2018/ 2019

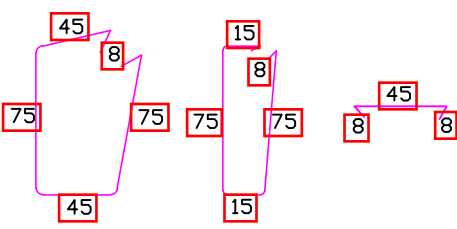
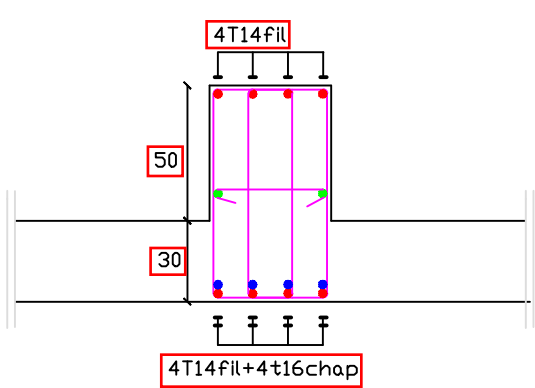
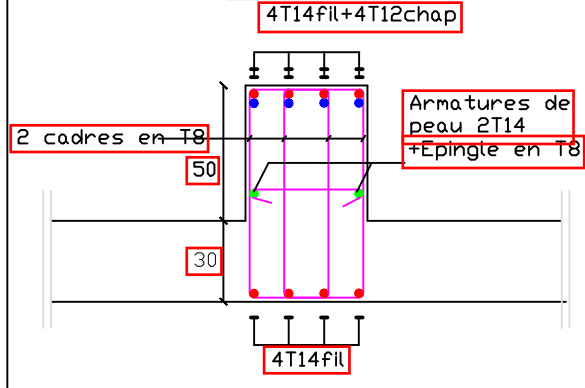


