

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT GENIE CIVIL



# PROJET DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du  
Diplôme Master en génie civil  
Option : construction civile et industrielle (C.C .I)

## **THEME :**

**Etude d'un Bâtiment à usage habitation (R+8) contreventé par voiles**

**Réalisé par : Mr ALILECHE Karim**

**M<sup>r</sup> SI HAJD MOHAND Mounir**

**Dirigé par : M<sup>r</sup> HAMIZI Mohand**



**Promotion 2016-2017**

# *Remerciements*

*C'est avec une profonde reconnaissance et une considération particulière que nous tenons à remercier Mr HAMIZI.M pour avoir accepté de nous encadrer durant la réalisation de ce travail et pour son aide, sa disponibilité, ses orientations, ses conseils et sa volonté qu'il a manifestée tout au long de l'élaboration du présent projet de fin d'étude.*

*Il nous est agréable de pouvoir exprimer nos sentiments de gratitude aux enseignants du département de Génie Civil ainsi qu'à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de notre projet, nous tenons également à exprimer nos remerciements les plus sincères aux membres du jury qui feront l'honneur de présider, d'examiner, d'évaluer ce modeste travail.*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail, d'une joie prodigieuse*

*A,*

*Ma très chère famille, qui m'a apportée son soutien inconditionnel tout au long de mon parcours. Pour leur judicieux et précieux conseils, leur patience, En particulier mon frère M<sup>r</sup> Si Hadj Mohand Yacine nous a procuré toutes son aide et son expérience. Je vous serais à tout jamais redevable*

*A,*

*Tous mes ami(e)s et camarades, pour leurs encouragements et leurs soutiens qui m'ont été d'une aide inestimable.*

*A,*

*Toute personne ayant contribué de près ou de loin a l'élaboration de ce travail.*

.

*Mounir*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail, d'une joie prodigieuse*

*A,*

*Ma très chère famille, qui m'a apportée son soutien attentif et  
inconditionnel tout au long de mon parcours étudiantin. Pour leur  
irremplaçable et judicieux conseils, leur patience et compréhension,  
Je vous serais à tout jamais redevable.*

*A,*

*Tous mes ami(e)s et camarades, pour leurs encouragements et leurs  
soutiens qui m'ont été d'une aide inestimable.*

*A,*

*Toute personne ayant contribué de près ou de loin a l'élaboration de  
ce travail.*

*Karim*

# Sommaire

---

<b>Introduction .....</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage .....</b>	<b>2</b>
I.1 Introduction .....	2
I.2 La zone d'implantation .....	2
I.3 Les caractéristiques géométrique de l'ouvrage .....	2
I.4 Le système structural.....	2
I.5 Les éléments de l'ouvrage.....	3
I.5.1 Les planchers .....	3
I.5.2 Les dalles pleines.....	3
I.5.3 Les escaliers .....	4
I.5.4 La maçonnerie .....	5
I.5.5 Les enduits.....	6
I.5.6 Les voiles.....	7
I.5.7 La charpente .....	7
I.6 La réglementation utilisée .....	8
I.7 Les caractéristiques des matériaux .....	8
I.7.1 Le béton .....	8
I.7.2 Les aciers .....	11
I.8 Les caractéristiques du sol .....	12
I.9 Les charges permanentes « G » .....	12
I.10 Les surcharges d'exploitations « Q » .....	13
I.11 Les caractéristiques de l'ascenseur .....	13
I.11.1 Classification des ascenseurs.....	13
I.11.2 Définitions .....	13
I.11.3 Dimensions de la cabine par rapport à la charge.....	14
<b>Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments .....</b>	<b>15</b>
II.1 Introduction.....	15
II.2 Les planchers .....	15
II.3 Les dalles pleines .....	15
II.4 Les poutres .....	16

# Sommaire

---

II.4.1 Les poutres principales (sens transversal).....	16
II.4.2 Les poutres secondaires (sens longitudinal).....	17
II.5 Les poteaux .....	18
II.5.1 Le poteau le plus sollicité.....	18
II.5.2 Les charges permanentes .....	19
II.5.3 Les surcharges d'exploitations.....	20
II.5.4 Détermination de l'effort total $N_s$ repris par le poteau du RDC .....	21
II.5.5 Vérification des poteaux au flambement .....	24
II.6 Les voiles .....	25
<b>Chapitre III : Calcul des éléments .....</b>	<b>26</b>
III.1 Introduction .....	26
III.2 Les planchers .....	26
III.2.1 La dalle de compression .....	26
III.2.2 La poutrelle .....	27
III.3 Les escaliers.....	44
III.3.1 Dimensionnement .....	44
III.3.2 Détermination des charges et surcharges.....	45
III.3.3 Etude à l'ELU .....	46
III.3.4 Vérification à l'ELU .....	49
III.3.5 Etude à l'ELS.....	51
III.3.6 Vérification à l'ELS.....	52
III.4 La poutre palière.....	54
III.4.1 Pré-dimensionnement .....	54
III.4.2 Détermination des charges.....	55
III.4.3 Etude de la poutre à l'ELU .....	56
III.4.4 Vérification à l'ELU .....	59
III.4.5 Etude à l'ELS.....	61
III.4.6 Vérifications à l'ELS .....	62
III.5 L'acrotère .....	63
III.5.1 Présentation.....	63
III.5.2 Détermination des charges .....	64

# Sommaire

---

III.5.3 Etude à l'ELU .....	64
III.5.4 Etude à l'ELS .....	65
III.5.5 Armature de répartition.....	65
III.5.6 Vérification à l'ELU .....	65
III.5.7 Vérification à l'ELS .....	66
III.5.8 Vérification vis-à-vis du séisme .....	67
III.5.9 Le plan de ferrailage de l'acrotère .....	68
III.6 Les dalles pleines.....	69
III.6.1 Les balcons .....	69
III.6.2 La dalle de la salle machine.....	74
III.7 Calcul de la charpente .....	83
III.7.1 Détermination des charges.....	83
III.7.2 Détermination des efforts revenant aux différents éléments sous G+Q l'ELS: .....	84
III.7.3 Détermination des sections .....	84
III.7.4 Assemblage de la charpente .....	89
<b>Chapitre IV : Modélisation de la structure.....</b>	<b>90</b>
IV. Présentation de l'ETABS .....	90
IV.1 Introduction .....	90
IV.2 Concept de base de la MEF (méthode des éléments finis).....	90
IV.3 Description du logiciel ETABS.....	90
IV.4 Manuel d'utilisation de l'ETABS .....	91
IV.5 Etapes de modélisation.....	91
IV.5.1 Première étape .....	91
IV.5.2 Deuxième étape .....	92
IV.5.3 Troisième étape .....	93
IV.5.4 Quatrième étape.....	95
IV.5.5 Cinquième étape .....	97
IV.5.6 Sixième étape.....	97
IV.5.7 Septième étape.....	98
IV.5.8 Huitième étape.....	99

# Sommaire

---

## **Chapitre V : Vérifications préconisés par le RPA et fichiers résultats.....103**

V.1 Les différentes vérifications du RPA.....	103
V.1.1 Justification du système de contreventement.....	103
V.1.2 Sollicitations dues aux charges verticales.....	105
V.1.3 Vérification de l'effort tranchant à la base .....	105
V.1.4 Vérification de la résultante des forces sismiques à la base .....	108
V.1.5 Vérification de l'excentricité.....	109
V.1.6 Vérification du déplacement inter-étage.....	110
V.1.6.1 Déplacement inter-étage .....	111
V.1.7 Spécification pour les poteaux .....	111

## **Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux .....117**

### VI.a Poutres

VI.1 Introduction .....	117
VI.2 Recommandation du RPA99/ version 2003 .....	117
VI.3 Etapes de calcul à l'ELU .....	118
VI.4 Exemple de calcul .....	119
VI.5 Vérification des conditions RPA.....	120
VI.6 Vérification à l'ELU.....	121
VI.7 Vérification à l'ELS .....	123

### VI.b Poteaux

VI.8 Introduction .....	125
VI.9 Etape de calcul en flexion composée à l'ELU .....	125
VI.10 Les recommandations du RPA99 pour les armatures longitudinales.....	127
VI.11 Les recommandations du RPA99 pour les armatures transversales.....	128
VI.12 Calcul à l'ELU .....	129
VI.13 Ferrailage des poteaux à l'ELU.....	130
VI.14 Calcul des armatures transversales.....	131
VI.15 Vérification à l'ELS .....	134

### VI.c Les voiles

VI.16 Introduction .....	137
--------------------------	-----

# Sommaire

---

VI.17	Combinaisons d'actions .....	137
VI.18	Vérification à l'ELS .....	142
VI.19	Vérification de la contrainte au cisaillement.....	142
VI.20	Ferraillages des voiles longitudinales .....	145
<b>Chapitre VII : Infrastructure.....</b>		<b>150</b>
VII.1	Introduction.....	150
VII.2	Etude géotechnique du sol .....	150
VII.2.1	Choix du type de fondation .....	150
VII.2.2	Calculs des surfaces nécessaires pour les semelles .....	150
VII.3	Semelles Filantes .....	151
VII.3.1	Semelles Filantes sous voiles .....	151
VII.3.2	Semelles filantes sous poteaux.....	152
VII.3.2.1	Hypothèses de Calcul .....	152
VII.3.2.2	Etape de Calcul.....	152
VII.4	Etude du radier .....	154
VII.4.1	Pré-dimensionnement du radier .....	154
VII.4.2	Détermination des sollicitations .....	155
VII.4.3	Détermination de la surface du radier .....	155
VII.4.4	Détermination des efforts à la base du radier.....	156
VII.4.5	Vérification a l'ELU .....	157
VII.4.6	Ferraillage du radier .....	160
VII.4.7	Calcul à l'ELU .....	161
VII.4.8	Vérification à l'ELS .....	163
VII.4.9	Ferraillage du débord .....	165
VII.4.10	Ferraillage des nervures .....	165
VII.4.11	Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants.....	169
VII.4.12	Voile périphérique.....	175
<b>Conclusion .....</b>		<b>176</b>

# Sommaire

---

### **-Introduction :**

Le Génie Civil représente l'ensemble des techniques et calculs concernant les constructions civiles. Les ingénieurs s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant deux facteurs importants et indispensables qui sont : la sécurité des usagers qui est placée en avant de nombreux paramètres, et l'aspect économique imposé par les couts croissants des matériaux.

Par ailleurs, le comportement et la résistance d'une structure sont conditionnés non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée, pour cela l'ingénieur est face à une impérieuse nécessité d'étudier les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique ; la résistance et le comportement d'une structure face aux actions horizontales sont principalement assurés par le système de contreventement de cette dernière (Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué de portiques, de voiles ou des deux en même temps).

Le but assigné à notre projet de fin d'étude est de mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation en génie civil à travers l'étude d'une structure en béton armé constituée d'un rez-de-chaussée suivit de huit étages à usage d'habitation, un calcul statique et une étude dynamique et sismique seront effectués afin de déterminer les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Dans le cadre de cette étude, nous allons utiliser le logiciel de calcul par éléments finis *ETABS* pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux.

Les efforts engendrés, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le RPA99/version2003, CBA93 et le **DTR-BC-22** ainsi que le BAEL 91.

# Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

### I.1. Introduction

Le projet en question consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation en (R+8). Ce dernier est constitué d'une structure mixte en béton armé (portiques et voiles),

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage, en l'occurrence, la zone d'implantation, les différentes caractéristiques géométriques de l'ouvrage, les éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques, la réglementation utilisée ainsi que les caractéristiques du sol.

### I.2. La zone d'implantation

Le bâtiment qui fait l'objet de cette étude, nous a été confié par le bureau d'étude « **C.A.U** » dans un cadre pédagogique.

Il sera implanté dans la ville de Tizi-Ouzou qui est considérée d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité, c'est-à-dire, (zone IIa).

### I.3. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage

L'ingénieur en génie civil est tenu à respecter au mieux la conception de l'architecte, autrement dit, à ne pas modifier les caractéristiques géométriques de l'ouvrage qui sont les suivantes :

- Hauteur totale du bâtiment..... 29.74 m.
- Longueur totale du bâtiment..... 17,40 m.
- Largeur totale du bâtiment..... 15,20 m.
- Hauteur de niveau..... 3,06 m.

### I.4. Le système structural

La structure du bâtiment est choisie en tenant compte de sa capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

En conséquence, notre structure sera composée d'un système en portiques (poteaux-poutres) contreventée par des voiles en béton armé.

## I.5. Les éléments de l'ouvrage

### I.5.1. Les planchers

Les planchers constituent les éléments porteurs horizontaux et séparatifs dans une construction. Il existe de nombreux modes de construction et matériaux pour les réaliser ; le choix du type de plancher à retenir est tributaire de plusieurs critères tels que l'usage, la portée et le confort acoustique et thermique.

Par conséquent, les planchers de notre bâtiment seront réalisés avec des poutrelles préfabriquées (béton armé) et des entrevous (ou hourdis) supportant une dalle de compression de faible épaisseur. (Fig I.1)

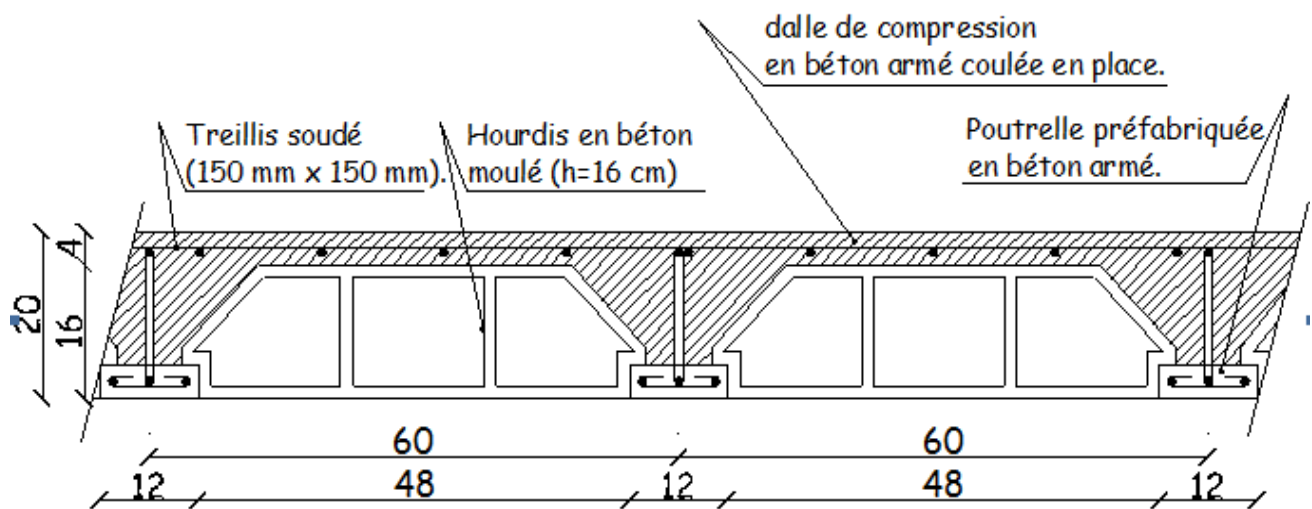


Fig I.1 Plancher en béton armé avec poutrelles et hourdis  
(Plancher semi-préfabriqué)

### I.5.2. Les dalles pleines

Suite à des contraintes d'ordre architectural pour les balcons et de la résistance pour la salle des machines de l'ascenseur, nous avons opté pour des dalles pleines en béton armé.

### I.5.3. Les escaliers

Parties communes dans l'habitat collectif. Les escaliers sont des ouvrages permettant de monter ou de descendre d'un niveau à un autre.

En outre, les escaliers jouent un rôle tout particulier pour la sécurité des habitants dans les immeubles de grande hauteur tel que le notre.

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

Par conséquent, notre bâtiment va comporter un escalier droit à deux volées avec un palier de repos. (fig I.2)

La conception de notre escalier est subordonnée à certaines règles qui sont les suivantes :

- Une hauteur de marche, « h » constante est telle que :  $0,15\text{ m} \leq h \leq 0,18\text{ m}$ .
- Une profondeur de marche utile (le giron, g) qui permet de poser confortablement le pied, et, par conséquent, telle que :  $0,26\text{ m} \leq g \leq 0,32\text{ m}$ .

De plus, notre escalier sera prémuni contre la chute de l'utilisateur à l'aide d'un garde corps.

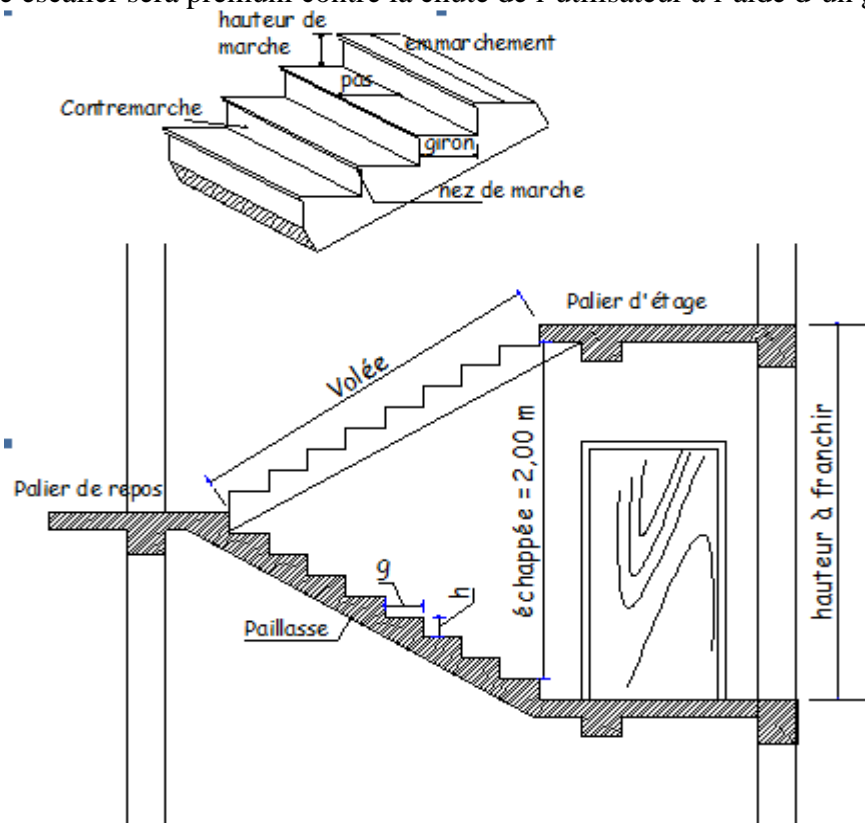


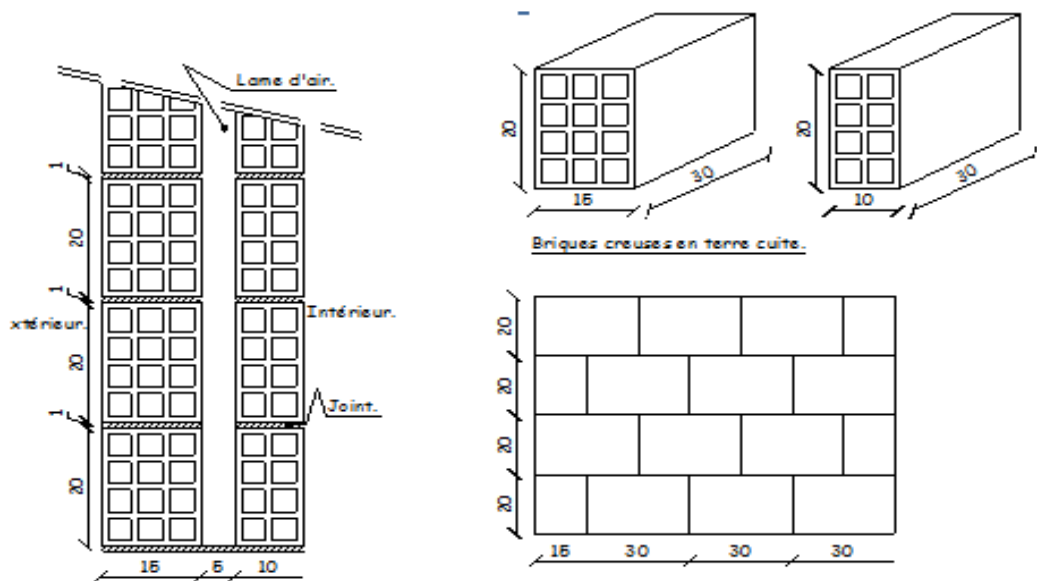
Fig I.2 caractéristiques d'un escalier droit

**I.5.4. La maçonnerie**

On appelle maçonnerie, l'ouvrage obtenu par juxtaposition de blocs (briques, agglomérés, moellons, etc.) généralement assemblés avec un mortier, le plus souvent dans le but de construire un mur. (Fig I.3)

Pour la réalisation des maçonneries que comporte notre bâtiment (Cloisons de 10, 15, 20 cm), on aura besoin de deux types de briques creuse (la 8 trous et la 12 trous) ainsi que le parpaing pour les murs de 20 cm.

Le choix du mortier à utiliser est intimement lié à la catégorie du liant, à son dosage et à la granulométrie des agrégats.



**Fig1.3 Echantillon de la maçonnerie**

### I.5.5. Les enduits

On désigne par enduit un produit plus au moins pâteux destiné à recouvrir tout ou partie d'une surface (verticale ou horizontale) d'une manière uniforme, en vue de réaliser une ou plusieurs des actions suivantes :

- Imperméabilisation.
- Etanchéité.
- Finition.

La composition d'un enduit dépend de la nature des parois à traiter (Paroi extérieure, Paroi intérieure sèche, Paroi intérieure humide) et des fonctions qui lui sont assignées.

Les enduits des surfaces extérieures de notre bâtiment, seront réalisés au mortier de ciment dont l'épaisseur est de 1,5cm. (fig I.4)

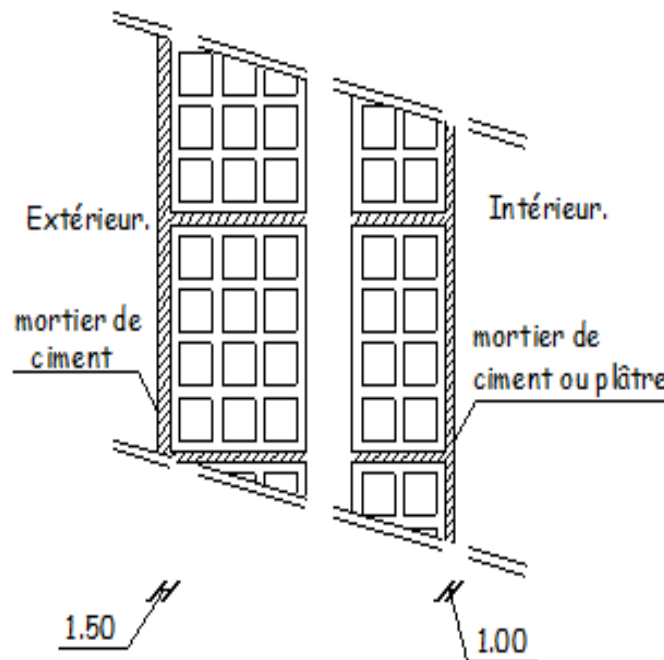


Fig1.4 enduits extérieur et intérieur

**I.5.6. Les voiles**

Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques-voiles). (Fig I.5)

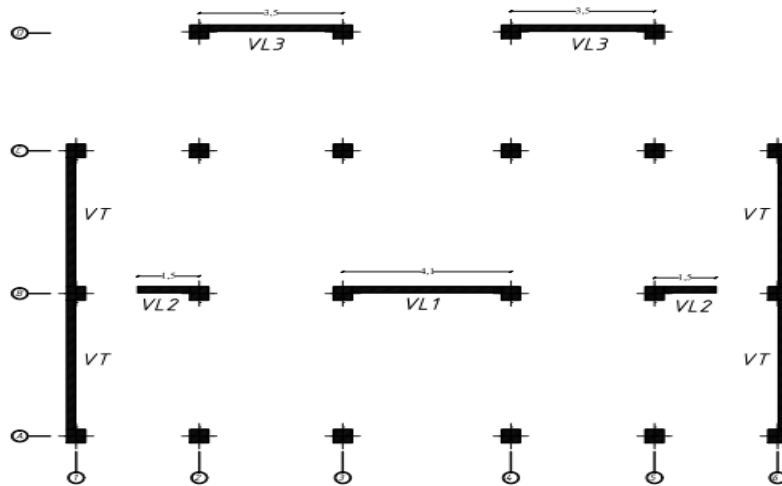


Fig 1.5 Exemple de disposition des voiles

**I.5.7. La charpente**

La charpente est un ensemble d'éléments contribuant à la stabilité d'un ouvrage ou d'une partie d'ouvrage, en particulier la toiture.

La toiture de notre bâtiment repose sur une charpente très simple qui à son tour repose sur des maçonneries sous forme de ferme V. (Fig I.6)

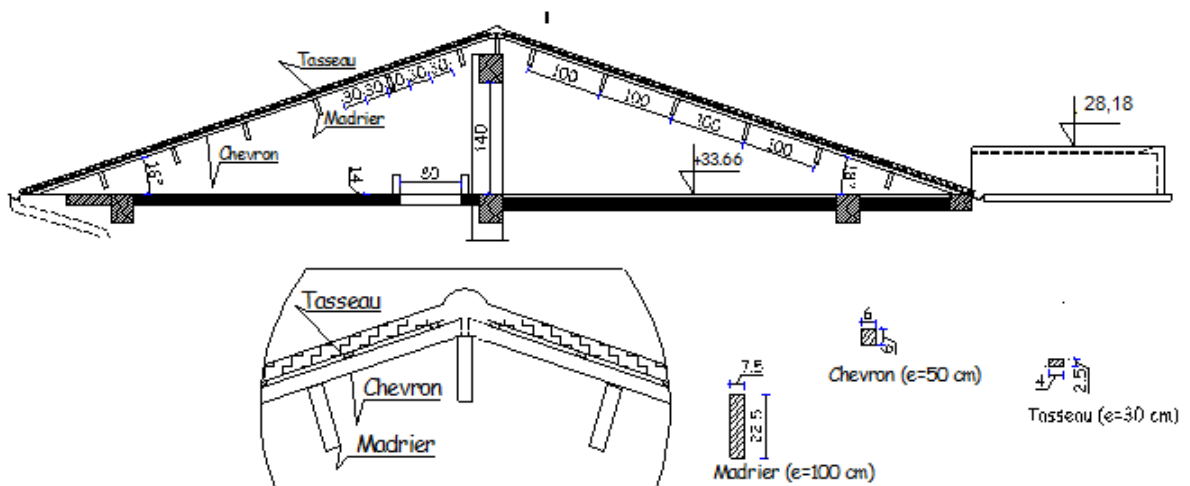


Fig 1.6 Détail de la charpente

### I.6. La réglementation utilisée

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles :

- **BAEL 91 modifié 99** (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- **RPA 99 modifié 2003** (Règles parasismiques algériennes).
- **DTR-BC-22** (Charges et surcharges d'exploitation).
- **CBA 93** (pour le calcul de la charpente)

### I.7. Les caractéristiques des matériaux

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits consommables mis en œuvre sur les chantiers de construction.

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, mais, les deux matériaux les plus dominants et les plus importants dans la résistance sont le béton et les aciers.

#### I.7.1. Le béton

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci, notée  $f_{c28}$ , est choisie a priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de  $j$  jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28, on se réfère à la résistance  $f_{cj}$  obtenue au jour considéré ; on peut admettre en première approximation que pour  $j \leq 28$ , la résistance des bétons non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes : (figure I.7)

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

La valeur de  $f_{cj}$  est conventionnellement prise égale à  $f_{c28}$  pour  $j > 28$  lorsqu'il s'agit de vérifier la résistance des sections ; cependant, pour l'évaluation des déformations, il convient de tenir compte des valeurs probables des caractéristiques du béton au-delà de 28 jours : on peut alors admettre que, pour les grandes valeurs de  $j$ , on a sensiblement  $f_{cj} = 1,1f_{c28}$ , à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance  $f_{c28}$  ne dépasse pas 40 MPa ; sinon, on peut évaluer  $f_{cj}$  par la première des formules ci-dessus pour  $28 \leq j \leq 60$  et prendre  $f_{cj} = 1,1f_{c28}$  pour  $j \geq 60$ .

Dans tous les cas, la résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm (section  $200 \text{ cm}^2$ ) et de hauteur 32 cm, pour un granulats de grosseur au plus égale à 40 mm.

A partir de « n » résultats d'essais en compression axiale, on utilise une analyse statistique comme suit : (Fig I.7)

- Le nombre de résultats de mesures.

$$\bar{f}_c = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n}$$

- La valeur moyenne  $\bar{f}_c = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n}$ .

- L'écart type qui caractérise la dispersion des résultats :  $\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_{ci} - \bar{f}_c)^2}{n-1}}$ .

- Le coefficient de variation qui nous renseigne sur l'étendue des valeurs:  $V = \frac{\sigma}{\bar{f}_c}$

- La résistance caractéristique  $f_{c28} = \bar{f}_c - k \cdot \sigma$

- Les valeurs de k :

Ordre de risque	1%	5%	10%	20%	50%
k	2,33	1,64	1,28	0,80	0

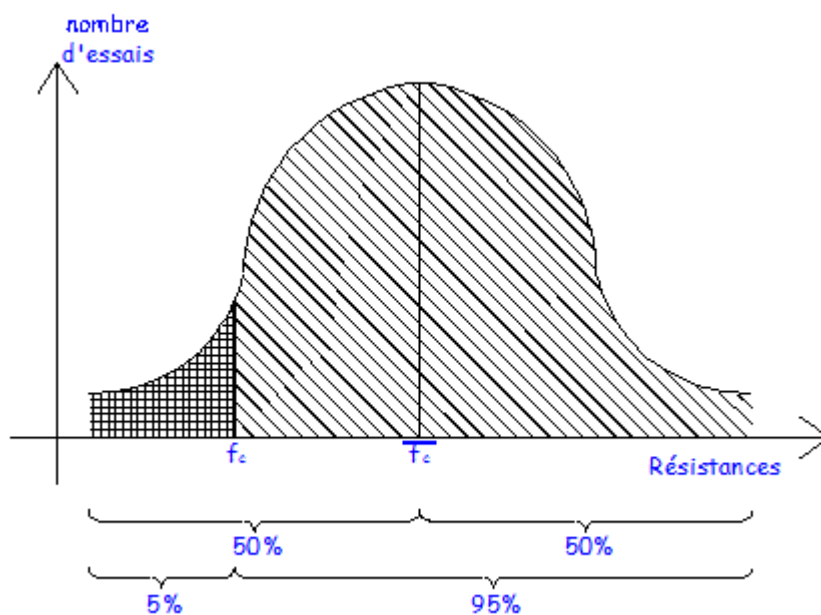


Fig1.7 Courbe de GAUSS

Lorsqu'on choisit  $\bar{f}_c$  pour le calcul de notre bâtiment, on a 50% de risque de ne pas confectionner un béton de cette résistance, en revanche, si on prend  $f_c$ , on a seulement 5% de risque.

L'ordre de risque dépend de l'importance de l'ouvrage, et c'est ainsi que la valeur de calcul se détermine qui est pour notre bâtiment 25 MPa.

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{ij}$ , est conventionnellement définie par la relation :  $f_{ij} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj}$ , cette formule n'est valable que pour des valeurs de  $f_{cj}$  au plus égales à 60 MPa.

Le béton que nous allons mettre en œuvre pour la réalisation des différents ouvrages de notre bâtiment, sera confectionné suivant la méthode de FAURY, qui nous donne la composition pour 1 m<sup>3</sup> de béton :

- Ciment [CPJ-CEM II/A 42,5] = 350 kg.
- L'eau de gâchage = 206 litres.
- Sable (0/3) = 0,407 m<sup>3</sup>.

- Gravier (3/8) = 0,180 m<sup>3</sup>
- Gravier (8/15) = 0,325 m<sup>3</sup>.
- Gravier (15/25) = 0,250 m<sup>3</sup>.

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de  $j$  jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  vaut :  $E_{ij} = 11000 \cdot f_{cj}^{1/3}$ . Cette formule n'est pas valable pour les vérifications à l'état-limite ultime de stabilité de forme.

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage ; le module de déformation longitudinale différée du béton  $E_{vj}$  qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage) est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} = \frac{1}{3} \cdot E_{ij}.$$

Le module de déformation transversale est :  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ .

Le coefficient de Poisson  $\nu$  du béton est pris égal à « 0,2 » pour le calcul des déformations, et « 0 » pour le calcul des sollicitations. Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles par ex.), on prendra  $\nu = 0,2$  pour les justifications à l'ELS (états-limites de service, voir définition ci-dessous), et  $\nu = 0$  à l'ELU (états-limites ultime, voir définition ci-dessous).

En compression pure à l'état limite ultime, le diagramme contraintes-déformations du béton est constitué par la partie parabolique du graphe ci-dessous, les déformations relatives étant limitées à 2‰. (Figure I.8)

En compression avec flexion, le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole-rectangle ».

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} :$$

$$\sigma_{bc} = 0,25 \cdot f_{bc} \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{bc} (4 - 10^3 \cdot \varepsilon_{bc}).$$

$$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} :$$

$$\sigma_{bc} = f_{bc}$$

$f_{bc}$  : est la résistance de calcul du béton, qui vaut :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}. \text{ Pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.}$$

fibres les plus comprimées.

$$f_{bc} = \frac{0,80 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}. \text{ Pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante vers ces mêmes fibres.}$$

fibres.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité qui vaut 1,5 dans le cas de (situation durable), et en cas de combinaisons accidentelles il vaut alors 1,15.

