

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

*Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou*

*Faculté du génie de la construction*

*Département de génie civil*



# Mémoire de fin d'étude

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

*Option : Construction Civiles et Industrielles.*

## Thème

*Etude d'une Structure (R+8) à usage d'habitation et commercial  
contreventée par voile et portique, étudié par le logiciel ETABS*





Etudié par : M<sup>r</sup> : MORSLI Hocine  
M<sup>r</sup> : HOCINE Hocine

Dirigé par : M<sup>r</sup> : MANI .A

Année 2018 / 2019



## *Remerciements*

- ❖ *Avant tout nous remercier **ALLAH**, notre créature et créature de l'univers.*
  - ❖ *Nous tenons à remercier nos famille pour leurs soutient et leurs encouragement et aussi les personnes qui ont contribue au succès de notre projet de fin d'étude et qui nous ont aidée lors de la rédaction de ce mémoire.*
  - ❖ *Nous voudrons dans un premier temps remercier, notre promotrice **M<sup>r</sup> MANIAOMAR**, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué a alimenter nos réflexion.*
  - ❖ *Et bien sur, merci a tous l'équipe pédagogique de **UMMTO** et les intervenants professionnels responsables de notre formation pour avoir assuré la partie théorique de celle-ci.*
  - ❖ *Et pour finir, un dernier remerciement a toute la promotion 2018/2019, tout en leurs souhaitons un avenir plein de réussite.*
- 
- 

# Dédicaces

Je dédie ce travail à :

A mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin et qui ont tout fait pour que je réussisse, que Dieu vous bénisse et vous garde.

A ma très chère grand-mère.

A mes sœurs.

A toute ma famille.

A tous mes amis(es).

A mon binôme et chère ami H.hocine.

A toute la promotion 2018 /2019.

A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

**M. Hocine**

# Dédicaces

Je dédie ce travail à :

A mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin et qui ont tout fait pour que je réussisse, que Dieu vous bénisse et vous garde.

A mes frères .

A toute ma famille.

A tous mes amis(es)

A mon binôme et chère ami M. Hocine.

A toute la promotion 2018 /2019.

A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

**H.Hocine**

## LISTE DES FIGURES

<b>Fig I-1 : Diagramme « contrainte-déformation » du béton à l'ELU</b>	8
<b>Fig I-2 : Diagramme « contrainte-déformation » du béton à l'ELS</b>	8
<b>Fig I-3 : Diagramme « contrainte-déformation » de l'acier</b>	9
<b>Fig II-1 : Coupe d'un plancher en corps creux</b>	12
<b>Fig II-2 : Section d'une poutre</b>	13
<b>Fig II-3 : Les dimensions à respecter pour les poutres</b>	14
<b>Fig II-4 : Dimension de la poutre</b>	14
<b>Fig II-5 : Dimension de la poutre</b>	14
<b>Fig II-6 : Coupe de voile en plan</b>	15
<b>Fig II-7 : Coupe d'un voile en élévation</b>	15
<b>Fig II-8 : Plancher d'étage courant</b>	17
<b>Fig II-9 : Plancher terrasse</b>	18
<b>Fig II-10 : Dalle pleine</b>	18
<b>Fig II-11 : Les murs extérieurs et intérieurs</b>	19
<b>Fig II-12 : Schéma statique de l'acrotère</b>	20
<b>Fig II-13 : Surface d'influence du poteau (F4)</b>	21
<b>Fig III-1-1 : Coupe verticale de l'acrotère</b>	28
<b>Fig III-1-2 : Schéma statique</b>	29
<b>Fig III-1-3 : Schéma statique de la section de l'acrotère</b>	29
<b>Fig III-1-4 : Schéma statique des distances</b>	30
<b>Fig III-1-5 : Ferrailage de l'acrotère</b>	35
<b>Fig III-2-1 : Section en T</b>	36
<b>Fig III-2-2 : Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé 15x15</b>	37
<b>Fig III-2-3 : Diagramme des moments</b>	41
<b>Fig III-2-4 : Schéma statique</b>	42
<b>Fig III-2-5 : Schéma en T</b>	46
<b>Fig III-2-6 : Section en T</b>	56
<b>Fig III-2-7 : Ferrailage de la poutrelle</b>	57
<b>Fig III-3-1 : Coupe verticale de l'escalier</b>	58
<b>Fig III-3-1-1 : Diagramme des efforts à l'ELU</b>	61
<b>Fig III-3-1-2 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELU</b>	64

<b>Fig III-3-1-3 : Diagramme des efforts à l'ELS</b>	68
<b>Fig III-3-1-4 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELS</b>	71
<b>Fig III-3-2 : Ferrailage de l'escalier</b>	74
<b>Fig III-4-1 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU</b>	76
<b>Fig III-4-2 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELU</b>	76
<b>Fig III-4-3 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU</b>	81
<b>Fig III-4-4 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELS</b>	82
<b>Fig III-4-5 : Ferrailage de la poutre palière</b>	84
<b>Fig III-5-1 : Coupe verticale de la charge d'ascenseur</b>	85
<b>Fig III-5-2 : Schémas représentatifs de diffusion de la charge au niveau de feuillet moyen</b>	86
<b>Fig III-5-3 : Schéma du ferrailage de la salle machine</b>	98
<b>Fig III-6-1 : Schéma statique de la porte à faux</b>	99
<b>Fig III-6-2 : Ferrailage de la porte à faux</b>	105
<b>Fig III-7-1 : Schéma statique du balcon</b>	106
<b>Fig III-7-2 : Ferrailage du balcon</b>	111
<b>Fig IV-I-1 : Différents modèles de structures prédéfinies par ETABS et lignes de grilles par défaut</b>	112
<b>Fig IV-I-2 : Modélisation de la position des éléments</b>	115
<b>Fig IV-I-3 : Définition des propriétés mécanique des matériaux</b>	116
<b>Fig IV-I-4 : Introduction des propriétés des poutres et des poteaux</b>	117
<b>Fig IV-I-5 : Définition des voiles</b>	118
<b>Fig IV-I-6 : Spécifier les conditions au limite</b>	119
<b>Fig IV-I-7 : Définition de l'action sismique</b>	120
<b>Fig IV-I-8 : Définition du diaphragme</b>	121
<b>Fig IV-I-9 : Définition des charges</b>	121
<b>Fig IV-I-10 : Spectre de calcul</b>	122
<b>Fig IV-I-11 : Introduction du spectre de réponse</b>	122
<b>Fig IV-I-12 : Introduction de la charge sismique</b>	123
<b>Fig IV-I-13 : Spécifier le nombre de mode</b>	124
<b>Fig IV-I-14 : Visualisation des déplacements des différents modes</b>	125
<b>Fig IV-I-15 : Visualisation des réactions</b>	125
<b>Fig IV-I-16 : Extraction des efforts avec le choix de combinaisons</b>	126
<b>Fig IV-I-17 : Exportation des résultats vers l'Excel</b>	126

<b>Fig IV-II-1 : Limite des décrochements en élévation selon l'article 3.5 du RPA99/v 2003</b> .....	139
<b>Fig VI-1 : Ferrailage en travée d'une poutre principale</b> .....	179
<b>Fig VI-2 : Ferrailage aux appuis d'une poutre principale</b> .....	179
<b>Fig VI-3 : Ferrailage en travée d'une poutre secondaire</b> .....	180
<b>Fig VI-4 : Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire</b> .....	180
<b>Fig VIII-1 : Schéma de la disposition des poteaux et des voiles</b> .....	197
<b>Fig VIII-2 : Schéma d'une semelle</b> .....	198
<b>Fig VIII-3 : Répartition des efforts dans la semelle</b> .....	201
<b>Fig VIII-4 : Diagramme des contraintes</b> .....	207
<b>Fig VIII-5 : Entre axe du panneau le plus sollicité</b> .....	209
<b>Fig VIII-6 : Schéma statique du débord</b> .....	214
<b>Fig VIII-7 : Présentation des chargements simplifiés</b> .....	216
<b>Fig VIII-8 : Présentation des chargements simplifiés</b> .....	216
<b>Fig VIII-9 : Le chargement à l'ELU</b> .....	217
<b>Fig VIII-10 : Diagramme des moments fléchissant (ELU)</b> .....	217
<b>Fig VIII-11 : Diagramme des efforts tranchants (ELU)</b> .....	217
<b>Fig VIII-12 : Le chargement à (ELS)</b> .....	218
<b>Fig VIII-13 : Diagramme des moments fléchissant (ELS)</b> .....	218
<b>Fig VIII-14 : Diagramme des efforts tranchants (ELS)</b> .....	218
<b>Fig VIII-15 : Le chargement à (ELU)</b> .....	219
<b>Fig VIII-16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU</b> .....	219
<b>Fig VIII-17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU</b> .....	219
<b>Fig VIII-18 : Le chargement à l'ELS</b> .....	220
<b>Fig VIII-19 : Diagramme des moments fléchissant (ELS)</b> .....	220
<b>Fig VIII-20 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS</b> .....	220

## Liste des tableaux

<b>Tableau I-1) Caractéristiques des aciers</b>	9
<b>Tableau II-1) Vérification du RPA</b>	14
<b>Tableau II-2) Plancher d'étage courant</b>	17
<b>Tableau II-3) Plancher terrasse</b>	18
<b>Tableau II-4) Dalle pleine</b>	18
<b>Tableau II-5) Les murs extérieurs</b>	19
<b>Tableau II-6) Les murs intérieurs</b>	19
<b>Tableau II-7) Charges d'exploitations</b>	20
<b>Tableau II-8) Récapitulatif de la descente de charge sur le poteau (F4)</b>	24
<b>Tableau II-9) Récapitulatif des sections adoptées</b>	25
<b>Tableau III-3-1) Charge totale du palier</b>	60
<b>Tableau III-3-2) Charge totale du palier</b>	60
<b>Tableau III-3-3) Résumé des efforts internes à l'ELU</b>	63
<b>Tableau III-3-4) Résumé des efforts internes à l'ELS</b>	70
<b>Tableau IV-II-1) Tableau récapitulatif des périodes en fonction des modes</b>	129
<b>Tableau IV-II-2) Vérification de l'excentricité</b>	130
<b>Tableau IV-II-3) Vérification du pourcentage de participation de la masse modale</b>	131
<b>Tableau IV-II-4) Justification du système de contreventement</b>	136
<b>Tableau IV-II-5) Facteur de qualité</b>	140
<b>Tableau IV-II-6) Facteur de qualité</b>	140
<b>Tableau IV-II-7) Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et Wt</b>	141
<b>Tableau IV-II-8) Déplacement relatif des portiques par niveau suivant les deux sens</b>	143
<b>Tableau IV-II-9) Vérification de l'effet P-Delta</b>	147
<b>Tableau V-1) Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle</b>	149
<b>Tableau V-2) Ferrailage des poteaux</b>	156
<b>Tableau V-3) Quantité d'armature</b>	159
<b>Tableau V-4) Vérification de l'état limite de compression du béton à l'ELS</b>	163
<b>Tableau V-5) Vérification de non fragilité</b>	164
<b>Tableau VI-1) Section des armatures longitudinales</b>	168
<b>Tableau VI-2) Ferrailage des poutres principales</b>	172
<b>Tableau VI-3) Ferrailage des poutres secondaires</b>	172
<b>Tableau VI-4) Vérification des armatures longitudinales à l'ELU</b>	173
<b>Tableau VI-5) Vérification des armatures transversales à l'ELU</b>	173

<b>Tableau VI-6) Vérification au cisaillement</b>	174
<b>Tableau VI-7) Influence de l'effort tranchant sur le béton</b>	174
<b>Tableau VI-8) Condition de non fragilité du béton à la section minimale</b>	176
<b>Tableau VI-9) Moments à l'ELS</b>	177
<b>Tableau VI-10) Vérification des conditions à l'ELS</b>	178
<b>Tableau VII-1) Les efforts normaux</b>	182
<b>Tableau VII-2) Caractéristiques géométriques</b>	186
<b>Tableau VII-3) Ferrailage adopté</b>	187
<b>Tableau VII-4) Ferrailage des voiles (L=2m) VL1, VL3, VL4, VL6</b>	189
<b>Tableau VII-5) Ferrailage des voiles (L=1.5m) VL1, VL5</b>	190
<b>Tableau VII-6) Ferrailage des voiles (L=1.5m) VT1, VT2</b>	191
<b>Tableau VII-7) Ferrailage des voiles (L=4m) VT7, VT8</b>	192
<b>Tableau VII-8) Ferrailage des voiles (L=1m) VT3, VT4, VT5, VT6</b>	193
<b>Tableau VII-9) Ferrailage des voiles (L=2.6m) VTS1, VTS2</b>	194
<b>Tableau VII-10) Ferrailage des voiles (L=1.6m) VLS1</b>	195
<b>Tableau VIII-1) La surface des voiles transversaux</b>	199
<b>Tableau VIII-2) La surface des voiles longitudinaux</b>	199
<b>Tableau VIII-3) Résumé de calcul</b>	200
<b>Tableau VIII-4) Ferrailage des portées</b>	211
<b>Tableau VIII-5) Sollicitations maximales</b>	221
<b>Tableau VIII-6) Les résultats de calcul</b>	221

# SOMMAIRE

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I-1 : Introduction	1
I-2 : Présentation et description de l'ouvrage	1
I-3 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	1
I-4 : Eléments de l'ouvrage	Erreur ! Signet non défini.
I-5 : les caractéristiques mécaniques des matériaux	3
I-6 : Hypothèse de calcul	11

## Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

II-1 : Introduction	Erreur ! Signet non défini.
II-2 : Les planchers	Erreur ! Signet non défini.
II-3 : Pré dimensionnement des poutres	13
II-4 : Pré dimensionnement des voiles (RPA99/7.7.1)	15
II-5 : Détermination des charges et surcharges (DTR B.C 2.2)	16
II-7 : Pré dimensionnement des poteaux	20

## Chapitre III : Calcul des éléments

III. 1 : L'acrotère	28
III.1.1 : Calcul de l'acrotère	28
III.1.2 : Les sollicitations	28
III.1.3: Les combinaisons de charge	29
III.1.4 : Ferrailage de l'acrotère	29
III.2 : Les planchers	36
III.2.1 : Détermination des dimensions de la section en T	36
III-2-2 : Ferrailage de la dalle de compression	37
III.2. 3 : Calcul de la poutrelle à l'ELU	38
III.2.4 : Calcul de la poutrelle à l'ELS	49
III.3 : Calcul des escaliers	58
III.3.1 Pré-dimensionnement de l'escalier	59
III.3.2 : Détermination des charges et des surcharges	60
III.3.3 : Calcul des armatures à ELU	65
III.3.4 : LES Vérifications à l'ELU	66
III.3.5 : Calcul des efforts interne à l'ELS	68
III.3.6 : Vérifications à ELS	72
III.4 : Calcul de la poutre palière	75
III.4.1 : Pré dimensionnement	75

III.4.2 : Détermination des charges revenant à la poutre .....	76
III.4.3 : Calcul des efforts à l'ELU .....	76
III.4.4 : Calcul des armatures .....	78
III.4.5 : Vérifications à l'ELU .....	78
III.4.6 : Calcul à l'ELS .....	81
III.4.7 : Vérifications à l'ELS .....	83
III-5 calcul dalle pleine de la salle machine .....	85
III-5-1 : calcul de la salle machine .....	85
III-6 : Porte à faux.....	85
III-6.1 : Introduction .....	99
III-6.2 : Dimensionnement .....	99
III-6.3 : Détermination des charges et surcharges .....	99
III-6.4 : Calcul à l'ELU .....	99
III-6.5 : Calcul des armatures à ELU .....	100
III-6.6 : Vérification à l'ELU .....	100
III-6.7 : Vérification à l'ELS .....	102
III-7 : Etude du balcon .....	106
III-7-1 : Introduction .....	106
III-7-2 : pré dimensionnement .....	106
III-7-3 : Charges et surcharges .....	106
III-7-4 : Les combinaisons de charges .....	107
III-7-5 : Ferrailage .....	107

#### Chapitre IV : Modélisation et Vérification des Conditions RPA

IV.I Modélisation de la structure .....	112
IV.I.1 : Introduction .....	112
IV.I.2 : Description de l'ETABS .....	113
IV.I.3 : Manuel d'utilisation de l'ETABS .....	113
IV.I.4 : Etapes de modélisation .....	114
IV.II : Vérification des exigences du RPA .....	127
IV.II.1 : Choix de la méthode de calcul :( RPA99/mod2003/Art 4.1.1) .....	127
IV.II.2 : Méthode dynamique modale spectrale .....	127

#### Chapitre V : Ferrailage Des Poteaux

V-1 : Armatures longitudinales .....	149
V-2 : Armatures transversales .....	150
V-3 : Calcul du ferrailage .....	152
V-4 : Vérifications à l'ELS .....	161

## **Chapitre VI : Ferrailage Des Poutres**

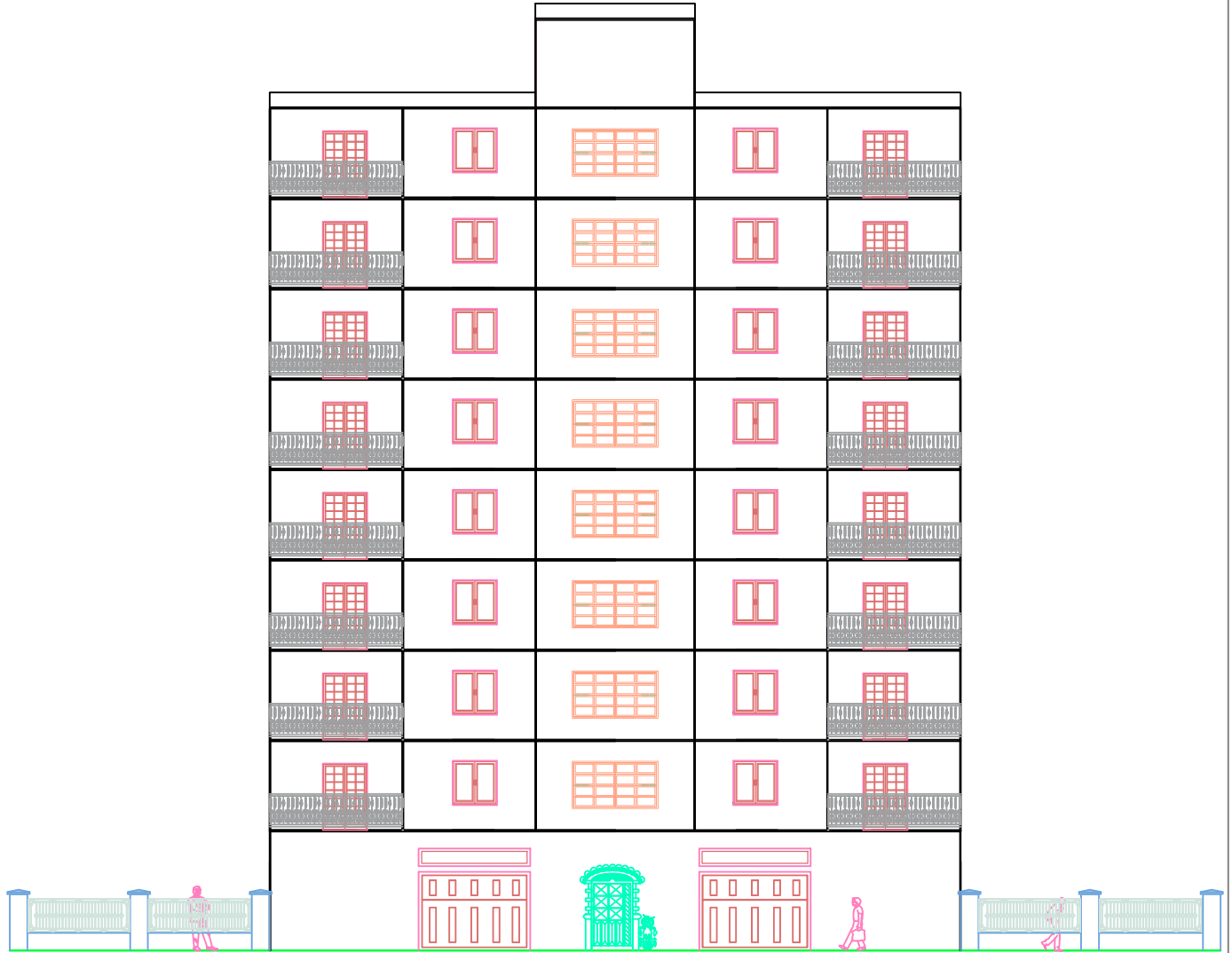
<b>VI-1 : Etapes de calcul des armatures</b>	<b>166</b>
<b>VI.2 : Ferrailage des poutres</b>	<b>171</b>
<b>VI.3 : Schéma de ferrailage des poutres</b>	<b>179</b>

## **Chapitre VII : ferrailages des voiles**

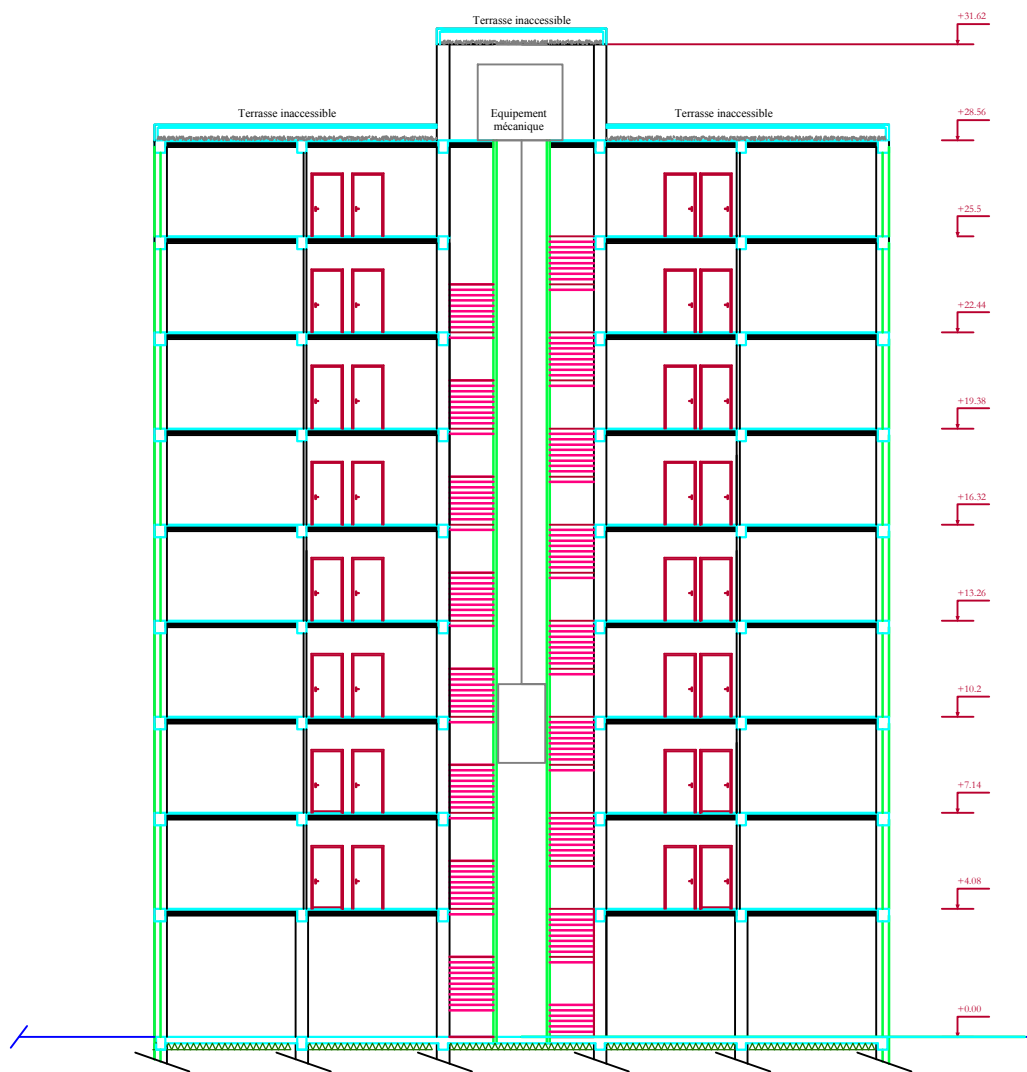
<b>VII-1 : Introduction</b>	<b>181</b>
<b>VII-2 : Exposé de la méthode de calcul</b>	<b>181</b>
<b>VI-3-3 : Les Vérifications</b>	<b>185</b>
<b>VII-3-4 : Exemple de calcul</b>	<b>186</b>
<b>VII-3-5 : ferrailages des voiles VII-3-5-ferrailages des voiles</b>	<b>189</b>

## **Chapitre VIII : ferrailage des fondations**

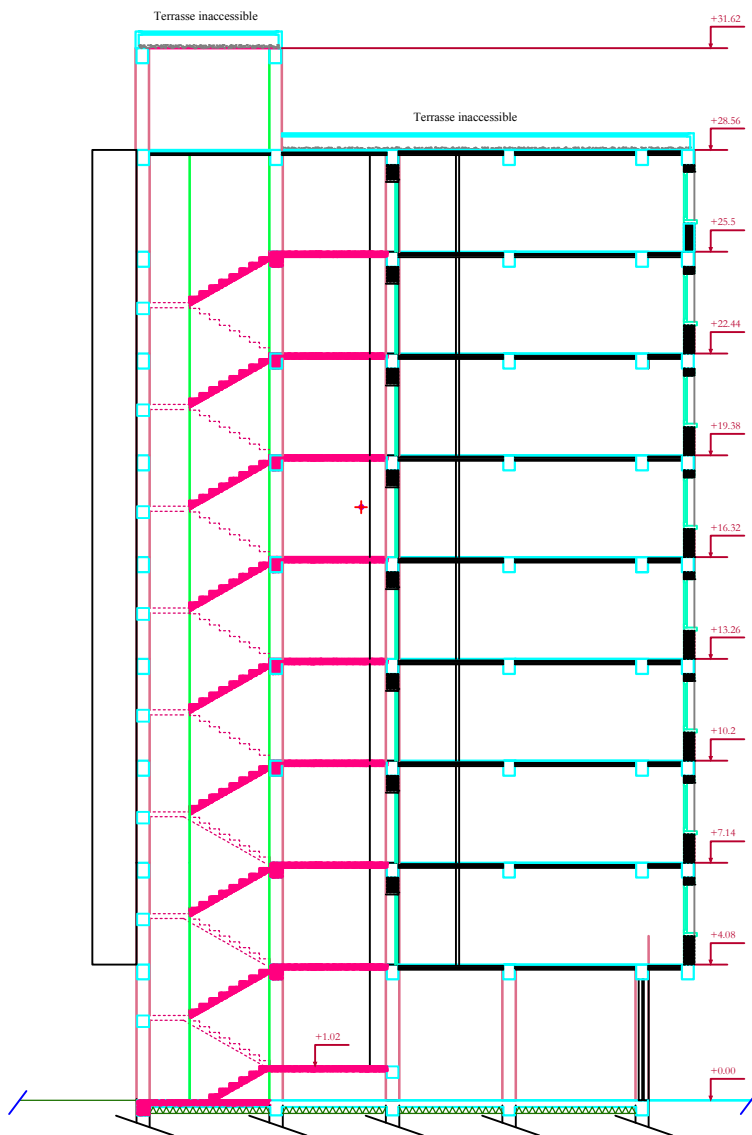
<b>VIII -1 : Etude du sol de fondation</b>	<b>196</b>
<b>VIII -2 : Semelles filantes</b>	<b>200</b>
<b>VIII .3 : Etude du radier</b>	<b>202</b>



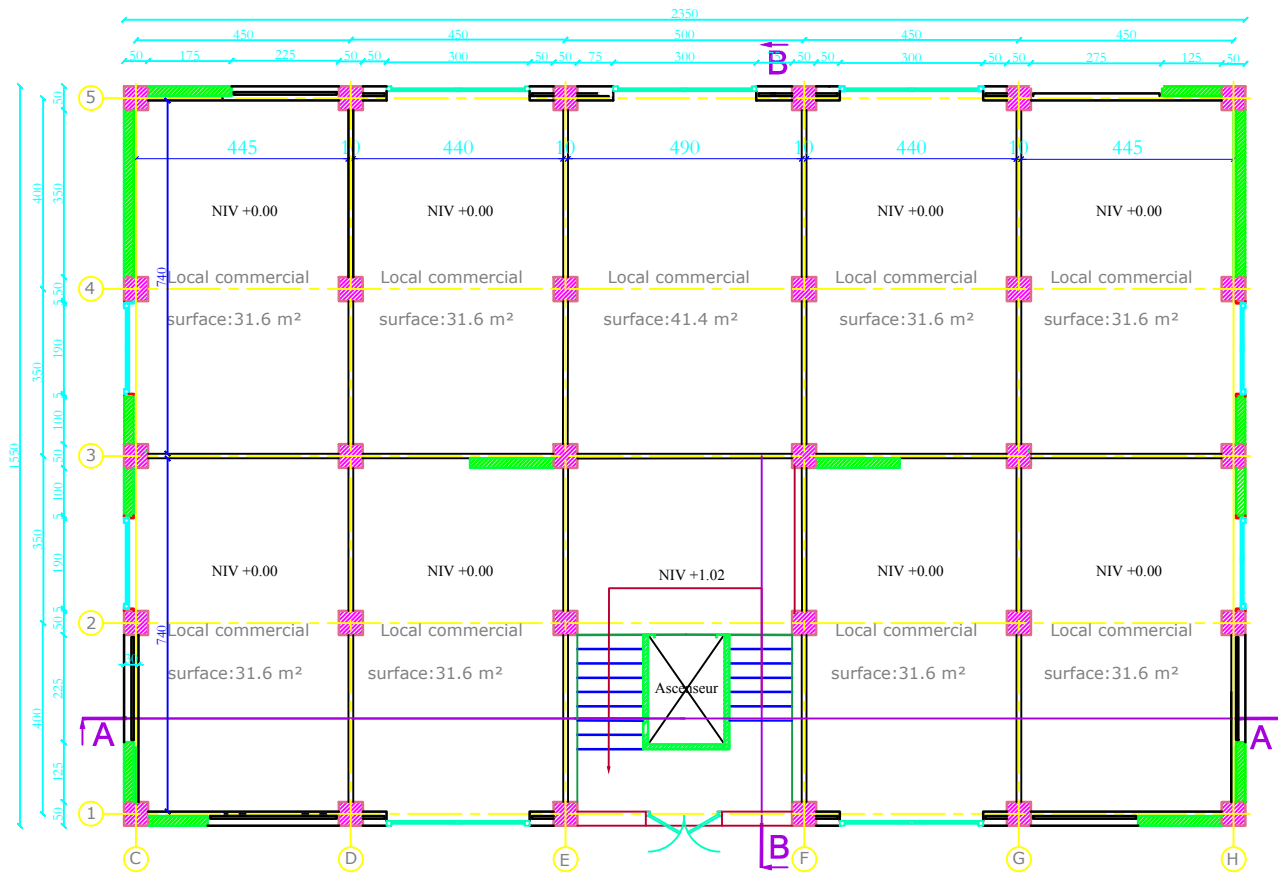
Façade principale



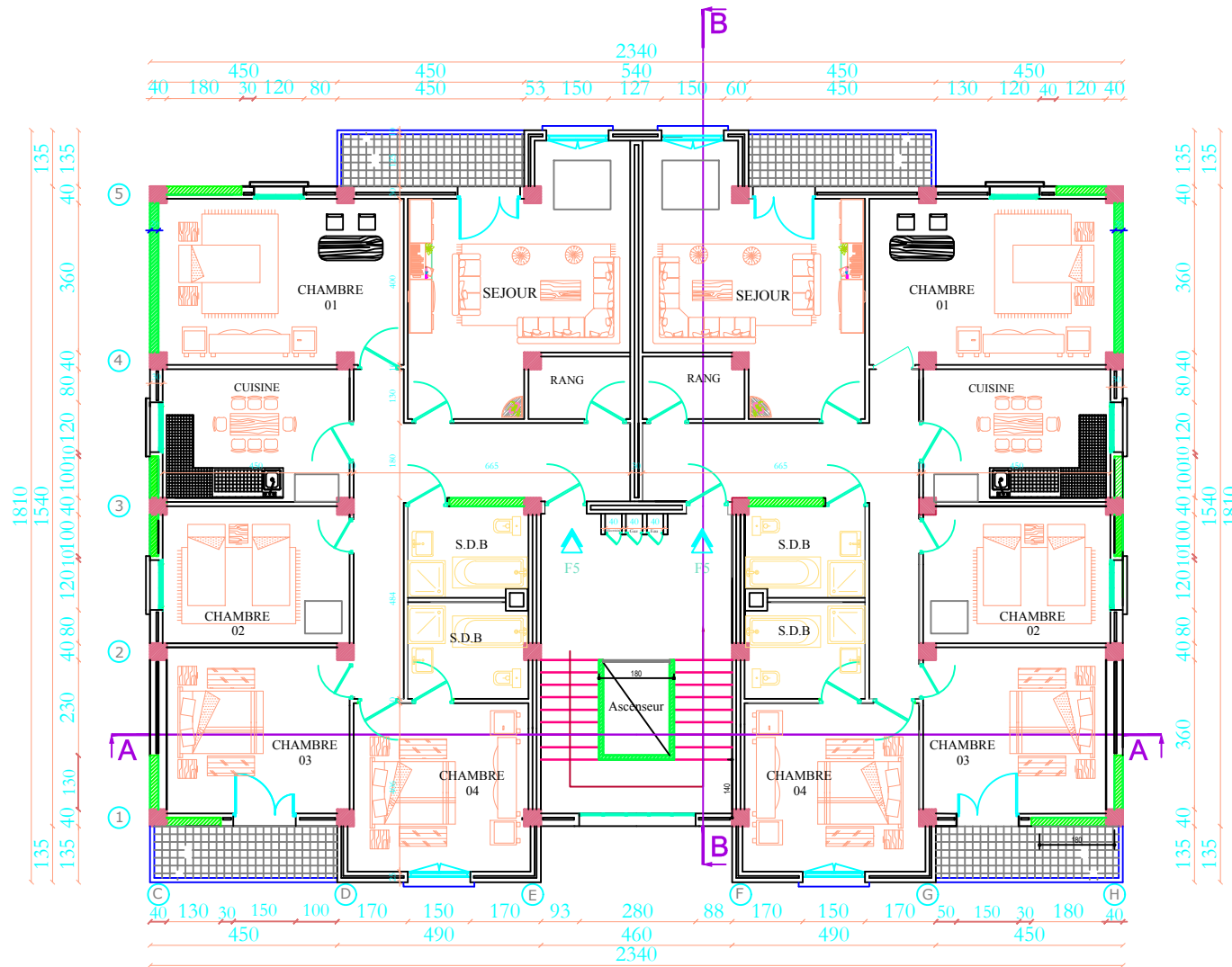
Coupe A-A



Coupe B-B



# Plan de rez-de-chaussée



**Plan de l'étage courant**

## **Introduction**

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

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la résistance de ses éléments structuraux et aussi la sécurité des usages pendant et après la réalisation.

Pour cela, nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99.

Les ingénieurs 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 calcul de diverses structures en un temps réduit.

D'ailleurs comme la méthode manuelle est lente on a préféré utiliser le logiciel ETABS pour la modélisation de notre structure.

Nous étudiants en fin de cycle, dans le but de mettre en pratique les connaissances acquises durant le cycle de formation en génie civil, nous avons choisi l'étude d'une structure R+8 à usage d'habitation et commercial à ossature mixte contreventée par voiles et portiques.

Nos calculs seront faits de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers avec moindre coût.

## I-Présentation de l'ouvrage

### I-1 Introduction

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

Dans ce premier chapitre on s'intéressera à la présentation globale de l'ouvrage par la citation des différentes caractéristiques géométriques ; les éléments qui le constituent ; les règlements utilisés et enfin les caractéristiques des matériaux employés.

### I-2) Présentation et description de l'ouvrage

Notre projet consiste à étudier une structure d'un bâtiment (R+8) a usage multiple (habitation et commercial). Le projet sera implanté à TIZI-OUZOU (daïra et wilaya de Tizi-Ouzou), une région classée, selon le RPA 99 modifié 2003 (règlement parasismique algérien), comme étant une zone de moyenne sismicité (Zone II-a), ayant une importance moyenne.

Notre structure est composée :

- d'un (1) RDC à usage commercial
- de huit (8) étages à usage d'habitation, chacun d'eux étant composé de deux 2 logements de type F5
- d'une (1) cage d'escalier
- d'une (1) cage d'ascenseur.

### I-3) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

✓ **Dimension en élévation :**

Hauteur du RDC-----4,08 m

Hauteur d'étage courant ----- 3.06 m

Hauteur totale -----28.56 m (acrotère non compris).

La hauteur de l'acrotère est de 60cm

✓ **Dimension en plan :**

Largeur totale -----18.10 m

Longueur totale ----- 23.40 m

## **I-4) Eléments de l'ouvrage**

### **I-4.1 Ossature**

Le bâtiment est en ossature mixte composée de :

- Poteaux et de poutres forment un système de portique dans les deux sens (transversal et longitudinal), destiné à reprendre essentiellement les charges et les surcharges.

- d'un ensemble de voiles en béton armé disposés dans les deux sens, constituant un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

### **I-4.2 Planchers**

Ce sont des aires planes infiniment rigides dans le plan horizontal limitant les différents étages, supportant et transmettant les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure. Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Le plancher terrasse sera inaccessible et comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente de 2% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

### **I-4.3 Balcon**

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher. Nos balcons sont en dalles pleines.

### **I-4.4 Les Escaliers**

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre.

Le bâtiment sera muni d'une cage d'escalier reliant les différents étages; Ces escaliers comporteront trois volées :

Le palier de départ,

Le palier de repos,

Le palier d'arrivée,

### **I-4.5 Ascenseur**

Ce bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles et coulée sur place.

### **I-4.6 Terrasse**

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

### **I-4.7 Acrotère**

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

### I-4.8 Maçonnerie

- Les façades seront réalisées en **double cloison** de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm, pour tous les étages.
- Les murs intérieurs seront réalisés en **simple cloison** de briques creuses de 10 cm d'épaisseur

### I-4.9 Revêtements

Les revêtements seront comme suit :

- Enduits en ciment de 1.5 cm d'épaisseur pour les murs extérieurs.
- Enduits en ciment de 1.5 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds pour les cuisines, les SDB, WC et les balcons.
- Enduits en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds des chambres, des séjours et les couloirs intérieurs.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les sanitaires et une partie de la cuisine.

### I-4.10 Coffrage

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

### I-4.11 Fondations

Situées à la base de la structure, les fondations assurent la transmission des charges et des surcharges au sol.

Le choix du type de fondation dépendra de la nature du sol d'implantation et de l'importance du bâtiment.

### I-4.12) Réglementation utilisée

L'étude de ce projet sera menée selon les règles suivantes :

- BAEL 91** (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- RPA 99 VERSION 2003** (règles parasismiques algériennes).
- CBA 93** (règles de conception et de calcul des structures en béton armé).
- DTR-BC-2.2** (document technique).

## I-5) les caractéristiques mécaniques des matériaux

L'objectif de cette partie est de présenter les principales caractéristiques des matériaux utilisés en béton armé, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99 version 2003).

### I-5-1) béton

Le béton est un mélange qualitatif et quantitatif constitué d'un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier), auquel on ajoute de l'eau dite *eau de gâchage*, un matériau de type fragile, qui a une résistance à la traction faible par rapport à celle de la compression.

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

#### A. Composition du béton

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

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.
3. une bonne tenue dans le temps.

#### B. Résistance du béton

##### B-1 Résistance du béton à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours. Cette résistance se mesure par des essais de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de section  $200\text{cm}^2$  de hauteur double de leur diamètre (éprouvette normalisée (16x32), elle est notée  $f_{c28}$ .

- |  |   |                             |
|--|---|-----------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>☞ A 7 J le béton atteint 50% de sa résistance.</li> <li>☞ A 14 J → 80%.</li> <li>☞ A 21 J → 90%.</li> <li>☞ A 28 J → 99%</li> </ul> | } | Avec les conditions idéales |
|--|---|-----------------------------|

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton d'âge  $\leq 28$  sa résistance est calculée comme suit :

$$\text{D'après le (BAEL91/Art2.1,2 2)} \cdot \begin{cases} f_{cj} = \frac{J}{4,76+0,83J} \times f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa} \\ f_{cj} = \frac{J}{1,40+0,95J} \times f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} > 40\text{MPa} \end{cases}$$

Pour notre étude on prendra  $f_{c28}=25 \text{ MPa}$ .

##### B- 2-Résistance du béton à la traction

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours ; noté  $f_{tj}$  ; est

donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28} \dots \dots \dots (\text{BAEL91/A.2.1 .12})$$

$$\underline{\text{AN: } f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{MPa}}$$

### C-Module de déformation longitudinale (module d'élasticité)

Ce module est connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinale », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

D'après le BAEL91 :

**\*Module d'élasticité instantané «  $E_{ij}$  » :**

Il est mesuré à partir de la courbe ( $\sigma - \varepsilon$ ) d'un test de courte durée (la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures), il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ (BAEL91/ modifié99, Art A-2.1, 21)}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa, } \Rightarrow E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa.}$$

**\*Module d'élasticité différé «  $E_{vj}$  »**

Il est mesuré à partir de la courbe ( $\sigma - \varepsilon$ ) d'un test de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (BAEL91/ modifié99, Art A-2.1, 22).}$$

$$\text{pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa, } \Rightarrow E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}$$

### D-Module de déformation transversale du béton

D'après la règle (BAEL91 modifié99/Art .A.2.1.3), le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

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

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

$\nu$  : Coefficient de poisson.

### E-Coefficient de poisson (BAEL91/Art2.1, 2 2)

Le coefficient de poisson du béton représente le rapport entre la déformation relative transversale ( $\Delta d/d$ ) d'une pièce et la déformation relative longitudinale ( $\Delta l/l$ ).

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

- **E.L.U :**  $\nu = 0,0$  calcul des sollicitations (béton fissuré).
- **E.L.S :**  $\nu = 0,2$  calcul des déformations (béton non fissuré).

## F-Les contraintes limites de calcul

Un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure à un élément ou un ensemble d'éléments n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu, on distingue deux catégories d'état limites :

### G-1-Contraintes à l'état limite ultime (E.L.U)

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants à ces états sont :

La rupture locale ou globale, ou bien la perte d'équilibre de forme.

-La contrainte correspond à l'état limite ultime s'écrit :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

Avec :  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \quad \text{cas des situations durables ou transitoires.} \\ \gamma_b = 1,15 \quad \text{cas des situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

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

$\theta$  : Coefficient d'application des actions considérées ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \quad \text{si la durée d'application des actions est supérieure à 24h (T > 24h).} \\ \theta = 0,9 \quad \text{si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h (1h < T < 24h).} \\ \theta = 0,85 \quad \text{si la durée d'application des actions est inférieure à 1h (T < 1h).} \end{array} \right.$$

Pour des situations durables :  $\gamma_b = 1,5$

	$\theta = 1$
$f_{bu}$	14,20

Pour des situations accidentelles :  $\gamma_b = 1,15$

	$\theta = 1$	$\theta = 0,9$	$\theta = 0,85$
$f_{bu}$	18,48	20,53	21,74

## H-2 -Contraintes à l'état limite de service (E.L.S)

L'état limite de service est un état de chargement au-delà du-quel 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 :  $\sigma_{bc}=0,6 f_{c28}$

$f_{c28} = 25$  MPa on trouve :  $\sigma_{bc}=15$  Mpa.

Pour la vérification il faut que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

## I-3-Contrainte limite de cisaillement (BAEL91/Art : A5.1, 21)

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$  ; Avec  $V_u$  : effort tranchant dans la section étudiée.

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\}$ , pour une fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\}$ , pour une fissuration préjudiciable ou très Préjudiciable.

## J-Diagramme contraintes-déformations de calcul du béton en compression

### 1)à l'état limite ultime(ELU)

Pour la vérification à l'état limite, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel non linéaire dit <<parabole-rectangle>> ou bien dans le but de simplification le diagramme rectangle.

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5 ‰.

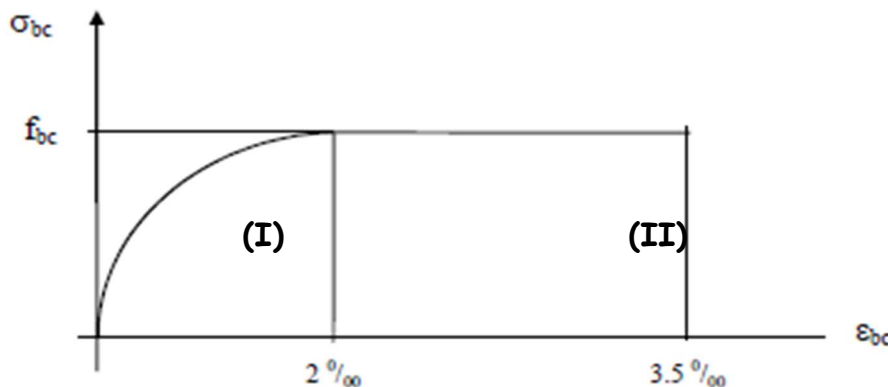


Fig. I.1 : Diagramme « contrainte- déformation » du béton (à L'ELU)

**(I):** Etat élastique.

**(II):** Etat plastique.

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

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

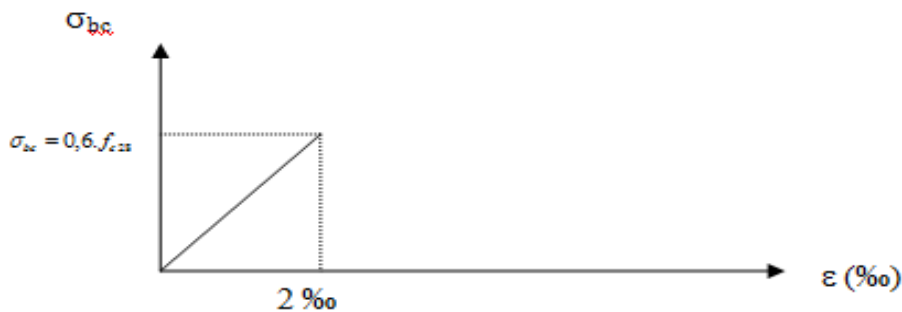
$\varepsilon_{bc}$  : déformation du béton en compression.

Pour  $\varepsilon_{bc} < 2\text{‰}$  la loi de Hooke est applicable :  $\sigma_{bc} = E_b \cdot \varepsilon_{bc}$

Avec  $E_b$  : Module de Young (Module d'élasticité).

## 2) à l'état limite de service (ELS)

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



*Fig. I.2* : Diagramme « contrainte – déformation » du béton (à l'ELS)

$\varepsilon_{bc}$  : Déformation relative de service du béton de compression.

$\text{Tag} \propto = E_b \Rightarrow$  Module d'élasticité.

## I-5.2) ACIERS

Fer combiné avec du carbone en faible pourcentage et acquérant par la trempe un degré plus ou moins grand de dureté. L'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression, la solution du problème de non résistance du béton à la traction est d'intégrer dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

**I-5.2-1) Limite d'élasticité**

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité ( $f_e$ ) cette valeur est donnée selon le BAEL91 dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nominalisation	Symbole	Limite d'élasticité $f_e$ en [MPa]	Résistance à la rupture en [MPa]	Allongement relatif à la rupture en [%]	Coef.de Fissuration	Coef.de scellement [ $\psi$ ]
Acier en barre	Haute Adhérence $f_e400$	H.A	400	400	14	1,6	1,5
Acier en treillis	Treillis soudé $TL.520 (\Phi < 6)$	T.S	520	550	8	1,3	1.5

*Tableau I-1): Caractéristiques des Aciers*

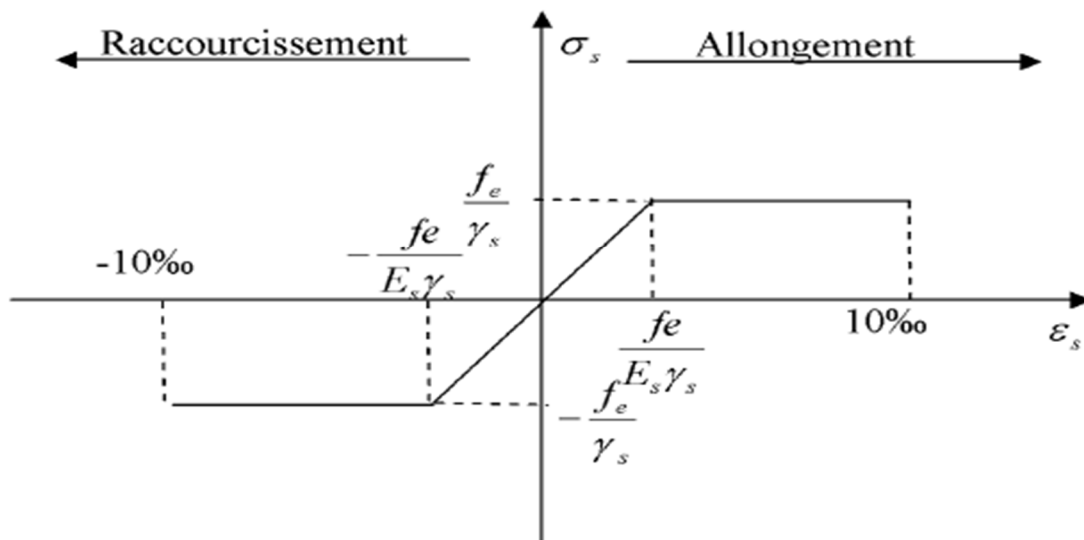
**I-5.2-2) Module d'élasticité longitudinal**

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

$$E_s = 200\,000 \text{ Mpa (du BAEL 91/art A.2.2-1).}$$

Sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

**I-5.2-3) État Limite Ultime (ELU)**



*Fig. I.3 : Diagramme (contraintes- déformation) de l'acier*

Avec :

$\sigma_s$  : Contrainte de l'Acier.

La contrainte limite de l'acier adoptée est la suivante :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \dots\dots\dots \text{Situation durable} \\ 1,00 & \dots\dots\dots \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

$E_s$  : Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal à :  **$E_s = 2.10^5 \text{ Mpa}$**

$\epsilon_s$  : Allongement relatif de l'acier :  $\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

#### I-5.2-4) État Limite de Service (ELS)

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues sous les sollicitations de service.

- Fissuration peu nuisible : la contrainte n'est soumise à aucune limitation (pas de vérification).
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min [2/3f_e, \max (240 \text{ MPa}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})]$ .
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min [1/2f_e, \max (200 \text{ MPa}, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})]$ .

Avec :  $\eta$  est le coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1 ; & \text{pour les ronds lisses et treillis soudés} \\ \eta = 1,6 ; & \text{pour les aciers à haute adhérence } \varnothing \geq 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1,3 ; & \text{pour les aciers à haute adhérence } \varnothing < 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

#### I-5.2-5) Protection des armatures

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

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

Les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

**I-6 ) Hypothèse de calcul**

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

**I-6.1) État limite ultime (ELU)**

- Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de BERNOUILLI).
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance, à cause de sa faible résistance en traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10 ‰

**I-6.2) État limite de service (ELS)**

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Conservation des sections planes.
- Par convention, le coefficient d'équivalence est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

## II. Pré-dimensionnement des éléments

### II-1) Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré-calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements **RPA99** (version 2003) et **BAEL91** (modifié 99). Dans ce présent chapitre on fera un pré dimensionnement et une descente de charges pour chaque type d'élément.

Ce calcul préliminaire concerne les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

### II-2) Les planchers :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux qui séparent deux étages consécutifs d'un bâtiment. Ils sont réalisés en corps creux (hourdis+ dalle de compression), qui reposent sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la plus petite portée.

#### Qui ont un rôle pour :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les éléments de contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

La hauteur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{BAEL 91, modifié 99 /Art. B.6.5.1})$$

Avec :  $h_t$  : Hauteur du plancher.

$L_{\max}$ : Portée libre maximale entre nus des appuis dans le sens des poutrelles.

$$L_{\max}=400-25=375\text{cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{375}{22,5} = 16.66\text{cm}$$

On prend :  $h_t = 20$  cm.

Donc on adopte un plancher de 20 cm d'épaisseur composé d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm.

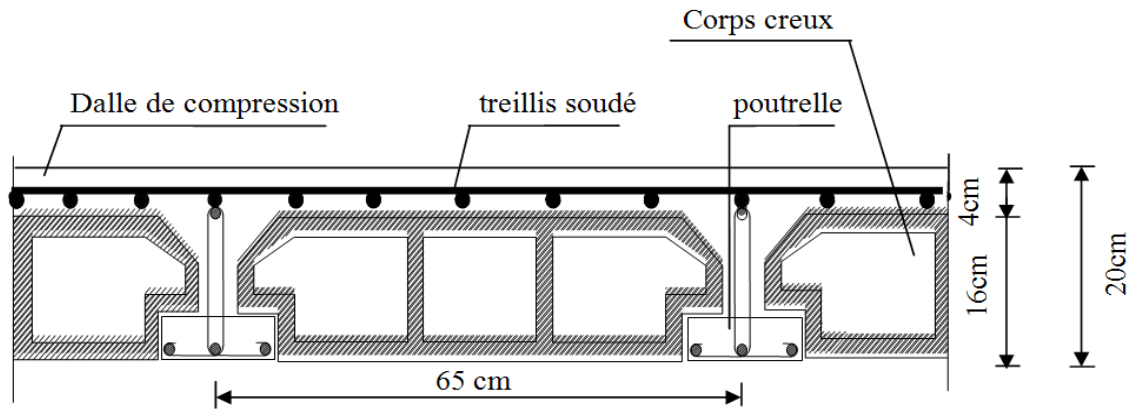


Fig. II-1 Coupe d'un plancher en corps creux

### II-3. Pré dimensionnement des poutres

La poutre est une pièce au support horizontal allongé en bois, en métal, ou en béton armé de section étudiée pour une résistance à la flexion. On distingue dans une construction : les poutres principales transversales et les poutres secondaires longitudinales pour un plancher à corps creux.

Leurs dimensions sont données par référence au BAEL91 comme suit

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

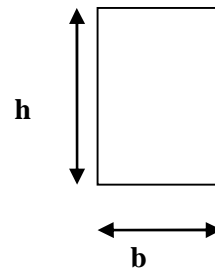


Fig. II-2) Section d'une poutre

Avec

h : la hauteur totale des poutres.

b: largeur de la poutre.

L : La portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré.

#### a) Poutres principales (sens longitudinal)

Elles supportent des poutres secondaires, des poutrelles et elles se reposent sur des éléments porteurs.

**Pour la hauteur h**

$$\frac{500 - 25}{15} \leq h \leq \frac{500 - 25}{10} \Rightarrow 31.66\text{cm} \leq h \leq 47.5\text{cm}$$

On prend : h = 40 cm.

**Pour la largeur b**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm.}$$

Pour des raisons de sécurité on prend : b = 30cm

**b) Poutres secondaires (sens transversal)**

Elles assurent le chaînage, elles sont parallèles aux poutrelles. Leur rôle est de transmettre les charges aux poutres principales.

**la hauteur h :**

$$\frac{400 - 25}{15} \leq h \leq \frac{400 - 25}{10} \Rightarrow 25 \text{ cm} \leq h \leq 37.5 \text{ cm}$$

On prend : h = 35 cm.

**la largeur b**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

Pour des raisons de sécurité on prend : b = 30cm

**II-3-1) Vérification au coffrage selon RPA99 mod 2003/ Art7.5.1(Zone de moyenne Sismicité II<sup>a</sup>)**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après (RPA99 version 2003/Art7.5.1)

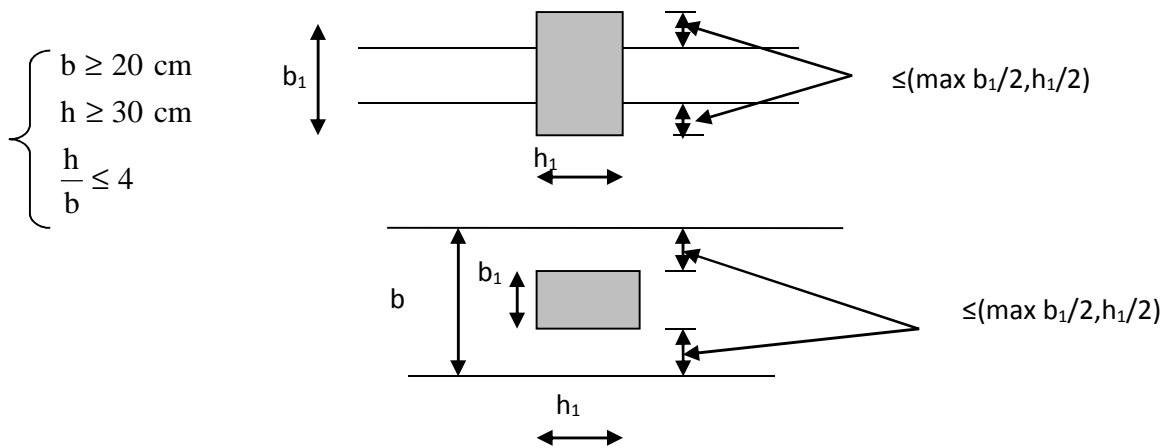
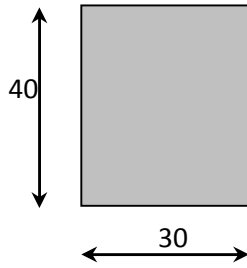


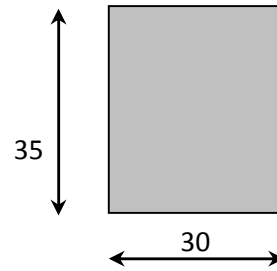
Figure II.3 : les dimensions à respecter pour les poutres

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	35 cm	OK
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30 cm	OK
$h/b \leq 4$	1,33	1,16	OK

Tableau II-1) Vérification du L’RPA



Figl.4: Dimensions de la poutre



Figl.5: Dimension de la poutre

**Conclusion**

Les conditions de RPA 99 version 2003 et de BAEL 91 sont vérifiées.

**II-4) Pré dimensionnement des voiles (RPA99/7.7.1)**

**II-4.1) Définition:**

Les voiles sont des éléments en béton armé coulés sur place, ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'action des charges horizontales et d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

**II-4.2) Pré dimensionnement:**

Selon le **RPA99 version 2003** Les voiles doivent avoir comme épaisseur minimale 15cm, cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure ci-dessous

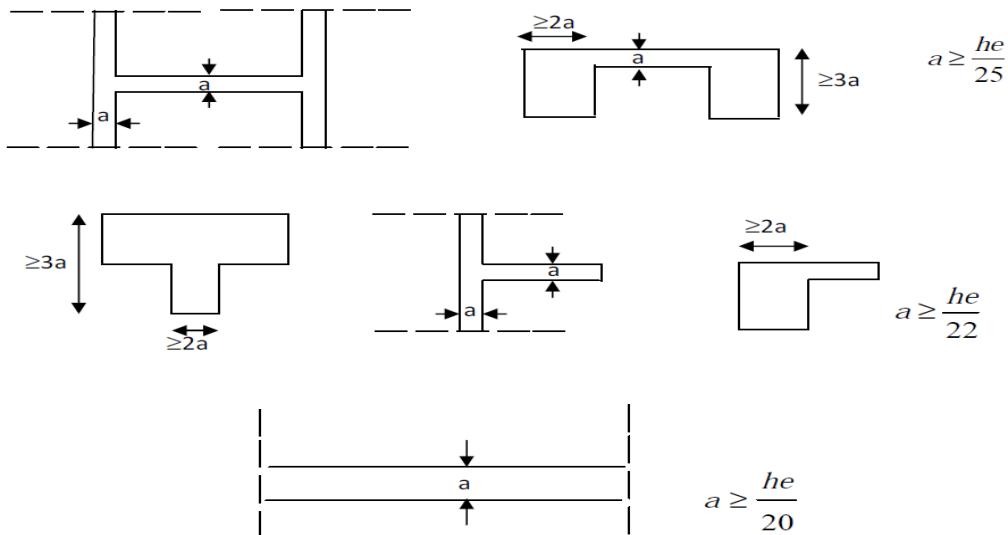


Figure II.6 : Coupe de voile en plan.

**On a donc :**

$$h_e = h - h_t$$

Tel que:  $h_t$  : épaisseur de la dalle.

$h_e$  : hauteur du voile.

$h$  : hauteur d'étage.

**Rez-de-chaussée :**  $h_e = 408 - 35 = 373 \text{ cm}$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{373}{20} = 18.65 \text{ cm} ;$$

On prend  **$a = 20 \text{ cm}$**

$$L \geq 4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

- **étage courant**

$$h_e = 306 - 35 = 271 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{271}{20} = 13.55 \text{ cm}$$

On prend  **$a = 20 \text{ cm}$**

$$L \geq 4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

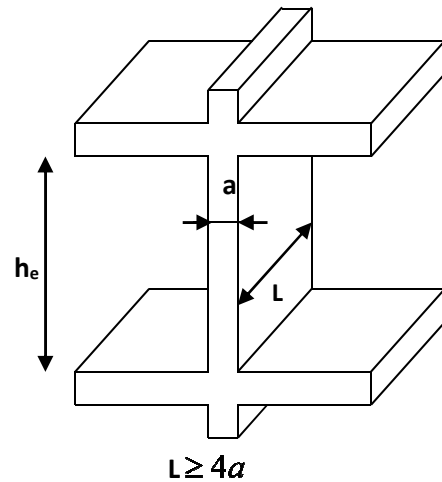


Figure II.7: Coupe d'un voile en élévation

## Conclusion

Dans notre projet la longueur la plus petite de voiles (entre âme) est de 1 m donc la condition  $L_{\min} \geq 4a$  est vérifié.