Ferrailage de la nervure dans sens longitudinal

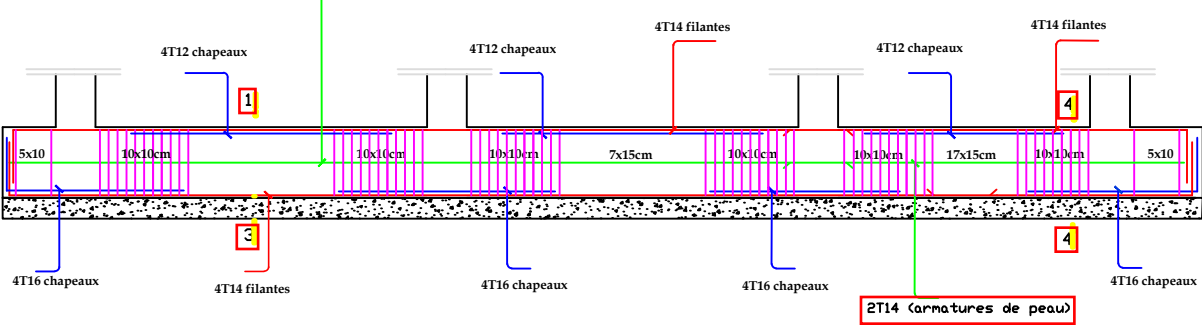


Coupe 1-1

Coupe 2-2

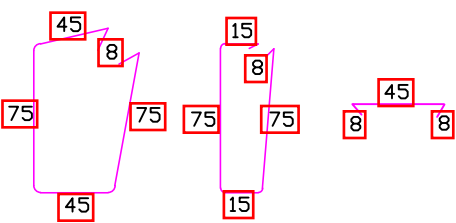
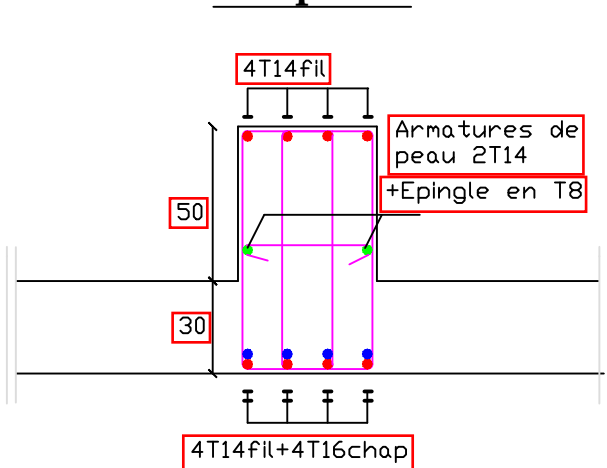
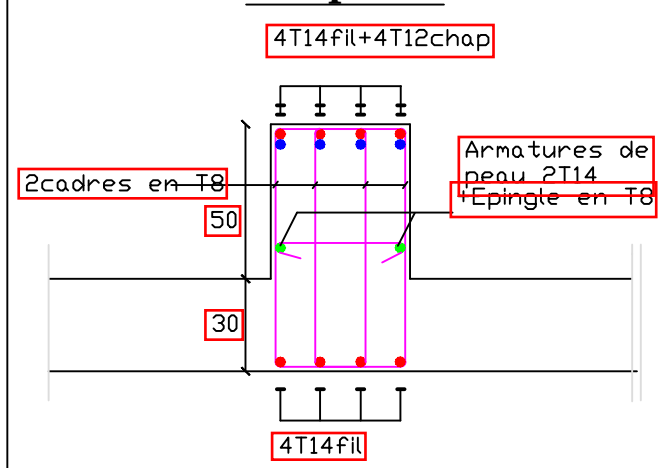