$\theta$  : - vaut 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.

- vaut 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h.

- vaut 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

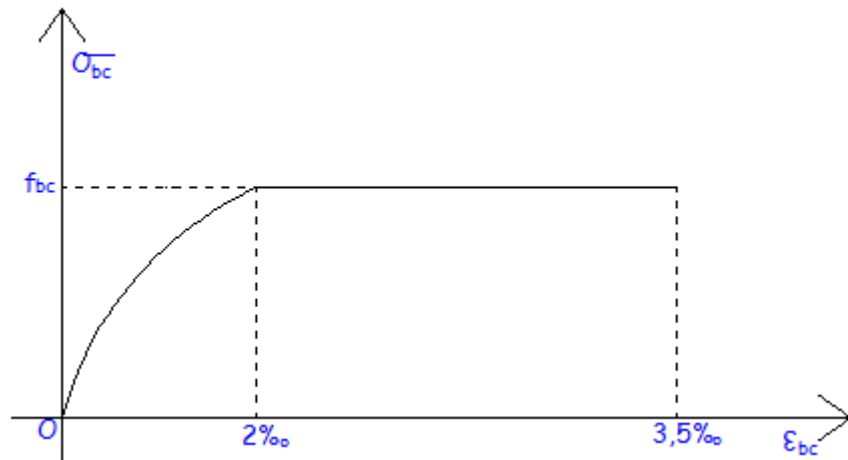


Fig1.8 Diagramme contrainte-déformation du béton

La contrainte de compression du béton à l'état limite de service est :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{cj}$

### I.7.2. Les aciers

Les armatures utilisées pour le ferrailage des éléments de notre ouvrage (Figure I.9) sont :

- Les aciers à haute adhérence (HA), de nuance fe E 400, de limite d'élasticité  $f_e = 400$  MPa.
- Les aciers ronds lisses, de nuance fe E 235, de limite d'élasticité  $f_e = 235$  MPa.
- Treillis soudé à haute adhérence ( $\varnothing 4,5$  mm), de limite d'élasticité,  $f_e = 520$  MPa.

Le module d'élasticité longitudinale est pris égal à :  $E = 200\ 000$  MPa.

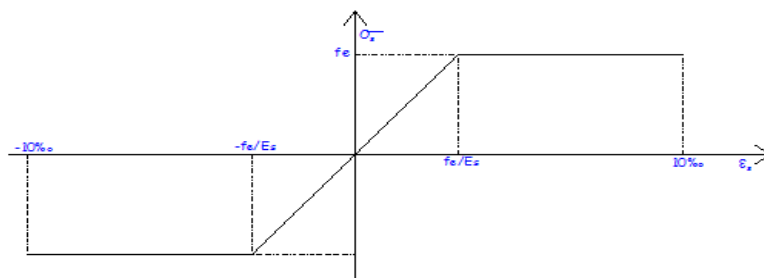


Fig 1.9 Diagramme contrainte-déformation de l'acier

A l'état limite de service, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans aciers.

D'après les règles BAEL 91 modifié 99, on distingue trois cas de fissuration :

Fissuration peu préjudiciable : cas des éléments situés dans des endroits couverts tels que les locaux, et par conséquent, il n'y a pas de limitation de contraintes et on prend  $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s}$ .

- Fissuration préjudiciable : cas des éléments exposés aux intempéries ou à des condensations.

$$\sigma_s = \xi = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \max\left(0,5 f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)\right).$$

Avec :  $\eta$  : coefficient de fissuration dont les valeurs sont comme suit :

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

$\eta = 1,6$  pour les armatures à haute adhérence dont.  $\phi \geq 6 \text{ mm}$

$\eta = 1,3$  pour les armatures à haute adhérence dont.  $\phi < 6 \text{ mm}$

- Fissuration très préjudiciable : cas des éléments exposés à des milieux agressifs ou doivent assurer une étanchéité ; dans ce cas, on observe les règles suivantes :  
 $\bar{\sigma}_s = 0,8 \cdot \xi$

Le diamètre des armatures les plus proches des parois est au moins égal à 8 mm.

### I.8. Les caractéristiques du sol

Les différentes caractéristiques des couches constituant le sol sont relevées du rapport du sol et sont résumées dans le tableau suivant : (Tableau I.1)

**Tableau I.1. Caractéristiques du sol**

Nombre de couches.	1	2	Couche d'ancrage.
Densité	1,835 t.m <sup>3</sup>	1,785 t.m <sup>3</sup>	1,850 t.m <sup>3</sup>
Cohésion	11 t/m <sup>2</sup>	6 t/m <sup>2</sup>	10 t/m <sup>2</sup>
Angle de frottement	13,13°	20,13°	5°

### I.9. Les charges permanentes « G »

La charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi les poids propres des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : les enduits, revêtements, cloisons fixes, conduits de fumée...etc. leurs valeurs (en poids volumiques ou surfaciques) sont obtenues dans le DTR B.C. 2.2 (Tableau I.2)

**Tableau. I.2. Les charges permanentes « G »**

Matériaux	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
-Acier.	78,5	
-Béton non armé.	22	
-Béton armé.	25	
-Maçonnerie en briques creuses (10 cm).		0,90
-maçonnerie en briques creuses (15 cm).		1,35
-Maçonnerie en briques creuses (20 cm).		1,80
-Blocs de liège (4 cm).		0,16
-Enduit en plâtre (1 cm).		0,10
-Enduit au mortier de ciment (1 cm).		0,18
-Dalle pleine en béton armé (par cm).		0,25
-Plancher nervuré à poutrelles préfabriquées avec entrevous en béton (entraxe 60 cm) montage avec table de compression (16+4) cm.		2,80
-Chape en mortier de ciment (par cm).		0,18
-Carrelages scellés, y compris la couche de mortier de pose de 2 cm.		0,85
-Couverture en tuiles.		0,45
-Flintcot.		0,01
-Feutre bitume type (36 S) en 3 couches (2 cm)		0,12
-Papier kraft avec gravier roulée (4 cm).		0,50
-Sable (par cm).		0,18

**I.10. Les surcharges d'exploitation « Q »**

Les valeurs des charges d'exploitation sont en fonction :

- Des surfaces auxquelles elles sont appliquées.
- Des dégressions horizontales ou verticales retenues liées aux types et caractères des charges en cause.
- De leur mode de prise en compte.

Les charges d'exploitation sont celles qui résultent de l'usage des locaux ; elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes. (Tableau I.3)

**Tableau .I.3. Les charges d'exploitation « Q »**

Nature du local	Valeur en (KN/m <sup>2</sup> )
- Logements.	1,5
- Balcons.	3,5
- Escaliers.	2,5
- Terrasse inaccessible.	1,0
- Couverture sur charpente (charges d'entretien).	1,0 KN tous les 1/3 et 2/3 des portées.
- Main courante escalier.	1,0 KN/m
- Main courante balcon.	0,60 KN/m
- Main courante acrotère.	1,0 KN/m

**I.11. Les caractéristiques de l'ascenseur****I.11.1. Classification des ascenseurs**

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

GROUPE I. - Appareils transportant habituellement ou occasionnellement des personnes.

GROUPE II. - Appareils dont l'emploi est interdit pour le transport des personnes, mais où celles-ci ont accès pour le chargement et le déchargement des charges transportées.

GROUPE III. - Appareils dont les dimensions ou la constitution s'opposent manifestement à l'accès des personnes.

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

**I.11.2. Définitions**

Il est convenu d'attribuer aux termes ci-après la signification suivante :

**a)- Cabine**

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

Dans le cas de charge dénommée « utilisation normale, fonctionnement », la masse mobile (P + Q) de la cabine doit être multipliée par le facteur d'impact ( $k_2 = 1,2$ ) pour tenir compte du freinage brutal induit lors du déclenchement d'un système électrique de sécurité ou d'une coupure accidentelle de l'alimentation électrique.

**b)- Contrepoids**

Organe mobile de l'ascenseur ou du monte-charge circulant le long de guides verticaux et constitué par une masse pesante dont le poids (1600 kg) contrebalance celui de la cabine et d'une partie de la charge.

**I.11.3. dimensions de la cabine par rapport à la charge**

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

- Charge nominale  $Q = 450$  kg.
- Nombre de personnes 6.
- Surface utile maximale de la cabine  $1,30$  m<sup>2</sup> soit (1,00/1,60).
- La hauteur de la cabine est de : 2,20 m.

**I.11.4. Dimensions de la salle des machines**

Les dimensions du local doivent être suffisantes pour permettre au personnel d'entretien d'accéder à tous les organes sans exception et, en particulier, aux connexions situées derrière les tableaux.

En règle générale, le personnel ne doit pas avoir à enjamber des pièces qui peuvent être mises en mouvement.

La hauteur sous plafond du local doit être fonction des caractéristiques des appareils sans pouvoir être inférieure à 1,80 m.

# Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

## II.1. Introduction

Après avoir répertorié les différentes caractéristiques de notre ouvrage, ainsi que les divers matériaux le constituant. Nous allons passer au prédimensionnement des éléments structuraux tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles. Ce prédimensionnement est plus ou moins exact, mais indispensable pour avancer dans l'étude, c'est-à-dire, on risque de redimensionner une fois qu'on a constaté un surdimensionnement ou bien le contraire.

## II.2. Les planchers

La hauteur des planchers de notre bâtiment, compte tenu de la description au chapitre ' I ' sera donnée par la formule suivante :  $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$ .

$L_{\max} = 3,20 \text{ m}$  : Longueur maximale entre nus des appuis dans le sens considéré.

$h_t = \frac{320}{22,5} = 14,22 \text{ cm}$  : Hauteur totale du plancher.

On adoptera une hauteur normalisée de  $h_t = 20 \text{ cm}$ , soit un plancher (16+4) cm, dont 16 cm qui est la hauteur du corps creux et 4 cm c'est la hauteur de la table de compression.(figureII.1)

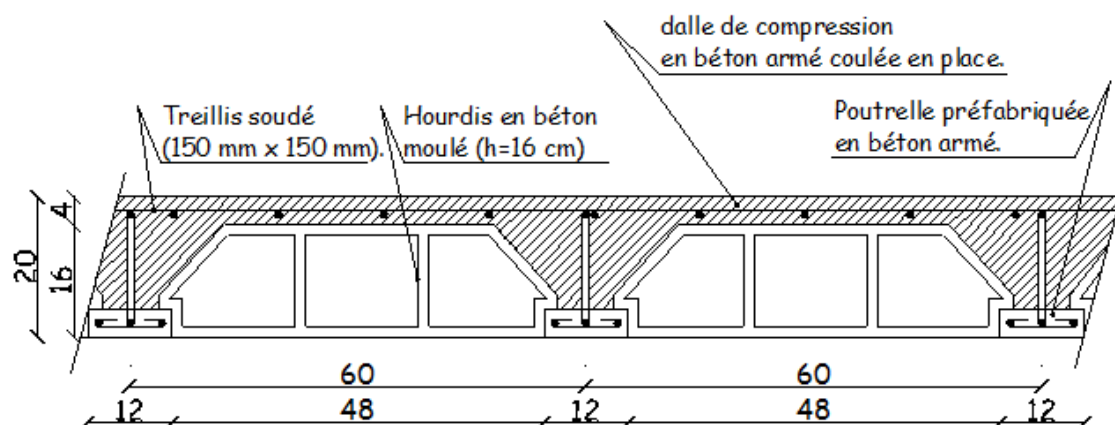


Fig.II.1 Schéma des plancher en béton armé avec poutrelles et hourdis  
(Plancher semi-préfabriqué)

## II.3. Les dalles pleines

a)- L'épaisseur des dalles pleines (qui reposent sur un seul appui) pour les balcons est donnée par la formule suivante :  $\frac{\ell}{20} \leq e_p \leq \frac{\ell}{15}$ .

$\ell = 1,30 \text{ m}$  : portée libre.

$e_p$  : épaisseur de la dalle.

$$\frac{130}{20} \leq e_p \leq \frac{130}{15} \rightarrow 6,5 \text{ cm} \leq e_p \leq 8,66 \text{ cm} .$$

On adoptera une épaisseur de  $e_p = 15 \text{ cm}$  .

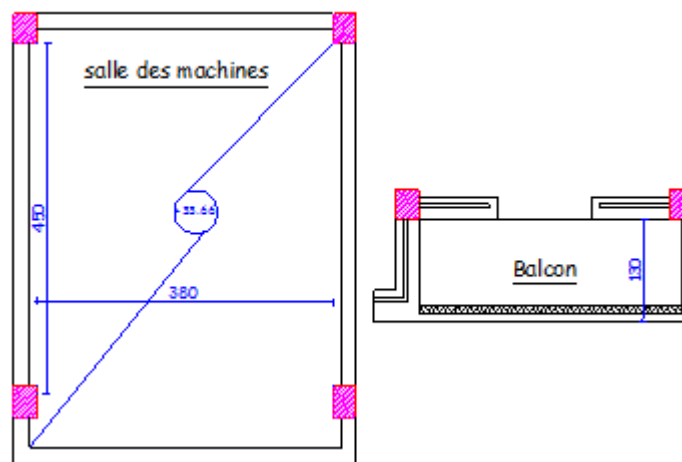
b)- L'épaisseur de la dalle pleine (qui repose sur quatre appuis) pour la salle des machines de l'ascenseur est donnée par la formule suivante :  $e_p \geq \frac{\ell_x}{30}$

$\ell_x = 3,80 \text{ m}$  : portée libre.

$e_p$  : épaisseur de la dalle.

$$e_p \geq \frac{380}{30} \rightarrow e_p \geq 12,67 \text{ cm}.$$

Vue l'importance des charges que va reprendre la dalle, on adoptera une épaisseur de  $e_p = 18 \text{ cm}$ .



FigII.2 Détail sur la dalle

#### II.4. Les poutres

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad \text{et} \quad 0,4.h_t \leq b \leq 0,7.h_t.$$

Ainsi que les trois conditions imposées par le règlement parasismique algérien (RPA 99) c'est-à-dire qu'en zone (IIa) :

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

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

$$\frac{h_t}{b} \leq 4$$

##### II.4.1. Les poutres principales (sens transversal)

Sachant que, la portée maximale dans les files transversales est,  $L_{\max} = 4,80 \text{ m}$  d'où :

$$\frac{480}{15} \leq h_t \leq \frac{480}{10} \rightarrow 32 \leq h_t \leq 48$$

On adoptera :  $h_t = 40 \text{ cm}$

$$0,4.h_t \leq b \leq 0,7.h_t \rightarrow 16 \leq b \leq 28$$

Pour des raisons architecturales (éviter les arêtes), ainsi la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de «  $b = 30 \text{ cm}$  » un peu supérieure à sa fourchette.

Quant aux exigences du (RPA 99), on constate qu'elles sont toutes vérifiées.

#### II.4.2. Les poutres secondaires (sens longitudinal)

Sachant que, la portée maximale dans les files longitudinales est,  $L_{\max} = 3,80 \text{ m}$  d'où :

$$\frac{380}{15} \leq h_t \leq \frac{380}{10} \rightarrow 25,33 \leq h_t \leq 38$$

On adoptera :  $h_t = 35 \text{ cm}$

$$0,4.h_t \leq b \leq 0,7.h_t \rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$$

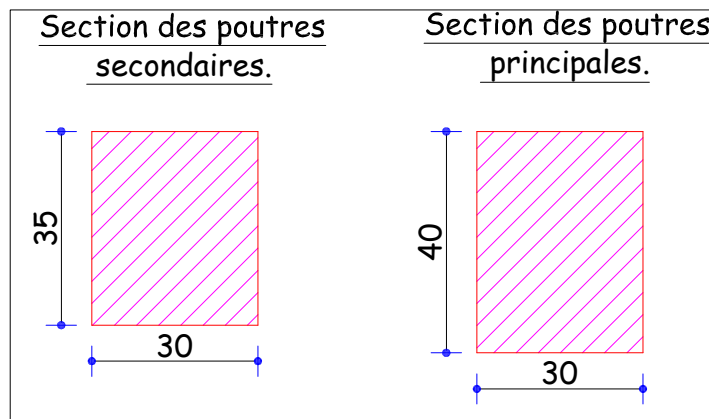
Pour des raisons architecturales (éviter les arêtes), ainsi la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de «  $b = 30 \text{ cm}$  » un peu supérieure à sa fourchette.

Quant aux exigences du (RPA 99), on constate qu'elles sont toutes vérifiées.

#### Conclusion :

Les sections adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Les poutres principales :  $(30/40) \text{ cm}^2$ .
- Les poutres secondaires :  $(30/35) \text{ cm}^2$ .



FigII.3 Dimensions des poutres principales et secondaires

## II.5. Les poteaux

Les poteaux seront prédimensionnés à l'état limite de service en compression simple, tout en supposant que c'est le béton seul qui reprend l'effort normal  $N_s$ .

L'effort  $N_s$  sera déterminé (une fois que le poteau le plus sollicité soit repéré) avec la descente de charge, en tenant compte de la proposition des plans d'architecture et des limites imposées par le (RPA 99 modifié 2003).

- Les plans d'architecture nous ont proposé une section de  $(30/40)$  cm<sup>2</sup>.
- Le RPA nous impose qu'en zone (IIa) la section suivante  $(b_1, h_1) \geq 25$  cm.

On prévoit une section de  $(30/40)$  cm<sup>2</sup> afin que l'on puisse tenir compte du poids propre du poteau.

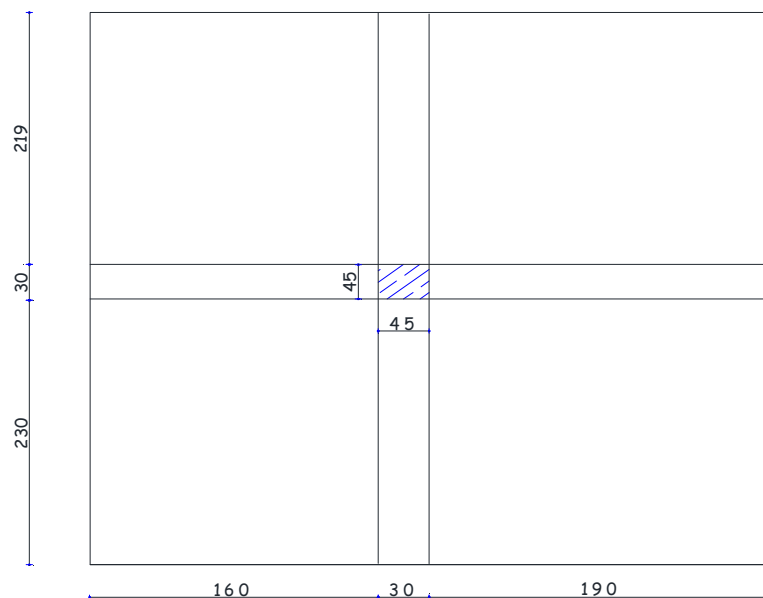
La section du poteau est donnée par la formule suivante :  $B \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$ .

$\sigma_{bc} = 0,6.f_{c28}$  : Contrainte admissible du béton à l'ELS.

$B$  : Section du poteau.

### II.5.1. Localisation du poteau le plus sollicité

En fonction de la surface d'influence de chaque poteau, on constate que le poteau (B-3) est le plus sollicité vis-à-vis de la descente de charge.



FigII.4 Repérage du poteau le plus sollicité

**II.5.2. Les charges permanentes**

a)- Étage courant voir schéma ci-dessus

Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0.02	/	0.45
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.03	18	0.54
Plancher en corps creux	0.2	13.75	2.8
Enduit de plâtre	0.01	10	0.1
Cloisons intérieures	0.10	09	0.90
<b>Charge permanente totale <math>G_t</math></b>			<b>5.19</b>

**- Poutres**

- Poutres principales :.....(0,40x0,30)x25 = 3,000 KN/ml.
- Poutres secondaires :.....(0,30x0,35)x25 = 2,625 KN/ml.

**- Escalier**

- Carrelage scellé y compris les 2 cm du mortier de pose.0,85 KN/m<sup>2</sup>.
- Couche de sable de 3 cm.....0,54 KN/m<sup>2</sup>.
- Dalle pleine de 15 cm.....3,75 KN/m<sup>2</sup>.
- Enduit au mortier de ciment (1 cm).....0,18 KN/m<sup>2</sup>.
- Les cloisons (garde corps d'escalier et les colonnes montantes) 10 cm...0,90 KN/m<sup>2</sup>.

**$G = 6,22 \text{ KN/m}^2$**

**- Poteau**

- Poteau :.....(0,40x0,30)x25 = 3,000 KN/ml.

Dalle pleine :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit	0.1	-	1,00
2	Revêtement carreaux Grés-Cérame	0.01	20	0,20
3	Mortier de pose	0.03	22	0,66
4	Couche de sable	0.03	18	0,54
5	Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
6	uit plâtre	0.01	10	0,1
<b>Charge permanente totale <math>G_t</math></b>				<b>6.25</b>

Terrasse (Niv. +27.54 m)

Eléments	Epaisseur(m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Les cloisons (salle des machines et charpente)	0.2	/	1.8
Plancher en corps creux	0.2	13.75	2.8
Enduit de plâtre	0.02	10	0.10
<b>Charge permanente totale G<sub>t</sub></b>			4.7

- Dalle pleine (salle des machines)

Eléments	Epaisseur(m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0.02	/	0.45
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.03	18	0.54
Dalle pleine en béton armé	0.18	25	4.5
Enduit au mortier de ciment	0.01	18	0.18
<b>Charge permanente totale G<sub>t</sub></b>			6.07

- Les charges de l'ascenseur

- Tous les équipements :  $1,2 \times (9,75 + 4,50) + 12 + 2,90 = 32$  KN.

- Poteau

- Poteau : .....(0,40x0,30)x25 = 3,000 KN/ml.

### II.5.3. Les surcharges d'exploitation

Pour des bâtiments dont le nombre d'étages est supérieur ou égal à « 5 », il existe une loi définissant les valeurs des charges d'exploitation appelée, loi de dégression des surcharges (voir le DTR-BC-22).

- Pour le dernier niveau.....(Q<sub>o</sub>)
- Pour le dernier niveau.....(Q)
- Pour le dernier niveau.....(0,9.Q)
- Pour le dernier niveau.....(0,8.Q)

Et ainsi de suite, en réduisant d'un étage à l'autre de 10% jusqu'à (0,5.Q), puis on conserve cette dernière valeur pour les étages restants.

**a)- Dernier niveau**

- Niv. +27.54..... $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ .

**b-1)- Étages courants plancher  $Q_p$** 

- Niv. +24.48..... $Q_p = 1,5 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv. +21.42..... $Q_p = 0,9 \times 1,5 = 1,35 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv. +18.36..... $Q_p = 0,8 \times 1,5 = 1,20 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv. +15.3..... $Q_p = 0,7 \times 1,5 = 1,05 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv. +12.24..... $Q_p = 0,6 \times 1,5 = 0,9 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv. +9.18..... $Q_p = 0,5 \times 1,5 = 0,75 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv. +6.12..... $Q_p = 0,5 \times 1,5 = 0,75 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv. +3.06..... $Q_p = 0,5 \times 1,5 = 0,75 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv.  $\pm 0,00$ ..... $Q_p = 0,5 \times 1,5 = 0,75 \text{ KN/m}^2$ .

**b-2)- Étages courants escalier  $Q_e$** 

- Niv. +27.54..... $Q_e = 2,5 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv. +24.48..... $Q_e = 0,9 \times 2,5 = 2,025 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv. +21.42..... $Q_e = 0,8 \times 2,5 = 2 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv. +18.3..... $Q_e = 0,7 \times 2,5 = 1,75 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv. +15.3..... $Q_e = 0,6 \times 2,5 = 1,5 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv. +12.24..... $Q_e = 0,5 \times 2,5 = 1,25 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv. +9.18..... $Q_e = 0,5 \times 2,5 = 1,25 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv. +6.12..... $Q_e = 0,5 \times 2,5 = 1,25 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv. +3.06..... $Q_e = 0,5 \times 2,5 = 1,25 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv.  $\pm 0,00$ ..... $Q_e = 0,5 \times 2,5 = 1,25 \text{ KN/m}^2$ .

**II.5.4. Détermination de l'effort total  $N_s$  repris par le poteau du RDC**

Pour ce faire, on doit procéder comme suit :

**a)- Le RDC (Niv.  $\pm 0,00$  m) voir schéma ci-dessus**

- Poteau ..... $(0,40 \times 0,30) \times 25 \times 2,66 = 7,98 \text{ KN}$ .  
 - Escalier ..... $2,30 \times 1,90 \times 6,22 = 27,18 \text{ KN}$ .  
 - Longrines ..... $(0,40 \times 0,30) \times (1,60 + 1,90 + 2,30 + 2,19) \times 25 = 23,97 \text{ KN}$ .  
 - Niv.  $\pm 0,00$ ..... $Q_e = (1,90 \times 2,30) \times 1,25 = 5,46 \text{ KN}$

$$N = \sum N_i = 64,59 \text{ KN.}$$

**b)- Étages courants voir schéma ci-dessus****Niv. (+3,06 ; +6,12 ; +9,18 ; +12,24 et 15,30 m)**

- Plancher ..... $[(2,30 + 2,19) \times 1,60 + (2,19 \times 1,90)] \times 5,19 = 58,88 \text{ KN}$ .  
 - Poutres .  
 • Poutres principales ..... $(0,40 \times 0,30) \times (2,30 + 2,19) \times 25 = 13,47 \text{ KN}$ .  
 • Poutres secondaires ..... $(0,30 \times 0,35) \times (1,60 + 1,90) \times 25 = 9,19 \text{ KN}$ .  
 - Escalier ..... $(1,90 \times 2,30) \times 6,22 = 26,12 \text{ KN}$ .  
 - Poteau ..... $(0,40 \times 0,30) \times 25 \times 2,66 = 7,98 \text{ KN}$ .  
 - Niv. Ci-dessus..... $Q_e = (1,90 \times 2,30) \times 1,25 = 5,46 \text{ KN}$ .  
 - Niv. Ci-dessus..... $Q_p = [(2,30 + 2,19) \times 1,60 + (2,19 \times 1,90)] \times 0,75 = 8,51 \text{ KN}$ .

$$N = \sum N_i = 129,61 \text{ KN.}$$

**Niv. +18,36 m**

- Plancher ..... $[(2,30+2,19) \times 1,60 + (2,19 \times 1,90)] \times 5,19 = 58,88 \text{ KN}$ .

- Poutres

- Poutres principales ... $(0,40 \times 0,30) \times (2,30+2,19) \times 25 = 13,47 \text{ KN}$ .
- Poutres secondaire.... $(0,30 \times 0,35) \times (1,60+1,90) \times 25 = 9,19 \text{ KN}$ .

- Escalier ..... $(1,90 \times 2,30) \times 6,22 = 26,12 \text{ KN}$ .

- Poteau ..... $(0,40 \times 0,30) \times 25 \times 2,66 = 7,98 \text{ KN}$ .

- Niv. +21,42..... $Q_e = (1,90 \times 2,30) \times 1,75 = 7,64 \text{ KN}$ .

- Niv. +21,42..... $Q_p = [(2,30+2,19) \times 1,60 + (2,19 \times 1,90)] \times 1,05 = 11,91 \text{ KN}$ .

$$N = \sum N_i = 135,19 \text{ KN.}$$

**Niv. +21,42 m**

- Plancher ..... $[(2,30+2,19) \times 1,60 + (2,19 \times 1,90)] \times 5,19 = 58,88 \text{ KN}$ .

- Poutres

- Poutres principales ..... $(0,40 \times 0,30) \times (2,30+2,19) \times 25 = 13,47 \text{ KN}$ .
- Poutres secondaires ..... $(0,30 \times 0,35) \times (1,60+1,90) \times 25 = 9,19 \text{ KN}$ .

- Escalier ..... $(1,90 \times 2,30) \times 6,22 = 26,12 \text{ KN}$ .

- Poteau ..... $(0,40 \times 0,30) \times 25 \times 2,66 = 7,98 \text{ KN}$ .

- Niv. +24,48..... $Q_e = (1,90 \times 2,30) \times 2 = 8,73 \text{ KN}$ .

- Niv. +24,48..... $Q_p = [(2,30+2,19) \times 1,60 + (2,19 \times 1,90)] \times 1,2 = 13,61 \text{ KN}$ .

$$N = \sum N_i = 137,98 \text{ KN.}$$

**Niv. +24,48 m**

- Plancher ..... $[(2,30+2,19) \times 1,60 + (2,19 \times 1,90)] \times 5,19 = 58,88 \text{ KN}$ .

- Poutres

- Poutres principales ..... $(0,40 \times 0,30) \times (2,30+2,19) \times 25 = 13,47 \text{ KN}$ .
- Poutres secondaires ..... $(0,30 \times 0,35) \times (1,60+1,90) \times 25 = 9,19 \text{ KN}$ .

- Escalier ..... $(1,90 \times 2,30) \times 6,22 = 26,12 \text{ KN}$ .

- Poteau ..... $(0,40 \times 0,30) \times 25 \times 2,66 = 7,98 \text{ KN}$ .

- Niv. +27,54..... $Q_e = (1,90 \times 2,30) \times 2,25 = 9,82 \text{ KN}$ .

- Niv. +27,54..... $Q_p = [(2,30+2,19) \times 1,60 + (2,19 \times 1,90)] \times 1,35 = 15,31 \text{ KN}$ .

$$N = \sum N_i = 140,77 \text{ KN.}$$

**c)- Terrasse**

**Niv. +27,54 m**

- Plancher .....  $[(2,30+2,19) \times 1,60 + (2,19 \times 1,90)] \times 4,70 = 53,32$  KN.

- Poutres

- Poutres principales .....  $(0,40 \times 0,30) \times (2,30+2,19) \times 25 = 13,47$  KN.

- Poutres secondaires .....  $(0,30 \times 0,35) \times (1,60+1,90) \times 25 = 9,19$  KN.

- Dalle pleine (salle des machines).....  $(2,30 \times 1,90) \times 5,32 = 23,25$  KN.

- Les charges de l'ascenseur

- Tous les équipements (voir chapitre I) ....  $1,2 \times (9,75 + 4,50) + 12 + 2,90 = 32$  KN.

- Poteau .....  $(0,40 \times 0,30) \times 25 \times 1,65 = 4,95$  KN.

- Niv. +29,54 .....  $Q_e = (1,90 \times 2,30) \times 1 = 4,36$  KN.

- Niv. +29,54 .....  $Q_p = [(2,30+2,19) \times 1,60 + (2,19 \times 1,90)] \times 1,5 = 11,34$  KN.

$$N = \sum N_i = 151,88 \text{ KN.}$$

**Niv. +29,54 m**

- Plancher .....  $(2,30 \times 1,90) \times 4,37 = 19,09$  KN.

- Poutres

- Poutres principales .....  $(0,40 \times 0,30) \times 2,30 \times 25 = 6,90$  KN.

- Poutres secondaires .....  $(0,30 \times 0,35) \times 1,90 \times 25 = 4,98$  KN.

- La toiture .....  $[(2,65+2,37) \times 1,60 + (2,37 \times 1,90)] \times 0,5 = 6,27$  KN.

$$N = \sum N_i = 37,24 \text{ KN.}$$

Comme nous l'avons indiqué ci-dessus, la section du poteau sera déterminée à l'ELS par

la formule suivante :  $A_b = \frac{N_s}{\sigma_{bc}} = \frac{N_s}{0,6 \cdot f_{c28}}$ . Avec  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

**Tableau.II.1. récapitulatif de la descente de charges**

Niveau [m]	$N_s = G+Q$ [KN]	$N_s$ cumulé [KN]	Section trouvée [cm <sup>2</sup> ]	Section adoptée [cm <sup>2</sup> ]
+ 29,54	37,24	37,24	36,10	35x35
+ 27,54	151,88	189,12	137,35	35x35
+ 24,48	140,77	346,8	231,2	35x35
+ 21,42	137,98	484,78	232,52	35x35
+ 18,36	135,19	619,97	433,31	35x35
+ 15,30	129,61	749,58	499,72	40x40
+ 12,24	129,61	879,19	586,12	40x40
+ 9,18	129,61	1008,8	672,53	40x40
+ 6,12	129,61	1138,41	758,95	45x45
+ 3,06	129,61	1268,02	845,34	45x45
± 0,00	64,59	1332,61	1332,61	45x45

:

On voit bien que les dimensions imposées par le règlement parasismique algérien, qui sont les suivantes :

- $(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ .
- $b_1 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm}$ .
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \rightarrow \frac{45}{45} = 1$ .

Sont bien satisfaites.

### II.5.5. Vérification des poteaux au flambement

Les éléments structuraux, tels que les poteaux sont soumis en permanence à des efforts très importants de compression, alors ils risquent de subir d'importantes déformations dues au flambement.

Afin d'éviter ce flambement, on doit limiter l'élanement  $\lambda$  des poteaux selon la formule

suivante :  $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$ .