## Remarque

Seuls les voiles vérifiant la condition  $L \geq 4a$  participent au contreventement

## II-5) Détermination des charges et surcharges (DTR B.C 2.2)

### II-5.1) Charges permanentes

On a la charge  $G = \rho e$

$\rho$  : C'est le poids volumique

$e$  : L'épaisseur de l'élément

D'où le tableau suivant

Tableau II-2) Plancher d'étage courant

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	maçonnerie en briques creuse	0.10	9	0.9
2	revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
3	mortier de pose	0.02	22	0.44
4	couche de sable	0.02	18	0.36
5	plancher en corps creux	(16+4)	14	2.8
6	enduit en plâtre	0.02	10	0.2
<b>TOTAL</b>				<b>5.14</b>

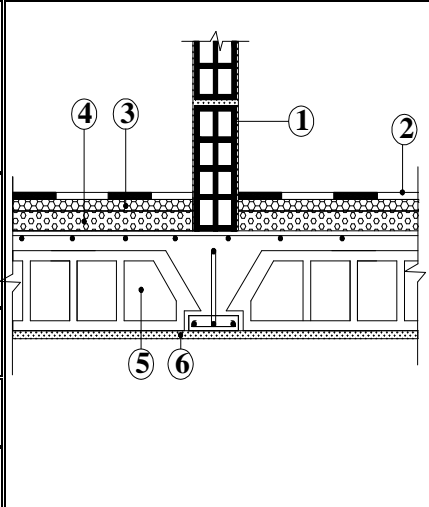


Fig II-8

Tableau II-3) Plancher terrasse

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	pois volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	mortier de pose	0.02	22	0.44
3	étanchéité de type multiple	0.02	6	0,12
4	béton en forme de pente	0.06	22	1.32
5	pare vapeur	1 feuille	/	0.01
6	Isolation thermique	0.04	4	0.16
7	Plancher corps creux (16+4)	(16+4)	14	2.8
8	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
<b>TOTAL</b>				<b>5.49</b>

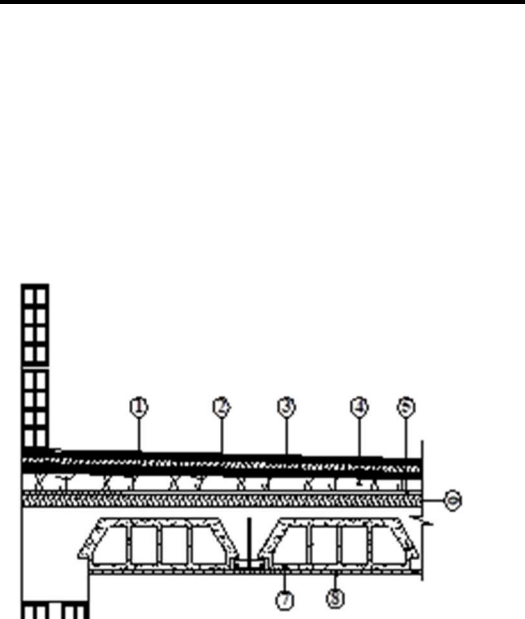


Fig II-9

Tableau II-4) dalle pleine

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1 Carrelage	0.02	22	0.44
2 Chape de mortier	0.02	22	0.44
3 Lit de sable	0.02	18	0.36
4 Dalle pleine en B A	0.15	25	3.75
5 Enduit en ciment	0.015	18	0.27
<b>TOTAL</b>			<b>5.26</b>

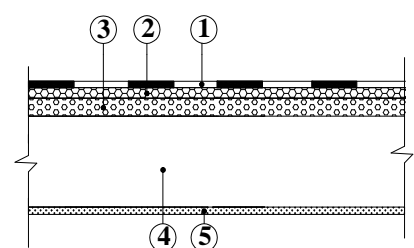


Fig II-10

Maçonnerie

Tableau II-5) Les murs extérieurs

sont en double cloisons de 25 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5 cm

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1 enduit de ciment	0.015	18	0.27
5 Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2 Maçonnerie en briques creuses	0.10	9	0,9
3 lame d'air	0.05	0	0
2 Maçonnerie en briques creuses	0.10	9	0,9
4 enduit de plâtre	0.02	10	0,2
5 Mortier de ciment	0.02	18	0.36
<b>TOTAL</b>			<b>2.99</b>

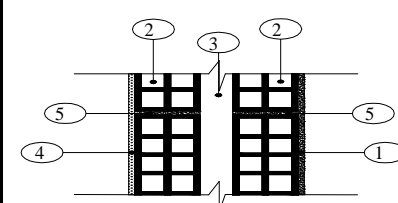


Fig II-11

Tableau II-6) Les murs intérieurs

Sont des murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur et un enduit plâtre des deux faces et le mortier de pose entre les briques.

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0,2
2	Briques creuses	0.1	9	0,9
1	Mortier de ciment	0.02	18	0,36
<b>TOTAL</b>				<b>1,3</b>

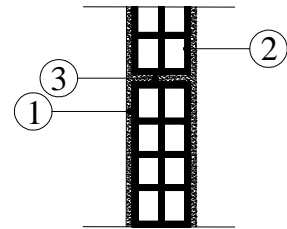


Fig II-11

**l'acrotère**

calcul du poids propre de l'acrotère :

$$G = S \times \rho$$

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

$$G = 1.713 \text{ KN/ml}$$

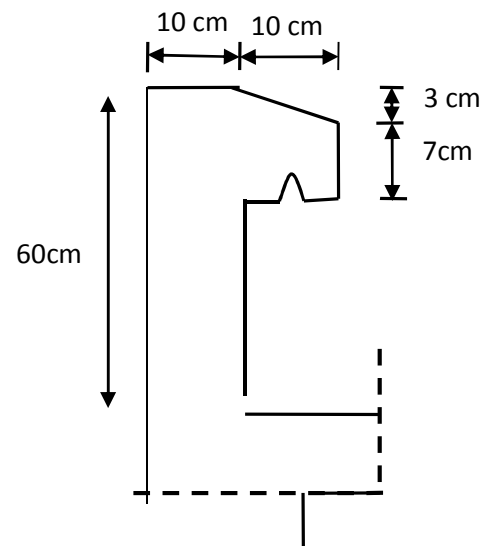


Fig II-12) schéma statique de l'acrotère

Tableau II-7) Charges d'exploitations

Eléments	Surcharges Q [KN/m <sup>2</sup> ]
Acrotère	1 KN/m <sup>2</sup>
Plancher d'étage courant	1.5 KN/m <sup>2</sup>
Escaliers	2.5 KN/m <sup>2</sup>
Balcon	3.5 KN/m <sup>2</sup>
Plancher à usage commercial	2.5 KN/m <sup>2</sup>
Plancher terrasse inaccessible	1 KN/m <sup>2</sup>
Portes à faux	1.5 KN/m <sup>2</sup>

### II-7) Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux seront pré dimensionnés à l' ELS en considérant un effort de compression axial  $N$ , qui sera repris uniquement par la section du béton.

La section du poteau à déterminée est celle du poteau le plus sollicité, qui est donnée par la

relation suivante :  $S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$

Avec :  $N$  : effort de compression revenant au poteau qui est considéré égal à  $(G+Q)$

$\sigma_{bc}$  : contrainte admissible du béton à la compression simple

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

#### Remarque

L'effort normal «  $N$  » sera déterminé à partir de la descente de charge.

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment.

Ainsi que, le RPA 99 (modifié en 2003) exige que les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire les conditions ci-dessous

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ en zone I et II} \\ \min (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ en zone III} \\ \min (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

$b_1$  : Le petit coté de la section.

$h_1$  : Le grand coté de la section.

$h_e$  : La hauteur d'étage.

### Localisation du poteau plus sollicité

En fonction de la surface d'influence de chaque poteau, on constate que le poteau (F2) est le plus sollicité vis-à-vis de la descente de charge.

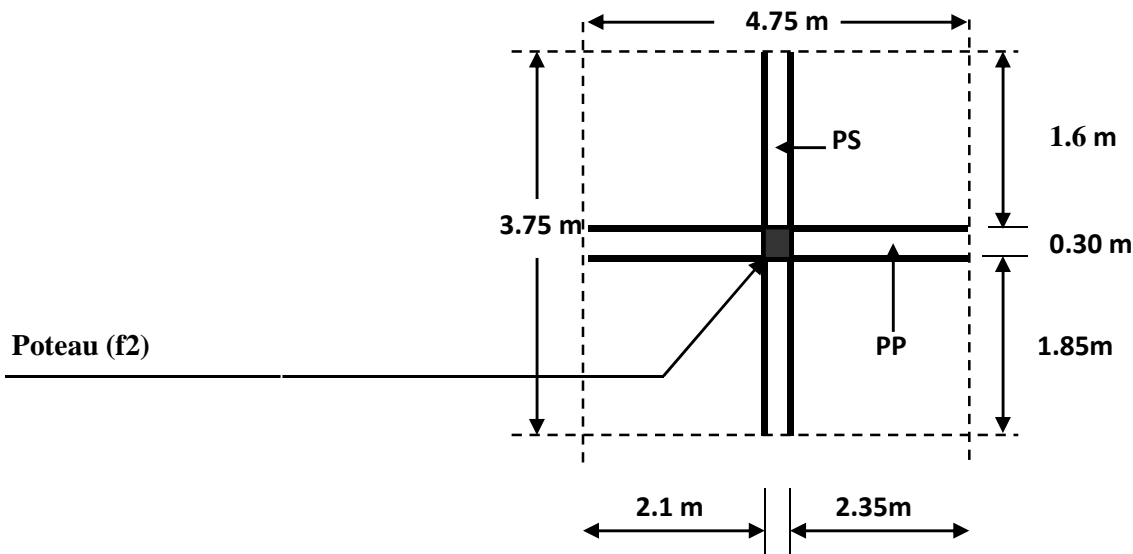


Fig. II.13: surface d'influence du poteau « F2 »

$S$  : La surface du plancher revenant au poteau F2.

$$S = (4,75 - 0,30) \times (3,75 - 0,30) = 15,35 \text{ m}^2$$

- Poids revenant à chaque plancher

Plancher terrasse :  $G_t = 15,35 \times 5,49 = 84,27 \text{ KN}$ .

Plancher étage courant :  $G_t = 15,35 \times 5,14 = 78,90 \text{ KN}$ .

- Poids revenant à chaque poutre

Poutre principales =  $(2,1 + 2,35) \times 0,3 \times 0,4 \times 25 = 13,35 \text{ KN}$ .

Poutre secondaire =  $(1,85 + 1,6) \times 0,3 \times 0,35 \times 25 = 9,05 \text{ KN}$ .

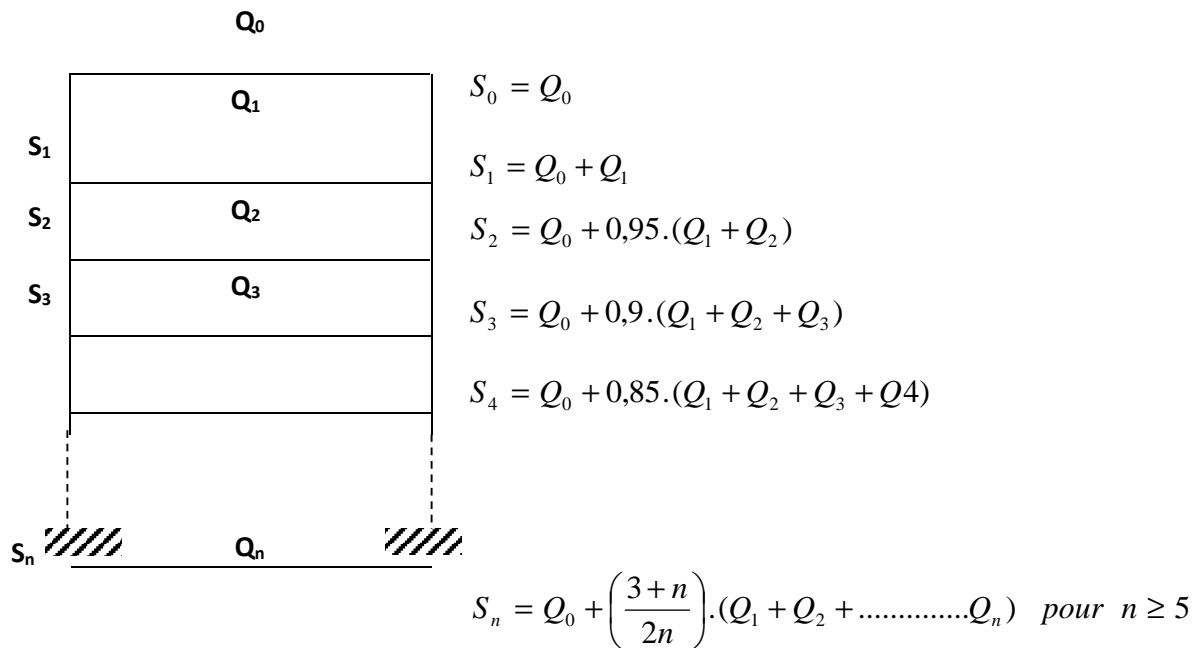
D'où le poids total des poutres est :

$$P_{\text{total}} = 13,35 + 9,05 = 22,4 \text{ KN}$$

### II.7-1 Dégressions de charges d'exploitation

Les règles du BAEL 91 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers peuvent être considérées comme indépendantes.

La loi de dégression est



- ✓ **Q0**: surcharge d’exploitation de la terrasse.
- ✓ **Qi** : surcharge d’exploitation de l’étage i.
- ✓ **N** : nombre de l’étage du haut vers le bas, pour  $n \geq 5$

Avec :

$Q_0 = 1.00 \times 15.35 = 15.35 \text{ KN}$

$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_7 = 1.5 \times 15.35 = 23.02 \text{ KN}$

Plancher RDC:  $Q_8 = 2.5 \times 15.35 = 38.37 \text{ KN}$

**Niveau 08** :  $Q_0 = 15.35 \text{ KN}$ .

**Niveau 07** :  $Q_1 = Q_0 + Q_1 = 38.37 \text{ KN}$ .

**Niveau 06** :  $Q_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 59.08 \text{ KN}$ .

**Niveau 05** :  $Q_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 77.50 \text{ KN}$

**Niveau 04** :  $Q_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 93.61 \text{ KN}$ .

**Niveau 03** :  $Q_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 107.43 \text{ KN}$

**Niveau 02** :  $Q_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 118.94 \text{ KN}$

**Niveau 01** :  $Q_7 = Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 129.75 \text{ KN}$ .

**Niveau RDC**:  $Q_8 = Q_0 + 0.68 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 151.01 \text{ KN}$ .

• **Poids des poteaux**

Pour le pré dimension des poteaux, on calcule leurs poids, après avoir fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

- ✓  $b = 30 \text{ cm}$
- ✓  $h = 30 \text{ cm}$

- Poids des poteaux de l'étage coutant

$$G=0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25$$

$$G=6.885 \text{ KN}$$

- Poids des poteaux du RDC

$$G=0.30 \times 0.30 \times 4.08 \times 25$$

NIV	charges permanentes KN					Charges d'exploitations (KN)		efforts normaux	Section en cm <sup>2</sup>	
	G plancher	G poutre	G poteau	G total	G cum	Q plancher	Q cum	N=Gc+Qc	$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$	Section adopté en cm <sup>2</sup>
<b>08</b>	84.27	22.4	0	106.67	<b>106.67</b>	15.35	<b>15.35</b>	122.02	81.34	(30x30)
<b>07</b>	78.90	22.4	6.885	108.18	<b>214.85</b>	23.02	<b>38.37</b>	253.22	168.81	(30x30)
<b>06</b>	78.90	22.4	6.885	108.18	<b>323.03</b>	23.02	<b>61.39</b>	384.42	256.28	(30x30)
<b>05</b>	78.90	22.4	6.885	108.18	<b>431.21</b>	23.02	<b>84.41</b>	515.62	343.74	(35x35)
<b>04</b>	78.90	22.4	6.885	108.18	<b>539.39</b>	23.02	<b>107.43</b>	646.82	431.21	(35x35)
<b>03</b>	78.90	22.4	6.885	108.18	<b>647.57</b>	23.02	<b>130.45</b>	778.02	518.68	(35x35)
<b>02</b>	78.90	22.4	6.885	108.18	<b>755.75</b>	23.02	<b>153.47</b>	909.22	606.14	(40x40)
<b>01</b>	78.90	22.4	6.885	108.18	<b>863.93</b>	23.02	<b>176.49</b>	1040.42	693.61	(40x40)
<b>RDC</b>	78.90	22.4	9.18	110.48	<b>974.41</b>	38.37	<b>214.86</b>	1189.27	792.84	(40x40)

$$G=9.18 \text{ KN}$$

Tableau II-8: récapitulatif de la descente de charge sur le poteau(F2)

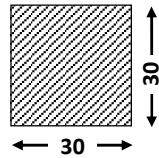
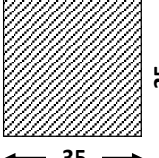
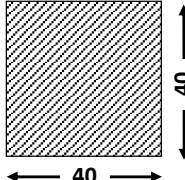
Etages	Section transversale	Géométrie de la section
6,7,8	900 cm <sup>2</sup> .	
3,4,5	1225 cm <sup>2</sup> .	
RDC, 1, 2	1600 cm <sup>2</sup> .	

Tableau II-9: récapitulatif des sections adoptées

**Remarque**

Le tableau ci-dessus résume les sections adoptées pour les poteaux sur les différents niveaux.

Le choix des sections des poteaux s'effectue en tenant compte :

- des valeurs trouvées dans le tableau II-8.
- pour des raisons pratiques et une bonne répartition des armatures.
- afin d'avoir des sections qui résistent à d'éventuelles efforts dynamiques.

**II-7-2 Vérifications**

- **Les conditions relatives au RPA 99 modifié 2003 (Art 7.4.1)**

Pour la zone sismique IIa, il faut vérifier les conditions suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

- **Pour (40x40) cm<sup>2</sup> (RDC,1,2) :**
- Min (40cm ,40cm) = 40 cm  $\geq$  25 cm.....CV
  - Min (40cm , 40cm) = 40 cm  $\geq$  306/20 = 15.30 cm .....CV
  - Min (40cm , 40cm) = 40 cm  $\geq$  408/20 = 20.40 cm .....CV
  - $1/4 = 0,25 \leq 40/40 = 1 \leq 4$ .....CV
- **Pour (35x35) cm<sup>2</sup> (étage courant 3,4,5) :**
- Min (35cm ,35cm) =35 cm  $\geq$  25 cm.....CV
  - Min (35cm, 35cm ) = 35 cm  $\geq$  306/20= 15.30cm.....CV
  - $1/4 \leq 35/35 = 1 \leq 4$ .....CV
- **Pour (30x30) cm<sup>2</sup> (étage 6,7,8):**
- Min (30cm ,30cm) =30 cm  $\geq$  25 cm.....CV
  - Min (30cm, 30cm ) = 30 cm  $\geq$  306/20= 15.30cm.....CV
  - $1/4 \leq 30/30 = 1 \leq 4$ .....CV

### Conclusion

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont  
Convenables aux exigences du **RPA99 version 2003**.

### II-7-3) Vérification au flambement

Lorsqu'un élément élancé (**poteau**) est soumis 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).
- ✓ La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

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

$\lambda$  : Elancement du poteau.

$l_f$  : Longueur de flambement ( $l_f = 0,7 l_0$ ).

$i$  : Rayon de giration  $i = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}}$

$I_{\min}$  : Moment d'inertie du poteau :  $I_{\min} = hb^3 / 12$

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

$l_0$  : Longueur d'un poteau entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7l_0}{h} \Rightarrow \lambda = 0,7\sqrt{12} \frac{l_0}{h}$$

$$\lambda = 2.42 \frac{L_0}{b}$$

- **Poteau (30x30) cm<sup>2</sup> (étage 6,7,8):**..... $\lambda = 2.42 \times 3.06 / 0.30 = 24.68 < 50$
- **Poteau (35x35) cm<sup>2</sup> (étage courant 3,4,5):**..... $\lambda = 2.42 \times 3.06 / 0.35 = 21.16 < 50$
- **Poteau (40x40) cm<sup>2</sup> (étage 1,2):**..... $\lambda = 2.42 \times 3.06 / 0.40 = 18.51 < 50$
- **Poteau (40x40) cm<sup>2</sup> (RDC):**..... $\lambda = 2.42 \times 4.08 / 0.40 = 24.68 < 50$

### Conclusion

La condition étant vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

### III. 1) L'acrotère

#### Introduction

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être étudiés isolément sous l'effet des seules charges qu'ils leurs reviennent. Le calcul se fera conformément aux règles (BAEL 91).

#### III.1.1) Calcul de l'acrotère

L'acrotère sera assimilée à une console encadrée au niveau de la poutre du plancher terrasse, soumise à l'effort « N » dû à son poids propre et à une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « Mr » dans la section de l'encastrement.

Le calcul se fait à la flexion composée, en considérant une bande de 1m de largeur

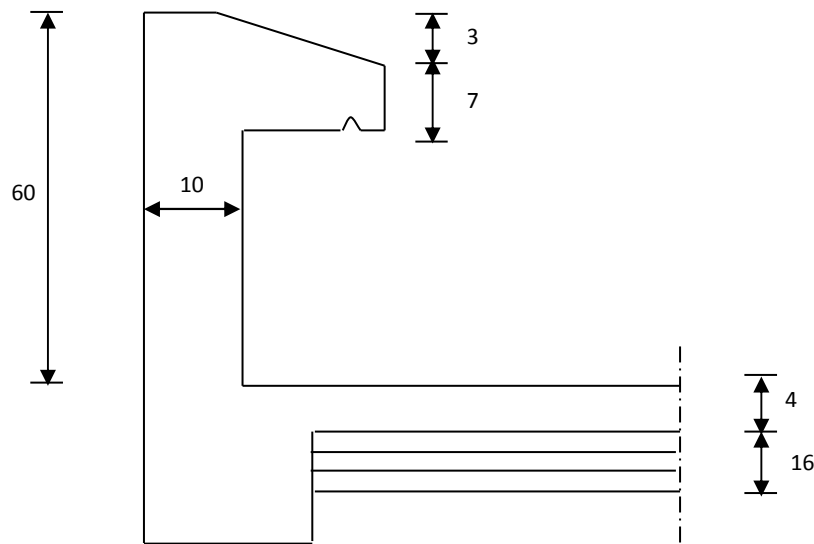


Fig.III.1.1 Coupe verticale de l'acrotère

#### III.1.2) Les sollicitations

- Poids propre de l'acrotère :  $G = \rho \cdot S \cdot 1\text{ml}$

Avec :  $\rho$  : masse volumique du béton.

$S$  : section longitudinale de l'acrotère.

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

$$\mathbf{G = 1.713 \text{ KN/ml}}$$

- Surcharge d'exploitation :  $\mathbf{Q = 1.00 \text{ KN/ml}}$
- Effort normale du au poids propre :  $\mathbf{N = G \times 1 = 1.713 \text{KN}}$

- Effort de tranchant :  $T=Q \times l = 1.00 \text{ KN/ml}$
- Moment de fléchissant max du à la surcharge :  $M=T \times H = Q \times 1 \text{ml} \times H = 0.60 \text{ KN.m}$

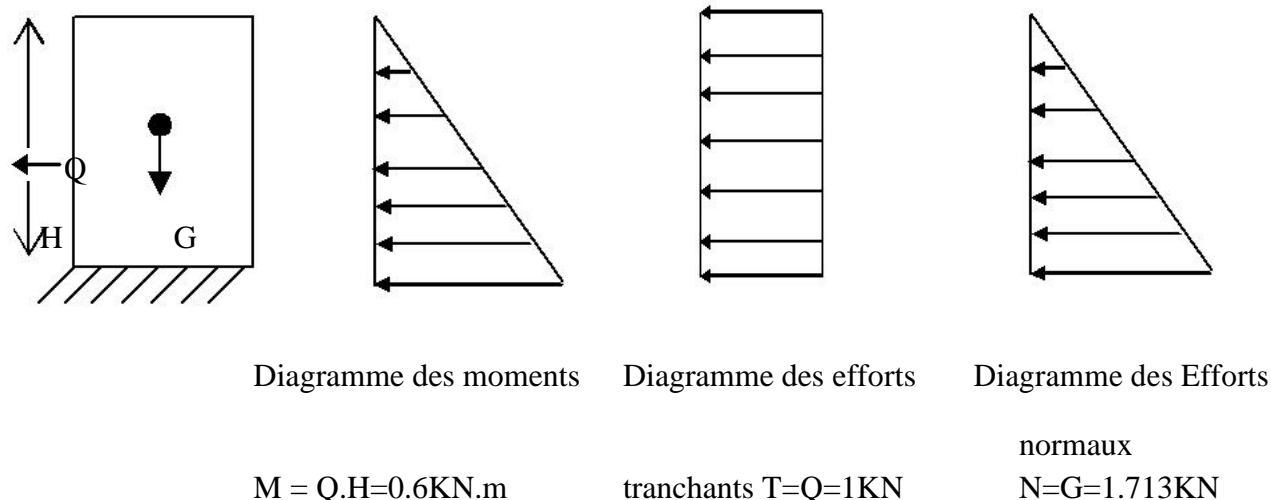


Fig. : III.1.2 diagramme des (M.N.T)

### III.1.3) Les combinaisons de charge

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

- Effort normal N:  $N_u = 1.35 N = 1.35 \times 1.713 = 2.31 \text{ KN}$
- Moment fléchissant :  $M_u = 1.5 M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN m}$
- Effort tranchant T :  $T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

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

- Effort normal:  $N_s = N = 1.713 \text{ KN}$
- Moment de renversement:  $M_s = M = 0.6 \text{ KN m}$
- Effort tranchant T :  $T_s = T = 1 \text{ KN}$

### III.1.4) Ferrailage de l'acrotère

Il consiste a l'étude d'une section rectangulaire soumise a la flexion calcul se fera à L'ELU puis vérifié à L'ELS.

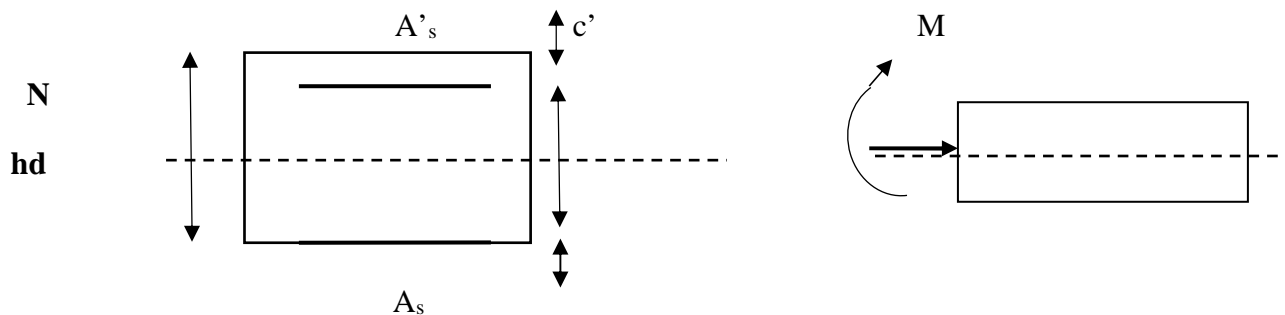


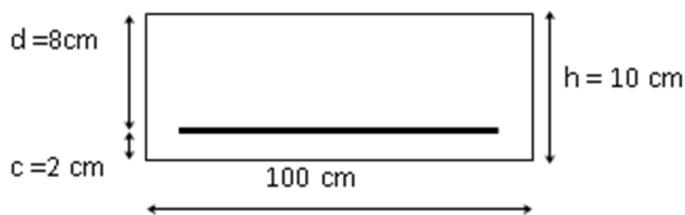
Fig.III.1.3. Schéma statique de la section de l'acrotère.

**Remarque**

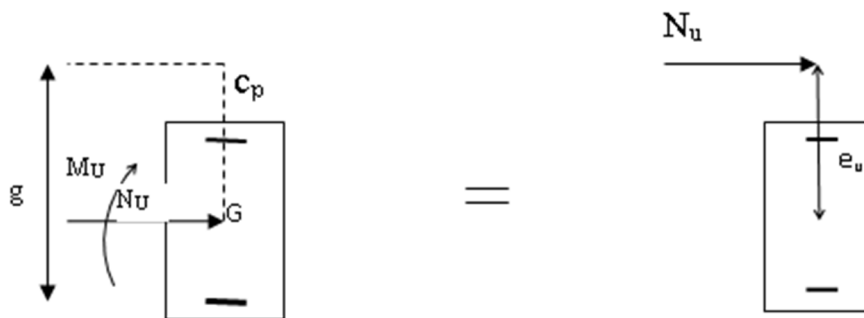
Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression « N » et un moment de flexion « M ».

On conclut que la section du béton est sollicitée en flexion composée.

Pour déterminer les armatures on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour se faire on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif «  $M_f$  » afin de déterminer les armatures fictives «  $A_f$  » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A »

**III.1.4.1) Calcul à L'ELU****Calcul de l'excentricité**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.39m > \frac{h}{2} - c = 0.03m \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$



**Fig. III.1.4. Schéma statique des distances**

Le centre de pression « Cp » se trouve en dehors de zone délimitée par les armatures, nous avons donc une SPC (section partiellement comprimée).

Le calcul d'armature se fait en deux étapes :

### 1) La section des armatures fictives (en flexion simple)

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

$$M_f = 0.9 + 2.31 \left( \frac{0.10}{2} - 0.02 \right) = 0.97 \text{ KN.m}$$

$$\tau_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.97 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.010$$

$$\mu = 0.010 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.010 \Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.97 \times 10^3}{0.995 \times 8 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

### 2) La section des armatures réelles (en flexion composée)

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = 0.35 - \frac{2.31 \times 10}{348} = 0.28 \text{ cm}^2$$

## III.4.2) Vérifications

- *Armature principale*

- a. *Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL91/Art A-4.2.1)*

$$A \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d} \right] \quad \text{avec} \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.713} = 35 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \frac{100 \times 8 \times 2.1}{400} \left[ \frac{35 - 0.445 \times 8}{35 - 0.185 \times 8} \right] = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.28 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2$$

La condition étant non vérifiée, on adoptera la section minimale d'armatures  $A_{min}$ .

$$A = A_{min} = 0.90 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{adopté} = 4 \text{ HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{adopté}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 4 \text{ HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t = 15 \text{ cm}$$

### b. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91/Art A.5.2.1)

La fissuration est préjudiciable, donc  $\tau = \tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad V_u = 1.5 \times Q \quad \text{avec } V_u : \text{effort tranchant}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{10^2 \times 80} = 0.18 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement  $\Rightarrow$  les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### c. Vérification de l'adhérence: (BAEL 99/art A.6.1.3)

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

$$\Psi_s = 1.5 \quad (\text{Acier de haute adhérence})$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 8 \times 10.04} = 0.207 \text{ MPa.}$$

$\sum u_i$ : somme des périmètres des barres.  $\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.04 \text{ cm}$ .

$$\tau_{se} = 0.207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### d. Espacement des barres [BAEL 91 MODIFIÉ 99/ Art. A.8.2.4,2]

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

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

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

❖ **Ferrailage adopté :**

Armatures principales : **4HA8/ml = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec : **St = 25 cm.**

Armatures de répartition: **4 HA8/ml = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec : **St = 15cm.**

**e. Ancrages des barres verticales**

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi e}{4\bar{v}_s} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 3.15} = 253.9 \text{ mm} \quad \text{soit } L_s = 30 \text{ cm}$$

**III.1.4.2) vérification à L'ELS**

La contrainte dans l'acier :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

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

**a) Vérification des contraintes dans l'acier (BAEL 91/Art A-5.3.2)**

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \quad \text{Avec: } \eta = 1.6 \text{ fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \{ 267 ; 201.6 \} \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 x d x A_{st}}$$

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 x A_{st}}{b x d} = \frac{100 x 2.01}{100 x 8} = 0.251$$

$$\rho_1 = 0.251 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 x = 0.920 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 47.69$$

D'où

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.92 \times 80 \times 201} = 40.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 40.56 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**b) Vérification de contraintes dans le béton (BAEL 91/Art A-4.5.2)**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0.85 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**III .1.5) Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99/Art 6.2.3)**

Pour que l'acrotère résiste à la force horizontale  $F_p$ , elle doit être conçue de telle façon que cette force soit inférieure ou égale à la surcharge  $Q$  donnée. [RPA99 version 2003/ Art.6.2, 3].

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

$A$  : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4,1) [RPA99 version 2003]

Dans notre cas, il est pris égale à **0,15** (zone IIa, groupe 2).

$C_p$  : facteur de force horizontale tiré de tableau (6,1) [RPA99 version 2003], Il est pris égal à **0,8**

$W_p$  : poids de l'acrotère, égal à **1,713 KN/ml**

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,713 = 0,822 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN/ml} \longrightarrow \text{condition vérifié.}$$

**Conclusion**

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculée avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

L'acrotère sera ferrailé comme suite :

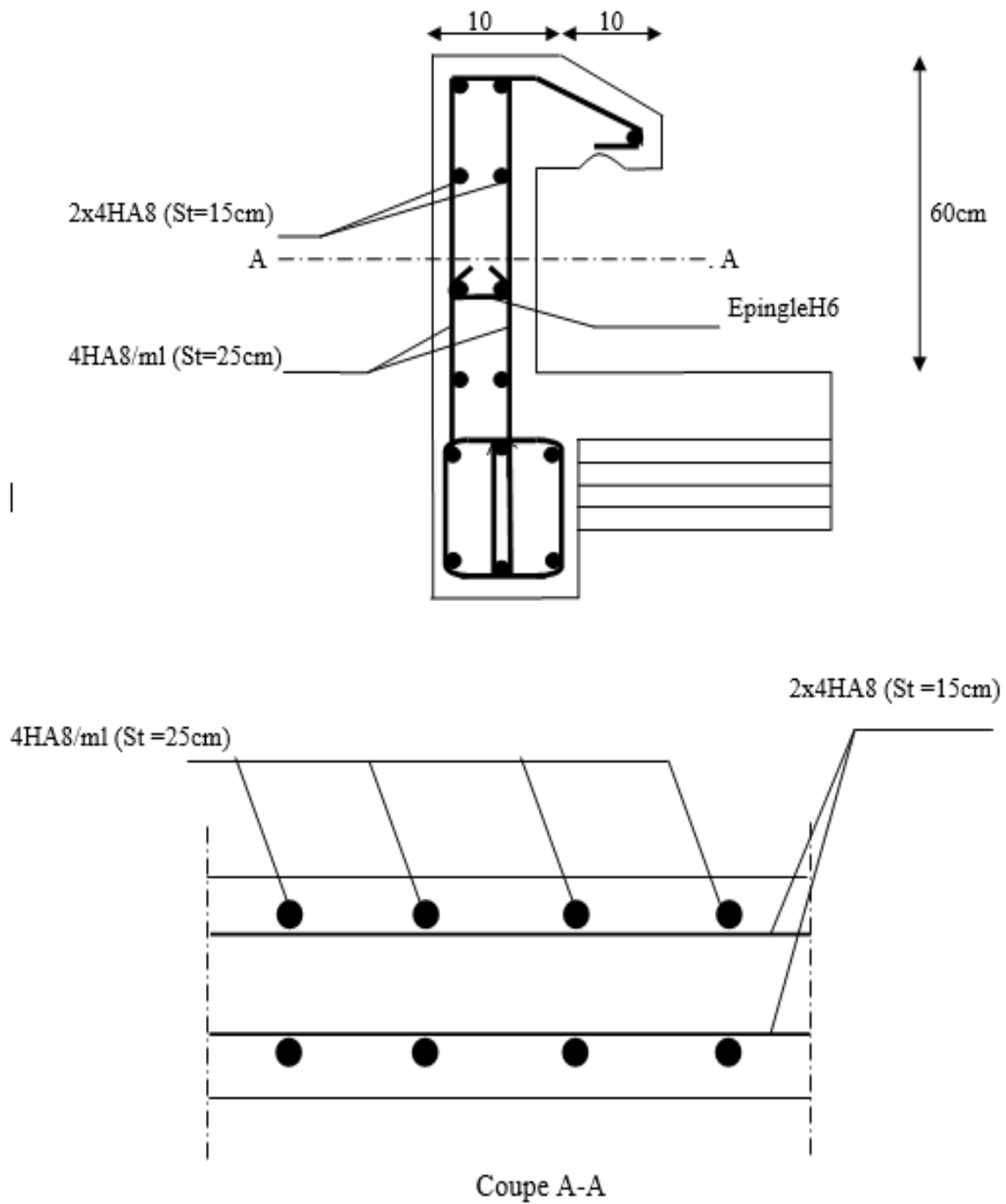


Fig.III.1.5 Ferrailage de l'acrotère

### III.2) Les planchers

#### Introduction

La structure comporte des planchers en corps creux (16+4), dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur les quelles repose le corps creux.

Les planchers à corps creux sont constitués de :

- Nervure appelé poutrelle de section en T, et la distance entre axe des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 16cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520).

#### III.2.1) Détermination des dimensions de la section en T

- $h = 16 + 4 = 20$  cm (hauteur de la section)
- $b_0 = 12$  cm (largeur de la nervure)
- $h_0$
- $C = 2$  cm (enrobage)
- $d = 18$  cm (hauteur utile)
- $h_0 = 4$  cm (épaisseur de la table de compression)
- $b_1$  : largeur de l'hourdis
- avec :  $b_1 \leq \min\left(\frac{L}{2}, \frac{L_1}{10}, 8h_0\right)$

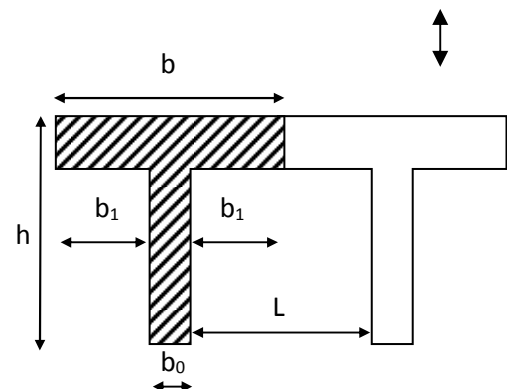


Fig. III.2.1 : section en T

- $L$  : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.
- $L_1$  : longueur de la plus grande travée dans le sens de la poutrelle.

$$L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$L_1 = 400 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}, \frac{400}{10}, 8 \times 4\right)$$

$$b_1 \leq \min(26.5, 40, 32) \longrightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$b$  : largeur de la table de compression

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

### III-2-2) Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression de 4cm doit être armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

$$\left\{ \begin{array}{l} 20\text{cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.} \\ 30\text{ cm pour les barres parallèles aux poutrelles.} \end{array} \right.$$

#### a). Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_c} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

L : distance entre axe des poutrelles (50 cm < L < 80 cm).

Soit :  $A_{\perp} = 6T5 = 1,17 \text{ cm}^2$  ; avec  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

#### b). Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,17}{2} = 0,58 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{//} = 6T5 = 1,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , avec  $S_t = 15 \text{ cm}$

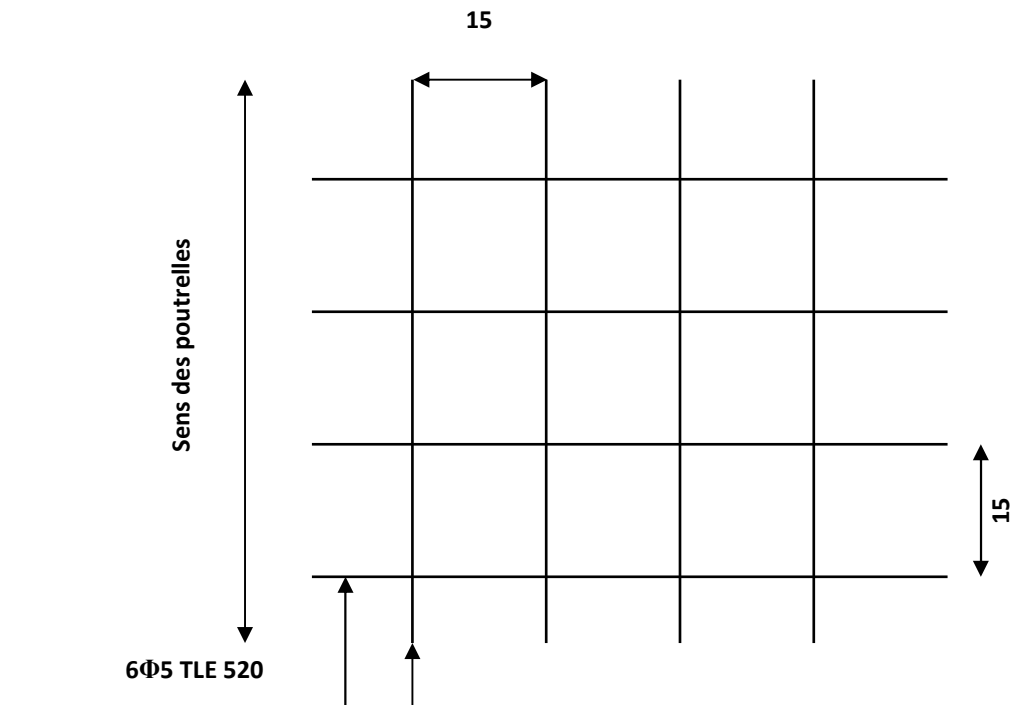


Fig III-2-2) Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé 15x15cm

### III.2.3) Calcul de la poutrelle à l'ELU

#### III.2.3.1) Avant le coulage

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant simplement appuyées à ces deux extrémités, et soumises aux charges suivantes :

- poids propre de la poutrelle :  $25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- poids propre du corps creux :  $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$

**G = 0,74 KN/ml**

- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier : **Q = 1KN/ml**
- 

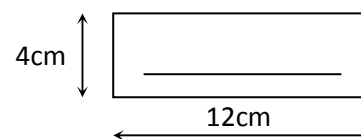
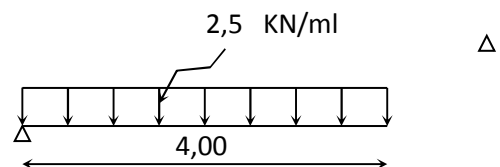
#### a). Combinaison d'actions

A l'ELU :  $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (0,74) + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$

#### b). calcul du moment isostatique

$$M_u = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times 4^2}{8} = 5 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{Q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 4}{2} = 5 \text{ KN}$$



#### c). Ferrailage de la poutrelle

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

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{b_u}} = \frac{5 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 7,33 > 0,392$$

- $\mu_b > \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.D.A}$

**NB:**

Comme la section de la poutrelle est très réduite on prévoit des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges et surcharges auxquelles elle est soumise avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 190cm).

#### III.2.3.2) Après coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en T qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités elle est soumise aux charges suivantes :

**Poids du plancher :**❖ **Plancher terrasse :**Charges permanentes:  $G = 5,49 \times 0,65 = 3,568 \text{ KN/ml}$ Charges d'exploitations :  $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$ ❖ **Plancher étage courant (usage d'habitation) :**Charges permanentes:  $G = 5,14 \times 0,65 = 3,34 \text{ KN/ml}$ Charges d'exploitations :  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$ ❖ **Plancher RDC (usage commercial) :**Charges permanentes:  $G = 5,14 \times 0,65 = 3,34 \text{ KN/ml}$ Charges d'exploitations :  $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$ **a) Combinaison de charges**❖ **Plancher terrasse****ELU:**  $Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,568) + (1,5 \times 0,65) = 5,79 \text{ KN/ml}$ **ELS :**  $Q_{ser} = G + Q = 3,568 + 0,65 = 4,218 \text{ KN/ml}$ ❖ **Plancher étage courant (usage d'habitation)****ELU:**  $Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,34) + (1,5 \times 0,975) = 5,97 \text{ KN/ml}$ **ELS :**  $Q_{ser} = G + Q = 3,34 + 0,975 = 4,315 \text{ KN/ml}$ ❖ **Plancher RDC (usage commercial)****ELU:**  $Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,34) + (1,5 \times 1,625) = 6,946 \text{ KN/ml}$ **ELS :**  $Q_{ser} = G + Q = 3,34 + 1,625 = 4,965 \text{ KN/ml}$ **Remarque :**

On constate que le chargement pour le plancher qui représente le cas le plus défavorable, est celui du RDC.

**b).Choix de la méthode de calcul**

La détermination des moments fléchissant se fera par l'une des méthodes suivantes :

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

❖ Les conditions d'application de la méthode forfaitaire (CBA93/Article B.6.2.2.1)

- 1- La valeur de la charge variable ne doit pas dépasser le double de la charge permanente, ou bien  $5\text{KN/m}^2$ , c'est-à-dire :  $[Q \leq \max(2G, 5\text{KN/m}^2)]$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q=2.5\text{ KN/m}^2 \\ G=5.14\text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q \leq 2G = 10.28\text{ KN/ml} \\ Q \leq 5\text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité  $\longrightarrow$  Condition vérifiée

3. Les rapports des longueurs entre deux travées successives vérifient la condition suivante :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

• Vérification

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{400}{350} = 1.14 \\ \frac{350}{350} = 1 \\ \frac{350}{400} = 0.87 \end{array} \right. \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable.  $\longrightarrow$  Condition vérifiée

**Conclusion :** les conditions sont toutes vérifiées donc **la méthode forfaitaire est applicable.**

### III.2.3 3) Principe de la méthode :

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment  $M_0$ , dans la travée dite de comparaison ; c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

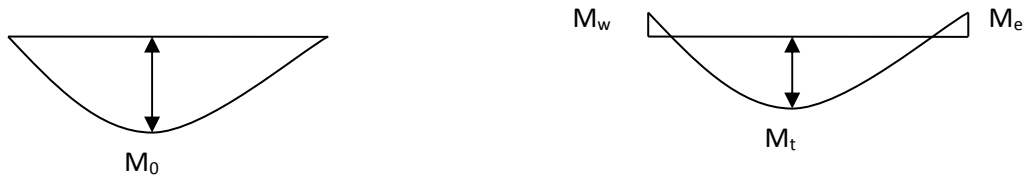


Figure III.2.3. : Diagramme des moments

### III.2.3.4) Exposé de la méthode

-le rapport ( $\alpha$ ) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ , varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

En effet pour  $Q=0 \rightarrow \alpha = 0$  et pour  $Q=2G \rightarrow \alpha = 2/3$

- $M_0$  : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

Avec  $L$  : longueur de la travée entre nus d'appuis

$q$  : charge uniformément répartie

$M_w$  et  $M_e$  sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement

$M_t$  : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

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

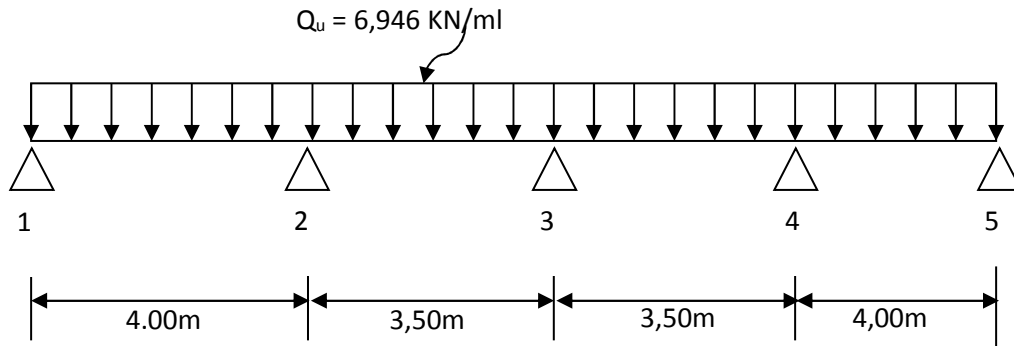
$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0) \\ \text{et} \\ \left\{ \begin{array}{ll} M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 & \text{dans le cas d'une travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 & \text{dans le cas d'une travée de rive}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

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

- $0.6M_0$  dans le cas d'une poutre à deux travées
- $0.5M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées.

- $0.4M_0$  pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- $0.3M_0$  pour les appuis de rive semi encastrés

Dans notre cas nous avons une poutre sur 05 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :



### III.2.4. Schéma statique

### III.2.3 5) Calcul des coefficients

$\alpha$  : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,625}{1,625 + 3,34} = 0,327 \left( 0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

On aura après calcul :  $\alpha = 0,327$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,3 \alpha = 1,098 \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,549 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,649 \end{array} \right.$$

### III.2.3.6) Méthode forfaitaire

- *Calcul des moments isostatiques*

Travée 1-2

$$M_0^1 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{6,946 \times 4,00^2}{8} = 13,892 \text{ kN.m}$$

**Travée 2-3**

$$M_0^2 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{6.946 \times 3,5^2}{8} = 10.636 \text{KN.m}$$

**Travée 3-4**

$$M_0^3 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{6.946 \times 3,5^2}{8} = 10.636 \text{KN.m}$$

**Travée 4-5**

$$M_0^4 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{6.946 \times 4.00^2}{8} = 13.892 \text{KN.m}$$

- *Calcul des moments aux appuis*

$$M_1 = 0,3 M_0^1 = 0,3 \times 13.892 \Rightarrow M_1 = 4.167 \text{KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \max (M_0^1, M_0^2) = 0,5 \max (13.892, 10.6336) \Rightarrow M_2 = 6.946 \text{KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 \max (M_0^2, M_0^3) = 0,4 \times 10.636 \Rightarrow M_3 = 4.254 \text{KN.m}$$

$$M_4 = 0,5 \max (M_0^3, M_0^4) = 0,5 \max (10.636, 13.892) \Rightarrow M_4 = 6.946 \text{KN.m}$$

$$M_5 = 0,3 M_0^4 = 0,3 \times 13.892 \Rightarrow M_5 = 4.167 \text{KN.m}$$

- *calcul des moments en travée*

**Travée de rive 1-2**

$$M_{t12} \geq \left( \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^1 \Rightarrow M_{t12} \geq 0,649 M_0^1$$

$$M_{t12} \geq 0,649 \times 13.892 \longrightarrow M_{t12} \geq 9.01 \text{KN.m}$$

$$M_{t12} + \frac{M_1 + M_2}{2} \geq 1,098 M_0^1 \longrightarrow M_{t12} + \frac{4.167 + 6.946}{2} \geq 1,098 (13.892)$$

$$M_{t12} = 9.69 \text{KN.m}$$

On prend le max  $M_{t12} = 9.69 \text{KN.m}$

**Travée intermédiaire 2-3:**

$$M_{t23} + \frac{M_2 + M_3}{2} \geq 1,098 M_0^2 \longrightarrow M_{t23} + \frac{6.946 + 4.254}{2} \geq 1,098 (10.636)$$

$$\longrightarrow M_{t23} \geq 6.07 \text{KN.m}$$

$$M_{t23} \geq \left( \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^2 \Rightarrow M_{t23} \geq 0,549 M_0^2$$

$$M_{t23} = 0,549 \times 10.636 \longrightarrow M_{t23} = 5.83 \text{ KN.m}$$

On prend le max  $M_{t23} = 6.07 \text{ KN.m}$

**Travée intermédiaire 3-4 :**

$$M_{t34} + \frac{M_3 + M_4}{2} \geq 1,098 M_0^3 \longrightarrow M_{t34} + \frac{4.254 + 6.946}{2} \geq 1,098 (10.636)$$

$$\longrightarrow M_{t34} \geq 6.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{t34} \geq \left( \frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0^3 \Rightarrow M_{t34} \geq 0,549 M_0^3$$

$$M_{t34} = 0,549 \times 10.636 \longrightarrow M_{t34} = 5.83 \text{ KN.m}$$

On prend le max  $M_{t34} = 6.07 \text{ KN.m}$

**Travée de rive 4-5 :**

$$M_{t45} \geq \left( \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) M_0^5 \Rightarrow M_{t45} \geq 0,649 M_0^5$$

$$M_{t45} \geq 0,649 \times 13.892 \longrightarrow M_{t45} \geq 9.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{t45} + \frac{6.946 + 4.167}{2} \geq 1,098 (13.892) \longrightarrow M_{t45} = 9.69 \text{ KN.m}$$

On prend le max  $M_{t45} = 9.69 \text{ KN.m}$

• **Calcul des efforts tranchants**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

$$T_e = T_w + q_u L$$

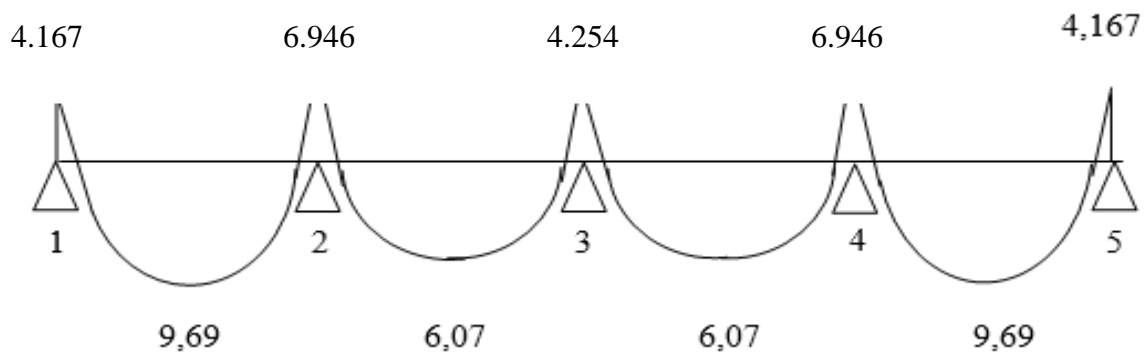
Avec :  $T_w$ ,  $T_e$  respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Travées	1-2=4.00m	2-3=3.5m	3-4=3.5m	4-5=4.00m
---------	-----------	----------	----------	-----------

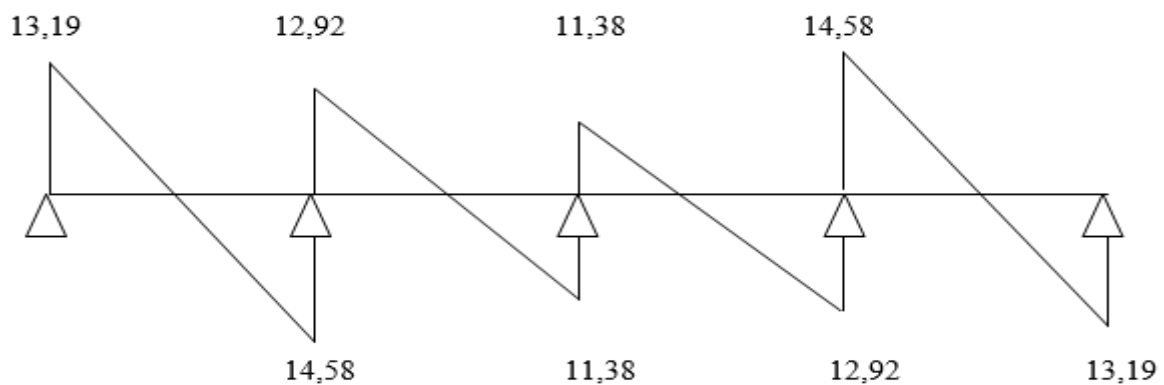
Mw(KN.m)	4.167	6.946	4.254	6.946
Me(KN.m)	6.946	4.254	6.946	4.167
Tw(KN)	13.19	12.92	11.38	14.58
Te(KN)	-14.58	-11.38	-12.92	-13.19
Mt(KN.m)	9.69	6.07	6.07	9.69

### III.2.3.7) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant

#### a) Diagramme des moments fléchissant



#### b) Diagramme d'effort tranchant



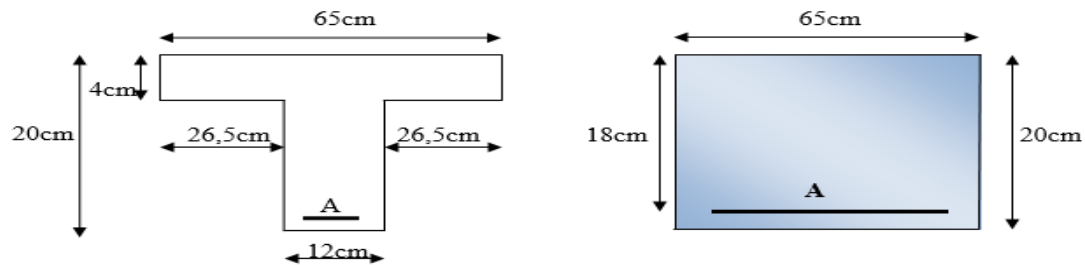
### III.2.3.8. Ferrailage à l'ELU

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont

$$M_t^{\max} = 9.69 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 6.946 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{\max} = 14.58 \text{ KN}$$



**Fig III-2-5): section en T**

### a) Armature en travée

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_t = bh_0 \times \sigma_{bc} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 9.69 \text{ KN.m} \rightarrow$  l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire (bxh)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{9.69 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.032 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984$$

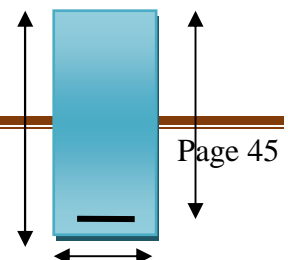
$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{9.69 \times 10^3}{0,984 \times 18 \times 348} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.57 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte : armature en travées 3HA10} = 2,35 \text{ cm}^2$$

### b) Armatures aux appuis

Puisque le béton tendu est négligé donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ )

$$M_a^{\max} = 6.946 \text{ KN.m}$$



$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{6.946 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.125 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \quad 20\text{cm} \quad 18\text{cm}$$

$$\mu_b = 0,125 \rightarrow \beta = 0,933$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_c / \gamma_s)} = \frac{6.946 \times 10^3}{0,933 \times 18 \times 348} = 1.18 \text{cm}^2 \quad 12\text{cm}$$

$A_a = 1.18 \text{ cm}^2$  on adopte : **armature aux appuis 2HA10 = 1.57 cm<sup>2</sup>**

### c) Calcul des armatures transversales

$$\varphi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varphi_{\max}\right) \quad (\text{BAEL91/Art 7.2.1})$$

$$\min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 10\right) = 0.571 \text{cm}$$

$$\varphi \leq 0,571 \text{cm} \quad \text{On prend } \varphi = 8 \text{mm}$$

On adopt: **armature transversal 2HA8**  $\rightarrow A_t = 1 \text{cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de HA8

### d) Espacement des armatures transversales

$$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = \min(16,2, 40) = 16.2 \text{cm}$$

On prend : **St=15 cm**

## III.2.3.9 .Vérification à l'ELU

### a) Vérification au cisaillement:

On doit vérifier que :

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

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25\text{MPa}, 5\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{14.58 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,67 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,67 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### b) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 12 \times 18 \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

- **En travée**

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis**

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence :(BAEL91/Art. A.6.13)**

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{14,58 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3 \times 10 \times 3,14} = 0,95 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 0,95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**c) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (BAEL91/Art. A5.1.313)**

On doit vérifier

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; \text{ avec : } a = 0,9d$$

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times \frac{25}{1,5} = 129,6 \text{ KN.}$$

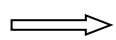
$$V_u^{\max} = 14,58 \text{ KN} \leq 129,6 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures**

On doit vérifier que :  $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_c} \left( V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d} \right)$

$$A_a = 1,57 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left( 14,58 + \frac{6,946}{0,9 \times 0,18} \right)$$

$$A_a = 1,57 \geq -0,81 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$



Les armatures calculées sont suffisantes.

**f) Calcul des scellements droit :(BAEL91/ Art. A6.1.23)**

$$l_s = \frac{\phi f_c}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec :} \quad \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où} \quad l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL [BAEL 91 modifié 99/Art A.6.1,253] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale  $0,4 l_s$  pour les aciers HA.

Soit un crochet de :  $La = 0,4 l_s = 0,4 \times 35,27 \longrightarrow \mathbf{La = 14,10 \text{ cm}}$

### III.2.4. Calcul de la poutrelle à l'ELS

**calcul des moments isostatiques**

$$q_s = 4,965 \text{ KN/m}$$

**Travée 1-2 :**

$$M_0^1 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4,965 \times 4,00^2}{8} = 9,93 \text{ KN.m}$$

**Travée 2-3 :**

$$M_0^2 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4,965 \times 3,5^2}{8} = 7,60 \text{ KN.m}$$

**Travée 3-4:**

$$M_0^3 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4,965 \times 3,5^2}{8} = 7,60 \text{ KN.m}$$

**Travée 4-5 :**

$$M_0^4 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4,965 \times 4,00^2}{8} = 9,93 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments aux appuis**

$$M_1 = 0,3 M_0^1 = 0,3 \times 9,93 = 2,979 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \max (M_0^1, M_0^2) = 0,5 \max (9,93, 7,60) \implies M_2 = 4,965 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 \max (M_0^2, M_0^3) = 0,4 \times 7,60 \implies M_3 = 3,04 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,5 \max (M_0^3 \ M_0^4) = 0,5 \max (7.60, 9.93) \quad \Rightarrow M_4 = 4.965 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0,3 (M_0^4) = 0,3 \times 9.93 \quad \Rightarrow M_5 = 2.979 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments en travée**

**Travée de rive 1-2 :**

$$M_{t12} \geq \left( \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^1 \Rightarrow M_{t12} \geq 0,649 M_0^1$$

$$M_{t12} \geq 0,649 \times 9.93 \quad \longrightarrow M_{t12} \geq 6.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{t12} + \frac{M_1 + M_2}{2} \geq 1,098 M_0^1 \quad \longrightarrow \quad M_{t12} + \frac{2.979 + 4.965}{2} \geq 1,098 (9.93)$$

$$M_{t12} = 6.93 \text{ KN.m}$$

On prend le max  $M_{t12} = \mathbf{6.93 \text{ KN.m}}$

**Travée intermédiaire 2-3:**

$$M_{t23} + \frac{M_2 + M_3}{2} \geq 1,098 M_0^2 \quad \longrightarrow \quad M_{t23} + \frac{4.965 + 3.04}{2} \geq 1,098 (7.60)$$

$$\longrightarrow M_{t23} \geq 4.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{t23} \geq \left( \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^2 \Rightarrow M_{t23} \geq 0,549 M_0^2$$

$$M_{t23} = 0,549 \times 7.60 \quad \longrightarrow M_{t23} = 4.17 \text{ KN.m}$$

On prend le max  $M_{t23} = \mathbf{4.34 \text{ KN.m}}$

**Travée intermédiaire 3-4 :**

$$M_{t34} + \frac{M_3 + M_4}{2} \geq 1,098 M_0^3 \quad \longrightarrow \quad M_{t34} + \frac{3.04 + 4.965}{2} \geq 1,098 (7.60)$$

$$\longrightarrow M_{t34} \geq 4.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{t34} \geq \left( \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^3 \Rightarrow M_{t34} \geq 0,549 M_0^3$$

$$M_{t34} = 0,549 \times 7.60 \quad \longrightarrow M_{t34} = 4.17 \text{ KN.m}$$

On prend le max  $M_{t34} = \mathbf{4.34 \text{ KN.m}}$

**Travée de rive 4-5 :**

$$M_{t45} \geq \left( \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^4 \Rightarrow M_{t45} \geq 0,649M_0^4$$

$$M_{t45} \geq 0,649 \times 9.93 \quad \longrightarrow \quad M_{t45} \geq 6.44 \text{KN.m}$$

$$M_{t45} + \frac{4.965 + 2.979}{2} \geq 1,098(9.93) \quad M_{t45} = 6.93 \text{KN.m}$$

On prend le max  $M_{t45} = 6.93 \text{KN.m}$

**c). Calcul des efforts tranchants**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s L}{2}$$

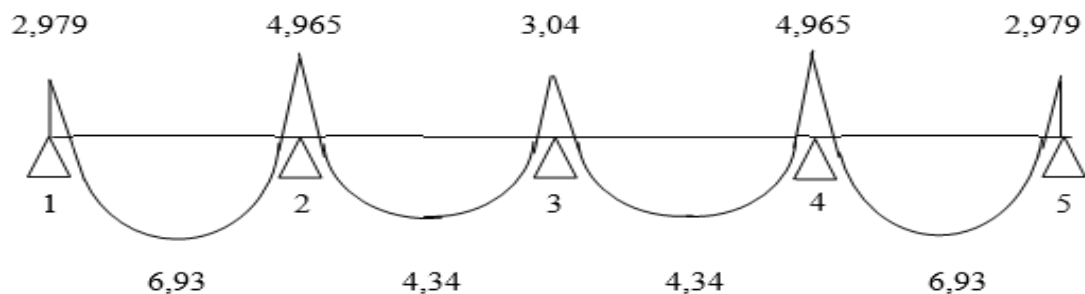
$$T_e = T_w + q_s L$$

Avec :  $T_w$ ,  $T_e$  respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

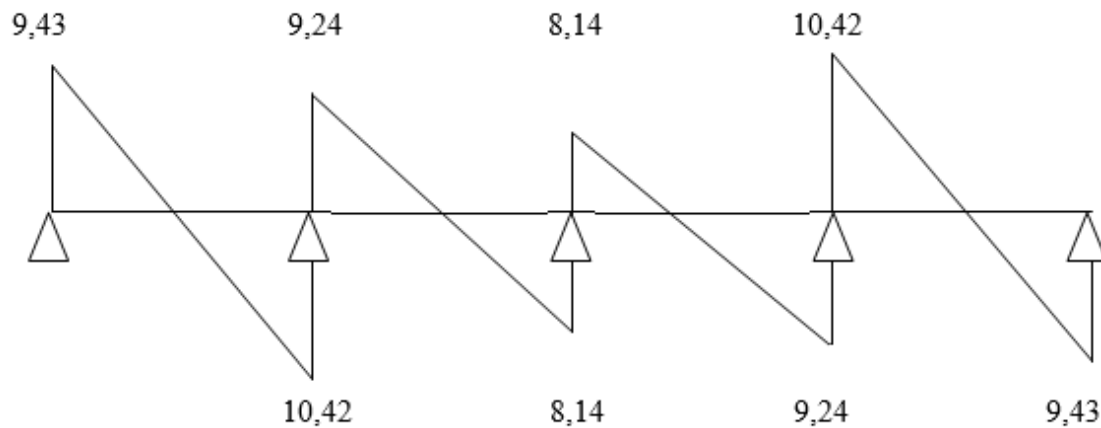
Travées	1-2=4.00m	2-3=3.50m	3-4=3.50m	4-5=4.00m
Mw(KN.m)	2.979	4.965	3.04	4.965
Me(KN.m)	4.965	3.04	4.965	2.979
Tw(KN)	9.43	9.24	8.14	10.42
Te(KN)	-10.42	-8.14	-9.24	-9.43
Mt(KN.m)	6.93	4.34	4.34	6.93

*III.2.4.1. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant*

**d) Diagramme des moments fléchissant**



**a) Diagramme d'effort tranchant**



### III.2.4.1 Vérifications à L'ELS

#### III.2.4.1 Etat limite de la compression du béton :( BAEL 91 modifié 99/Art.A.4.5, 2)

- En travée :  $M_t^{\max} = 6.93 \text{ KN.m}$

#### a) Contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \quad \text{avec} \quad \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 2,35}{18 \times 12} = 1,088$$

Par interpolation linéaire :

$$\rho_1 = 1,088 \rightarrow \beta_1 = 0,8563 \rightarrow K_1 = 19,80$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{6.93 \times 10^3}{0.8563 \times 18 \times 2,35} = 191.32 \text{ MPa} < \overline{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### b) Contrainte de compression dans le béton

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{avec} : \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{avec} : \sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} = \frac{191.32}{19,80} = 9.66\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.66\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

} → Condition vérifiée

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

- **Aux appuis** :  $M_a^{\max} = 4.965\text{KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100 \times 1.57}{18 \times 12} = 0,726$$

Par interpolation linéaire

$$\rho_1 = 0,726 \rightarrow \beta_1 = 0,876 \rightarrow K_1 = 25.50$$

- **Contrainte dans l'acier**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{4.965 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1.57} = 200.56\text{MPa} < 348\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} = \frac{200.56}{25.50} = 7.86\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.86\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

} → Condition vérifiée

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

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

### III.2.4.3) Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

### III.2.4.4. Etat limite de déformation (BAEL91/ AB68.4.24)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

- ❖  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$
- ❖  $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$
- ❖  $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_e}$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée entre nus d'appuis.