Ferrailage de la nervure dans sens Transversal

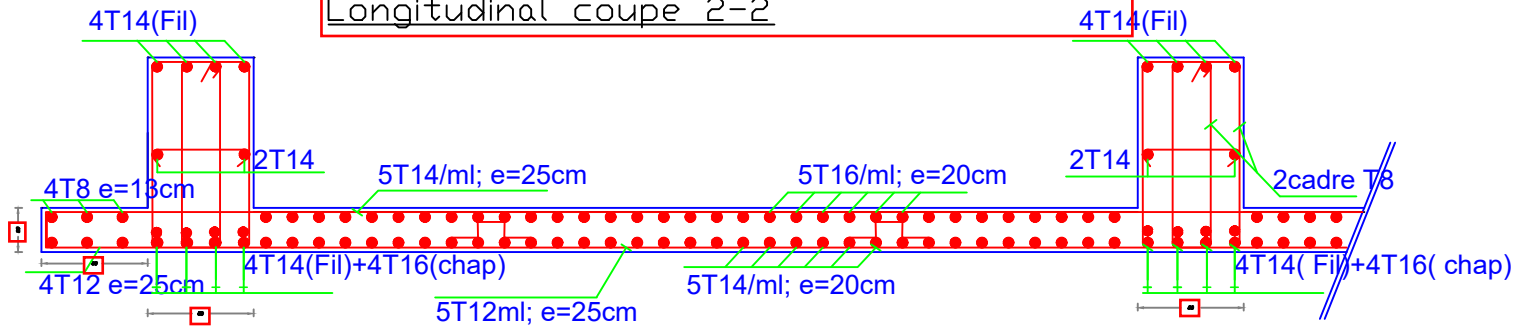


Coupe 3-3

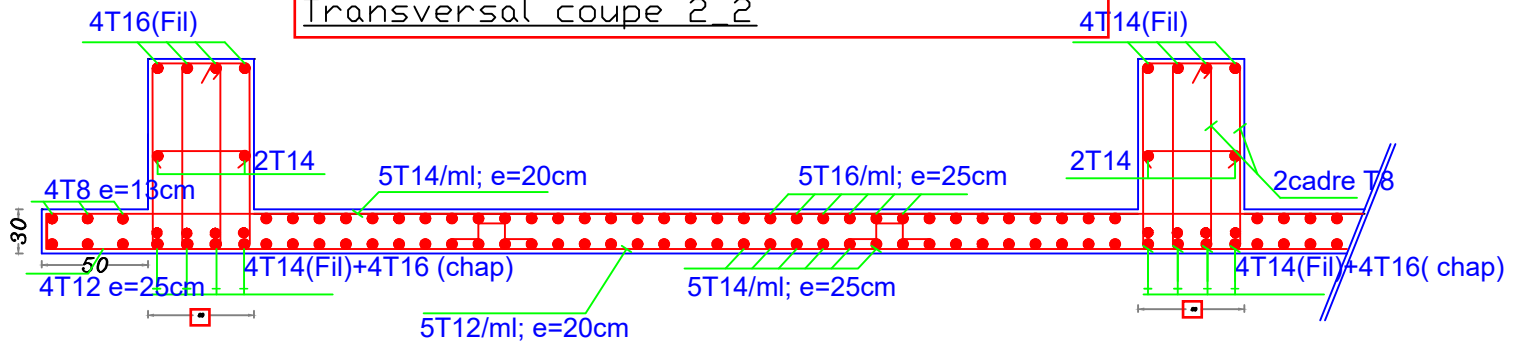
Coupe 4-4



Ferrailage du radier général dans sens Longitudinal coupe 2-2

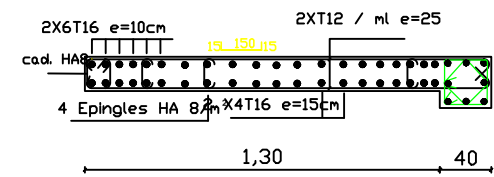


Ferrailage du radier général dans sens Transversal coupe 2\_2

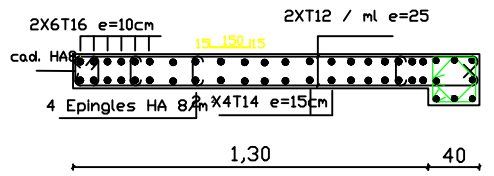




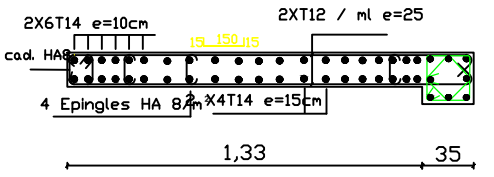
Coffrage ferrailage du voile typeVT2=1.50m.EP=20cm zonel



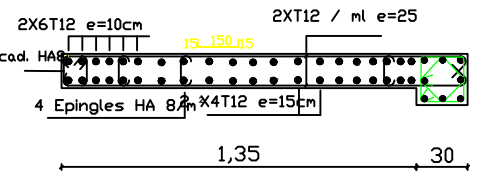
Coffrage ferrailage du voile typeVT2=1.50m.EP=20cm zonell



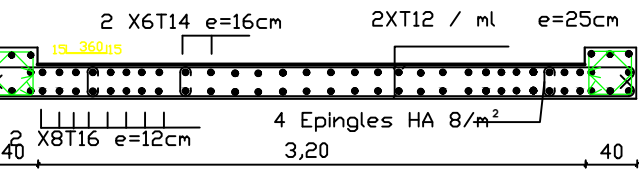
Coffrage ferrailage du voile typeVT2=1.50m.EP=20cm zonelll



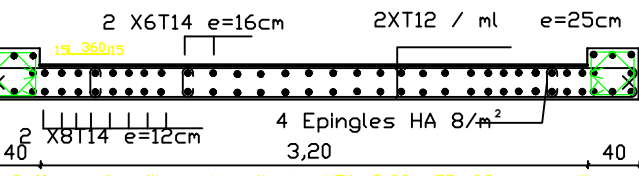
Coffrage ferrailage du voile typeVT2=1.50m.EP=20cm zonelV



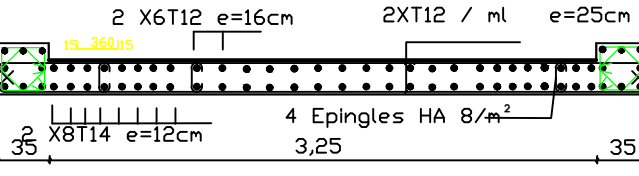
Coffrage ferrailage du voile typeVT1=3.60m.EP=20cm zonel