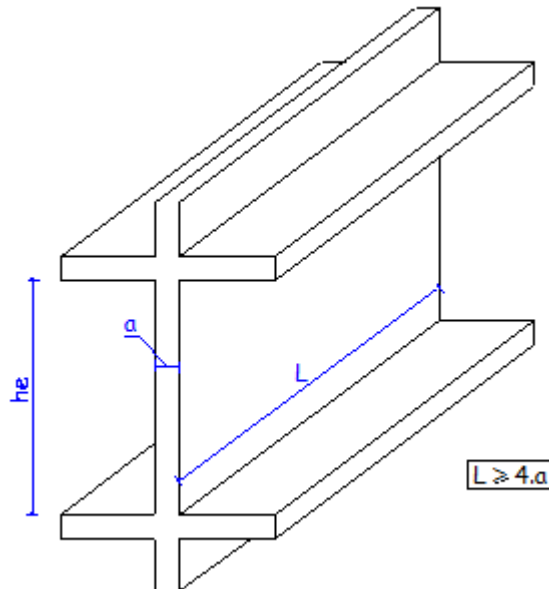
Avec :

- $l_f = 0,707 \cdot \ell_o = 0,707 \times 2,66 = 1,88 \text{ m}$  : longueur de flambement des poteaux.
- $i_1 = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{hb^3/12}{b \cdot h}} = \sqrt{\frac{45 \times 45^3/12}{45 \times 45}} = 12,99 \text{ cm}$  : le rayon de giration, qui est perpendiculaire au côté « h ».
- $i_2 = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{hb^3/12}{b \cdot h}} = \sqrt{\frac{45 \times 45^3/12}{45 \times 45}} = 12,99 \text{ cm}$  : le rayon de giration, qui est perpendiculaire au côté « b ».
- $\lambda_1 = \frac{l_f}{i_1} = \frac{188}{12,99} = 14,7 \leq 50$
- $\lambda_2 = \frac{l_f}{i_1} = \frac{188}{12,99} = 14,7 \leq 50$

On remarque que, le risque de flambement n'existe pas dans les deux directions.

**II.6. Les voiles**

Sont considérés comme voiles, les éléments satisfaisant à la condition  $\ell \geq 4a$



**FigII.5** Coupe en élévation d'un voile

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les voiles dont est constituée la structure de notre bâtiment ne comportent pas d'élément

raidisseurs aux extrémités, d'où leur épaisseur est :  $a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306-20}{20} = 14,3 \text{ cm}$ .

L'épaisseur des voiles sera de 20 cm.

# Chapitre III: Calcul des éléments

**III-1- Introduction**

La partie de calcul des éléments, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications.

**III-2- Les planchers**

Le pré dimensionnement a été effectué au chapitre II, donc nous avons à ferrailer la dalle de compression et les poutrelles.

**III.2.1. La dalle de compression**

La dalle de compression coulée sur place doit comporter un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser : [BAEL 91/B.6.8,423]

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections de ces armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\text{- si : } \ell_x \leq 50 \text{ cm} \quad \text{alors } A_c = \frac{200}{f_e}$$

$$\text{- si : } 50 \leq \ell_x \leq 80 \text{ cm} \quad \text{alors } A_c = \frac{200}{f_e} \times 0,02 \ell_x = \frac{4 \ell_x}{f_e}$$

Les armatures parallèles aux poutrelles doivent avoir une section A :  $A \text{ (cm}^2 \text{ / ml)} \geq \frac{A_c}{2}$

Avec :

$\ell_x$  : écartement entraxe des poutrelles.

$f_e$  : limite d'élasticité en MPa.

$A_c$  : armatures perpendiculaires aux poutrelles.

A : armatures parallèles aux poutrelles.

**A.N.**

$$\ell_x = 60 \text{ cm.}$$

$$f_e = 520 \text{ MPa.}$$

$$A_c = \frac{4 \times 60}{520} = 0,461 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A \text{ (cm}^2 \text{ / ml)} \geq \frac{0,461}{2} = 0,231 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

En tenant compte de l'indisponibilité de toutes les gammes de produit sur le marché, on est contraint d'adopter le treillis soudé suivant :

TSHA D / d E x e ( L x l )

TSHA 4.5/4.5 150x150 (480x240)

Qui vérifie largement les conditions ci-dessus.

L'ancrage du treillis soudé aux extrémités et le recouvrement doivent être effectués selon le BAEL 99 comme le montre la figure ci-dessous (Fig III.1) :

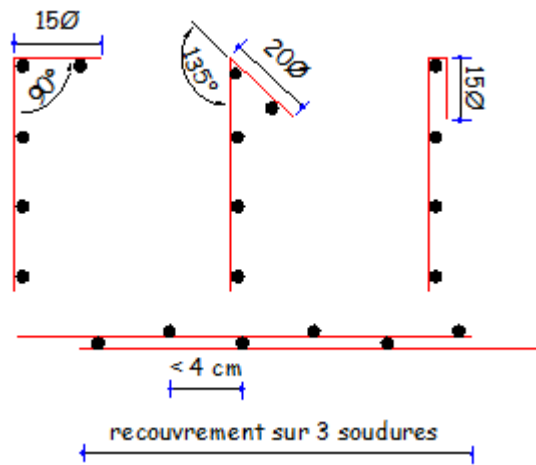


Fig.III.1.Ancrage aux extrémités du treillis soudé et recouvrement

**III.2.2. La poutrelle**

**A. Sens de disposition de la poutrelle**

Le sens de la disposition de la poutrelle est subordonné à deux critères qui sont les suivants :

- La poutrelle doit être disposée au mieux suivant le sens des petites portées.
- Il est vivement recommandé de choisir un seul et unique sens, pour avoir des poutres porteuses dans une seule direction ; parce que, cela a un rapport direct avec les poteaux.

Par conséquent, la poutrelle de notre bâtiment sera disposée parallèlement à la façade principale. (Fig.III.2)

**B. Etude avant coulage**

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités.

**B.1. Détermination des charges**

Les charges auxquelles la poutrelle est soumise sont comme suit : (FigIII.2)

- Poids propre du patin.....  $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids du corps creux.....  $0,95 \times 0,60 = 0,57 \text{ KN/ml}$
- Surcharge due à la main d'œuvre.....  $= 1,00 \text{ KN/ml}$

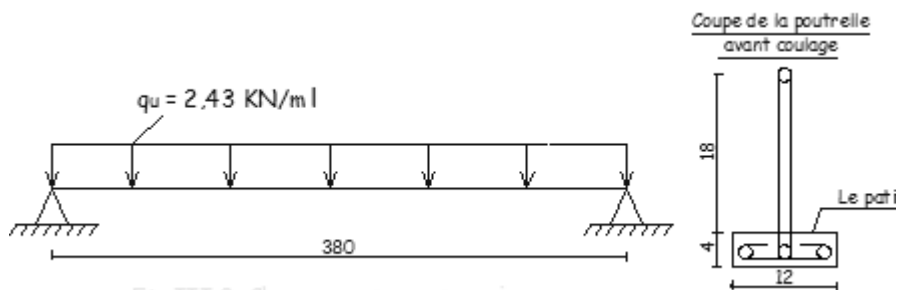


Fig.III.2. Charge vent avant coulage

Fig.III.2.Chargement avant coulage

**B.2. Calcul des sollicitations à l'ELU**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(0,12+0,57) + 1,5(1,00) = 2,43 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Moment en travée : } M_o = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{2,43 \times 3,80^2}{8} = 4,386 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T = \frac{q_u \times \ell}{2} = \frac{2,43 \times 3,80}{2} = 4,617 \text{ KN}$$

**B.3. Calcul des armatures**

La poutrelle est soumise à la flexion simple.

$$\mu = \frac{M_o}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4,386 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 6,434 > \mu_\ell = 0,392 \text{ pour les fe E400.}$$

$$\text{Avec } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

On constate que la section nécessite des aciers comprimés, et comme la section du béton est très faible, on ne peut pas disposer convenablement ses armatures, on est alors obligé de prévoir un système d'étayage sur lequel va reposer la poutrelle avant d'entamer les travaux.

**C. Etude après coulage**

Après le coulage du plancher, la dalle de compression et la poutrelle travaillent comme un monolithe, sous forme d'une poutre continue sur plusieurs appuis et dont la section résistante change de forme, autrement dit, sur l'appui la section est rectangulaire alors qu'en travée c'est une section en T.

Nous allons calculer la poutrelle du plancher de l'étage courant, parce qu'elle est plus sollicitée que celle de la terrasse, puis on adopte le même ferrailage pour la terrasse.

**C.1. Détermination des charges**

- Charges permanentes.....G = 5,19 x 0,60 = 3,114 KN/ml
- Charges d'exploitation.....Q = 1,5 x 0,60 = 0,90 KN/ml

**C.2. Combinaison des charges à l'ELU**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(3,114) + 1,5(0,90) = 5,55 \text{ KN/ml}$$

**C.3. Choix de la méthode de calcul**

Parmi toutes les méthodes de calcul des poutres continues qui existent, le BAEL 91 nous recommande la « méthode forfaitaire » qui est convenable pour des planchers à charge d'exploitation modérée tel que le plancher de notre bâtiment, et pour appliquer cette méthode notre poutre doit satisfaire quelques conditions qui sont les suivantes :

- La charge d'exploitation  $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN} / \text{m}^2)$ .
- La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.
- Les portées successives des poutres, sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- Les moments d'inertie des sections transversales sont identiques dans toutes les travées.

Toutes les conditions ci-dessus, sont satisfaites pour le cas de la poutrelle que nous allons étudier.

**C.3.1. Détermination des coefficients forfaitaires sur appuis**

La poutrelle de notre bâtiment comporte 5 travées, et les coefficients forfaitaires au niveau des appuis seront comme le montre la figure ci-dessous (Fig.III.3) :

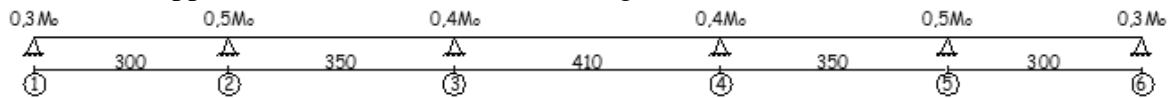


Fig.III.3. Coefficients forfaitaires sur appuis

Fig.III.3.Coefficient forfaitaire sur appuis

**C.3.2. Calcul du coefficient  $\alpha$**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{0,90}{0,90 + 3,114} = 0,224$$

**C.3.3. Calcul des moments en travée en fonction de  $M_o$**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \left( \frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max[1,05M_o ; (1 + 0,3\alpha)M_o] \\ M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_o \quad \text{travée de rive} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_o \quad \text{travée du milieu} \end{array} \right.$$

**A.N. :**

**a) Travées de rive (1-2) et (5-6)**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \left( \frac{0,3M_o + 0,5M_o}{2} \right) \geq \max[1,05M_o ; 1,067M_o] \\ M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,224)}{2} M_o \quad \text{travée de rive} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 0,667M_o \\ M_t \geq 0,634M_o \end{array} \right.$$

**b) Travées intermédiaires (2-3) et (4-5)**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \left( \frac{0,5M_o + 0,4M_o}{2} \right) \geq \max[1,05M_o ; 1,067M_o] \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times 0,224)}{2} M_o \quad \text{travée du milieu} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 0,617M_o \\ M_t \geq 0,534M_o \end{array} \right.$$

**c) Travée intermédiaire (3-4)**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \left( \frac{0,4M_o + 0,4M_o}{2} \right) \geq \max[1,05M_o ; 1,067M_o] \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times 0,224)}{2} M_o \quad \text{travée de rive} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 0,667M_o \\ M_t \geq 0,534M_o \end{array} \right.$$

**C.4. Diagramme final des moments fléchissants**

**a) Travées (1-2) et (5-6)**

$$M_o = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{5,55 \times 3^2}{8} = 6,244 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(1-2)} = M_{t(5-6)} = 0,667M_o = 0,667 \times 6,244 = 4,165 \text{ KN.m}$$

$$M_{a1} = M_{a6} = 0,3M_o = 0,3 \times 6,244 = 1,873 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2g} = M_{a5d} = 0,5M_o = 0,5 \times 6,244 = 3,122 \text{ KN.m}$$

**b) Travées (2-3) et (4-5)**

$$M_o = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{5,55 \times 3,5^2}{8} = 8,498 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(2-3)} = M_{t(4-5)} = 0,617M_o = 0,617 \times 8,498 = 5,243 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2d} = M_{a5g} = 0,5M_o = 0,5 \times 8,498 = 4,249 \text{ KN.m}$$

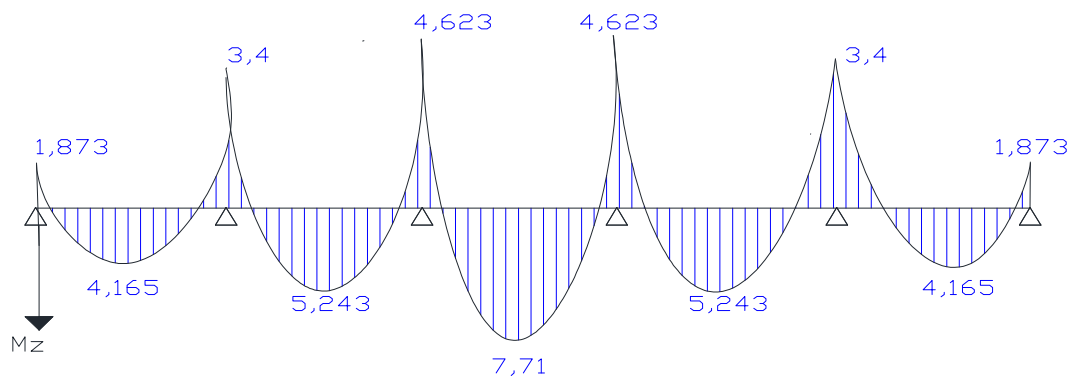
$$M_{a3g} = M_{a4d} = 0,4M_o = 0,4 \times 8,498 = 3,40 \text{ KN.m}$$

**c) Travée (3-4)**

$$M_o = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{5,55 \times 4,1^2}{8} = 11,557 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(3-4)} = 0,667M_o = 0,667 \times 11,557 = 7,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3d} = M_{a4g} = 0,4M_o = 0,4 \times 11,557 = 4,623 \text{ KN.m}$$


**Fig.III.4. Diagramme des moments fléchissant en [Kn]**
**C.5. Diagramme des efforts tranchants**
**a) Travées (1-2) et (5-6)**

$$V_u = \frac{q_u \times \ell}{2} = \frac{5,55 \times 3}{2} = 8,325 \text{ KN}$$

**b) Travées (2-3) et (4-5)**

$$V_u = \frac{q_u \times \ell}{2} = \frac{5,55 \times 3,5}{2} = 9,712 \text{ KN}$$

**c) Travées (3-4)**

$$V_u = \frac{q_u \times \ell}{2} = \frac{5,55 \times 4,1}{2} = 11,377 \text{ KN}$$

**N.B. :**

Dans la transmission des charges des poutrelles aux poutres, on peut admettre la discontinuité des différents éléments, exception faite toutefois :

- des travées de rive des poutrelles et des poutres où, sur le premier appui intermédiaire, il est tenu compte de la solidarité, soit en prenant en compte les moments de continuité adoptés, soit forfaitairement en majorant les réactions (efforts tranchants) correspondant aux travées indépendantes de 15% s'il s'agit de poutrelles à deux travées et de 10% s'il s'agit de poutrelles à plus de deux travées. (Fig.III.5)

Dans notre cas, on doit majorer de 10% l'effort tranchant du 1<sup>er</sup> et du 5<sup>ème</sup> appui.

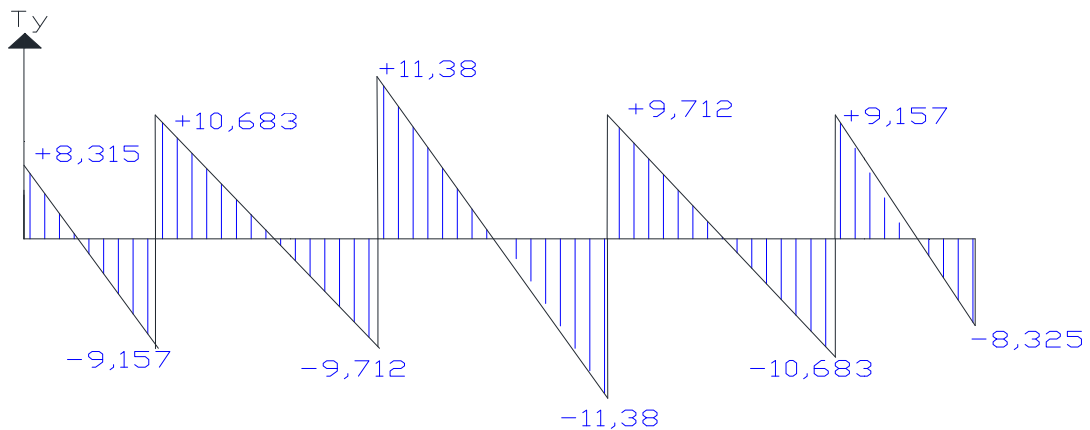
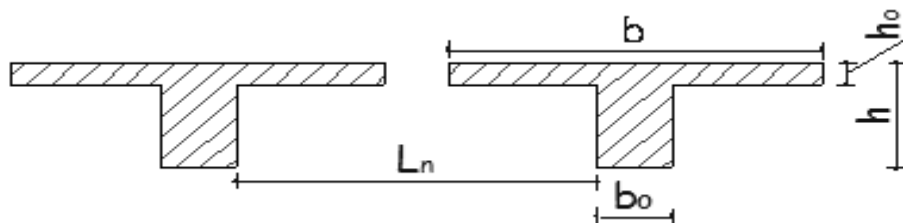


Fig.III.5. Diagramme des efforts tranchants en [Kn]

## C.6. Calcul des armatures

### C.6.1. Détermination des dimensions de la section sollicitée



FigIII.6 Caractéristiques géométriques des poutrelles

- $h = 20$  cm (hauteur totale du plancher).
- $b_o = 12$  cm (largeur du patin de la poutrelle).
- $h_o = 4$  cm (épaisseur de la table de compression).
- $b = 2b_1 + b_o$  cm (largeur de la table de compression).
- $L_n = 60 - 12 = 48$  cm (portée entre nus des poutrelles).
- $L = 410$  cm (portée de la plus grande travée).
- $b_1 \leq \min\left(\frac{L_n}{2}; \frac{L}{10}\right) = \left(\frac{48}{2}; \frac{410}{10}\right) \Rightarrow b_1 = 24$  cm.
- $b = 2b_1 + b_o = 2 \times 24 + 12 = 60$  cm.

**C.6.2. Armatures en travée**

On sait bien que la poutrelle de notre bâtiment est soumise à la flexion simple et que la participation de la table de compression dans la résistance est importante plus particulièrement en travée la où, la section de calcul à considérer est généralement une section en « T » lorsque l'axe neutre tombe dans l'âme sinon c'est une section rectangulaire (b,h).

La poutrelle sera préfabriquée sur chantier, et pour des raisons de facilité de réalisation on va uniformiser le ferrailage de toutes les poutrelles, et pour ce faire nous allons adopter la section la plus sollicitée et puis on ferraille avec.

- Le moment maximum en travée est

$$M_{\max} = 7,71 \text{ KN.m}$$

- Le moment équilibré par la table de compression

$$M_o = bh_o f_{bu} (d - 0,5h_o) = 0,6 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 (0,18 - 0,5 \times 0,04) = 54,528 \text{ KN.m}$$

- On remarque que

$$M_o > M_{\max}$$

Donc l'axe neutre passe par la table de compression, et par conséquent la calcul sera effectué en considérant une section rectangulaire (b=60 cm ; h=20 cm).

- Calcul du coefficient

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,71 \times 10^6}{600 \times 180^2 \times 14,2} = 0,028 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow S.S.A.$$

$$\text{Avec } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Pour  $\mu = 0,028 \Rightarrow \beta = 0,986$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{7,71 \times 10^5}{0,986 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1,25 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3T8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

**C.6.3. Armatures sur appui**

Aux appuis, la table de compression est entièrement tendue, de ce fait, le calcul sera effectué en considérant une section rectangulaire (b=12 cm, h=20 cm) soumise au moment max.

$$M_{\max} = 4,623 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4,623 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14,2} = 0,084 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow S.S.A.$$

Pour  $\mu = 0,084 \Rightarrow \beta = 0,956$

$$A_s' = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{4,623 \times 10^5}{0,956 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 0,772 \text{ cm}^2 \text{ soit } 1T12 = 1,13 \text{ cm}^2$$

**C.6.4. Armatures transversales**

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de la section des armatures longitudinales. On utilise le plus souvent les aciers de nuance fe E235 et on considère la section la plus sollicitée par l'effort tranchant qui est dans notre cas l'appui « 3 » ou « 4 ».

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b_o}{10} ; \phi_\ell ; \frac{h}{35}\right) \text{ avec :}$$

$\phi_t$  : diamètre des armatures transversales.

$b_o = 12 \text{ cm}$  : largeur de la section du béton.

$h = 20 \text{ cm}$  : hauteur de la section du béton.

$\phi_\ell = 1,2 \text{ cm}$  : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{12}{10} ; 1,2 ; \frac{20}{35}\right) \text{ cm}$$

Soit :  $\phi_t = 6 \text{ mm}$

La section totale des aciers transversaux est la suivante :

$$A_t = 2\left(\frac{\pi \times \phi_t^2}{4}\right) = 0,565 \text{ cm}^2$$

L'espaceur entre les cadres est comme suit :

Selon le BAEL91,

$$S_t \leq \min\left(0,9d ; 40 \text{ cm} ; \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_o}\right) \Leftrightarrow S_t \leq \min(16,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 47,08 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_o (\tau_u - 0,3 \times k \times f_{t28})} = \frac{0,8 \times 0,565 \times 400}{12(0,976 - 0,3 \times 1 \times 2,1)} = 43,54 \text{ cm.}$$

Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$  sur  $l' = 2h = 40 \text{ cm}$  à partir de  $5 \text{ cm}$  du nu d'appui et  $S_t = 15 \text{ cm}$  en travée.

**C.7. Vérifications à l'ELU****C.7.1. Condition de non fragilité**

Une poutre est considérée non fragile lorsque la section des armatures tendues, travaillant à la limite élastique, est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite. Ce moment est calculé avec le diagramme de Navier en section homogène...

Pour une poutre de section rectangulaire (c'est notre cas) de largeur « b » en travée, de largeur « b<sub>o</sub> » sur appui et de hauteur utile « d », comportant une armature tendue de section A<sub>s</sub>, la condition de non fragilité à vérifier aussi bien en travée que sur appui est la suivante selon le BAEL 91 :

a) En travée :

$$A_{\min} = 0,23b_o d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 1,51 \text{ cm}^2$$

b) Sur appui :

$$A_{\min} = 0,23b_o d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 1,13 \text{ cm}^2$$

**C.7.2. Vérification des contraintes tangentielles**

Les armatures d'âme (armatures transversales) sont perpendiculaires à la fibre moyenne ainsi que la fissuration est peu préjudiciable, comme il est indiqué ci-dessus, le BAEL 91 donne la contrainte tangentielle admissible suivante :

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

La contrainte tangentielle maximale dans notre poutre est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o d} = \frac{21,09 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,976 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

**C.7.3. Influence de l'effort tranchant aux appuis**

Deux vérifications sont à effectuer au droit de l'appui : la section des armatures inférieures et la contrainte de pression dans la bielle d'about.

**a) Influence sur le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u \sqrt{2}}{b_o \frac{a}{\sqrt{2}}} = \frac{2 V_u}{b_o a} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0,267 \times b_o \times a \times f_{c28}$$

$$\frac{3,75 \times V_u}{b_o f_{c28}} < a \leq 0,9d$$

Sur l'appui intermédiaire (appui N° 3) de notre poutre continue, nous allons vérifier si l'effort tranchant calculé à l'ELU ( $V_u = 11,33 \text{ KN}$ ) n'est pas plus grand que l'effort que va donner  $V_u = 0,267 \times b_o \times a \times f_{c28}$  en considérant la valeur de  $a = 0,9d$  la plus défavorable.

**A.N. :**

$$V_u = 0,267 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 25 \times 10^3 = 129,76 \text{ KN} \gg 11,33 \text{ KN}.$$

**b) Influence sur les armatures inférieures**

La force  $V_u \sqrt{2}$  aura toujours pour composante horizontale  $V_u$  ; mais à  $V_u$  s'opposera la

résultante des compressions  $\frac{M_u}{z}$ .

- Si  $\frac{M_u}{z} > V_u$ , l'armature inférieure ne sera soumise à aucun effort de traction.

- Si  $\frac{M_u}{z} < V_u$ , la section d'armatures nécessaires pour équilibrer l'effort tranchant ultime  $V_u$

doit vérifier selon le BAEL 91, la condition suivante :

$$V_u - \left| \frac{M_u}{0,9 d} \right| \leq A \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Où  $M_u$  est le moment de continuité pouvant coexister avec l'effort tranchant  $V_u$ .

**A.N. :**

$$V_u - \left| \frac{M_u}{0,9 d} \right| \leq A \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A \geq \left( \frac{\gamma_s}{f_e} \right) \left( V_u - \left| \frac{M_u}{0,9 d} \right| \right) = \left( \frac{1,15}{400} \right) \left( 11,33 \times 10^3 - \frac{4,623 \times 10^6}{0,9 \times 180} \right) = -49,47$$

Finalement, on constate que l'effort tranchant  $V_u$  n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

**C.7.4 Longueur du scellement droit**

$$- \ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{\phi f_e}{4 (0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28})} = \frac{1,2 \times 400 \times 10^2}{4 (0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 \times 10^2)} = 42,33 \text{ cm}$$

$$- f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$- \psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers à haute adhérence.}$$

$$- \psi_s = 1 \text{ pour les ronds lisses.}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A ; **Donc : Lc = 18cm**

**C.7.5. Vérification de la condition de non-écrasement du béton**

Dans toute partie courbe de barre, de diamètre  $\phi$ , le rayon moyen  $r$  de courbure doit satisfaire à l'inégalité suivante :

$$\frac{r}{\phi} \geq 0,2 \left( 1 + \frac{\phi}{e_r} \right) \nu \frac{\sigma_s}{f_{c28}}$$

$e_r = 2 \text{ cm}$  : distance du centre de courbure à la paroi dont la proximité augmente le danger d'éclatement du béton.

$\nu$  : est un coefficient numérique égal à l'unité pour une barre isolée (le cas de notre poutrelle).

$\nu$  : égal à  $\frac{5}{3}$  pour une barre faisant partie d'un ensemble de barres disposées en un seul lit

(Voir chapitre 9 sur les poutres principales et secondaires).

$\nu$  : égal à  $\frac{7}{3}$  pour une barre faisant partie d'un ensemble de barres disposées en deux lits (Voir

chapitre 9 sur les poutres principales et secondaires).

$$\text{A.N. : } \frac{r}{\phi} \geq 0,2 \left( 1 + \frac{\phi}{e_r} \right) \nu \frac{\sigma_s}{f_{c28}} \Leftrightarrow \frac{6,6}{1,2} \geq 0,2 \left( 1 + \frac{1,2}{2} \right) 1 \frac{400}{25} \Leftrightarrow 5,5 \geq 5,12$$

**C.7.6. Vérification des barres vis-à-vis de l'entraînement**

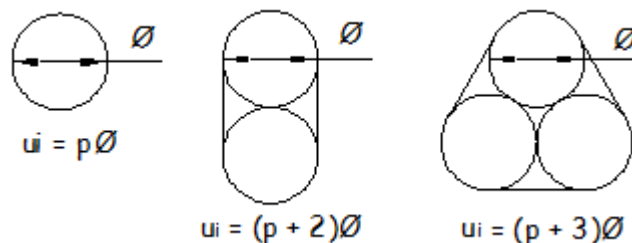
La contrainte d'adhérence d'entraînement  $\tau_{se}$  sur un paquet de barres (ou une barre isolée) (Fig.III.7) faisant partie de l'armature tendue d'une poutre est donnée par l'expression :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d A_s} \times \frac{A_{si}}{u_i}$$

Avec :  $A_s$  : section totale des armatures tendues.

$A_{si}$  : section d'un paquet de barres.

$u_i$  : périmètre minimal circonscrit à la section du paquet.



FigIII.7 Périmètre minimaux circonscrit

La contrainte  $\tau_{se}$  doit être inférieure à la valeur ultime :  $\tau_{se,u} = \psi_s f_{t28}$  ; toutefois, cette justification ne s'impose en général que dans les cas suivants :

- paquets de trois barres.
- armatures en chapeaux des poutres continues soumises à des forces concentrées.

**A.N. :** le risque d'entraînement est au niveau de l'appui N°3.

$$\tau_{se} = \frac{11,33 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 2,26} \times \frac{2,26}{(\pi + 2) \times 12} = 1,132 \text{ MPa} < \tau_{se,u} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

**C.8. Vérifications à l'ELS****C.8.1. Détermination des charges**

- Charges permanentes.....G = 5,19 x 0,60 = 3,114 KN/ml
- Charges d'exploitation.....Q = 1,5 x 0,60 = 0,90 KN/ml

**C.8.2. Combinaison des charges**

$$q_s = G + Q = 3,114 + 0,90 = 4,014 \text{ KN/ml}$$

**C.8.3. Calcul des moments en travées et aux appuis**

De la même manière qu'à l'ELU, c'est-à-dire, avec la méthode forfaitaire.

**a) Travées (1-2) et (5-6)**

$$M_o = \frac{q_s \times \ell^2}{8} = \frac{4,014 \times 3^2}{8} = 4,516 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(1-2)} = M_{t(5-6)} = 0,667 M_o = 0,667 \times 4,516 = 3,012 \text{ KN.m}$$

$$M_{a1} = M_{a6} = 0,3 M_o = 0,3 \times 4,516 = 1,355 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2g} = M_{a5d} = 0,5 M_o = 0,5 \times 4,516 = 2,258 \text{ KN.m}$$

**b) Travées (2-3) et (4-5)**

$$M_o = \frac{q_s \times \ell^2}{8} = \frac{4,014 \times 3,5^2}{8} = 6,146 \text{ KN.m}$$

$$M_{i(2-3)} = M_{i(4-5)} = 0,617M_o = 0,617 \times 6,146 = 3,792 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2d} = M_{a5g} = 0,5M_o = 0,5 \times 6,146 = 3,073 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3g} = M_{a4d} = 0,4M_o = 0,4 \times 6,146 = 2,458 \text{ KN.m}$$

**c) Travée (3-4)**

$$M_o = \frac{q_s \times \ell^2}{8} = \frac{4,014 \times 4,1^2}{8} = 8,434 \text{ KN.m}$$

$$M_{i(3-4)} = 0,667M_o = 0,667 \times 8,434 = 5,625 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3d} = M_{a4g} = 0,4M_o = 0,4 \times 8,434 = 3,373 \text{ KN.m}$$

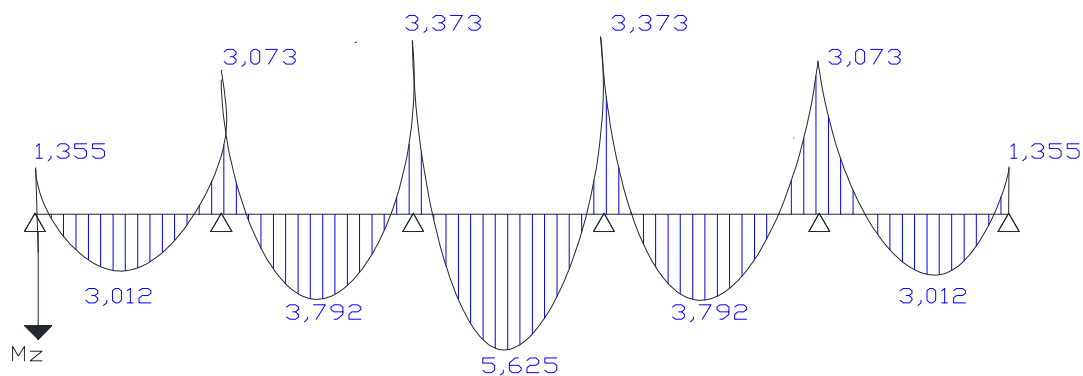


Fig.III.8. Diagramme des moments fléchissant en [Kn]

**C.8.4. Calcul des efforts tranchants****a) Travées (1-2) et (5-6)**

$$V_s = \frac{q_s \times \ell}{2} = \frac{4,014 \times 3}{2} = 6,021 \text{ KN}$$

**b) Travées (2-3) et (4-5)**

$$V_s = \frac{q_s \times \ell}{2} = \frac{4,014 \times 3,5}{2} = 7,024 \text{ KN}$$

**c) Travées (3-4)**

$$V_s = \frac{q_s \times \ell}{2} = \frac{4,014 \times 4,1}{2} = 8,229 \text{ KN}$$

**N.B. :**

Dans la transmission des charges des poutrelles aux poutres, on peut admettre la discontinuité des différents éléments, exception faite toutefois :

- des travées de rive des poutrelles et des poutres où, sur le premier appui intermédiaire, il est tenu compte de la solidarité, soit en prenant en compte les moments de continuité adoptés, soit forfaitairement en majorant les réactions (efforts tranchants) correspondant aux travées indépendantes de 15% s'il s'agit de poutrelles à deux travées et de 10% s'il s'agit de poutrelles à plus de deux travées. (Fig.III.9)

Dans notre cas, on doit majorer de 10% l'effort tranchant du 1<sup>er</sup> et du 5<sup>ème</sup> appui.