M<sub>t</sub> : moment max en travée.

M<sub>0</sub> : moment max de la travée isostatique.

b<sub>0</sub> : largeur de nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

A : section des armatures.

- ❖  $\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \longrightarrow$  Condition vérifiée
- ❖  $\frac{h}{L} = 0.05 > \frac{6.93}{15 \times 9.93} = 0.046 \longrightarrow$  Condition vérifiée
- ❖  $\frac{A_{sa}}{b_0 d} = \frac{2.35}{18 \times 12} = 0.010 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \longrightarrow$  Condition non vérifiée

**Conclusion**

La troisième condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

**III-2.4.5) Calcul de la flèche :(Art. B6.5.2/ BAEL91)**

a°)  $F_v = \frac{M_t^{ser} J^2}{10x E_v x I_{fv}} < \frac{l}{500}$  avec  $I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \mu\lambda_v}$

b°)  $F_i = \frac{M_t^{ser} J^2}{10x E_i x I_{fi}} < \frac{l}{500}$  avec  $I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \mu\lambda_i}$

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 MPa$

$E_i = 3E_v = 3 \times 10818.86 = 32456.6 MPa$

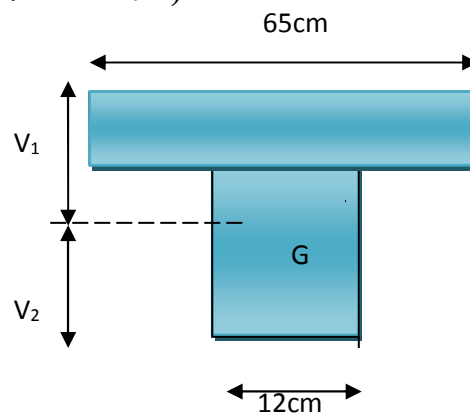


fig III-2-6) section en T

**a) Aire de la section homogénéisée**

$$B_0 = B + \eta A = b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_{st}$$

$B_0$  = section du béton

A = section d'armature tendue

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2,35 = 487,25 \text{ cm}^2$$

**b) Moment statique de section homogénéisée par rapport à XX' :**

$$S /_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_{st} d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times (20)^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 2,35 \times 18) = 3458,5 \text{ cm}^3$$

$V_1$  : position de l'axe neutre.

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,1 \text{ cm}$$

$V_2 = (h - V_1) = 20 - 7,1 = 12,9 \text{ cm}$   $I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée

$$I_0 = \frac{12}{3} \cdot (7,1^3 + 12,9^3) + (65 - 12) \cdot 4 \cdot \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 7,1 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,35 \cdot (12,9 - 2)^2$$

$\rho$  = le rapport des aciers tendues de celui de la section utile de la nervure

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,010$$

La contrainte dans les aciers tendues est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{6,93 \times 10^6}{0,876 \times 180 \times 235} = 187,02 \text{ MPa}$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \cdot (2 + \frac{3b_0}{b})} \quad \text{Pour les déformations instantanées}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,010 \cdot (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 4,11$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 4,11 = 1,64 \quad \text{Pour les déformations de longue durée.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,010 \times 187,02) + 2,1} = 0,383$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_v} = \frac{1,1 \times 20003,24}{1 + (0,383 \times 1,64)} = 13514,70 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_i} = \frac{1,1 \times 20003,24}{1 + (0,383 \times 4,11)} = 8547,96 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$F_v = \frac{6,93 \times 10^2 \times (4000)^2}{10 \times 10818,86 \times 13514,70} = 0,758 \text{ cm} < \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$F_i = \frac{6,93 \times 10^2 \times (4000)^2}{10 \times 32456,6 \times 8547,96} = 0,4 \text{ cm} < \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

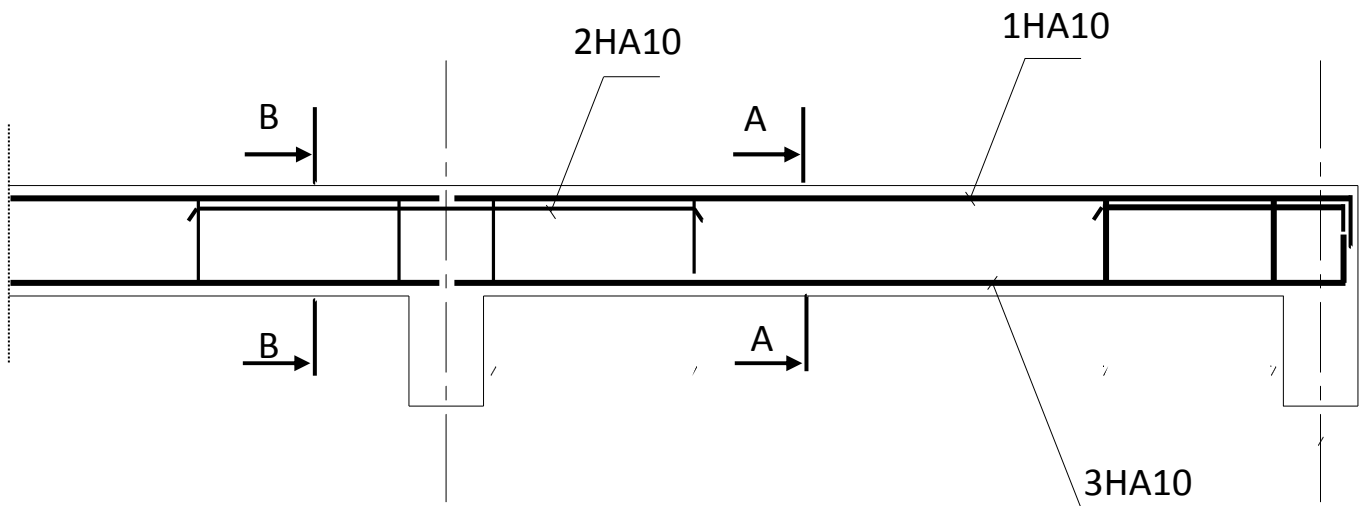
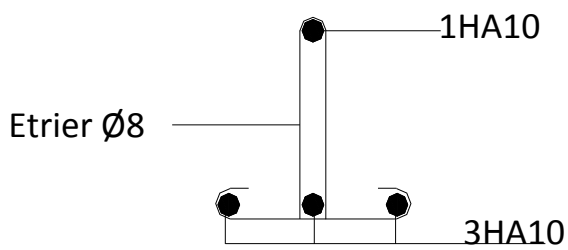
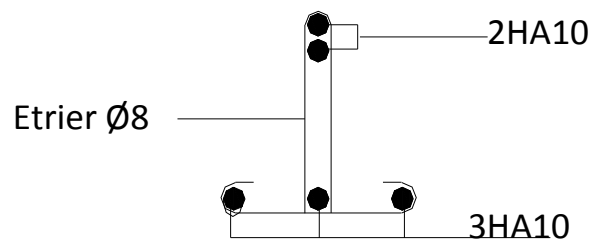


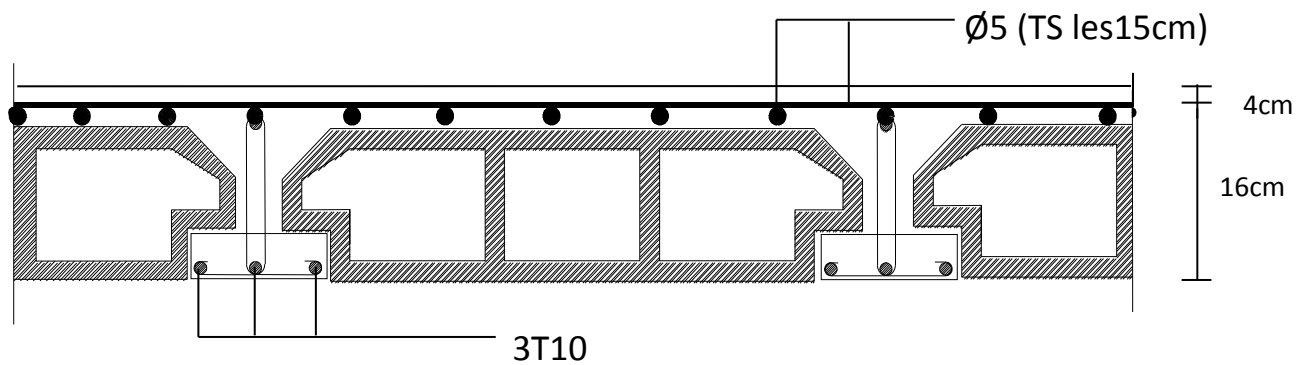
Figure III.2.7 : Ferrailage de la poutrelle



*Ferrailage en coupe A-A*



*Ferrailage en coupe B-B*



### III.3) Calcul des escaliers

#### Introduction

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre structure comporte un escalier à deux volées, il est constitué de paillasse, palier de repos et d'un palier d'étage courant.

#### ➤ Caractéristiques dimensionnelles

- **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 évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 13 à 17 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si  $E \geq 1$  m.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

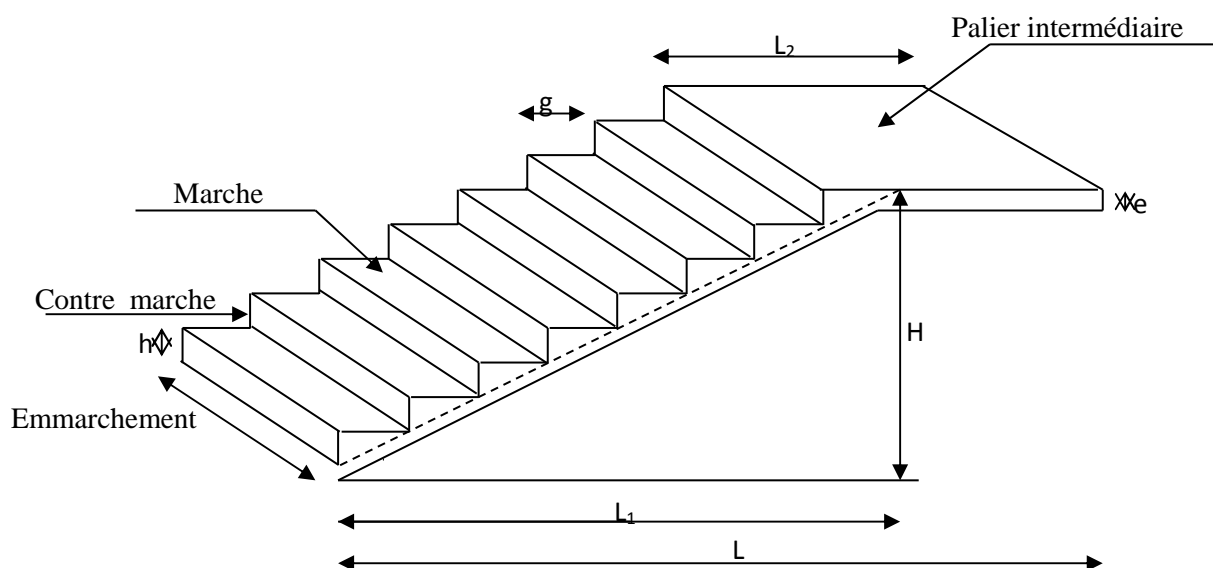


Fig. III.3.1 : Coupe verticale de l'escalier

**g** : la largeur de contre marche (giron)

**h** : hauteur de la contre marche

**e** : l'épaisseur de la paillasse et le palier

**H** : hauteur de la volée

**L** : longueur linéaire de la paillasse et celle de palier

### III.3.1) Pré-dimensionnement de l'escalier

#### ✓ Volée (h=1.53m)

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de **BLONDEL**.

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser ces conditions :

$$\begin{cases} 59 \leq g+2h \leq 66\text{cm} \\ 14 \leq h \leq 20\text{cm} \end{cases}$$

Le nombre de contre marches (n) est égal à :  $n = \frac{H_t}{h}$

Le nombre de girons est pris alors :  $m = n - 1$ .

#### Le schéma statique d'escalier

Ht = 153 cm

Soit : h = 17cm

$n = \frac{153}{17} = 9 \Rightarrow$  le nombre de marche  $m = 9 - 1 = 8$

#### Relation de BLANDEL

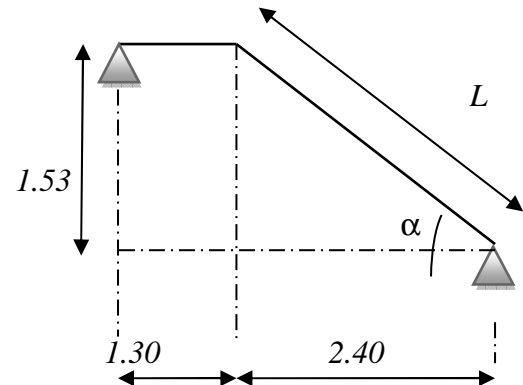
$59 \leq g + (2 \times 17) \leq 66\text{cm}$

$25 \leq g \leq 32\text{cm}$

Soit : g=30

#### Vérification de la loi de BLONDEL

$2h + g = 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \Rightarrow$  condition est vérifiée



#### La paillasse

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante :  $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

L : longueur réelle du palier et de la paillasse :  $L = L_1$

$$\text{On: } \cos \alpha = \frac{l}{L_1} \Rightarrow L_1 = \frac{l}{\cos \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,637 \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

$$\text{Donc : } L_1 = \frac{240}{\cos 32,51} = 284,69\text{cm}$$

D'où  $L = 284.69 + 130 = 414.69$  cm

L'épaisseur de la paillasse est :  $\frac{414.69}{30} \leq ep \leq \frac{414.69}{20} \longrightarrow 13.82\text{cm} \leq ep \leq 20.73\text{cm}$

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

### III.3.2) Détermination des charges et des surcharges

Le dimensionnement des marches étant très faible par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément répartie sur la paillasse. Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'embranchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée.

#### ➤ Charges permanentes

##### 1. La volée

Élément	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times ep}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0,17}{\cos 32,51} = 5,04$
Poids propre des marches	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125$
Poids des Revêtement (carrelage, sable, mortier, enduit)	$0,44 + 0,36 + 0,44 + 0,2 = 1,44$
	<b>G = 8.605</b>

Tableau III.3.1.1 : Charge totale du palier.

##### 2. Le palier

Élément	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Poids propre de palier	$25 \times 0,17 = 4,25$
Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1,44
	<b>G = 5.69</b>

Tableau III.3.1.2 : Charge totale du palier.

### 3. Les charges concentrées (mur)

Une charge concentrée (verticale) sur l'extrémité du palier due à la charge du mur (P).

$$P = (1,53 - 0,40) \times 2,99 \times 1 = 3,38 \text{ KN}$$

#### ➤ Surcharge d'exploitation

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR B.C.2.2** est :  $Q = 2.5 \text{ KN/m}$

### 4. Combinaisons de charge et surcharge

**ELU : 1,35G+1,5Q**

- La paillasse  $q_{1u} = (1,35 \times 8,605 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 15,36 \text{ KN/ml}$
- le palier :  $q_{2u} = (1,35 \times 5,69 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 11,43 \text{ KN/ml}$
- le mur :  $P_u = 1,35 \times 3,38 = 4,56 \text{ KN/ml}$

**ELS : G+Q**

- La paillasse :  $q_{1s} = (8,605 + 2.5) \times 1 = 11,10 \text{ KN/ml}$
- le palier :  $q_{2s} = (5,69 + 2.5) \times 1 = 8,19 \text{ KN/ml}$
- le mur :  $P_s = 3,38 \text{ KN/ml}$

### 5. Calcul des efforts internes à l'ELU

Pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la R.D.M

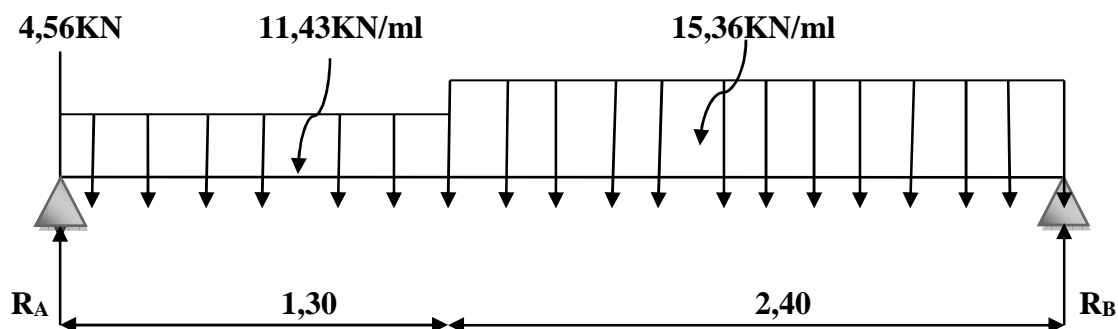


Fig.III.3.1.1 : diagramme des efforts à l'ELU.

### 6. Les réactions d'appuis

$$\Sigma F/y = 0 \implies R_A + R_B = (15,36 \times 2,4) + (11,43 \times 1,3) + 4,56 = 56,28 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 56,28 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \implies R_B \times 3,7 - [(15,36 \times 2,4) \times 2,5] - [(11,43 \times 1,3) \times 0,65] = 0$$

$$\implies R_B = 27,52 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B = 0 \implies R_A \times 3,7 + [(15,36 \times 2,4) \times 1,2] + [(11,43 \times 1,3) \times 3,05] + 4,56 \times 3,7 = 0$$

$$\implies R_A = 28,76 \text{ KN}$$

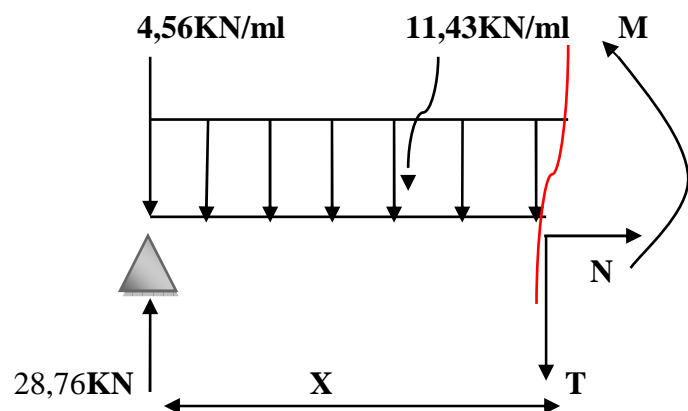
### 7. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

➤ 1<sup>er</sup> tronçon:  $0 \leq X \leq 1,3 \text{ m}$

#### Efforts tranchants

$$\Sigma F/y = 0 \implies T = -11,43x + 24,2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \implies T(0) = 24,2 \text{ KN} \\ X = 1,3 \text{ m} \implies T(1,30) = 9,34 \text{ KN} \end{array} \right.$$



#### Moments fléchissant

$$\Sigma M/i = 0 \implies M = -5,715x^2 + 24,2x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \implies M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ X = 1,3 \text{ m} \implies M(1,3) = 21,80 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} \implies T = 0 \implies x = 2,12 \text{ m}$$

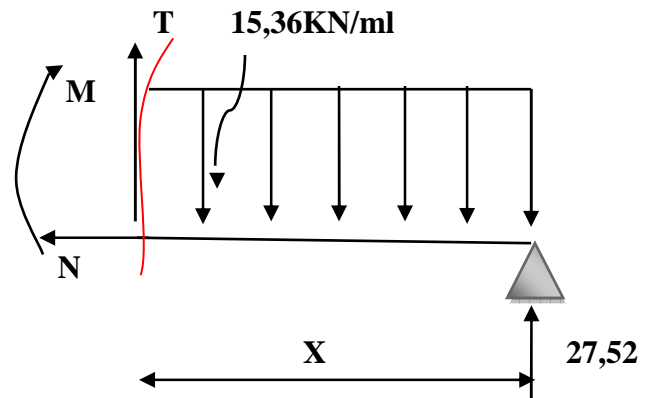
$$M_{\max} = M(2,12) = 25,62 \text{ KN.m}$$

➤ 2<sup>ème</sup> tronçon  $0 \leq X \leq 2.4\text{m}$

**Efforts tranchants**

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow T = 15,36 x - 27,52$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \Rightarrow T(0) = -27,52\text{KN} \\ X = 2.4 \text{ m} \Rightarrow T(2.40) = 9,34 \text{ KN} \end{cases}$$



➤ **Moments fléchissant**

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = -7,68x^2 + 27,52 x$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ X = 2.4 \text{ m} \Rightarrow M(2.40) = 21,80\text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 1,80 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,80) = 24,65 \text{ KN.m}$$

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T (KN)	M (KN .m)
$0 \leq X \leq 1,30$	$-11,43 x + 24,2$	$-5,715 x^2 + 24,2 x$	0	24,2	0
			1,30	9,34	21,80
$0 \leq X \leq 2.40$	$15,36 x - 27,52$	$-7,68 x^2 + 27,52 x$	0	-27,52	0
			2.40	9,34	21,80

Tableau 3.1.3 : Résumé des efforts internes à L'ELU.

**REMARQUE**

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment  $M_{u \max}$  aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

• **Moment en appuis**

$$M_{u \text{ ap}} = (-0,3) M_{u \max} = (-0,3) \times (21,80) = -6,54 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée:**

$$M_{u \text{ travée}} = (0,85) M_{u \max} = (0,85) \times (21,80) = 18,53 \text{ KN.m}$$

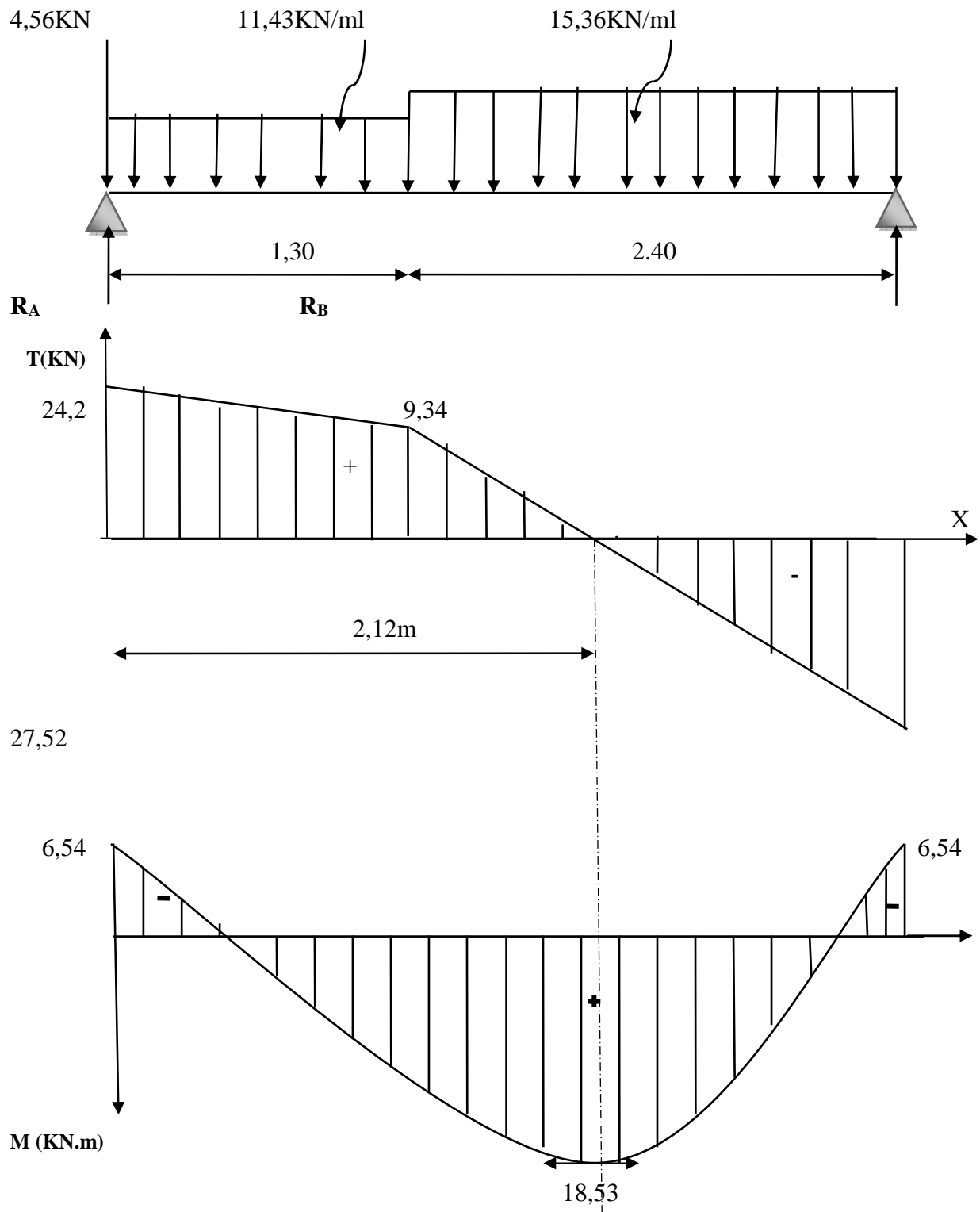


Fig. III.3.1.2 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

### III.3.3) Calcul des armatures à ELU

Le ferrailage se fera pour une bonde de 1m en flexion simple. Pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et moments fléchissant définis dans la figure précédente.

➤ **Aux appuis** :  $M_{uap} = 6,54 \text{ KN.m}$

- **Armatures principales**

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

$$\mu_a = \frac{M_{uapp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6,54 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0,020$$

$$\mu_a = 0.020 < \mu_1 = 0.392 \quad \Longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0,020 \rightarrow \beta = 0.990 .$$

$$A_a = \frac{M_{uapp}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6,54 \times 10^3}{0.990 \times 15 \times 348} = 1,26 \text{ cm}^2 .$$

On opte pour **6HA12 = 6,78cm<sup>2</sup>** avec **S<sub>t</sub> = 15cm**.

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2 .$$

On opte pour : **6HA8=3,02cm<sup>2</sup>** avec **S<sub>t</sub> = 15cm**.

➤ **En travée** :  $M_{utra} = 18,53 \text{ KN.m}$

- **Armatures principales**

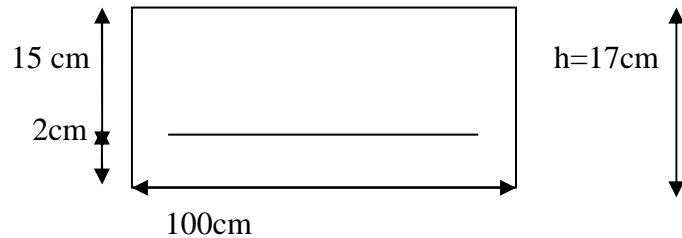
$$\mu = \frac{M_{utr}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{18,53 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0,058$$

$$\mu = 0.058 < \mu_1 = 0.392 \quad \Longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.058 \rightarrow \beta = 0.970$$

$$A_{tr} = \frac{M_{utr}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{18,53 \times 10^3}{0.970 \times 15 \times 348} = 3,66 \text{ cm}^2 .$$

On opte pour : **6HA12=6,78cm<sup>2</sup>** avec **S<sub>t</sub> = 15cm**



- *Armatures de répartition.*

$$A_r = \frac{A_{tr}}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **6HA8 = 3,02 cm<sup>2</sup>** avec **S<sub>t</sub> = 15cm.**

### III.3.4 ) LES Vérifications à l'ELU

#### a) Réparation des barres

- *Armatures principales*

$$S_t \leq \text{Min} (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

**Appui :**  $S_t = 15 \leq 33 \text{ cm}$   $\Rightarrow$  condition vérifiée

**Travée :**  $S_t = 15 \leq 33 \text{ cm}$   $\Rightarrow$  condition vérifiée

- *Armatures de réparation*

$$S_t \leq \text{Min} (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

**Appui :**  $S_t = 15 \leq 45 \text{ cm}$   $\Rightarrow$  condition vérifiée

**Travée :**  $S_t = 15 \leq 45 \text{ cm}$   $\Rightarrow$  condition vérifiée

#### b) Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art A.4.2.1)

##### En travées

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$A_{tr} = 6,78 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2$   $\Rightarrow$  condition vérifiée

##### Aux appuis

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$A_u^a = 6,78 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2$   $\Rightarrow$  condition vérifiée.

#### c) Vérification à l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (BAEL 91/ ArtA.5.22)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (BAEL 91/ Art. A.5.2.1, 211)}$$

$$\tau_u = \frac{27,52 \times 10^3}{10^3 \times 150} = 0.183 \text{ MPa}$$

Pour les fissurations non préjudiciables

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c_{28}}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$0,183 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### d) Influence de l'effort tranchant aux appuis

- **Influence sur le béton (BAEL 91/ Art 5.1.313)**

On doit vérifier que :  $T_u \leq 0,4b a \frac{f_{c_{28}}}{\gamma_b}$  Avec :  $a = 0,9d = 13,5 \text{ cm}$

$$T_u = 27,52 \leq 0,4 \times 100 \times 13,5 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1}$$

$$T_u = 27,52 \text{ KN} < 900 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Influence sur l'acier (BAEL 91/ Art 5.1.313)**

On doit vérifier que :  $A_s \geq (T_u + \frac{M_{app}}{0,9d}) \frac{1,5}{f_e}$

$$6,78 \geq (27,52 + \frac{6,54}{0,9 \times 15}) \frac{1,5}{400}$$

$$A_s = 6,78 \text{ cm}^2 \geq 0,105 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### e) Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres (BAEL 91/Art A6.1.3)

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i : \text{ somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 6 \times 3,14 \times 12 = 226,08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{27,52 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 226,08} = 0,90 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,90 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinal

## f) Ancrage des barres aux appuis : (BAEL91/ Art A6-1.2.1)

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s = 1.5 \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42,25 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL91 modifier99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crocher normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale  $0.4 l_s$  pour les ACIERS HA.

$$l_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 42,25 = 16,90 \text{ cm.} \quad \text{soit } L_a = 17 \text{ cm}$$

## III.3.5 ) Calcul des efforts interne à l'ELS

Le calcul des réactions se fait avec les lois de RDM.

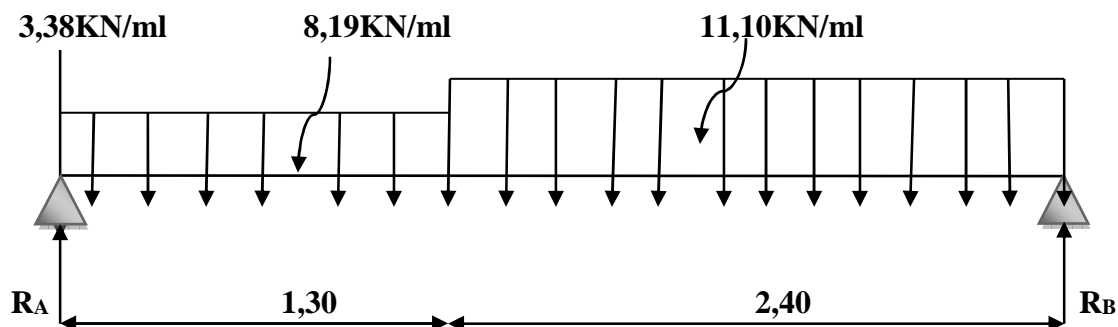


Fig.III.3.1.3 : diagramme des efforts à l'ELS.

## Les réactions d'appuis

$$\sum F / yy' = 0 \quad R_A + R_B = (11,10 \times 2,40) + (8,19 \times 1,30) + 3,38$$

$$R_A + R_B = 40,66 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = 0 \quad R_A \times 3,70 - (3,38 \times 3,7) - (8,19 \times 1,30) \left( \frac{1,30}{2} + 2,40 \right) - 11,10 \times 2,40 \left( \frac{2,40}{2} \right)$$

$$R_A = 20,79 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0 \quad - R_B \times 3,70 + (8,19 \times 1,30) \left( \frac{1,30}{2} \right) + 11,10 \times 2,40 \left( \frac{2,40}{2} + 1,30 \right)$$

$$R_B = 19,87 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 20,79 + 19,87 = 40,66 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{vérifié}$$

**1. Calcul des efforts internes (effort tranchant et moment fléchissant)**

➤ **Tronçon 1 :  $0 \leq x \leq 1,30\text{m}$**

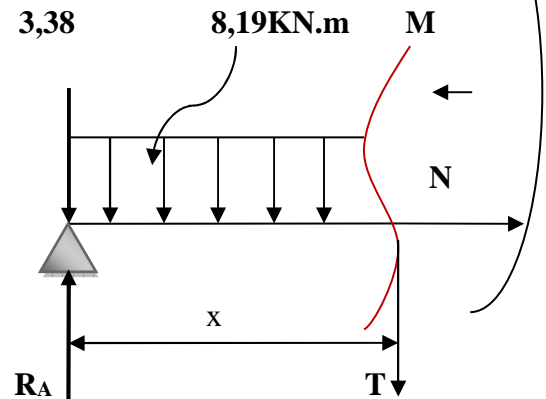
**Effort tranchant T**

$$\sum F / y = 0 \implies T + 8,19x + 3,38 - 20,79 = 0$$

$$T = - 8,19 x - 3,38 + 20,79$$

$$T = - 8,19x + 17,41$$

$$\begin{cases} X=0\text{m} \implies T(0) = 17,41\text{KN} \\ X=1,30\text{m} \implies T(1,30) = 6,77\text{KN} \end{cases}$$



**Moment fléchissant**

$$\sum F / i = 0 \implies M = \frac{8,19}{2}x^2 - R_Ax + 3,38x$$

$$M = - 4,09x^2 + 20,79x - 3,38x$$

$$M = - 4,09x^2 + 17,41x$$

$$\begin{cases} x=0\text{m} \implies M(0) = 0\text{KN.m} \\ x=1,30\text{m} \implies M(1,3) = 15,72\text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{S_{\max}} : a \ T = 0 \implies T = - 8,19x + 20,79 \implies X = 2,54\text{m}$$

$$\text{On a : } M = -4,09x^2 + 17,41x \implies M(2,54) = 17,83\text{KN.m}$$

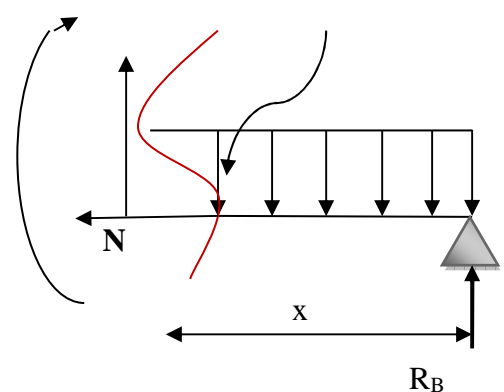
➤ **Tronçon 2:  $0 \leq x \leq 2,40\text{m}$**

**Effort tranchant T : M T 11,10KN.m**

$$\sum F / y = 0 \implies T - 11,10x + R_B = 0$$

$$T = 11,10x - 19,87$$

$$\begin{cases} X=0\text{m} \implies T(0) = -19,87\text{KN} \\ X=2,40\text{m} \implies T(2,4) = 6,77\text{KN} \end{cases}$$



➤ **Moment fléchissant**

$$\sum F/i = 0 \implies M = \frac{11,10}{2}x^2 - R_{BX}$$

$$M = -5,55x^2 + 19,87x$$

$$\begin{cases} X=0\text{m} \implies M(0) = 0\text{KN.m} \\ x=2,40\text{m} \implies M(2,40) = 15,72\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Calcul de } M_{S_{\max}} : a \ T = 0 \implies T = 11,10x - 19,87 \implies X = 1,79\text{m}$$

$$x = 1,79\text{m}$$

$$\text{On a: } M(x) = -5,55x^2 + 19,87x$$

$$M(1,79) = 17,48 \text{ KN.m}$$

**Tableau de résumé des efforts internes**

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq X \leq 1,30$	$-8,19x + 17,41$	$-4,09x^2 + 17,41x$	0	17,41	0
			1,30	6,77	15,72
$0 \leq X \leq 2,40$	$11,10x - 19,87$	$-5,55x^2 + 19,87x$	0	-19,87	0
			2,40	6,77	15,72

Tableau 3.1.4 : Résumé des efforts internes à L'ELS.

**Remarque**

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{S_{\max}}$  au niveau des appuis et en travée.

• **Aux appuis**

$$M_{S_{\text{ap}}} = (-0,3) M_{S_{\max}} = (-0,3) (15,72)$$

$$M_{S_{\text{ap}}} = -4,71 \text{ KN.m}$$

**En travée**

$$M_{S_{\text{tra}}} = (0,85) M_{S_{\max}} = 0,85 (15,72)$$

$$M_{S_{\text{tra}}} = 13,36 \text{ KN.m}$$

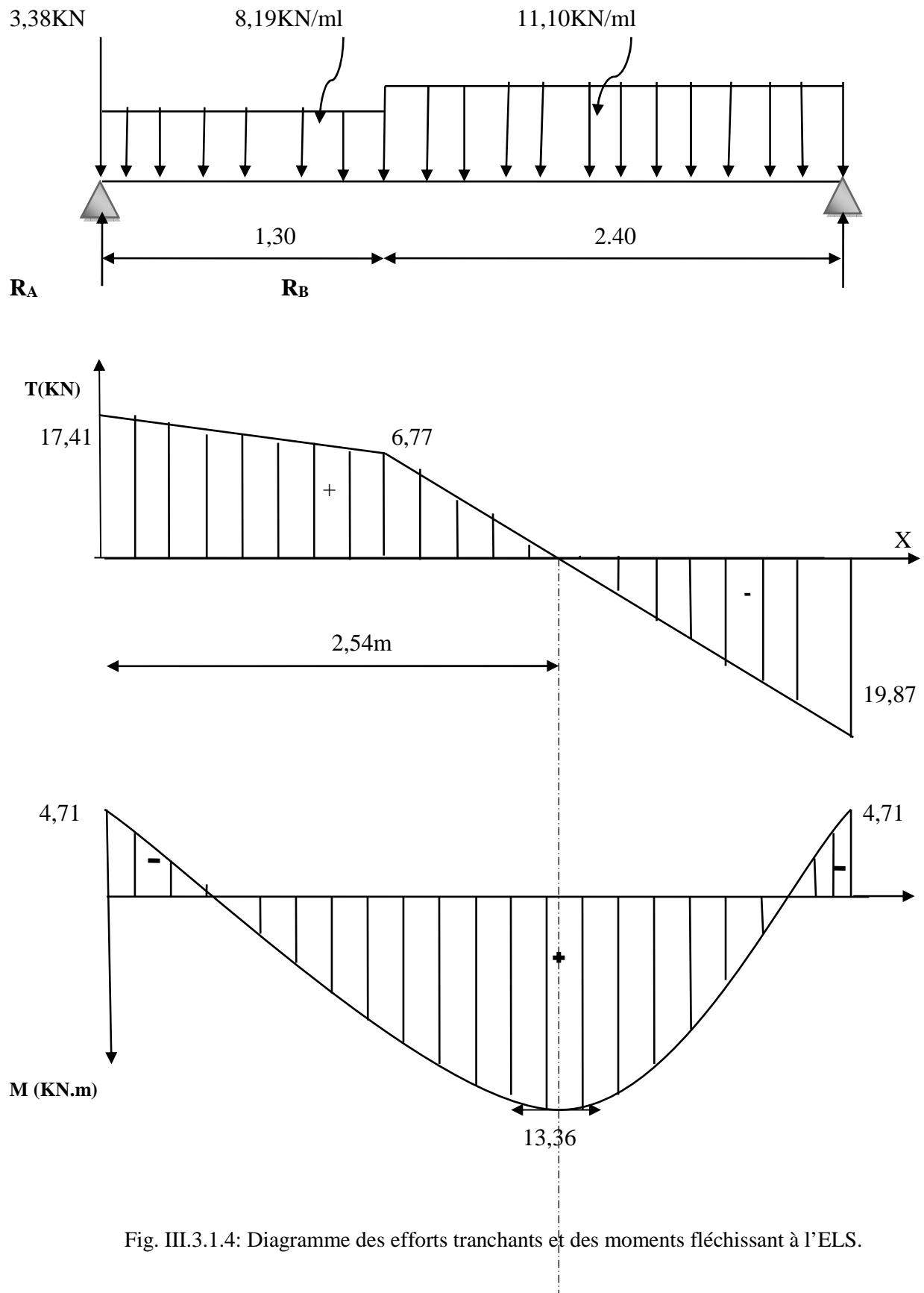


Fig. III.3.1.4: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

### III.3.6) Vérifications à *ELS*

#### a) Vérification des contraintes dans le béton

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 x d x A_{st}}$$

- **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100 x A_{st}}{b x d} = \frac{100 x 6,78}{100 x 15} = 0,450$$

$$\rho_1 = 0,450 \Rightarrow \beta_1 = 0,898 \Rightarrow k_1 = 34,02$$

$$\sigma_{st} = \frac{13,36 x 10^3}{0,898 x 15 x 6,78} = 146,28 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{146,28}{34,02} = 4,30 \text{ Mpa}$$

$$4,30 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Aux appuis**

$$\rho_1 = \frac{100 x A_{st}}{b x d} = \frac{100 x 6,78}{100 x 15} = 0,450$$

$$\rho_1 = 0,450 \Rightarrow \beta_1 = 0,898 \Rightarrow k_1 = 34,02$$

$$\sigma_{st} = \frac{4,71 x 10^3}{0,898 x 15 x 6,78} = 51,57 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{51,57}{34,02} = 1,51 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,51 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

#### Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

**b) Vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.2)**

Selon les règles BAEL91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad h : \text{Hauteur de la poutre.}$$

$L$  : Longueur libre de la plus grande travée.

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad f_e : \text{Limite d'élasticité de l'acier.}$$

$A$  : Section d'armature en travée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad M_t : \text{Moment max en travée.}$$

$M_0$  : Moment max isostatique.

**Vérification**

$$h = 17 \text{ cm} \quad ; \quad L = 370 \text{ cm} \quad ; \quad A_{\text{utr}} = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{str}} = 13,36 \text{ KN m} \quad ; \quad M_0 = 8 \text{ KN m} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{370} = 0,045 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,045 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{13,36}{10 \times 8} = 0,167 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{6,78}{100 \times 15} = 0,0045 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

une conditions n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche.

- **Calcul de la flèche**

On va vérifier la formule suivante

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0,74 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{\text{max}} l^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

Avec : I= moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t (y_2 - c)^2$$

$$Y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{bx \frac{h^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{100x \frac{17^2}{2} + 15x6,78x15}{100x17 + 15x6,78} = 8,86 \text{ cm}$$

$$Y_2 = 17 - 8,86 = 8,14 \text{ cm} \implies Y_2 = 8,14 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} \times (8,86^3 + 8,14^3) + 15 \times 6,78x(8,14-2)^2 = 44996,03 \text{ cm}^4$$

$$I = 44996,03 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11,10x(3,7)^4 x 10^6}{10818.86x44996,03} = 0.055 \text{ cm}$$

$f = 0.055 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.74 \text{ cm} \implies$  **La flèche est vérifiée.**

$\implies$  **L'escalier sera ferrillé comme suit :**

**Aux appuis :** -Armature principale :  $A_p = 6\text{HA}12 \implies e = 15 \text{ cm}$

-Armature secondaire :  $A_r = 6\text{HA}8 \implies e = 15 \text{ cm}$

**En travées :** -Armature principale :  $A_p = 6\text{HA}12 \implies e = 15 \text{ cm}$

-Armature secondaire :  $A_r = 6\text{HA}8 \implies e = 15 \text{ cm}$

**Remarque :** On adopte le même ferrillage d'escaliers pour les différents niveaux.

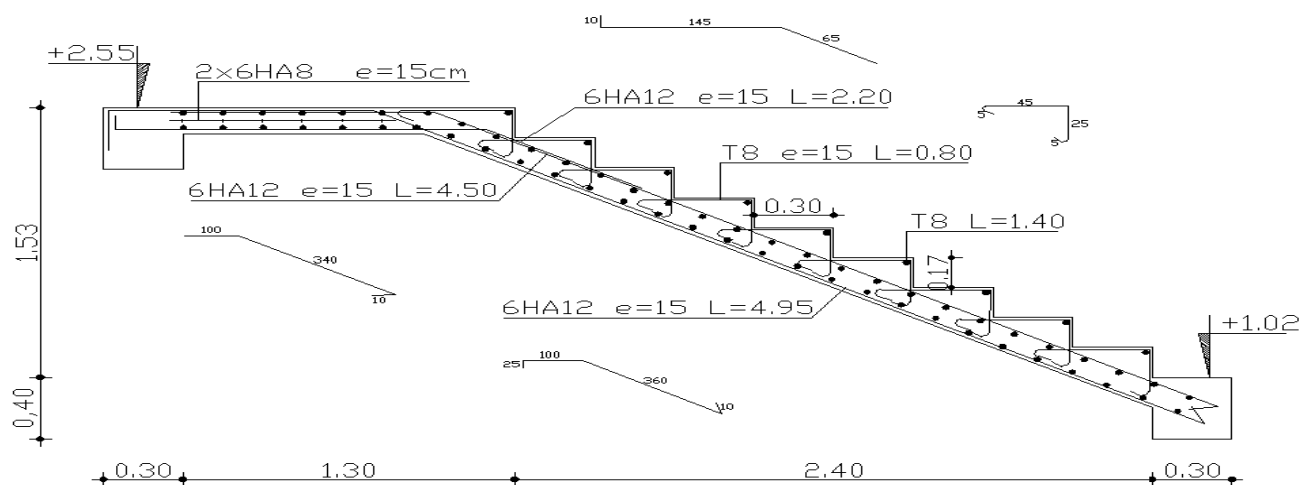


Fig. III.3.2: Ferrillage de l'escalier.

### III.4) Calcul de la poutre palière

#### Introduction

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encasté à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 4,60m (entre nu d'appuis).

#### III.4.1) Pré dimensionnement

##### a) Hauteur

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

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

Avec :

$L_{\max}$  : longueur libre de la poutre entre nœuds d'appuis.

$h_t$  : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 4,60\text{m} \Rightarrow \frac{460}{15} \leq h_t \leq \frac{460}{10}$$

$$\text{Donc : } 30,66\text{cm} \leq h_t \leq 46\text{cm}$$

Compte tenu des exigences du (RPA99 Art 7.5.1), On opte pour  $h_t = 40\text{ cm}$

##### b) Largeur

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{D'ou : } 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{ cm}$$

D'après les exigences du RPA, on prend  $b = 30\text{cm}$

##### c) Vérification aux exigences de RPA 99/Art7.5.1.RPA 99:

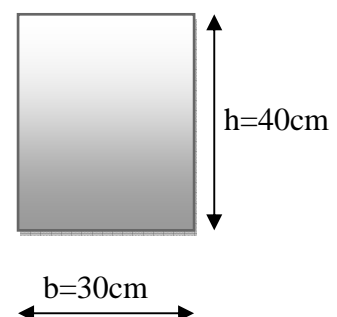
$$b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots 30 > 20 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$h_t \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 40 > 30\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots\dots\dots \frac{40}{30} = 1,33\text{cm} < 4\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc la poutre palière à pour dimensions

$$(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$$



### III.4.2) Détermination des charges revenant à la poutre

Poids propre de la poutre :  $G = 25 \times 0,30 \times 0,40 = 3 \text{ KN/ml}$

Réaction de l'escalier sur la poutre : ELU  $R_u = 28,76 \text{ KN}$

ELS  $R_s = 20,79 \text{ KN}$

#### Combinaison de charges

1'ELU :  $q_u = 1.35 G + R_u = (1.35 \times 3) + 28,76 = 32,81 \text{ KN/ml}$

$q_u = 32,81 \text{ KN/ml}$

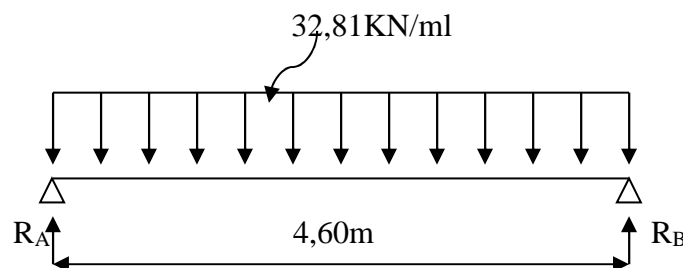


Fig.III.4.1 : Schéma statique de la poutre palière 1' ELU.

### III.4.3) Calcul des efforts à l'ELU

#### a) Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{32,81 \times 4,60}{2} = 75,46 \text{ KN}$$

#### b) Moment isostatique

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{32,81 \times 4,6^2}{8} = 86,78 \text{ KN.m}$$

#### c) Effort tranchant

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{32,81 \times 4,60}{2} = 75,46 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

**Aux appuis :**  $M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 86,78 = -26,03 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 86,78 = 73,76 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant

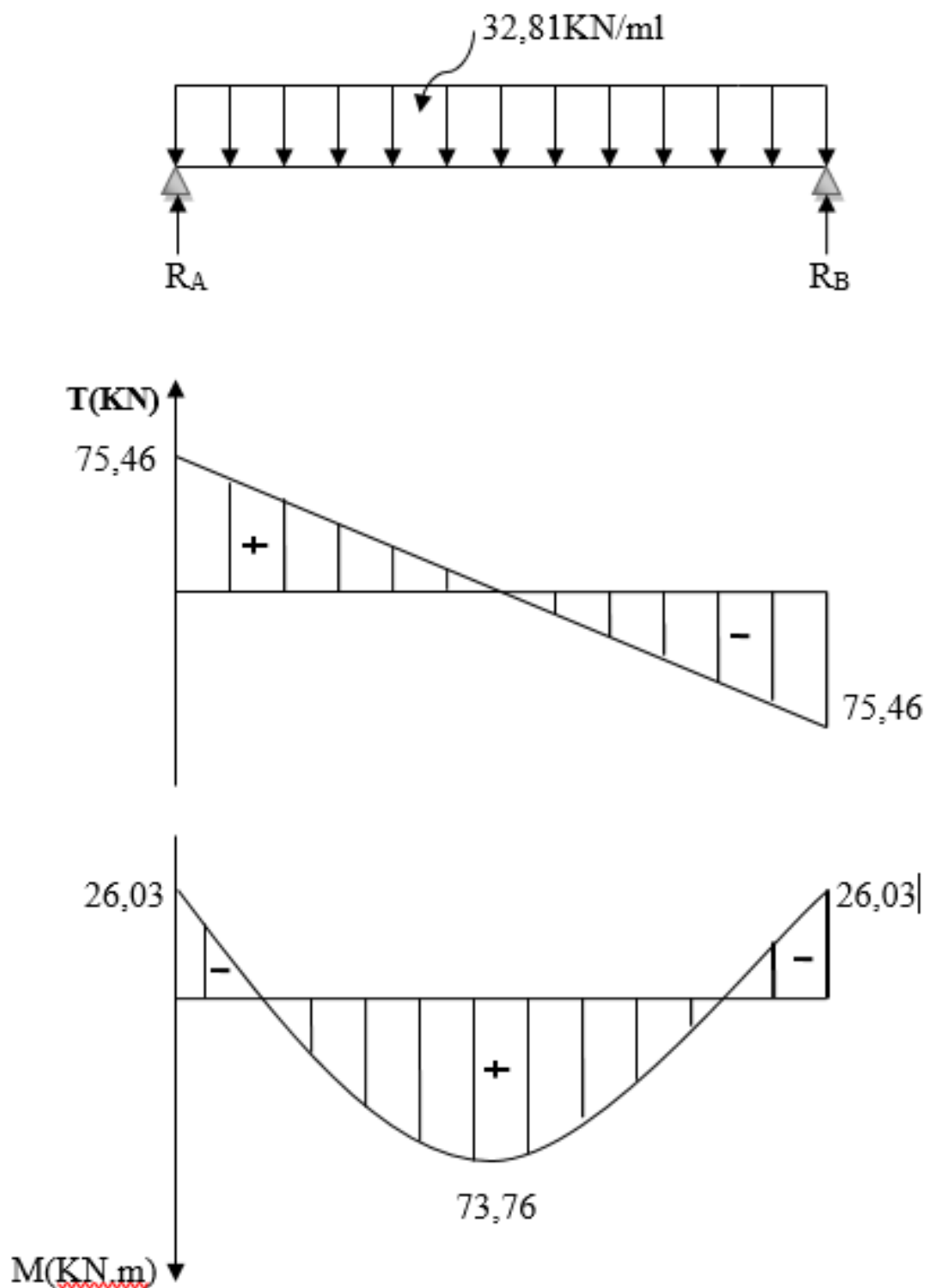


Fig.III.4.2: Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

**III.4.4) Calcul des armatures**➤ **Armature principale :**• **En travée**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{73,76 \times 10^3}{30 \times (38)^2 \times 14,2} = 0,120$$

$$\mu_b = 0,120 < \mu_1 = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0,936$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{73,76 \times 10^3}{0,936 \times 38 \times 348} = 5,96 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA16 = 6,03 cm<sup>2</sup>**

• **Aux appuis**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{26,03 \times 10^3}{30 \times (38)^2 \times 14,2} = 0,042$$

$$\mu_b = 0,042 < \mu_1 = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0,979$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{26,03 \times 10^3}{0,979 \times 38 \times 348} = 2,01 \text{ cm}^2$$

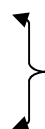
On opte pour **3 HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>**.

**III.4.5) Vérifications à l'ELU****a) Condition de non fragilité : (BAEL91/Art. A.4.2.1)**

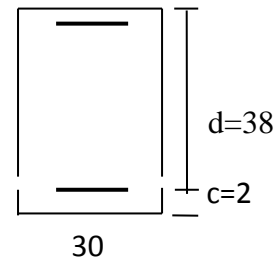
$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,37 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,37 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6,03 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,37 \text{ cm}^2$$



Condition vérifiée



**b) Vérification de la contrainte tangentielle :(BAEL91/Art. A.5.2.2)**

$$T_u^{\max} = 75,46 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{75,46 \times 10}{30 \times 38} = 0,66 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement(BAEL91/Art.A.6.1.3)**

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{75,46 \times 10}{0,9 \times 38 \times 3(1,6) \times 3,14} = 1,46 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinal

**d) Ancrage des barres (BAEL91/Art.6.1,23)**

$$\tau_s = 0,6\psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56 \text{ cm} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42 \text{ cm} \end{array} \right.$$

La longueur d'ancrage mesuré hors crochets :  $L_C = 0,4L_s$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_C = 0,4 \times 56 = 22,4 \text{ cm} \\ L_C = 0,4 \times 42 = 16,8 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**e) L'influence de l'effort tranchant aux niveaux des appuis****• Sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$T_U^{\max} < \frac{0,4 f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b$$

$$T_U^{\max} < \frac{0,4 \times 25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,38 \times 0,30 = 684 \text{ KN}$$

$$T_U^{max} = 75,46 \text{ KN} < 684 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Sur l'acier**

On doit vérifier que

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_U^{max} - \frac{M_a}{0,9 X d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \left( 75,46 \times 10^3 - \frac{26,03 \times 10^6}{0,9 \times 380} \right) \times 10^{-2} = 0,018 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,018 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Les armatures transversales**

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \varphi_1^{max} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 1,6 ; 1,14 ; 3 \} = 1,14 \text{ cm}$$

On choisit un diamètre :  $\varphi = 8 \text{ mm}$

Donc on adopte **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** → (1 cadre + 1 étrier)  $\varphi 8$

➤ **Espacement des armatures**

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 34,2 ; 40 \text{ cm} \} = 34,2 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad ; \quad \frac{2,01 \times 400}{30 \times 25} = 1,07 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Selon (RPA 99 version 2003/Art ; 7.5.2.2) ; l'espacement doit vérifier**

- **Sur appuis**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{40}{4} ; 12 \times 1,6 \right\} = 10 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 7 \text{ cm}$

- **En travées**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$

Les premières armatures transversales doivent être disposées 5 cm ou plus du nœud de l'appui ou de l'encastrement.

### III.4.6) Calcul à L'ELS

#### 1. Combinaison de charges

$$l'ELS : q_s = G + R_s = 3 + 20,79 = 23,79 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 23,79 \text{ KN/ml}$$

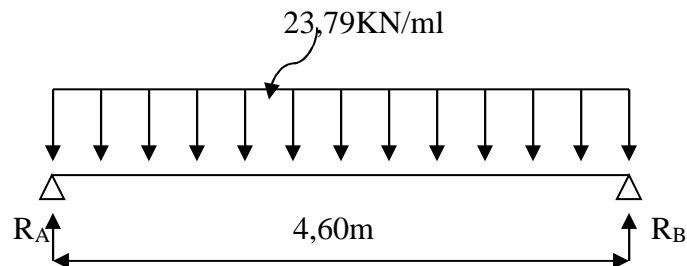


Fig. III.4.3 : Schéma statique de la poutre palière l'ELS.

#### a) Les réactions d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{23,79 \times 4,60}{2} = 54,71 \text{ KN}$$

#### b) Moment isostatique

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{23,79 \times (4,60)^2}{8} = 62,92 \text{ KN.m}$$

#### c) Effort tranchant

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{23,79 \times 4,60}{2} = 54,71 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 62,92 = -18,87 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 62,92 = 53,48 \text{ KN.m}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

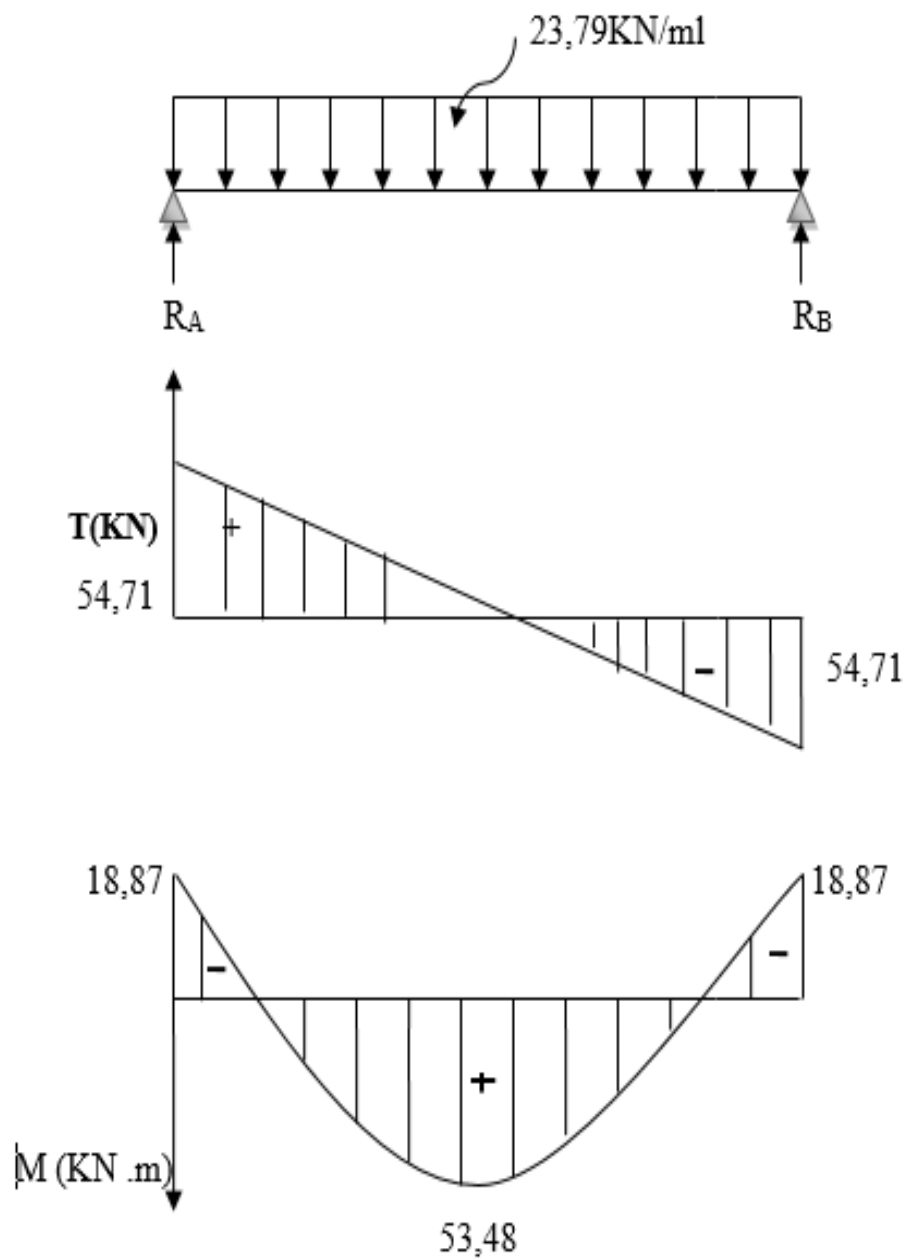


Fig. III.4.4 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant a L'ELS

**III.4.7) Vérifications à l'ELS****a) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3)**

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

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

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

**En travée :  $A_{st} = 6,03 \text{ cm}^2$**

$$\rho_1 = \frac{100 x A_{st}}{bd} = \frac{100 x 6,03}{30 x 38} = 0,530 \quad \Longrightarrow \beta_1 = 0,851 \quad \Longrightarrow K_1 = 18,56$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{53,48 x 10^3}{0,851 x 38 x 6,03} = 274,26 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{274,26}{18,56} = 14,77 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 14,77 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Sur appuis :  $A_a = 3,39 \text{ cm}^2$**

$$\rho_1 = \frac{100 x A_a}{bd} = \frac{100 x 3,39}{30 x 38} = 0,299 \quad \longrightarrow \beta_1 = 0,874 \quad \longrightarrow K_1 = 15,12$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{18,87 x 10^3}{0,874 x 38 x 3,39} = 167,60 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{167,60}{15,12} = 11,08 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 11,08 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**III.4.8) Vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1) :**

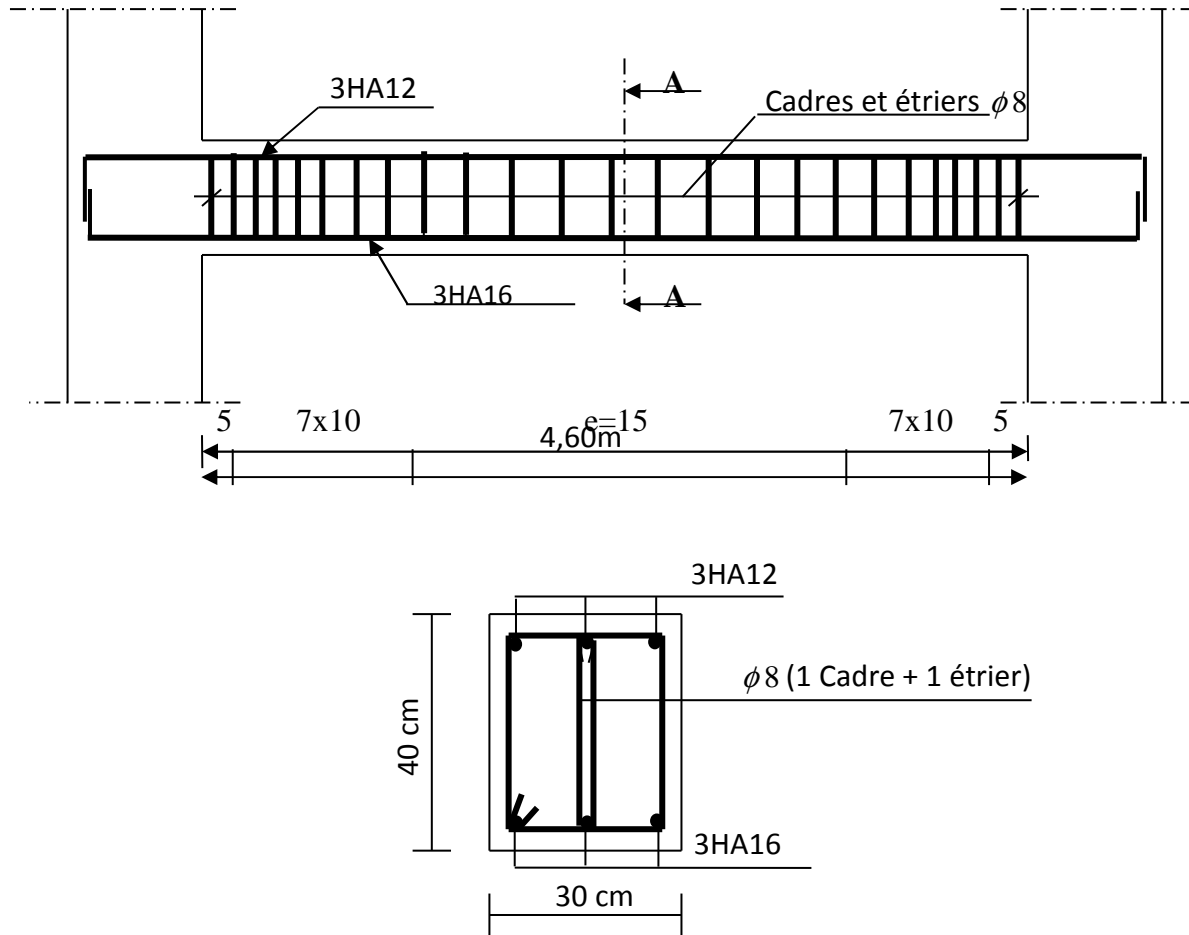
$$\frac{h}{L} = \frac{40}{460} = 0,086 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,086 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{53,48}{10 \times 62,92} = 0,085 \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{6,03}{30 x 38} = 0,005 \leq \frac{4,2}{f_c} = 0,0105 \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion**

On se dispense du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.