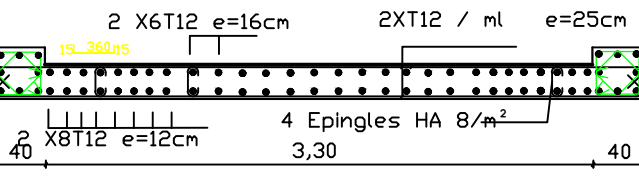
Coffrage ferrailage du voile typeVT1=3.60m.EP=20cm zonell



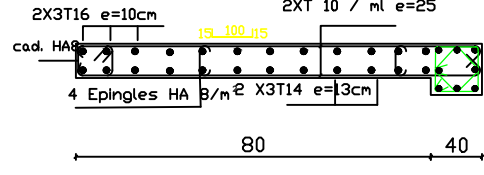
Coffrage ferrailage du voile typeVT1=3.60m.EP=20cm zonelll



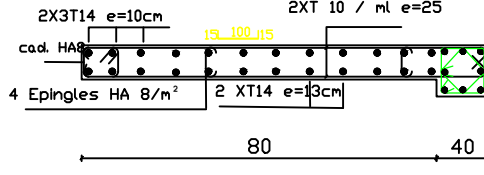
Coffrage ferrailage du voile typeVT1=3.60m.EP=20cm zonelV



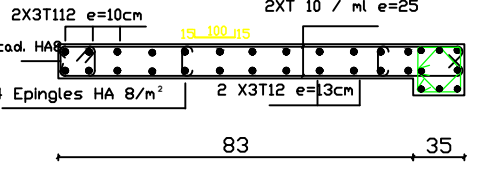
Coffrage ferrailage du voile typeVL1=1.00m.EP=20cm zonel



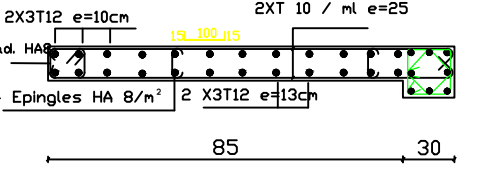
Coffrage ferrailage du voile typeVL1=1.00m.EP=20cm zonell



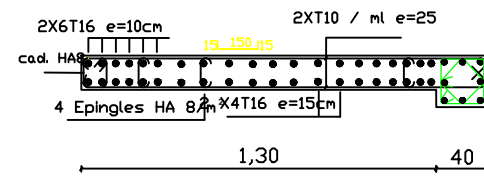
Coffrage ferrailage du voile typeVL1=1.00m.EP=20cm zonelll



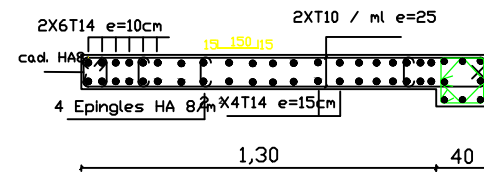
Coffrage ferrailage du voile typeVL1=1.00m.EP=20cm zonelV



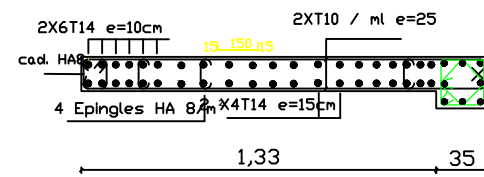
Coffrage ferrailage du voile typeVL2=1.50m.EP=20cm zonelV



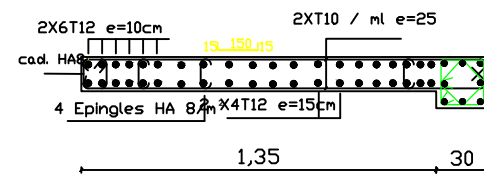
Coffrage ferrailage du voile typeVL2=1.50m.EP=20cm zonell