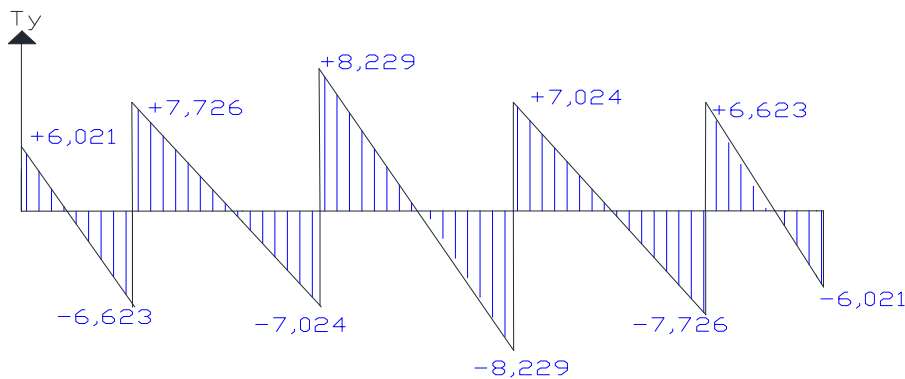


Fig.III.9. Diagramme des efforts tranchants en [Kn]

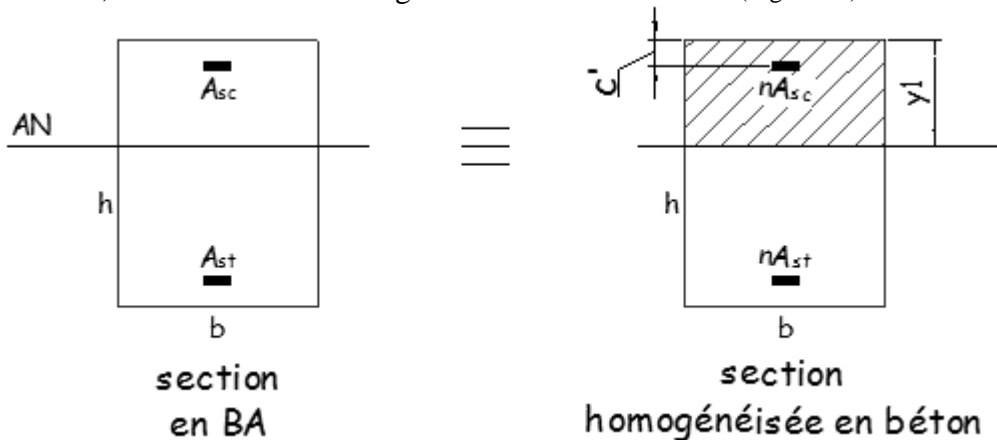
**C.8.5. Vérifications à l'état limite de service**

La contrainte maximale de compression du béton est limitée à l'ELS à  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$ , et la contrainte des aciers est fonction du risque de fissuration qui est peu préjudiciable (voir chapitre 1).

Étant données les sections (béton, aciers tendus et aciers comprimés) à l'ELU, on est tenu de vérifier si on risque pas de dépasser la contrainte admissible du béton et celle des aciers tendus ; ce dépassement est dû à la limitation des contraintes dans les aciers pour éviter la fissuration.

**- Vérification de l'état limite de compression du béton et de fissuration**

Pour ce faire, on doit d'abord homogénéiser la section en BA. (Fig.III.10)



FigIII.10 Homogénéisation des sections

Pour calculer la contrainte à un point quelconque M.

$$\sigma_M = \frac{M}{I} y$$

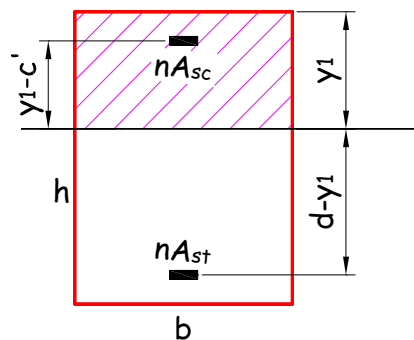
Pour calculer la valeur de  $y_1$ .

$$b \times y_1 \left( \frac{y_1}{2} \right) + nA_{sc} (y_1 - c') - nA_{st} (d - y_1) = 0$$

Pour calculer la valeur du moment d'inertie de la section homogénéisée  $I$ .

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + nA_{sc} (y_1 - c')^2 + nA_{st} (d - y_1)^2$$

Les points les plus sollicités sont comme suit : (Fig.III.11)



FigIII.11 Section homogénéisée

On sait, qu'à l'ELS le diagramme des déformations est linéaire, et on a le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ .

Donc :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = E_b \varepsilon_{bc} \\ \sigma_{sc} = E_s \varepsilon_{sc} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{sc} = \frac{E_s}{E_b} \sigma_{bc} \text{ à la limite du contact entre l'acier et le béton d'où sont}$$

issues les formules ci-dessous.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{sc} = n \frac{M_s}{I} (y_1 - c') \leq \bar{\sigma}_{sc}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s}{I} (d - y_1) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

**A.N. :**

**a) l'axe neutre**

On doit vérifier si l'axe neutre tombe dans la table :

$$bh_o^2 + 30A_{sc}(h_o - c') - 30A_{st}(d - h_o) \geq 0$$

$$60 \times 4^2 + 30 \times 1,13(4 - 2) - 30 \times 1,51(18 - 4) = 393,6 \geq 0$$

Calcul de  $y_1$  :

$$b \times y_1 \left( \frac{y_1}{2} \right) + nA_{sc} (y_1 - c') - nA_{st} (d - y_1) = 0$$

$$30y_1^2 + 39,6y_1 - 441,6 = 0$$

$$y_1 = 3,233 \text{ cm}$$

**b) Inertie**

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + nA_{sc}(y_1 - c')^2 + nA_{st}(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{60 \times 3,233^3}{3} + 15 \times 1,13(3,233 - 2)^2 + 15 \times 1,51(18 - 3,233)^2 = 5640,77 \text{ cm}^4$$

**c) Contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{5,625 \times 10^6}{5640,77 \times 10^4} \times 32,33 = 3,22 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

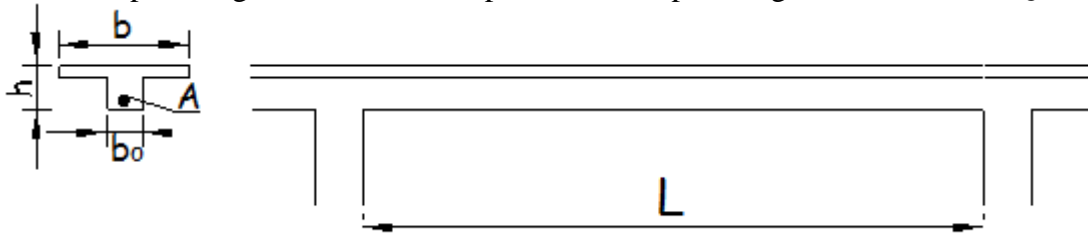
$$\sigma_{sc} = 15 \times \frac{5,625 \times 10^6}{5640,77 \times 10^4} (32,33 - 20) = 18,44 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{sc} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{5,625 \times 10^6}{5640,77 \times 10^4} (180 - 32,33) = 220,88 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

**- Vérification de l'état limite de déformation**

1) Vérification de la nécessité du calcul de la flèche

On considère la plus longue travée de notre poutre définie par la figure ci-dessous : (Fig.III.12)



FigIII.12 Dimensions de la section fléchie

$L$  : portée entre nus d'appuis.

$h$  : hauteur totale de la section droite.

$M_o$  : moment isostatique.

$M_t$  : moment maximal en travée.

$A$  : section de l'armature tendue correspondante.

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier.

On pourra se dispenser du calcul des déformations si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\text{a) } \frac{h}{L} > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{on a } \frac{20}{380} = 0,0526 \quad \text{donc, c'est pas vérifiée}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{20}{380} < \frac{1}{10} \frac{5,625}{8,434} \quad \text{non vérifiée}$$

$$c) \frac{A}{b_o d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{1,51}{12 \times 18} \leq \frac{4,2}{400} \quad \text{vérifiée}$$

Par conséquent, le calcul de la flèche est indispensable.

2) Le calcul de la flèche

$$f_v = \frac{M_t \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_o d} = \frac{1,51}{12 \times 18} = 0,007$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_o}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \frac{12}{60}\right) 0,007} = 5,769$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_o}{b}\right) \rho} = \frac{2}{5} \lambda_i = 2,307$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,007 \times 235,71 + 2,1} = 0,577$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b_o d} = \frac{100 \times 1,51}{12 \times 18} = 0,7 \rightarrow \beta_1 = 0,878$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{5,625 \times 10^6}{0,878 \times 180 \times 151} = 235,71 \text{ MPa}$$

$$V_1 = \frac{\sum S}{B_o} = \frac{b_o \frac{h^2}{2} + (b - b_o) \frac{h_o^2}{2} + 15 A_{st} d}{(b_o h) + (b - b_o) h_o + 15 A_{st}}$$

Avec :

$S$  : somme des moments statiques par rapport à la fibre supérieure.

$B_o$  : section homogénéisée.

$V_1$  : distance de la fibre supérieure à l'axe neutre.

$$V_1 = \frac{12 \frac{20^2}{2} + (60 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 1,51 \times 18}{(12 \times 20) + (60 - 12) 4 + 15 \times 1,51} = 7,02 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 12,98 \text{ cm}$$

$$I_o = \frac{b_o}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_{st} (d - V_1)^4$$

$$I_o = \frac{12}{3} (7,02^3 + 12,98^3) + 15 \times 1,51 (18 - 7,02)^2 = 12861,99 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{I_o}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{12861,99 \times 10^4}{1 + 2,307 \times 0,577} = 5517,47 \times 10^4 \text{ mm}^4.$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 10721,4 \text{ MPa.}$$

$$f_v = \frac{5,625 \times 10^6 \times 3800^2}{10 \times 10721,4 \times 5517,47 \times 10^4} = 13,73 \text{ mm} \gg \frac{L}{500} = \frac{3800}{500} = 7,6 \text{ mm.}$$

Par conséquent, on doit redimensionner la section du béton ou les sections d'aciers pour augmenter l'inertie et de ce fait réduire la flèche. Il est plus facile de redimensionner les sections des aciers ; choisissons  $A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2$  soit 3T12.

Vérification sous la nouvelle section d'acier :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_o d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0157$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_o}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \frac{12}{60}\right) 0,0157} = 2,572$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_o}{b}\right) \rho} = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,029$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0157 \times 110,13 + 2,1} = 0,592$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b_o d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,569 \rightarrow \beta_1 = 0,837$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{5,625 \times 10^6}{0,837 \times 180 \times 339} = 110,13 \text{ MPa}$$

$$V_1 = \frac{12 \frac{20^2}{2} + (60 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 18}{(12 \times 20) + (60 - 12) 4 + 15 \times 3,39} = 7,661 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 12,34 \text{ cm}$$

$$I_o = \frac{b_o}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_{st} (d - V_1)^4$$

$$I_o = \frac{12}{3} (7,661^3 + 12,34^3) + 15 \times 3,39 (18 - 7,661)^2 = 14750,45 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,10 \times I_o}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,10 \times 14750,45 \times 10^4}{1 + 1,029 \times 0,592} = 10083,16 \times 10^4 \text{ mm}^4.$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 10721,4 \text{ MPa.}$$

$$f_v = \frac{5,625 \times 10^6 \times 3800^2}{10 \times 10721,4 \times 10083,16 \times 10^4} = 7,51 \text{ mm} < \frac{L}{500} = \frac{3800}{500} = 7,6 \text{ mm.}$$

**A.N. :**

Cette augmentation de la section des armatures tendue qui est due à la flèche, provoquera une variation des contraintes plus particulièrement à l'ELS, que nous devons vérifier.

**a) L'axe neutre**

On doit vérifier si l'axe neutre tombe dans la table :

$$bh_o^2 + 30A_{sc}(h_o - c') - 30A_{st}(d - h_o) \geq 0$$

$$60 \times 4^2 + 30 \times 1,13(4 - 2) - 30 \times 3,39(18 - 4) = -396 < 0$$

La condition ci-dessus n'est pas vérifiée, donc l'axe neutre tombera dans la nervure.

Calcul de  $y_1$  :

$$bh_o \left( y_1 - \frac{h_o}{2} \right) + \frac{b_o (y_1 - h_o)^2}{2} + nA_{sc}(y_1 - c') - nA_{st}(d - y_1) = 0$$

$$6y_1^2 + 259,8y_1 - 1333,2 = 0$$

$$y_1 = 4,635 \text{ cm}$$

**b) Inertie**

$$I = \frac{bh_o^3}{12} + bh_o \left( y_1 - \frac{h_o}{2} \right)^2 + \frac{b_o (y_1 - h_o)^3}{3} + nA_{sc}(y_1 - c')^2 + nA_{st}(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{60 \times 4^3}{12} + 60 \times 4(4,635 - 2)^2 + \frac{12(4,635 - 4)^3}{3} + 15 \times 1,13(4,635 - 2)^2 + 15 \times 3,39(18 - 4,635)^2$$

$$I = 11188,07 \text{ cm}^4$$

**c) Contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{5,625 \times 10^6}{11188,07 \times 10^4} \times 46,35 = 2,33 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} = 15 \times \frac{5,625 \times 10^6}{11188,07 \times 10^4} (46,35 - 20) = 19,87 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{sc} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{5,625 \times 10^6}{11188,07 \times 10^4} (180 - 46,35) = 100,79 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

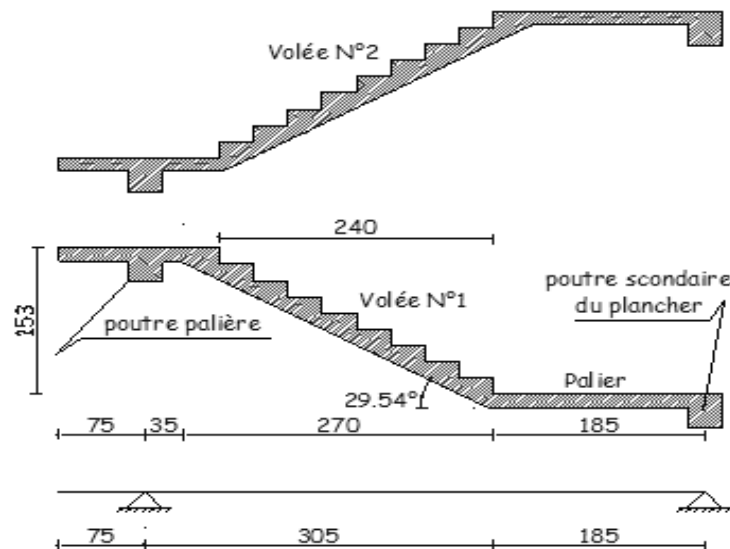
**Remarque**

Une fois les calculs terminés on constate que les contraintes au niveau des travées ont une valeur extrêmement petites en comparaison à celles des contraintes admissibles.

Des solutions doivent être trouvées afin d'atteindre l'objectif économique et sécuritaire optimal pour ce travail.

### III.3. Les escaliers

L'étude de notre escalier sera faite avec la méthode des trois moments (flexion simple), en considérant (1,30 m), en transformant la paillasse inclinée et les paliers en poutre équivalente horizontale reposant sur deux appuis simples (Fig.III.13).



FigIII.13 Dimensions des volées

#### III.3.1. Dimensionnement

##### A. La hauteur et le giron des marches et contremarches

$h$  : hauteur de la contremarche.

$g$  : giron de la marche.

$$15 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$26 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

$$g + 2h \approx 64 \text{ cm}$$

Compte tenu de la hauteur d'étage (3,06 m) imposée par l'architecte et des formules ci-dessus, la hauteur la plus convenable est  $h = 17 \text{ cm}$  avec  $2n = 18$  (nombre de hauteurs des deux volées).

Compte tenu de la portée horizontale de la paillasse (2,70 m) et des formules ci-dessus,

$$g = \frac{L}{n} = \frac{270}{9} = 30 \text{ cm.}$$

**B. Les paillasse et les paliers**

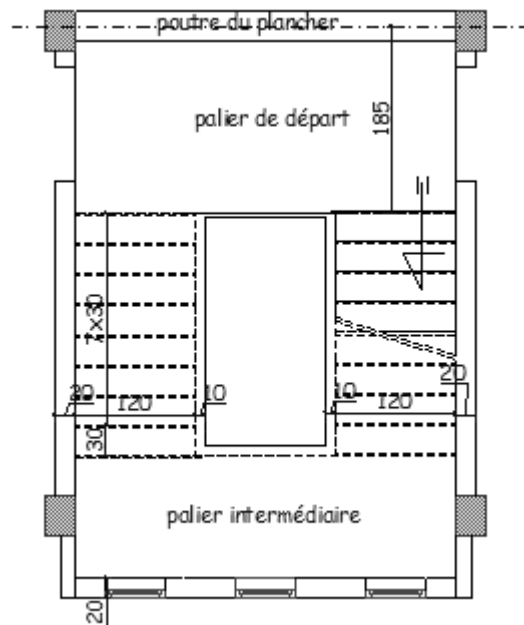
- Notre paillasse est sous forme d'une dalle pleine reposant sur deux appuis ; son épaisseur est donnée par :

$$l_o = \frac{9 \times 30}{\cos \alpha} + 35 + 185 = 530,34 \text{ cm.}$$

$$\frac{l_o}{30} \leq e \leq \frac{l_o}{20} \Leftrightarrow \frac{530,34}{30} \leq e \leq \frac{395,34}{20} \Leftrightarrow 17,67 \text{ cm} \leq e \leq 26,51 \text{ cm} \Rightarrow e = 18 \text{ cm.}$$

L'épaisseur de la console sera  $e = 10$

- Les paliers auront la même épaisseur que la paillasse c-à-d  $e=18$  cm. (Fig.III.14)



FigIII.14 Schéma de la vue en plan de l'escalier

**III.3.2. Détermination des charges et des surcharges****A. Charges permanentes****a) Paillasse**

$$e = \frac{0,18}{\cos(29,54)} = 0,207 \text{ cm.}$$

- poids propre de la paillasse :  $P_p = 0,207 \times 1,30 \times 25 = 6,727 \text{ KN/ml.}$

- poids propre des marches :  $P_m = \frac{0,17}{2} \times 1,30 \times 22 = 2,431 \text{ KN/ml.}$

- poids propre du revêtement :  $P_r = 0,85 \times 1,30 = 1,105 \text{ KN/ml.}$

- garde corps en maçonnerie :  $P_{m\grave{c}} = 0,90 \times 0,95 = 0,855 \text{ KN/m.}$

$$G = P_p + P_m + P_r + P_{m\grave{c}} = 11,118 \text{ KN/ml.}$$

**b) Palier**

- poids propre du palier :  $P_p = 0,18 \times 1,30 \times 25 = 5,85 \text{ KN/ml.}$

- poids propre du revêtement :  $P_r = 0,85 \times 1,30 = 1,105 \text{ KN/ml.}$

$$G = P_p + P_r = 6,955 \text{ KN/ml.}$$

**c) Console**

- poids propre de la console :  $P_p = 0,10 \times 1,30 \times 25 = 3,25$  KN/ml.

- poids propre du revêtement :  $P_r = 0,85 \times 1,30 = 1,105$  KN/ml.

- poids propre du mur extérieur :  $P_{m\grave{e}} = 1,80 \times 1,30 \times 4,45 = 10,413$  KN.

$$G = P_p + P_r = 4,355 \text{ KN/ml.}$$

$$G' = P_{m\grave{e}} = 10,413 \text{ KN.}$$

**B. Charges d'exploitations**

La charge d'exploitation est constante sur les trois éléments et égale à :

$$Q = 2,5 \times 1,30 = 3,25 \text{ KN/ml.}$$

**III.3.3. Étude à l'ELU****A. Combinaison des charges****a) Paillasse**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 11,118 + 1,5 \times 3,25 = 19,88 \text{ KN/ml.}$$

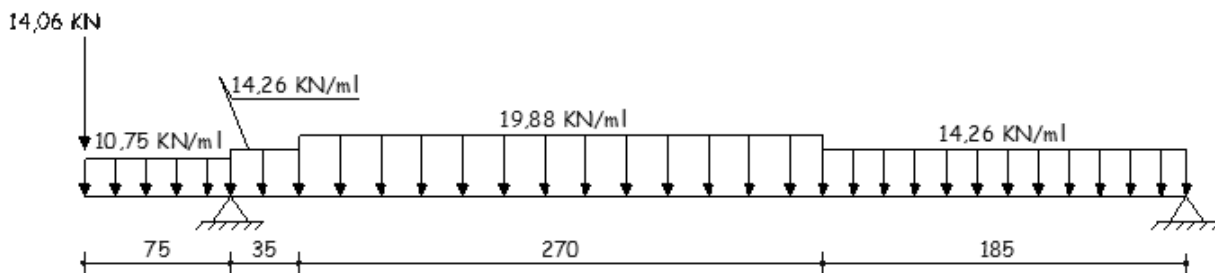
**b) Palier**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,955 + 1,5 \times 3,25 = 14,26 \text{ KN/ml.}$$

**c) Console**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,355 + 1,5 \times 3,25 = 10,75 \text{ KN/ml.}$$

$$q'_u = 1,35G = 1,35 \times 10,413 = 14,06 \text{ KN.}$$

**B. Calcul des sollicitations**

FigIII.15 Schéma statique de la volée N°01

En utilisant la méthode de R.D.M. pour la détermination des sollicitations d'une poutre isostatique, on obtient les équations des sollicitations par rapport à l'appui de droite :

$$M(x) = -7,13x^2 + 37,43x \quad 0 \leq x \leq 1,85$$

$$T(x) = -14,26x + 37,43 \quad 0 \leq x \leq 1,85$$

$$M(x) = -9,94x^2 + 47,828x - 9,619 \quad 1,85 \leq x \leq 4,55$$

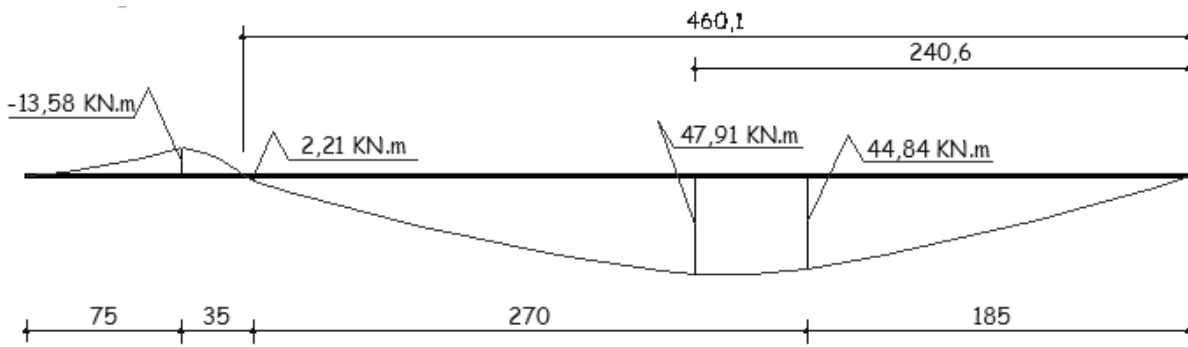
$$T(x) = -19,88x + 47,828 \quad 1,85 \leq x \leq 4,55$$

$$M(x) = -7,13x^2 + 22,256x + 48,552 \quad 4,55 \leq x \leq 4,90$$

$$T(x) = -14,26x + 22,256 \quad 4,55 \leq x \leq 4,90$$

$$M(x) = 5,375x^2 + 14,06 \quad 0 \leq x \leq 0,75$$

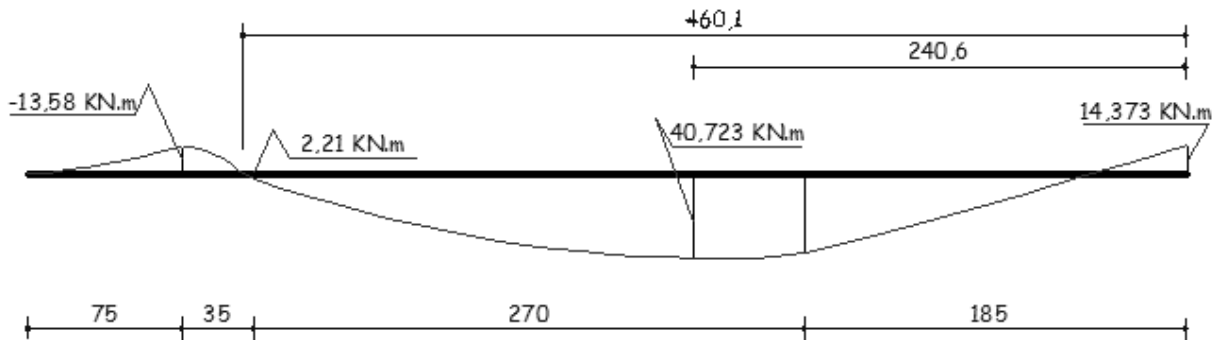
$$T(x) = 10,75x + 14,06 \quad 0 \leq x \leq 0,75$$



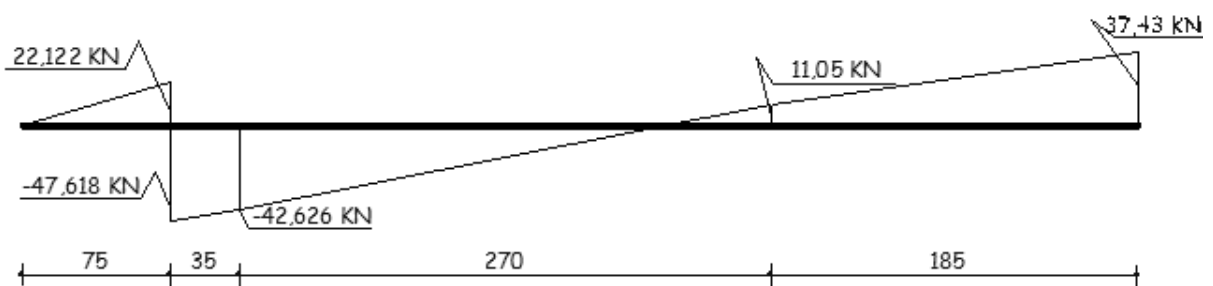
FigIII.16 Diagramme initial des moments fléchissant

**N.B. :**

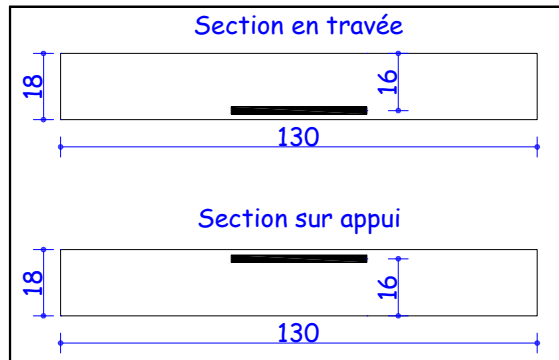
Afin de tenir compte du semi encastrement de l'extrémité droite, on apporte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment au niveau de l'appui ( $M = 0,3M_{\text{max}}$ ) et en travée ( $M = 0,85M_{\text{max}}$ ), ce qui donne le diagramme suivant : (Fig.III.17)



FigIII.17 Diagramme des moments fléchissants après correction



FigIII.18 Diagramme des efforts tranchants

**C. Calcul des armatures**

FigIII.19 Schéma des sections sur la travée et l'appui

**a) En travée**

- Le moment maximum en travée est

$$M_{t\max} = 40,723 \text{ KN.m}$$

- Calcul du coefficient

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{40,723 \times 10^6}{1300 \times 160^2 \times 14,2} = 0,086 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow S.S.A.$$

$$\text{Avec } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Pour  $\mu = 0,086 \Rightarrow \beta = 0,955$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{40,723 \times 10^5}{0,955 \times 16 \times 348 \times 10^2} = 7,658 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7T12 = 7,92 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement  $e = 18 \text{ cm}$ .

**b) Sur appui**

- Le moment maximum sur appui est

$$M_{t\max} = 14,373 \text{ KN.m}$$

- Calcul du coefficient

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{14,373 \times 10^6}{1300 \times 160^2 \times 14,2} = 0,030 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow S.S.A.$$

Pour  $\mu = 0,030 \Rightarrow \beta = 0,985$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{14,373 \times 10^5}{0,985 \times 16 \times 348 \times 10^2} = 2,62 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 7T2 = 7,9 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement  $15 \text{ cm}$ .

**c) Armatures de répartition**

- Sur appuis :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Leftrightarrow 0,88 \leq A_r \leq 1,76 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 7T10 = 5,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

avec un espacement  $e = 15 \text{ cm}$ .

- En travée :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Leftrightarrow 1,98 \leq A_r \leq 3,96 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 7T10 = 5,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

avec un espacement  $e = 15 \text{ cm}$ . (Fig.III.20)

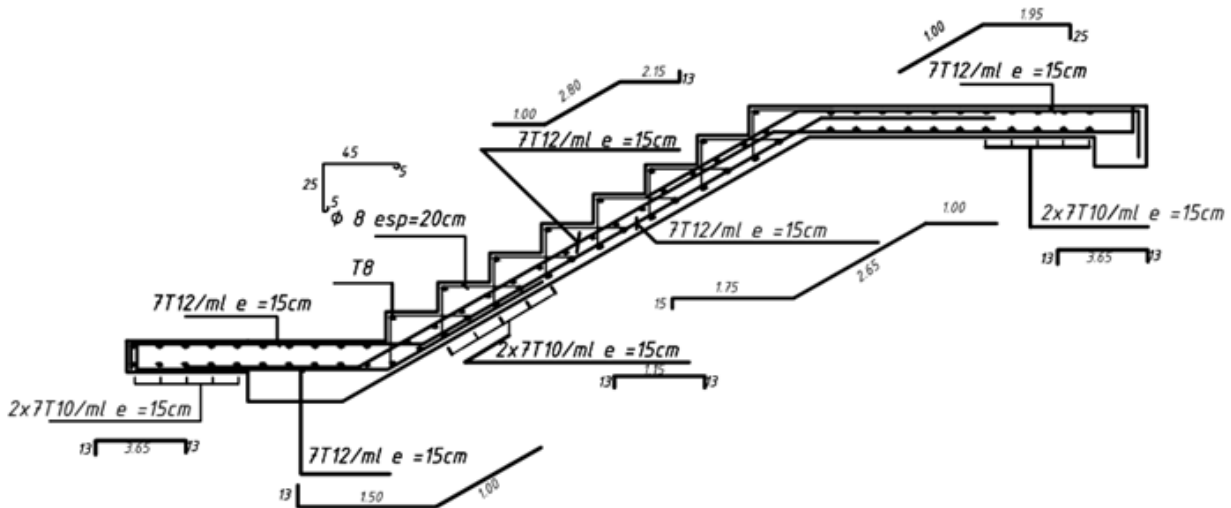


Figure III.20 schéma de ferrailage de la volée

### III.3.4. Vérifications à l'ELU

#### A. Condition de non fragilité

a) En travée

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,51 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 7,92 \text{ cm}^2$$

b) Sur appui

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,51 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 3,52 \text{ cm}^2$$

#### B. Contrainte tangentielle

La fissuration est peu préjudiciable et les cadres à 90°.

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

La contrainte tangentielle maximale est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{47,618 \times 10^3}{1300 \times 160} = 0,228 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

#### C. Influence de l'effort tranchant sur le béton et les armatures

a) Influence sur le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u \sqrt{2}}{b_o \frac{a}{\sqrt{2}}} = \frac{2 V_u}{b_o a} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0,267 \times b_o \times a \times f_{c28}$$

$$\frac{3,75 \times V_u}{b_o f_{c28}} < a \leq 0,9d$$

Au niveau de la poutre palière, l'effort tranchant est maximal et vaut ( $V_u = 69,74$  KN) n'est pas plus grand que l'effort que va donner  $V_u = 0,267 \times b \times a \times f_{c28}$  en considérant la valeur de  $a = 0,9d$  la plus défavorable.

**A.N. :**

$$V_u = 0,267 \times 1,30 \times 0,9 \times 0,16 \times 25 \times 10^3 = 1249,56 \text{ KN} \gg 69,74 \text{ KN.}$$

**b) Influence sur les armatures inférieures**

$$V_u - \left| \frac{M_u}{0,9d} \right| \leq A \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A \geq \left( \frac{\gamma_s}{f_e} \right) \left( V_u - \left| \frac{M_u}{0,9d} \right| \right) = \left( \frac{1,15}{400} \right) \left( 69,74 \times 10^3 - \frac{13,58 \times 10^6}{0,9 \times 160} \right) = -70,62$$

Finalement, on constate que l'effort tranchant  $V_u$  n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

**D. Vérification de la condition de non-écrasement du béton**

$$r = 5,5\phi = 5,5 \times 0,8 = 4,4 \text{ cm} : \text{ pour les barres à haute adhérence.}$$

$$\theta = 90^\circ : \text{ ancrage droit.}$$

$$\ell_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times (0,6 \times \psi_s \times f_{t28})} = 42,33 \text{ cm.}$$

$$\alpha = e^{\varphi \times \theta} = 1,87$$

$$\beta = \frac{e^{\varphi \times \theta} - 1}{\varphi} = 2,18$$

$$L_1 = ?$$

$$L_2 = b - c - \frac{\phi}{2} - r = 30 - 2 - \frac{0,8}{2} - 4,4 = 23,2 \text{ cm.}$$

$$L_1 = \frac{\ell_s - \beta r - L_2}{\alpha} = \frac{42,33 - 2,18 \times 4,4 - 23,2}{1,87} = 5,10 \text{ cm.}$$

Dans toute partie courbe de barre, de diamètre  $\phi$ , le rayon moyen  $r$  de courbure doit satisfaire à l'inégalité suivante :

$$\frac{r}{\phi} \geq 0,2 \left( 1 + \frac{\phi}{e_r} \right) \nu \frac{\sigma_s}{f_{c28}}$$

$e_r = 2$  cm : distance du centre de courbure à la paroi dont la proximité augmente

$$\text{A.N. : } \frac{r}{\phi} \geq 0,2 \left( 1 + \frac{\phi}{e_r} \right) \nu \frac{\sigma_s}{f_{c28}} \Leftrightarrow \frac{4,4}{0,8} \geq 0,2 \left( 1 + \frac{0,8}{2} \right) 1 \frac{400}{25} \Leftrightarrow 5,5 \geq 4,48$$

Les crochets des armatures aux appuis vont être à  $90^\circ$  avec  $L_1 = 6$  cm.