**Coupe A-A**

Fig.III.4.5 Ferrailage de la poutre palière

### III-5) calcul dalle pleine de la salle machine

#### Introduction

Notre immeuble est constitué d'une seule cage d'ascenseur, munie d'une dalle pleine reposant sur 04 côtés. Le panneau est rectangulaire ( $2,20 \times 1,60$ )  $m^2$ .  
La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

Vitesse d'entraînement :  $V = 1 \text{ m/s}$ , pouvant charger 8 personnes de 6,3KN.

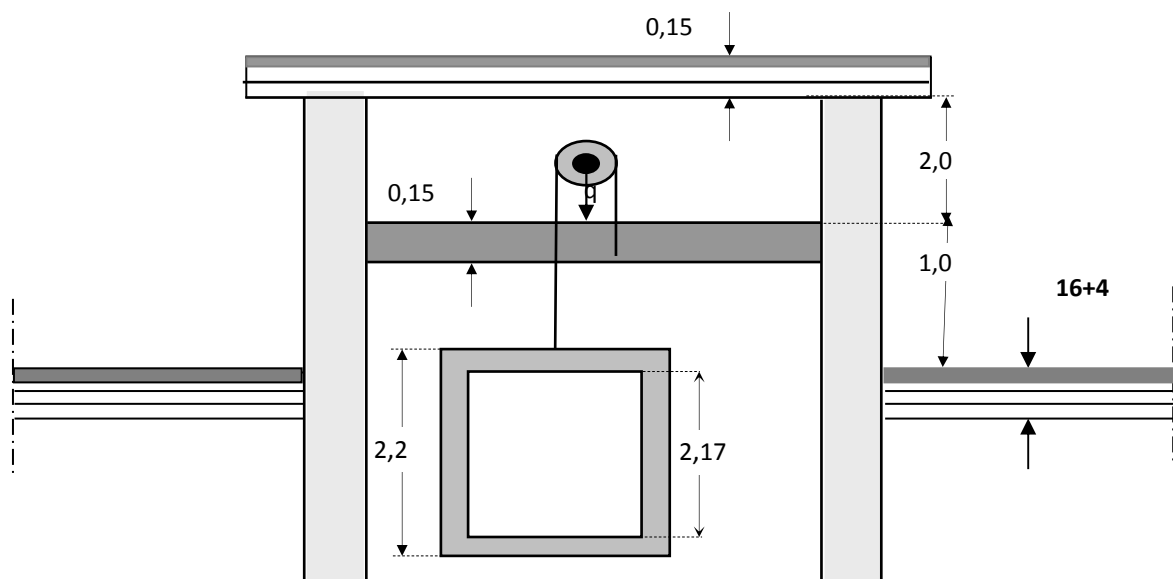


Fig. III.5.1 : coupe verticale de la charge d'ascenseur

#### III-5-1) calcul de la salle machine

##### 1. Caractéristiques de l'ascenseur :

$$L_x = 1,60 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 2,20 \text{ m} \quad ; \quad S = 3,52 \text{ m}^2$$

Charge nominale, la surface et le total

Les constructeurs fixent pour chacun de leurs appareils une charge nominale pour un nombre de personnes, pour lesquels ils garantissent un fonctionnement nominal.

**Charge :** 630 Kg

**Poids total :**  $Q = 9$  tonnes et  $V = 1 \text{ m/s}$

**La surface de la cabine :**  $1,60 \times 2,20 = 3,52 \text{ m}^2$

2. Dimensionnement

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{30} \implies h_t \geq 220/30$$

$$h_t \geq 7.34 \text{ cm}$$

$$h_t^{min} = 15 \text{ cm (donnée par le RPA 99 Version 2003)}$$

Soit :  $h_t = 15 \text{ cm}$

Calcul du  $\rho$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,60}{2.20} = 0,73$$

$$0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 0,73 \leq 1 \implies \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

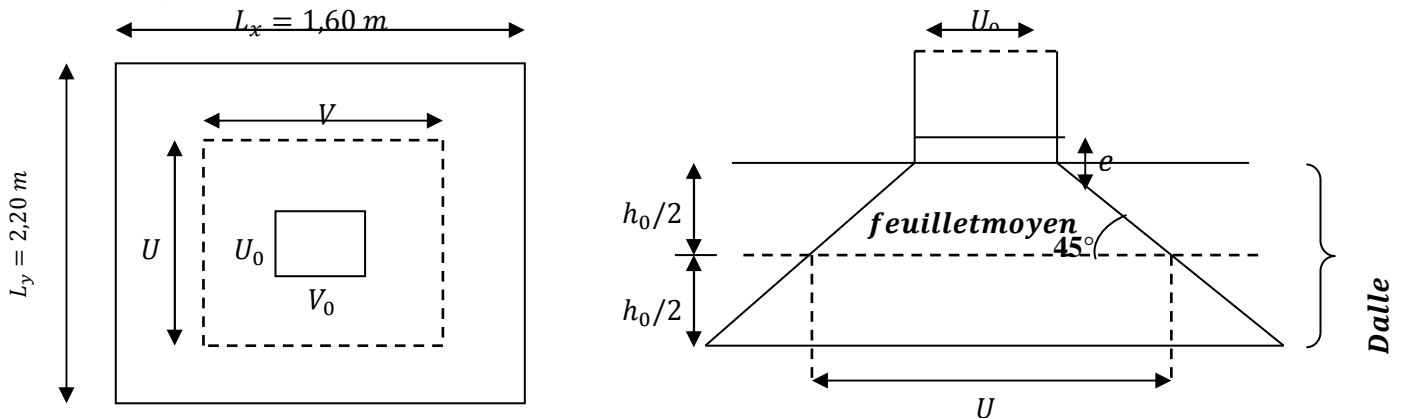


Fig III. 5.2. schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen

$(U_0 \times V_0)$  : Surface de contact

$(U \times V)$  : Surface d'impact au niveau du feuillet moyen

$h_0$  : Hauteur de la dalle

$e$  : Épaisseur de revêtement

$$U = U_0 + 2\left(\frac{h_0}{2} + \xi \cdot e\right)$$

$$\begin{cases} V = U_0 + 2\left(\frac{h_0}{2} + \xi \cdot e\right) \\ U = U_0 + 2e_0 + h_0 \end{cases} \implies \text{Rerevetement en béton } (\zeta = 1)$$

$$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm} \quad V = V_0 + 2e_0 + h_0$$

$$\begin{cases} U = U_0 + 2e_0 + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.} \\ V = V_0 + 2e_0 + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.} \end{cases}$$

### 3. Détermination des sollicitations

#### ➤ A L'ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = 1.35 P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN} \text{ ; (charge concentrée du système de levage)} \\ q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) + 1.5 \times 1 = 8.04 \text{ KN/ml (charge uniformément répartie)} \end{array} \right.$$

#### ➤ A l'ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} P_s = P = 90 = 90 \text{ KN} \\ q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

### 4. Calcul des moments

#### a) Moment du au système du levage

Les abaques donnent les moments au centre linéaire du panneau.

$$M_{x1} = (M_1 + M_2 \cdot \nu) \times P_u$$

$$M_{y1} = (M_2 + M_1 \cdot \nu) \times P_u$$

$M_1$  et  $M_2$  : Coefficient donnés par les tables de PIGEAUD en fonction de :

$$\left( \rho_x \text{ Et les rapports : } \frac{u}{L_x} ; \frac{V}{L_y} \right)$$

$$\nu : \text{Coefficient de poisson Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \text{ à ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ à ELS} \end{array} \right.$$

$P_u$  : Intensité de la charge concentrée

$U, V$  : Coté du rectangle sur lequel la charge « P » s'applique

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,73 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{160} = 0,65 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{220} = 0,48 \end{array} \right.$$

➤ Les valeurs de  $M_1$  et  $M_2$  sont données dans sous tableaux de PIGEAUD relatif

à  $\rho = 0,7$  et  $\rho = 0,8$

$\rho = 0,7$			
$V/L_y$ / $\mu/L_x$		0,6	0,7
Valeur de $M_1$	0,4	0,108	0,098
	0,5	0,103	0,093
Valeur de $M_2$	0,4	0,068	0,063
	0,5	0,057	0,054

$\rho = 0,8$			
$V/L_y$ / $\mu/L_x$		0,6	0,7
Valeur de $M_1$	0,4	0,100	0,090
	0,5	0,095	0,086
Valeur de $M_2$	0,4	0,076	0,071
	0,5	0,067	0,063

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,1005 \\ M_2 = 0,0695 \end{array} \right.$$

➤ A L'ELU

$$M_{x1} = (M_1 + M_2 \cdot v) \times P_u = (0,1005 + 0) \times 121,5 = 12,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (M_2 + M_1 \cdot v) \times P_u = (0,0695 + 0) \times 121,5 = 8,44 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 12,21 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 8,44 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

## b) Moment du au poids propre de la dalle pleine

Les moments fléchissant développés au centre du panneau

- Sens  $L_x$  :

$$M_{x2} = u_x \cdot q_u \cdot (L_x)^2$$

- Sens  $L_y$  :

$$M_{y2} = u_y \cdot (M_{x2})$$

$u_x$  et  $u_y$  : Sont donnés en fonction de rapport  $\rho_x$  et le coefficient de poisson  $\nu$

$$\text{On a } \left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,73 \\ \nu = 0 \end{array} \right. \xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \begin{array}{l} u_x = 0,0600 \\ u_y = 0,4837 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = u_x \cdot q_u \cdot (L_x)^2 = 0,0600 \times 8,04 \times (1,60)^2 = 1,235 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = u_y \cdot (M_{x2}) = 0,4837 \times (1,235) = 0,60 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = 1,235 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,60 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

## c) Suppression des moments

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = M_{x1} + M_{x2} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x = 12,21 + 1,235 = 13,445 \text{ KN.m} \\ M_y = 8,44 + 0,60 = 9,04 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x = 13,445 \text{ KN.m} \\ M_y = 9,04 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Moment en travée :**  $M^t = 0,85 M$

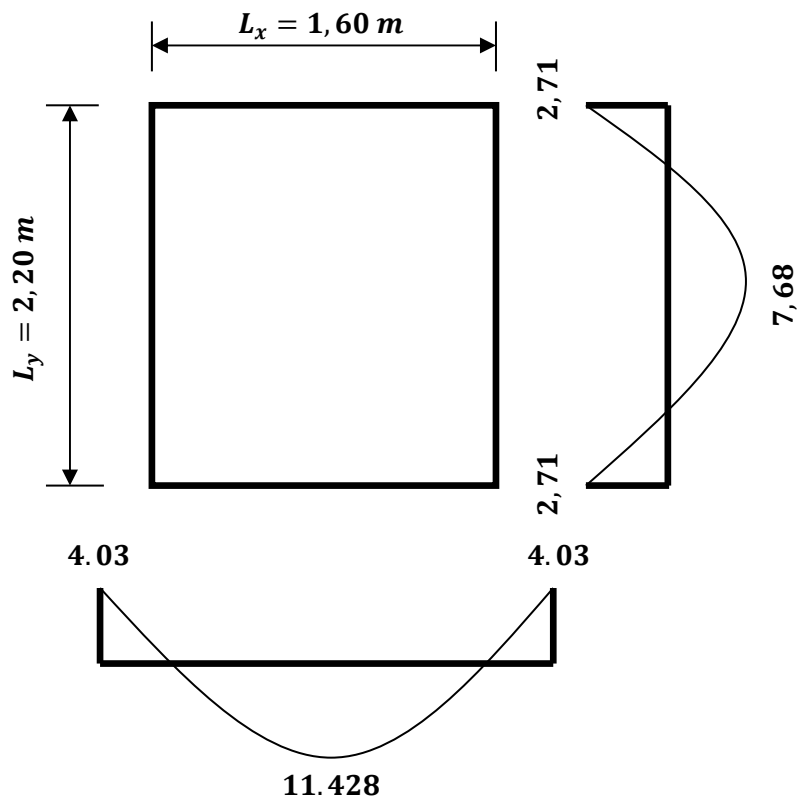
$$M_x^t = 0,85 M_x = 11.428 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 M_y = 7.68 \text{ KN.m}$$

- **Moment aux appuis :**  $M^a = -0,3 M$

$$M_x^a = -0,3 M_x = -4.03 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3 M_y = -2.71 \text{ KN.m}$$



## 5. Ferrailage

Il se fera à L'ELU pour une bande de 1m de largeur

❖ **Sens X-X :**

• **Aux appuis**

$$\text{Calcul } \mu_b: \mu_b = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.03 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,0197$$

$$\text{On a : } \mu_b = 0,0197 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu_b = 0,0197\beta = 0,990$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4,03 \times 10^6}{0,990 \times 120 \times 348} = 97,47 \text{ mm}^2 = 0,974 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2 = 4HA8$  avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$

• En travée

$$\text{Calcul } \mu_b: \mu_b = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11,428 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,056$$

On a :  $\mu_b = 0,050 < \mu_l = 0,392$

$$\mu_b = 0,056 \longrightarrow \beta = 0,971$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11,428 \times 10^6}{0,971 \times 120 \times 348} = 2,81 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{st} = 3,01 \text{ cm}^2 = 6HA8$  avec :  $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ Sens Y-Y :

• Aux appuis

$$\text{Calcul } \mu_b: \mu_b = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,71 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,013$$

On a :  $\mu_b = 0,013 < \mu_l = 0,392$

$$\mu_b = 0,0128 \longrightarrow \beta = 0,9935$$

$$A_a = \frac{M_t^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2,71 \times 10^6}{0,9935 \times 120 \times 348} = 65,32 \text{ mm}^2 = 0,653 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2 = 4HA8$  avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$

• En travée

$$\text{Calcul } \mu_b: \mu_b = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,68 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,037$$

On a :  $\mu_b = 0,037 < \mu_l = 0,392$

$$\mu_b = 0,037\beta \longrightarrow 0,9815$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,68 \times 10^6}{0,9815 \times 120 \times 348} = 1,87 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2 = 4HA8$  avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$

## 6. Vérification à L'ELU

### a) Condition de non fragilité du béton (BAEL 91/Art.7.4) :

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence  $W_0$  qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Dans notre cas,  $W_0 = 0,8\%$

- **Direction principale**

$$W_x = W_0 \times (3 - \rho_x) / 2 = 0,0008 \times (3 - 0,73) / 2 = 0,0009.$$

$$A_{\min} = W_x \times b \times h = 0,0009 \times 100 \times 15 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

- **Direction secondaire**

- $W_x = \frac{A_y}{b \times h} \geq W_0 \times (3 - \rho_x) / 2 = 0,0008 \times (3 - 0,73) / 2 = 0,00090.$

$$A_y \geq 0,0009 \times 100 \times 15 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

### b) Diamètre maximale des armatures (BAEL 91 modifié 99/Art A.8.2.42) :

On doit vérifier que :  $\phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10}$

$\phi$  : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\phi 8 \text{ mm} < 15 \text{ mm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

### c) Poinçonnement (BAEL 91/Art. A.5.2.42) :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition suivante est vérifiée :

$$P_u \leq P_c = 0,045 \mu_c h f_{c28} / \gamma_b$$

$P_u$  : Charge de calcul à L'ELU

$\mu_c$  : Périmètre de contour

$h$  : Epaisseur totale de la dalle

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(105 + 105) = 420 \text{ cm}$$

$$P_c = \frac{0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25000}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = 121,5 \text{ KN} \\ P_c = 472,5 \text{ KN} \end{array} \right. \implies P_u < P_c \implies \text{Condition vérifiée}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

#### d) Vérification de la contrainte tangentielle

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

➤ **Au milieu de U**

$$T_u = \frac{P}{2L_y + L_x} \text{ Avec : } P = 90 \times 1,35 = 121,5 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{121,5}{2 \times 2,20 + 1,60} = 20,25 \text{ KN}$$

➤ **Au milieu de V**

$$T_u = \frac{P}{3L_y} = \frac{121,5}{3 \times 2,20} = 18,40 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{20,25 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,168 \text{ Mpa} \leq 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16$$

$\implies$  **Condition vérifiée**

## 7. Vérification à L'ELS

### 1) Calcul des moments

#### a) Moment du au système du levage

Les abaques donnent les moments au centre linéaire du panneau.

$$M_{x1}^s = P_s \times (M_1 + vM_2)$$

$$M_{y1}^s = P_s \times (M_2 + vM_1)$$

Avec :  $v = 0,2$  et  $P_s = 90 \text{ KN}$  ,  $M_1 = 0,1005$  ,  $M_2 = 0,0695$

$$\begin{cases} M_{x1}^s = P_s \times (M_1 + vM_2) = 90 \times (0,1005 + 0,2 \times 0,0695) = 10,29 \text{ KN.m} \\ M_{y1}^s = P_s \times (M_2 + vM_1) = 90 \times (0,0695 + 0,2 \times 0,1005) = 8,06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{x1}^s = 10,29 \text{ KN.m} \\ M_{y1}^s = 8,06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**b) Moment du au poids propre de la dalle pleine**

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/ml}$$

Dans le sens de  $L_x$

$$M_{x2}^s = \mu_x \times q_s \times (L_x)^2$$

$$\rho = 0,73 ; v = 0,2 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0707 \\ \mu_y = 0,622 \end{cases}$$

Dans le sens de  $L_y$

$$M_{y2}^s = \mu_x \times (M_{x2}^s)$$

$$M_{x2}^s = 0,0707 \times 5,85 \times (1,60)^2 = 1,05 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2}^s = 0,622 \times 1,05 = 0,65 \text{ KN.m}$$

**c) Superposition des moments**

$$M_x^s = M_{x1}^s + M_{x2}^s = 10,29 + 1,05 = 11,34 \text{ KN.m}$$

$$M_y^s = M_{y1}^s + M_{y2}^s = 8,06 + 0,65 = 8,71 \text{ KN.m}$$

**d) Correction des moments :**

**En travée :**

$$M_{tx}^s = 0,85M_x^s = 0,85 \times 11,34 = 9,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx}^s = 9,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty}^s = 0,85M_y^s = 0,85 \times 8,71 = 7,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty}^s = 7,40 \text{ KN.m}$$

**Sur appuis :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ax}^s = 0,3 \times 11,34 = 3,40 \text{ KN.m} \\ M_{ay}^s = 0,3 \times 8,71 = 2,61 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**e) Vérification des contraintes dans le béton :**

Il faut vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad ; \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Il est admis de ne pas procéder à la vérification des contraintes de compression lorsque :

- 1- La section est rectangulaire
- 2- La nuance d'acier est de FeE400
- 3-  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ; avec  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

▪ **Sens X-X :**

• **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_{tx}^s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9,64 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,047\alpha = 0,0602$$

$$\text{Soit : } g = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{\frac{11,428}{9,64}-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34$$

$$\left\{ \begin{array}{l} g = 0,34 \\ \alpha < g \\ \alpha = 0,0602 \end{array} \right. \longrightarrow \text{vérifiée}$$

• **Sur appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_{ax}^s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,40 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,0166 \longrightarrow \alpha = 0,0201$$

$$\text{Soit : } g = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{\frac{4,03}{3,40}-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34$$

$$\left\{ \begin{array}{l} g = 0,34 \\ \alpha < g \\ \alpha = 0,0201 \end{array} \right. \longrightarrow \text{vérifiée}$$

- **Sens Y-Y**

- **En travée**

$$\mu_b = \frac{M_{ty}^s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,40 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,0361\alpha = 0,0459$$

$$\text{Soit : } g = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{2,68-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,268$$

$$\left\{ \begin{array}{l} g = 0,268 \\ \alpha < g \\ \alpha = 0,0459 \end{array} \right. \longrightarrow \text{vérifiée}$$

- **Sur appuis**

$$\mu_b = \frac{M_{ay}^s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,61 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,0127\alpha = 0,0151$$

$$\text{Soit : } g = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{2,71-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,269$$

$$\left\{ \begin{array}{l} g = 0,269 \\ \alpha < g \\ \alpha = 0,0151 \end{array} \right. \longrightarrow \text{vérifiée}$$

### Conclusion

Les trois conditions précédentes sont toutes satisfaites, donc on peut se dispenser à la Vérification de la contrainte de compression de béton.

### Remarque

Comme la fissuration est peu préjudiciable, alors aucune vérification n'est nécessaire.

### ➤ Vérification de la flèche

On peut se dispenser de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x}$$

$$2) \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

**Avec :**

H : hauteur de la dalle

$M_{tx}$  : Moment en travée de la dalle continue dans la direction  $L_x$

$M_x$  : Moment isostatique dans la direction de x-x pour une bande de largeur égale à 1m

$A_x$  : Section d'armature par une bande de largeur égale à 1m

d : La hauteur utile de la bande

b : La largeur de la bande égale à 1m

$$1) \frac{h}{L_x} = \frac{15}{160} = 0,0937 \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{0,85M_x}{20M_x} = 0,0425 \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

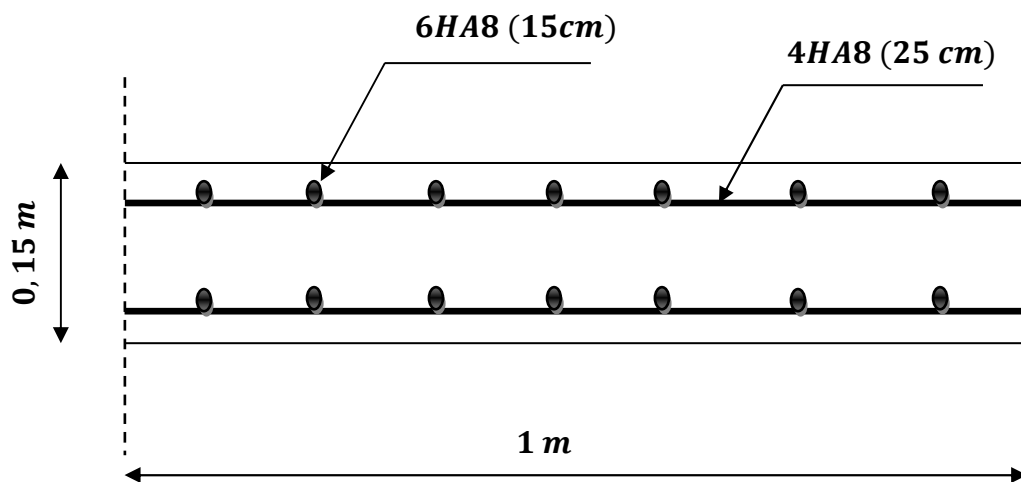
$$2) \frac{A_x}{bd} = \frac{3,01}{100 \times 12} = 0,02 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

### Ferraillage du mur voile de la cage d'ascenseur

Nous avons prévu un mur voile d'épaisseur égale à 20 cm: les armatures sont constituées de deux nappes.

Selon RPA 2003 le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% de la section du béton dans les deux sens :  $A_{\text{Min}} = 0,001 \cdot 100 \cdot 15 = 1,5 \text{ cm}^2$

Soit: **4T8 / ml = 2,01 cm<sup>2</sup> / ml**



*Fig III.5.3 schéma du ferrailage de la salle machine*

## III-6) Porte à faux

### III-6.1) Introduction

La porte à faux est une console encastrée au niveau de la poutre réalisée en dalle pleine.

### III-6.2) Dimensionnement

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

L'épaisseur des portes à faux est donnée par la formule suivante :

$$h \geq \frac{L}{10} = \frac{135}{10} = 13.5\text{cm}$$

On prend :  $h = 15\text{cm}$

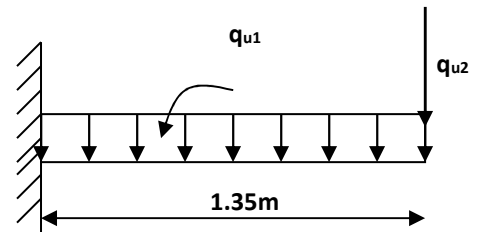


Figure III-6.1 : Schéma statique de la porte à faux

### III-6.3) Détermination des charges et surcharges

#### a) Charges permanentes :

- La dalle :

$$G = 5.26 \text{ KN/m}^2$$

- Mur extérieur :

$$G = 2.99 \text{ KN/m}^2$$

#### b) Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

### III-6.4) Calcul à l'ELU

La porte à faux est calculée en flexion simple.

#### 1) Combinaison des charges : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

**Dalle:**  $q_{u1} = [(1.35 \times 5.26) + 1.5 (1.5)] \times 1 = 9.351 \text{ KN/ml}$

**Mur extérieur :**  $q_{u2} = (1.35 \times 2.99 \times 2.91) \times 1 = 11.746 \text{ KN}$

**2) Calcul du moment d'encastrement :**

La section dangereuse étant au niveau d'encastrement, le moment est égale à :

**Moment provoqué par la charge «  $q_{u1}$  » :**

$$M_{q_{u1}} = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} = \frac{9.351 \times 1.35^2}{2} = 8.52 \text{ KN.m}$$

**Moment provoqué par la charge «  $q_{u2}$  »**

$$M_{q_{u2}} = q_{u2} \cdot l = 11.746 \times 1.35 = 15.85 \text{ KN.m}$$

**Le moment total :  $M_u = M_{q_{u1}} + M_{q_{u2}} = 24.37 \text{ KN.m}$**

**III-6.5) Calcul des armatures à ELU****1) Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{24.37 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.119$$

$$\mu = 0.112 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Par interpolation :

$$\mu = 0.119 \Rightarrow \beta = 0.9365$$

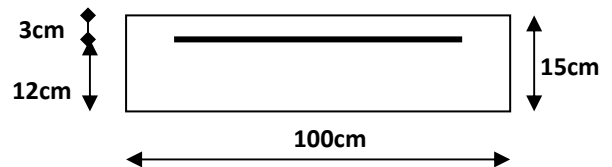
$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{24.37 \times 10^5}{0.9365 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 6.23 \text{ cm}^2$$

Soit : **6Ø12/ml** → **6.78 cm<sup>2</sup>/ml** ; avec un espacement :  $S_t = 16 \text{ cm}$

**2) Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

Soit : **4Ø10/ml** → **3.14 cm<sup>2</sup>/ml** ;  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

**III-6.6) Vérification à l'ELU****a) Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1)**

$$A_{\min} = \left( 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot d \cdot b = 0.23 \times 100 \times 12 \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$A_s = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 6.78 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée

**b) Vérification au cisaillement****Effort tranchant**

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

$$V_u = q_{u1}.l + q_{u2} = 9.351 \times 1.35 + 11.746 = 24.37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{24.37 \times 10}{100 \times 12} = 0.20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.20 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = 0.20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

**c) Vérification de l'adhérence (BAEL 91/Art A6.1,3)**

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s . f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n\pi\phi = 6 \times 3.14 \times 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{24.37 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 226.08} = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifiée} \Rightarrow \text{pas de risque d'entraînement des barres.}$$

**d) Influence de l'effort tranchant aux appuis**

- Armatures principales

$$A_s \geq \frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } V_u = 24.37 \text{ KN}$$

$$\frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{24.37 \times 10^3 \times 1.15}{400} = 70.06 \text{ mm}^2 = 0.7 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 6.78 \text{ cm}^2 > 0.7 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### e) Vérification des contraintes de béton au niveau des appuis

$$V_u \leq \bar{V}_u$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.4 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 100 \times 12 \times \frac{2500}{1.5} = 800 \text{ KN}$$

$$V_u = 24.37 \text{ KN} < 800 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### f) Ancrage des barres

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} \text{ (BAEL91/Art. A.6.1,23)}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \text{Max} \begin{cases} L_S = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \\ L_S = 40 \emptyset = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

$$L_S = 48 \text{ cm}$$

$$L_{cr} = 0.4 L_S = 0.4 \times 48 = 19.2 \text{ cm} \quad \text{soit } L_{cr} = 20 \text{ cm}$$

### III-6.7) Vérification à l'ELS

#### ➤ Combinaison des charges : $q_{s1} = G + Q$

$$\text{Dalle : } q_{s1} = 5.26 + 1.5 = 6.76 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Mur extérieur : } q_{s2} = 2.99 \times 1 \times 2.91 = 8.70 \text{ KN/ml}$$

#### ➤ Calcul du moment d'encastrement

Moment provoqué par la charge «  $q_{s1}$  »

$$M_{q_{s1}} = \frac{q_{s1} \cdot l^2}{2} = \frac{6.76 \times 1.35^2}{2} = 7.24 \text{ KN.m}$$

Moment provoqué par la charge «  $q_{s2}$  »

$$M_{q_{s2}} = q_{s2} \cdot l = 8.70 \times 1.35 = 11.74 \text{ KN.m}$$

➤ **Le moment total**

$$M_S = M_{q_{s1}} + M_{q_{s2}} = 7.24 + 11.74 = 18.98 \text{ KN.m}$$

**Vérification des contraintes**

➤ **Acier**

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

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

$$\sigma_s = \frac{M_S}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 12} = 0.565$$

Par interpolation :

$$\longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.888 \\ K_1 = 29.70 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{18.98 \times 10^5}{0.888 \times 12 \times 678} = 262.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \longrightarrow \text{Donc la section d'acier est vérifiée.}$$

➤ **Béton**

Il faut vérifier que  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_b = k \sigma_s$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{29.70} = 0.033$$

$$\sigma_b = 0.033 \times 262.70 = 8.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **vérification de l'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

➤ **Vérification de la flèche**

Nous devons vérifier les conditions suivantes

- i.  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{135} = 0.11 > \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow$  Condition vérifiée
- ii.  $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{135} = 0.11 > \frac{18.98}{10(18.98)} = 0.1 \longrightarrow$  Condition vérifiée
- iii.  $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{678}{120 \times 1000} = 0.0056 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow$  Condition vérifiée

h : la hauteur total du plancher.

L : la portée libre du balcon.

$M_t$  : moment fléchissant max de service en travée.

$M_0$  : moment isostatique de service.

b : la largeur de la section étudiée.

$f_e$ : limite élastique des armatures tendue

**CONCLUSION** : la section obtenue à l'ELU est justifiée à l'ELS.

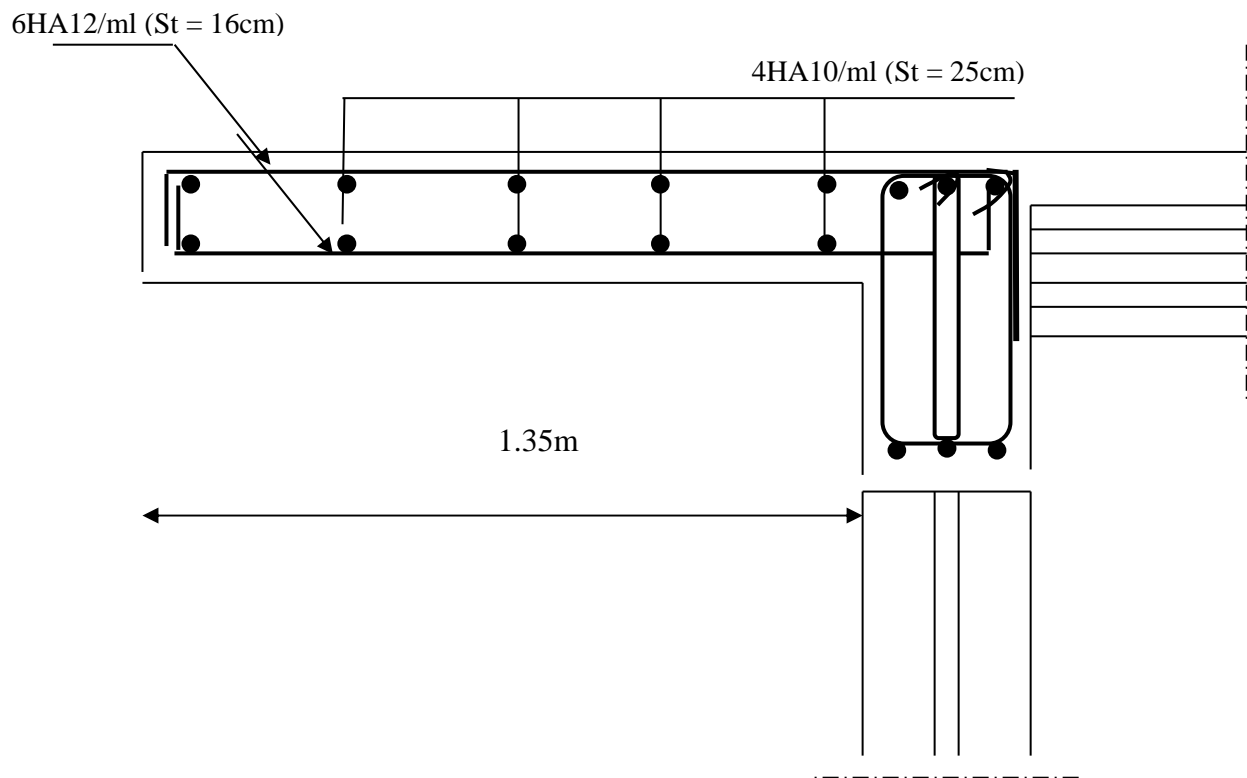


Figure III-6.2 : Ferrailage de la porte à faux

### III-7) Etude du balcon

#### III-7-1) Introduction

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.

#### III-7-2) pré dimensionnement

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10}, \text{ avec } L : \text{ largeur du balcon}$$

$$e \geq \frac{135}{10} = 13.5 \text{ cm.}$$

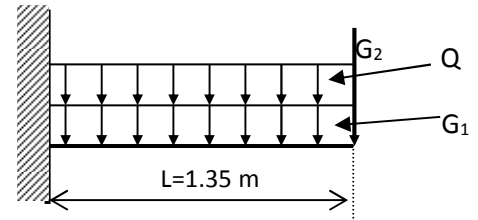


Fig (III.7.1) : Schéma statique du balcon

On prend une épaisseur  $e_p=15\text{cm}$

Les balcons à calculer sont à dalle pleine qui a pour dimensions :

Largeur = 1.35 m

Longueur = 4.50m

#### III-7-3) Charges et surcharges

##### III-7-3.1) Charges permanentes

Carrelage (2cm)..... $0.02 \times 22 = 0.44 \text{ KN/m}^2$

Chape de mortier (2cm)..... $0.02 \times 22 = 0.44 \text{ KN/m}^2$

Lit de sable (2cm)..... $0.02 \times 18 = 0.36 \text{ KN/m}^2$

Dalle pleine en BA (15cm)..... $0.15 \times 25 = 3.75 \text{ KN/m}^2$

Enduit en ciment (1.5cm)..... $0.015 \times 18 = 0.27 \text{ KN/m}^2$

$$\mathbf{G_1 = 5.26 \text{ KN/m}^2}$$

Le poids du garde corps :..... $0.9 \times 1 = 0.9 \text{ KN/m}^2$

$$\mathbf{G_2 = 0.9 \text{ KN/m}^2}$$

##### III-7-3.2) Surcharge d'exploitation :(uniformément répartie)

Surcharge d'exploitation de la dalle, donnée par le DTR :  $Q = 3.5 \text{ KN/ml}$

Surcharge due à la main courante :  $Q' = 1 \text{ KN/ml}$

### III-7-4) Les combinaisons de charges

#### III-7-4.1) Les combinaisons de charges à l'ELU

Pour la dalle :  $q_u = [1.35G_1 + 1.5Q] \times 1m = 1.35(5.26) \times 1m + 1.5(3.5) \times 1m = 12.35 \text{KN/ml}$ .

Pour le garde-corps :  $g_u = (1.35G_2) \times 1m = 1.35(0.9) \times 1m = 1.215 \text{KN/ml}$ .

Pour la main courante :  $q_{u1} = (1.5Q') = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{KN/ml}$

#### III-7-4.2) Les combinaisons de charges à l'ELS

Pour la dalle :  $q_s = (G_1 + Q) \times 1m = (5.26 + 3.5) \times 1m = 8.76 \text{KN/ml}$ .

Pour le garde-corps :  $g_s = G_2 \times 1m = 0.9 \text{KN/ml}$ .

Pour la main courante :  $q_{s1} = 1 \text{KN/ml}$

### III-7-5) Ferrailage

#### III-7-5.1) Calcul des efforts internes

Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

- à ELU

##### a) Le moment fléchissant

$$M_u = M_{q_u} + M_{g_u} + M_{q_{u1}}$$

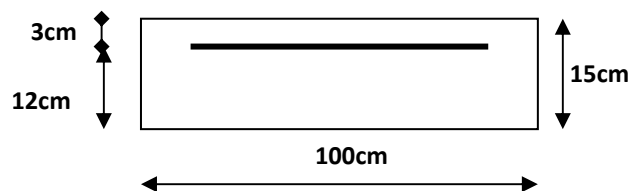
$$M_u = (q_u l^2 / 2) + g_u \times l + q_{u1} \times h = [12.35 \times (1.35)^2 / 2]$$

$$+ [1.215 \times 1.35] + [1.5 \times 1] = 14.39 \text{KN.m}$$

##### b) L'effort tranchant

$$V_u = q_u l + g_u = 12.35 \times 1.35 + 1.215 = 17.88 \text{KN}$$

##### c) Armatures principales



$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{14.39 \times 10^6}{10^3 \times 120^2 \times 14.2} = 0.070 < \mu_{id} = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A (section simplement armée)}$$

$$\mu_u = 0.070 \Rightarrow \beta = 0.964$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa} \text{ Donc : } A_u = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{14.39 \times 10^4}{0.964 \times 120 \times 348} = 3.57 \text{cm}^2$$

On adopte : **6HA12 = 6,78cm<sup>2</sup>** avec **St =16 cm**

#### d) Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{cm}^2$$

On adopte : **4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>** avec **St = 25 cm**

### III-7-5.2) Vérification des efforts

#### 1) Vérification à L'ELU

- condition de non fragilité (BAEL99/ Art A.4. 2.1) :

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2,1 \text{MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{cm}^2$$

$$A_u = 6,78 \text{cm}^2 > A_{min} = 1.45 \text{cm}^2 \text{ .....ok}$$

#### 2) Vérification des contraintes à l'ELS

La fissuration étant préjudiciable avec  $\eta = 1.6$

on doit vérifier que

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{Mpa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

#### a) Vérification des contraintes dans les aciers

$$M_s = M_{qs} + M_{gs} + M_{qsl}$$

$$M_s = (q_s l^2 / 2) + g_s \times l + q_{s1} \times h = [ 8.76 \times (1.35)^2 / 2 ] + [0.9 \times 1.35] + [1 \times 1] = 10.19 \text{KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 12} = 0,56 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.888 \\ K_1 = 29,70 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_u} = \frac{10.19 \times 10^6}{0.888 \times 120 \times 678} = 141,04 \text{Mpa}$$

$$\sigma_s = 141,04 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**b) Vérification des contraintes dans le béton**

On doit vérifier que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{141,04}{29,70} = 4.74MPa$$

$$\sigma_b = 4.74MPa \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$\Rightarrow$  Le calcul des armatures à l'ELS n'est pas nécessaire

**c) Vérification de l'effort tranchant**

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

$$\text{fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{17.88.10^3}{10^3.120} = 0,15MPa$$

Ce qui donne  $\tau_u < \bar{\tau}_u$  (condition vérifiée).

**L'espacement :**

- **Pour les armatures principales**

$$S_t \leq \min (3h, 33cm) = 33cm.$$

On prend  $S_t = 16cm < 33cm$  (condition vérifiée).

- **Pour les armatures de répartition**

$$S_t \leq \min (4h, 45cm) = 45cm$$

On prend  $S_t = 25cm < 45cm$  (condition vérifiée).

**d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres**

On a

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

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0,9.d.\Sigma U_i} = \frac{17.88.10^3}{0,9.120.226} = 0,73MPa \quad \text{avec } (\Sigma U_i = n \pi \Phi = 6 \times 3,14 \times 1,2 = 22,60cm).$$

Ce qui donne  $\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$  (condition vérifiée).

## e) Vérification de la flèche

On Doit vérifier que

$$F < \bar{F} \text{ avec :}$$

$$F = F_1 + F_2$$

$$\text{La flèche admissible : } \bar{F} = \frac{L}{250} = \frac{135}{250} = 0,54 \text{ cm}$$

Soit  $M_1 = \frac{-q.l^2}{2}$  : le moment dû à la charge et surcharge uniformément répartie revenant au balcon.

Soit  $M_2 = -g_u.l$  le moment dû à la charge concentrée.

En utilisant la méthode de vérechaguine on obtient :

$$F_1 = \frac{q.l^4}{8.E.I} \text{ f}_1: \text{ flèche due à la charge et surcharge revenant au balcon.}$$

$$F_2 = \frac{g.l^3}{3.E.I} \text{ f}_2: \text{ flèche due à la charge concentrée du au garde corps.}$$

$$I = \frac{100 \times 15^3}{12} = 28125 \text{ cm}^4 \text{ I : moment d'inertie du balcon.}$$

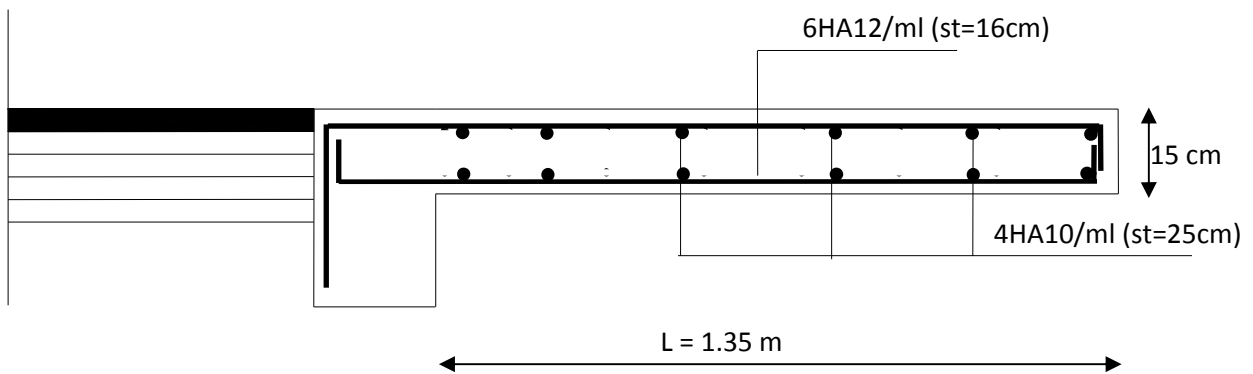
$E = 1081,887 \text{ KN/cm}^2$  :  $E$  : module de déformation différée du béton.

$$F_1 = \frac{8,76 \cdot 10^{-2} \times (135)^4}{8 \times 1081,887 \times 28125} = 0,12 \text{ cm}$$

$$F_2 = \frac{0,9 \cdot 10^{-2} \times (135)^3}{3 \times 1081,887 \times 28125} = 0,0002 \text{ cm}$$

$$F = 0,12 + 0,0002 = 0,1202 \text{ cm}$$

D'où  $F < \bar{F}$  (condition vérifiée).



*Fig III.7.2: Ferrailage du balcon*

## IV.I Modélisation de la structure

### IV.I.1) Introduction

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

❖ **Modélisation en masse concentrée**

Dans ce modèle les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher formant ainsi un pendule multiple, c'est un modèle simple mais qui a des limitations (discontinuités dans le système structural, irrégularités).

❖ **Modélisation en éléments finis**

Dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaye tout l'élément puis toute la structure.

➤ **Concept de base de la M.E.F**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres » pour chaque type d'élément, (un fonction forme) fonction de déformation de la forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être divisée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnue les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

### IV.I.2) Description de l'ETABS


L'ETABS (Extended Three Dimension Analyses Building Systems ) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques, qui est un calcul sous charge vertical (G et Q) et dynamiques qui est un calcul sous charge horizontale représenté par le séisme (E). avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppées, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

#### ❖ Terminologie

Grid line : ligne de grille.	Joints : nœuds.
Frame : portique (cadre).	Shell : voile.
Element : élément.	Restraints : degrés de liberté (DDL).
Loads : charge.	Uniformedloads : point d'application de la charge.
Define : définir.	Material : matériaux.
Concrete : béton.	Steel : acier.
Frame section : coffrage.	Column : poteau.
Beam : poutre.	Responsespectrum : spectre de réponse.

### IV.I.3 )Manuel d'utilisation de l'ETABS

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V.9.6.0

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS 

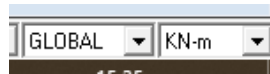
### IV.I.4) Etapes de modélisation

#### a) Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

#### ➤ Choix des unités

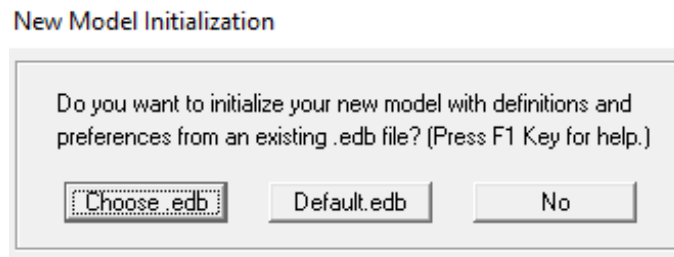
On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne (KN.m) comme unités de base pour les forces et déplacements.



### ➤ Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne file **New model** ou bien (**ctrl+n**).

Puis on clique sur **Default.edb**



Cette option permet de créer rapidement un modèle régulier, en utilisant des exemples de structures prédéfinis dans la base de données.

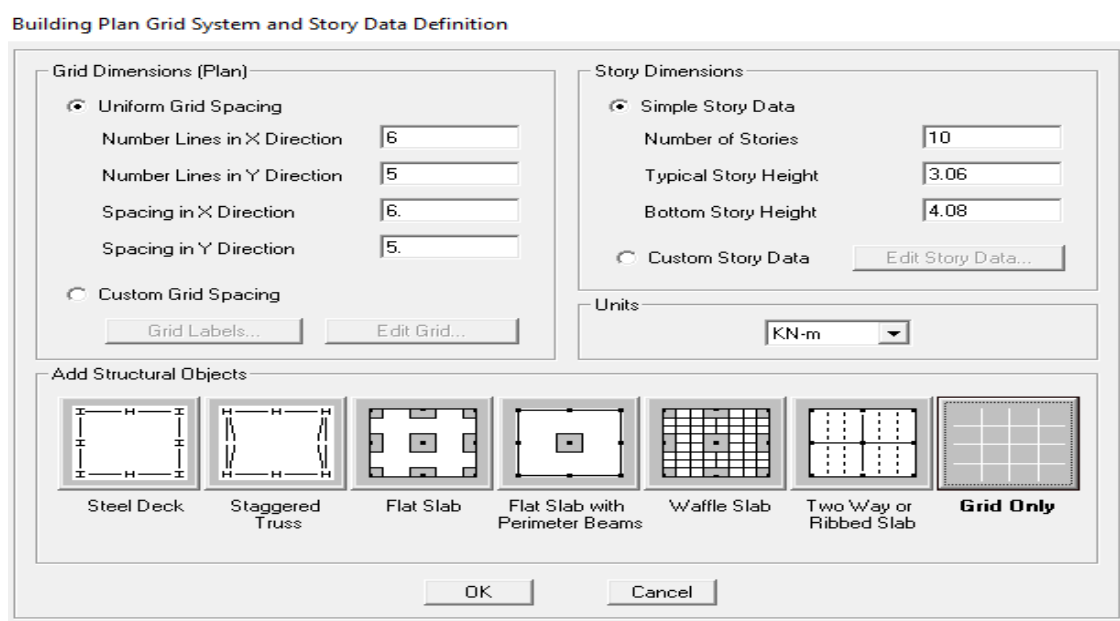


Fig IV.I-1 : Différents modèles de structures prédéfinies par ETABS et lignes de grilles par défaut.

Pour une construction en Auto-Store on choisit la première icône, dans la boîte de

Dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nombre des lignes dans la direction X (Numberlines in X direction)
- Le nombre des lignes dans la direction Y (Numberlines in Y direction)
- Nombre de travées dans le sens de Y (Number of bays along Y)
- Hauteur d'étage (story High)
- Longueur de travée dans le sens de X (Spacing in X direction) (Entre axes)
- Longueur de travée dans le sens de Y (Spacing in Y direction) (Entre axes)

- Le nombre d'étage (Number of stories)
- la hauteur d'étage courant (typical story High)
- La hauteur d'étage en bas (RDC) (bottom story hight)

➤ **Modification de la géométrie de base :**

Pour modifier les longueurs des trames en clique sur bouton droit on choisir **Edit grid data**.

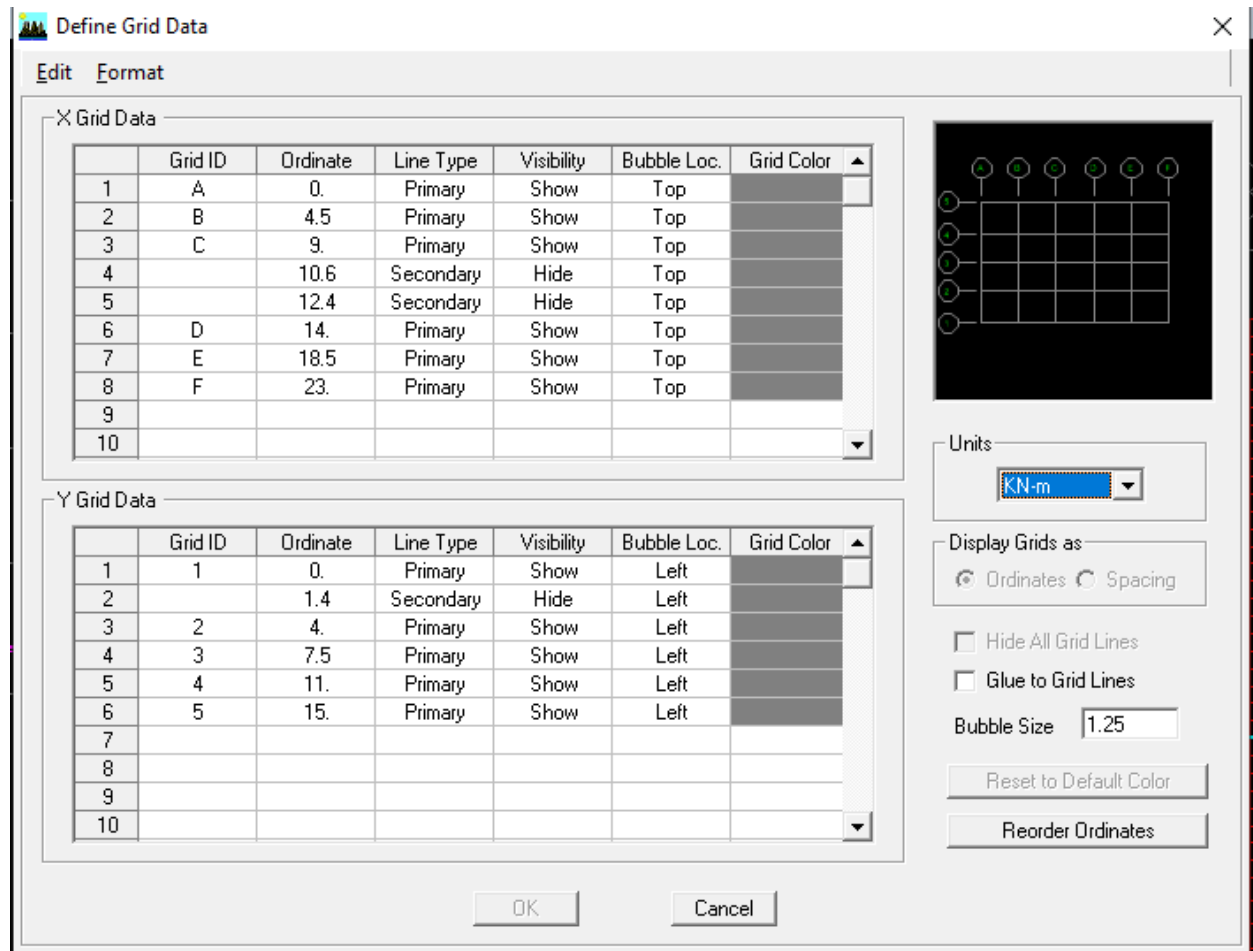


Fig IV.I.2 : Modélisation de la position des elements.

- en coche la case Spacing
- introduire les longueurs de chaque travée dans les deux directions
- on valide avec OK.

Propriétés mécanique du matériau utilisé :

Define materials properties

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques du matériau des structures (béton<conc>).

Fig IV.I.3 : définition des propriétés mécanique des matériaux.


### b) Deuxième étape

La deuxième étape consiste à spécifier les propriétés des membrures pour la structure à modéliser

#### ➤ Définition des caractéristiques géométriques des éléments

On va spécifiées ou définir pour chaque groupe d'éléments des structures leurs propriétés géométriques (les poutres principales et secondaires, les poteaux, les planchers, les dalles pleins et les voiles), qui sont en béton armé «conc»:

#### ➤ Pour les poutres et les poteaux

Define frame sections ou 

Icône properties on sélection tout delete property

Icône click to « add rectangular » pour la section de poutre et des poteaux.

### Remarque

Dans l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifie :

Pour les poteaux column, et pour les poutres beam,

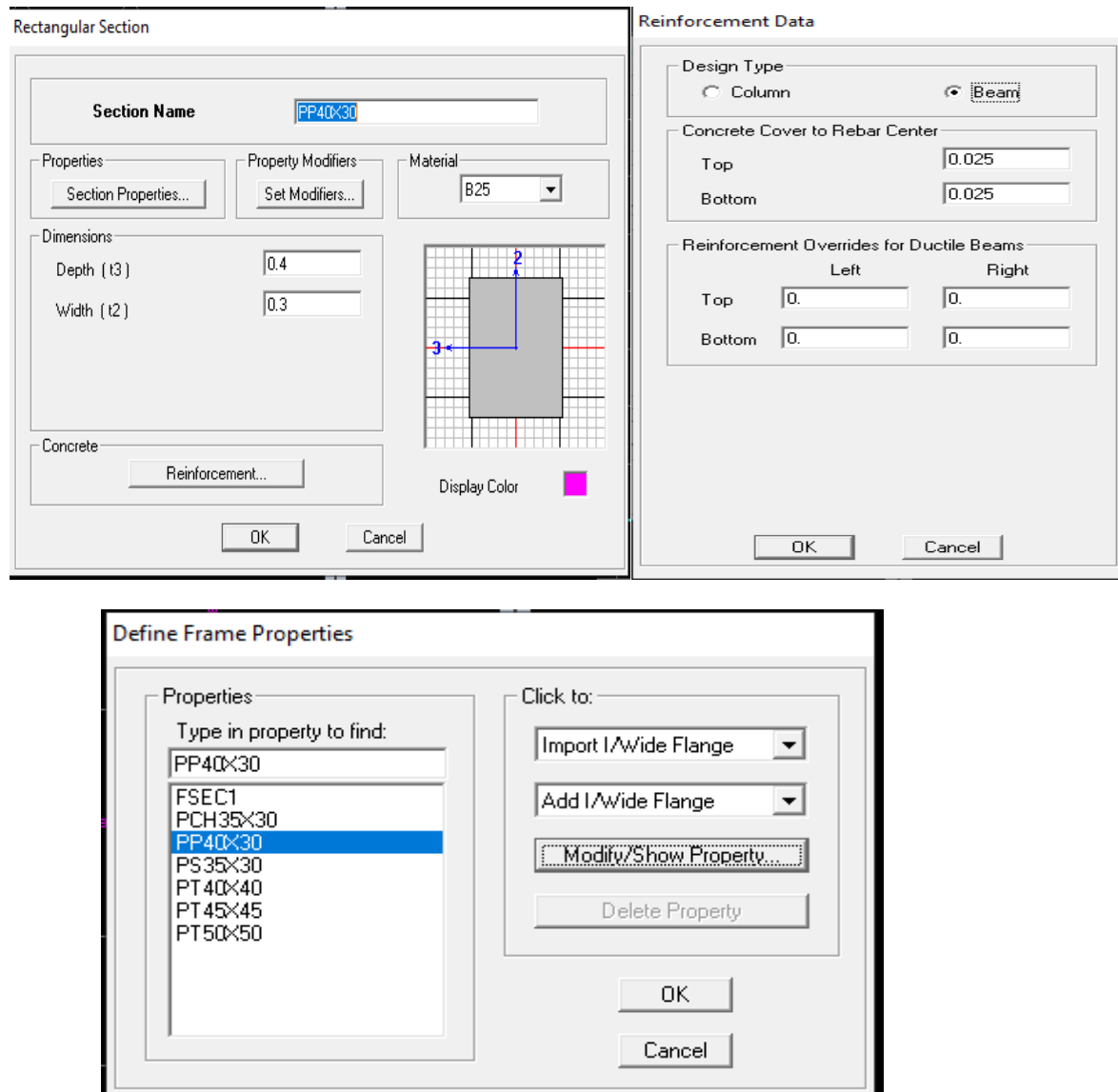


Fig IV.I.4) Introduction des propriétés des poutres et des poteaux

Nous validons avec OK, et on refait la même opération jusqu'à définir toutes les sections.

➤ **Pour les voiles et les dalles pleines**

Define –Wall/slab/deck section ou (  )

On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont:

**Élément shells** : il est utilisé pour la modélisation des voiles, dalles .Les sections de cetélément sont définies par l'épaisseur.

**Élément membran** : il est utilisé pour les éléments minces.

**Élément plate** : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

Fig IV.I.5 : Définition des voiles.

### Remarque

-Quand on modélise les voiles on doit modélisée leurs raidisseurs. Pour les introduire on les détermine comme les voiles avec le dimensionnement des poteaux.

-Les voiles et leurs raidisseurs sont un seul élément, et pour les définir ainsi on :

.Sélectionnons-les.

-Ramenant l'instruction suivant : 

Assing Shelle/Area Pier Label.

### c) Troisième étape

Dans cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.

#### - Appuis

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastrés, ou comme encastrés avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dans le nœud et un encastrement, pour définir ça dans de l'étape on :

- sélectionne les nœuds à la base.

- Ramenant l'instruction suivante

- Assign joint/point restraints. 

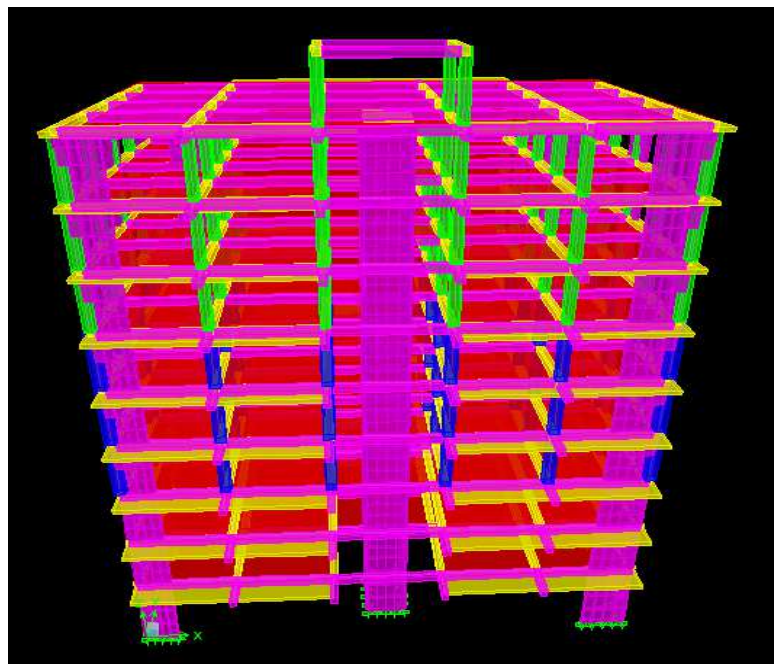
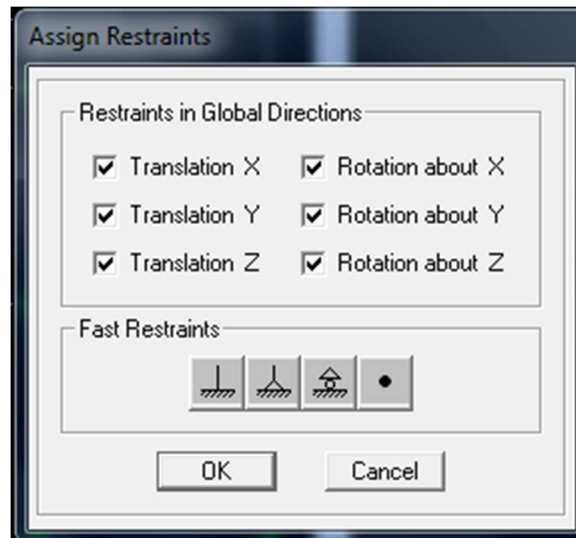



Fig IV.I.6 : Spécifier les conditions aux limites.

#### ➤ Définition de l'action sismique

La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excitée par le séisme dont cette masse égale :

$$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$$

$\beta$ : Coefficient de pondération.