Coffrage ferrailage du voile typeVL2=1.50m.EP=20cm zonelll



Coffrage ferrailage du voile typeVL2=1.50m.EP=20cm zonelV



*Ferrailage Des Voiles*

Dirigé par:

Mme : MOBAREK

Présenté par:

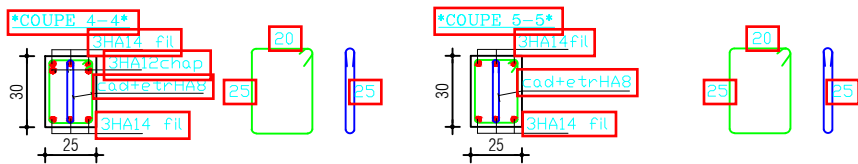
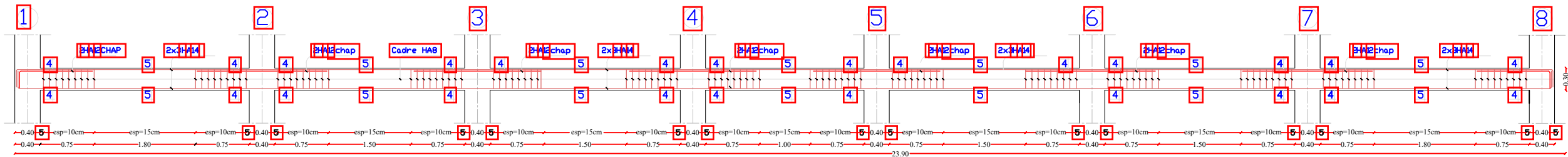
HAMDIDI ABDENOUR  
HAMRANI LYDIA

Plan: 03

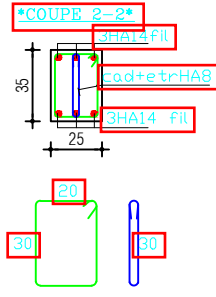
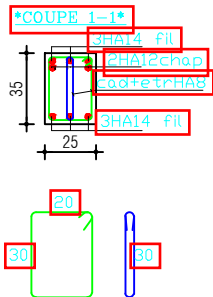
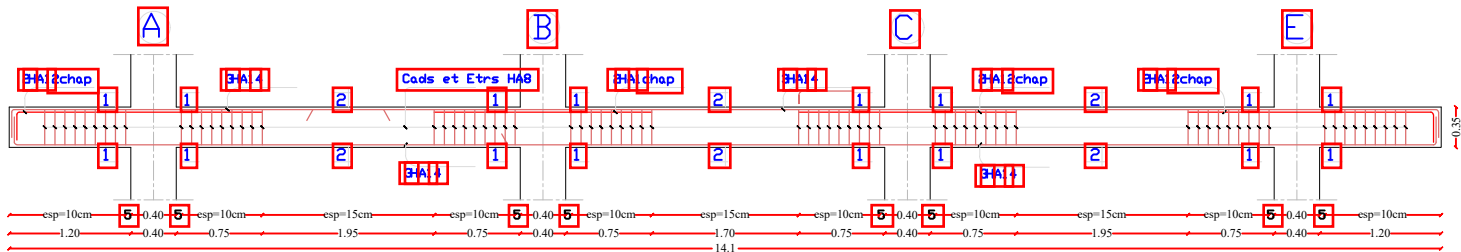
Echelle:

1/20e

FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES (25x30) file (E) Nliv +4.08



FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (25x35) file (3&6) Nliv +4.08



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU  
Faculté du Genie de la Construction  
Département de Génie Civil

Ferrailage des Poutres

Dirigé par:

Mme : MOBAREK

Présenté par:

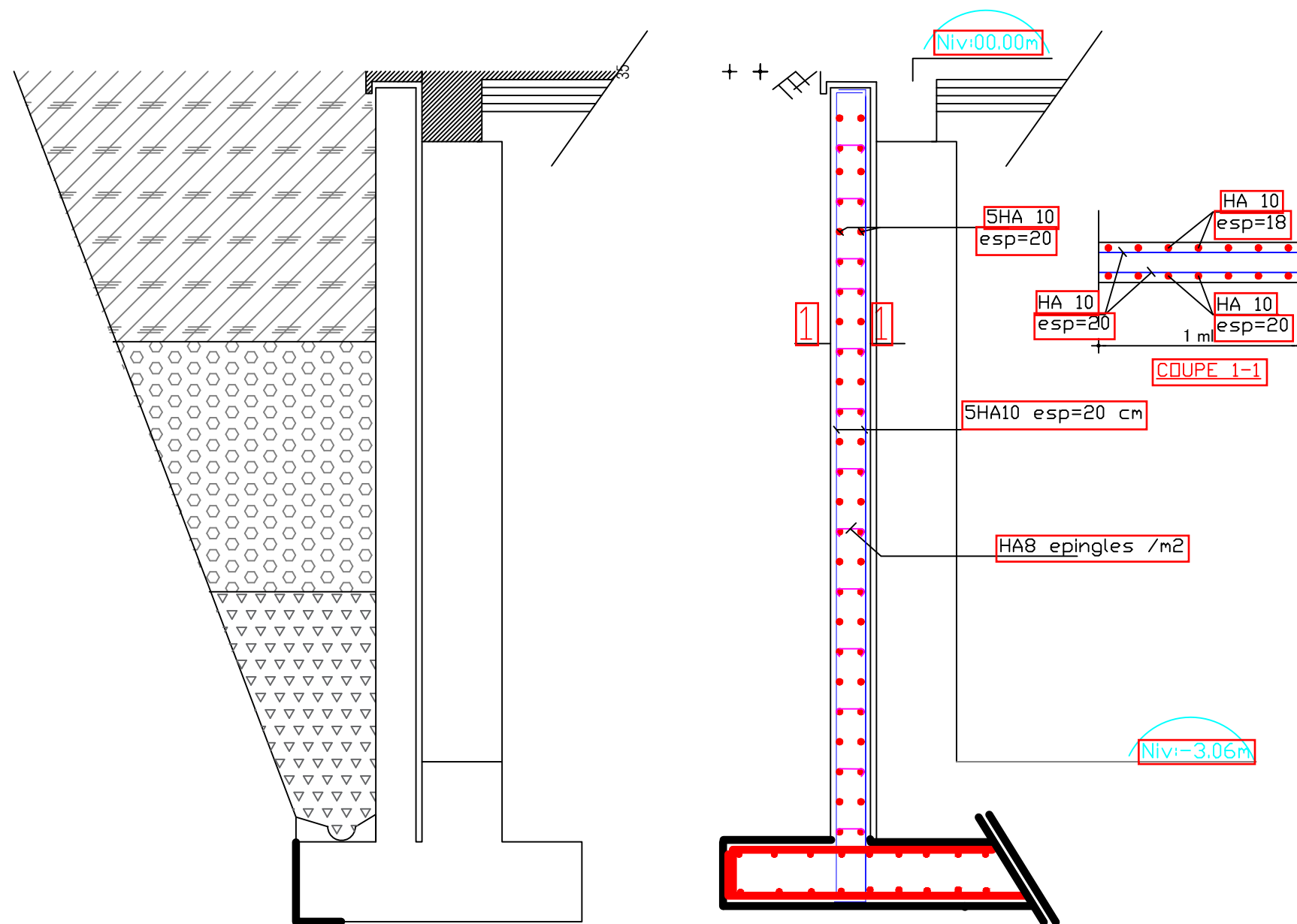
HAMDID ABDENOUR  
HAMRANI LYDIA

Plan:

Echelle:

1/200

2018/ 2019



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU  
 Faculté du Genie de la Construction  
 Département de Génie Civil

## Ferrailage du mur plaque

Dirigé par:

Mme : MOBAREK

Présenté par:

HAMRANI LYDIA  
 HAMDID ABDENOUR

Plan: 04

Echelle:

1/20e

2018/ 2019