**E. Entraînement des armatures**

Le risque d'entraînement est au niveau de la poutre palière.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d A_s} \times \frac{A_{si}}{u_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{47,618 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 3,52} \times \frac{0,50}{\pi \times 12} = 1,246 \text{ MPa} < \tau_{seu} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

**III.3.5. Étude à l'ELS**

**A. Combinaison des charges**

**a) Paillasse**

$$q_s = G + Q = 11,118 + 3,25 = 14,368 \text{ KN/ml.}$$

**b) Palier**

$$q_s = G + Q = 6,955 + 3,25 = 10,205 \text{ KN/ml.}$$

**c) Console**

$$q_s = G + Q = 4,355 + 3,25 = 7,605 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = G = 10,413 = 10,413 \text{ KN}$$

**B. Calcul des sollicitations**

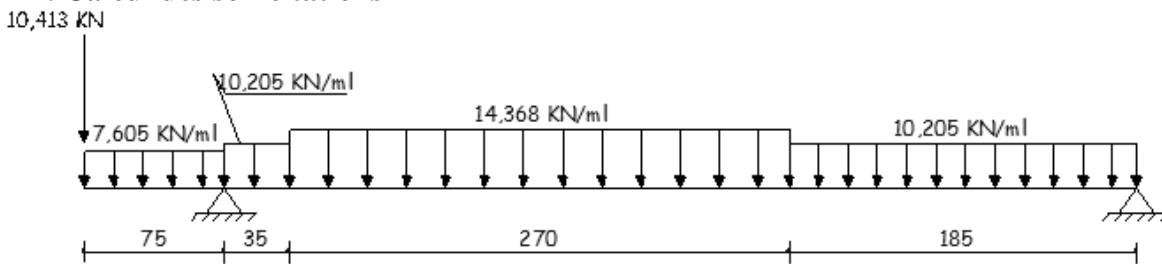


Fig.III.21. Schéma statique de la volée N°1

**Fig.III.21.Schéma statique de la volée N°1**

En utilisant la méthode de R.D.M. pour la détermination des sollicitations d'une poutre isostatique, on obtient les équations des sollicitations par rapport à l'appui de droite :

$$M(x) = -5,1025x^2 + 26,871x \quad 0 \leq x \leq 1,85$$

$$T(x) = -10,205x + 26,871 \quad 0 \leq x \leq 1,85$$

$$M(x) = -7,184x^2 + 34,571x - 7,124 \quad 1,85 \leq x \leq 4,55$$

$$T(x) = -14,368x + 34,571 \quad 1,85 \leq x \leq 4,55$$

$$M(x) = -5,1025x^2 + 15,63x + 35,968 \quad 4,55 \leq x \leq 4,90$$

$$T(x) = -10,205x + 15,63 \quad 4,55 \leq x \leq 4,90$$

$$M(x) = 5,1025x^2 + 10,413 \quad 0 \leq x \leq 0,75$$

$$T(x) = 10,205x + 10,413 \quad 0 \leq x \leq 0,75$$

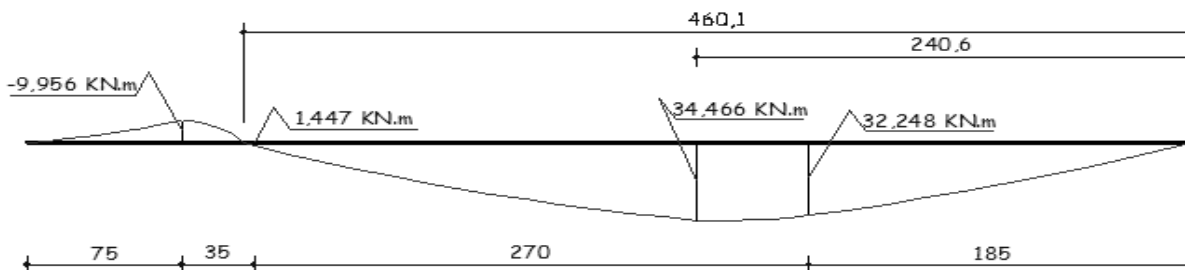


Fig.III.22. Diagramme initial des moments fléchissants

**Fig.III.22.Diagramme initial des moments fléchissant**

**N.B. :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de l'extrémité droite, on apporte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment au niveau de l'appui ( $M = 0,3M_{\text{tmax}}$ ) et en travée ( $M = 0,85M_{\text{tmax}}$ ), ce qui donne le diagramme suivant : (Fig.III.23)

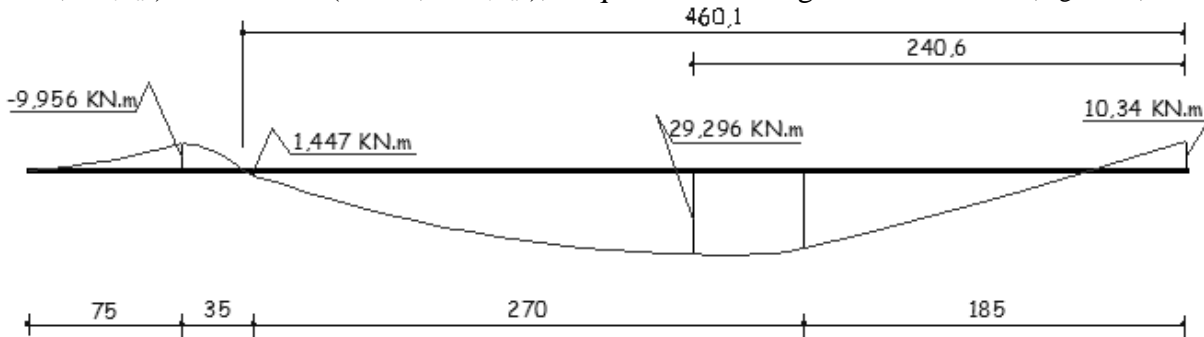


Fig.III.23. Diagramme des moments fléchissants après correction

**Fig.III.23. Diagramme des moments fléchissant après correction**

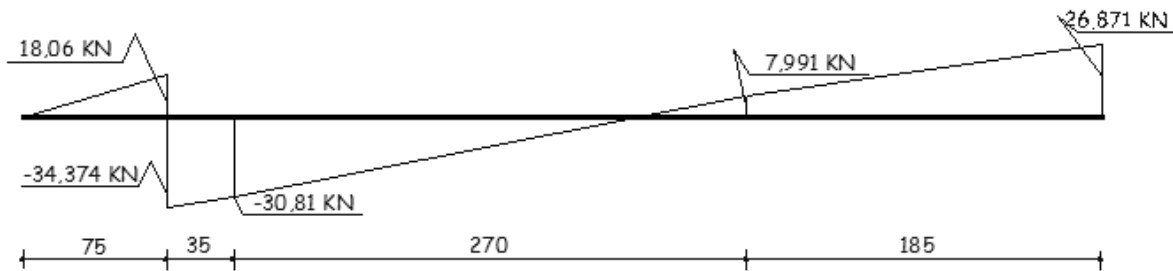


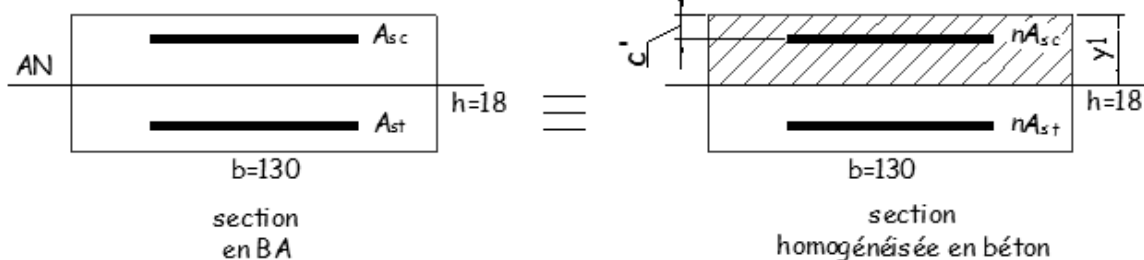
Fig.III.24. Diagramme des efforts tranchants

**Fig.III.24. Diagramme des efforts tranchants**

**III.3.6. Vérifications à l'ELS**

**A. L'état limite de compression du béton et d'ouverture des fissures**

Pour ce faire, on doit d'abord homogénéiser la section en BA. (Fig.III.25)



**FigIII.25 Homogénéisation des sections**

Pour calculer la contrainte à un point quelconque M.

$$\sigma_M = \frac{M}{I} y$$

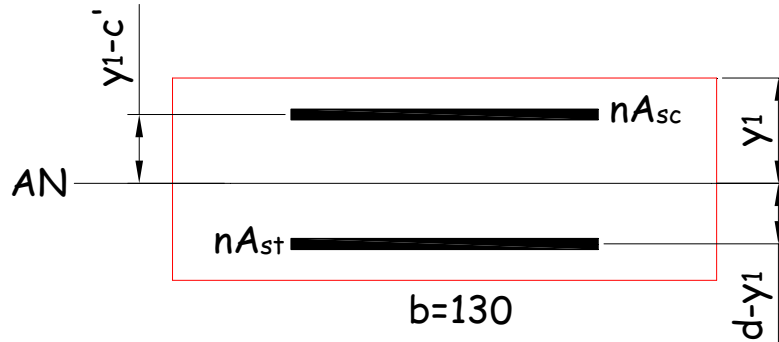
Pour calculer la valeur de  $y_1$ .

$$b \times y_1 \left( \frac{y_1}{2} \right) + nA_{sc} (y_1 - c') - nA_{st} (d - y_1) = 0$$

Pour calculer la valeur du moment d'inertie de la section homogénéisée  $I$ .

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + nA_{sc}(y_1 - c')^2 + nA_{st}(d - y_1)^2$$

Les points les plus sollicités sont comme suit :



On sait, qu'à l'ELS le diagramme des déformations est linéaire, et on a le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ .

Donc :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = E_b \varepsilon_{bc} \\ \sigma_{sc} = E_s \varepsilon_{sc} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{sc} = \frac{E_s}{E_b} \sigma_{bc} \text{ à la limite du contact entre l'acier et le béton d'où sont}$$

issues les formules ci-dessous.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{sc} = n \frac{M_s}{I} (y_1 - c') \leq \bar{\sigma}_{sc}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s}{I} (d - y_1) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

**A.N. :**

**a) l'axe neutre**

Calcul de  $y_1$  :

$$b \times y_1 \left( \frac{y_1}{2} \right) + nA_{sc}(y_1 - c') - nA_{st}(d - y_1) = 0$$

$$65y_1^2 + 118,8y_1 - 1900,8 = 0$$

$$y_1 = 4,57 \text{ cm}$$

**b) Inertie**

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + nA_{sc}(y_1 - c')^2 + nA_{st}(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{130 \times 4,57^3}{3} + 15 \times 7,92(16 - 4,57)^2 = 19656,52 \text{ cm}^4$$

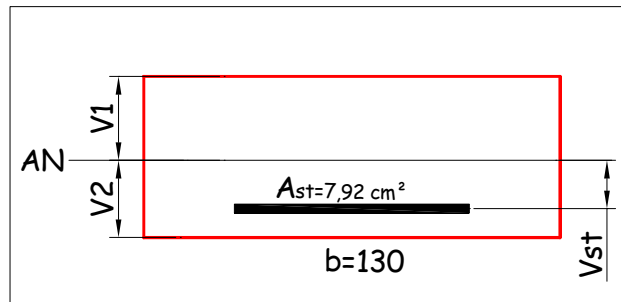
**c) Contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{29,296 \times 10^6}{19656,52 \times 10^4} \times 45,7 = 6,811 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{29,296 \times 10^6}{19656,52 \times 10^4} (160 - 45,7) = 255,53 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

**B. L'état limite de déformation**

$$f = \frac{5 \times q_{\max} \times L^4}{384 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$



$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa.}$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_{st} \times d}{bh + 15A_{st}} = \frac{\frac{130 \times 18^2}{2} + 15 \times 7,92 \times 16}{130 \times 18 + 15 \times 7,92} = 9,338 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,338 = 8,671 \text{ cm.}$$

$$I_{fv} = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_{st} (V_{st})^2 = \frac{130}{3} [(9,338)^3 + (8,671)^3] + 15 \times 7,92 (8,671 - 2)^2 = 68822,07 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{5 \times [(14,368 \times 2,7^4) + (10,205 \times 2,2^4)] \times 10^6}{384 \times 10818,86 \times 68822,07} = 0,175 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{490}{500} = 0,98 \text{ cm}$$

**III.4. La poutre palière**

La poutre palière est un élément de la structure supportant l'escalier, elle est encadrée à mi hauteur des poteaux.

**III.4.1. Prédimensionnement****a) hauteur**

$L = 380 \text{ cm}$  : portée de la poutre.

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow \frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10} \Leftrightarrow 25,33 \text{ cm} \leq h \leq 38 \text{ cm}$$

Selon le RPA99,  $h \geq 30 \text{ cm}$ .

On adopte  $h = 35 \text{ cm}$ .

**b) largeur**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Leftrightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Selon le RPA99,  $\begin{cases} b \geq 20 \\ h/b \leq 4 \end{cases}$

Vue l'importance de la portée et de l'épaisseur de notre escalier, on est contraint de choisir une largeur  $b = 30$  cm.

### III.4.2. Détermination des charges

- Poids propre de la poutre :  $0,35 \times 0,30 \times 25 = 2,625$  KN/ml.

a) poids propre de la paillasse :  $P_p = 0,207 \times 1,80 \times 25 = 9,315$  KN/ml.

- poids propre des marches :  $P_m = \frac{0,17}{2} \times 1,8 \times 22 = 3,366$  KN/ml.

- poids propre du revêtement :  $P_r = 0,85 \times 2,20 = 1,87$  KN/ml.

- Charge d'exploitation :  $Q = 2,5 \times 2,20 = 5,5$  KN/ml.

$$G = P_{pr} + P_p + P_m + P_r = 17,176 \text{ KN/ml.}$$

$$G' = PP_{m\grave{c}} = 1,11 \text{ KN.}$$

b) Palier (partie avant la poutre) :

- poids propre du palier :  $P_p = 0,18 \times 0,50 \times 25 = 2,25$  KN/ml.

- poids propre du revêtement :  $P_r = 0,85 \times 0,50 = 0,425$  KN/ml.

- garde corps en maçonnerie :  $P_{m\grave{c}} = 0,90 \times 0,95 = 8,55$  KN/ml.

- Charge d'exploitation :  $Q = 0,5 \times 2,5 = 1,25$  KN/ml.

$$G = P_p + P_r + P_{m\grave{c}} = 3,53 \text{ KN/ml.}$$

c) Console :

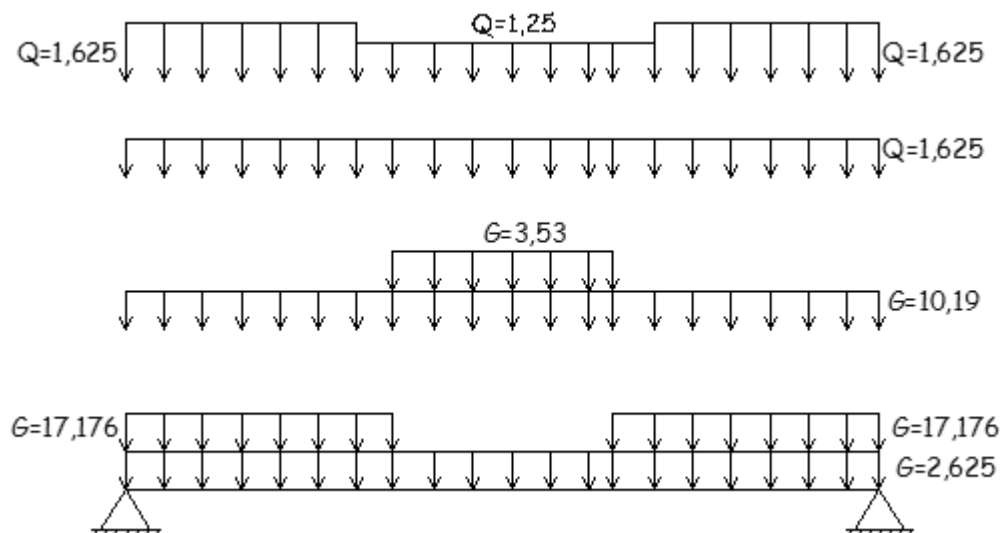
- poids propre de la console :  $P_p = 0,10 \times 0,60 \times 25 = 1,5$  KN/ml.

- poids propre du revêtement :  $P_r = 0,85 \times 0,80 = 0,68$  KN/ml.

- poids propre du mur extérieur :  $P_{m\grave{c}} = 1,80 \times 4,45 = 8,01$  KN/ml.

- Charge d'exploitation :  $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625$  KN/ml.

$$G = P_p + P_r + P_{m\grave{c}} = 10,19 \text{ KN/ml.}$$



FigIII.26.Chargement de la poutre palière

a) l'ELU :

$$q_u^1 = 1,35(10,19 + 17,176) + 1,5(1,625 + 1,625) = 41,778 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u^2 = 1,35(3,53 + 10,19 + 2,625) + 1,5(1,25 + 1,625) = 26,378 \text{ KN/ml.}$$

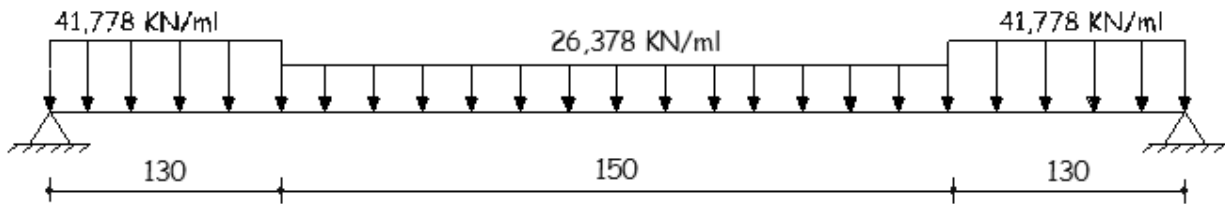
b) l'ELS :

$$q_s^1 = (10,19 + 17,176) + (1,625 + 1,625) = 30,616 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s^2 = (3,53 + 10,19 + 2,625) + (1,25 + 1,625) = 19,22 \text{ KN/ml.}$$

### III.4.3. Etude de la poutre à l'ELU

#### A. Détermination des sollicitations



FigIII.27Chargement a L'ELU

En utilisant la méthode de R.D.M. pour la détermination des sollicitations d'une poutre isostatique, on obtient les équations des sollicitations par rapport à l'appui de droite :

$$M(x) = -20,889x^2 + 74,09x \quad 0 \leq x \leq 1,30$$

$$T(x) = -41,778x + 74,09 \quad 0 \leq x \leq 1,30$$

$$M(x) = -13,189x^2 + 54,07x + 18,157 \quad 1,30 \leq x \leq 2,80$$

$$T(x) = -26,378x - 54,07 \quad 1,30 \leq x \leq 2,80$$

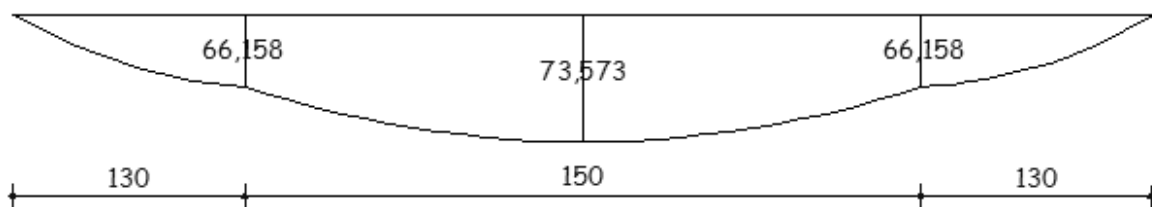


Fig.III.28. Diagramme initial des moments fléchissants [KN.m]

Fig.III.28.Diagramme initial des moments fléchissant

#### **N.B. :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de l'extrémité droite, on apporte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment au niveaux de l'appui ( $M = 0,3M_{tmax}$ ) et en travée ( $M = 0,85M_{tmax}$ ), ce qui donne le diagramme suivant :

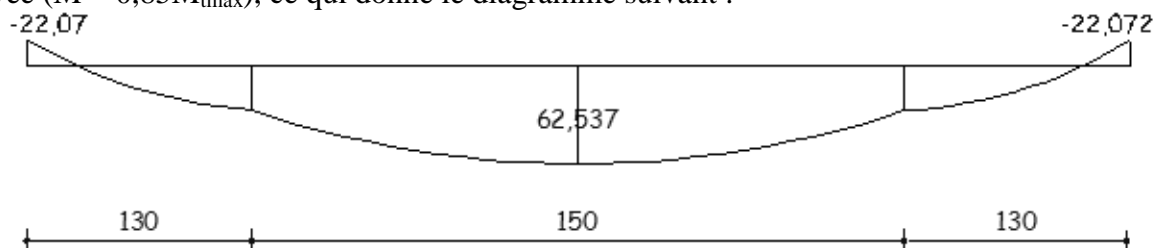


Fig.III.29.Diagramme des moments fléchissant

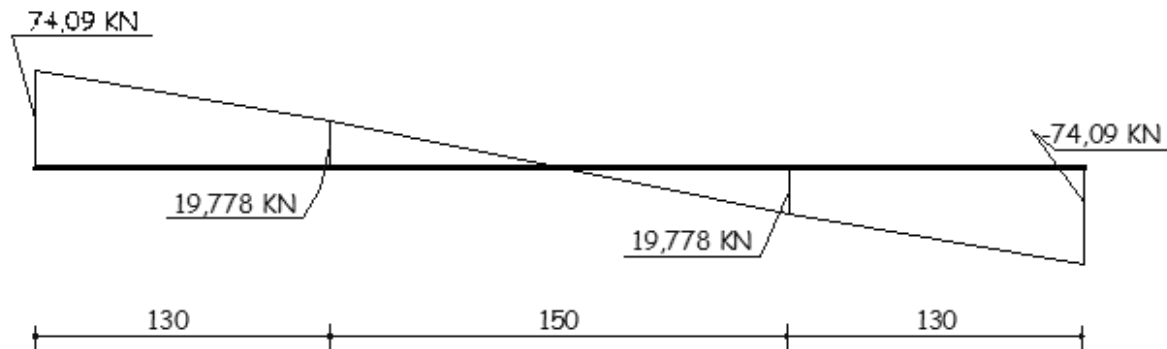


Fig.III.30. Diagramme des efforts tranchants

Fig.III.30. Diagramme des efforts tranchants

## B. Calcul des armatures

### a) En travée

- Le moment maximum en travée est

$$M_{t \max} = 62,537 \text{ KN.m}$$

- Calcul du coefficient

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{62,537 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14,2} = 0,134 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\text{Avec } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Pour  $\mu = 0,134 \Rightarrow \beta = 0,928$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{62,537 \times 10^5}{0,928 \times 33 \times 348 \times 10^2} = 5,868 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3\text{T}16 = 6,03 \text{ cm}^2$$

### b) Sur appui

- Le moment maximum sur appui est

$$M_{t \max} = 22,07 \text{ KN.m}$$

- Calcul du coefficient

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{22,07 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14,2} = 0,048 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

Pour  $\mu = 0,048 \Rightarrow \beta = 0,975$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{22,07 \times 10^5}{0,975 \times 33 \times 348 \times 10^2} = 1,97 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3\text{T}14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

**c) Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b}{10}; \phi_\ell; \frac{h}{35}\right) \text{ avec : } \phi_t : \text{diamètre des armatures transversales.}$$

$b = 30 \text{ cm}$  : largeur de la section du béton.

$h = 35 \text{ cm}$  : hauteur de la section du béton.

$\phi_\ell = 1,6 \text{ cm}$  : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{30}{10}; 1,6; \frac{35}{35}\right) = 1,167 \text{ cm}$$

Soit :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

La section totale des aciers transversaux est la suivante :

$$A_t = 4\left(\frac{\pi \times \phi_t^2}{4}\right) = 4\left(\frac{\pi \times 0,8^2}{4}\right) = 2,009 \text{ cm}^2$$

L'espacement entre les cadres est comme suit :

Selon le BAEL91,

$$S_t \leq \min\left(0,9d; 40 \text{ cm}; \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b}\right) = (29,7 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 66,96 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_o(\tau_u - 0,3 \times k \times f_{t28})} = \frac{0,8 \times 2,009 \times 400}{30(0,748 - 0,3 \times 1 \times 2,1)} = 181,6 \text{ cm.}$$

Selon le RPA99,  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_\ell; 30 \text{ cm}\right) = \left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,6; 30 \text{ cm}\right)$

Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$  sur  $l' = 2h = 70 \text{ cm}$  à partir de  $5 \text{ cm}$  du nu d'appui et  $S_t = 15 \text{ cm}$  en travée.  
(Fig.III.31)

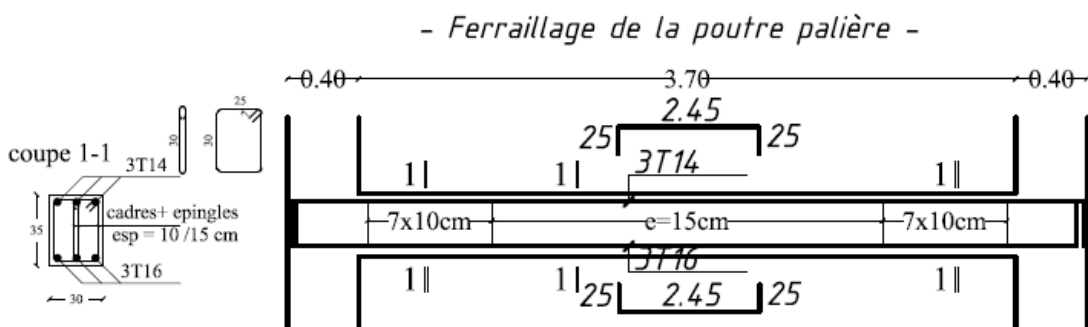


Fig.III.31.Ferrailage de la poutre palière

**III.4.4. Vérifications à l'ELU****A. Condition de non fragilité**

a) En travée

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,2 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 6,03 \text{ cm}^2$$

b) Sur appui

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,2 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2,35 \text{ cm}^2$$

**B. Contrainte tangentielle**

Fissuration peu préjudiciable et les cadres à 90°.

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

La contrainte tangentielle maximale dans notre poutre est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{74,09 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,748 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

**C. Influence de l'effort tranchant sur le béton et les armatures****a) Influence sur le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u \sqrt{2}}{b \frac{a}{\sqrt{2}}} = \frac{2 V_u}{b a} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0,267 \times b \times a \times f_{c28}$$

$$\frac{3,75 \times V_u}{b f_{c28}} < a \leq 0,9d$$

Nous allons vérifier si l'effort tranchant calculé à l'ELU ( $V_u = 74,09 \text{ KN}$ ) n'est pas plus grand que l'effort que va donner  $V_u = 0,267 \times b \times a \times f_{c28}$  en considérant la valeur de  $a = 0,9d$  la plus défavorable.

**A.N. :**

$$V_u = 0,267 \times 0,30 \times 0,9 \times 0,33 \times 25 \times 10^3 = 594,74 \text{ KN} \gg 74,09 \text{ KN}.$$

**b) Influence sur les armatures inférieures**

$$A \geq \left(\frac{\gamma_s}{f_e}\right) \left(V_u - \left|\frac{M_u}{0,9d}\right|\right) = \left(\frac{1,15}{400}\right) \left(74,09 \times 10^3 - \frac{22,07 \times 10^6}{0,9 \times 330}\right) = -0,631$$

Finalement, on constate que l'effort tranchant  $V_u$  n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

**D. Vérification de la condition de non écrasement du béton**

$r = 5,5\phi = 5,5 \times 1,0 = 5,5 \text{ cm}$  : pour les barres à haute adhérence.

$\theta = 90^\circ$  : ancrage droit.

$$\ell_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times (0,6 \times \psi_s \times f_{t28})} = 35,27 \text{ cm.}$$

$$\alpha = e^{\varphi \times \theta} = 1,87$$

$$\beta = \frac{e^{\varphi \times \theta} - 1}{\varphi} = 2,18$$

$$L_1 = ?$$

$$L_2 = b - c - \frac{\phi}{2} - r = 30 - 2 - \frac{1,0}{2} - 5,5 = 22 \text{ cm.}$$

$$L_1 = \frac{\ell_s - \beta r - L_2}{\alpha} = \frac{35,27 - 2,18 \times 5,5 - 22}{1,87} = 0,68 \text{ cm.}$$

Dans toute partie courbe de barre, de diamètre  $\phi$ , le rayon moyen  $r$  de courbure doit satisfaire à l'inégalité suivante :

$$\frac{r}{\phi} \geq 0,2 \left( 1 + \frac{\phi}{e_r} \right) \nu \frac{\sigma_s}{f_{c28}}$$

$e_r = 2 \text{ cm}$  : distance du centre de courbure à la paroi dont la proximité augmente

$$\text{A.N. : } \frac{r}{\phi} \geq 0,2 \left( 1 + \frac{\phi}{e_r} \right) \nu \frac{\sigma_s}{f_{c28}} \Leftrightarrow \frac{5,5}{1,0} \geq 0,2 \left( 1 + \frac{1,0}{2} \right) 1 \frac{400}{25} \Leftrightarrow 5,5 \geq 4,8$$

Les crochets des armatures aux appuis vont être à  $90^\circ$  avec  $L_1 = 5 \text{ cm}$ .

### E. Entraînement des armatures

La contrainte d'adhérence d'entraînement  $\tau_{se}$  sur un paquet de barres (ou une barre isolée) faisant partie de l'armature tendue d'une poutre est donnée par l'expression :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d A_s} \times \frac{A_{si}}{u_i}$$

Avec :  $A_s$  : section totale des armatures tendues.

$A_{si}$  : section d'un paquet de barres.

$u_i$  : périmètre minimal circonscrit à la section du paquet.

La contrainte  $\tau_{se}$  doit être inférieure à la valeur ultime :  $\tau_{se,u} = \psi_s f_{t28}$ .

**A.N. :**

$$\tau_{se} = \frac{74,09 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 2,35} \times \frac{0,78}{\pi \times 10} = 2,637 \text{ MPa} < \tau_{se,u} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

### III.4.5. Étude à l'ELS

#### A. Combinaison des charges

$$q_s^1 = (10,19 + 17,176) + (1,625 + 1,625) = 30,616 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s^2 = (3,53 + 10,19 + 2,625) + (1,25 + 1,625) = 19,22 \text{ KN/ml.}$$

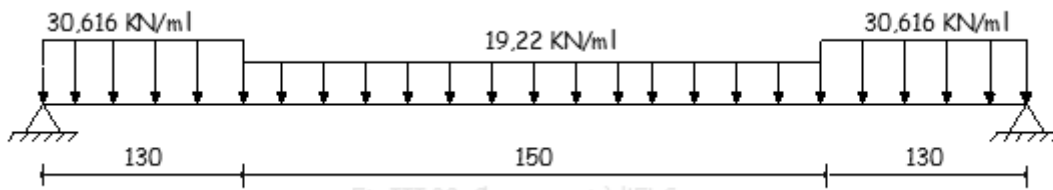


Fig.III.32.Chargement à à l'ELS

**B. Calcul des sollicitations**

En utilisant la méthode de R.D.M. pour la détermination des sollicitations d'une poutre isostatique, on obtient les équations des sollicitations par rapport à l'appui de droite :

$$M(x) = -15,308x^2 + 54,22x \quad 0 \leq x \leq 1,30$$

$$T(x) = -30,616x + 54,22 \quad 0 \leq x \leq 1,30$$

$$M(x) = -9,61x^2 + 39,406x + 9,63 \quad 1,30 \leq x \leq 2,80$$

$$T(x) = -19,22x - 39,406 \quad 1,30 \leq x \leq 2,80$$

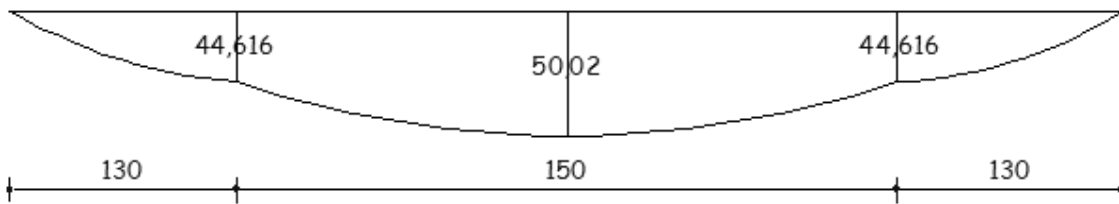


Fig.III.33.Diagramme initial des moments fléchissant

**N.B. :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de l'extrémité droite, on apporte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment au niveau de l'appui ( $M = 0,3M_{tmax}$ ) et en travée ( $M = 0,85M_{tmax}$ ), ce qui donne le diagramme suivant : (Fig.III.34)

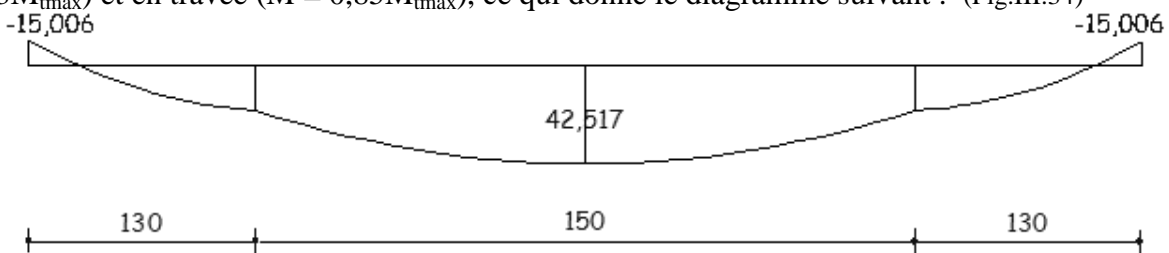


Fig.III.34.Diagramme final des moments fléchissant

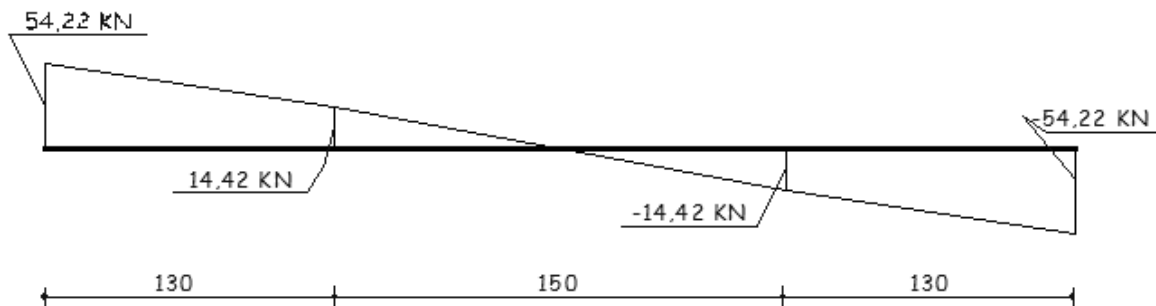


Fig.III.35.Diagramme des efforts tranchant

**III.4.6. Vérifications à l'ELS****A. L'état limite de compression du béton et d'ouverture des fissures**

Pour ce faire, on doit d'abord homogénéiser la section en BA.