L'instruction : Define masse source 

Nous permet l'introduction cette masse pour l'étude dynamique d'une manière automatique

### Remarque

Le modèle va prendre les charges permanentes et d'exploitation comme des charges répartie son couchant la case **from load**

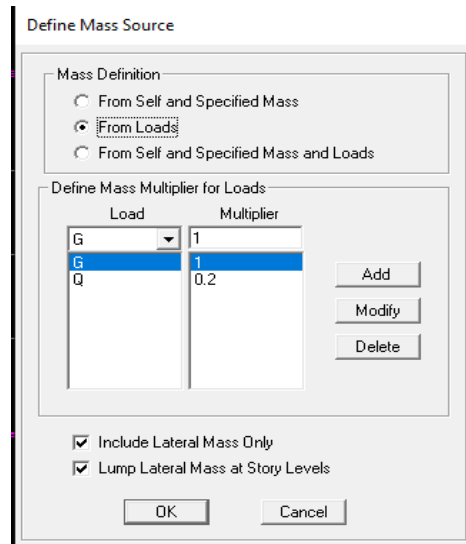
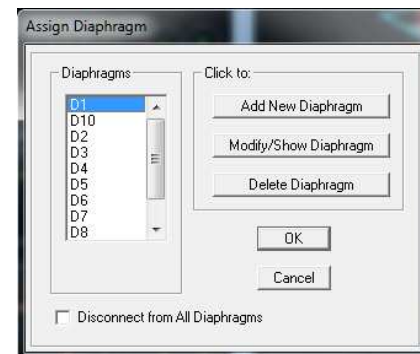


Fig IV.I.7 Définition de l'action sismique :

### ❖ les diaphragmes (constraints)

Comme les planchers sont supposés infiniment rigide ; on doit relier tous les nœuds d'un même plancher a son nœud maître de sorte qu'ils forment un Diaphragme.



Assigne joint/point diaphragme.



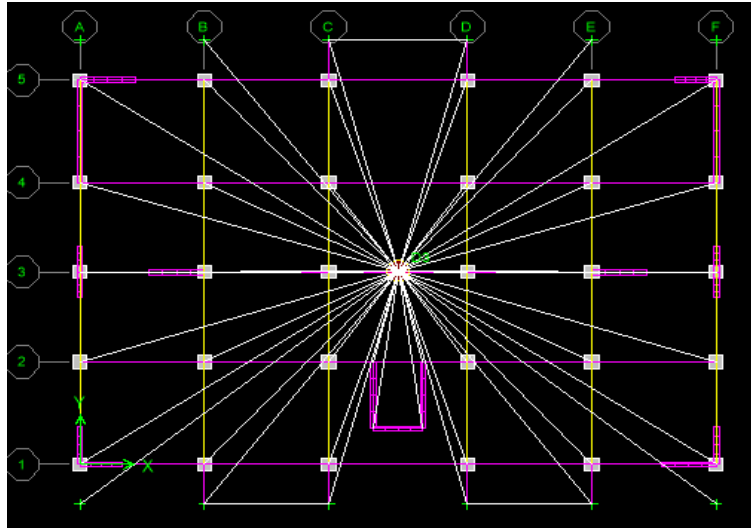


Fig IV.1.8 : Définition du diaphragme

#### d) Quatrième étape

La quatrième étape consiste à définir les charges appliquées sur la structure à modéliser.

- charge statique
  - définition de charge

Define static cases



Cette instruction nous permet de définir les cas de charges et leurs types, telle que, on distingue les charges permanentes (G ou DEAD), d'exploitations (Q ou LIVE), sismiques (QUAKE), vent (WIND), de neige (SNOW) et d'autre.

Le poids propre de la structure est pris en compte par le coefficient 1, par contre le poids propre des charges d'exploitation annulé donc on remplace ce coefficient par 0.

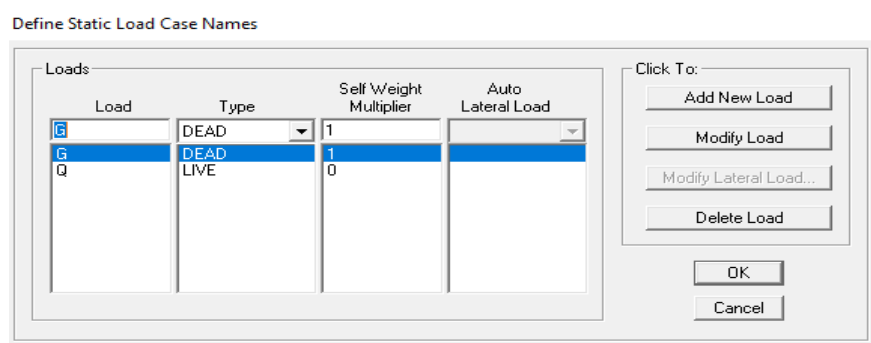


Fig IV.1.9 : Définition des charges

- Introduction des charges
- ❖ La charge sismique

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul qui est défini par le code parasismique RPA 2003 (voire chapitre I)

On définit le spectre comme suite

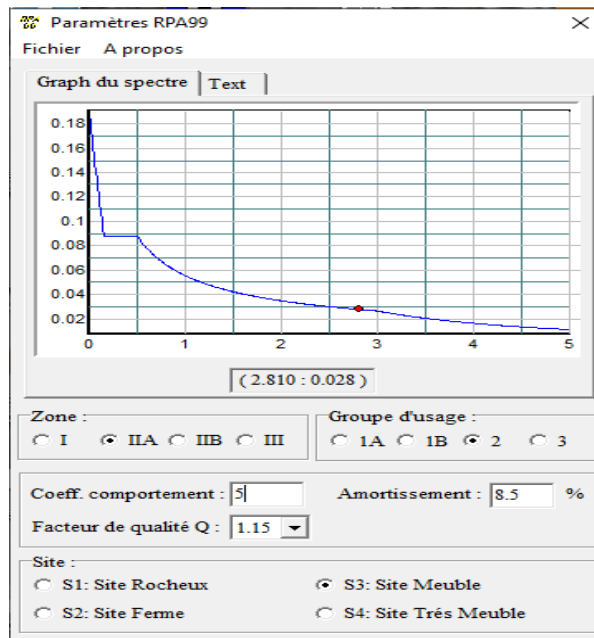


Fig IV.I.10 : Spectre de calcul

➤ L'introduction du spectre

Define Reponse spectrum functions

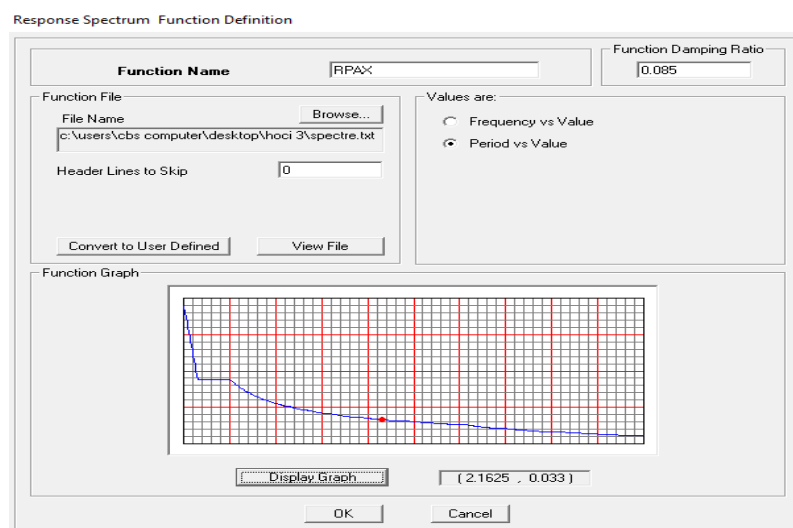
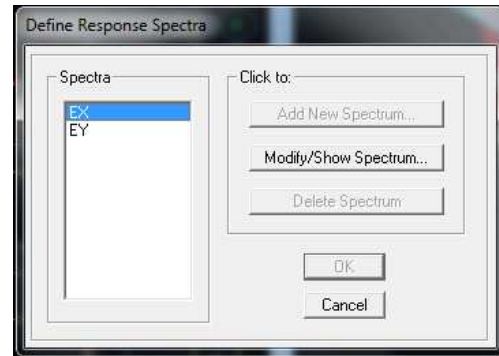


Fig IV.I.11 : Introduction du spectre de réponse

Define Réponse spectrumfunctions :


Cliquer sur Add spectrum from file

On introduit le nom de la fonction



### e) cinquième étape

La cinquième étape consiste à spécifier les combinaisons de charges

Define → Load combination 

On introduit les combinaisons de charges :

### Les combinaisons accidentelles d'après le RPA.

$(G+Q+E, G+Q-E), (0,8G+E, 0,8G-E)$

### D'après le BAEL les combinaisons de charge sont :

$(ELU : 1,35G+1,5Q), (ELS : G+Q)$ .

Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **Add new Combo**, on aura à introduire :

Le nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients par exemple

l'**ELU (1.35G + 1.5Q)**.

f) choisir **G** dans Case Name et introduire **1.35** dans Scale Factor et cliquer sur Add

g) choisir **Q** dans Case Name et introduire **1.5** dans Scale Factor et cliquer sur Add

Valider avec **OK**

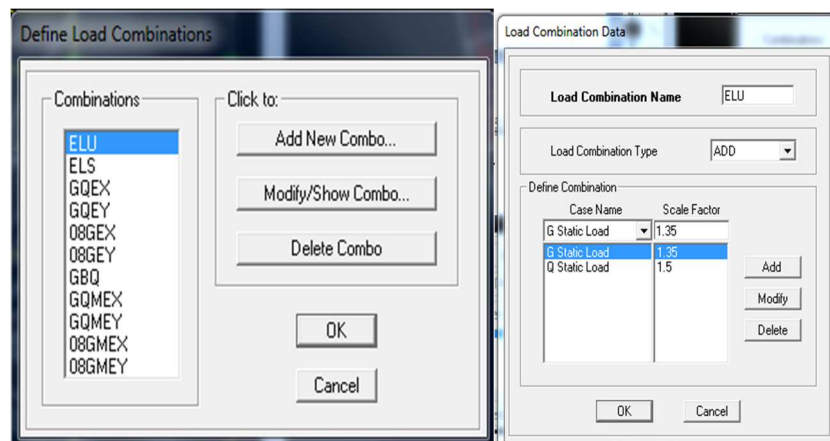


Fig IV.I.12 : Introductions de la charge sismique

### f) sixième étape

Cette étape consiste à lancer l'analyse dynamique, mais il y a lieu de spécifier le nombre de mode à utiliser dans le calcul d'une manière on doit avoir une participation massique supérieure à 90% selon le RPA 2003 :

#### ➤ Modes de vibration

Analyze → Set analysis Options

Cocher **DynamiebAnalysis** Et clique sur **Set Dynamic parameters**

On spécifier le nombre de modes a prendre en considération la ou s'est écrit **Nombre of modes** et on valide avec **OK**. Valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option**.

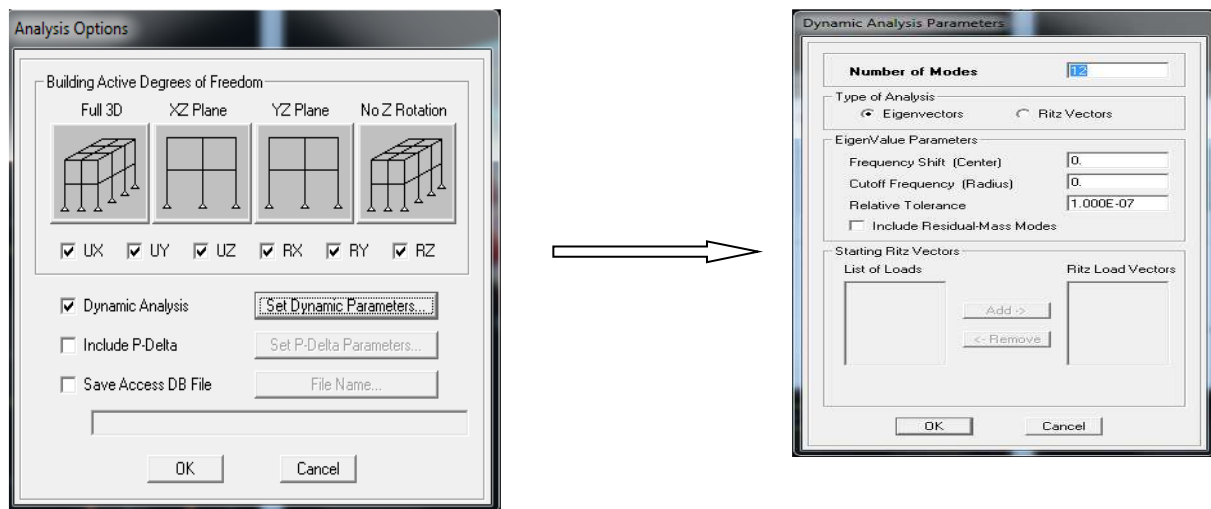



Fig IV.I.13 : Spécifier le nombre de modes

### Exécution

Analyze → Run(F5), ou cliquer sur L'ETABS 

### g) Septième étape

La septième étape consiste à visualiser les résultats de l'analyse.

Display shaw Deformed shape

Les déformations sous n'importe quel cas de charge peuvent être tracées et les valeurs des déformations aux niveaux des nœuds peuvent être affichées ou imprimées.

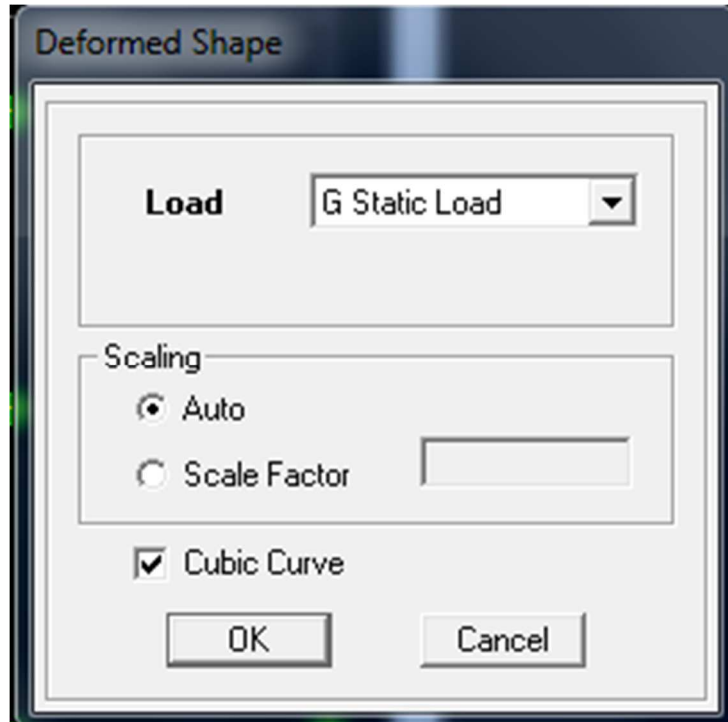


Fig IV.I.14 : Visualisation des déplacements des différents modes.

### Réaction

Display  $\Rightarrow$  Show Member Forces/ Stresses Diagram Support/Spring reaction.

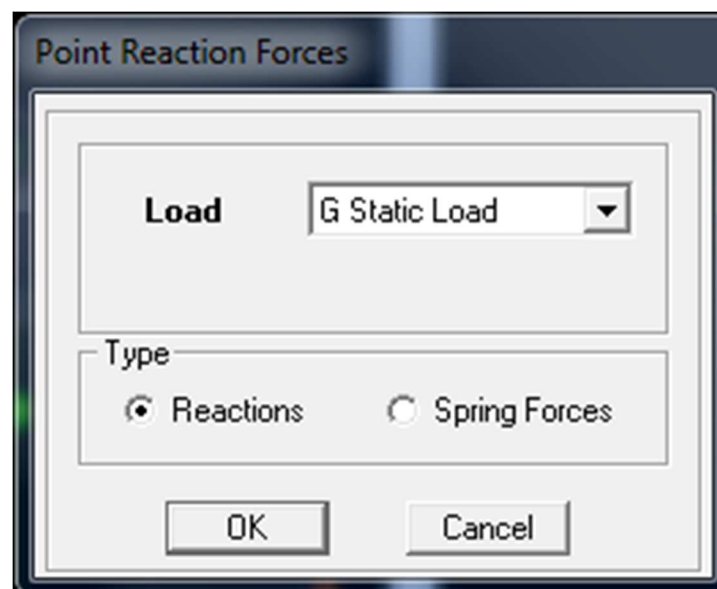


Fig IV.I.15 : Visualisation des réactions.

➤ **Visualisation des modes de vibration**

Display Show Shape.

Les déformations des modes propres peuvent être illustrées pour une meilleure appréciation et contrôle des modes des structures en espace.

➤ **Résultat d'analyse**

Pour extraire les efforts internes, les contraintes et les déplacements sous forme de tableaux, on clique sur :

Display show tables.

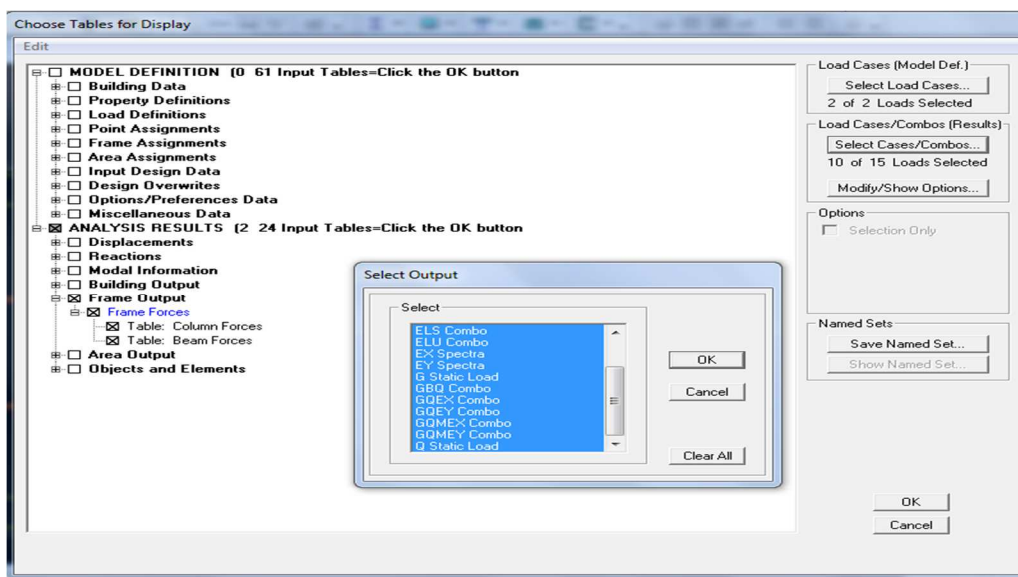


Fig IV.I.16 : Extraction des efforts avec le choix des combinaisons.

	Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
	STORY10	C2	G	0,000	-2,86	0,02	-0,01	0,002	-0,03
	STORY10	C2	G	1,305	-2,46	0,02	-0,01	0,002	-0,01
	STORY10	C2	G	2,610	-2,06	0,02	-0,01	0,002	0,004
	STORY10	C2	Q	0,000	-0,25	0,00	-0,01	0,000	-0,01
	STORY10	C2	Q	1,305	-0,25	0,00	-0,01	0,000	-0,00
	STORY10	C2	Q	2,610	-0,25	0,00	-0,01	0,000	0,005
	STORY10	C2	EX	0,000	1,16	0,02	0,01	0,030	0,021
	STORY10	C2	EX	1,305	1,16	0,02	0,01	0,030	0,004
	STORY10	C2	EX	2,610	1,16	0,02	0,01	0,030	0,016
	STORY10	C2	EY	0,000	0,98	0,01	0,02	0,037	0,037
	STORY10	C2	EY	1,305	0,98	0,01	0,02	0,037	0,016
	STORY10	C2	EY	2,610	0,98	0,01	0,02	0,037	0,008
	STORY10	C2	ELU	0,000	-4,24	0,03	-0,03	0,003	-0,06
	STORY10	C2	ELU	1,305	-3,70	0,03	-0,03	0,003	-0,02
	STORY10	C2	ELU	2,610	-3,16	0,03	-0,03	0,003	0,015
	STORY10	C2	ELS	0,000	-3,11	0,02	-0,02	0,002	-0,04
	STORY10	C2	ELS	1,305	-2,71	0,02	-0,02	0,002	-0,01
	STORY10	C2	ELS	2,610	2,24	0,02	0,02	0,002	0,005

Fig IV.I.17 : Exportation des résultats vers l'Excel.

## IV.II) Vérification des exigences du RPA

### Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre. Il produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines. Notre but est d'en remédier, par la conception adéquate des ouvrages, de façon à ce qu'ils résistent et qu'ils présentent un degré de protection acceptable pour les vies humaines et les biens matériels.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien (**RPA**) prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer un degré de protection acceptable.

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont

- La période fondamentale de la structure
- L'excentricité.
- Le pourcentage de participation de la masse modale.
- Justification du système de contreventement.
- L'effort tranchant à la base.
- Les déplacements relatifs.
- Déplacement maximal de la structure.
- Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
- Spécification pour les poteaux.

### IV.II.1) Choix de la méthode de calcul :( RPA99/mod2003/Art 4.1.1)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

### IV.II.2) Méthode dynamique modale spectrale

#### a) Principe de la 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.

## b) Conditions d'application de la MSE

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :  
 $H \leq 65\text{m}$  en zones I, IIa, IIb.  
 $H \leq 30\text{m}$  en zone III.
- Le bâtiment ou le bloc étudié, présente une configuration irrégulière, toute en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (**Art 4.1.2**) en plus de la hauteur énoncée en(a).

## 1. Vérification de la période empirique T

### a- Calcul de la période empirique

$$T = C_{TX}(h_N)^{3/4}$$

$h_N$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$C_T$ : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/V2003)

D: est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T_1 = 0.05 \times (31.62)^{3/4} = \mathbf{0.666 \text{ s}}$$

### b - Calcul de la période empirique majorée

$$T_{\text{maj}} = T + 30\%T = 0.865 \text{ s}$$

## c. Détermination de la période par le logiciel ETABS

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

*Display* → *show tables*

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

*ANALYSIS RESULTS* → *modal information* → *Building Modal Information*

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

*Select cases/combos...* → *OK* → *OK*

Mode	Période
1	0.822135
2	0.692261
3	0.514741
4	0.233096
5	0.169023
6	0.127287
7	0.109729
8	0.08253
9	0.076793
10	0.073544
11	0.072071
12	0.064932

Tableau IV.II.1 : Tableau récapitulatif des périodes en fonction des modes

### ❖ Comparaison des résultats

On a

- La période calculée  $T = 0.666$  s
- La période majorée  $T_{maj} = 0.865$  s
- La période ETABS  $T_{etabs} = 0.822$  s

On remarque que :  $T < T_{etabs} < T_{maj}$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée (majorée).

→La période est vérifiée

## 2. Vérification de l'excentricité

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens. Pour cela, on procède de la manière suivante :

**Display→show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

**ANALYSIS RESULTS→building output**

**Select cases/combos...→OK→OK**

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant

	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	XCCM	XCR	YCR
	D1	415.8054	415.8054	11.500	7.652	11.500	11.423	7.202
	D2	366.9072	366.9072	11.500	7.563	11.500	11.337	7.106
	D3	361.3491	361.3491	11.500	7.564	11.500	11.284	7.147
	D4	356.5384	356.5384	11.500	7.564	11.500	11.257	7.113
	D5	356.5384	356.5384	11.500	7.564	11.500	11.245	7.058
	D6	351.5654	351.5654	11.500	7.565	11.500	11.241	7.000
	D7	347.3418	347.3418	11.500	7.565	11.500	11.241	6.946
	D8	347.3418	347.3418	11.500	7.565	11.500	11.241	6.901
	D9	329.9047	329.9047	11.500	7.416	11.500	11.240	6.879
	D10	7.2379	7.2379	11.500	2.000	11.500	11.489	2.243

Avec:  $e_x = |XCM - XCR|$

$e_y = |YCM - YCR|$

$e_x =  XCM - XCR  < 1.17$	$E_y =  YCM - YCR  < 0.905$	Observation
0.077	0.45	C.V
0.136	0.457	C.V
0.216	0.417	C.V
0.243	0.451	C.V
0.255	0.506	C.V
0.259	0.565	C.V
0.259	0.619	C.V
0.259	0.664	C.V
0.26	0.537	C.V
0.011	-0.243	C.V

Tableau IV.II.2 : Vérification de l'excentricité

- **Comparaison des résultats**

- **Sens longitudinal**

$5\%L_x \geq e_x \rightarrow 0.05 \times 23.40 = 1.17$  .....condition vérifiée

- **Sens transversal**

$5\%L_y \geq e_y \rightarrow 0.05 \times 18.10 = 0.905$  .....condition vérifiée

- **Justification de la régularité en plan**

$e_x = 0.259m < 15\%L_x = 2.715m \Rightarrow$ condition vérifiée

$e_y = 0.664 < 15\%L_y = 3.51m \Rightarrow$ condition vérifiée

### 3. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (RPA99 version 2003/Article 4.3.4).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

Mode	Period	SumUX	SumUY	Sum Uz
1	0.822135	74.115	0.3488	0
2	0.692261	74.487	70.7668	0
3	0.514741	74.5794	70.8453	0
4	0.233096	89.4797	70.8802	0
5	0.169023	89.5193	89.2273	0
6	0.127287	89.5253	89.2495	0
7	0.109729	95.1934	89.2624	0
8	0.08253	95.1963	90.3668	0
9	0.076793	95.4132	90.3725	0
10	0.073544	95.4254	95.6449	0
11	0.072071	95.4254	95.6466	0
12	0.064932	97.971	95.6539	0

Tableau IV.II.3 : Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

La somme des masses modales dans le 8<sup>ème</sup> mode (modélisation) dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

### 4. Justification du système de contreventement

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

#### 4.1) Charge horizontal reprise par les voiles

on clique d'abord sur :

**Select → by Pier ID → on selection les VL(voile longitudinal) → Display → show table**

on choisit ensuite la combinaison Ex en cliquant sur:

**→ Wall Output → Wall Pier Force**

**→ OK → OK**

Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante

Pier Forces

Edit View

	Story	Pier	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	RDC	VL1	EX	Top	242.22	223.78	0.86	0.679	0.83
	RDC	VL1	EX	Bottom	766.82	152.42	0.25	0.232	0.53
	RDC	VL2	EX	Top	157.86	129.16	0.67	0.313	0.44
	RDC	VL2	EX	Bottom	529.10	84.23	0.12	0.104	0.18
	RDC	VL3	EX	Top	180.66	184.57	0.02	0.134	0.15
	RDC	VL3	EX	Bottom	492.53	180.10	0.20	0.045	0.63
	RDC	VL4	EX	Top	180.05	184.59	0.02	0.068	0.09
	RDC	VL4	EX	Bottom	491.95	180.11	0.09	0.075	0.32
	RDC	VL5	EX	Top	264.75	92.69	0.54	0.348	0.26
	RDC	VL5	EX	Bottom	244.98	30.08	0.11	0.028	0.17
	RDC	VL6	EX	Top	535.00	220.09	0.97	0.868	0.74
	RDC	VL6	EX	Bottom	535.00	220.09	0.97	0.868	0.28
	ET1	VL7	EX	Top	57.47	189.32	1.07	0.756	0.76
	ET1	VL7	EX	Bottom	215.88	179.95	0.40	0.437	0.32
	ET1	VL8	EX	Top	38.89	111.76	0.80	0.334	0.46
	ET1	VL8	EX	Bottom	152.51	102.74	0.23	0.228	0.15
	ET1	VL9	EX	Top	45.96	124.63	0.02	0.149	0.05
	ET1	VL9	EX	Bottom	170.44	125.58	0.08	0.078	0.28

OK

On suit les mêmes étapes pour les VT(voiles transversales ) ,on change que les combinaison EX par EY

→OK→OK

Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:

Pier Forces

Edit View

	Story	Pier	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	RDC	VT1	EY	Top	172.89	66.29	0.42	0.287	0.23
	RDC	VT1	EY	Bottom	172.89	66.29	0.42	0.287	0.25
	RDC	VT2	EY	Top	30.17	12.93	0.21	0.032	0.14
	RDC	VT2	EY	Bottom	315.31	43.90	0.13	0.107	0.33
	RDC	VT3	EY	Top	184.21	29.45	0.03	0.025	0.02
	RDC	VT3	EY	Bottom	184.21	29.45	0.03	0.025	0.03
	RDC	VT5	EY	Top	80.32	41.11	0.03	0.024	0.05
	RDC	VT5	EY	Bottom	80.32	41.11	0.03	0.024	0.03
	RDC	VT4	EY	Top	178.28	28.00	0.02	0.024	0.02
	RDC	VT4	EY	Bottom	178.28	28.00	0.02	0.024	0.02
	RDC	VT6	EY	Top	66.76	39.45	0.01	0.023	0.03
	RDC	VT6	EY	Bottom	66.76	39.45	0.01	0.023	0.02
	RDC	VT7	EY	Top	249.78	564.54	1.72	2.624	1.01
	RDC	VT7	EY	Bottom	249.78	564.54	1.72	2.624	0.84
	RDC	VT8	EY	Top	357.22	549.20	2.04	2.794	1.22
	RDC	VT8	EY	Bottom	357.22	549.20	2.04	2.794	0.94
	ET1	VT9	EY	Top	94.98	41.94	0.48	0.322	0.22
	ET1	VT9	EY	Bottom	158.03	41.94	0.35	0.142	0.15

OK

Ensuite on relève la somme de  $V_X$  et  $V_Y$  sur l'excelle telle que :

$$V_{Xvoile} = 9382.2 \text{ KN}$$

$$V_{Yvoile} = 16340.55 \text{ KN}$$

#### 4.2) Charge horizontale reprise par le bâtiment

On clique d'abord sur :

**Display** → **Show Table**

On choisit ensuite la combinaison Ex

**Bulding Out put** → **Story Shear**

→ **OK** → **OK**

Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	DSM	EX	Top	0.00	12.44	1.03	31.292	0.000	0.000
	DSM	EX	Bottom	0.00	12.44	1.03	31.292	3.165	38.05
	ET8	EX	Top	0.00	389.74	28.22	3091.980	3.165	38.05
	ET8	EX	Bottom	0.00	389.74	28.22	3091.980	88.283	1218.4
	ET7	EX	Top	0.00	690.45	51.48	5569.845	88.283	1218.4
	ET7	EX	Bottom	0.00	690.45	51.48	5569.845	244.901	3308.5
	ET6	EX	Top	0.00	934.13	70.23	7573.034	244.901	3308.5
	ET6	EX	Bottom	0.00	934.13	70.23	7573.034	456.530	6088.5
	ET5	EX	Top	0.00	1144.26	86.13	9296.475	456.530	6088.5
	ET5	EX	Bottom	0.00	1144.26	86.13	9296.475	714.249	9464.7
	ET4	EX	Top	0.00	1320.77	99.16	10743.906	714.249	9464.7
	ET4	EX	Bottom	0.00	1320.77	99.16	10743.906	1010.062	13344.6
	ET3	EX	Top	0.00	1469.10	109.32	11956.947	1010.062	13344.6
	ET3	EX	Bottom	0.00	1469.10	109.32	11956.947	1335.353	17637.5
	ET2	EX	Top	0.00	1585.74	117.06	12901.634	1335.353	17637.5
	ET2	EX	Bottom	0.00	1585.74	117.06	12901.634	1682.583	22259.2
	ET1	EX	Top	0.00	1675.30	122.37	13611.739	1682.583	22259.2
	ET1	EX	Bottom	0.00	1675.30	122.37	13611.739	2045.018	27124.5

Ensuite en relève la somme de  $V_X$  sur l'excelle telle que

$$V_X = 21913.96 \text{ KN}$$

On suit les mêmes étapes pour la combinaison EY

$$V_y = 23950.46 \text{ KN}$$

#### 4.3 ) Tirer le poids de bâtiment et des voiles :

**poids du bâtiment** : on clique d'abord sur :

**Display** → **Show Table** On choisit ensuite la combinaison POIDS

En cliquant sur: **Display** → **show table** → **Bulding Out put** → **Story Shear**

→ **OK** → **OK**

Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	ET8	POIDS	Bottom	4006.21	0.00	0.00	0.000	29109.208	-46071.1
	ET7	POIDS	Top	7012.27	0.00	0.00	0.000	51879.824	-80641.1
	ET7	POIDS	Bottom	7884.37	0.00	0.00	0.000	58234.067	-90670.1
	ET6	POIDS	Top	10890.43	0.00	0.00	0.000	81004.682	-125239
	ET6	POIDS	Bottom	11762.53	0.00	0.00	0.000	87358.925	-135269
	ET5	POIDS	Top	14768.59	0.00	0.00	0.000	110129.540	-169838
	ET5	POIDS	Bottom	15738.22	0.00	0.00	0.000	117215.314	-180989
	ET4	POIDS	Top	18744.28	0.00	0.00	0.000	139985.929	-215559
	ET4	POIDS	Bottom	19713.92	0.00	0.00	0.000	147071.703	-226710
	ET3	POIDS	Top	22719.98	0.00	0.00	0.000	169842.318	-261279
	ET3	POIDS	Bottom	23689.62	0.00	0.00	0.000	176928.093	-272430
	ET2	POIDS	Top	26695.68	0.00	0.00	0.000	199698.708	-307000
	ET2	POIDS	Bottom	27774.33	0.00	0.00	0.000	207602.076	-319404
	ET1	POIDS	Top	30780.39	0.00	0.00	0.000	230372.691	-353974
	ET1	POIDS	Bottom	31859.04	0.00	0.00	0.000	238276.059	-366378
	RDC	POIDS	Top	34865.10	0.00	0.00	0.000	261046.674	-400948
	RDC	POIDS	Bottom	36303.30	0.00	0.00	0.000	271584.498	-417487

OK

On tire ensuite  $W_T$  telle que  $W_t = 36303.30 \text{ KN}$

### pois des voiles:

on sélection d'abord les noud des voiles la base

On cliquant sur : *Display* → *show table*

on choisit ensuite la combinaison POIDS

On cliquant sur : → *rection*

→ *OK* → *OK*

Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:

Support Reactions

Edit View

Support Reactions

	Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
▶	BASE	205	POIDS	0.03	0.15	173.52	-0.082	-0.007	0.000
	BASE	206	POIDS	7.37	0.01	176.31	0.019	0.541	0.000
	BASE	207	POIDS	4.65	-0.77	139.43	0.408	0.420	0.000
	BASE	208	POIDS	0.22	-0.28	137.81	0.251	0.047	0.000
	BASE	209	POIDS	-5.48	-0.13	139.08	0.145	-0.381	-0.000
	BASE	210	POIDS	-0.08	-1.96	76.96	0.152	-0.091	0.000
	BASE	211	POIDS	-0.08	-3.51	77.32	0.268	-0.086	0.000
	BASE	212	POIDS	-0.08	-5.31	77.59	0.392	-0.085	0.000
	BASE	213	POIDS	-0.08	1.49	77.34	-0.117	-0.091	0.000
	BASE	214	POIDS	-0.07	3.07	77.99	-0.235	-0.085	0.000
	BASE	215	POIDS	-0.08	4.98	78.57	-0.366	-0.084	0.000
	BASE	216	POIDS	0.08	-1.89	77.15	0.153	0.092	0.000
	BASE	217	POIDS	0.07	-3.45	77.81	0.270	0.086	0.000
	BASE	218	POIDS	0.08	-5.27	78.37	0.396	0.085	0.000
	BASE	219	POIDS	0.08	1.56	76.94	-0.115	0.092	0.000
	BASE	220	POIDS	0.08	3.13	77.30	-0.233	0.087	0.000
	BASE	221	POIDS	0.08	5.01	77.57	-0.362	0.087	0.000

OK

Ensuite on relève la somme de  $F_z$  sur l'Excel telle que :

$$F_z = 7173.04 \text{ KN}$$

### Calculs des pourcentages :

- Les charges par rapport à x-x

$$V_x = 21913.96 \text{ KN} \rightarrow 100 \%$$

$$V_{x\text{voile}} = 9638.2 \text{ KN} \rightarrow X$$

$$\rightarrow X = 43\%$$

- Les charges par rapport à y-y

$$V_y = 23950.46 \text{ KN} \rightarrow 100 \%$$

$$V_{y\text{voile}} = 16340.55 \text{ KN} \rightarrow X$$

$$\rightarrow X = 68.22\%$$

- Les charges du poids du bâtiment par rapport au poids des voiles

$$W_t = 36303.30 \text{ KN} \rightarrow 100 \%$$

$$F_z = 7173.04 \text{ KN} \rightarrow X$$

$$X = 19.75\%$$

	Forces reprises par les voiles et poteaux		Force reprises par les voiles uniquement	
Unités	[kN]	[%]	[kN]	[%]
Sens Ex	219113.96	100	9638.2	43.98
Sens Ey	23950.46	100	16340.55	68..22
Poids G	36303.30	100	7173.04	19.52

Tableau IV.II.4. : Justification du système de contreventement

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que Les efforts verticaux sont repris par les voiles est <20%  
 D’après l’article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par des voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement **R=5**

**5. Vérification de l’effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  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.

$$V = \frac{Ax Dx Q}{R} W_t \dots \dots \text{Formule (4.1 RPA99)}$$

**-Calcul des paramètres A, D, Q, et R**

- **A** : coefficient d’accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d’usage 2  
 - Zone sismique IIa }  $\rightarrow$  **A = 0.15** (Annexe1 ; Tab 4.1 RPA99)

- **D** : facteur d’amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d’amortissement ( $\epsilon\%$ ) et de la période fondamentale de la structure T.

Il est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec  $T_2$ : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version2003.

$$T_2(S_3) = 0.5 \text{ s}$$

Dans notre cas :  $T_2=0.5\text{s} < T_{\text{etabs}}=0.822 < 3\text{s}$  donc :  $D=2.5 \eta(T_2/ T)^{2/3}$

➤ le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7$$

( $\varepsilon\%$ ) : est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (RPA 99/A.4.2) présenté ci-après.

Remplissage	Portiques		Voiles et portique
	Béton Armé	Acier	Béton Armé
Léger	6	4	8.5
Dense	7	5	

Dans notre cas  $\varepsilon = 8.5 \%$

D'où  $= 0.81 > 0.7 \dots \dots \dots \mathbf{C.V}$

$$\text{Alors : } D=2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.822}\right)^{2/3} = 1.45$$

$W_t$  : poids de la structure donné par le logiciel

ETABS  $W_t = 36303.30\text{KN}$

**c) Facteur de qualité « Q »**

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule

**Pq** : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "satisfait ou non" donné par le tableau (RPA99/A4.4)

- **Les conditions minimales sur les files de contreventement**

- ❖ **Sens longitudinal**

- A tous les niveaux, chaque file de portique comporte au moins trois travées.

—————> **Condition vérifiée.**

-Les rapports entre deux travées successives :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L_2}{L_1} = \frac{4,5}{4,5} = 1 \\ 1 < 1,5 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L_3}{L_2} = \frac{5}{4,5} = 1,11 \\ 1,11 < 1,5 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Voiles sans ouvertures} \\ \text{Le rapport : } \frac{h}{L} = \frac{3,06}{4,5} = 0,68 \\ 0,68 > 0,67 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

- ❖ **Sens transversal :**

- A tous les niveaux, chaque file de portique comporte au moins trois travées.

—————> **Condition vérifiée**

- Les rapports entre deux travées successives :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{l_2}{l_1} = \frac{3,5}{4} = 0,87 \\ 0,87 < 1,5 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{l_3}{l_2} = \frac{3,5}{3,5} = 1 \\ 1 < 1,5 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Voiles sans ouvertures} \\ \text{Le rapport : } \frac{h}{l} = \frac{3,06}{4} = 0,76 \\ 0,76 > 0,67 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

- **La redondance en plan**

- ❖ **Sens longitudinal**

Chaque étage comporte 3 files de voiles < 4 —→ **condition vérifiée**

- ❖ **Sens transversal**

Chaque étage comporte 2 files de voiles < 4 —→ **condition vérifiée**

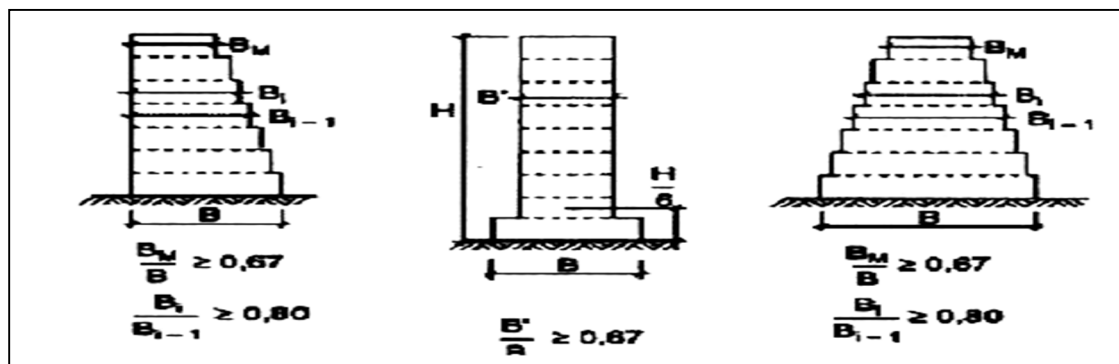
- **Justification de la régularité en plan**

$15\%L_x = 2.715 \text{ m} \Rightarrow$  *condition vérifiée*

$15\%L_y = 3.51 \text{ m} \Rightarrow$  *condition vérifiée*

- **Régularité en élévation**

Dans le cas des décrochements en élévation, la variation des dimensions en élévation du bâtiment entre deux niveaux successifs, ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul, par ailleurs, la plus grande dimension latérale, ne dépasse pas 1,5 fois sa plus petite dimension.



FigIV.II.1 : Limite des décrochements en élévation selon l'article 3.5 du RPA 99/ version 2003

- Notre système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs discontinus.
- Les masses et les rigidités des différents niveaux diminuent progressivement de la base vers le sommet du bâtiment.
- Décrochement en élévation : les étages sont identiques, pas de décrochements

Sens x-x

Critère Q	observé	P <sub>q</sub>
<b>1-condition minimale sur les files de contreventement</b>	Oui	0.00
<b>2-redondance en plan</b>	oui	0.00
<b>3-régularité en plan</b>	oui	0.0
<b>4-régularité en élévation</b>	oui	0.00
<b>5-contrôle de la qualité des matériaux</b>	Non	0.05
<b>6-contrôle de la qualité de l'exécution</b>	Non	0.10

Tableau IV.II.5: Facteur de Qualité

Sens y-y

Critère Q	observé	P <sub>q</sub>
<b>1-condition minimale sur les files de contreventement</b>	Oui	0.00
<b>2-redondance en plan</b>	oui	0.00
<b>3-régularité en plan</b>	oui	0.00
<b>4-régularité en élévation</b>	oui	0.00
<b>5-contrôle de la qualité des matériaux</b>	non	0.05
<b>6-contrôle de la qualité de l'exécution</b>	non	0.10

Tableau IV.II.6: Facteur de Qualité

$$Q=1+\sum_{q=1}^6 p_q = 1+0.15=1.15$$

Sens x-x : Q<sub>x</sub> = 1.15 ; Sens y-y : Q<sub>y</sub> = 1.15

Les valeurs de A, D, Q,R, T et Wt sont résumées dans le tableau suivant:

<i>Paramètre :</i>	<i>Valeur:</i>	<i>Article du RPA:</i>
<i>Coefficient de zone A</i>	<b>0,15</b>	<i>Tableau4.1</i>
<i>Facteur de qualité Q</i>	<b>1,15</b>	<i>Tableau4.4</i>
<i>Période caractéristique T</i>	<b>0,5 sec</b>	<i>Tableau4.7</i>
<i>Poids total de la structure Wt</i>	<b>36303.30KN</b>	/
<i>Coefficient de comportement R</i>	<b>5</b>	<i>Tableau 4.3</i>
<i>Facteur d'amplification D</i>	<b>1,45</b>	<i>formule 4.2</i>

Tableau IV.II .7 : Récapitulatif des valeurs de A, D, R ,T et Wt

$$V = \frac{Ax Dx Q}{R} W_t \dots \dots \text{Formule (RPA99/Art.4.1)}$$

$$V = \frac{0.15 \times 1.45 \times 1.15}{5} (36303.30) = 2603.21 \text{KN}$$

$$V_{RPA} = 1816.07 \text{KN}$$

### Détermination de l'effort tranchant par ETABS

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

*display* → *show tables*

*ANALYSIS RESULTS* → *modal Information* → *building modal information*

Puis on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur :

*Select cases/combos...* → **OK** → **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Response Spectrum Base Reactions

Edit View

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EX	10	U1	0.59	12.31	0.00	-41.217	1.564	137.04
	EX	11	U1	0.00	-0.01	0.00	0.026	-0.019	-0.12
	EX	12	U1	128.84	-6.93	0.00	19.830	251.770	-1031.8
▶	EX	All	All	1735.05	125.06	0.00	2540.992	33857.631	13687.3
	EY	1	U2	-112.16	7.69	0.00	-160.939	-2312.702	930.78
	EY	2	U2	126.84	1745.03	0.00	-36772.258	2617.251	19191.4
	EY	3	U2	-2.58	2.38	0.00	-49.828	-53.553	-47.20
	EY	4	U2	-22.23	1.08	0.00	-4.336	-49.447	182.22
	EY	5	U2	26.28	565.32	0.00	-2399.387	90.228	6326.7
	EY	6	U2	0.42	0.80	0.00	-3.213	3.496	-24.98
	EY	7	U2	-10.93	0.52	0.00	-2.166	-41.540	84.84
	EY	8	U2	2.65	51.23	0.00	-214.900	8.301	570.98
	EY	9	U2	-1.68	0.27	0.00	-0.913	-0.998	24.21
	EY	10	U2	12.31	255.72	0.00	-856.347	32.485	2847.3
	EY	11	U2	-0.01	0.08	0.00	-0.267	0.189	1.24
	EY	12	U2	-6.93	0.37	0.00	-1.067	-13.544	55.50
	EY	All	All	125.06	1871.28	0.00	36984.521	2493.200	21037.5

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{x\text{dyn}} = F_1 = 1735.05 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{dyn}} = F_2 = 1871.28 \text{ KN}$$

❖ **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 :  $0.8V_{RPA} = 1452.85\text{KN}$

• **Sens longitudinal**

$$V_{x\text{ dyn}} = 1735.05 \text{ KN} \geq 80\%V_{RPA} = 1452.85 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

• **Sens transversal**

$$V_{y\text{ dyn}} = 1871.28 \text{ KN} \geq 80\%V_{RPA} = 1452.85 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :** l'effort tranchant à la base est vérifié.

**6. Vérification des déplacements relatifs**

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 (art 4.4.3) :  $\delta_k = R\delta_{ek}$

**Avec :**

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

**R** : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau « **k** » par rapport au niveau « **k-1** » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

- **Dans le sens longitudinal**

pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : *Display* → *show tables* Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

*ANALYSIS RESULTS* → *Displacement Data* → *table : Diaphragm CM displacement*

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

*Select cases/combos...* → 2 fois sur *OK*

- **Dans le sens transversal**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex

par Ey en cliquant sur :

*Select cases/combos...* → 2 fois sur *OK*

<i>Niveau</i>	$\delta_k X$ (m)	$\delta_k Y$ (m)	$\Delta_k X$ (m)	$\Delta_k Y$ (m)	1% H (m)	<i>vérification</i>
<b>9</b>	0.0150	0.0131	0.0002	0.0009	0,0306	✓
<b>8</b>	0.0148	0.0122	0.0014	0.0015	0,0306	✓
<b>7</b>	0.0134	0.0107	0.0016	0.0016	0,0306	✓
<b>6</b>	0.0118	0.0091	0.0017	0.0016	0,0306	✓
<b>5</b>	0.0101	0.0075	0.0019	0.0016	0,0306	✓
<b>4</b>	0.0082	0.0059	0.0019	0.0015	0,0306	✓
<b>3</b>	0.0063	0.0044	0.0020	0.0015	0,0306	✓
<b>2</b>	0.0043	0.0029	0.0018	0.0013	0,0306	✓
<b>1</b>	0.0025	0.0016	0.0015	0.0009	0,0306	✓
<b>RDC</b>	0.0010	0.0007	0.0010	0.0007	0,0408	✓

Tableau IV.II.8: Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens

### Conclusion

D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée

## 7. Vérification du déplacement maximal de la structure

Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible  $f_{adm}$

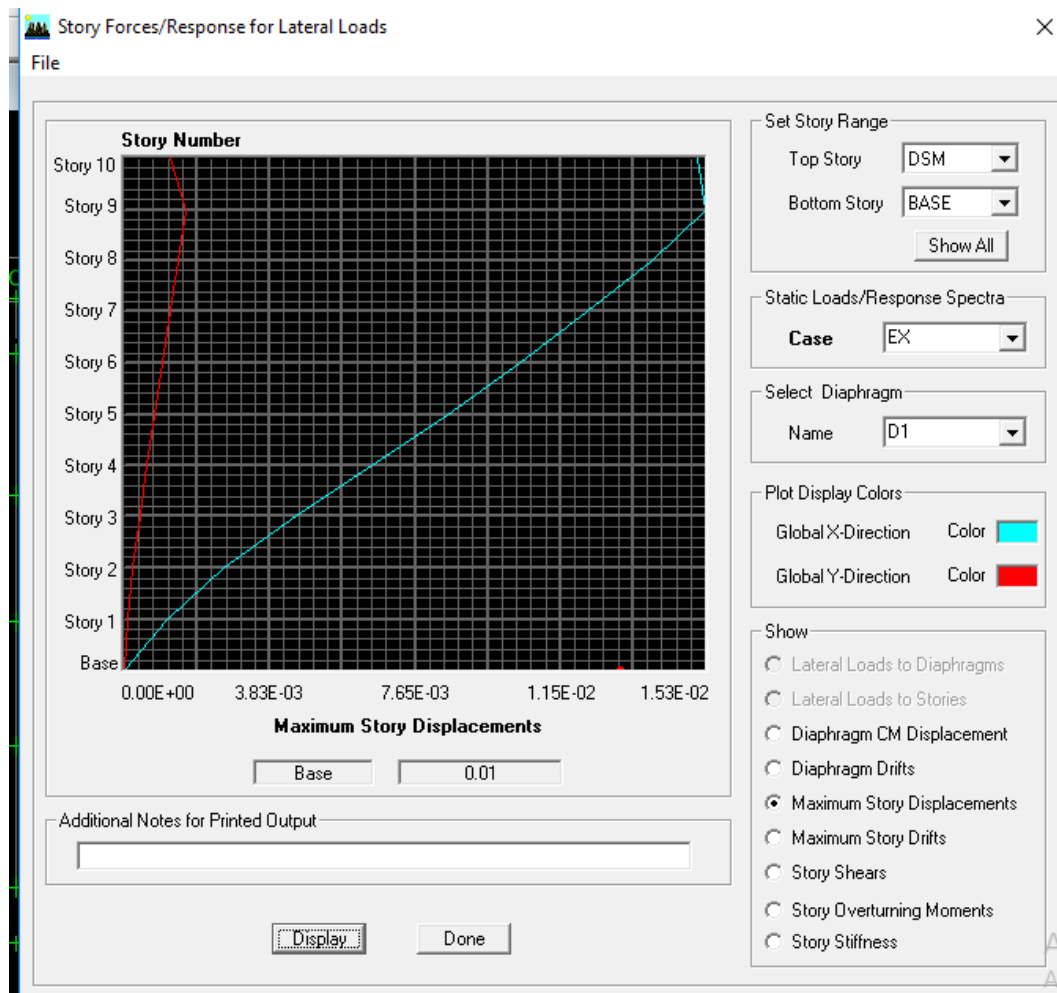
$$f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{31.62}{500} = 0.06324 \text{ m (BAEL91/ART B.6.5,3)}$$

### ❖ Détermination du déplacement maximal avec ETABS

#### • Dans le sens longitudinal

On suit le cheminement suivant : *Display* → *Show Story Response Plots..*

La fenêtre suivante s'affiche et doit être complétée comme indiquée sur l'image :

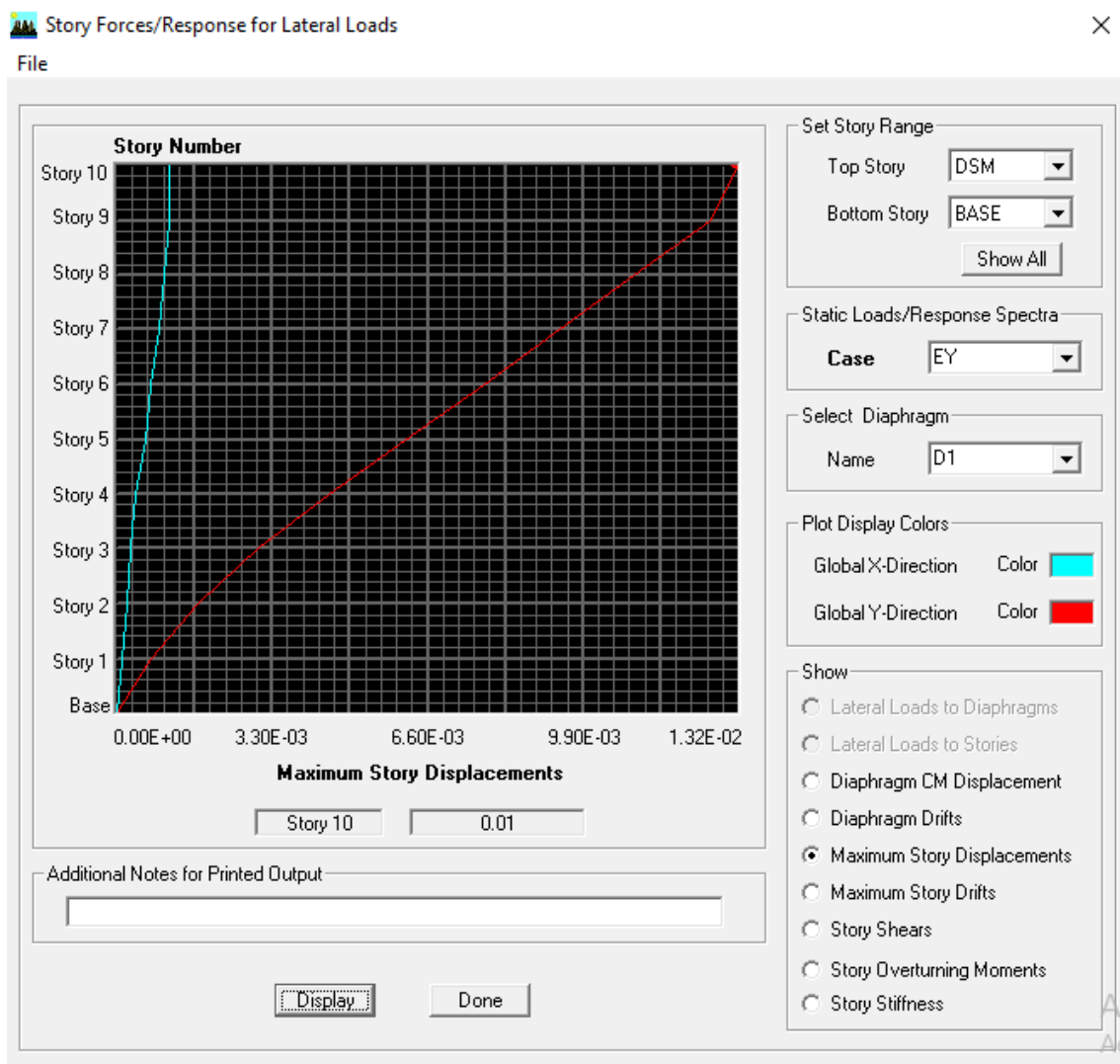


Puis, on clique sur *display*

Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.

- **Dans le sens transversal**

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu'elle est montrée sur la fenêtre suivante :



- ❖ **Résultats trouvés**

- ✓ Déplacement maximal suivant (x-x) : 0.01m
- ✓ Déplacement maximal suivant (y-y) : 0.01m  
Flèche admissible : 0.06324 m

### Conclusion

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée.

## 8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) 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 au déplacement « delta » ( $\Delta$ ). 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 de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable » et donc ignorée dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

- Le grand effet P-U : Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- Le petit effet P- $\delta$  : Considéré au niveau des éléments de la structure.

Le règlement RPA99/V. 2003 préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure :

$$\theta_k = \frac{PK \Delta K}{VK hK} < 0.1 \text{ tel que :}$$

Si  $\theta_k < 0.10$  : les effets de 2eme ordre sont négligés.

Si  $0.10 < \theta_k < 0.20$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à  $1/(1-\theta_k)$ .

Si  $\theta_k > 0.20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

**PK** : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

**VK** : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

**$\Delta K$**  : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

**hK** : hauteur de l'étage « K ».

- L'évaluation de cet effet du 2<sup>eme</sup> ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après :

NIV:	$P_K(KN)$	$\Delta_k X$ (m)	$\Delta_k Y$ (m)	$V_k X$ (KN)	$V_k Y$ (KN)	$H_k$ (m)	$\theta_{kX}$	$\theta_{kY}$	vérification
9	99.96	0.0002	0.0009	12.44	18.17	3,06	0.00052	0.00161	✓
8	3906.25	0.0014	0.0015	389.74	436.01	3,06	0.00458	0.00439	✓
7	3878.16	0.0016	0.0016	690.45	777.86	3,06	0.00293	0.00260	✓
6	3878.16	0.0017	0.0016	934.13	1036.42	3,06	0.00230	0.00195	✓
5	3975.69	0.0019	0.0016	1144.26	1239.35	3,06	0.00215	0.00165	✓
4	3975.7	0.0019	0.0015	1320.77	1450.36	3,06	0.00186	0.00134	✓
3	3975.7	0.0020	0.0015	1469.10	1598.12	3,06	0.00176	0.00121	✓
2	4084.71	0.0018	0.0013	1585.74	1715.70	3,06	0.00151	0.00101	✓
1	4084.71	0.0015	0.0009	1675.30	1811.96	3,06	0.00119	0.00066	✓
RDC	4444.26	0.0010	0.0007	1735.05	1871.28	4,08	0.00062	0.00040	✓

Tableau IV.II.9: Vérification de l'effet P-Delta

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux :  $\theta \leq 0,1$

## 9. Spécification pour les poteaux

$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3$  avec :  $N_d$  : Effort normal dans les poteaux  $B_c$  : Section du poteau

- **Poteaux 50x50 :**  
 $N_d = 1381.51$  KN

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1381.51 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0.221 \leq 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 45x45:**

$$N_d = 893.7 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{893.7 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.17 \leq 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 35x35 :**

$$N_d = 433.98 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{433.98 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.10 \leq 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## CONCLUSION

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- La période fondamentale de la structure.
- L'excentricité.
- Le pourcentage de participation de la masse modale.
- Justification du système de contreventement.
- L'effort tranchant à la base.
- Les déplacements relatifs.
- Déplacement maximal de la structure.
- Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
- Spécification pour les poteaux.

Ce model présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailer les différents éléments structuraux.

## V) Ferrailage des poteaux

### Introduction

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans le sens le plus défavorable, les combinaisons considérées pour les calculs sont

$$\begin{array}{l}
 1.35G + 1.5Q \longrightarrow ELU \\
 G + Q \longrightarrow ELS \\
 \left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{array} \right\} \longrightarrow RPA99 \text{ révisé } 2003
 \end{array}$$

### Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

Situation :	$F_e$ (MPa)	$f_{C28}$ (Mpa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$f_{bu}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	400	25	1.5	1.15	14.2	348
Accidentelle	400	25	1.15	1	18.48	400

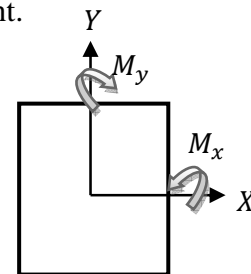
Tableau V.1 Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

$M_x$  : moment du poteau dans le sens longitudinal

$M_y$  : moment du poteau dans le sens transversal



### Recommandation du RPA 2003

#### V-1) Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \varnothing$  (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas

Dépasser **25 cm**.

- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être

Ferrailés symétriquement.

- Les jonctions par recouvrement doivent être si possible, à l'extérieur des zones nodales

(Zones critiques).

#### ❖ Pourcentage minimal

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.8%** de la section du béton

(zoneIIa) :

$$\text{poteaux (50 x 50): } A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 50 \times 50 = 20\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux (45x 45): } A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 45 \times 45 = 16.2\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux (40x 40): } A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.8\text{cm}^2$$

#### ❖ Pourcentage maximal

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement (zone IIa) :

##### ➤ Zone courante

$$\text{poteaux (50 x 50): } A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 50 \times 50 = 100\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux (45 x 45): } A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux (40 x40): } A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$$

##### ➤ Zone de recouvrement

$$\text{poteaux (50 x 50): } A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 50 \times 50 = 150\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux (45 x 45): } A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 45 \times 45 = 121.5\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux (40 x40): } A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$$

## V-2 ) Armatures transversales

Le rôle des armatures transversales consiste à :

-Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

-Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

-Positionner les armatures longitudinales.

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante : (RPA 99 révisé 2003 / Art 7.4.2.2)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_t$ : hauteur total de la section brute.

$f_e$ : Contrainte limite élastique des armatures transversales ;  $f_e = 400$  [MPa].

$A_t$  : Armatures transversales.

$\rho$ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 2.50 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$S_t$  : Espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(10\emptyset, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodal.} \\ S_t \leq 15 \emptyset \text{ en zone courante.} \end{array} \right.$$

Avec  $\emptyset$ : diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

### a- La quantité d'armatures transversales minimale

$\frac{A_t}{b.S_t}$  en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Par interpolation entre les valeurs précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

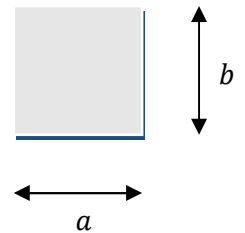
### b- Calcul d'élancement géométrique

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10 \emptyset$  minimum.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : «  $a$  » et «  $b$  » représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.



## V-3) Calcul du ferrailage

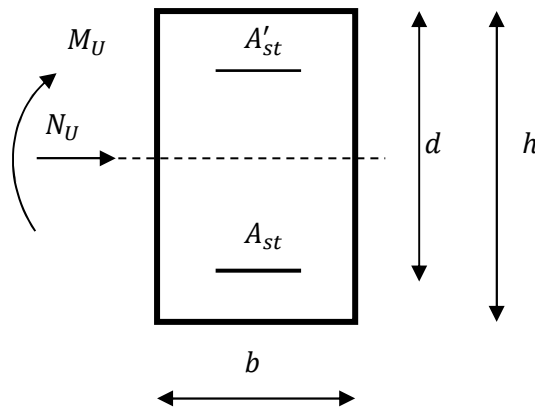
### V-3-1) Les armatures longitudinales

#### V-3-1-1) 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 :

- ↳ Section partiellement comprimée (SPC).
- ↳ Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression :  $e = \frac{M_u}{N_u}$



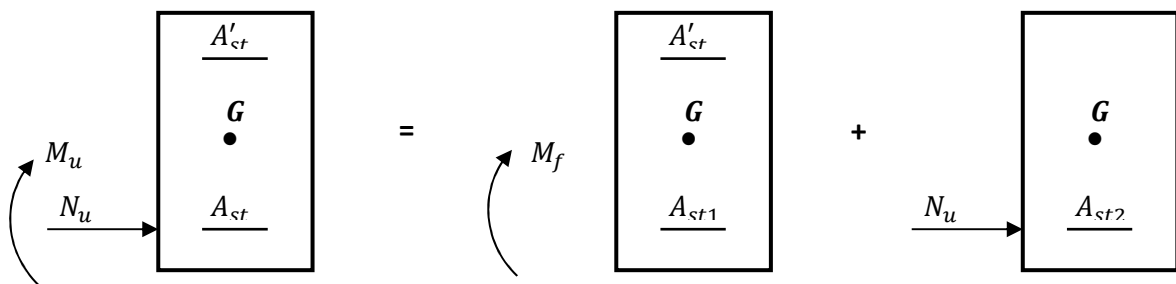
**a) Section partiellement comprimée (SPC)**

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ (d-c')N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

**Avec :**  $M_f$ : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

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



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$\mu \leq \mu_l = 0.392 \implies$  la section est simplement armée (SSA)  $\implies \beta$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \quad ; \quad A' = 0$$

D'ou la section réelle est :  $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$  si l'effort est négatif.