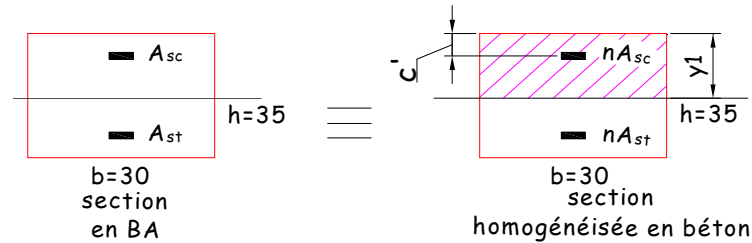


Fig.III.36. homogénéisation de la section

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{sc} = n \frac{M_s}{I} (y_1 - c') \leq \bar{\sigma}_{sc}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s}{I} (d - y_1) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

**A.N. :****a) l'axe neutre**

Calcul de  $y_1$  :

$$b \times y_1 \left( \frac{y_1}{2} \right) + nA_{sc} (y_1 - c') - nA_{st} (d - y_1) = 0$$

$$15y_1^2 + 125,7y_1 - 3055,35 = 0$$

$$y_1 = 19,06 \text{ cm}$$

**b) Inertie**

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + nA_{sc} (y_1 - c')^2 + nA_{st} (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{30 \times 19,06^3}{3} + 15 \times 2,35 (19,06 - 2)^2 + 15 \times 6,03 (33 - 19,06)^2 = 97077,71 \text{ cm}^4$$

**c) Contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{42,517 \times 10^6}{97077,71 \times 10^4} \times 190,6 = 8,38 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} = 15 \times \frac{42,517 \times 10^6}{97077,71 \times 10^4} (190,6 - 20) = 112,07 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{42,517 \times 10^6}{97077,71 \times 10^4} (330 - 190,6) = 91,579 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

**B. L'état limite de déformation**

On pourra se dispenser du calcul des déformations si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\text{a) } \frac{h}{L} > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{on a} \quad \frac{35}{380} = 0,092 \quad \text{elle est vérifiée.}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{35}{380} < \frac{1}{10} \frac{42,517}{50,05} \quad \text{elle est vérifiée}$$

$$\text{c) } \frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,03}{30 \times 33} \leq \frac{4,2}{400} \quad \text{elle est vérifiée}$$

Par conséquent, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**III.5 L'acrotère****III.5.1 Présentation**

L'acrotère est assimilé à une console encastree au niveau de la poutre du plancher terrasse, il est soumis à un effort normal dû à son poids propre  $G$  et à un moment fléchissant dû à une poussée latérale  $Q$  due à la main courante engendrant ; la section de (1 m x 0,10 m) la plus dangereuse qui se situe à l'encastrement sera calculée en flexion composée. (Fig.III.36)

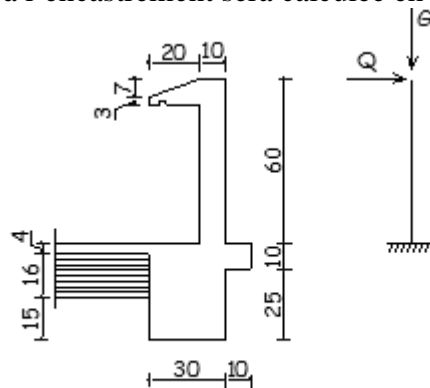


Fig.III.37. Dimensions de l'acrotère et schéma statique

Fig.III.37. Dimensions de l'acrotère et schéma statique

**III.5.2 Détermination des charges**

$$\text{- Poids propre de l'acrotère : } G = (25 \times 0,6 \times 0,1) + \left( \frac{0,10 + 0,03}{2} \right) \times 0,20 \times 25 = 1,825 \text{ KN/m.}$$

$$\text{- Effort horizontal : } Q = 1 \text{ KN/m.}$$

**III.5.3 Etude à l'ELU****A. Combinaison des charges**

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 1,825 + 1,5 \times 0 = 2,464 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times (0) + 1,5 \times (1 \times 0,6) = 0,9 \text{ KN.m}$$

**B. L'excentricité**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,464} = 0,36 \text{ m.}$$

$e_u > \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m}$ , le centre de pression est en dehors de la section et comme  $N_u$  est un effort de compression, on constate que la section est partiellement comprimée.

**C. Calcul des armatures**

$$M_{fu} = N_u \left[ e - \left( \frac{h}{2} - c \right) \right] = 2,464 \left[ 0,36 - \left( \frac{0,10}{2} - 0,02 \right) \right] = 0,813 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{fu}}{b \times d \times f_{bc}} = \frac{0,813 \times 10^6}{1000 \times (80)^2 \times 14,2} = 0,0089 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$A_{fs}^{Mf} = \frac{M_{fu}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,813 \times 10^5}{0,953 \times 8 \times 348 \times 10^2} = 0,306 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_s^{Nu} = \frac{N_u}{\sigma_s} = \frac{2,464 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,071 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{st} = A_{fs}^{Mf} - A_s^{Nu} = 0,306 - 0,071 = 0,235 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit } 5T8 / \text{ml} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

**III.5.4. Etude à l'ELS**

La fissuration étant préjudiciable, on doit calculer les sections d'acier, car on risque d'obtenir un section plus importante que celle calculée à l'ELU.

**A. Combinaison des charges**

$$N_s = G + Q = 1,825 + 0 = 1,825 \text{ KN}$$

$$M_s = G + Q = (0) + (1 \times 0,6) = 0,6 \text{ KN.m}$$

**B. L'excentricité**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,825} = 0,328 \text{ m.}$$

$e_s > \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m}$ , le centre de pression est en dehors de la section et comme  $N_s$  est un effort de compression, on constate que la section est partiellement comprimée.

**C. La fissuration**

$$\sigma_s = \xi = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right) = \min(266,67 ; \max(200 ; 201,63))$$

$$\sigma_s = 201,63$$

**D. Calcul des armatures**

$$M_{fs} = N_s \left[ e_s - \left( \frac{h}{2} - c \right) \right] = 1,825 \left[ 0,328 - \left( \frac{0,10}{2} - 0,02 \right) \right] = 0,544 \text{ KN.m}$$

$$\mu_1 = \frac{M_{fs}}{b \times d^2 \times \sigma_s} = \frac{0,544 \times 10^6}{1000 \times (80)^2 \times 201,63} = 0,00042$$

$$\text{Pour } \mu_1 = 0,00042 \Rightarrow \beta_1 = 0,965 \text{ et } k = 0,008$$

$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0,008 \times 201,63 = 1,613 < 0,6 f_{c28}$ , donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_{st}^{Mf} = \frac{M_{fs}}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} = \frac{0,544 \times 10^5}{0,965 \times 8 \times 201,63 \times 10^2} = 0,349 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{Ns} = \frac{N_s}{\sigma_s} = \frac{1,825 \times 10^3}{201,63 \times 10^2} = 0,091 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{st} = A_{fs}^{Mf} - A_s^{Nu} = 0,349 - 0,091 = 0,258 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit } 5T6/\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

### III.5.5. Armatures de répartition

$$A_r \geq \frac{A_{st}}{4} = \frac{1,41}{4} = 0,353 \text{ cm}^2, \text{ soit } 4\phi 8 \text{ avec } e = 12,5 \text{ cm.}$$

### III.5.6. Les vérifications à l'ELU

#### A. La condition de non fragilité

Pour une section qui est soumise à la flexion composée sous un effort de compression et un moment de flexion, si elle est partiellement comprimée comme dans notre cas, la section minimale est :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left( \frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right) bd = 0,23 \frac{2,1}{400} \left( \frac{0,328 - 0,455 \times 8}{0,328 - 0,185 \times 8} \right) 100 \times 8 = 2,78 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On constate que la section adoptée est supérieur à la C.N.F. donc on adopte la section d'acier : Soit  $6T10/\text{ml} = 2,83 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

#### B. La contrainte tangentielle

La fissuration étant préjudiciable, le BAEL91 nous recommande :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left( \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 3 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

La contrainte tangentielle maximale dans notre poutre est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,0187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

#### C. Vérification vis-à-vis de l'entraînement

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d A_s} \times \frac{A_{si}}{u_i}$$

Avec :  $A_s$  : section totale des armatures tendues.

$A_{si}$  : section d'un paquet de barres.

$u_i$  : périmètre minimal circonscrit à la section du paquet.

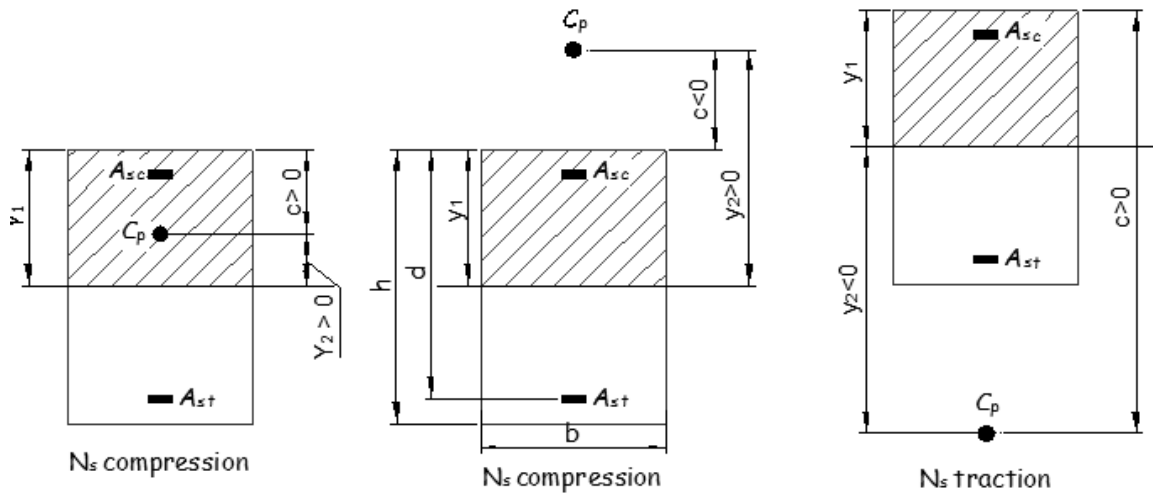
La contrainte  $\tau_{se}$  doit être inférieure à la valeur ultime :  $\tau_{se,u} = \psi_s f_{t28}$ .

#### A.N. :

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 3,02} \times \frac{0,5}{\pi \times 8} = 0,137 \text{ MPa} < \tau_{se,u} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

III.5.7. Vérifications à l'ELS

- L'état limite de compression du béton et d'ouverture des fissures



FigIII.38 position de l'axe neutre a L'ELS en flexion composé

$c = e_s - \frac{h}{2} = 32,8 - \frac{10}{2} = 27,8$  cm : distance entre le centre de pression  $C_p$  et l'arête la plus comprimée.

$y_2$  : distance entre le centre de pression  $C_p$  et l'axe neutre, sa valeur est déterminée en résolvant l'équation  $y_2^3 + py_2 + q = 0$ .

$$\begin{cases} p = -3c^2 - \frac{90A_{sc}}{b}(c - c') + \frac{90A_{st}}{b}(d - c) = \\ p = -3(-27,8)^2 - \frac{90(3,02)}{100}((-27,8) - 2) + \frac{90(3,02)}{100}(8 - (-27,8)) = -2140,22 \\ q = -2c^3 - \frac{90A_{sc}}{b}(c - c')^2 - \frac{90A_{st}}{b}(d - c)^2 \\ q = -2(-27,8)^3 - \frac{90(3,02)}{100}((-27,8) - 2)^2 - \frac{90(3,02)}{100}(8 - (-27,8))^2 = 37072,71 \end{cases}$$

$$y_2^3 - 2140,22y_2 + 37072,71 = 0$$

Après résolution, on aura :

$$y = -53,2572 \text{ cm}$$

$$y = +30,2306 \text{ cm}$$

$$y = +23,0266 \text{ cm}$$

$$y_1 = y_2 + c = 30,23 + (-27,8) = 2,43 \text{ cm}$$

$$S = \frac{by_1^2}{2} + 15A_{sc}(y_1 - c') - 15A_{st}(d - y_1) = \frac{100 \times (2,43)^2}{2} + 15(3,02)[(2,43 - 2) - (8 - 2,43)]$$

$$S = 62,403 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{N_s}{S} = \frac{1,825 \times 10^3}{62,403 \times 10^6} = 2,92 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^3 \text{ (} N_s \text{ est négatif en cas de traction).}$$

$$\sigma_{bc} = K \times y_1 = 2,92 \times 10^{-5} (24,3) = 7,09 \times 10^{-4} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} = nK(y_1 - c') = 15 \times 2,92 \times 10^{-5} (24,3 - 20) = 1,88 \times 10^{-3} \leq \bar{\sigma}_{sc} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = nK(d - y_1) = 15 \times 2,92 \times 10^{-5} \times (80 - 24,3) = 2,44 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

### III.5.8. Vérification vis-à-vis du séisme

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale selon la formule suivante :

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

Avec :

$A = 15$  : coefficient d'accélération de zone.

$C_p = 0,8$  : facteur de force horizontale.

$W_p = 1,825$  KN : poids de l'élément considéré.

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,825 = 0,876 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN.}$$

### III.5.9. Le plan de ferrailage de l'acrotère

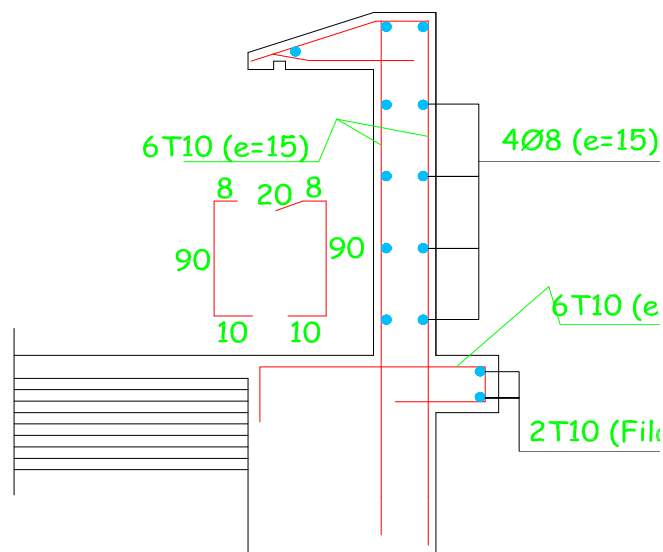


Fig III.39. Schéma de ferrailage de l'acrotère

## III.6. Les dalles pleines

### III.6.1. Les balcons

Nous avons des balcons qui ont une même portée mais qui diffèrent du point de vue chargement, donc nous allons considérer le plus chargé à étudier, puis on adopte le même ferrailage pour les autres balcons.

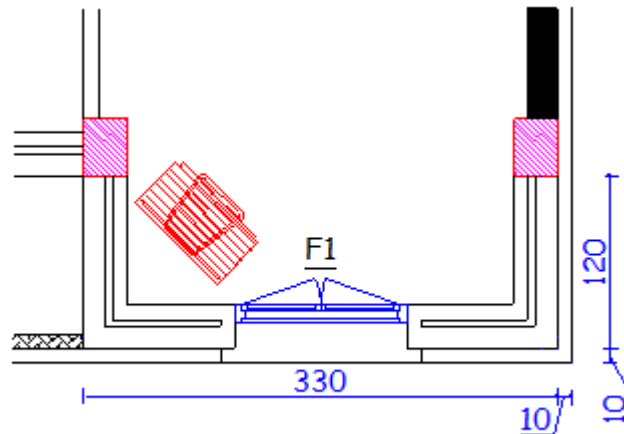
**A. Dimensionnement**

Fig III.40 Schéma illustratif du balcon

L'épaisseur des balcons est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{\ell}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm.}$$

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

**B. Détermination des charges****a) Charges permanentes G**

- Poids propre de la dalle  $P_p = 0,15 \times 1 \times 25 = 3,75 \text{ KN/ml.}$
- Poids propre du revêtement  $P_r = 0,85 \times 1 = 0,85 \text{ KN/ml.}$
- Poids propre du mur extérieur  $P_{m_c} = 1,80 \times 2,91 = 5,238 \text{ KN/ml.}$
- Poids propre du mur extérieur (concentré)  $P_{m_c} = 1,80 \times 2,91 = 5,238 \text{ KN.}$
- Poids propre de la corniche (concentré)  $P_c = 0,1 \times 0,1 \times 1 \times 25 = 0,25 \text{ KN.}$

**b) Charges d'exploitation Q**

- $Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/ml.}$

**C. Etude à l'ELU****C.1. Combinaison des charges**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(9,838) + 1,5(1,5) = 15,531 \text{ KN/ml.}$$

$$P_u = 1,35G = 1,35 \times 5,488 = 7,41 \text{ KN.}$$

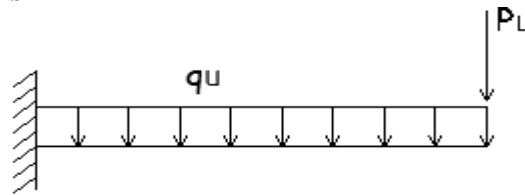
**C.2. Calcul des sollicitations**

Fig III.41. Chargement à l'ELU

Le moment à l'encastrement est le suivant :

$$M_u = 15,531 \times 1,20 \times 0,60 + 7,41 \times 1,20 = 20,074 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant à l'encastrement est le suivant :

$$V_u = 15,531 \times 1,20 + 7,41 = 26,047 \text{ KN.}$$

**C.3. Calcul des armatures principales**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{20,074 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,083 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\text{Pour } \mu = 0,083 \Rightarrow \beta = 0,956$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{20,074 \times 10^5}{0,956 \times 13 \times 34800} = 4,641 \text{ cm}^2, \text{ soit } 6T12 = 4,71 \text{ cm}^2, \text{ avec } e = 15 \text{ cm.}$$

**C.4. Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,18 \text{ cm}^2, \text{ soit } 7\phi 8 = 3,52 \text{ cm}^2, \text{ avec } e = 15 \text{ cm.}$$

**E. Vérifications à l'ELU****E.1. La condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 4,71 \text{ cm}^2$$

**E.2. La contrainte tangentielle**

La fissuration étant préjudiciable, le BAEL91 nous recommande :

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 3 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

La contrainte tangentielle maximale dans notre poutre est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{26,047 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,2 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

**E.3. Vérification vis-à-vis de l'entraînement**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d A_s} \times \frac{A_{si}}{u_i}$$

Avec :  $A_s$  : section totale des armatures tendues.

$A_{si}$  : section d'un paquet de barres.

$u_i$  : périmètre minimal circonscrit à la section du paquet.

La contrainte  $\tau_{se}$  doit être inférieure à la valeur ultime :  $\tau_{se,u} = \psi_s f_{t28}$ .

**A.N. :**

$$\tau_{se} = \frac{26,047 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 4,71} \times \frac{0,78}{\pi \times 10} = 1,174 \text{ MPa} < \tau_{se,u} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

#### E.4. Influence de l'effort tranchant aux appuis

##### a) Influence sur le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u \sqrt{2}}{b \frac{a}{\sqrt{2}}} = \frac{2 V_u}{b a} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0,267 \times b \times a \times f_{c28}$$

$$\frac{3,75 \times V_u}{b f_{c28}} < a \leq 0,9d$$

Nous allons vérifier si l'effort tranchant calculé à l'ELU ( $V_u = 26,047 \text{ KN}$ ) n'est pas plus grand que l'effort que va donner  $V_u = 0,267 \times b \times a \times f_{c28}$  en considérant la valeur de  $a = 0,9d$  la plus défavorable.

**A.N. :**

$$V_u = 0,267 \times 1 \times 0,9 \times 0,13 \times 25 \times 10^3 = 780,97 \text{ KN} \gg 26,047 \text{ KN.}$$

##### b) Influence sur les armatures inférieures

$$A \geq \left( \frac{\gamma_s}{f_e} \right) \left( V_u - \left| \frac{M_u}{0,9 d} \right| \right) = \left( \frac{1,15}{400} \right) \left( 26,074 \times 10^3 - \frac{20,074 \times 10^6}{0,9 \times 130} \right) = -418,38$$

Finalement, on constate que l'effort tranchant  $V_u$  n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

#### E.5. Les ancrages courbes et la condition de non écrasement du béton

$r = 5,5\phi = 5,5 \times 1,0 = 5,5 \text{ cm}$  : pour les barres à haute adhérence.

$\theta = 90^\circ$  : ancrage droit.

$$\ell_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times (0,6 \times \psi_s \times f_{t28})} = 35,27 \text{ cm.}$$

$$\alpha = e^{\phi \times \theta} = 1,87$$

$$\beta = \frac{e^{\phi \times \theta} - 1}{\phi} = 2,18$$

$$L_1 = ?$$

$$L_2 = b - c - \frac{\phi}{2} - r = 30 - 2 - \frac{1,0}{2} - 5,5 = 22 \text{ cm.}$$

$$L_1 = \frac{\ell_s - \beta r - L_2}{\alpha} = \frac{35,27 - 2,18 \times 5,5 - 22}{1,87} = 0,68 \text{ cm.}$$

Dans toute partie courbe de barre, de diamètre  $\phi$ , le rayon moyen  $r$  de courbure doit pour éviter le risque d'écrasement du béton, satisfaire à l'inégalité suivante :

$$\frac{r}{\phi} \geq 0,2 \left( 1 + \frac{\phi}{e_r} \right) \nu \frac{\sigma_s}{f_{c28}}$$

$e_r = 2$  cm : distance du centre de courbure à la paroi dont la proximité augmente

$$\text{A.N.: } \frac{r}{\phi} \geq 0,2 \left( 1 + \frac{\phi}{e_r} \right) \nu \frac{\sigma_s}{f_{c28}} \Leftrightarrow \frac{5,5}{1,0} \geq 0,2 \left( 1 + \frac{1,0}{2} \right) 1 \frac{400}{25} \Leftrightarrow 5,5 \geq 4,8$$

Les crochets des armatures aux appuis vont être à  $90^\circ$  avec  $L_1 = 5$  cm.

## F. Etude à l'ELS

### F.1. Combinaison des charges

$$q_s = G + Q = (9,838) + (1,5) = 11,338 \text{ KN/ml.}$$

$$P_s = G = 5,488 \text{ KN.}$$

### F.2. Calcul des sollicitations

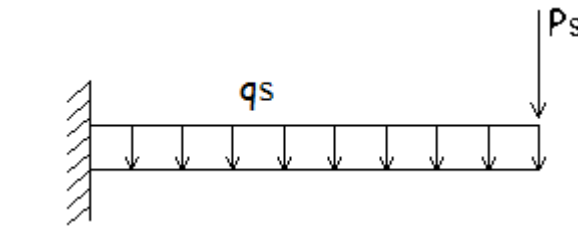


Fig III.42. Chargement à l'ELS

Le moment à l'encastrement est le suivant :

$$M_s = 11,338 \times 1,20 \times 0,60 + 5,488 \times 1,20 = 14,749 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant à l'encastrement est le suivant :

$$V_u = 11,338 \times 1,20 + 5,488 = 19,093 \text{ KN.}$$

### F.3. Calcul des armatures

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_s} = \frac{14,749 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 201,63} = 0,0043$$

$$\text{Pour } \mu_1 = 0,0043 \Rightarrow \beta_1 = 0,896 \text{ et } k = 0,030$$

$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0,030 \times 201,63 = 6,05 < 0,6 f_{c28}$ , donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} = \frac{14,749 \times 10^5}{0,896 \times 13 \times 201,63 \times 10^2} = 6,28 \text{ cm}^2, \text{ soit } 7T12 = 7,92 \text{ cm}^2, \text{ avec } e = 15 \text{ cm.}$$

Pour la nappe inférieure de la dalle, on prévoit un treillis soudé constructif et contre la fissuration du béton, soit TSHA 4.5/4.5 150x150 (480x240) = 2,37 cm<sup>2</sup>/ml.

**G. Vérifications à l'ELS****- L'état limite de compression du béton et d'ouverture des fissures**

Pour ce faire, on doit d'abord homogénéiser la section en BA. (Fig III.42)

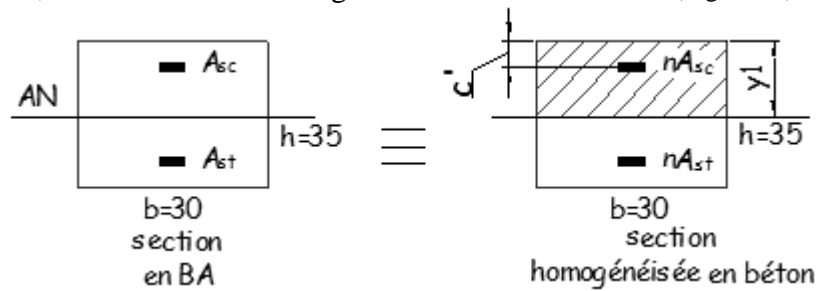


Fig III.43. Homogénéisation de la section

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{sc} = n \frac{M_s}{I} (y_1 - c') \leq \bar{\sigma}_{sc}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s}{I} (d - y_1) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

**A.N. :****a) l'axe neutre**

Calcul de  $y_1$  :

$$b \times y_1 \left( \frac{y_1}{2} \right) + nA_{sc} (y_1 - c') - nA_{st} (d - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 157,2y_1 - 1621,2 = 0$$

$$y_1 = 4,335 \text{ cm}$$

**b) Inertie**

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + nA_{sc} (y_1 - c')^2 + nA_{st} (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 4,335^3}{3} + 15 \times 2,56 (4,335 - 2)^2 + 15 \times 7,92 (13 - 4,335)^2 = 11844,61 \text{ cm}^4$$

**c) Contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{14,749 \times 10^6}{11844,61 \times 10^4} \times 43,35 = 5,398 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} = 15 \times \frac{14,749 \times 10^6}{11844,61 \times 10^4} (43,35 - 20) = 43,613 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{sc} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{14,749 \times 10^6}{11844,61 \times 10^4} (130 - 43,35) = 161,84 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

H. Plan de ferrailage des balcons

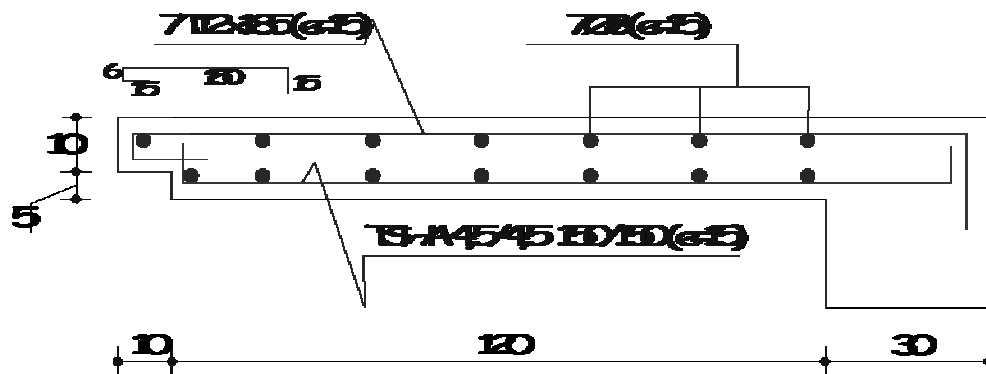


Fig III.44.Ferrailage du balcon

III.6.2. La dalle de la salle machine

A. Présentation de la dalle

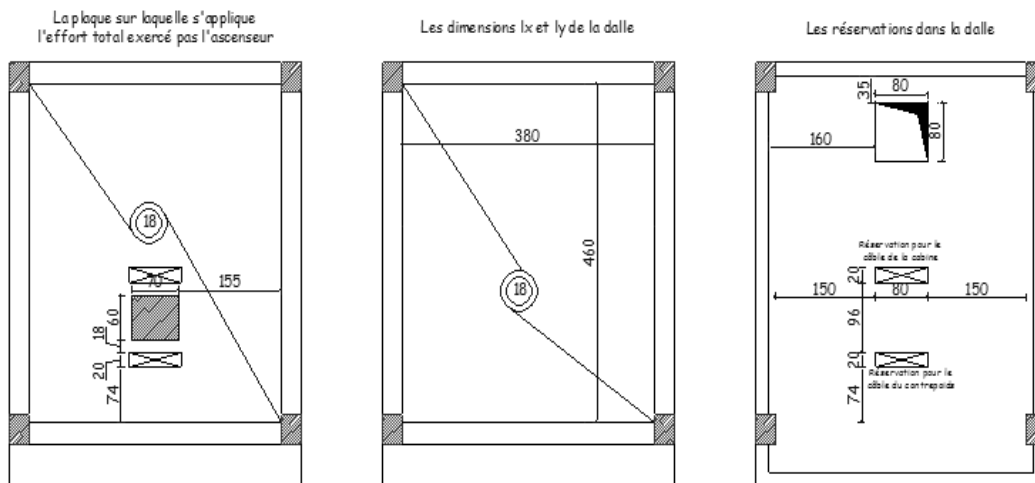


Fig III.45.Dalle de la salle machine

B. Détermination des charges et des surcharges

- Poids propre de la dalle  $P_p = 0,18 \times 25 = 4,5 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre du revêtement  $P_r = 0,85 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation  $P_r = 1,5 \text{ KN/m}^2$
- La charge localisée due à l'ascenseur est comme suit :  

$$P = 1,2(P_{\text{cabine}} + Q) + P_{\text{contrepoids}} = 1,2(1,640 + 0,450) + 1,600 = 4,108 \text{ tonnes.}$$

C. Détermination des moments sans tenir compte de l'ascenseur

a)- Combinaison des charges à l'ELU et à l'ELS

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(4,5 + 0,85) \times 1 + 1,5(1,5) \times 1 = 9,472 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = G + Q = (4,5 + 0,85) \times 1 + (1,5) \times 1 = 6,85 \text{ KN/ml.}$$

b)- Le rapport  $\rho = \frac{\ell_x}{\ell_y}$

$$\rho = \frac{380}{460} = 0,83 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille suivant les deux directions.}$$

c)- Les moments  $M_x$  et  $M_y$  à l'ELU et à l'ELS

Les valeurs de  $\mu_x$  et de  $\mu_y$  sont données, en fonction du rapport  $\rho$  et du coefficient de poisson  $\nu$  dans les tables de PIGEAUD.

Dans le sens de la petite portée :

$$M_{ux} = \mu_x \times q_u \times \ell_x^2 = 0,0531 \times 9,472 \times 3,80^2 = 7,263 \text{ KN.m}$$

$$M_{sx} = \mu_x \times q_s \times \ell_x^2 = 0,0531 \times 6,85 \times 3,80^2 = 5,252 \text{ KN.m}$$

Dans le sens de la grande portée :

$$M_{uy} = \mu_y M_{ux} = 0,649 \times 7,263 = 4,713 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = \mu_y M_{sx} = 0,649 \times 5,252 = 3,408 \text{ KN.m}$$

Notre dalle est constituée d'un panneau non continu sur ses quatre côtés, donc les moments en travée et ceux d'encastrement vont être comme le montre la figure ci-dessous. (Fig.III.45)

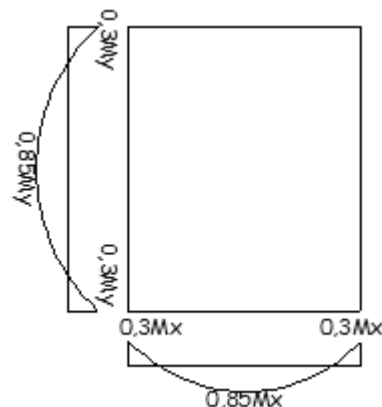


Fig III.46. Coefficients qui tiennent compte de l'encastrement partiel

Suivant  $\ell_x$ , on aura :

$$M_w = M_e = 0,3M_{ux} = 0,3 \times 7,263 = 2,18 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_{ux} = 0,85 \times 7,263 = 6,174 \text{ KN.m}$$

$$M_w = M_e = 0,3M_{sx} = 0,3 \times 5,252 = 1,575 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_{sx} = 0,85 \times 5,252 = 4,464 \text{ KN.m}$$

Suivant  $\ell_y$ , on aura :

$$M_w = M_e = 0,3M_{uy} = 0,3 \times 4,713 = 1,414 \text{ KN.m}$$

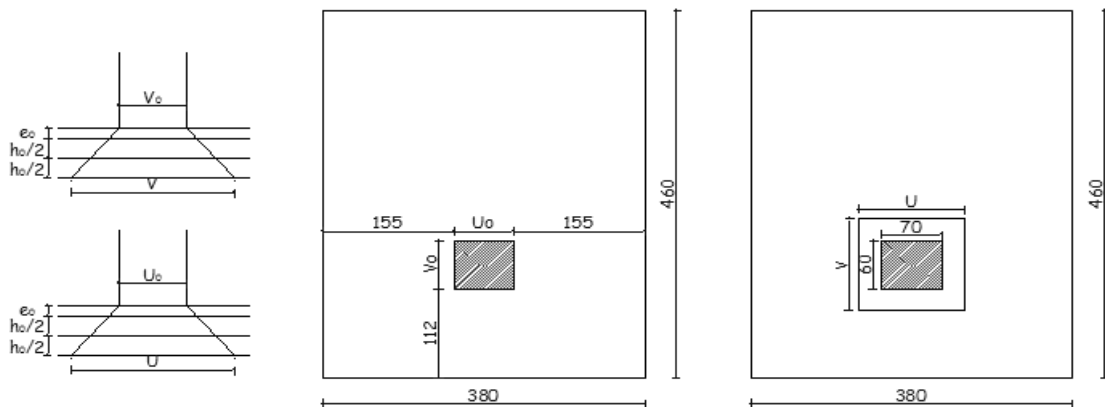
$$M_t = 0,85M_{uy} = 0,85 \times 4,713 = 4,006 \text{ KN.m}$$

$$M_w = M_e = 0,3M_{sy} = 0,3 \times 3,408 = 1,022 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_{sy} = 0,85 \times 3,408 = 2,897 \text{ KN.m}$$

**D. Détermination des moments sous l'action de la charge localisée**

**a)- Calcul de  $U$  et  $V$  (rectangle d'impact)**



**Fig III.47. Le rectangle de l'impact de la charge localisée**

$$U = U_o + 2 \times \xi \times e_o + h_o = 70 + 2 \times 1 \times 5 + 18 = 98 \text{ cm.}$$

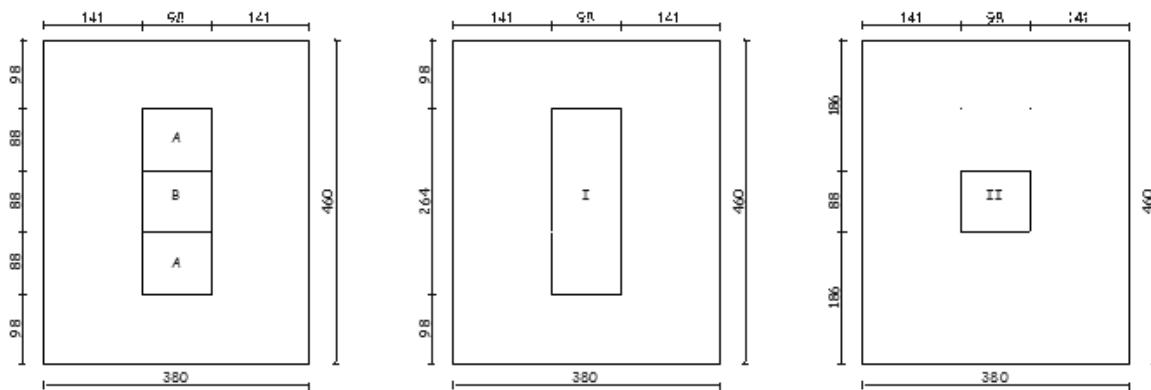
$$V = V_o + 2 \times \xi \times e_o + h_o = 60 + 2 \times 1 \times 5 + 18 = 88 \text{ cm.}$$

Avec :  $\xi = 1$  pour un revêtement très résistant.

$e_o = 5$  cm, épaisseur du revêtement.

$h_o = 18$  cm, épaisseur de la dalle pleine.

En utilisant l'artifice de RESAL, on aura :



**Fig III.48. Les rectangles des charges centriques**

Le rectangle  $I = 2A + B$

Le rectangle  $II = B$

L'effet de la charge localisée est  $A = \frac{I - II}{2}$

**b)- Calcul des moments dus au rectangle I**

$$a_I = 380 - 2 \times 141 = 98 \text{ cm}$$

$$b_I = 460 - 2 \times 98 = 264 \text{ cm}$$

$$U_I = a_I + 2 \times \xi \times e_o + h_o = 98 + 2 \times 5 + 18 = 126 \text{ cm}$$

$$V_I = b_I + 2 \times \xi \times e_o + h_o = 264 + 2 \times 5 + 18 = 292 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \frac{U_I}{\ell_x} = \frac{126}{380} = 0,3 \\ \frac{V_I}{\ell_y} = \frac{292}{460} = 0,6 \\ \rho = \frac{\ell_x}{\ell_y} = \frac{380}{460} = 0,8 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,122 \\ M_2 = 0,069 \end{cases}$$

$$P_I = \frac{P}{U_o \times V_o} \times a_I \times b_I = \frac{4,108}{0,7 \times 0,6} \times 0,98 \times 2,64 = 25,305 \text{ tonnes}$$

$$M_{Ix}^u = P_I (M_1 + \nu M_2) = 25,305(0,122 + 0 \times 0,069) = 3,087 \text{ t.m}$$

$$M_{Iy}^u = P_I (M_2 + \nu M_1) = 25,305(0,069 + 0 \times 0,122) = 1,746 \text{ t.m}$$

$$M_{Ix}^s = P_I (M_1 + \nu M_2) = 25,305(0,122 + 0,2 \times 0,069) = 3,436 \text{ t.m}$$

$$M_{Iy}^s = P_I (M_2 + \nu M_1) = 25,305(0,069 + 0,2 \times 0,122) = 2,363 \text{ t.m}$$

### c)- Calcul des moments dus au rectangle II

$$a_{II} = 380 - 2 \times 141 = 98 \text{ cm}$$

$$b_{II} = 460 - 2 \times 186 = 88 \text{ cm}$$

$$U_{II} = a_{II} + 2 \times \xi \times e_o + h_o = 98 + 2 \times 5 + 18 = 126 \text{ cm}$$

$$V_{II} = b_{II} + 2 \times \xi \times e_o + h_o = 88 + 2 \times 5 + 18 = 116 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \frac{U_{II}}{\ell_x} = \frac{126}{380} = 0,3 \\ \frac{V_{II}}{\ell_y} = \frac{116}{460} = 0,25 \\ \rho = \frac{\ell_x}{\ell_y} = \frac{380}{460} = 0,8 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,156 \\ M_2 = 0,118 \end{cases}$$

$$P_{II} = \frac{P}{U_o \times V_o} \times a_{II} \times b_{II} = \frac{4,108}{0,7 \times 0,6} \times 0,98 \times 0,88 = 8,435 \text{ tonnes}$$

$$M_{IIx}^u = P_{II} (M_1 + \nu M_2) = 8,435(0,156 + 0 \times 0,118) = 1,316 \text{ t.m}$$

$$M_{IIy}^u = P_{II} (M_2 + \nu M_1) = 8,435(0,118 + 0 \times 0,156) = 0,995 \text{ t.m}$$

$$M_{IIx}^s = P_{II} (M_1 + \nu M_2) = 8,435(0,156 + 0,2 \times 0,118) = 1,515 \text{ t.m}$$

$$M_{IIy}^s = P_{II} (M_2 + \nu M_1) = 8,435(0,118 + 0,2 \times 0,156) = 1,258 \text{ t.m}$$

**d)- Calcul des moments dus simultanément aux charges uniformes et locales**

- Moment en travée  $M_x^t$  à l'ELU :

$$M_x^t = 0,85 \times \left[ \frac{M_{Ix}^u - M_{IIx}^u}{2} \right] + M_t = 0,85 \times \left[ \frac{(3,087 - 1,316) \times 10}{2} \right] + 6,174 = 13,71 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée  $M_x^t$  à l'ELS :

$$M_x^t = 0,85 \times \left[ \frac{M_{Ix}^s - M_{IIx}^s}{2} \right] + M_t = 0,85 \times \left[ \frac{(3,436 - 1,515) \times 10}{2} \right] + 4,464 = 12,629 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée  $M_y^t$  à l'ELU :

$$M_y^t = 0,85 \times \left[ \frac{M_{Iy}^u - M_{IIy}^u}{2} \right] + M_t = 0,85 \times \left[ \frac{(1,746 - 0,995) \times 10}{2} \right] + 4,006 = 7,198 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée  $M_y^t$  à l'ELS :

$$M_y^t = 0,85 \times \left[ \frac{M_{Iy}^s - M_{IIy}^s}{2} \right] + M_t = 0,85 \times \left[ \frac{(2,363 - 1,258) \times 10}{2} \right] + 2,897 = 7,593 \text{ KN.m}$$

- Moment sur appuis  $M_x^a$  à l'ELU :

$$M_x^a = 0,3 \times \left[ \frac{M_{Ix}^u - M_{IIx}^u}{2} \right] + M_{w \text{ ou } e} = 0,3 \times \left[ \frac{(3,087 - 1,316) \times 10}{2} \right] + 2,18 = 4,836 \text{ KN.m}$$

- Moment sur appuis  $M_x^a$  à l'ELS :

$$M_x^a = 0,3 \times \left[ \frac{M_{Ix}^s - M_{IIx}^s}{2} \right] + M_{w \text{ ou } e} = 0,3 \times \left[ \frac{(3,436 - 1,515) \times 10}{2} \right] + 1,575 = 4,456 \text{ KN.m}$$

- Moment sur appuis  $M_y^a$  à l'ELU :

$$M_y^a = 0,3 \times \left[ \frac{M_{Iy}^u - M_{IIy}^u}{2} \right] + M_{w \text{ ou } e} = 0,3 \times \left[ \frac{(1,746 - 0,995) \times 10}{2} \right] + 1,414 = 2,541 \text{ KN.m}$$

- Moment sur appuis  $M_y^a$  à l'ELS :

$$M_y^a = 0,3 \times \left[ \frac{M_{Iy}^s - M_{IIy}^s}{2} \right] + M_{w \text{ ou } e} = 0,3 \times \left[ \frac{(2,363 - 1,258) \times 10}{2} \right] + 1,022 = 2,679 \text{ KN.m}$$

N.B. Les facteurs 0,85 et 0,3 sont dus à l'existence d'un encastrement partielle au niveau des appuis et de plus notre dalle n'est pas continue.

**E. Détermination des efforts tranchants****a)- La charge uniforme à l'ELU**

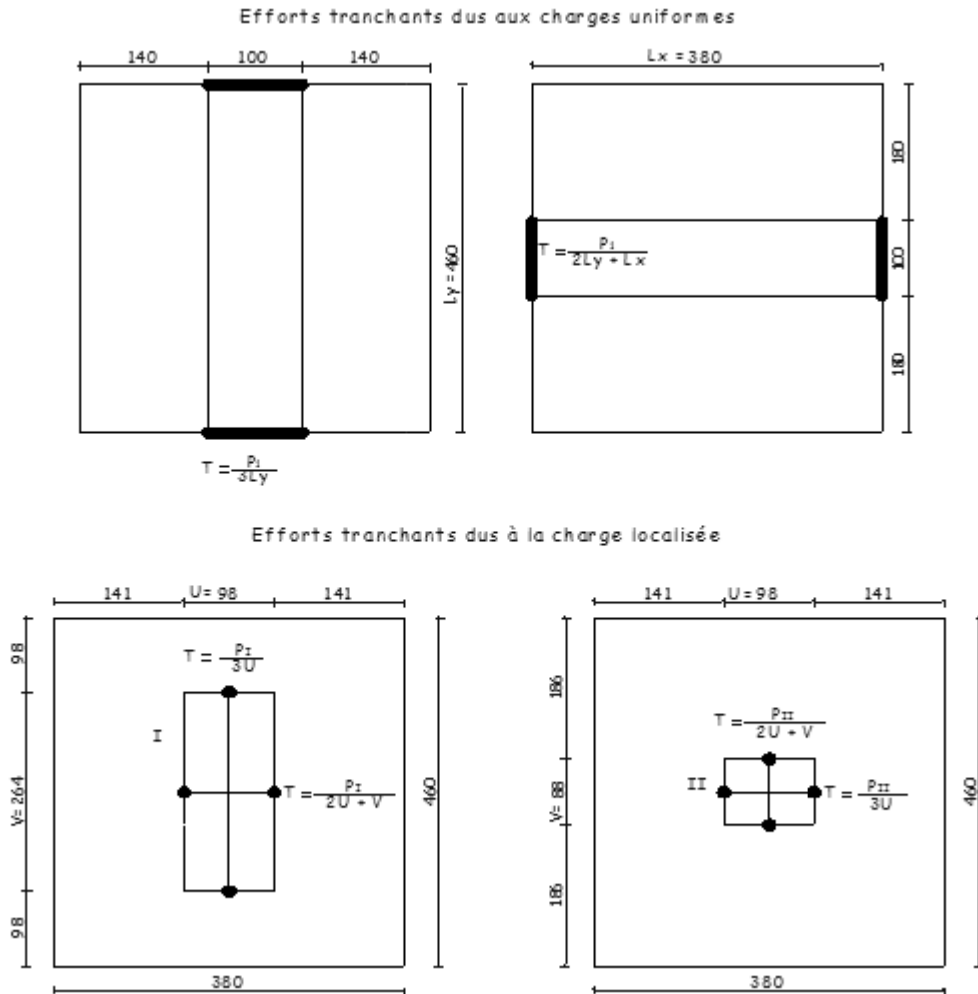
$$P = 1,35G + 1,5Q = 1,35(4,5 + 0,85) + 1,5(1,5) = 9,472 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_1 = 9,472 \times 3,80 \times 4,60 = 165,57 \text{ KN.}$$

**b)- La charge localisée**

$$P_I = \frac{P}{U_o \times V_o} \times a_I \times b_I = \frac{4,108}{0,7 \times 0,6} \times 0,98 \times 2,64 = 253,05 \text{ KN.}$$

$$P_{II} = \frac{P}{U_o \times V_o} \times a_{II} \times b_{II} = \frac{4,108}{0,7 \times 0,6} \times 0,98 \times 0,88 = 84,35 \text{ KN.}$$



**Fig.III.49.Effort tranchants**

**c)- Les efforts tranchants**

$$T_x = \frac{\left( \frac{P_I}{2U_I + V_I} - \frac{P_{II}}{3U_{II}} \right)}{2} + \frac{P_I}{2l_y + l_x} = \frac{\left( \frac{253,05}{2 \times 0,98 + 2,64} - \frac{84,35}{3 \times 0,98} \right)}{2} + \frac{165,57}{2 \times 4,60 + 3,80} = 25,896 \text{ KN.}$$

$$T_y = \frac{\left( \frac{P_I}{3U_I} - \frac{P_{II}}{2U_{II} + V_{II}} \right)}{2} + \frac{P_I}{3l_y} = \frac{\left( \frac{253,05}{3 \times 0,98} - \frac{84,35}{2 \times 0,98 + 0,88} \right)}{2} + \frac{165,57}{3 \times 4,60} = 40,183 \text{ KN.}$$

**F. Calcul des armatures à l'ELU****a) En travée (parallèle à xx)**

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13,71 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 14,2} = 0,038 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\text{Pour } \mu = 0,038 \Rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_{st} = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13,71 \times 10^5}{0,981 \times 16 \times 34800} = 2,51 \text{ cm}^2$$

**b) Sur appui (parallèle à xx)**

$$\mu = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,836 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 14,2} = 0,013 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\text{Pour } \mu = 0,013 \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,836 \times 10^5}{0,993 \times 16 \times 34800} = 0,874 \text{ cm}^2$$

**c) En travée (parallèle à yy)**

$$\mu = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,198 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 14,2} = 0,02 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\text{Pour } \mu = 0,02 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_{st} = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,198 \times 10^5}{0,990 \times 16 \times 34800} = 1,306 \text{ cm}^2$$

**d) Sur appui (parallèle à yy)**

$$\mu = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2,541 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 14,2} = 0,007 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\text{Pour } \mu = 0,007 \Rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_{st} = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,541 \times 10^5}{0,996 \times 16 \times 34800} = 0,458 \text{ cm}^2$$

**G. Calcul des armatures à l'ELS****a) En travée (parallèle à xx)**

$$\mu_1 = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times \sigma_s} = \frac{12,629 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 201,63} = 0,0024$$

$$\text{Pour } \mu_1 = 0,0024 \Rightarrow \beta_1 = 0,920 \text{ et } k = 0,021$$

$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0,021 \times 201,63 = 4,234 < 0,6 f_{c28}$  on a pas besoin d'aciers comprimés.

$$A_{st} = \frac{M_x^t}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} = \frac{12,629 \times 10^3}{0,920 \times 16 \times 201,63} = 4,255 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6T10 \text{ avec } (e = 15 \text{ cm}).$$

**b) Sur appui (parallèle à xx)**

$$\mu_1 = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,456 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 201,63} = 0,0008$$

$$\text{Pour } \mu_1 = 0,0008 \Rightarrow \beta_1 = 0,950 \text{ et } k = 0,012$$

$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0,012 \times 201,63 = 2,42 < 0,6 f_{c28}$  on a pas besoin d'aciers comprimés.

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} = \frac{4,456 \times 10^3}{0,950 \times 16 \times 201,63} = 1,454 \text{ cm}^2$$

**c) En travée (parallèle à yy)**

$$\mu_1 = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times \sigma_s} = \frac{7,593 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 201,63} = 0,0015$$

Pour  $\mu_1 = 0,0015 \Rightarrow \beta_1 = 0,935$  et  $k = 0,016$

$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0,016 \times 201,63 = 3,22 < 0,6 f_{c28}$  on a pas besoin d'aciers comprimés.

$$A_{st} = \frac{M_x^t}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} = \frac{7,593 \times 10^3}{0,935 \times 16 \times 201,63} = 2,517 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T10 \text{ avec } (e = 20 \text{ cm}).$$

**d) Sur appui (parallèle à yy)**

$$\mu_1 = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times \sigma_s} = \frac{2,679 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 201,63} = 0,0005$$

Pour  $\mu_1 = 0,0005 \Rightarrow \beta_1 = 0,960$  et  $k = 0,009$

$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0,009 \times 201,63 = 1,81 < 0,6 f_{c28}$  on a pas besoin d'aciers comprimés.

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} = \frac{2,679 \times 10^3}{0,960 \times 16 \times 201,63} = 0,865 \text{ cm}^2$$

**H. Vérifications à l'ELU****a) Condition de non fragilité**

- sens xx

$$A_x \geq b \times h \times \omega_o \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) = 100 \times 18 \times 0,8 \times 10^{-3} \left( \frac{3 - 0,83}{2} \right) = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

soit 4T8 avec ( $e = 25 \text{ cm}$ ).

- sens yy

$$A_y \geq b \times h \times \omega_o = 100 \times 18 \times 0,8 \times 10^{-3} = 1,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

soit 4T8 avec ( $e = 25 \text{ cm}$ ).

**b) Contrainte tangentielle**

La fissuration étant préjudiciable, le BAEL91 nous recommande :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left( \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 3 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

La contrainte tangentielle maximale dans notre poutre est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{40,183 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0,25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

**J. Disposition constructive des armatures****a) Armatures en travée**

Les barres seront prolongées dans les deux directions jusqu'aux appuis avec des crochet à 90°.

**b) Armatures sur appuis**

Les barres seront prolongées dans les deux directions avec des crochet à 90°.

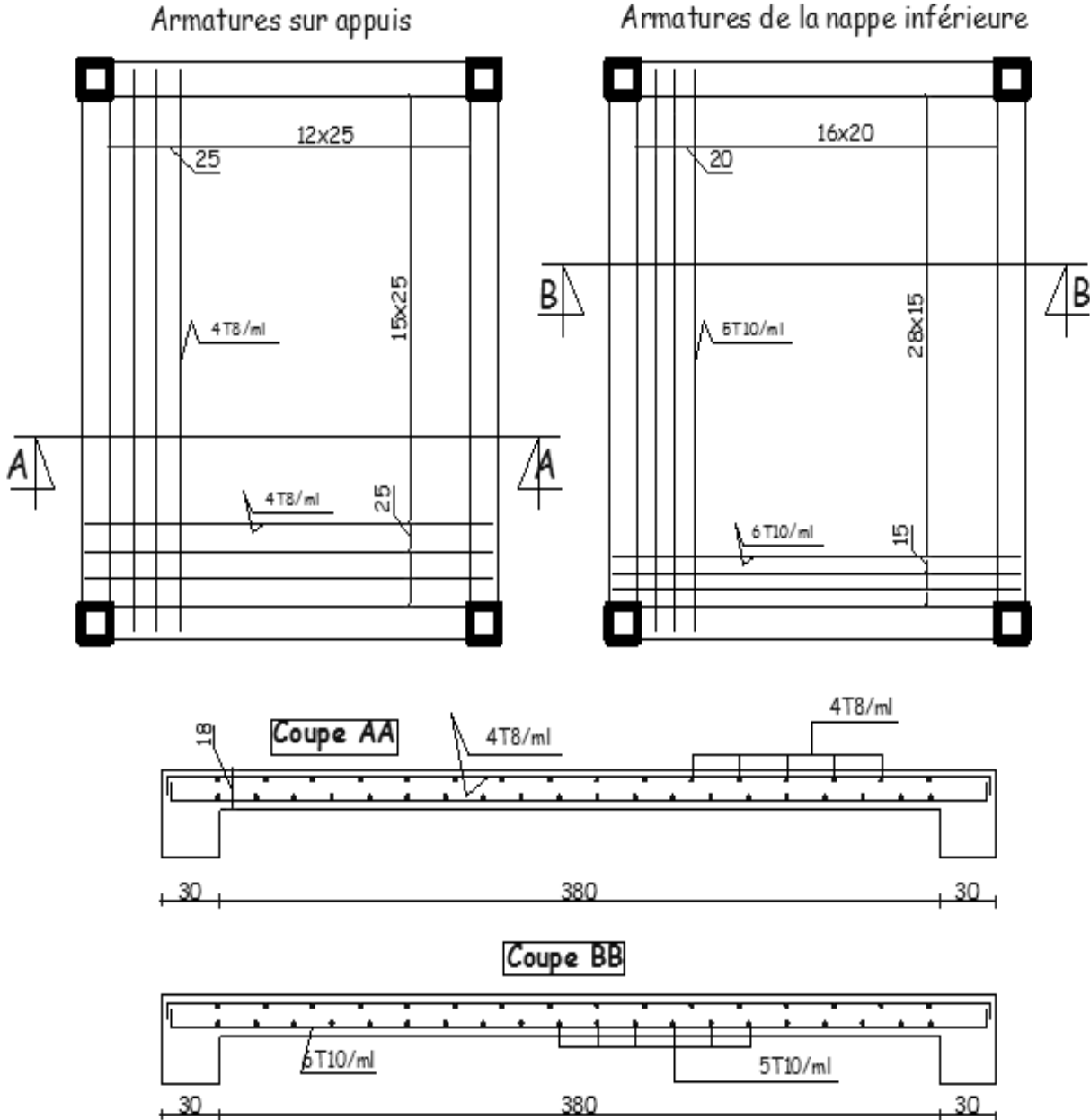


Fig III.50.Ferrailage de la dalle salle machine



# Chapitre IV: Modélisation de la structure

## IV. Présentation de l'ETABS

### IV.1. Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très Rigoureuses; pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu Indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail Plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable

### IV.2 : Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites ; les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée 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 comme inconnues les déformations aux niveaux 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.3 : Description du logiciel ETABS.

*ETABS* est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il Permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.


Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). *ETABS* permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000* et *SAFE*).

**Rappel (terminologie) :**

**Grid line** : ligne de grille ; **Joints** : nœuds ; **Frame** : portique (cadre) ; **Shell** : voile ; **Elément** : élément ; **Restraints** : degrés de liberté(D.D.L) ; **Loads** : charge ; **Uniformed loads** : point d'application de la charge ; **Define** : définir ; **Materials** : matériaux ; **Concrete** : béton ; **Steel** : acier ; **Frame section** : coffrage ; **Column** : poteau ; **Beam** : poutre

**IV.4. Manuel d'utilisation de L'ETABS :**

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.6.0

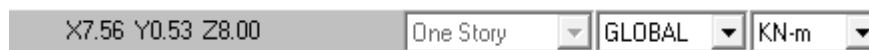
Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône De l'ETABS 

**IV.5. : Etapes de modélisation :****IV.5.1 : Première étape**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

**a) Choix des unités :** On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS.

Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements



Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette

Option permet d'introduire :

Le nombre de portiques suivant x-x.

Le nombre de portique suivant y-y.

Le nombre des étages

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre en 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

**b) Modification de la géométrie de base :**

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

-On clique sur le bouton droit de la souris.

-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

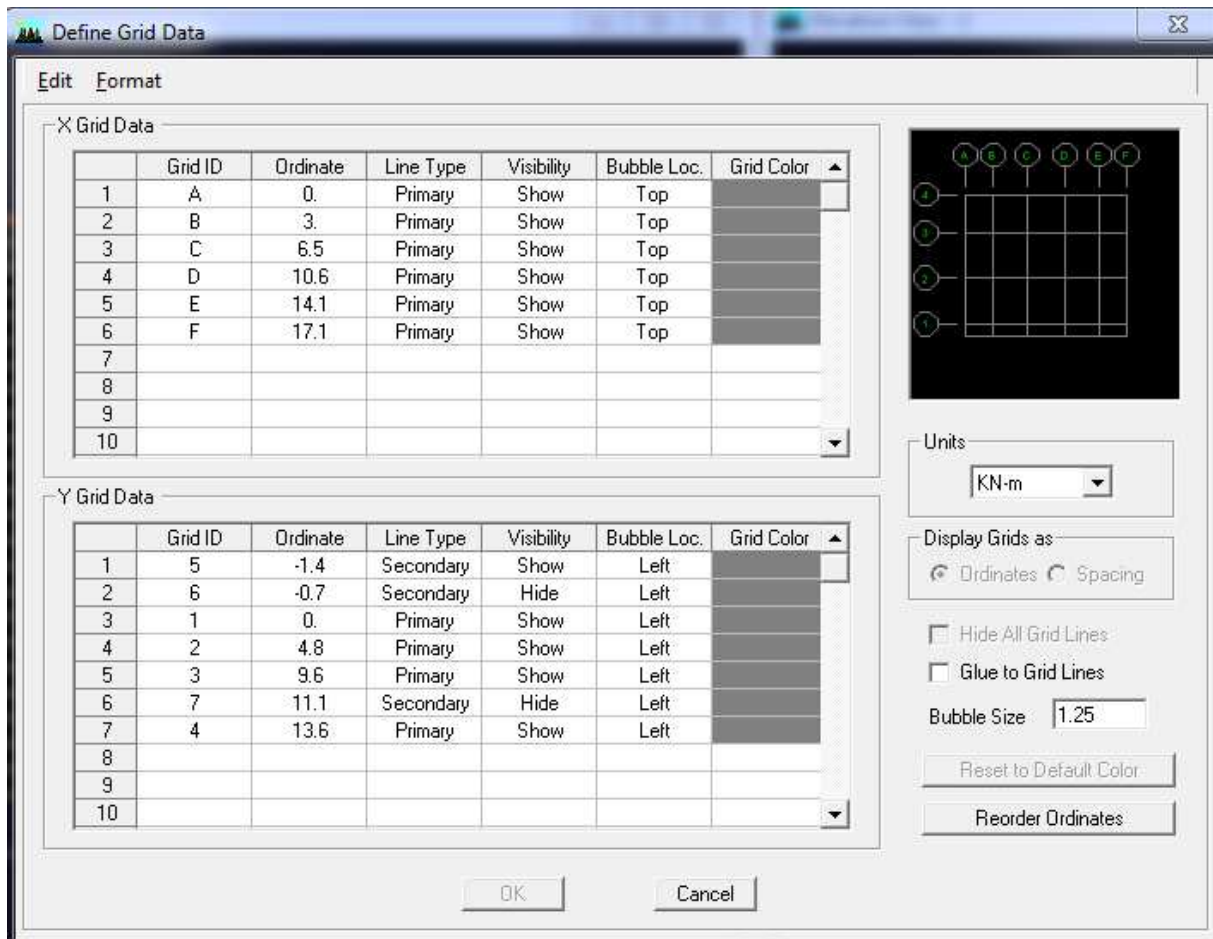
-Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story**

**Data.**

**Suivant x :** 4, 4, 3.5, 3.1 .....

**Suivant y :** 4.15, 4.3, 4.45. ....

**Suivant z :** 0, 3.06, 6.12, 9.18, 12.24, .....

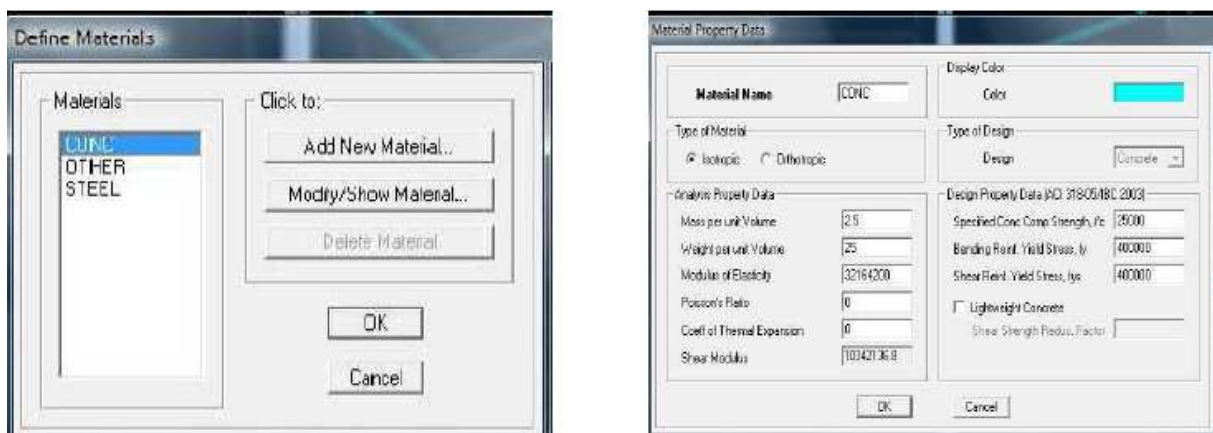


FigIV.1 Tableau pour insérer les lignes de construction

**IV5.2 Deuxième étape :**

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélectionons le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure



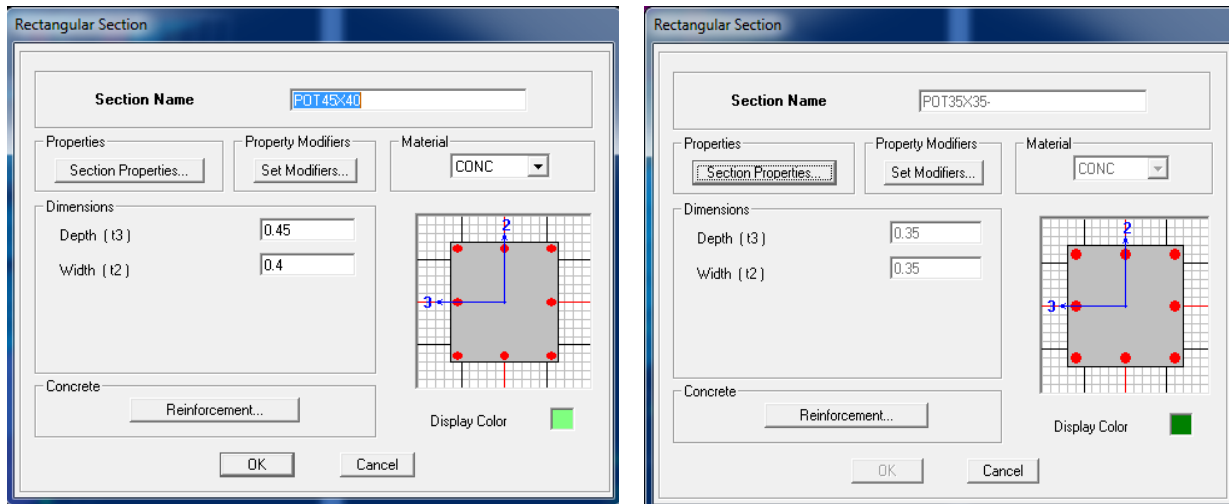
FigIV.2 Fenêtre pour introduire les caractéristiques du béton

**IV.5.3 Troisième étape :**

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile...).

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



**FigIV.3 Fenêtre pour introduire les dimensions des sections (poteaux, poutres)**

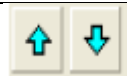
Nous validons avec OK, et on refait la même opération jusqu'à définir toutes les sections

**Affectation des sections aux éléments des portiques :**

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :


	Icône
Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outil flottante qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant un droit avec la souris	
Dans la barre d'outil nous cliquons sur L'icône où <b>Assign-Frame-sections</b>	
On aura une boîte de dialogue qui est celle de <b>Define Frame sections</b> et dans la lista titre par <b>Frame section –Name</b> : on choisit la section appropriée aux éléments sélectionnés et on valide avec <b>OK</b> . On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature. On peut ajouter un ou plusieurs éléments pour la structure en les traçant.	
Cliquer sur ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera trace entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement ça dépend de barre visée.	
Pour tracer librement l'élément, on choisit l'icône et en clique sur le point de départ ensuite sur le point final, il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes.	