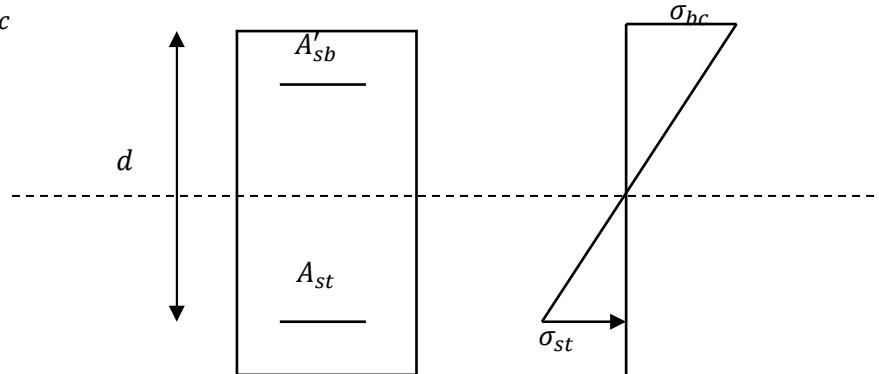
Si  $A_{st}$  est négative  $A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}, 0, 23bh \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$

- Si :  $\mu > \mu_l = 0.392 \implies$  la section est doublement armée (SDA).

**On calcul:**

$$M_r = \mu_l b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



**Avec :**  $M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \text{ avec } : \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d'armature est  $A'_{st} = A'$  ,  $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

**b) Section entièrement comprimée (SEC)**

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left( \frac{h}{2} - c \right) \\ N_u(d - c') - M_f > \left( 0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

Il y a deux cas possible de ferraillage, après vérification de la condition ci-dessus :

**1<sup>er</sup> Cas : S.S.A (Section Simplement Armée)**

➤ **Si :**  $N_u(d - c') - M_f < \left( 0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \implies A'_{st} \neq 0 ; A_{st} = 0$

Les sections d'armatures sont

$$A'_{st} = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}} ; \quad A_{st} = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - 100M_u}{100bh^2f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

**2<sup>eme</sup> Cas : S.D.A (Section Doublement Armée) :**

$$\text{➤ Si : } N_u(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{M_u - (d - 0.5h)bhf_{bu}}{(d - c')\sigma_{st}} ; \quad A_{st} = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_{st}} - A'_{st}$$

- Si :  $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :  $A = \frac{N_u - Bf_{bu}}{\sigma_{st}}$

Avec  $B$  : Aire de la section du béton seul

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

### ✓ EXEMPLE DE CALCUL

#### -Poteaux (50X50) à l'ELU

Calcul de centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{13.006}{2228.02} = 0.58 \text{ cm} < \left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{50}{2} - 2\right) = 23 \text{ cm}$$

$$N_u = 2228.02 \text{ KN}$$

$$M_u = 13.006 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - c') - M_f < (0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$$

$$N_u(d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) = 13.006 + 2228.02 \left(\frac{0.50}{2} - 0.02\right) = 565.559 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow N_u(d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

$$\rightarrow 2228.02(0.48 - 0.02) - 565.559 > \left(0.337 - 0.81 \frac{0.02}{0.50}\right) 0.50 \times 0.50^2 \times 14.2 \times 10^3$$

$$459.339 < 534.8075 \rightarrow \text{SEC}$$

$$N_u(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{C'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) = 13.006 + 2228.02 \left(\frac{0.50}{2} - 0.02\right) = 565.559 \text{ KN.m}$$

$$N_u(0.38 - 0.02) - 565.559 < \left(0.5 - \frac{0.02}{0.50}\right) 0.50 \times 0.50^2 \times 14.2 \times 10^3$$

$$459.339 < 816.5 \quad \text{S.S.A}$$

$$A'_{st} = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{st} = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - C') - 100M_u}{100bh^2f_{bc}}}{0.8571 - \frac{C'}{h}} = \frac{0.3571 + \frac{2228.02(0.48 - 0.02) - 100 \times 13.006}{100 \times 0.50 \times 0.50^2 \times 14.2 \times 10^3}}{0.8571 - \frac{0.02}{0.50}} = 0.43$$

$$A'_{st} = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}} = \frac{2228.02 - 100 \times 0.43 \times 0.50 \times 0.50 \times 14.2 \times 10^3}{100 \times 348 \times 10^3} = 4.3 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$A'_{st} = 0.43 \text{ cm}^2$$

**Calcul du ferraillage des poteaux**

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « *SOCOTEC* »

.Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

<i>Ferraillage des poteaux</i>											
Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Situation	Section b×h (Cm <sup>2</sup> )	Obs.	A <sub>s</sub> ' (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (Cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
RDC, Etage1 et 2	N <sub>max</sub> = 2228.02	M <sub>cor</sub> = 13.006	durable	50x50	SEC	0.43	0.00	1.72	20	25.13	4HA20 + 4HA20
	N <sub>min</sub> =18.04	M <sub>cor</sub> = 34.99	ACC		SEC	1.72	0.00				
	N <sub>cor</sub> = 523.6	M <sub>max</sub> = 104.73	ACC		SEC	0.00	0.00				
Etages 3, 4 et 5	N <sub>max</sub> =1437.22	M <sub>cor</sub> = 32.53	durable	45x45	SEC	0.00	0.00	0.96	16.2	20.06	4HA20+4HA16
	N <sub>min</sub> =9.78	M <sub>cor</sub> = 17.478	ACC		SEC	0.96	0.00				
	N <sub>cor</sub> = 727.36	M <sub>max</sub> = 99.185	ACC		SPC	0.00	0.00				
Etages 6, 7 et 8	N <sub>max</sub> =683,55	M <sub>cor</sub> =7.936	durable	40x40	SEC	0.00	0.00	3.35	12.8	14.2	4HA16+ 4HA14
	N <sub>min</sub> =43,42	M <sub>cor</sub> =18,25	durable		SPC	0.00	0.82				
	N <sub>cor</sub> = 156.67	M <sub>max</sub> =73.748	ACC		SPC	0.00	3.35				

*Tableau V.2 : Ferraillage des poteaux suivant les deux sens*

### V-3-2) Détermination des armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel est de :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.
- Les armatures transversales sont disposées dans les plans Perpendiculaires à l'axe longitudinal.

#### a) *Diamètre des armatures transversales : (BAEL91 modifiées 99/Art A.8.1,3)*

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{max} = \frac{20}{3} = 6.66mm \text{ soit } \phi_t = 8 mm$$

$\phi_L^{max}$  : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Elles sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

#### b) *Espacements des armatures transversales: (BAEL91 modifiées 99/Art A.8.1,3)*

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement  $S_t$  des armatures transversales est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale :  $S_t \leq \min(10\phi_l; 15 \text{ cm}) = 12\text{cm} \longrightarrow S_t = 10 \text{ cm}$
- Dans la zone courante :  $S_t \leq 15\phi_l = 18\text{cm} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

**Avec :**  $\phi_L = 12 \text{ mm}$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

#### c) *La quantité d'armatures transversales minimale*

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ Ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Si  $\lambda_g \geq 5$  : 0.3%bst

Si  $\lambda_g \leq 3$  : 0.8%bst

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédente

#### *Calcul de $\lambda_g$ et de $A_{t \min}$*

**Poteaux (50x50) :**

1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> étage :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7L_0}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.50} = 4.284 \longrightarrow \lambda_g < 5 \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.48\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_{t\min} = 0.0048 \times 50 \times 10 = 2.4 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_{t\min} = 0.0048 \times 50 \times 15 = 3.6 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Rez de chaussée :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7L_0}{a} = \frac{0.7 \times 4.08}{0.5} = 5.712 \longrightarrow \lambda_g > 5 \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.3\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_{t\min} = 0.003 \times 50 \times 10 = 1.5 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_{t\min} = 0.003 \times 50 \times 15 = 2.25 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**Poteaux (45x 45) :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7L_0}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.45} = 4.76 \longrightarrow \lambda_g < 5 \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.36\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_{t\min} = 0.0036 \times 45 \times 10 = 1.62 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_{t\min} = 0.0036 \times 45 \times 15 = 2.43 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**Poteaux (40x 40) :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7L_0}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.40} = 5.355 \longrightarrow \lambda_g > 5 \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.3\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_{t\min} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_{t\min} = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

		(50x50) cm <sup>2</sup>	(45x45) cm <sup>2</sup>	(40x40) cm <sup>2</sup>
Vu (KN)		69.84	66.8	50.82
λ <sub>g</sub>		5.71	4.76	5.355
ρ <sub>a</sub>		2.5	2.5	2.5
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Zone nodale	1.5	1.62	1.2
	Zone courante	2.25	2.43	1.8
A <sup>adoptée</sup> (cm <sup>2</sup> )		3.14		
Choix		4 HA10		

Tableau V.3: Quantité d'armature.

❖ **Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article /A.6.1.221) :**

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$\Psi_s = 1,5$  pour les aciers à haute adhérence.

-Pour les **HA12** :  $\longrightarrow l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,32 \text{ cm}$

-Pour les **HA14** :  $\longrightarrow l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \text{ cm}$

-Pour les **HA16** :  $\longrightarrow l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44 \text{ cm}$

-Pour les **HA20** :  $\longrightarrow l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 70,54 \text{ cm}$

❖ **Longueur de recouvrement**

Selon le RPA la longueur minimale de recouvrement est :  $L = 40 \times \varphi$

Pour les **HA12** :  $\longrightarrow L = 40 \times \varphi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

Pour les **HA14** :  $\longrightarrow L = 40 \times \varphi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

Pour les **HA16** :  $\longrightarrow L = 40 \times \varphi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$

Pour les **HA20** :  $\longrightarrow L = 40 \times \varphi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$

❖ **Délimitation de la zone nodale**

Selon le RPA 2003, la zone nodale est délimitée comme suit

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 68, 40, 40, 60 \} \text{ cm}$$

$b_1$  et  $h_1$  : Dimension du poteau

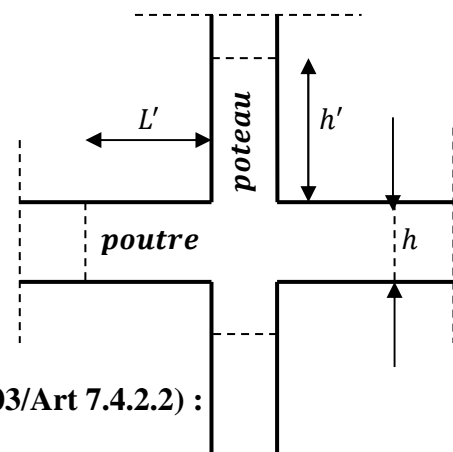
$h_e$  : Hauteur de RDC

On aura :  $h' = 68 \text{ cm}$

**V-3-3) Vérification des contraintes tangentielles (RPA2003/Art 7.4.2.2) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$



$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases} \implies \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \\ \lambda_g \geq 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ Mpa}$$

- **Poteaux (50x50)**

$$V_u = 69.84 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{69.84 \times 10^3}{500 \times 470} = 0.29 \text{ Mpa} < 1 \text{ Mpa}$$

- **Poteaux (45 x 45)**

$$V_u = 66.8 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{66.8 \times 10^3}{450 \times 420} = 0.35 \text{ Mpa} < 1 \text{ Mpa}$$

- **Poteaux (40x 40)**

$$V_u = 50.82 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{50.82 \times 10^3}{400 \times 370} = 0.34 \text{ Mpa} < 1.875 \text{ Mpa}$$

#### V-4 ) Vérifications à l'ELS

##### a) Vérification des contraintes

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier

↳ **L'état limite d'ouverture des fissures**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

↳ **La contrainte dans le béton**

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

On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS.

Si :  $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \implies$  section entièrement comprimée.

↳ **Vérification d'une section entièrement comprimée**

On calcule l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \times h + 15(A_s + A'_s)$$

- On détermine la position de centre de gravité qui est situé à une distance  $X_G$  au-dessus du centre de gravité géométrique

$$X_G = 15 \frac{A'_s(0.5 \times h - c') - A_s(d - 0.5 \times h)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)}$$

On calcul l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{bh^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15[A'_s \times (0.5 \times h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0.5 \times h - X_G)^2]$$

D'où les contraintes dans le béton

$$\text{➤ } \sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \text{ Sur la fibre supérieure.}$$

$$\text{➤ } \sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \text{ Sur la fibre inférieure}$$

### Remarque

▪ Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

▪ on vérifie que :  $\max(\sigma_{sup}, \sigma_{inf}) \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Si :  $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \implies$  section partiellement comprimée.

↳ **Vérification d'une section partiellement comprimée** : Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

**Avec :**

$y_1$ : la distance entre l'axe neutre a l'ELS et la fibre la plus comprimé.

$y_2$ : la distance entre l'axe neutre a l'ELS et le centre de pression CP.

$l_c$ : la distance entre le centre de pression CP et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :  $y_2^3 + P \cdot y_2 + q = 0$

**Avec :**

- $l_c = \frac{h}{2} - e_s$  et  $e_s = \frac{M_s}{N_s}$
- $p = -3 \times l_c^2 - 6 \cdot n \cdot \overline{A_u} \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \cdot n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$
- $q = -2 \times l_c^3 - 6 \cdot n \cdot \overline{A_u} \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \cdot n \cdot A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$

pour la résolution de l'équation , on calcul  $\Delta$ :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

• Si  $\Delta \geq 0$  :  $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$  ,  $= \sqrt[3]{t}$  ,  $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

• Si  $\Delta \leq 0$  : l'équation admet trois racines

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3}\right) , \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) , \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

**avec :**  $a = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{2}}\right)$  ,  $a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l < h \text{ Donc : } y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s \cdot (y_1 - c')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} y_1 \leq \sigma_{bc}$$

Le tableau qui suit résume tous les résultats de calcul.

Vérification de l'état limite de compression du béton à l'ELS												
Niveaux	Effort normal [KN]	Moment [KN.m]	$e_s$ [m]	$\frac{h}{6}$ [m]	Obs	$\sigma_{st\ sup}$ [Mpa]	$\sigma_{st\ inf}$ [Mpa]	$\bar{\sigma}_s$ [Mpa]	$\sigma_{bc\ sup}$ [Mpa]	$\sigma_{bc\ inf}$ [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	Obs
RDC, Etages1 et 2	Nmax= 1781,73	Mcor = 5,64	0,003	0,066	SEC	98,1	92,5	348	6,56	6,14	15	<i>Vérifiée</i>
	Nmin=158,91	Mcor= -2,75	0,017	0,066	SEC	9,85	7,14		0,67	0,46		<i>Vérifiée</i>
	Ncor= 1270,85	Mmax= -57,42	0,045	0,066	SEC	96,3	39,6		6,68	2,38		<i>Vérifiée</i>
Etages 3, 4 et 5	Nmax=1010,01	Mcor= -7,55	0,007	0,058	SEC	71,5	61,5	348	4,82	4,05	15	<i>Vérifiée</i>
	Nmin= 69,47	Mcor= -1,02	0,014	0,058	SEC	5,25	3,89		0,36	0,25		<i>Vérifiée</i>
	Ncor=353,47	Mmax= -42,56	0,120	0,058	SPC	52,8	- 8,38		8,02	0		<i>Vérifiée</i>
Etages 6, 7 et 8	Nmax=504,13	Mcor= -6,86	0,013	0,05	SEC	35,3	22,7	348	2,43	1,44	15	<i>Vérifiée</i>
	Nmin= -27,27	Mcor= 10,94	0,401	0,05	SPC	14,7	-27,2		1,23	0		<i>Vérifiée</i>
	Ncor= 54,04	Mmax= -33,82	0,625	0,05	SPC	43	-100,6		3,71	0		<i>Vérifiée</i>

Tableau V.4 : Vérification de l'état limite de compression du béton à l'ELS.

## a) Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455.d}{e_s - 0,185.d} . b.d$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

ETAGE	$N(KN)$	$M(KN.m)$	$e_s(m)$	$d(cm)$	$b(cm)$	$A_{\min}$ ( $cm^2$ )	$A_s(cm^2)$	Obs
RDC 1 2	Nmax=1781,73	Mcor = 5,64	0,003	47,5	50	7,05	25.13	Vérifiée
	Nmin=158,91	Mcor= -2,75	0,017	47,5	50	7,06	25.13	Vérifiée
	Ncor= 1270,85	Mmax=-57,42	0,045	47,5	50	7,07	25.13	Vérifiée
3 4 5	Nmax=1010,01	Mcor= -7,55	0,007	42,5	45	5,680	20.6	Vérifiée
	Nmin= 69,47	Mcor= -1,02	0,014	42,5	45	5,685	20.6	Vérifiée
	Ncor=353,47	Mmax= -42,56	0,120	42,5	45	5,73	20.6	Vérifiée
6 7 8	Nmax=504,13	Mcor= -6,86	0,013	37,5	40	4,45	14.02	Vérifiée
	Nmin= -27,27	Mcor= 10,94	0,401	37,5	40	4,61	14.02	Vérifiée
	Ncor= 54,04	Mmax= -33,82	0,625	37,5	40	7,71	14.02	Vérifiée

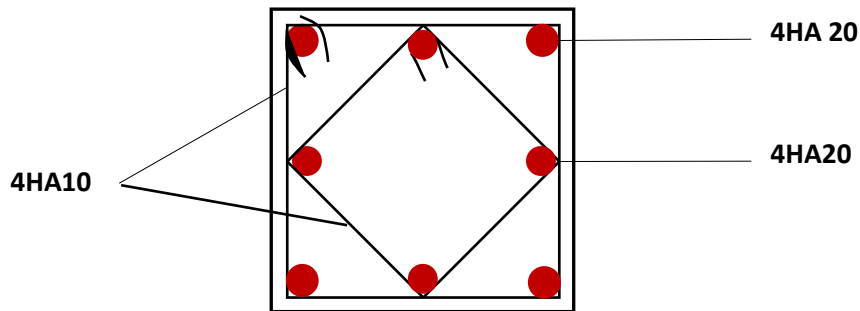
Tableau V.5 : Vérification de non fragilité.

### V.5. Schéma de ferrailage des poteaux

#### ➤ Poteaux (50×50)

-Les armatures longitudinales :  $4HA20+4 HA20= 25.13^2$

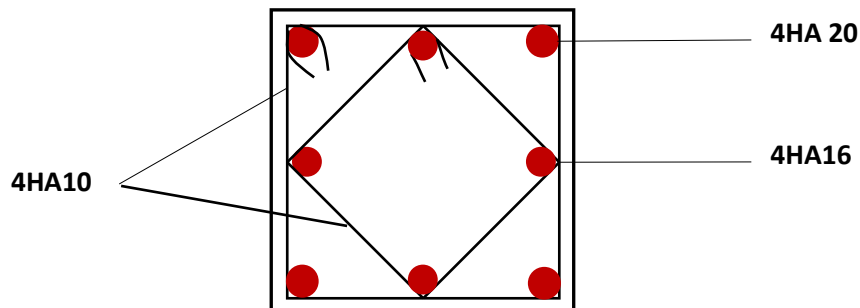
-Les armatures transversales :  $4HA10= 3.14cm^2$



#### ➤ Poteaux (45×45)

-Les armatures longitudinales :  $4HA20+4 HA16= 20.06 cm^2$

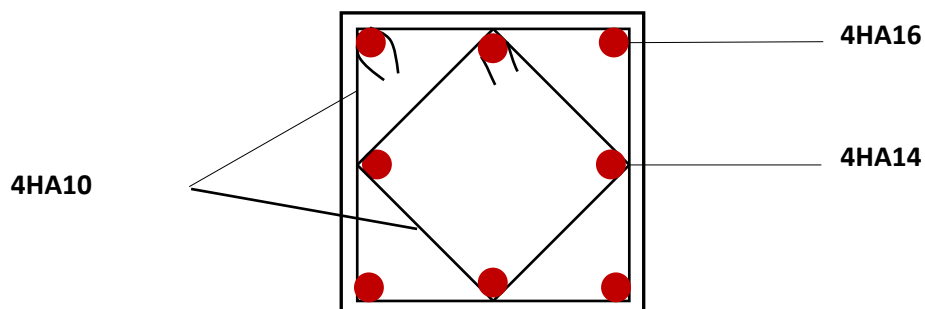
-Les armatures transversales :  $4HA10= 3.14cm^2$



#### ➤ Poteaux (40×40)

-Les armatures longitudinales :  $4HA16+4 HA14 = 14, 02 cm^2$

-Les armatures transversales :  $2HA8+2HA10 = 2,57cm^2$





## VI) Ferrailage des poutres

### Introduction

Les poutres seront ferrillées en flexion simple aux sollicitations données par les combinaisons d'actions les plus défavorables :

- À l'état limite ultime :  $1,35G+1,5Q$
- Situation accidentelles :  $G+Q \pm E$  et  $0,8G \pm E$

Puis on procède aux vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA.

### VI-1 )Etapas de calcul des armatures

#### A- Armatures longitudinales

Calcul des moments réduit ultime

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad ; \quad f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$  : Dans le cas d'une situation durable.

$\gamma_b = 1,15$  : Dans le cas de la situation accidentelle.

Selon la valeur du moment réduit par rapport à celle du moment réduit limite, on distingue les deux cas suivants

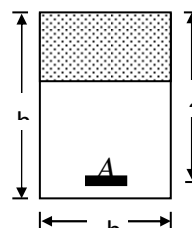
- **1<sup>er</sup> cas :**  $\mu \leq \mu_l = 0,392$  La section est simplement armée (S.S.A), et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

La section d'armatures tendues est donnée par la formule suivante :

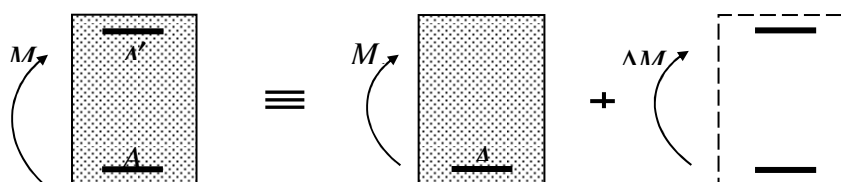
$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

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

$$\gamma_s = 1,15$$



- **2<sup>em</sup> cas :**  $\mu > \mu_l = 0,392$  La section est doublement armée (S.D.A).



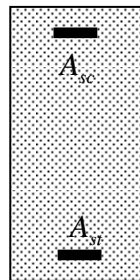
La section réelle est équivalente à la somme de deux sections fictives.

$$\Delta M = M_u - M_l$$

$$M_{f1} = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{c28}$$

$$A_{st1} = \frac{M_{f1}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{st2} = \frac{\Delta M}{\sigma_s \cdot (d - c')}$$



Finalement, les sections théoriques sont :

$$\text{Armatures tendues : } A_{st} = A_{st1} + A_{st2}$$

$$\text{Armatures comprimées : } A_{sc} = A_{st2}$$

### B- Recommandation du RPA99-modifié2003

#### • Armatures longitudinales (Art 7.5.21)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est 0,5% en toute section.

- Poutres secondaires :  $0,005 \times 35 \times 30 = 5,25 \text{ cm}^2$
- Poutres principales :  $0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux le long de la poutre est :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur de recouvrement pour la zone sismique IIa est de  $40\phi$ .

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rives et d'angles doit être effectué avec des crochets de  $90^\circ$ .

#### ▪ Poutre secondaire :

$$0,04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone courante.}$$

$$0,06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

#### ▪ Poutres principales :

$$0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone courant.}$$

$$0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

	0.5% bh	4%bh	6%bh
Poutre principale (30 × 40) cm <sup>2</sup>	6	48	72
Poutre secondaire (30 × 35) cm <sup>2</sup>	5,25	42	63

Tableau VI.1 : Section des armatures longitudinales.

- **Armatures transversales**

La quantité d'armatures transversale minimale est donnée par la condition :

$$A_t = 0,003.S_t.b$$

L'espacement entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12.\phi\right) : \quad \text{En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} : \text{En dehors de la zone nodale.}$$

$\phi$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée doublement armée, c'est le diamètre le plus faible des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales sont disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### C- Vérification à l'ELU

- ❖ **Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL 91/ Art A.6.4)**

La section minimale des armatures longitudinale à l'état limite ultime pour chaque cas de poutre est donnée par la formule suivante :  $A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}$

Si la section d'armatures choisie dépasse les 20% de la section théorique de calcul, la condition de non fragilité est inutile (**BAEL 91**).

- ❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91/Art 5.2.1)**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} \leq \min\left(0,20.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 3,33 MPa \quad (\text{Fissuration peu nuisible}).$$

## ❖ Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL 91/ Art 5.2.1)

## • Influence sur le béton

On doit vérifiée la relation suivant :

$$T_u^{\max} \leq 0,4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot a \cdot b \quad ; \quad a = 0,9d$$

## • Influence sur les aciers

Lorsqu'au droit d'un appui :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$  ,On doit prolonger au delà de l'appareil

d'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à  $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

$$\text{D'ou } A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

Si  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0$  les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

## ❖ Vérification de la contrainte d'adhérence :(BAEL 91/Art. A.6.1.2.1.)

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad ; \quad \bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{c28}$$

$\psi_s = 1,50$  Pour les aciers hauts adhérence.

## ❖ Ancrage des barres (BAEL 91/Art. A.6.1,23)

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$L_s = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} \\ L_s = 40 \emptyset \end{array} \right.$$

$$L_{cr} = 0,4 L_s$$

**D- Vérification a l'ELS****❖ Etat limite de compression du béton**

On doit vérifier les conditions suivantes

La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte de l'acier : 
$$\sigma_s = \frac{M_s}{A \beta_1 d}$$

**❖ Etat limite d'ouverture des fissures**

Dans notre cas la fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

**❖ Etat limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.5, 2)**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si toutes les conditions suivantes sont

Vérifiées :  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$  ;  $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0}$  ;  $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$

$M_0$  : Moment de travée de référence.

$M_t$  : Moment en travée.

$A_s$  : Section d'acier tendue en travée.

$L$  : Portée libre de la poutre.

Si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche.

$$F_v = \frac{M \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I \cdot F_v} \leq \frac{1}{500} ; \quad \lambda = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\rho \cdot \left( 2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b} \right)} ; \quad E_v = 1100 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$IF_v = \frac{I_0}{1 + 0,4\mu \cdot \lambda} ; \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d} ; \quad \mu = 1 - \frac{1,75 f_{c28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

$A_s$  : La section d'armatures tendues.

$E_v$  : module de déformation longitudinal différée ( $E_v=10818,86 \text{ MPa}$ )

## VI.2) Ferrailage des poutres

Après avoir extrait les efforts, nous déterminons, avec les moments extrêmes, les sections

D'acier nécessaires au niveau des appuis et des travées et on cherche pour l'ensemble de la poutre le ferrailage longitudinal qui convient.

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

- **Poutre principale**
- **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{90.693 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 18.48} = 0.119 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.9365$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{59.693 \times 10^6}{0.9365 \times 370 \times 400} = 6.47 \text{ cm}^2$$

- **En travées**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{75.615 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 14.2} = 0.129 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.9305$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{75.615 \times 10^6}{0.9305 \times 370 \times 348} = 6.31 \text{ cm}^2$$

- **Poutre secondaires**
- **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{42.174 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 18.48} = 0.074 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.962$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{42.174 \times 10^6}{0.964 \times 320 \times 400} = 3.42 \text{ cm}^2$$

- **En travées**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{31.390 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 14.2} = 0.071 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.9635$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{31.390 \times 10^6}{0.9635 \times 320 \times 348} = 1.14 \text{ cm}^2$$

## VI.2.1) Ferrailage des poutres principales

Zone	Localisation	Mu(KN.m)	$v$	obs	$\beta$	A cal(cm <sup>2</sup> )	A adopte
Zone 1	Travée	75.615	0.129	SSA	0.9305	6.31	3HA14+3HA12=8.01
	Appui	90.693	0.199		0.9365	6.47	3HA14+3HA12=8.01
Zone 2	Travée	54.477	0.071	SSA	0.9635	3.82	33HA14+3HA12=8.01
	Appui	81.003	0.106		0.944	5.78	3HA14+3HA12=8.01
Zone 3	Travée	50.672	0.066	SSA	0.966	3.54	3HA14+3HA12=8.01
	Appui	80.699	0.106		0.944	5.77	3HA14+3HA12=8.01

Tableau VI.2 : ferrailage des poutres principales.

## VI.2.2) Ferrailage des poutres secondaires

Zone	Localisation	Mu(KN.m)	$v$	obs	$\beta$	A cal(cm <sup>2</sup> )	A adopte
Zone 1	Travée	31.390	0.071	SSA	0.9635	2.92	3HA12+3HA12=6.88
	Appui	42.174	0.074		0.962	3.42	3HA12+3HA12=6.88
Zone 2	Travée	28.353	0.064	SSA	0.967	2.63	3HA12+3HA12=6.88
	Appui	38.768	0.088		0.954	3.64	3HA12+3HA12=6.88
Zone 3	Travée	11.348	0.026	SSA	0.987	1.03	3HA12+3HA12=6.88
	Appui	38.016	0.087		0.9545	3.57	3HA12+3HA12=6.88

Tableau VI.3 : ferrailage des poutres secondaires.

### VI.2.3) Vérifications à l'ELU

#### a. Armatures longitudinales (RPA99 version 2003/Art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

		$A_{st} \text{cm}^2$	$A_{min} \text{cm}^2$	Vérifications
Poutres principales	En travée	8,01	6	CV
	Aux appuis	8,01		CV
Poutres secondaires	En travée	6,78	5,25	CV
	Aux appuis	6,78		CV

Tableau VI.4 : Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA

#### a) Armatures transversales (RPA 99/ version 2003/Art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

Calcul de l'espacement  $S_t$

	Calcul de $S_t$ (cm)			$A_t = 0,003 \times S_t \times b$	Ferrailage [cm <sup>2</sup> ]
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$	Min [10;16,8]	$S_t = 10$	0,9	4HA8=2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20$ cm	$S_t = 15$	1,35	
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$	Min [8,75;14,4]	$S_t = 10$	0,9	4HA8=2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 15$ cm	$S_t = 15$	1,35	

Tableau VI.5: Vérifications armatures transversales à l'ELU.

#### a. Vérification aux cisaillements (BAEL 91 modifiée 99/Art 5.1.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec : } T_u^{\max} = \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left( 0,2 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

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

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
	$T_{\max}$						
Principales	$T_{\max}$	35,59	30	37	0,033	3,33	Condition vérifiée
Secondaires	$T_{\max}$	24,17	30	32	0,025	3,33	Condition vérifiée

Tableau VI.6: Vérification au cisaillement.

### b. Influence de l'effort tranchant

- Influence sur le béton (BAEL 91 modifiée 99/Art A.5.1.3)**

On se doit de vérifier la relation :  $T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9bd f_{c28}}{\gamma_b}$

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	$f_{c28}$ (MPa)	$\bar{T}_u$ (KN)	Observation
	$T_{\max}$						
Principales	$T_{\max}$	35,59	30	37	25	666	Condition vérifiée
Secondaires	$T_{\max}$	24,17	30	32	25	576	Condition vérifiée

Tableau VI.7: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

- Influence sur les aciers (BAEL 91 modifiée 99/Art A.5.1.3)**

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] \text{ Avec : } M_u \text{ en valeur algébrique}$$

Si:  $\left[ T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] < 0 \Rightarrow$  la vérification n'est pas nécessaire.

- **Pour les poutres principales:**  $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 35,59 - \frac{90,693}{0,9 \times 0,37} = -236,76 < 0$

- **Pour les poutres secondaires :**  $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 24,17 - \frac{42,174}{0,9 \times 0,32} = -122,26 < 0$

$\Rightarrow$  Donc aucune vérification n'est nécessaire.

### c. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL (Art A.6.1.3)

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

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

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

$\psi_s = 1,5$  : Coefficient de scellement **HA**

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

- **Poutres principales**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 6 \times 3,14 \times 1,4 = 26,376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{35,59 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 263,76} = 0,405 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 0,405 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

- **Poutres Secondaires**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 6 \times 3,14 \times 1,4 = 26,376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{24,17 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 263,76} = 0,318 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 0,318 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \\ \Rightarrow \text{C.V.}$$

d. **Ancrage des armatures BAEL 91(Art A.6.1.22)**

$$L_s = \text{Max} \quad L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{14 \times 400}{4 \times 2.835} = 49,38 \text{ m}$$

$$L_s = 40 \emptyset = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm.}$$

$$L_s = 56 \text{ cm} \Rightarrow L_{cr} = 0,4 L_s = 0,4 \times 56 = 22,4 \text{ cm}$$

Soit  $L_{cr} = 25 \text{ cm}$

Longueur de scellement :  $l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$  avec:  $\tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

- Pour les  $\emptyset_{14}$  :  $L_s = 56 \text{ cm} \Rightarrow l_s = 56 \text{ cm}$
- Pour les  $\emptyset_{12}$  :  $L_s = 48 \text{ cm} \Rightarrow l_s = 50 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égale à :  $0,4 l_s$  pour les aciers HA.

- Pour les  $\emptyset_{14}$  :  $L_a = 22,4 \text{ cm} \Rightarrow l_a = 25 \text{ cm}$
- Pour les  $\emptyset_{12}$  :  $L_a = 20 \text{ cm} \Rightarrow l_a = 20 \text{ cm}$

## VI.2.4) Vérifications à L'ELS

### a) Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL91 (Art A.4.2.1):

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F :  $A_{st} \geq A_{min}$

$$\text{Avec: } A_{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \quad \text{et} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

		$A_{st}$	$A_{min}$	Vérifications
Poutres principales	En travée	8,01	1,340	Condition vérifiée
	Aux appuis	8,01	1,340	Condition vérifiée
Poutres secondaires	En travée	6,78	0,552	Condition vérifiée
	Aux appuis	6,78	0,552	Condition vérifiée

Tableau VI.8: Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

**a) Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

**b) Etat limite de déformation (la flèche) BAEL91 [Art B.6.5]**

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logicielle ETABS:  $\bar{f} = \frac{l}{500}$

On prendra "l" la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

- **Poutres principales**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm} \Rightarrow f_{ETABS} = 0,0006 \text{ cm} < \bar{f} = 1 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{C.V} \\ f_{ETABS} = 0,0006 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Poutres secondaires**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0,80 \text{ cm} \Rightarrow f_{ETABS} = 0,0005 \text{ cm} < \bar{f} = 0,80 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{C.V} \\ f_{ETABS} = 0,0005 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**Conclusion**

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

## c) Vérification des contraintes

- Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \Rightarrow \left\{ \begin{matrix} K_1 \\ \beta_1 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

- Vérification de la contrainte dans le béton (BAEL91/Art. A.4.5, 2)

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

Poutres		Moments (KN.m)		combinaison
Poutres principales	Travée	M <sub>st</sub>	5,685	ELS
	Appuis	M <sub>sa</sub>	- 11,446	ELS
Poutres secondaires	Travée	M <sub>st</sub>	4,089	ELS
	Appuis	M <sub>sa</sub>	-8,023	ELS

Tableau VI.9: Moments à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Poutres		Moment à l'ELS KN.m	$\rho$	$\beta_1$	$K_1$	$A_{st}$ cm <sup>2</sup>	d cm	$\sigma_{st}$ MPa	$\overline{\sigma}_{st}$ MPa	Obs	$\sigma_{bc}$ MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	Obs
PP	Travée	5,685	0,721	0,876	25,32	8,01	37	21,89	348	C.V.	0,86	15	C.V.
	Appuis	11,446	0,721	0,876	25,32	8,01	37	44,08	348	C.V.	1,75	15	C.V.
PS	Travée	4,089	0,706	0,877	25,65	6,78	32	21,49	348	C.V.	0,83	15	C.V.
	Appuis	-8,023	0,706	0,877	25,65	6,78	32	42,16	348	C.V.	1,64	15	C.V.

Tableau VI.10: Vérifications des contraintes à L'ELS.

### VI.3) Schéma de ferrailage des poutres

➤ Poutres principales (30x40)

✓ En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

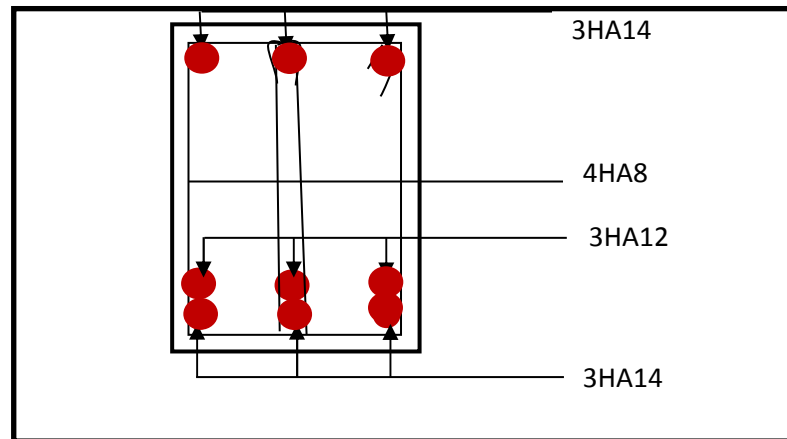


FIG VI.1: Ferrailage en travée d'une poutre principale.

• Sur appuis

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA12 (chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

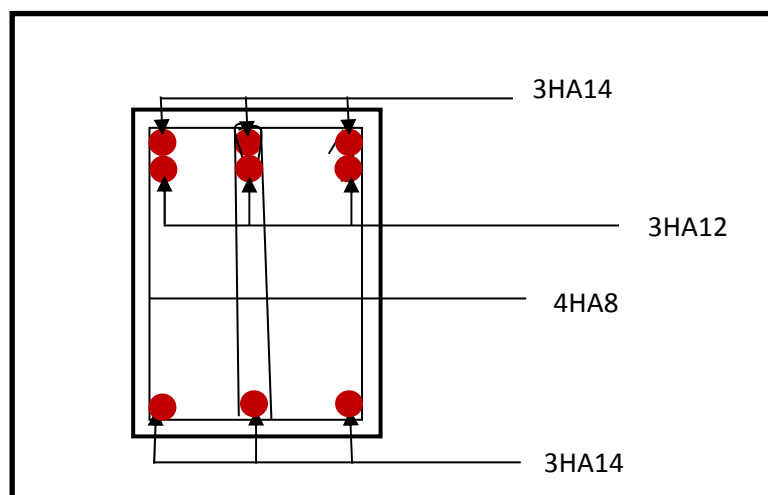


FIG VI.2 : Ferrailage aux appuis d'une poutre principale.

➤ **Poutres secondaires**

✓ **En travée**

- Armatures longitudinales : 3HA12 + 3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

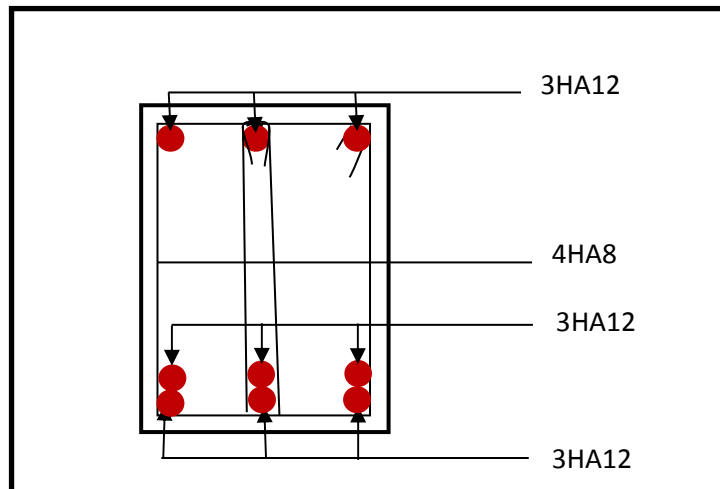


FIG VI.3 : Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.

✓ **Sur appuis**

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

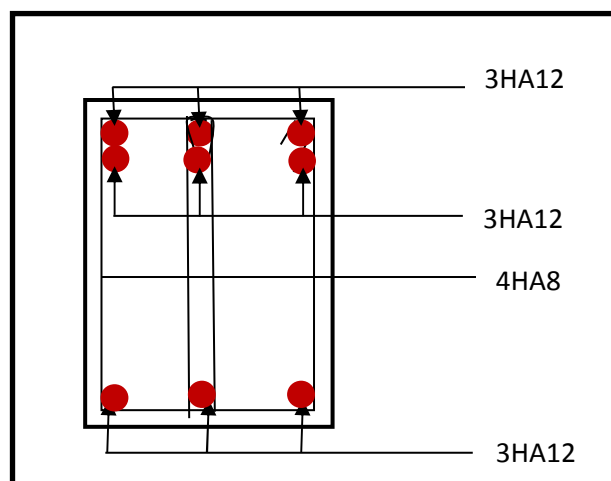


FIG VI.4 : Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire.



## VII) Ferrailages des voiles

### VII-1) Introduction

Le ferrailage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

**Zone I** :RDC,1er,2eme étage.

**Zone II** :3eme, 4eme ,5emeétage.

**Zone III** :6eme ,7eme,8eme étage.

- Combinaison considérées pour le calcul sont :
  - ✓ ELU : 1.35G+1.5G.
  - ✓ ELS : G+Q.
  - ✓ RPA99vs2003 :  $\begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$

### VII-2-Exposé de la méthode de calcul

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables. Les contraintes seront relevées du logiciel ETABS.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right)$$

Avec :

$h_e$ :La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.

$L_c$ :La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$L$  : Longueur du voile.

$L_t$ : Longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

**Détermination des diagrammes de contraintes**

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (S.E.C).
- Section entièrement tendue (S.E.T).
- Section partiellement comprimé (S.P.C).

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal $N_i$	L'effort normal $N_{i+1}$
SEC		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
SET		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
SPC		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Tableau VII.1 : Les efforts normaux

➤ **Détermination des armatures**

**a) Armatures verticales**

En fonction des contraintes agissant sur le voile, On est dans le cas d'une : **Section partiellement comprimé SPC.**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier égale à 348 Mpa

✓ **Armatures minimales**

$$A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \text{ (BAEL Art A4.2.1)}$$

$$A_{min} \geq A = 0.002B \text{ (RPA Art 7.7.4.1)}$$

**b) Armatures horizontales**

- Selon BAEL

$$A_h = \frac{A_v}{4}$$

- Selon l'RPA99 vs 2003

$$\begin{cases} A_h \geq 0.15\% \times B \\ A_h \geq 0.10 \times B \end{cases}$$

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Φ** et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

**c) Armatures transversales**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **(7.7.4.3 du RPA vs 2003)**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

**d) Armatures de coutures**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{v}}{f_c} A_{vec} \quad ; \quad \bar{v} = 1,4 \times v_u$$

$V_u$ : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**e) Potelet**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$

**f) Espacement**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$s_t \leq \{1,5 \times e; 30cm\} \quad (\text{RPA99 (version 2003)/Art 7.7.4.3})$$

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

**g) Longueur de recouvrement**

- $40\Phi$  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 action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**h) Diamètre minimale**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

## VI-3-3) Les Vérifications

## ➤ Vérification des contraintes de cisaillement

- Selon *RPA 99 vs 2003* :

$$\tau_b = \frac{V}{bd} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}V = 1.4v_u$$

Avec

$V_u$ : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

$b$ : Epaisseur du voile.

$d$ : Hauteur utile ( $d=0,9h$ ).

$h$ : Hauteur totale de la section brute

- Selon *BAEL91* :

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

Fissuration préjudiciable :  $\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}$

## ➤ Vérification à l'ELS

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 MPA.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

Avec :

$N_s$  : L'effort normal appliqué.

$B$  : section du béton.

$A$  : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_b$  : Contrainte admissible.

**VII-3-4) Exemple de calcul**

Soit à calculer le ferrailage d'un voile transversal  $L= 1.5\text{m}$  sur la zone 1. (VT1)

**a) Caractéristiques géométriques**

L(m)	e(m)	B (m <sup>2</sup> )
1.25	0,20	0,25

Tableau VII.2 : Caractéristiques géométriques

**b) Sollicitations de calcul**

On calcul les efforts ( $N_i$  et  $N_{i+1}$ ) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

- $\sigma_{\max} = 2032.18 \text{ KN/m}^2$
- $\sigma_{\min} = -5651.35 \text{ KN/m}^2$

**c) Largeur de la zone comprimée «  $L_c$  » et de la zone tendue «  $L_t$  » :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{2032.18}{2032.18 + 5651.35} \times 1,25 = \mathbf{0.33\text{m}}$$

$$L_t = L - L_c = 1.25 - 0.33 = \mathbf{0.92\text{m}}$$

**d) Calcul « d » :**

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \min(1.84; 0.46) = \mathbf{0.46\text{m}}$$

$$\text{Avec : } h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 4.08 - 0,40 = 3.68\text{m}$$

**Détermination de N**

Pour la zone tendue

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{-5651.35(0.92 - 0.46)}{0.92} = \mathbf{-2825.675 \text{ KN/m}^2}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times \square = \frac{-5651.35 - 2825.675}{2} \times 0.46 \times 0,20 = \mathbf{-389.94 \text{ KN}}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-2825.675}{2} \times 0.46 \times 0.20 = -129.98 \text{ KN}$$

e) Calcul des armatures verticales

$$1^{\text{ere}} \text{ bande : } A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{389.94}{400 \times 10^{-1}} = 9.7485 \text{ cm}^2$$

$$2^{\text{eme}} \text{ bande : } A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{129.98}{400 \times 10^{-1}} = 3.249 \text{ cm}^2$$

f) Les armatures de couture

$$A_{Vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{76.43 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = 2.942 \text{ cm}^2$$

g) Armatures minimales

$$A_{\min} \geq \max \left( \frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B \right)$$

$$= \max \left( \frac{0.46 \times 0.20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 1,1 \times 0,15 \right)$$

$$A_{\min} = \max (4.83; 1.296) = 4.83 \text{ cm}^2$$

Calcul des sections totales

- $A_1 = A_{V1} + \frac{A_{Vj}}{4} = (9.7485) + \left(\frac{2.942}{4}\right) = 10.48 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$
- $A_2 = A_{V2} + \frac{A_{Vj}}{4} = (3.25) + \left(\frac{2.942}{4}\right) = 3.98 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$

**Ferrailage adopté**

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1 <sup>er</sup> bande	$A_1=10.48 \text{ cm}^2$	$2 \times 4 \text{ HA}6=16.08 \text{ cm}^2$	$S_t=10 \text{ cm}$
2 <sup>ème</sup> bande	$A_2=3.98 \text{ cm}^2$	$2 \times 2 \text{ HA}16=8.04 \text{ cm}^2$	$S_t=23 \text{ cm}$

Tableau VII.3: Ferrailage adopté.

h) Armatures horizontales

- D'après le BAEL 91 :  $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{16.08}{4} = 4.02 \text{ cm}^2$

- D'après le RPA:  $A_H \geq 0,15\%B = 3.75 \text{ cm}^2$

Soit :  $16 \text{ HA}10 = 12.57 \text{ cm}^2 / \text{nappe}$  ; avec  $S_H = 23 \text{ cm}$ .

**Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

**i) Les vérifications**

- **Vérification des espacements**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 e, \quad 30 \text{ cm}\} = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

$S_t = 13 \text{ cm}$  **Condition vérifiée.**

$S_h = 23 \text{ cm}$  **Condition vérifiée.**

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_S}{B + 15 \times A_V} = \frac{559.82 \times 10^3}{0,25 \times 10^6 + 15 \times 16.08 \times 10^2} = 2.04 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2.04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  **Condition vérifiée.**

- **Vérification des contraintes de cisaillement**

- **Selon le RPA 2003**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 76.43 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1250} = 0.475 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = \mathbf{5 \text{ MPa}}$$

$\tau_b = 0.475 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ ..... **Condition vérifiée.**

- **D'après le BAEL 91**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{76.43 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1250} = \mathbf{0.339 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \mathbf{2,5 \text{ MPa}}$$

$\tau_u = 0.34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$  **Condition vérifiée.**

## VII-3-5-ferrailages des voiles

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.75	1.775	1.8	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.35	0.355	0.36	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5881.09	2237.34	2149.59	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-9111.35	-5332.45	-4754.64	
	<b>Nature de la section</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	
	V <sub>u</sub> (kN)	244.94	211.05	148.85	
	L <sub>t</sub> (m)	1.06	1.25	1.24	
	L <sub>c</sub> (m)	0.69	0.52	0.56	
	d (m)	0.532	0.625	0.620	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4555.675	2666.225	2377.320	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	726.76	500.07	442.03
		N <sub>2</sub>	242.254	166.689	147.344
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>18.17</b>	<b>12.50</b>	<b>11.05</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>6.06</b>	<b>4.17</b>	<b>3.68</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		9.43	8.13	5.73
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>20.53</b>	<b>14.53</b>	<b>12.48</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>8.41</b>	<b>6.20</b>	<b>5.12</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		5.58	6.56	6.51
	A <sub>vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>24.13</b>	<b>18.47</b>	<b>13.57</b>
		Bonde 2	<b>12.06</b>	<b>9.24</b>	<b>6.79</b>
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2x6HA16</b>	<b>2x6HA14</b>	<b>2x6HA12</b>
		Bonde 2	<b>2x3HA16</b>	<b>2x3HA14</b>	<b>2x3HA12</b>
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	17 cm	17 cm	17 cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		1.60	1.88	1.86
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		6.03	4.62	3.39
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>15HA10/nappe</b>	<b>11HA10/nappe</b>	<b>11HA10/nappe</b>
	S =23cm		(A=11.77cm <sup>2</sup> )	(A=8.63cm <sup>2</sup> )	(A=8.63cm <sup>2</sup> )
Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>			
contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.778	0.661	0.459	
	$\tau_b$ (MPa)	1.089	0.925	0.643	
ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1238.07	886.02	494.47	
	$\sigma_b$ (MPa)	<b>3.06</b>	<b>2.23</b>	<b>1.27</b>	

Tableau VII-4: Ferrailage des voiles (L=2 m) VL1, VL3, VL4, VL6

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.25	1.275	1.3	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.25	0.255	0.26	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5035.33	2510.26	2099.9	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-7721.89	-5356.71	-4877.33	
	<b>Nature de la section</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	
	V <sub>u</sub> (kN)	153.88	152.65	121.22	
	L <sub>t</sub> (m)	0.76	0.87	0.91	
	L <sub>c</sub> (m)	0.49	0.41	0.39	
	d (m)	0.378	0.434	0.454	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3860.945	2678.355	2438.665	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	438.19	348.79	332.42
		N <sub>2</sub>	146.063	116.262	110.806
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>10.95</b>	<b>8.72</b>	<b>8.31</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>3.65</b>	<b>2.91</b>	<b>2.77</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		5.92	5.88	4.67
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> / 4	<b>12.44</b>	<b>10.19</b>	<b>8.48</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> / 4	<b>5.13</b>	<b>4.38</b>	<b>3.94</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		3.97	4.56	4.77
	A <sub>vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>16.08</b>	<b>12.32</b>	<b>9.05</b>
		Bonde 2	<b>12.06</b>	<b>9.23</b>	<b>6.78</b>
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2x4HA16</b>	<b>2x4HA14</b>	<b>2X4HA12</b>
		Bonde 2	<b>2x3HA16</b>	<b>2x3HA14</b>	<b>2 x 3HA12</b>
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	13cm	13cm	13cm
		Bonde 2	15cm	14cm	13cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		1.13	1.30	1.36
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		4.02	3.08	2.26
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>15HA10/nappe</b>	<b>11HA10/nappe</b>	<b>11HA10/nappe</b>
S =23cm		(A=11.77cm <sup>2</sup> )	(A=8.63cm <sup>2</sup> )	(A=8.63cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.684	0.665	0.518
		$\tau_b$ (MPa)	0.957	0.931	0.725
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	593	428.74	222.91
$\sigma_b$ (MPa)		<b>2.03</b>	<b>1.49</b>	<b>0.79</b>	

Tableau VII.5 : Ferrailage des voiles (L=1.5m) VL1, VL5.

	Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.25	1.275	1.3	
	e (m)		0.2	0.2	0.2	
	B (m)		0.25	0.255	0.26	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		2032.18	1470.36	962.79	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-5651.35	-3161.72	-3091.07	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)		76.43	58.19	46.26	
	L <sub>t</sub> (m)		0.92	0.87	0.99	
	L <sub>c</sub> (m)		0.33	0.40	0.31	
	d (m)		0.460	0.435	0.496	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		2825.675	1580.860	1545.535	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	389.69	206.37	229.80	
		N <sub>2</sub>	129.895	68.789	76.601	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	9.74	5.16	5.75	
		A <sub>v2</sub>	3.25	1.72	1.92	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		2.94	2.24	1.78	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	10.48	5.72	6.19	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	3.98	2.28	2.36	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		4.83	4.57	5.20	
	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	16.08	12.31	9.05	
		Bonde 2	12.06	9.23	6.78	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 4HA16	2x 4HA14	2x 4HA12
			Bonde 2	2x 3HA16	2x 3HA14	2 x 3HA12
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	13 cm	13 cm	13cm	
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		1.38	1.31	1.49		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		4.02	3.08	2.26		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		15HA10/nappe	11HA10/nappe	11HA10/nappe		
S =23cm		(A=11.77cm <sup>2</sup> )	(A=8.63cm <sup>2</sup> )	(A=8.63cm <sup>2</sup> )		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.340	0.254	0.198	
		$\tau_b$ (MPa)	0.476	0.355	0.277	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	559.82	447.93	245.73	
		$\sigma_b$ (MPa)	1.92	1.56	0.87	

Tableau VII.6 : Ferrailage des voiles (L=1.5 m) VT1, VT2.

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.5	3.55	3.6		
	e (m)	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.7	0.71	0.72		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3337.46	1579.61	1380.86		
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6480.32	-3976.59	-3717.01		
	<b>Nature de la section</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>		
	V <sub>u</sub> (kN)	884.68	578.15	240.19		
	L <sub>t</sub> (m)	2.31	2.54	2.62		
	L <sub>c</sub> (m)	1.19	1.01	0.98		
	d (m)	1.155	1.270	1.312		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3240.160	1988.295	1858.505		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1122.82	757.76	731.75	
		N <sub>2</sub>	374.272	252.588	243.917	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>28.07</b>	<b>18.94</b>	<b>18.29</b>	
		A <sub>v2</sub>	<b>9.36</b>	<b>6.31</b>	<b>6.10</b>	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		34.06	22.26	9.25	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>36.59</b>	<b>24.51</b>	<b>20.61</b>	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>17.87</b>	<b>11.88</b>	<b>8.41</b>	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		12.13	13.34	13.78	
	A <sub>vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>44.23</b>	<b>33.87</b>	<b>24.88</b>	
		Bonde 2	<b>20.11</b>	<b>15.39</b>	<b>11.31</b>	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2x11HA16</b>	<b>2x11HA14</b>	<b>2x11HA12</b>
			Bonde 2	<b>2x5HA16</b>	<b>2x5HA14</b>	<b>2x5HA12</b>
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	11 cm	11 cm	11cm	
		Bonde 2	24 cm	24 cm	24 cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		3.47	3.81	3.94		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		11.06	8.47	6.22		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>15HA10/nappe</b>	<b>11HA10/nappe</b>	<b>11HA10/nappe</b>		
S =23cm		(A=11.77cm <sup>2</sup> )	(A=8.63cm <sup>2</sup> )	(A=8.63)cm <sup>2</sup> )		
Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>				
Vérification des contraintes	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1.404	0.905	0.371	
		$\tau_b$ (MPa)	1.966	1.267	0.519	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1180.39	457.43	425.4	
		$\sigma_b$ (MPa)	<b>1.48</b>	<b>0.58</b>	<b>0.55</b>	

Tableau VII.7 : Ferrailage des voiles (L=4m) VT7, VT8.

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1	1	1	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.2	0.2	0.2	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1410.49	1781.24	1380.86	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-3967.14	-3965.09	-3707.18	
	<b>Nature de la section</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	
	V <sub>u</sub> (kN)	63.4	62.91	61.92	
	L <sub>t</sub> (m)	0.74	0.69	0.73	
	L <sub>c</sub> (m)	0.26	0.31	0.27	
	d (m)	0.369	0.345	0.364	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1983.570	1982.545	1853.590	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	219.50	205.20	202.58
		N <sub>2</sub>	73.165	68.400	67.527
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>5.49</b>	<b>5.13</b>	<b>5.06</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>1.83</b>	<b>1.71</b>	<b>1.69</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		2.44	2.42	2.38
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>6.10</b>	<b>5.74</b>	<b>5.66</b>
		A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>2.44</b>	<b>2.32</b>	<b>2.28</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		3.87	3.62	3.83
	A <sub>vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>8.04</b>	<b>8.04</b>	<b>8.04</b>
		Bonde 2	<b>4.02</b>	<b>4.02</b>	<b>4.02</b>
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2x2HA12</b>	<b>2x2HA12</b>	<b>2x2HA12</b>
		Bonde 2	<b>2x1HA12</b>	<b>2x1HA12</b>	<b>2x1HA12</b>
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		1.11	1.04	1.09
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		2.01	2.01	2.01
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>15HA10/nappe</b>	<b>11HA10/nappe</b>	<b>11HA10/nappe</b>
S =23cm		(A=11.77cm <sup>2</sup> )	(A=8.63cm <sup>2</sup> )	(A=8.63)cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.352	0.350	0.344
		$\tau_b$ (MPa)	0.493	0.489	0.482
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	339.72	252.82	139.8
$\sigma_b$ (MPa)		<b>1.56</b>	<b>1.16</b>	<b>0.64</b>	

Tableau VII.8 : Ferrailage des voiles (L=1m) VT3, VT4, VT5, VT6.

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.6	2.6	2.6		
	e (m)	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.52	0.52	0.52		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	7649.31	7394.36	7070.62		
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-9767.4	-9023.4	-8520.62		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	584	220.02	132.1		
	L <sub>t</sub> (m)	1.46	1.43	1.42		
	L <sub>c</sub> (m)	1.14	1.17	1.18		
	d (m)	0.729	0.714	0.710		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4883.700	4511.700	4260.310		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1068.14	967.08	908.02	
		N <sub>2</sub>	356.045	322.359	302.674	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>26.70</b>	<b>24.18</b>	<b>22.70</b>	
		A <sub>v2</sub>	<b>8.90</b>	<b>8.06</b>	<b>7.57</b>	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		22.48	8.47	5.09	
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>32.32</b>	<b>26.29</b>	<b>23.97</b>	
		A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>14.52</b>	<b>10.18</b>	<b>8.84</b>	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		7.66	7.50	7.46	
	A <sub>vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>36.19</b>	<b>27.71</b>	<b>27.7</b>	
		Bonde 2	<b>16.08</b>	<b>12.32</b>	<b>12.32</b>	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2x9HA16</b>	<b>2x9HA14</b>	<b>2x9HA14</b>
			Bonde 2	<b>2x4HA16</b>	<b>2x4HA14</b>	<b>2x4HA14</b>
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm	
		Bonde 2	10 cm	10 cm	10 cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		2.19	2.14	2.13		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		9.05	6.93	6.93		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>15HA10/nappe</b>	<b>11HA10/nappe</b>	<b>11HA10/nappe</b>		
S=23cm		(A=11.77cm <sup>2</sup> )	(A=8.63cm <sup>2</sup> )	(A=8.63cm <sup>2</sup> )		
Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>				
Contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1.248	0.470	0.282		
	$\tau_b$ (MPa)	1.747	0.658	0.395		
ELS	N <sub>s</sub> (kN)	777.79	574.72	310.92		
	$\sigma_b$ (MPa)	<b>1.30</b>	<b>0.99</b>	<b>0.54</b>		

Tableau VII.9: Ferrailage des voiles (L=2.6m) VTS1, VTS2.

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.8	1.8	1.8	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.36	0.36	0.36	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1618.41	996.03	409.88	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-3991.21	-2681.88	-1587.45	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	285.28	208.53	96.15	
	L <sub>t</sub> (m)	1.28	1.31	1.43	
	L <sub>c</sub> (m)	0.52	0.49	0.37	
	d (m)	0.640	0.656	0.715	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1995.605	1340.940	793.725	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	383.36	264.00	170.33
		N <sub>2</sub>	127.787	88.002	56.776
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	9.58	6.60	4.26
		A <sub>v2</sub>	3.19	2.20	1.42
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		10.98	8.03	3.70
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	12.33	8.61	5.18
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	5.94	4.21	2.34
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		6.72	6.89	7.51
	A <sub>vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	15.39	11.31	11.31
		Bonde 2	12.32	9.05	9.05
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 5HA14	2x 5HA12	2x 5HA12
		Bonde 2	2x 4HA14	2x 4HA12	2 x 4HA12
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	10 cm	10 cm	10 cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		1.92	1.97	2.15
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		3.85	2.83	2.83
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		15HA10/nappe	11HA10/nappe	11HA10/nappe
	S <sub>H</sub> =23cm		(A=11.77cm <sup>2</sup> )	(A=8.63cm <sup>2</sup> )	(A=8.63cm <sup>2</sup> )
Vérification des contraintes	Armature transversal	4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.880	0.644	0.297
		$\tau_b$ (MPa)	1.233	0.901	0.415
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	514.22	409.88	230.84
$\sigma_b$ (MPa)		1.28	1.05	0.59	

Tableau VII.10: Ferrailage des voiles (L=1.6m) VLS1.

## VIII ) ferrailage des fondations

### Introduction

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général 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 résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

#### ❖ Fondations superficielles

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

#### ❖ Fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas de sol ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

### VIII -1) Etude du sol de fondation

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de 2.5 bars comme contrainte admissible du sol.

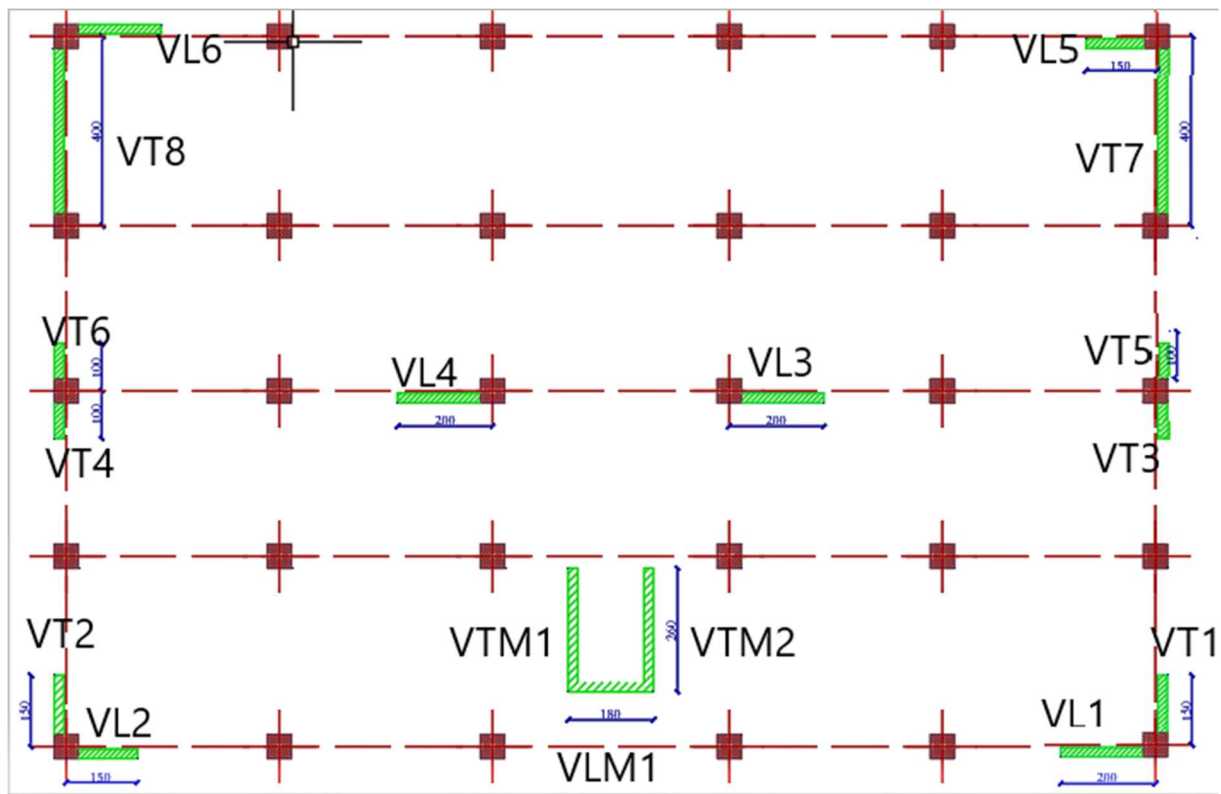


Fig VIII-1) Schéma de la disposition des poteaux et des voiles

### a) Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants

- La Nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;
- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol ;

On optera pour des fondations superficielles

### b) Dimensionnement des semelles continues

#### 1. Semelle isolé

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal «  $N_{ser}$  » qui est obtenu à la base de tous les poteaux.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

**Homothétie des dimensions**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}). \text{D'où} \quad B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$\text{Exemple: } N_{ser} = 1617,62 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2,50 \text{ m}$$

**Remarque**

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

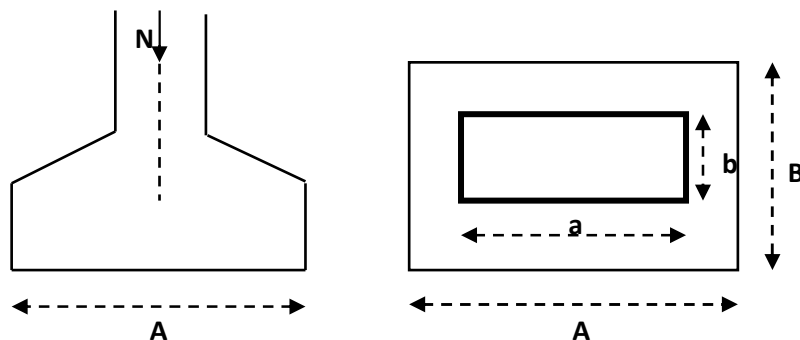


Fig VIII-2) schéma d'une semelle

**VIII -2) Semelles filantes****VIII 2-1) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

$\sigma_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 = 0,25 \text{ MPa}$ )

B : Largeur de la semelle.

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

## a) Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal)

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VT1	521.12	1.5	1.5	2.25
VT2	532.04	1.5	1.5	2.25
VT3	308.55	1	1.5	1.5
VT4	305.41	1	1.5	1.5
VT5	305.12	1	1.5	1.5
VT6	307.76	1	1.5	1.5
VT7	912.67	4	1	4
VT8	916.66	4	1	4
VTM1	676.59	2.6	1.5	3.9
VTM2	685.91	2.6	1.5	3.9
				$\Sigma=26.3$

Tableau VIII-1) la surface des voiles transversaux

## b) Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal)

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VL1	702.94	2	1.5	3
VL2	1074.04	2	2.5	5
VL3	1074.05	2	2.5	5
VL4	538.3	2	1.5	3
VL5	384.73	1.5	1.5	2.25
VL6	522.81	1.5	1.5	2.25
VLM	804.19	1.8	2	3.6
				$\Sigma=24.1$

Tableau VIII-2) la surface des voiles longitudinaux

La surface des semelles filantes sous les voiles est :  $S_v = 50.4 \text{ m}^2$ .

### VIII 2.2) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux

#### ✓ Hypothèse de calcul

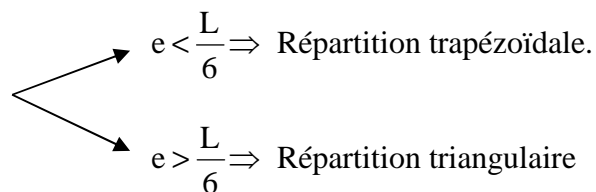
Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

#### ✓ Etape de calcul

– Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$

– Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

– Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité.

Poteaux	$N_s$	$e_i$	$N_s \times e_i$	$M_i$
C5	645.36	11.7	7550.712	8.116
D5	966.20	7.2	6956.64	4.397
E5	1613.08	2.7	4355.316	-9.317
F5	1617.62	-2.7	-4367.574	-9.365
G5	1040.13	-7.2	-7488.93	-3.730
H5	606.70	-11.7	-7098.39	7.767
	$R=6489.09$		$\Sigma = -92.196$	$\Sigma = -2.132$

Tableau VIII-3) résumé de calcul.

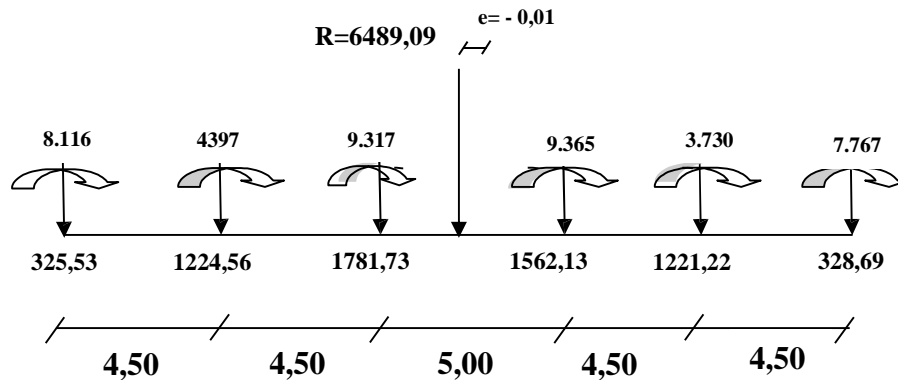


Fig.VIII.3) Répartition des efforts dans la semelle

$$e = \frac{-92.196 + (-2.132)}{6489,09} = -0,01 \text{ m}$$

On a

$$e = 0,01 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{23,40}{6} = 3,9 \text{ m}$$

⇒ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6489,09}{23,40} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,01}{23,40}\right) = 277,89 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6486,09}{23,40} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,01}{23,40}\right) = 276,47 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{6489,09}{23,40} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,01}{23,40}\right) = 277,66 \text{ kN/ml}$$

#### ✓ Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{277,66}{250} = 1,110 \text{ m} \text{ on prend } B = 1,50 \text{ m}$$

On aura donc,  $S = 1,50 \times 23,40 = 35,10 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

$n$  : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 35,10 \times 5 = 175,50 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 175,50 + 50,4 = 225,9 \text{ m}^2$$

**La surface totale de la structure :  $S_{bat} = 23,40 \times 15,40 = 360,36 \text{ m}^2$**

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est

$$\frac{S_T}{S_{bat}} = \frac{258,10}{345} = 0,62686 \implies 62,68\% \text{ de la surface du bâtiment.}$$

- **La surface des semelles représente 62,68% de la surface totale, ce qui est inadmissible.**

### *Conclusion*

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, occupant ainsi une surface supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour **un radier nervuré**.

## **VIII .3)Etude du radier**

Ce 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 diminué de son poids propre.

- Rigide dans son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels,
- Facilité de coffrage et de ferrailage ;
- Rapidité d'exécution.

### **VIII .3.1) Pré dimensionnement du radier**

#### **1) Epaisseur de la dalle**

- Selon la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ( $h_{\min} = 25\text{cm}$ )

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq L_{\max} / 20 \quad , \quad \text{Avec : } L_{\max} = 5,00 \text{ m}$$

$L_{\max}$  : portée maximale

$$h_d \geq \frac{500}{20} = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{soit : } h_d = 30 \text{ cm.}$$

## 2) Hauteur des nervures

- Selon la condition forfaitaire

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max} = 5,00 \text{ m} \Rightarrow 500/8 = 62,5 \text{ cm} \leq h \leq 500/5 = 100 \text{ cm}$$

- Selon la condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.  
Le radier est rigide s'il vérifie

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique.

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40 \text{ MPa}$  pour un sol moyen.

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} = E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5,00\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,87}} = 1,04 \text{ m}$$

On prend :  $h_n = 110 \text{ cm}$

$$b_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } b_n = 55 \text{ cm et } 0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n$$

$$32 \text{ cm} \leq b_n \leq 56 \text{ cm} \Rightarrow b_n = 55 \text{ cm.}$$

*D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant*

$h_n = 110 \text{ cm}$  .....Hauteur de la nervure.

$h_d = 30 \text{ cm}$  .....Hauteur de la dalle.

$b_n = 55 \text{ cm}$  .....Largeur de la nervure.

**3) Le débord**

Détermination des efforts

**a) Charges revenant à la superstructure**Charge permanente :  $G = 35104.33 \text{ KN}$ Charge d'exploitation :  $Q = 5994.83 \text{ KN}$ **b) Combinaison d'actions**

à l'ELU

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 56383.09 \text{ KN.}$$

à l'ELS

$$N_s = G + Q = 41099.16 \text{ KN.}$$

**c) Détermination de la surface nécessaire du radier**

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{56383.09}{1.33 \times 250} = 169.57 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{41099.19}{250} = 164.39 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où: } S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}}; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 169.57 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 360.36 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 169.57 \text{ m}^2$$

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 :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{110}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 55 \text{ cm}$$

Soit un débord de  $L_{\text{déb}} = 60 \text{ cm}$ .

$$S_{\text{déb}} = 23.40 \times 0.60 = 14.04 \text{ m}^2$$

**Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 360.36 + 14.04 = 374.4 \text{ m}^2$**

**VIII .3.2) Calcul des sollicitations à la base du radier**

Charges permanentes

Poids de bâtiment :  $G = 35104.33 \text{ KN}$ 

➤ Poids de radier

 $G = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$ 

➤ Poids de la dalle

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 374.4 \times 0,30 \times 25 = 2808 \text{ KN}$$

➤ Poids des nervures

$$P_{\text{nerv}} = b_n \cdot (h - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b$$

$$= 0,55 \times (1,10 - 0,30) \times (23.40 \times 5 + 15.40 \times 6) \times 25 = 530.88 \text{ KN}$$

➤ Poids de TVO

$$S_{\text{nerv}} = (0,80 \times 23.40 \times 5) + (0,80 \times 15 \times 6) = 165.6 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h - h_d) \cdot \rho$$

$$= (374.4 - 165.6) \times (1,10 - 0,30) \times 17 = 2839.68 \text{ KN}$$

➤ poids de la dalle flottante

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot e_p \cdot \rho_b$$

$$e_p = \frac{L_{\text{max}}}{50} < x < \frac{L_{\text{max}}}{40} \rightarrow e_p = \frac{500}{50} = 10 < x < \frac{500}{40} = 12.5$$

$$= (374.4 - 165.6) \times 0,12 \times 25 = 626.4 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = 2808 + 530.88 + 2839.68 + 626.4 = 6804.96 \text{ KN}$$

Surcharges d'exploitations

Surcharge de bâtiment :  $Q = 5994.83 \text{ KN}$ Surcharge du radier :  $Q = 2,5 \times 374.4 = 936 \text{ KN}$ **Poids total de la structure**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{sup}} = 6804.96 + 35104.33 = 41909.29 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{sup}} = 939 + 5994.83 = 6933.83 \text{ KN}$$

**VIII.3.3) Combinaison d'actions**

Etat Limite Ultime :

$$N_{u\text{total}} = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 66978.28 \text{ KN}$$

Etat Limite de Service :

$$N_{\text{Stotal}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 48843.12 \text{ KN}$$

**VIII-3-4) Vérifications****A) Vérification de la contrainte de cisaillement**Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ 

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_{u\text{tot}} \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{66978.28 \times 1}{374.4} \times \frac{5}{2} = 447.23 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{447.23 \times 1000}{1000 \times 270} = 1.656 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 1656 < \bar{\tau}_u = 2.5 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**B) Vérification de la contrainte en situation accidentelle**

Les efforts des combinaisons accidentelles tirées de etabs sont

$$M_E^x = 36984.513 \text{ KN.m}$$

$$M_E^y = 33857.576 \text{ KN.m}$$

## C) Vérification de la stabilité du radier

## • Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 11,7\text{m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7,7\text{m}$$

Avec :  $S_i$  : Aire du panneau considéré.

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

## • Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{23,40 \times 15,40^3}{12} = 7221,91\text{m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{15,40 \times 23,40^3}{12} = 16443,22\text{m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants

-Effort normal (N) du aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base du bâtiment.

$I_{xi}, I_{yi}$  : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

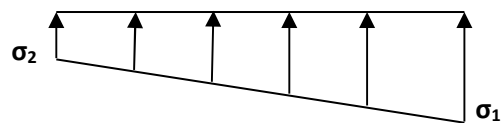


Fig. VIII-4) : : Diagramme des contraintes

**Sens longitudinal**

$$M_x = 36984.513 + (1871.28 \times 1,10) = 5742.92 \text{ KN.m}$$

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{66978.28}{374.4} + \frac{5742.92}{16443,22} \times 11,7 = 182.91 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{66978.28}{374.4} - \frac{5742.92}{16443,22} \times 11,7 = 174,87 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 182.91 + 174,87}{4} = 180.9 / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = 180.9 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 332.5 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

A l'ELS

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{41099.16}{374.4} \pm \frac{5742.92}{16443.22} \times 11,7$$

$$\sigma_1 = 113.85 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 105.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 111.80 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

**Sens transversal**

$$M_y = 33857.576 + 1735.05 \times 1,10 = 35766.131 \text{ KN.m}$$

A l'ELU

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_y}{I_{XX}} \cdot Y_G = \frac{66978.28}{374.4} \pm \frac{35766.131}{7221,91} \times 7,7$$

$$\sigma_1 = 217.02 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 140,76 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 197.955 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 332.5 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

A l'ELS:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_y}{I_{XX}} \cdot Y_G = \frac{41099.16}{374.4} \pm \frac{35766.131}{7221,91} \times 7,7$$

$$\sigma_1 = 147,90 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 71,63 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 128.83 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

Les contraintes sont vérifiées.

## VIII.3.5) Ferrailage du radier

## 1. Ferrailage de la dalle

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastree sur quatre côtés,

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

## Remarque

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.

-Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{(4 - 0,50)}{(5 - 0,50)} = \frac{3,50}{4,50} = 0,78$$

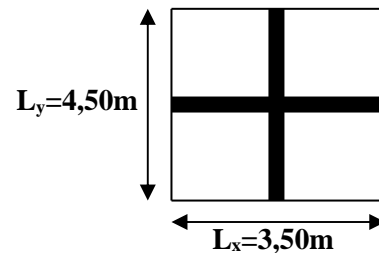


Fig. VIII-5) Entre axes du panneau le plus sollicité

$0,4 < \alpha \leq 1 \rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_m^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

La contrainte moyenne max à l'ELU

$$\sigma_m = \frac{3}{4} \sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}} = 197.955 \text{ KN/m}^2$$

La contrainte moyenne max à l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3}{4} \sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}} = 128.83 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (197.955 - \frac{6804.96}{374.4}) = 179.77 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } q_{\text{sm}} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (128.83 - \frac{6804.96}{374.4}) = 110.65 \text{ KN/m}^2$$

## ❖ Calcul a l'état limite ultime

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0587 \\ \mu_y = 0,559 \end{cases}$$

Moment isostatique

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x} \text{ On aura donc : } \begin{aligned} M_{0x} &= 0,0587 \times 179,77 \times 3,50^2 = 129,26 \text{ KN.m} \\ M_{0y} &= 0,559 \times 129,26 = 72,25 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0,85: pour les moments en travées de rives.

0,50: pour les moments sur appuis intermédiaires.

0,30: pour les moments sur appuis de rives.

## ❖ Sens de la petite portée

Moments aux appuis intermédiaires

$$M_{ax} = (-0,5) M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (-0,5) \times 129,26 \Rightarrow M_{ax} = -64,63 \text{ KNm}$$

$$M_{ay} = (-0,5) M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (-0,5) \times 72,25 \Rightarrow M_{ay} = -36,125 \text{ KNm}$$

Moments aux appuis de rives

$$M_{ax} = (-0,3) M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (-0,3) \times 129,26 \Rightarrow M_{ax} = -38,77 \text{ KNm}$$

$$M_{ay} = (-0,3) M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (-0,3) \times 72,25 \Rightarrow M_{ay} = -21,675 \text{ KNm}$$

Moments en travée

$$M_{tx} = (0,85) M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0,85) \times 129,26 \Rightarrow M_{tx} = 109,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = (0,85) M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0,85) \times 72,25 \Rightarrow M_{ty} = 61,41 \text{ KN.m}$$

**Ferraillage suivant x-x****Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{64,63 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,072 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,963$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{64,63 \times 10^2}{0,963 \times 25 \times 34,8} = 7,71 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA16 = 10,05 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 20cm.

**En travée**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{109.87 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,123 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,9345$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{109.87 \times 10^2}{0,9345 \times 25 \times 34,8} = 13,51 \text{ cm}^2$$

Soit : 6 HA20 = 18,85 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 15 cm.

**Ferraillage suivant y-y****Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{36.125 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,040 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{36.125 \times 10^2}{0,980 \times 25 \times 34,8} = 4,23 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5,65 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 20cm.

**En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{61.41 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,069 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,9645$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{61.41 \times 10^2}{0,9645 \times 25 \times 34,8} = 7.31 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA14 = 9,23 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 15 cm.

Récapitulatif du ferraillage de la dalle du radier

	Sens de la grande portée	Sens de la petite portée
Armatures ux appuis	5HA16/ml	5HA12/ml
Armatures en travée	6HA20/ml	6HA14/ml

Tableau VIII-4) ferraillage des portée.

➤ **Vérification à l'état limite ultime :**

❖ **Condition de non fragilité (BEAL 91/Art 4.2.1):**

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 b d f_{t28} / f_e$$

$$A_{min} = 3,01 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que ce soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

❖ **Vérification des espacements : (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.

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm}$$

Sens de la grande portée:

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 45\text{cm}$$

➤ **Vérfications l'état limite de service**

On peut se dispenser de cette vérification si la condition suivante est satisfaite:

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_c}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0652 \\ \mu_y = 0,683 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$M_{Sx} = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_{Sy} = \mu_y \times M_{Sx}$$

$$\text{On aura donc : } \begin{aligned} M_{Sx} &= 0,0652 \times 110,65 \times 3,50^2 = 88,37 \text{KN.m} \\ M_{Sy} &= 0,683 \times 88,37 = 60,35 \text{KN.m} \end{aligned}$$

• **Moments aux appuis intermédiaires**

$$M_{sa} = (-0,5) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (-0,5) \times 88,37 = -44,185 \text{KN.m}$$

• **Moments aux appuis de rives :**

$$M_{sa} = (-0,3) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (-0,3) \times 88,37$$

$$M_{sa} = -26,51 \text{KN.m}$$

- **Moments en travée**

$$M_{st} = (0,85) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = (0,85) \times 88,37$$

$$M_{st} = 75,11 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis intermédiaires**

$$\mu = 0,049 \rightarrow \alpha = 0,062$$

$$\alpha = 0,062 < \frac{1,62 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,56$$

- **Moments aux appuis de rives**

$$\mu = 0,029 \rightarrow \alpha = 0,036$$

$$\alpha = 0,036 < \frac{1,62 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,56$$

- **Moments en travée**

$$\mu = 0,084 \rightarrow \alpha = 0,109$$

$$\alpha = 0,109 < \frac{1,62 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,56$$

La condition est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

## 2. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur  $L = 60 \text{ cm}$ , soumise à une charge uniformément répartie.

2-1) Sollicitations de calculs :

A l'ELU:

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = \frac{179,77 \times 0,60^2}{2} = 32,35 \text{ KN.m}$$

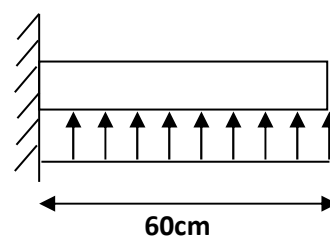


Fig. VIII-6) Schéma statique du débord

A l'ELS:

$$M_s = \frac{q_s \cdot L^2}{2} = \frac{110,65 \times 0,60^2}{2} = 19,91 \text{ KN.m}$$

## 2-2) Calcul des armatures

## a) Armatures principales

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 25 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{32,35 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,036 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,036 \rightarrow \beta_u = 0,982$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{32,35 \times 10^2}{0,982 \times 25 \times 34,8} = 3,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_U = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2 \text{ Avec } S_t = 25\text{cm.}$$

## b) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Avec } S_t = 25\text{cm.}$$

**Vérification à l'ELU**

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 25 \times 2,1}{400} = 3,01 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

## 2-4) Vérification à l'ELS

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{32,35}{19,91} = 1,62$$

$$\mu = 0,022 \rightarrow \alpha = 0,036$$

$$\alpha = 0,028 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,62 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,48 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

**Remarque**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et

Constituerons ainsi le ferrailage du débord.

### 3) Etude de la nervure

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges vers celle-ci.

#### 3-a) Chargement simplifié admis

Cela consiste à trouver la largeur du panneau correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément reparté le calcul devient classique

- Charge trapézoïdale

$$l_m = l_x \left( 0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left( 0,5 - \frac{\rho_x^2}{4} \right)$$

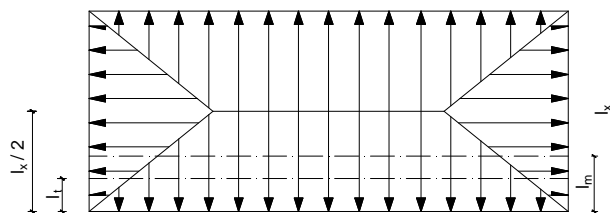


fig VIII.7 : Présentation des chargements simplifiés.

- Charge triangulaire

$$l_m = 0,333l_x$$

$$l_t = 0,25l_x$$

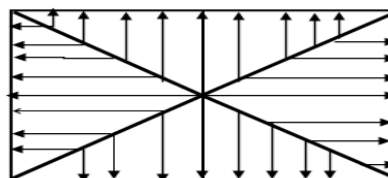


fig VIII.8 : Présentation des chargements simplifiés.

**3-b) Charges à considérer**

$$\text{A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (197.955 - \frac{6804.96}{374.4}) = 179.77 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (128.83 - \frac{6804.96}{374.4}) = 110.65 \text{ KN/m}^2$$

**➤ Sens longitudinal : (X-X)**

$$q_{Mu} = 2 \times q_u \times L_m = 2 \times 179.77 \times 1,474 = 529,96 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Ms} = 2 \times q_s \times L_m = 2 \times 110.65 \times 1,474 = 326.19 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Tu} = 2 \times q_u \times L_t = 2 \times 179.77 \times 1,211 = 435,40 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{TS} = 2 \times q_u \times L_t = 2 \times 110.65 \times 1,211 = 267.99 \text{ KN / ml.}$$

**➤ Sens transversal : (Y-Y)**

$$q_{Mu} = 2 \times q_u \times L_m = 2 \times 179.77 \times 1,397 = 502.27 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Ms} = 2 \times q_s \times L_m = 2 \times 110.65 \times 1,397 = 309,15 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Tu} = 2 \times q_u \times L_t = 2 \times 179.77 \times 1,221 = 438.99 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{TS} = 2 \times q_u \times L_t = 2 \times 110.65 \times 1,221 = 270.20 \text{ KN / ml.}$$

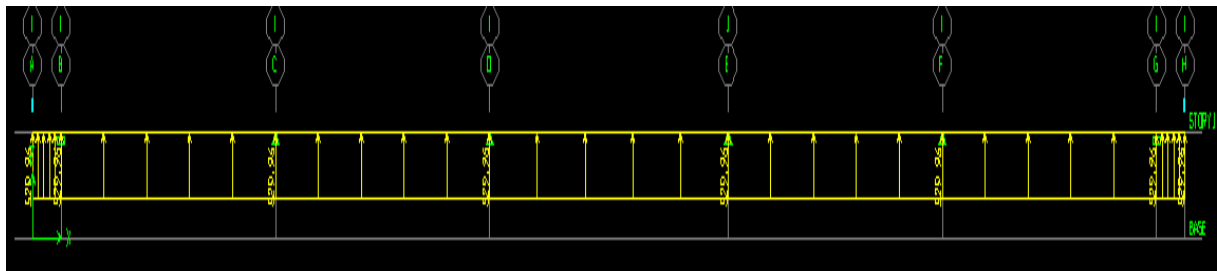
**❖ Sens transversal (x-x):**

Fig VIII-9) Le chargement à ELU

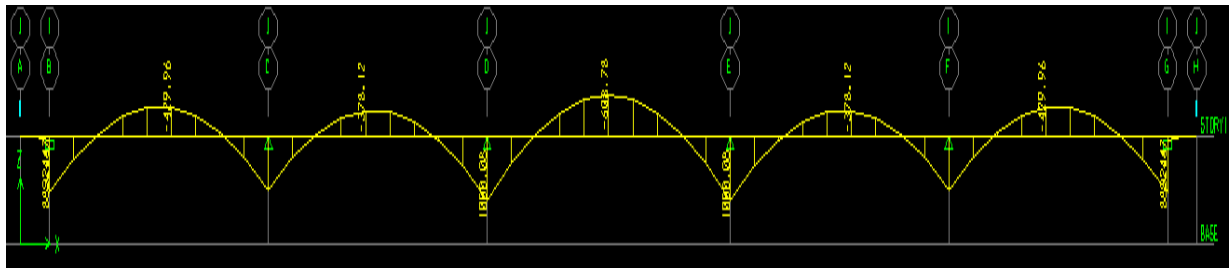


Fig VIII-10) Diagramme des moments fléchissant (ELU)

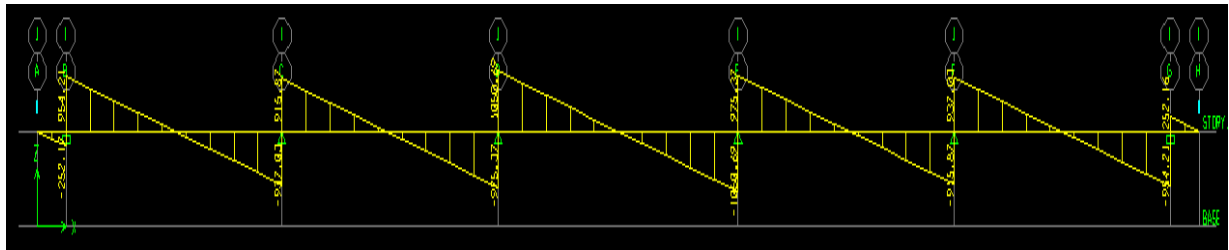
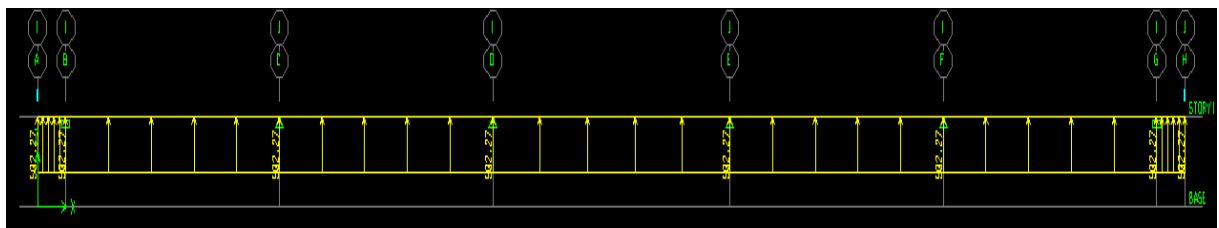


Fig VIII-11) Diagramme des efforts tranchants (ELU)



ig VIII-12) Le chargement à ELS

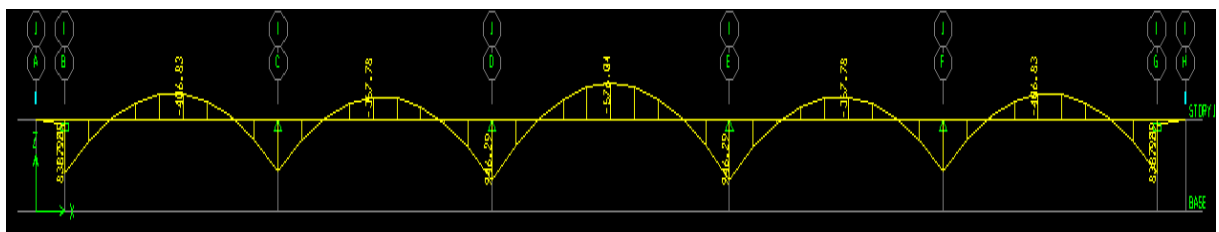


Fig VIII-13) Diagramme des moments fléchissant (ELS)

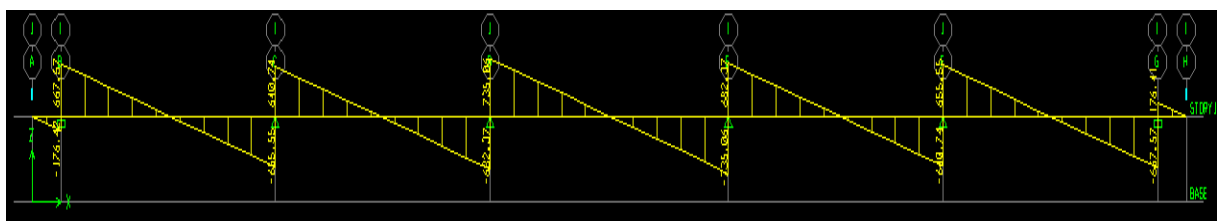


Fig VIII-14) Diagramme des efforts tranchants (ELS)

❖ Sens transversal (y-y):

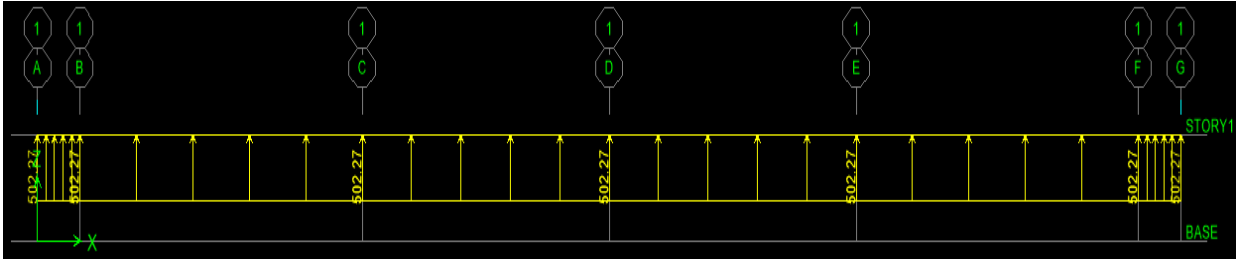


Fig VIII-15) Le chargement à ELU

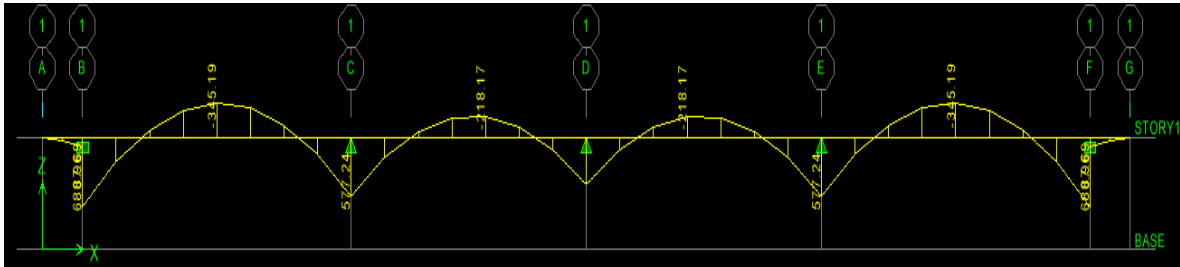


Fig VIII-16) Diagramme des moments fléchissants à l'ELU

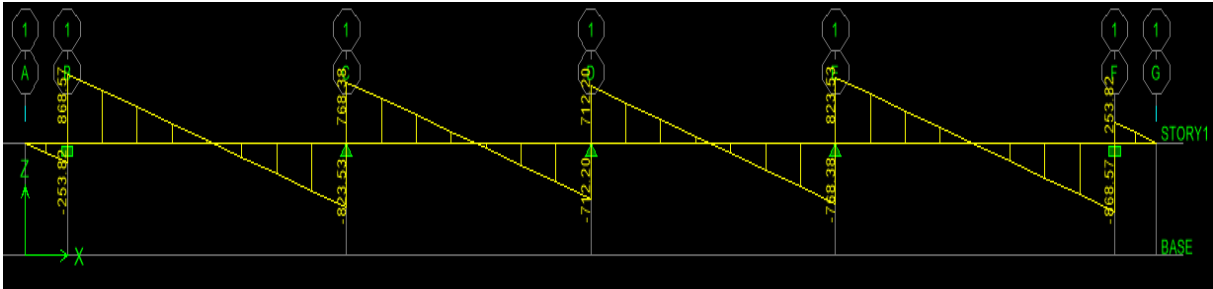


Fig VIII-17) Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

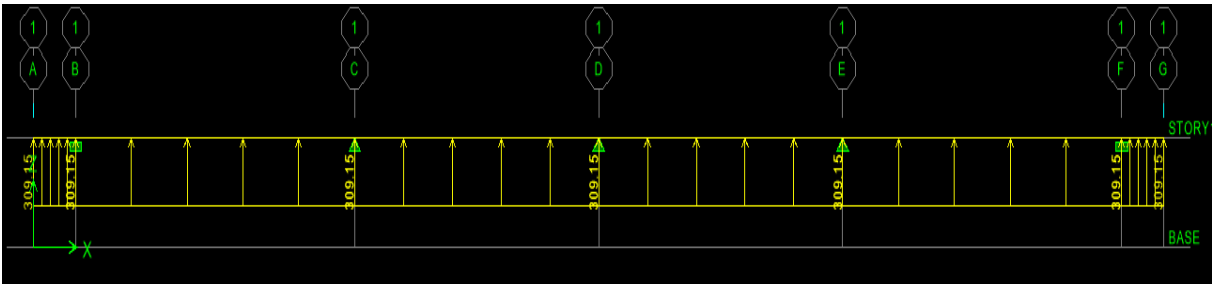
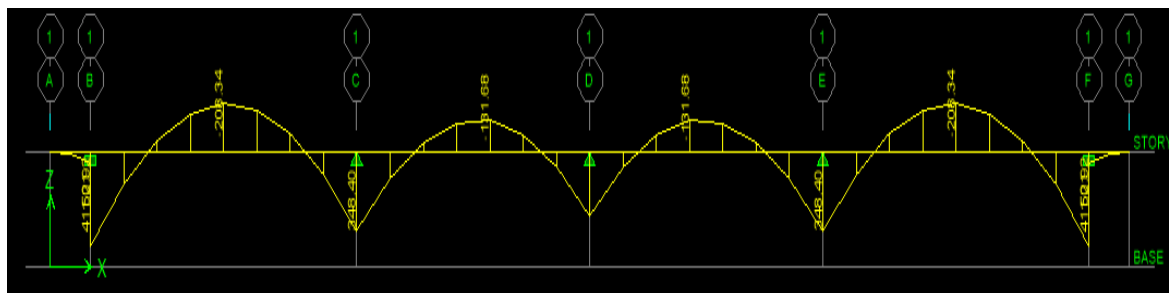


Fig VIII-18) Le chargement à ELS



FigVIII-19) Diagramme des moments fléchissant (ELS)

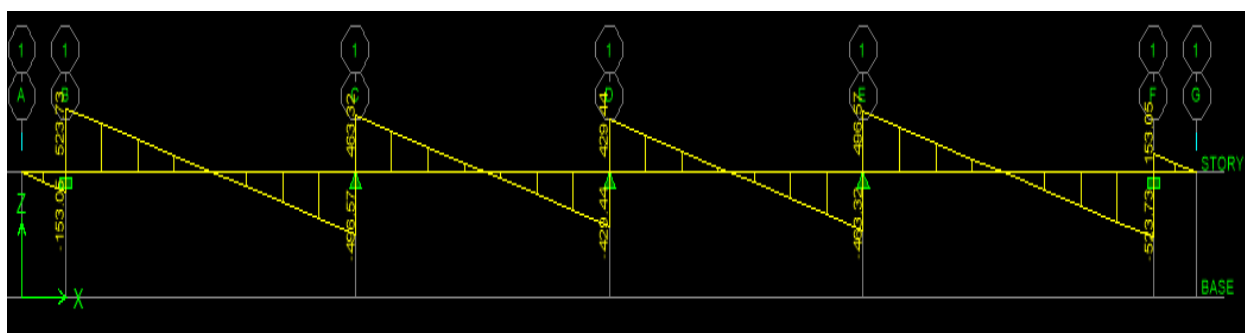


Fig VIII-20) Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens longitudinal (X-X)	Sens transversal (Y-Y)
$M_{tu\ max}=608.78\ \text{KN.m}$	$M_{tu\ max}=208.34\ \text{KN.m}$
$M_{au\ max}=1000.08\ \text{KN.m}$	$M_{au\ max}=415.29\ \text{KN.m}$
$M_{ts\ max}=576.04\ \text{KN.m}$	$M_{ts\ max}=345.188\ \text{KN.m}$
$M_{as\ max}=946.29\ \text{KN.m}$	$M_{as\ max}=688.962\ \text{KN.m}$
$T_{u\ max}=1050.69\ \text{KN}$	$T_{u\ max}=868.57\ \text{KN}$
$T_{Smax}= 735.06\ \text{KN}$	$T_{Smax}= 523.73\ \text{KN}$

Tableau VIII-5) Sollicitations maximales.

### 3-c) Calcul du ferrailage

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b=55\ \text{cm}$$

$$d=105\ \text{cm}$$

$$f_{bc}=14,2\ \text{MPa}$$

$$\sigma_s=34,8\ \text{MPa}$$

Exemple de calcul :

$$\mu_u = \frac{M_{a \max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1000.08 \times 10^3}{550 \times 105^2 \times 14,2} = 0,011 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,011 \rightarrow \beta_u = 0,9935$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1000.08 \times 10^2}{0.9935 \times 34.8 \times 105} = 27.54 \text{ cm}^2/ml$$

		M KN.m	As (Cm <sup>2</sup> )	choix	A <sub>adop</sub> (Cm <sup>2</sup> )
Sens longitudinal	Appui	1000,08	27.54	4HA20+4HA25	32.20
	Travée	608.78	16.71	4HA20+4HA16	20.61
Sens transversal	Appui	415.29	11.38	4HA20+4HA16	20.61
	Travée	208.34	5.70	8HA14	12.31

Tableau VIII-6) les résultats de calcul.

### 3-e) vérification a L'ELU

- **Armatures longitudinales**

$$A_{\min} = \frac{0.23b d f_{t28}}{f_e} = 5,70 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Armatures transversales**

- Diamètre minimal

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm}$$

$$\text{soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures**

-En zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{ 27,5 ; 30 \}$$

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

-En zone courante

$$S_t \leq h/2 = 55\text{cm. Soit } S_t = 20 \text{ cm.}$$

- **Armatures transversales minimales**

$$A_{\min} = 0.003S_t b = 2,7 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ (2 cadres).}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**  
**Sens x-x**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{u \max} = 1050.69 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1050.69 \times 10^3}{550 \times 1050} = 1,81 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Sens y-y

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{u \max} = 868.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{868.57 \times 10^3}{550 \times 1050} = 1,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.50 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

### 3-f) Vérification à l'ELS

On peut se dispenser de cette vérification si la condition suivante est satisfaite:

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1000.08}{946.29} = 1,05$$

$$\alpha = 0,013 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,275 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travées**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{608.78}{576.04} = 1,05$$

$$\alpha = 0,013 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,275 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{608.78}{576.04} = 1,05$$

$$\alpha = 0,013 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,275 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition «  $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$  » est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

### 3-g) Armatures de peau (BAEL 91 modifiée 99/Art 4.5.34)

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm<sup>2</sup>/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 110cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } 2\text{HA14} = 3,08 \text{ cm}^2$$

02 barres de  $\Phi 14$  avec des épingles  $\Phi 8$ .

# Conclusion

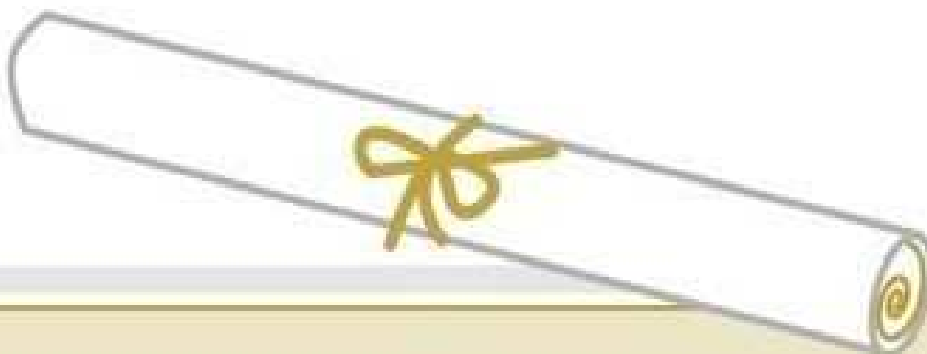
- L'étude de ce projet (R+8) à usage d'habitation et commerciale nous a permis d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre formation dans le domaine, en s'appuyant sur les règlements de base qui sont : le RPA2003 et le BAEL91 ainsi que les DTR.
- Afin d'apprécier le comportement dynamique de cette structure et d'avoir des résultats rapides et précis, nous avons utilisés un outil informatique (ETABS V9.7) adapté à ce type de structure et qui est basé sur la méthode d'analyse, celui-ci permet d'approcher le vrai comportement de la structure.
- On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, L'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à la concordance avec le côté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :
  - La résistance
  - La durabilité
  - L'économie.

Nous espérons que ce travail sera d'une utilité majeure, pour les générations à venir.  
Point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions.



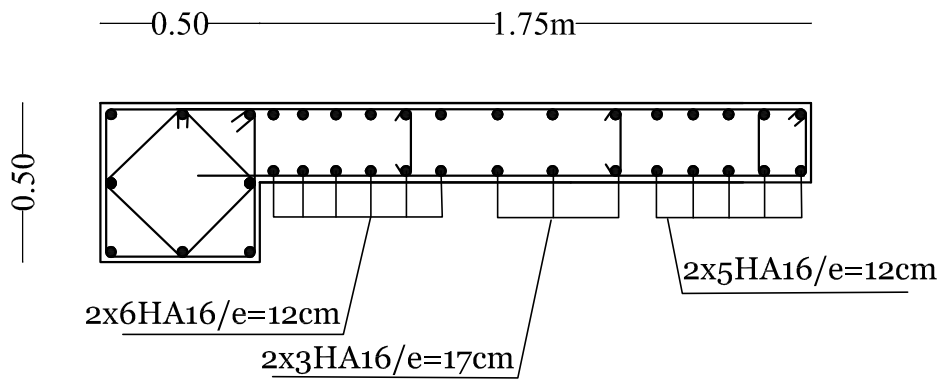
## *Bibliographie*

- 📖 Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.
- 📖 Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites.
- 📖 Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.
- 📖 Mémoires de fin d'études des promotions précédentes (Dépt. G.C. U.M.M.T.O).
- 📖 Cours et T.D du cursus de l'Université M.M.T.O. (Département G.C).



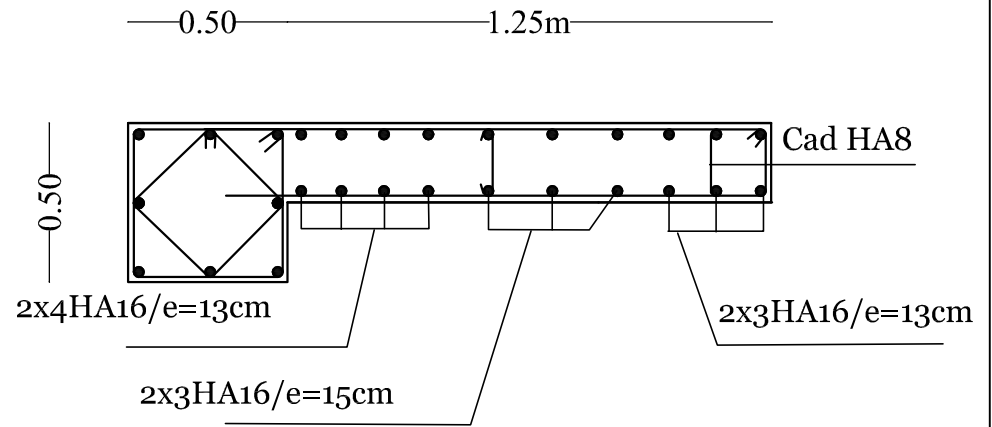
# FERRAILAGE DES VOILES LONGITUDINAUX

voiles Longitudinal VL1,VL3,VL4,VL6 L=2m

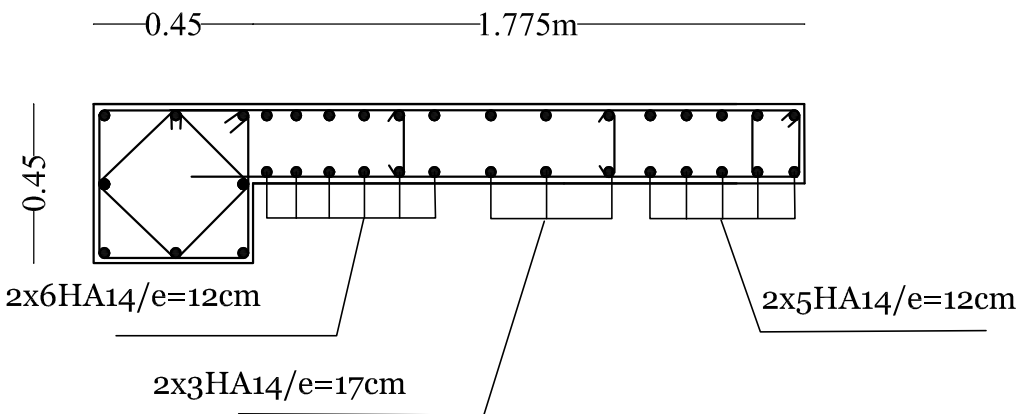


zone I:RDC, Etages 1, Etage 2

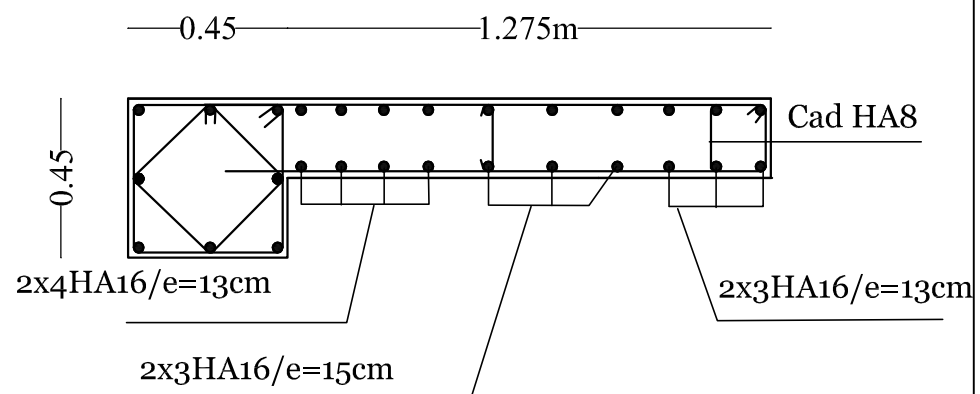
voiles Longitudinal VL2,VL5 L=1.5m



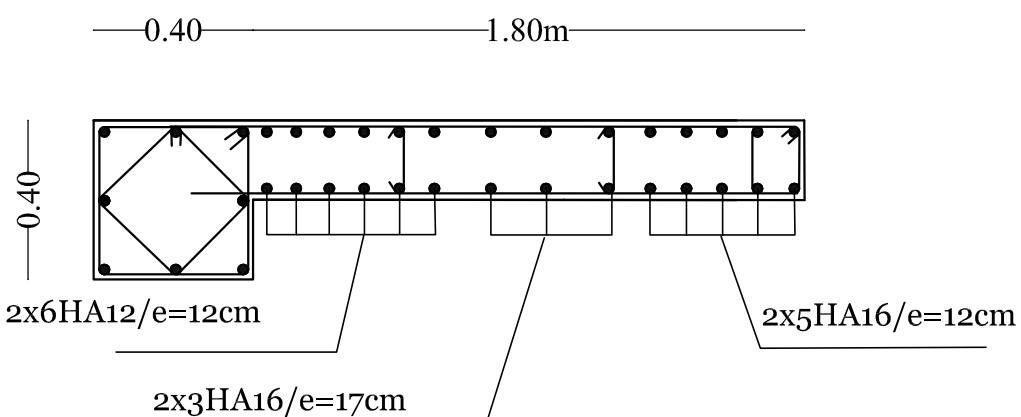
zone I RDC, Etages 1, Etage 2



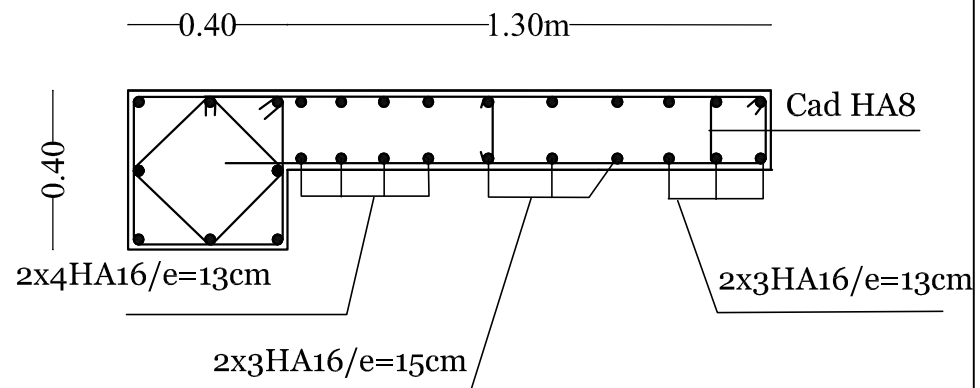
zone III:Etages 3, Etage 4,Etage 5



zone II:Etages 3,Etage 4,Etage 5



zone III:Etages 6, Etage 7,Etage 8



zone III:Etages 6, Etage 7,Etage 8

République Algérienne Démocratique et Populaire  
 Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
 Faculté de Genie de la Construction  
 Département de Genie Civil

ETUDIE PAR :  
 Mr :MORSLI HOCINE  
 Mr:HOCINE HOCINE

PROJET:  
 ETUDE D'UN BATIMENT (R+8)

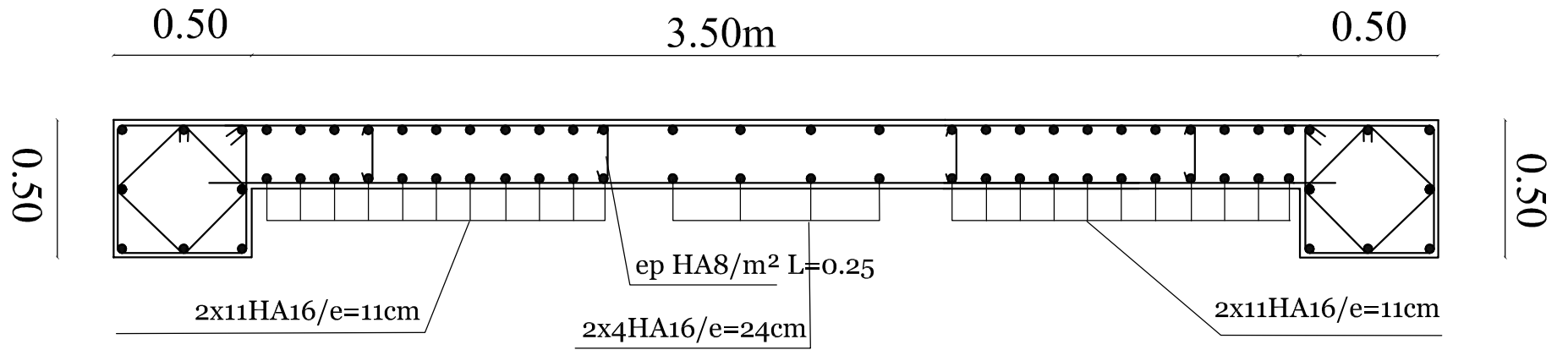
DIRIGE PAR :  
 Mr: MANI AOMAR

TITRE  
 FERRAILAGE DES VOILES

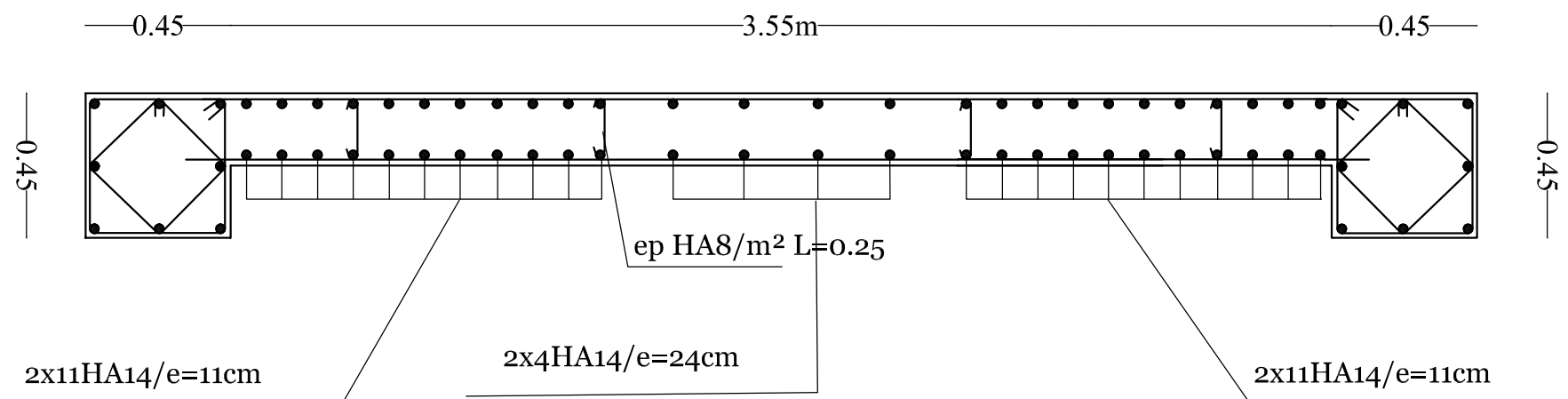
DATE:  
 2018/2019

# FERRAILAGE DES VOILES TRANSVERSAUX

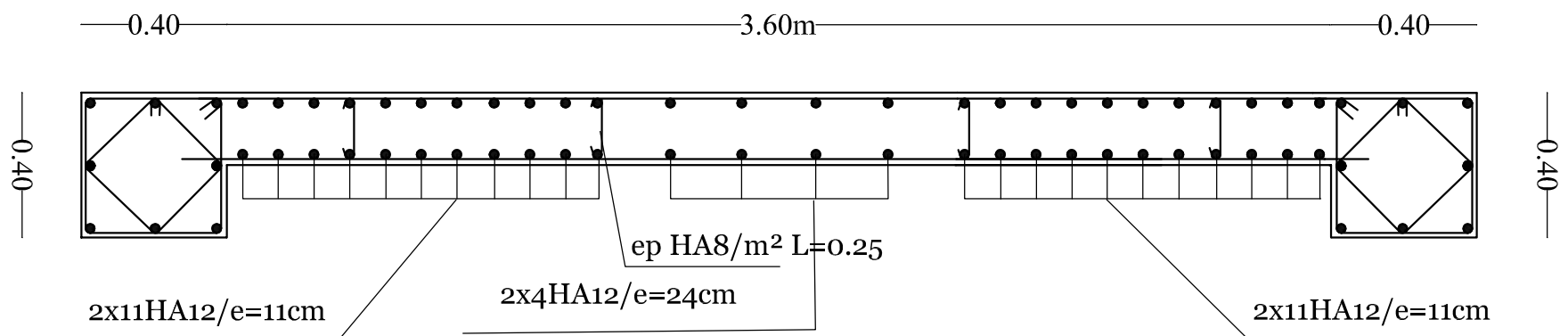
voiles Transversale VT7,VT8 L=4m



zone I:RDC , Etages 1 , Etage 2



zoneII:Etages 3, Etage 4, Etage 5



zoneIII:Etages 6, Etage 7, Etage 8

République Algérienne Démocratique et Populaire  
 Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
 Faculté de Genie de la Construction  
 Département de Genie Civil

ETUDIE PAR :  
 Mr :MORSLI HOCINE  
 Mr:HOCINE HOCINE

PROJET:  
 ETUDE D'UN BATIMENT (R+8)

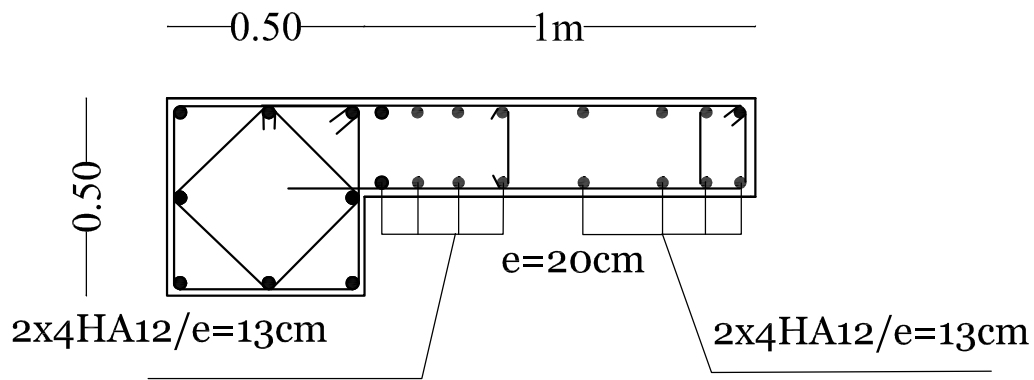
DIRIGE PAR :  
 Mr: MANI AOMAR

TITRE  
 FERRAILAGE DES VOILES

DATE:  
 2018/2019

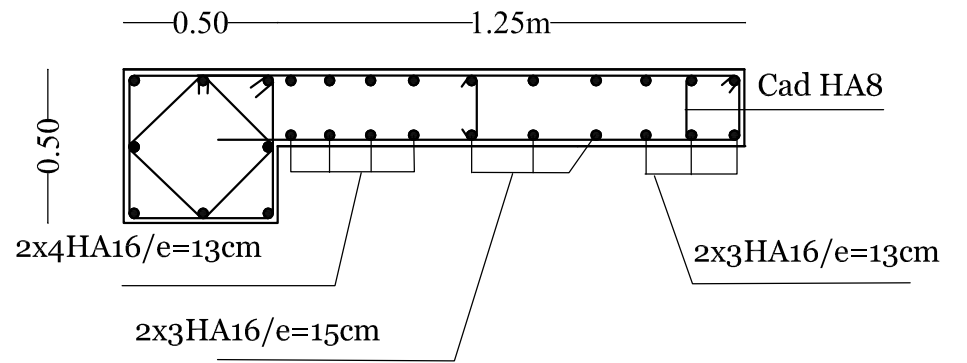
# FERRAILAGE DES VOILES TRANSVERSAUX

VT3,VT4,VT5,VT6 L=1m

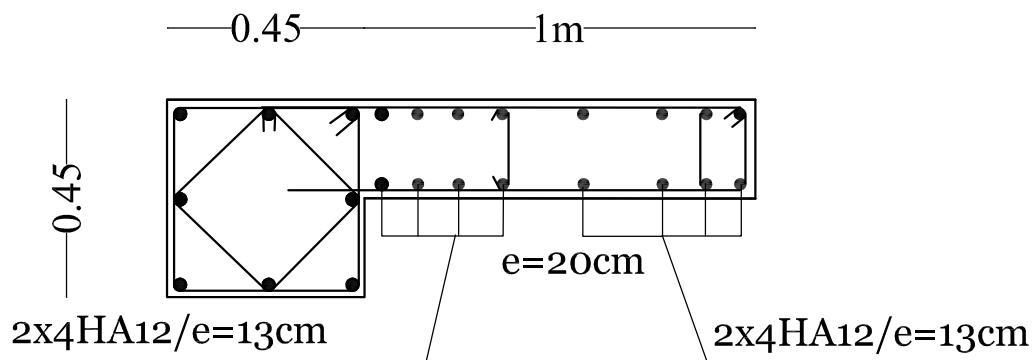


zone I:RDC, Etages 1, Etage 2

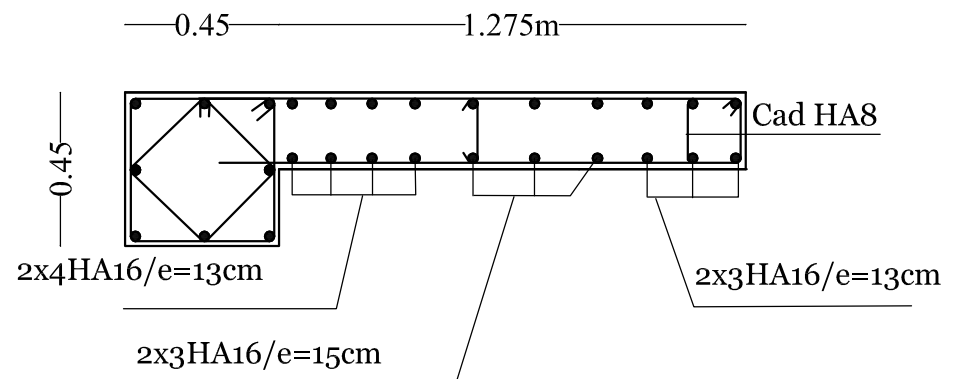
VT1,VT2 L=1.5m



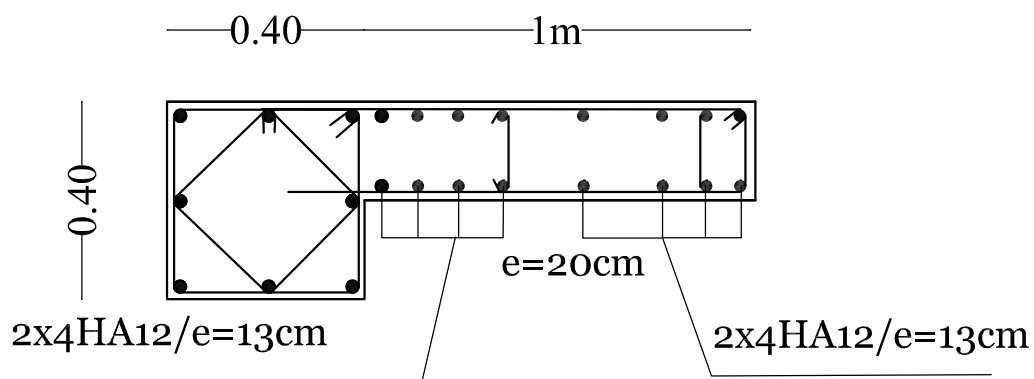
zone I RDC, Etages 1, Etage 2



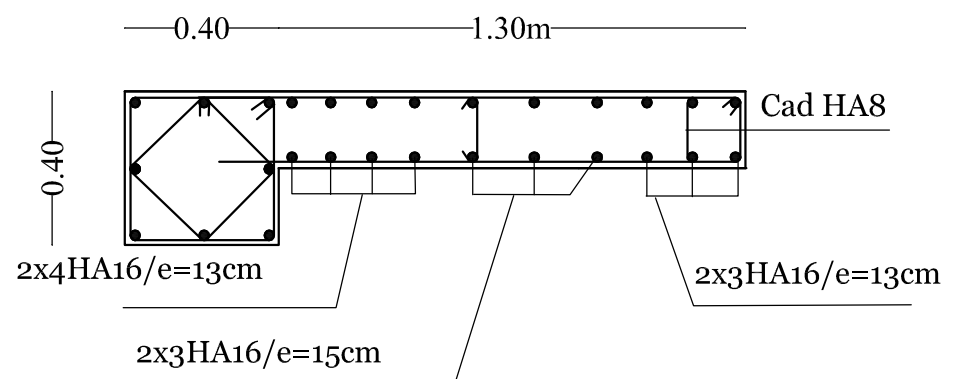
zone II:Etages 3, Etage 4,Etage5



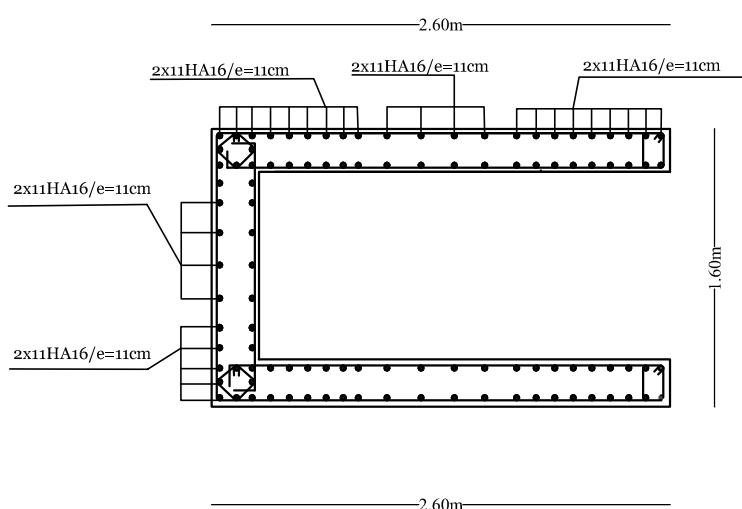
zone II:Etages 3,Etage 4,Etage 5



zone II: Etage 6, Etage 7,Etage 8



zone III:Etages 6, Etage 7,Etage 8



voiles d'ascenseur

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
Faculté de Genie de la Construction  
Département de Genie Civil

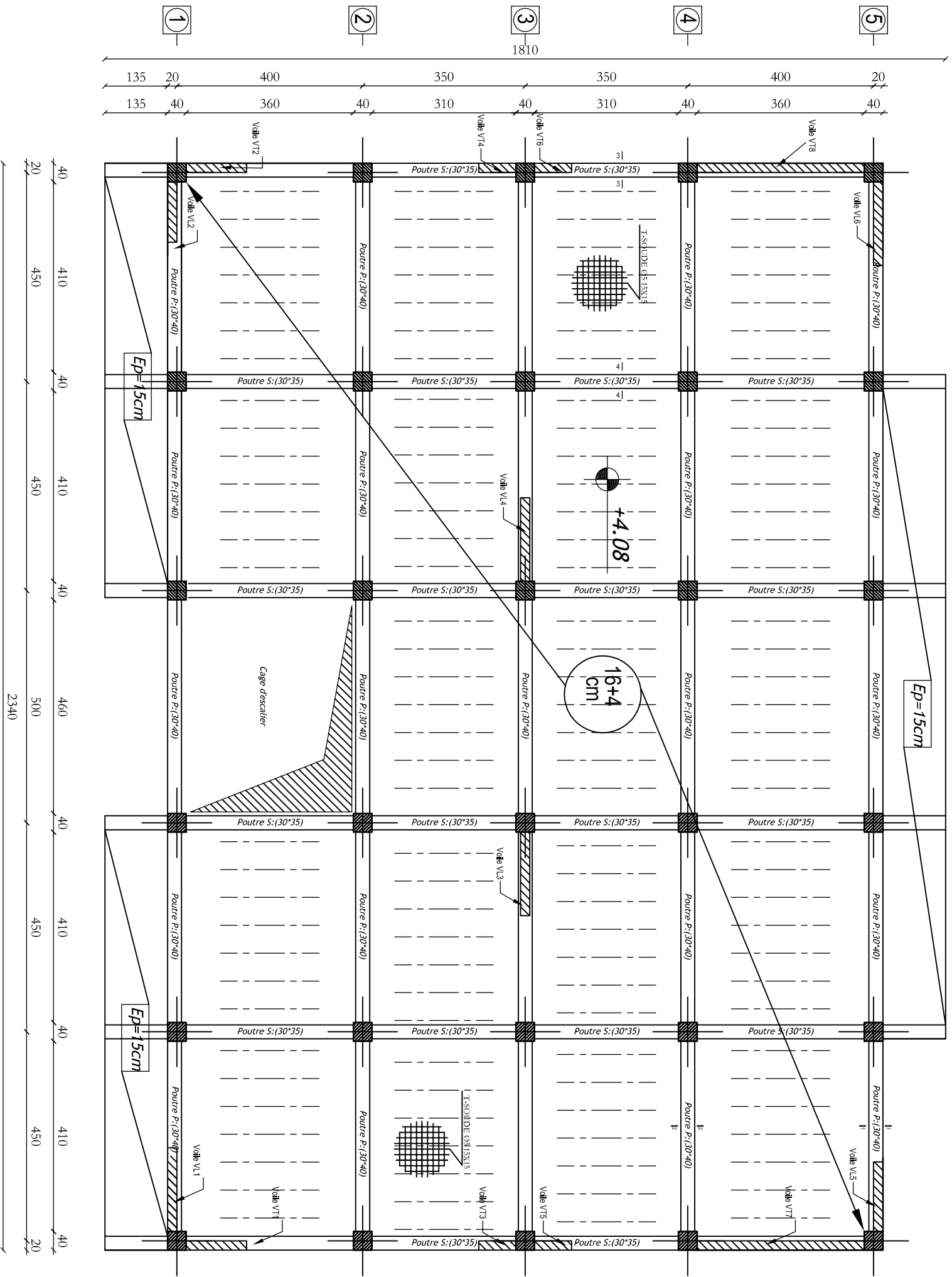
ETUDIE PAR :  
Mr :MORSLI HOCINE  
Mr:HOCINE HOCINE

PROJET:  
ETUDE D'UN BATIMENT (R+8)

DIRIGE PAR :  
Mr: MANI AOMAR

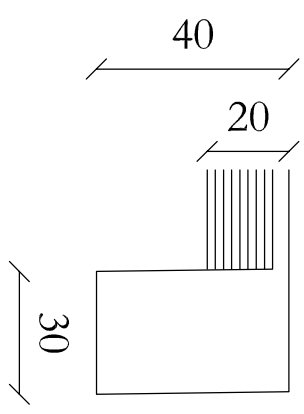
TITRE  
FERRAILLAGE DES VOILES

DATE:  
2018/2019

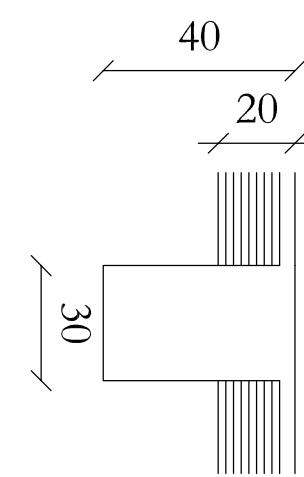


-Plan de Coffrage Niv= +4,08 . +7,14 . +10,20

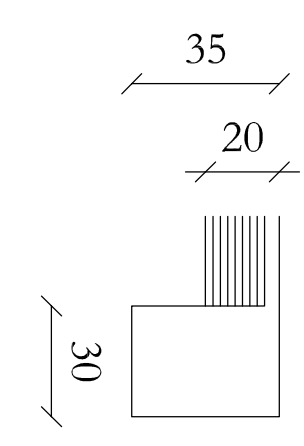
COUPE 1-1



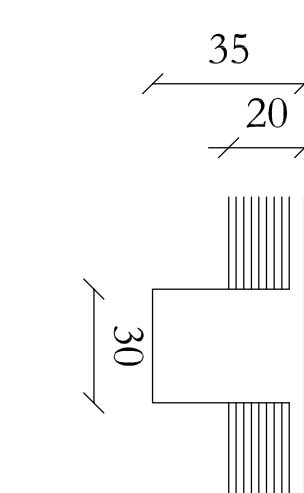
COUPE 2-2



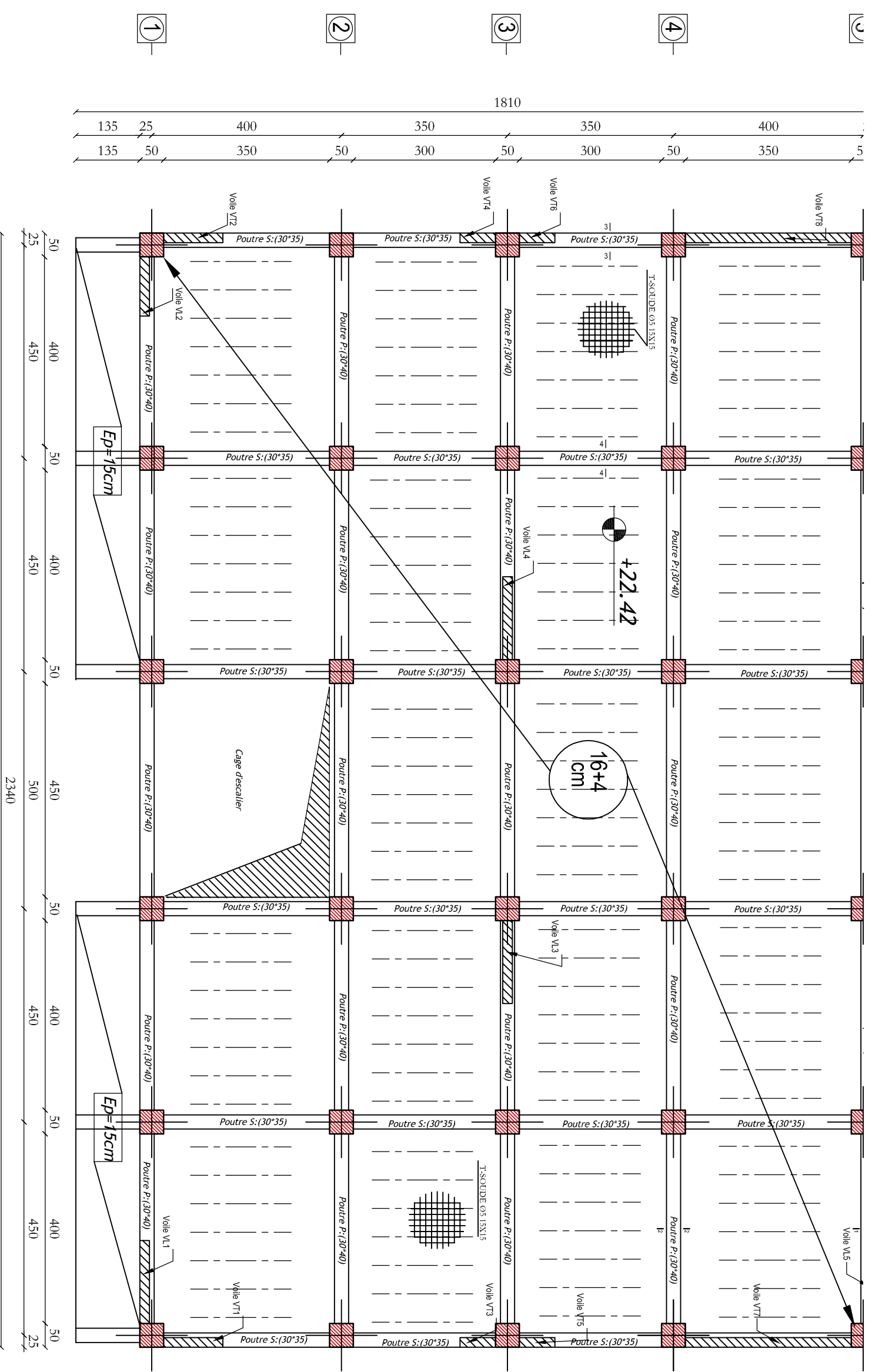
COUPE 3-3



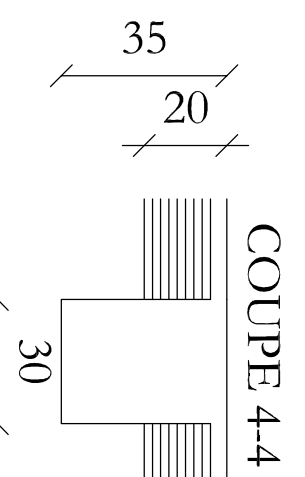
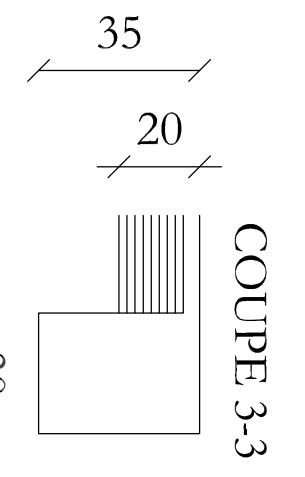
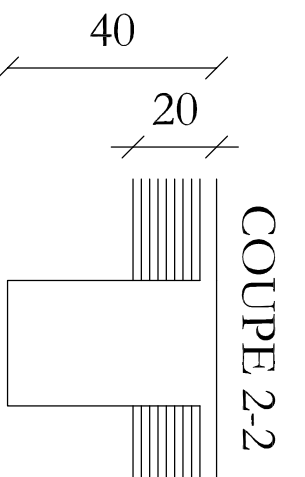
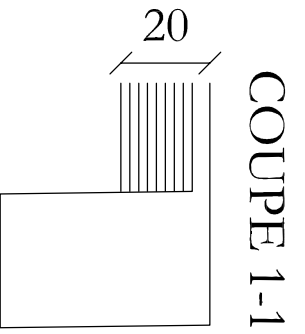
COUPE 4-4



République Algérienne Démocratique et Populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
<b>ETUDE PAR :</b> M <sup>r</sup> : MORSLI HOCINE M <sup>r</sup> : HOCINE HOCINE	<b>PROJET:</b> ETUDE D'UN BATIMENT (R+8)
<b>DIRIGE PAR :</b> M <sup>r</sup> : MANI AOMAR	<b>TITRE:</b> PLAN DE COFFRAGE
<b>DATE:</b> 2018/2019	



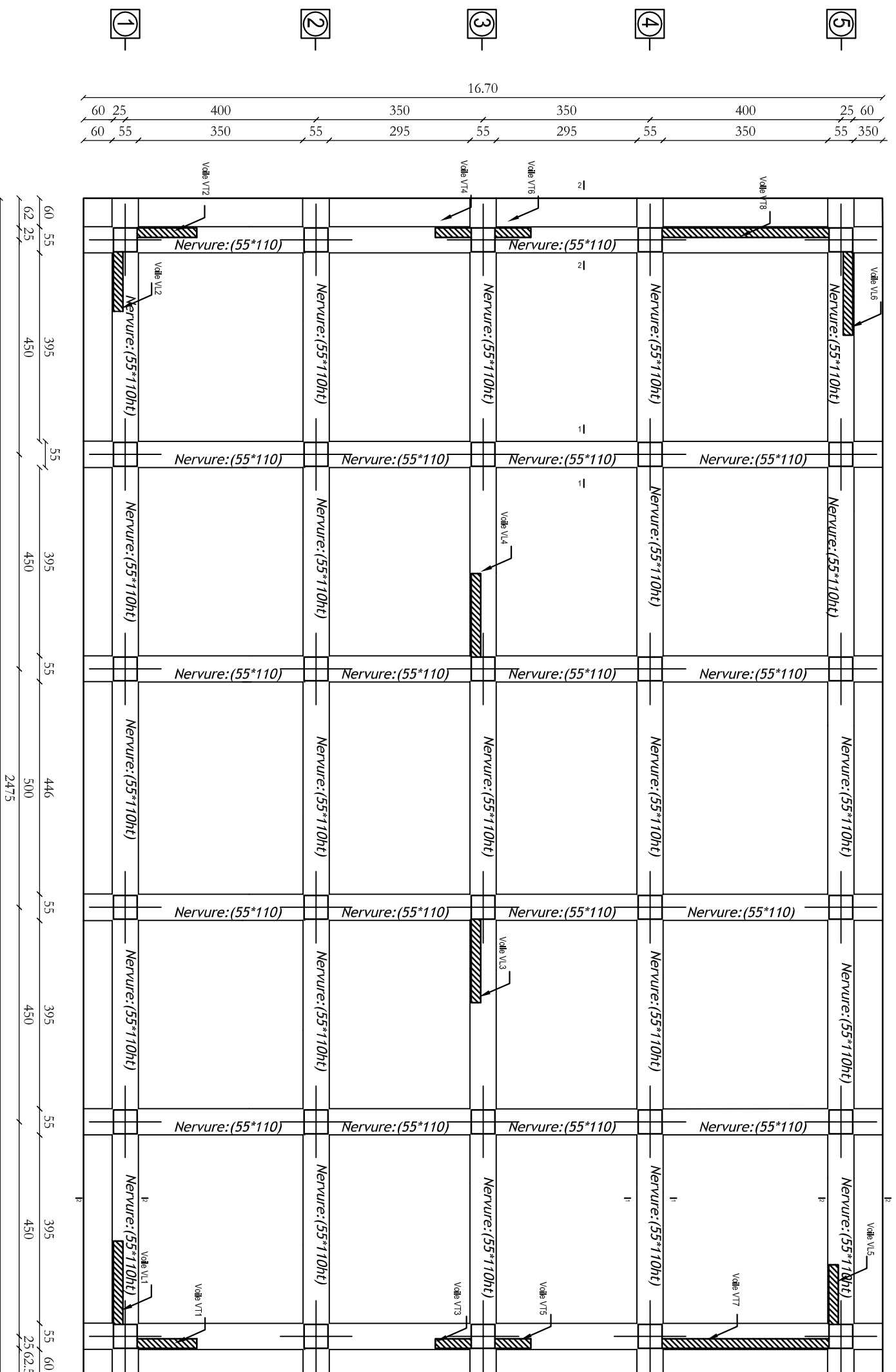
**-Plan de Coffrage Niv= +22.44. +25.5. +28.56**



République Algérienne Démocratique et Populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de Genie de la Construction Département de Genie Civil	
<b>ETUDE PAR :</b> Mr.:MORSLI HOCINE Mr.:HOCINE HOCINE	<b>PROJET:</b> ETUDE D'UN BATIMENT (A



# Plan de coffrage des fondations



C

D

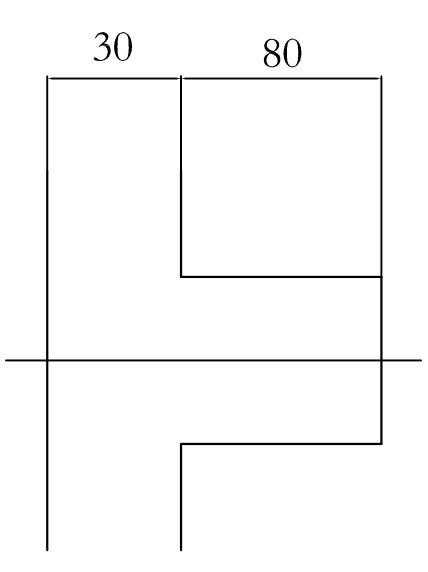
E

F

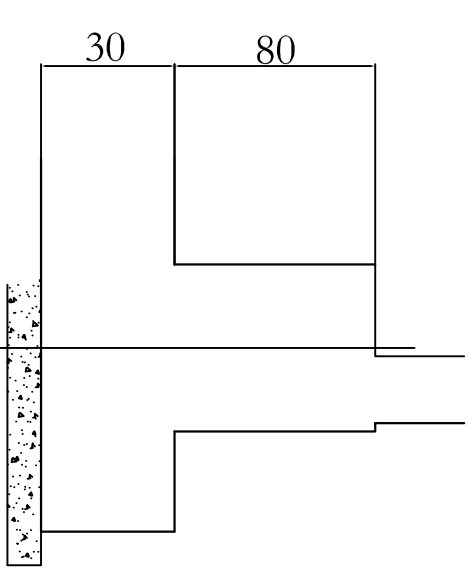
H

C

COUPE 2-2



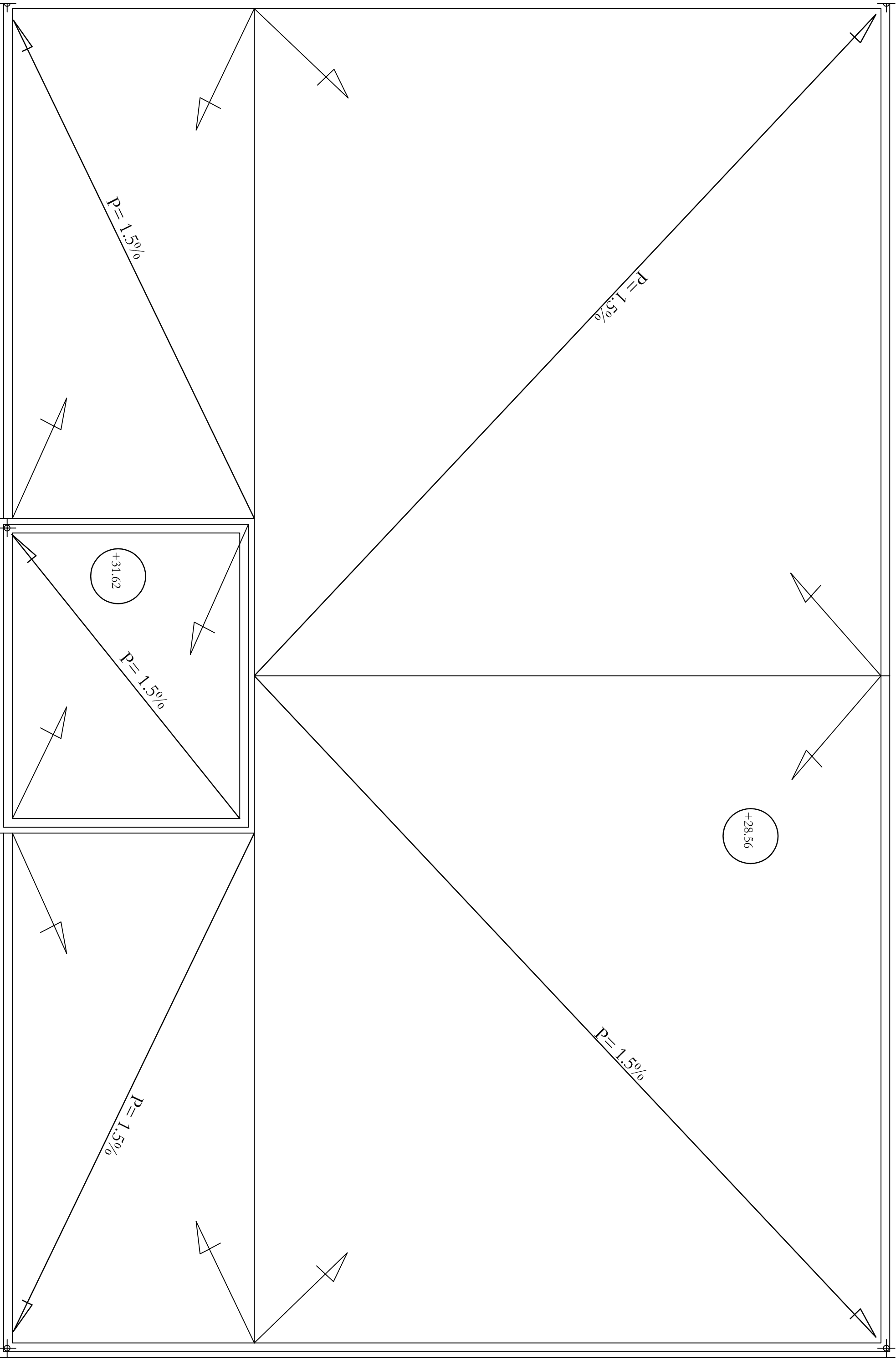
COUPE 1-1



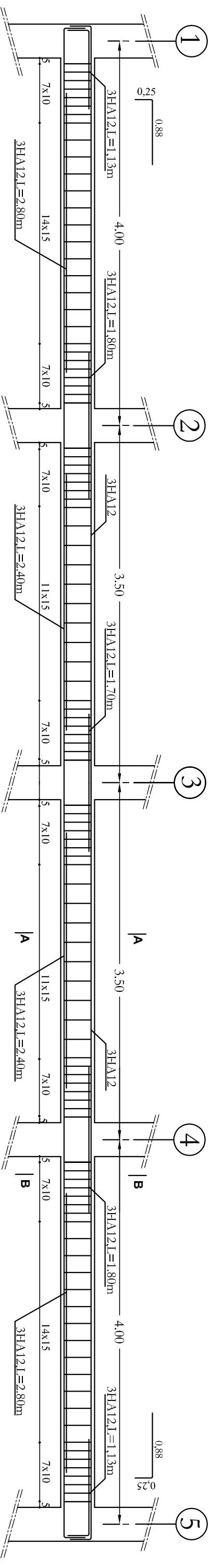
COUPE 2-2

République Algérienne Démocratique et Populaire  
 Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
 Faculté de Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil

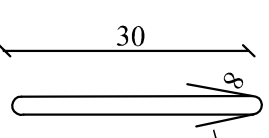
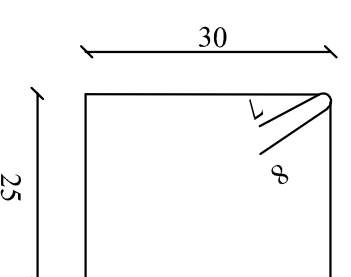
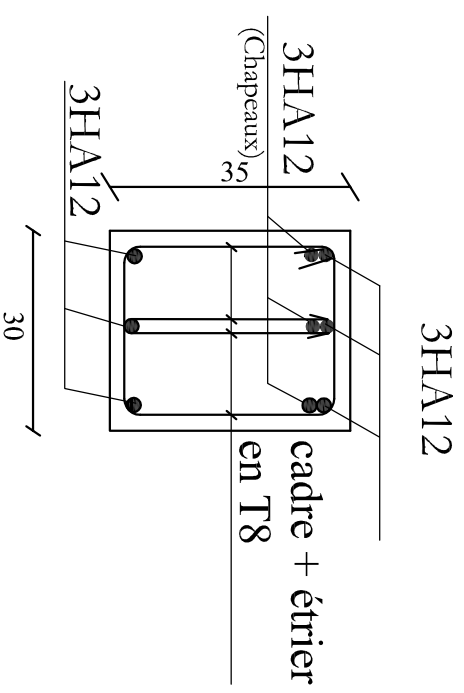
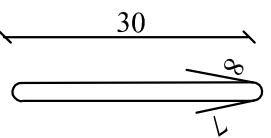
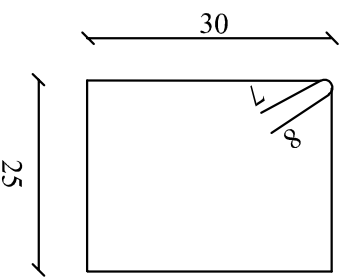
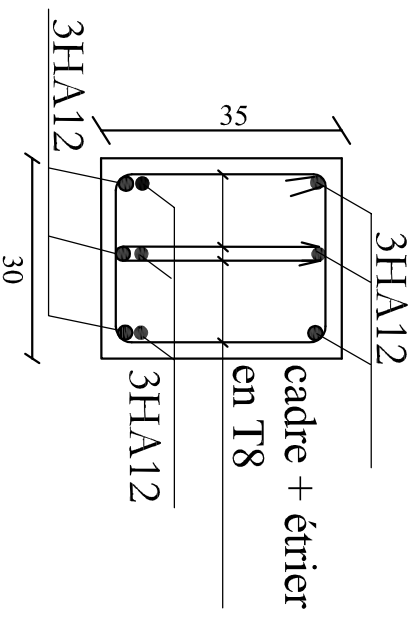
<b>ETUDE PAR :</b> M <sup>r</sup> :MORSLI HOCINE M <sup>r</sup> :HOUCINE HOCINE	<b>PROJET:</b> ETUDE D'UN BATIMENT (R+8)	DATE: 2018/2019
<b>DIRIGE PAR :</b> M <sup>r</sup> : MANI AOMAR	<b>TITRE:</b> PLAN DE COFFRAGE	



Plan de terrasse



**coupe A-A**

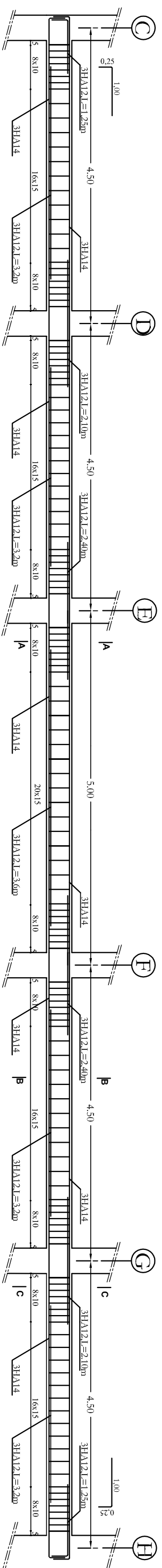


**coupe B-B**

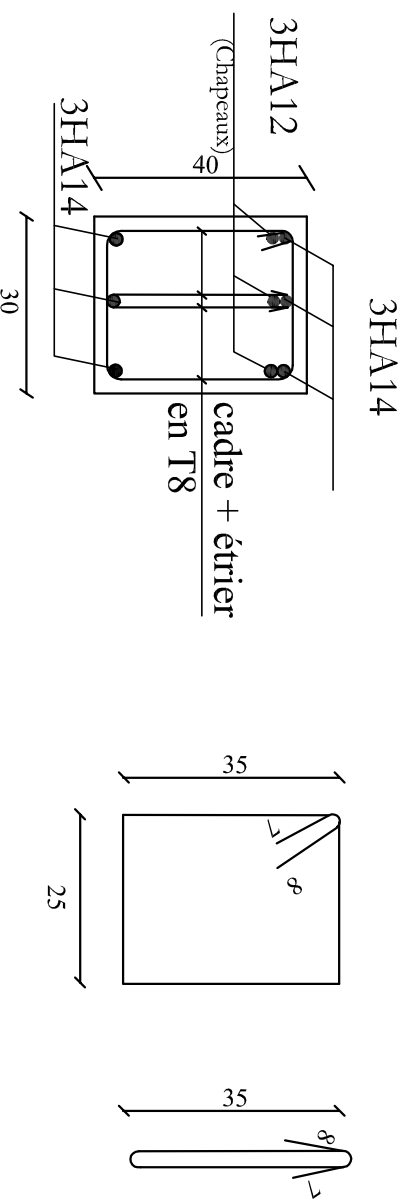
République Algérienne Démocratique et Populaire  
 Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
 Faculté de Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil

<b>ETUDE PAR :</b> M <sup>r</sup> : MORSLI HOCINE M <sup>r</sup> : HOCINE HOCINE	<b>PROJET:</b> ETUDE D'UN BATIMENT (R+8)
<b>DIRIGE PAR :</b> M <sup>r</sup> : MANI AOMAR	<b>TITRE:</b> FERRAILLAGE DES POUTRES

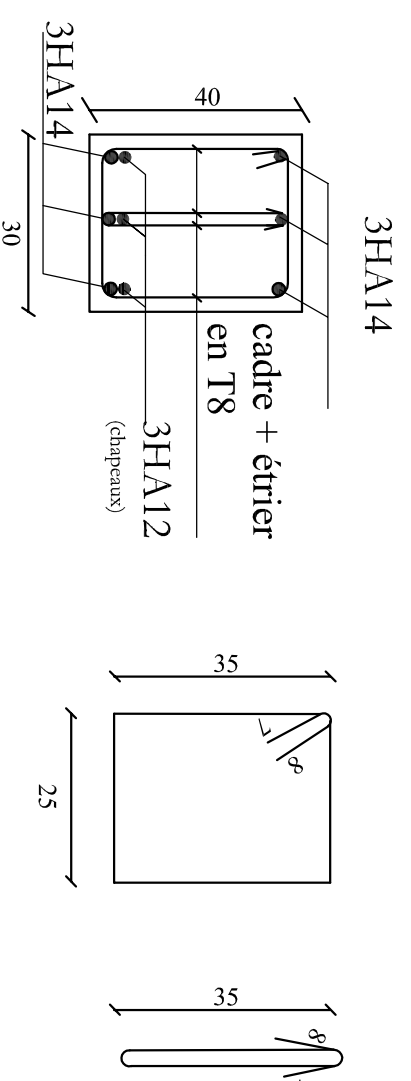
**DATE:**  
 2018/2019



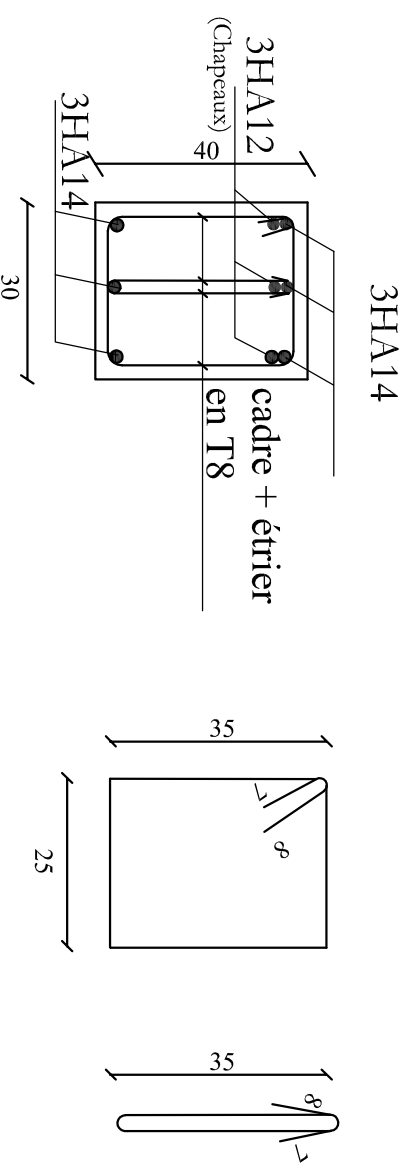
**coupe A-A**



**coupe B-B**

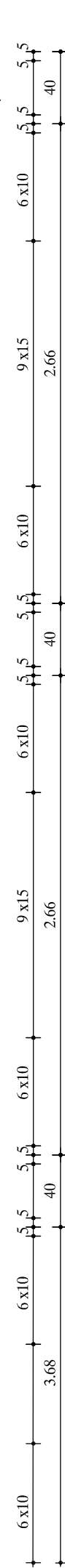
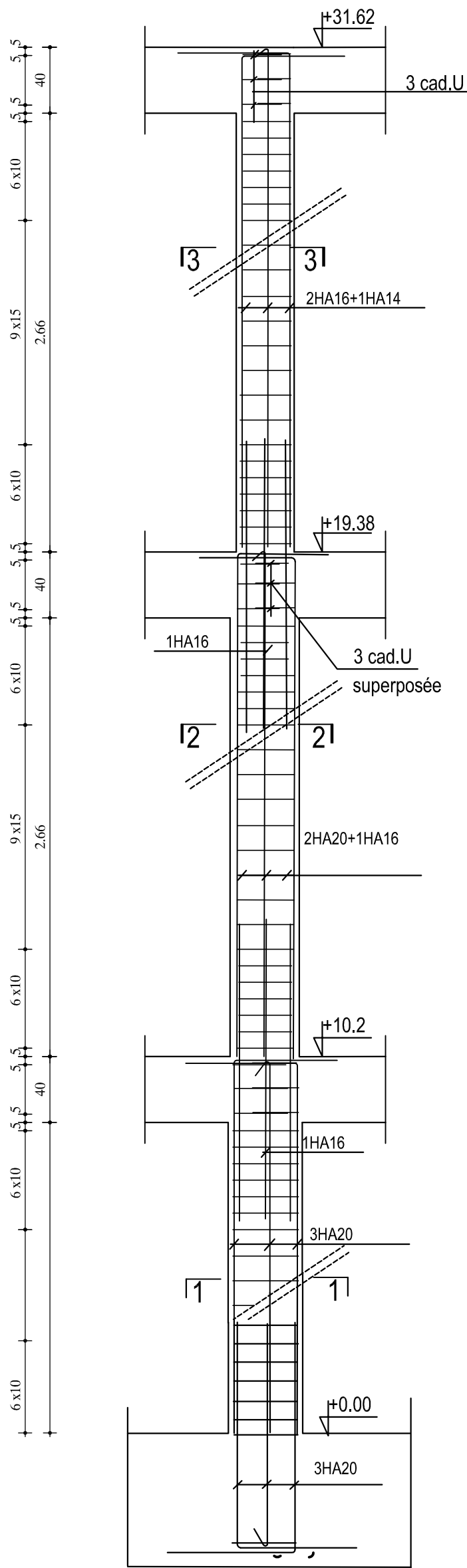
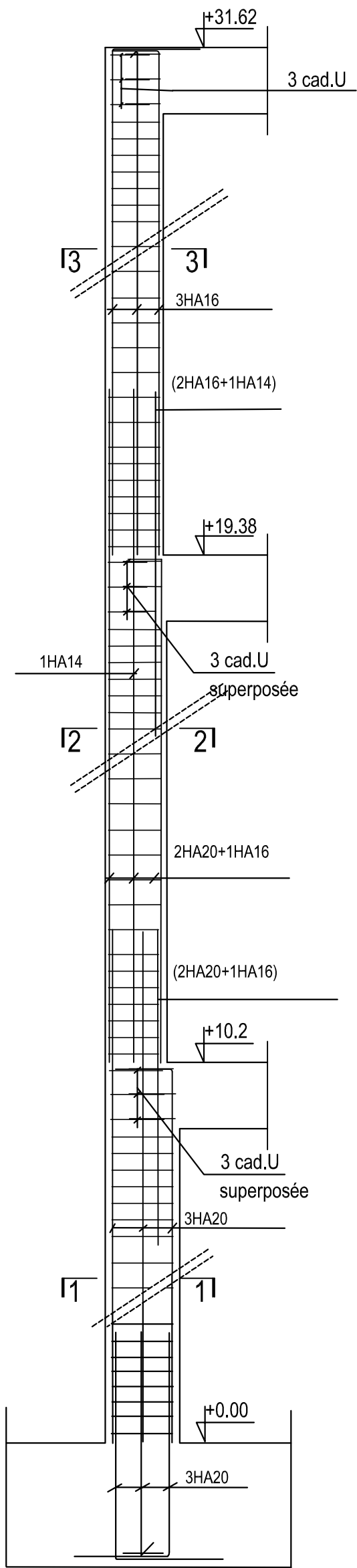


**coupe C-C**

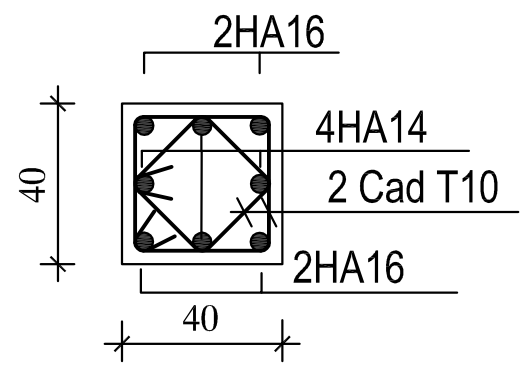


République Algérienne Démocratique et Populaire  
 Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
 Faculté de Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil

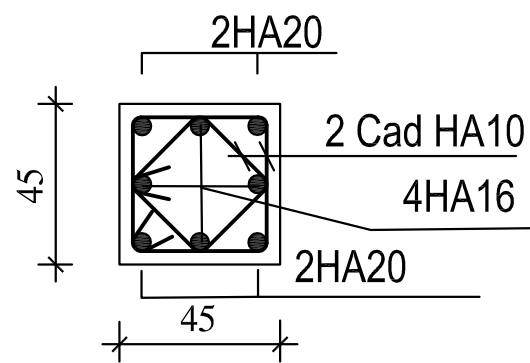
<b>ETUDE PAR :</b> M <sup>r</sup> : MORSLI HOUCINE M <sup>r</sup> : HOUCINE HOUCINE	<b>PROJET:</b> ETUDE D'UN BATIMENT (R+8)
<b>DIRIGE PAR :</b> M <sup>r</sup> : MANI AOMAR	<b>TITRE:</b> FERRAILLAGE DES POUTRES
	<b>DATE:</b> 2018/2019



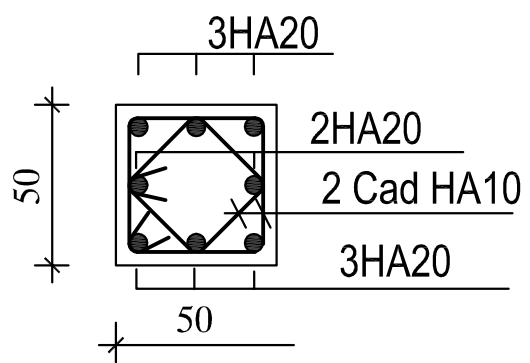
### 3--3



### 2--2

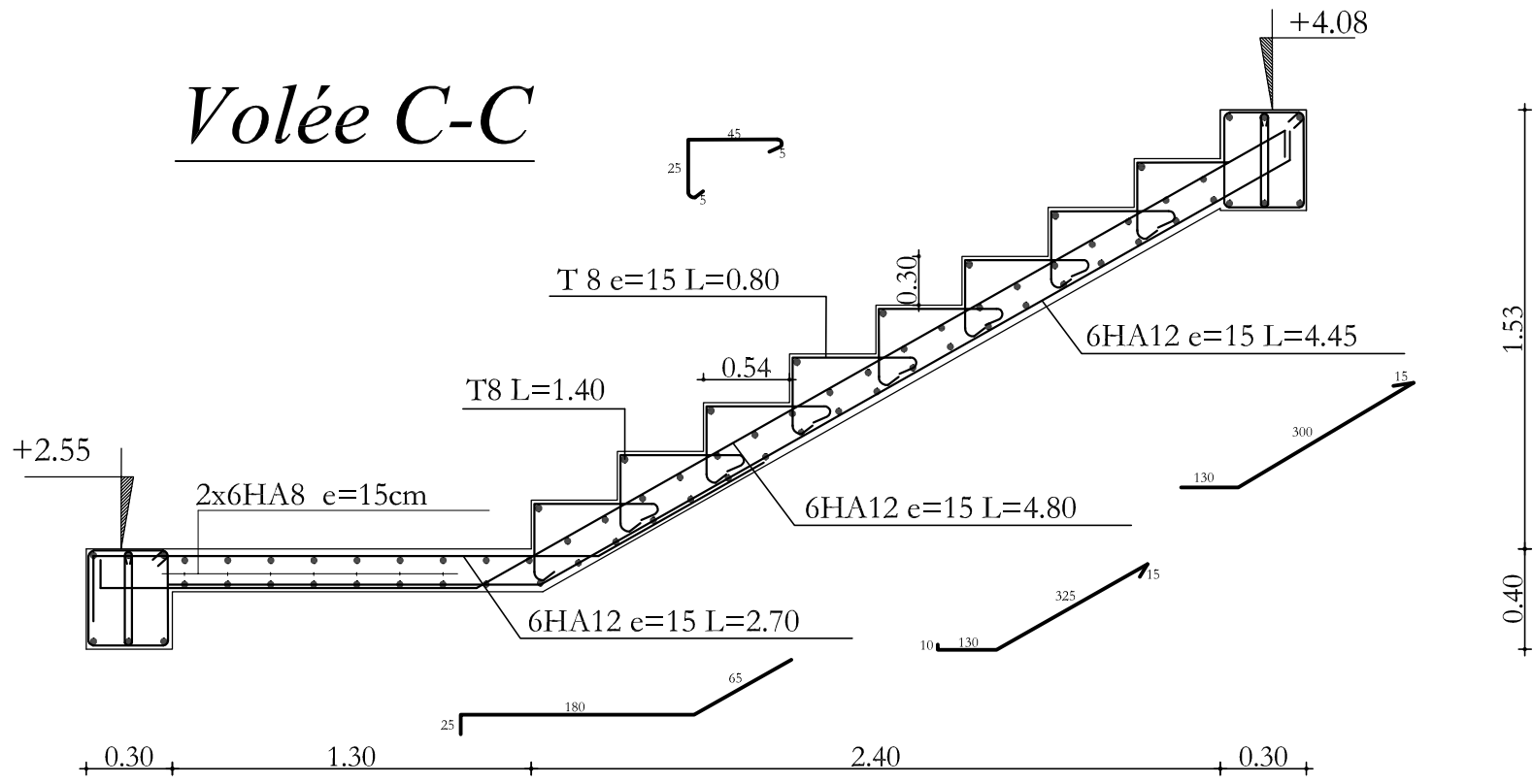


### 1--1

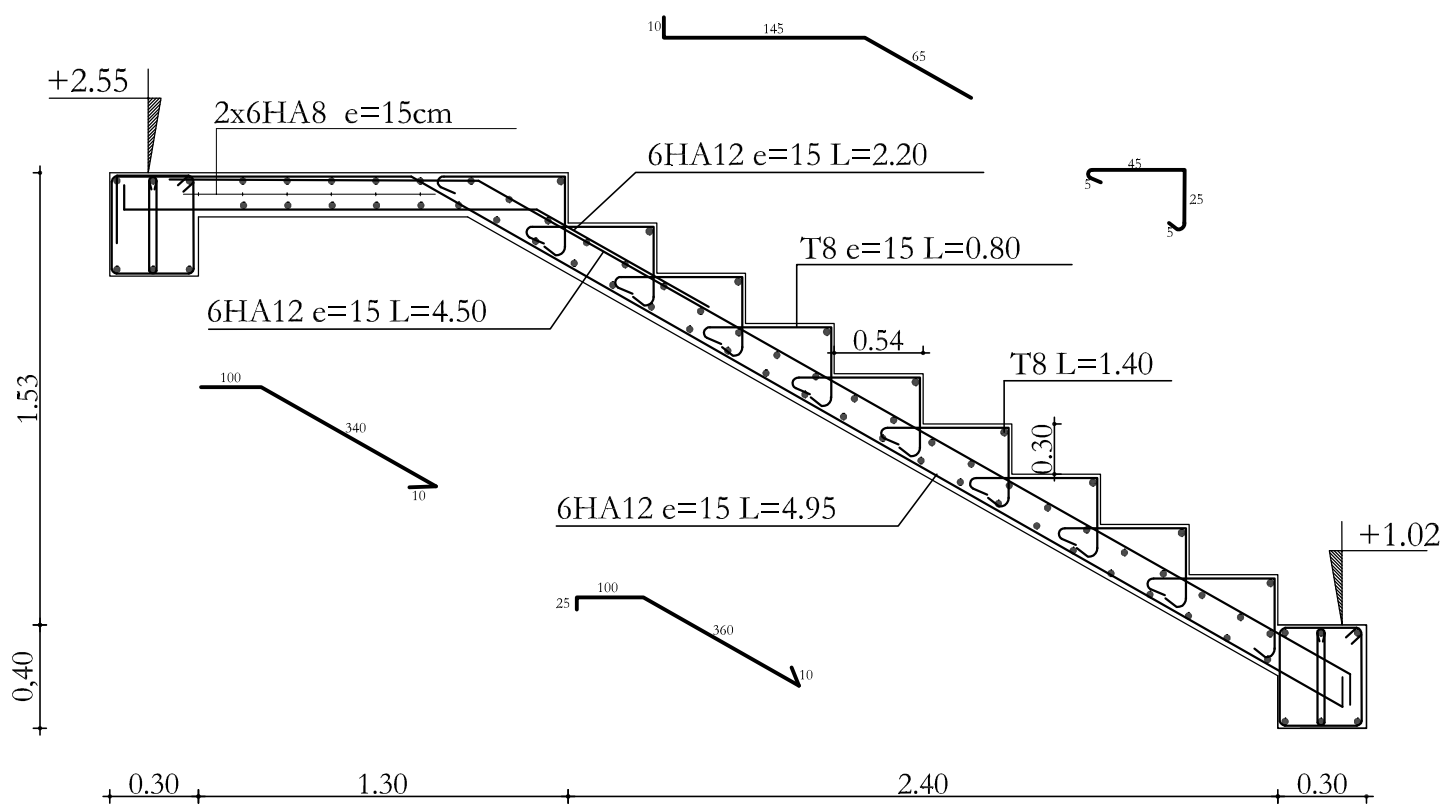


République Algérienne Démocratique et Populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
<b>ETUDIE PAR :</b> Mr: MORSLI HOCINE Mr: HOCINE HOCINE	<b>PROJET:</b> ETUDE D'UN BATIMENT (R+8)	
<b>DIRIGE PAR :</b> Mr: MANI AOMAR	<b>TITRE</b> FERRAILLAGE DES POTEAUX	<b>DATE:</b> 2018/2019

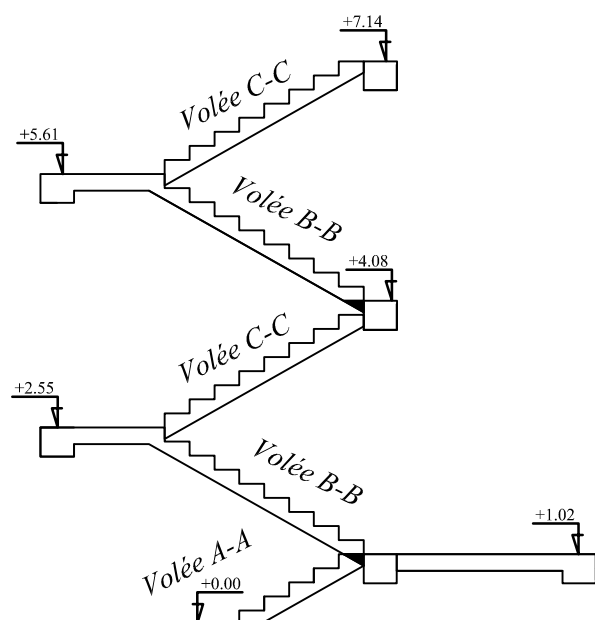
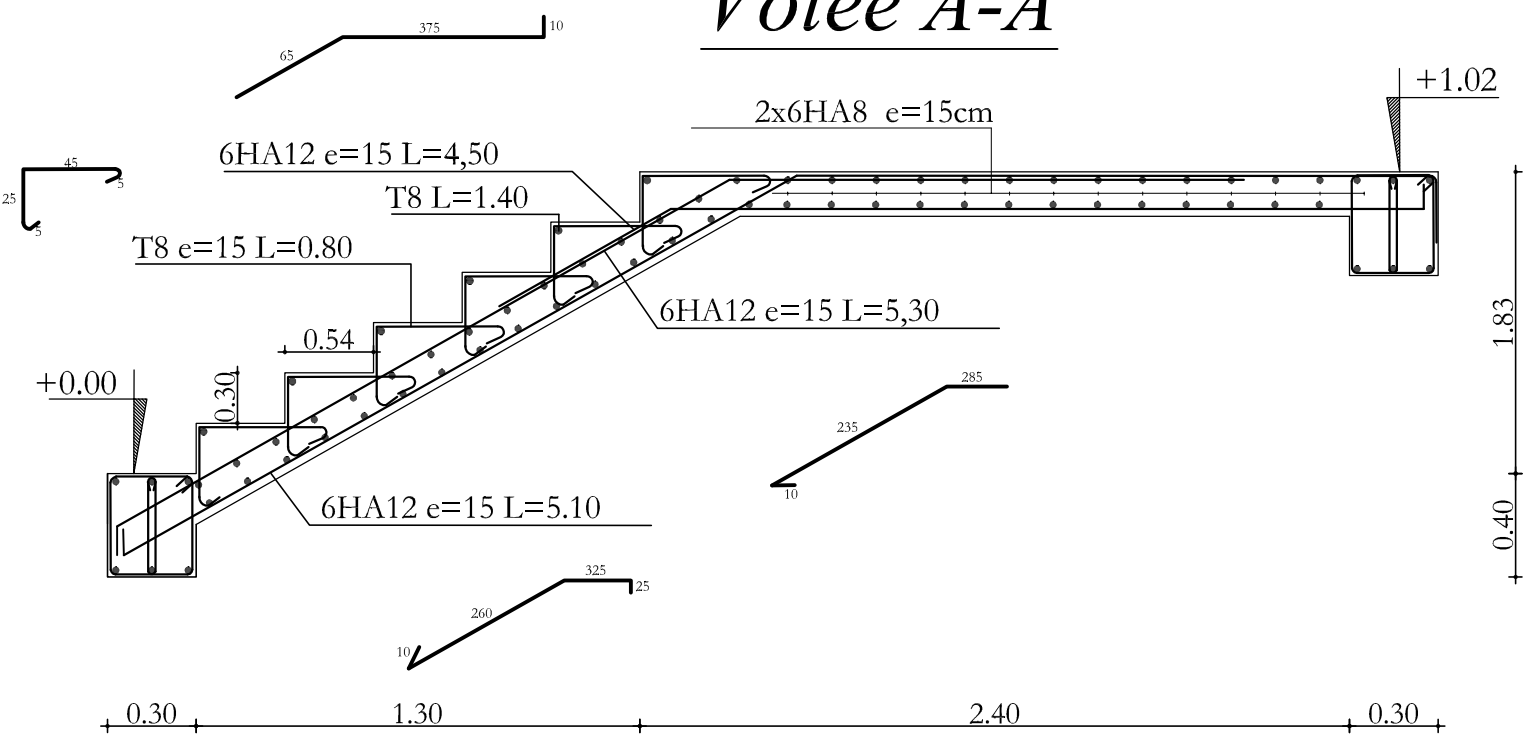
# Volée C-C



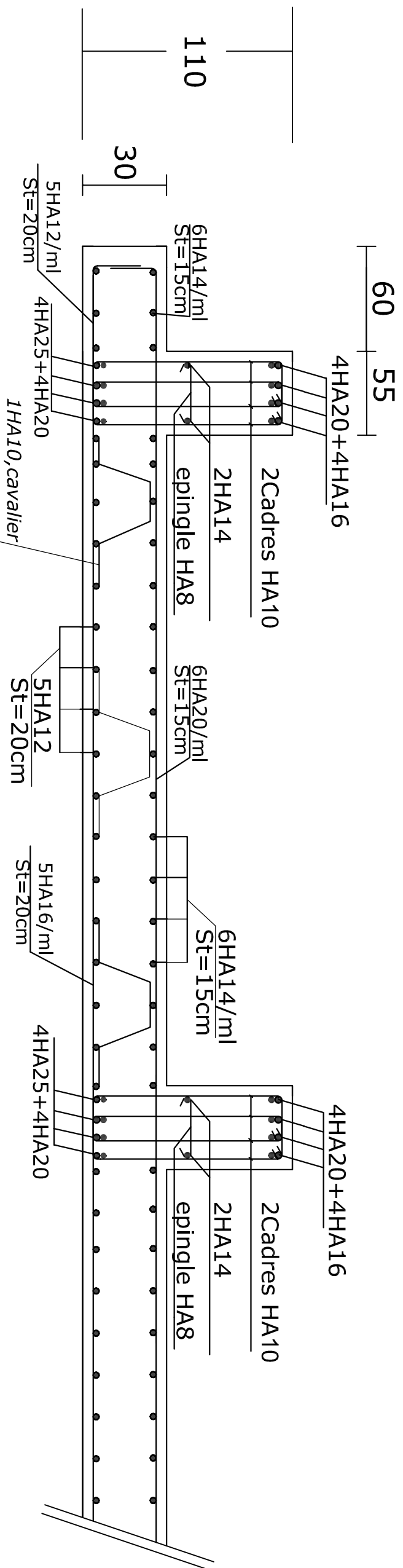
# Volée B-B



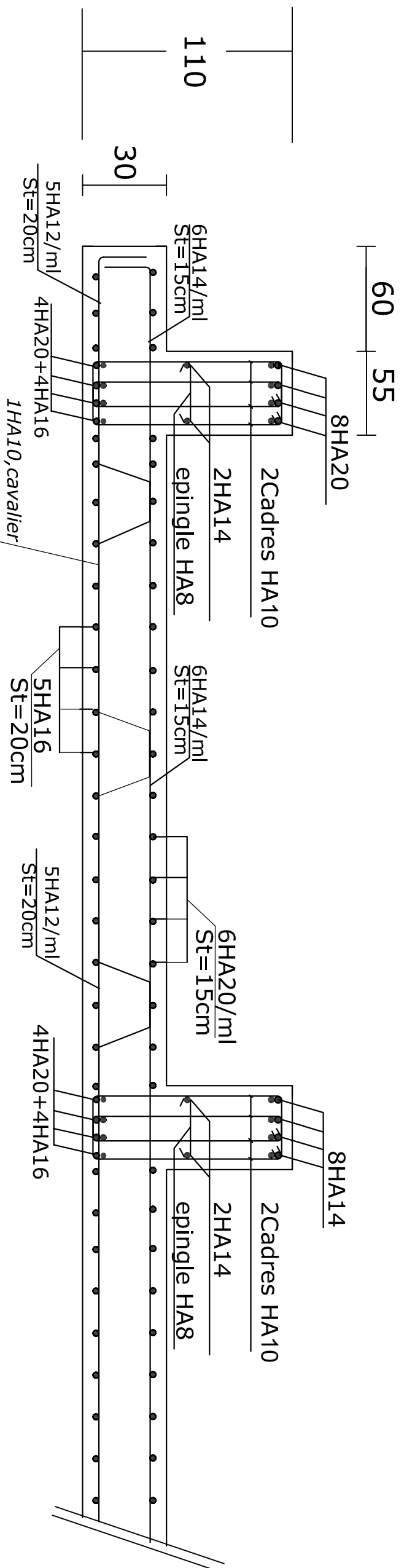
# Volée A-A



République Algérienne Démocratique et Populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
<b>ETUDE PAR :</b> Mr: MORSLI HOCINE Mr: HOCINE HOCINE	<b>PROJET:</b> ETUDE D'UN BATIMENT (R+8)	
<b>DIRIGE PAR :</b> Mr: MANI AOMAR	<b>TITRE</b> FERRAILLAGE DES ESCALIERS	<b>DATE:</b> 2018/2019



Ferrailage du radier général Sens Y-Y



Ferrailage du radier général Sens X-X

République Algérienne Démocratique et Populaire  
 Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
 Faculté de Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil

ETUDE PAR :  
 M<sup>r</sup>: MORSLI HOCINE  
 M<sup>r</sup>: HOCINE HOCINE

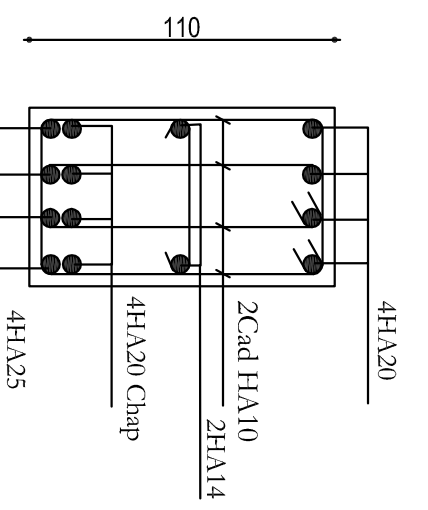
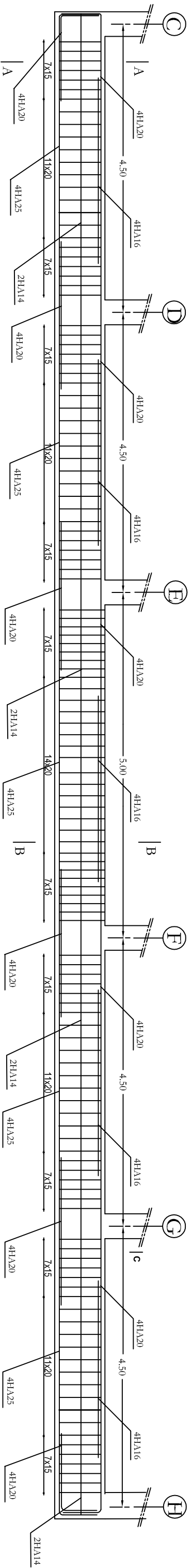
PROJET:  
 ETUDE D'UN BATIMENT (R+8)

DIRIGE PAR :  
 M<sup>r</sup>: MANI AOMAR

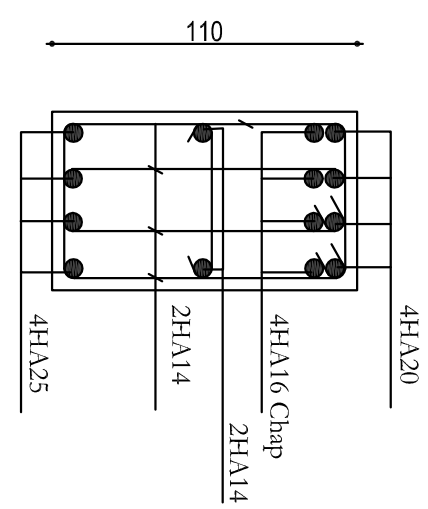
TITRE:  
 FERRAILAGE DU RADIER

DATE:  
 2018/2019

# Ferrailage de la nervure Sens X-X

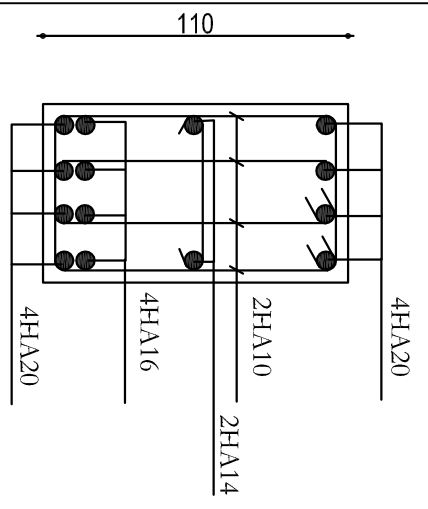
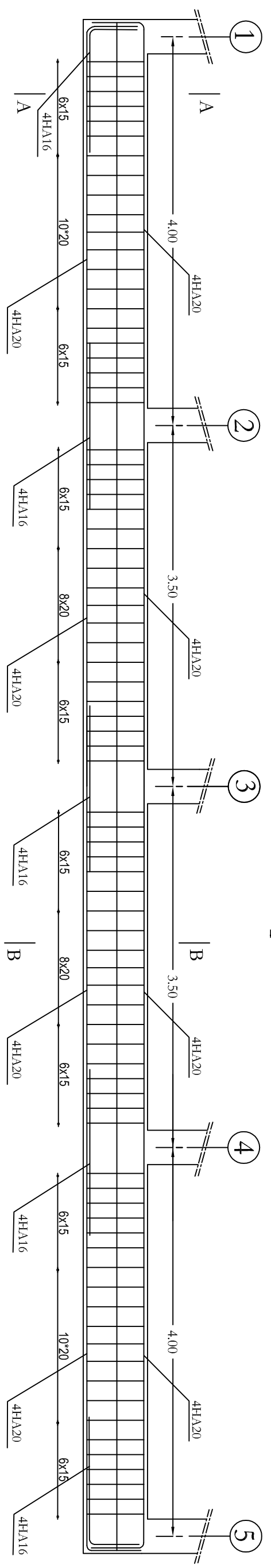


Coupe A-A

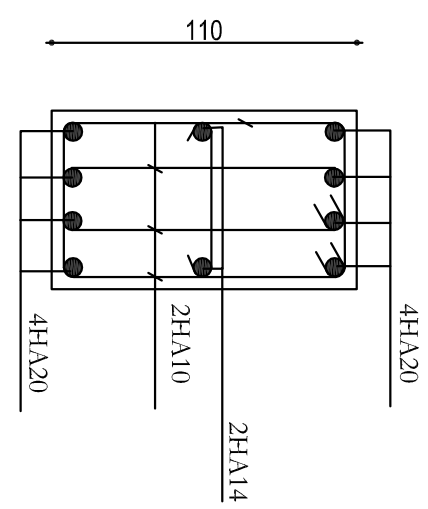


Coupe B-B

# Ferrailage de la nervure Sens Y-Y



Coupe A-A



Coupe B-B

République Algérienne Démocratique et Populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de Genie de la Construction Département de Genie Civil		
ETUDE PAR : M <sup>r</sup> :MORSLI HOUCINE M <sup>r</sup> :HOUCINE HOUCINE	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT (R+8)	DATE: 2018/2019
DIRIGE PAR : M <sup>r</sup> : MANI AOMAR	TITRE: FERRAILLAGE DES NERVURES	