**NB** : pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches



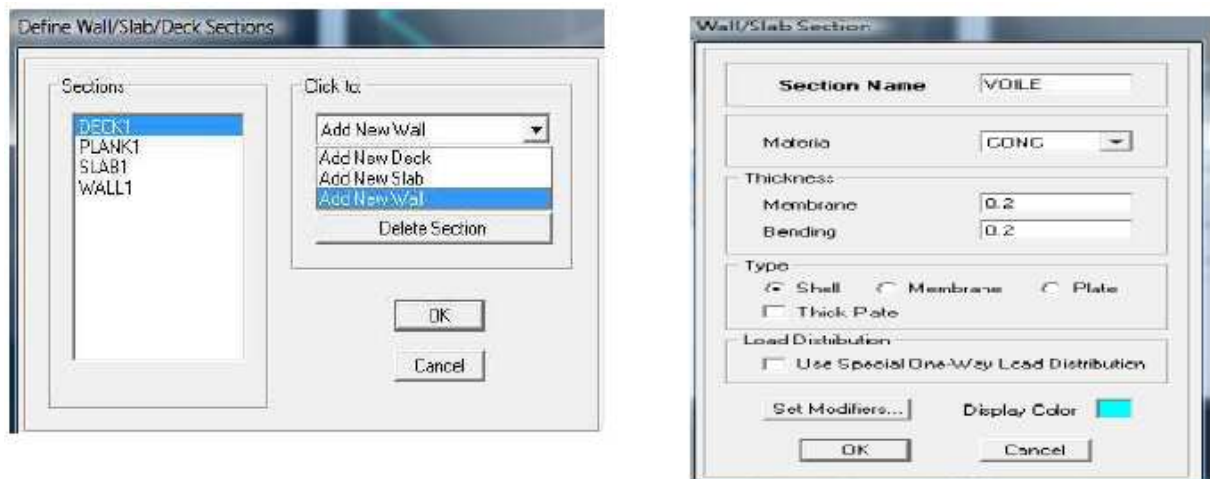
Clique sur **Add New wall**, une nouvelle fenêtre va apparaître ; là où il faut introduire un nom pour la section du voile et son épaisseur.

Pour rajouter des voiles :

-Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successive verticales et deux horizontales dans la fenêtre de travail.

-Pour tracer le voile librement on choisit

-Pour affecter **Shell sections** au voile :  sélectionner le voile et cliquer sur  t choisit la section correspondante dans la liste de **Define Shell Sections**.



**FigIV.4** Fenêtre pour introduire les dimensions des dalles pleines et voiles

**IV.5.4 Quatrième étape :**

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

**1) Charges statiques (G et Q):**

La structure est soumise à des charges permanentes (**G**), et a des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases**.

**Charges permanentes :**

**Load Name** (Nom de la charge): **G**

**Type** : **DEAD** (permanente)

**Self weight multiplié** (Coefficient interne poids propre) : **1**



FgIV.5 Fenêtre pour nommer la charge permanente « G »

**Surcharges d'exploitation :**

**Load Name** (Nom de la charge): **Q**

**Type** : **LIVE** (exploitation)

**Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre) : **0**



FgIV.6 Fenêtre pour nommer la charge d'exploitation « Q »

**2) Charge dynamique (E):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS**.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

- **Données à introduire dans le logiciel :**

**Zone** : **IIa** (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)

**Groupe d'usage** : **2** (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)

**Coeff comportement : Portiques contreventés par des voiles**

**Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie)**

**Site : S3**

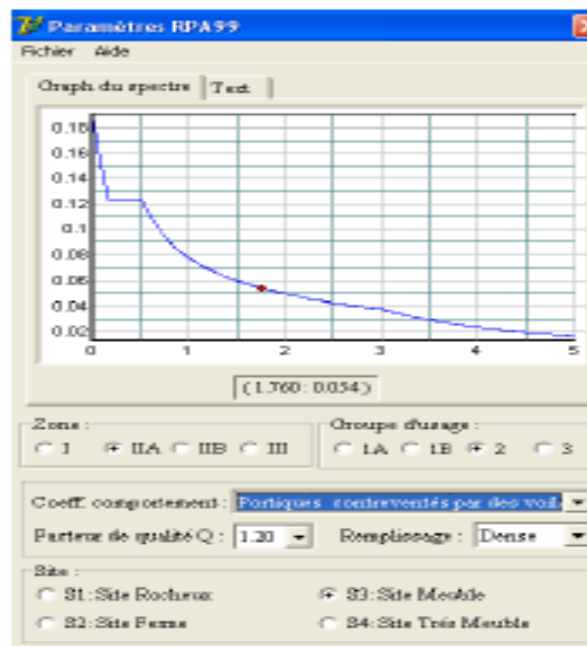
**Facteur de qualité (Q):**

**Q=1.1**



On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**.



**FigIV.7** Fenêtre illustrant le diagramme du spectre de repense à introduire

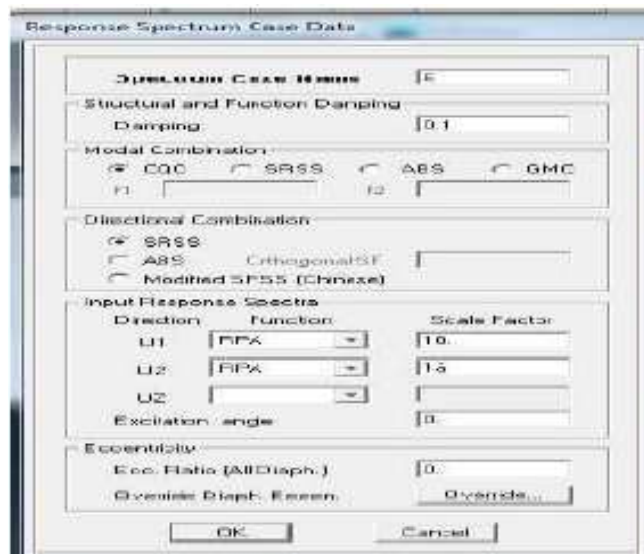
Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

**Define** → **Response Spectrum Functions** → **Spectrum from file**

**Function Name** (nom du spectre): **RPA**.

➤ Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

**Define** → **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum**



FIGIV.8 Définition de la charge sismique « E »

Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux direction principale (U1 et U2).

#### IV.5.5. Cinquième étape : chargement des poutres :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement

**linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

**Assign** → **Frame/line loads** → **Distributed**



Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

**IV.5.6 Sixième étape :** Introduction des combinaisons d'actions. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

➤ **Combinaisons aux états limites :**

**ELU** :  $1.35G + 1.5Q$

**ELS** :  $G + Q$

➤ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

**GQE** :  $G + Q + E$

**08GE** :  $0.8G + E$

**GQEx** :  $G + Q + Ex$

**GQEy** :  $G + Q + Ey$

➤ **Combinaisons Poids :**

**Poids** :  $G + 0.2Q$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define** → **load Combinations** → **Add New Combo**



FigIV.9 Fenêtre où introduire les combinaisons de charge

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

**IV.5.7. Septième étape :** Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

➤ **APPUIS :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds de la base puis on clique sur :

**Assign** → **Joint/point** → **Restraints**



FigIV.10 Fenêtre où introduire le type d'appuis

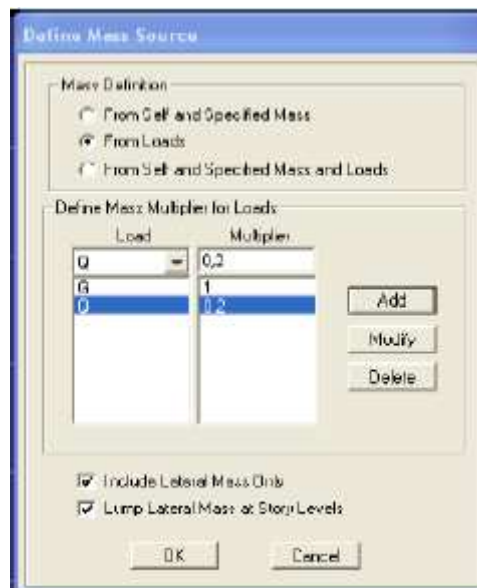
**Mass- Source :**

**Define Mass source**

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

-On donne la valeur 1 pour la charge permanente

-On donne la valeur de  $\beta$  suivant la nature de la structure.



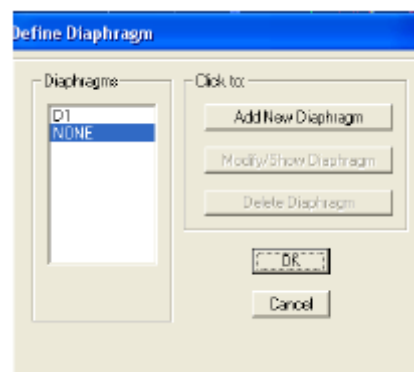
FigIV.11 Fenêtre où introduire le coefficient de pondération

**Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les noeuds d'un même plancher à leurs noeuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les noeuds du premier plancher puis on clique sur :

**Assign → Joint/point → Diaphragm → Add New Diaphragm.**



FigIV.11 Fenêtre où introduire les diaphragmes

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

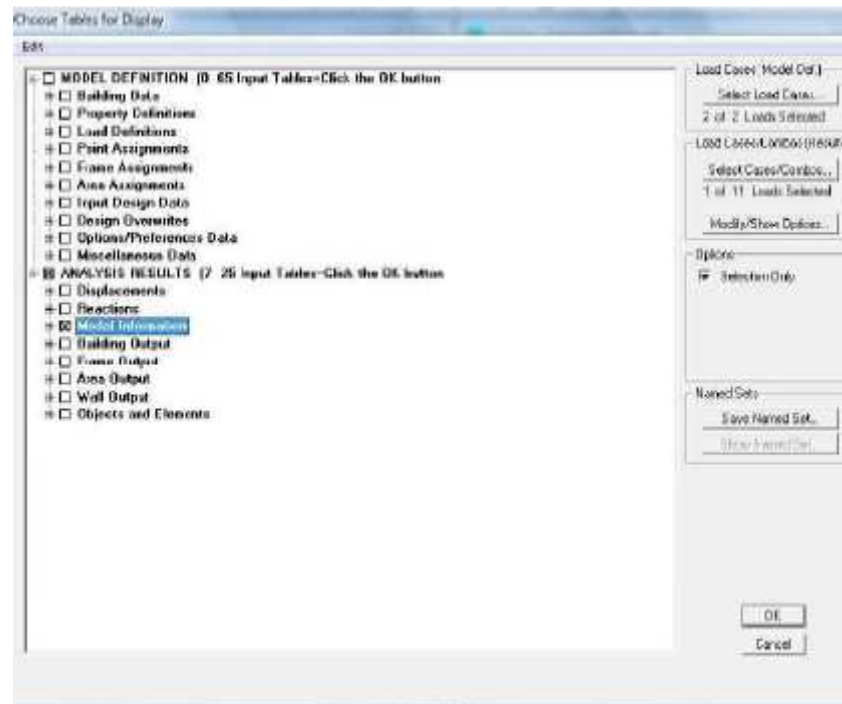
**I.5.8 Huitième étape : Analyse et visualisation des résultats.****Lancement de l'analyse :**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

**Visualisation des résultats :**➤ **Période et participation modale :**

Dans la fenêtre **display show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la

Combinaison « **Modal** ».



FigIV.12 Fenêtre des analyses et visualisations des résultats

### Déformée de la structure :

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.

#### ➤ Diagramme des efforts internes :

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne

**Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**

#### ➤ Efforts internes dans les éléments barres :

##### Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display Show tables**

Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

##### Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

### Efforts internes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

#### ➤ Déplacements:

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.

➤ **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

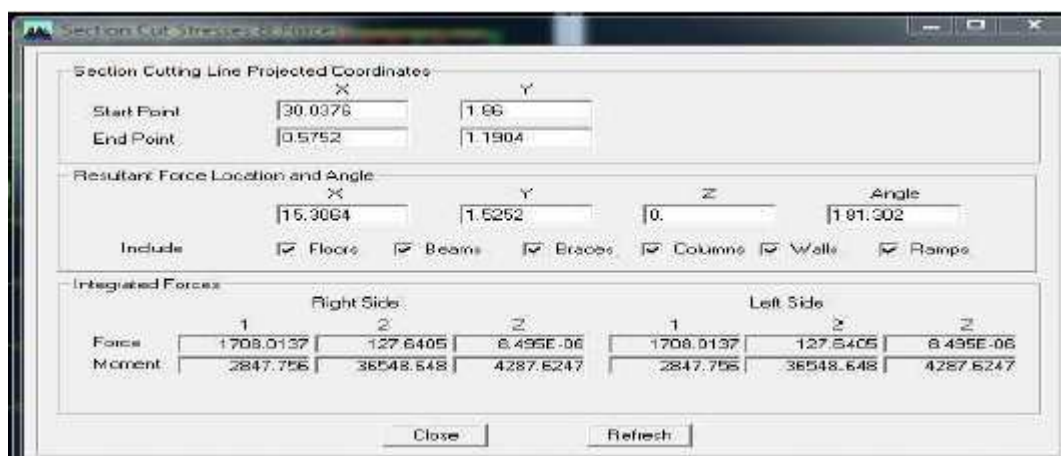
Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **E** ».

➤ **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**.

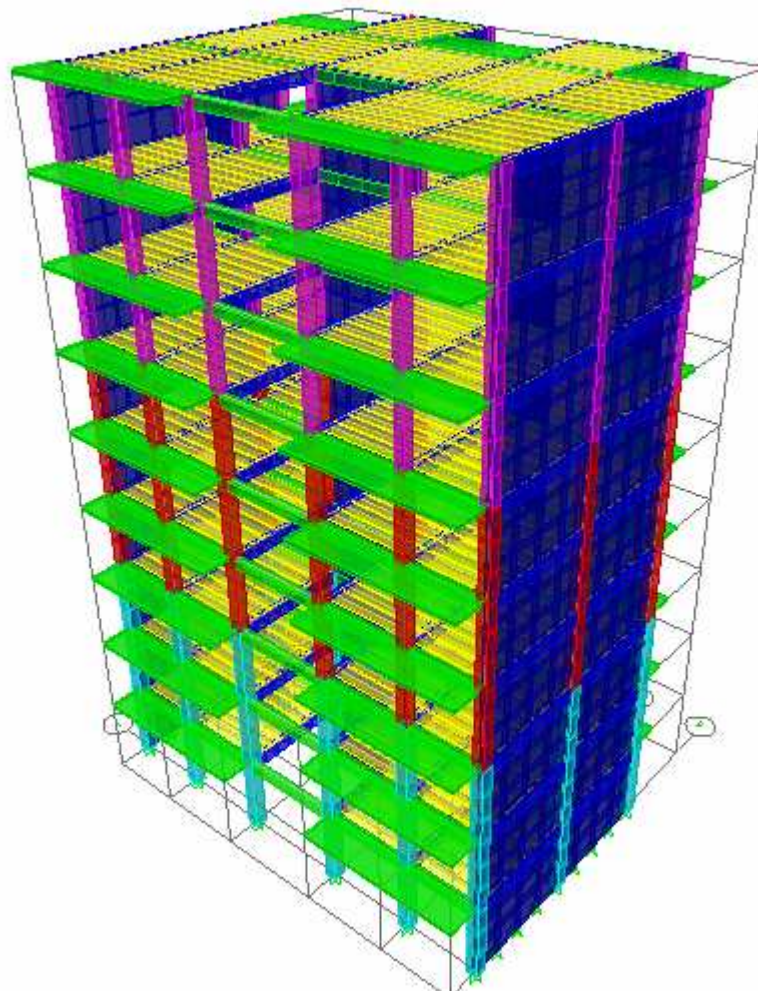
Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.



FigIV.14 Fenêtre illustrant la valeur de l'effort tranchant

**Remarque :**

En désélectionnant la case **Shells** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles. **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure.



**FigIV.15.** Vue en trois dimensions de la structure

# Chapitre V : Vérifications préconisés par le RPA et fichier résultats

**V. Vérifications du RPA**

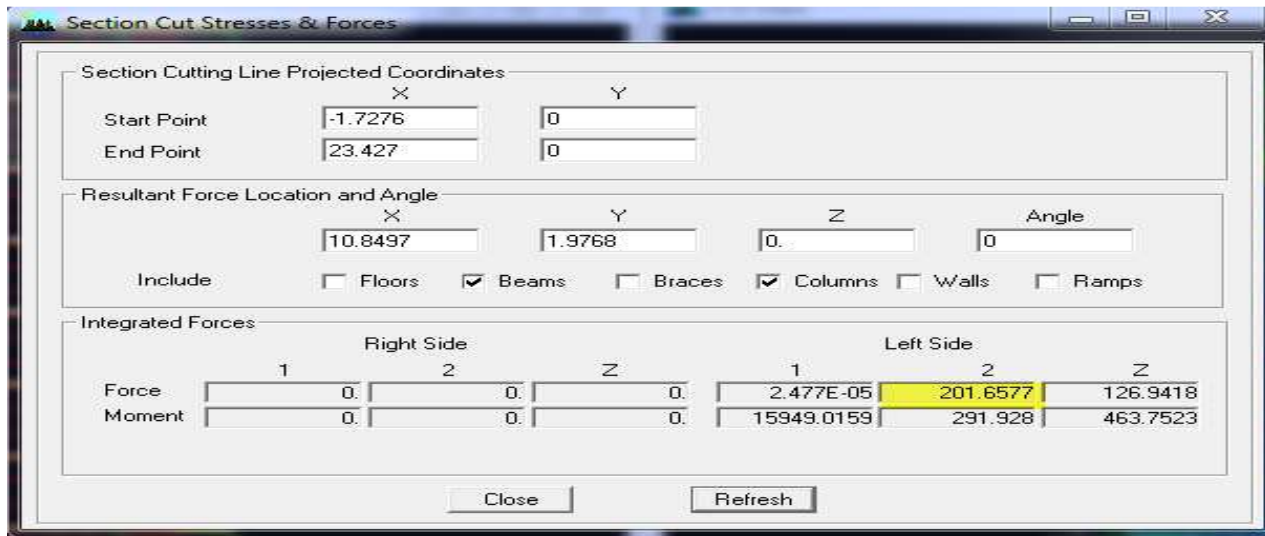
**V.1. Les différentes vérifications du RPA :**

Le règlement parasismique algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la Réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

On doit vérifier les conditions nécessaires

**V.1.1. Justification du système de contreventement :**

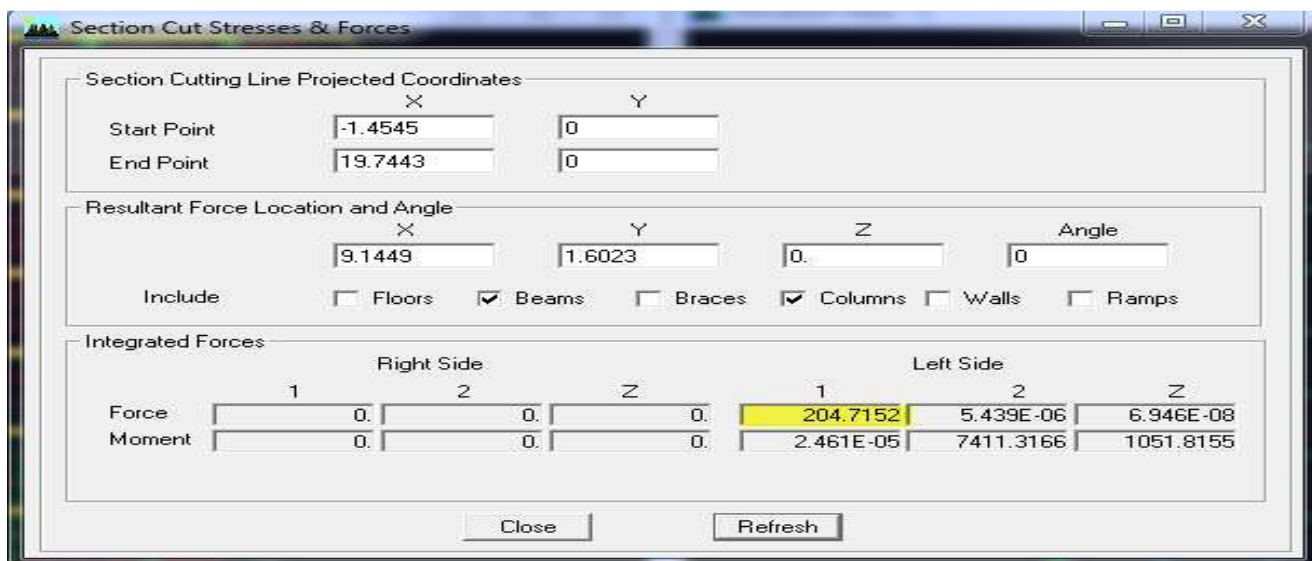
Charges sismique reprises par les portiques :



FigV.1 les charges sismique reprises par les portiques dans le sens y-y

100%  $\implies$  2059.8571 D'où 201.65  $\implies$  9.82 % selon yy

**Sens yy : 9.82 %**

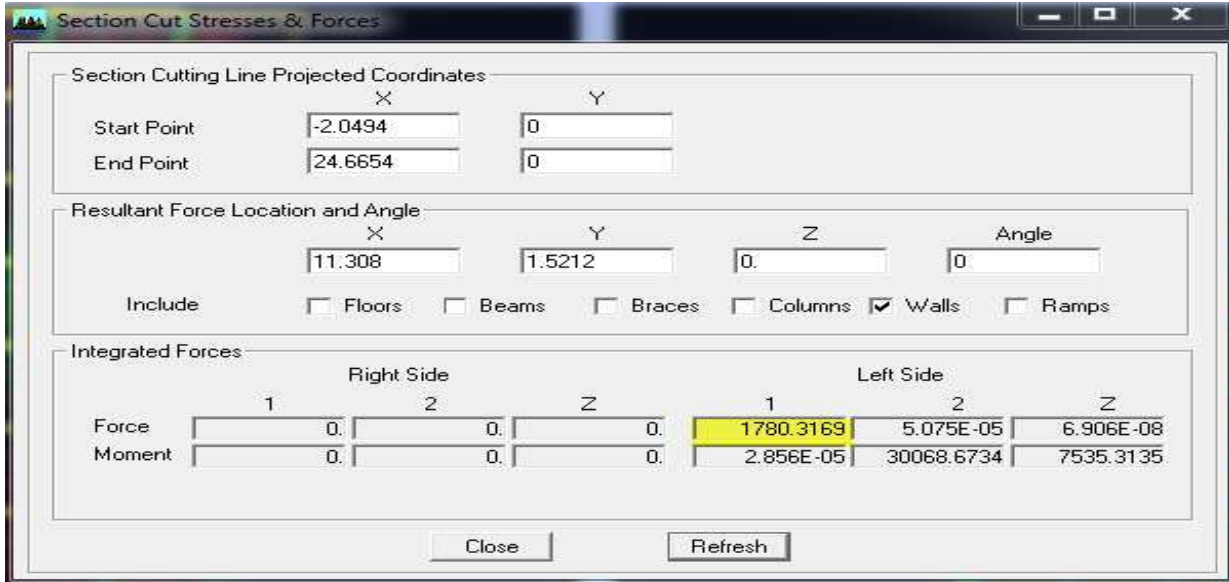


FigV.2 les charges sismique reprises par les portiques dans le sens y-y

100%  $\implies$  1982.9483 D'où 204.715  $\implies$  10.32% selon xx

Sens xx :10.32%

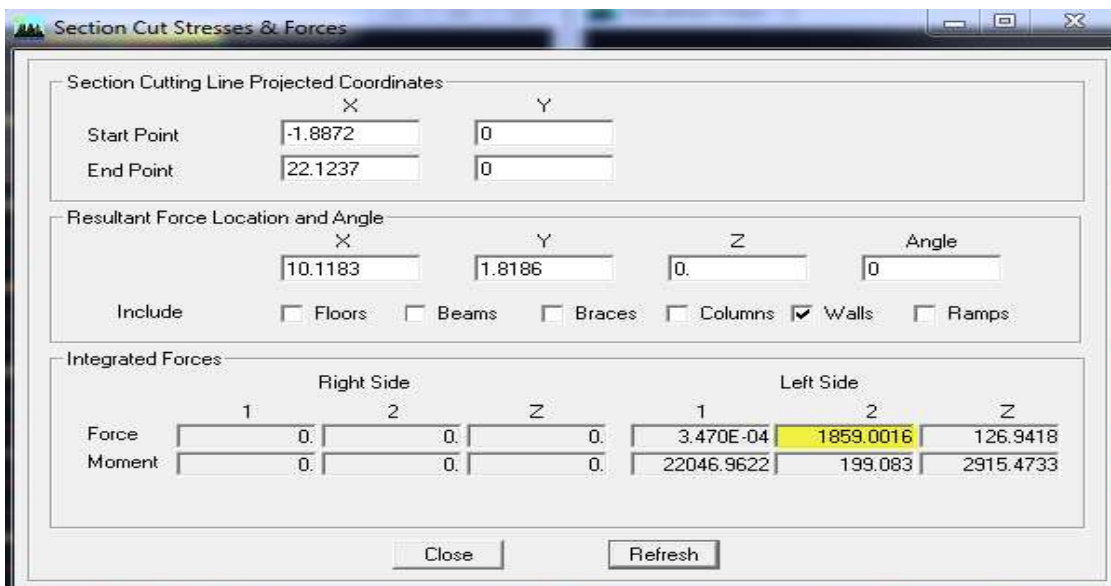
Charges sismique reprises par les voiles :



FigV.3 les charges sismiques reprints par les voiles dans le sens x-x

100%  $\implies$  1982.9483 D'où 1780.3169  $\implies$  89.75 % selon xx

Sens xx : 89.75 %

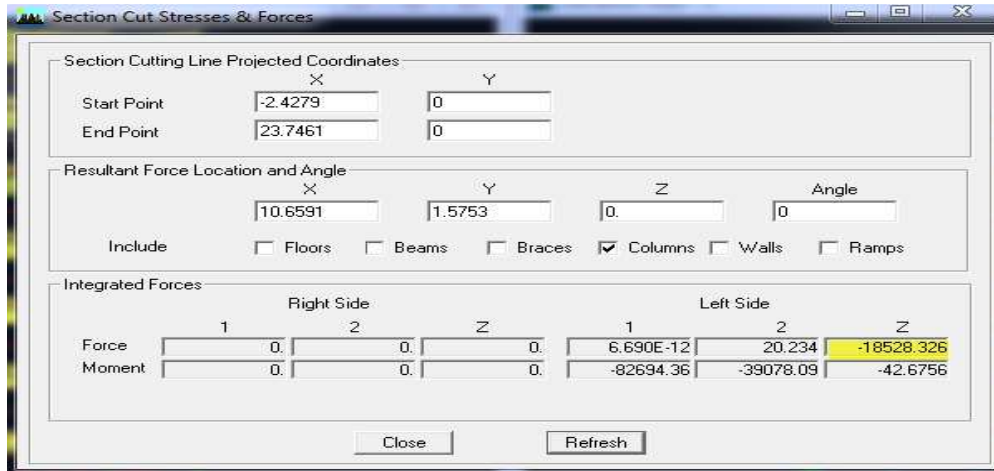


FigV.4 les charges sismiques reprise par les voiles dans le sens y-y

100%  $\implies$  2059.8571 D'où 1859.0016  $\implies$  90.2% selon yy

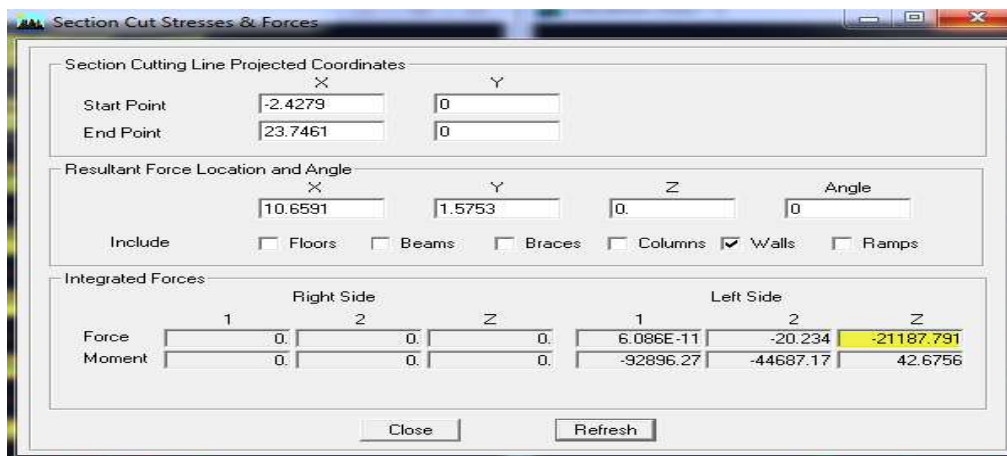
Sens yy : 90.2 %

**V.1.2.Sollicitations dues aux charges verticales :**



**FigV.5 charge vertical reprise les poteaux**

100%  $\implies$  39716.12 D'où 18528.326  $\implies$  46%



**FigV.6 charge vertical reprise par les voiles**

100%  $\implies$  39716.12 D'où 21187.791  $\implies$  53 %

-Les voiles :53%

-Les poteaux : 47%

**Conclusion :**

Les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales et la quasi-totalité des sollicitations dues aux charges horizontales, donc d'après le **RPA99/2003** le système de contreventement est constitué par des voiles porteurs en béton armé.

**V.1.3.Vérification de l'effort tranchant à la base :**

Le calcul de l'effort tranchant se fait avec la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times w$$

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

**D** : Facteur d'amplification dynamique de la structure.

**Q** : Facteur de qualité.

**W** : Poids totale de la structure en (kN).

### 1) Coefficient d'accélération de zone (A) :

Le coefficient (**A**) est donné par le tableau (4-1.RPA99/2003) Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment, Dans notre cas :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A=0,15$$

### 2) Coefficient de comportement de la structure (R) :

Le coefficient (**R**) est donné par le tableau (4-3.RPA99/2003) en fonction du système de contreventement (voiles porteurs) dont **R=3.5**.

### 3) Facteur de qualité Q :

$$Q=1 + \sum_1^6 p_q$$

**P<sub>q</sub>** : Pénalité à retenir selon les critères de qualité sont satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4-4.RPA99/2003)

### Tableau de qualité Q<sub>x</sub>

TableauV.1 Tableau de facteur de qualité dans le sens x-x

Critère	Observé (oui ou non)	(P <sub>q</sub> )
1. Condition minimale sur les files de contreventement (chaque file de portique doit avoir à chaque niveau au moins trois travées, le critère n'est pas observé)	NON	0,05
2. Redondance en plan.	OUI	0
3. Régularité en plan. (La forme est compacte $\frac{L}{\ell} \leq 4$ mais les décrochements ne sont pas vérifiés.)	NON	0.05
4. Régularité en élévation.	OUI	0
5. Contrôle de la qualité de l'exécution.	OUI	0
6. Contrôle de la qualité des matériaux.	OUI	0

On aura donc : **Q<sub>x</sub>**=1+ (0,05+0.05+0+0+0+0) = 1.1

**Q<sub>x</sub>**=1,1

**Tableau de facteur de qualité Qy**

TableauV.2 Tableau de facteur de qualité dans le sens y-y

Critère	Observé (oui ou non)	(Pq)
1. Condition minimale sur les files de contreventement (chaque file de portique doit avoir à chaque niveau au moins trois travées, le critère n'est pas observé)	NON	0,05
2. Redondance en plan.	OUI	0
3. Régularité en plan.	OUI	0
4. Régularité en élévation.	OUI	0
5. Contrôle de la qualité de l'exécution.	OUI	0
6. Contrôle de la qualité des matériaux.	OUI	0

On aura donc  $Q_y = 1 + (0+0+0+0,05+0+0) = 1,05$

**Facteur d'amplification dynamique de la structure (D)**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2. \\ 2.5\eta \left[ \frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s. \\ 2.5\eta \left[ \frac{T_2}{3} \right]^{2/3} \left[ \frac{3}{T} \right]^{5/3} & T \geq 3.0s. \end{cases}$$

**T<sub>2</sub>** : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (47.RPA99/2003).

Notre bâtiment est réalisé sur un sol meuble de **site 3**  $\Rightarrow T_2 = 0,50$  s

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donne par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

( $\xi$  %) = Le pourcentage d'amortissement critique donne par le tableau (42.RPA99/2003).

$\xi = 7\%$   $\Rightarrow$  Construction auto stable.

$\xi = 10\%$   $\Rightarrow$  Contreventement par voiles.

Donc :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 \geq 0,7$  OK

**T** : Période fondamentale de la structure (4-24.RPA99/2003).

$$T = c_t h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

$H_N$ : Hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau

$$\Rightarrow h_N = 27.54 \text{ m}$$

$C_T$  : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage et donne par le tableau (4-6.RPA99/2003).

$$\Rightarrow C_T = 0,05$$

$$\Rightarrow 0,05(27.54)^{\frac{3}{4}} = 0,60 \text{ s}$$

Les périodes donnés par ETABS sont :

$$T_1 \text{ Etabs} = 0,539 \quad 1^{\text{er}} \text{ mode translation.}$$

$$T_2 \text{ Etabs} = 0,367 \quad 2^{\text{ème}} \text{ mode translation.}$$

$$T_3 \text{ Etabs} = 0,281 \quad 3^{\text{ème}} \text{ mode rotation.}$$

TableauV.3 résultats des périodes et participation massique

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0.539682	66.5568	0.0000	0.0000	66.5568	0.0000
2	0.367628	0.0000	67.9837	0.0000	66.5568	67.9837
3	0.281321	0.0381	0.0000	0.0000	66.5949	67.9837
4	0.115434	19.3957	0.0000	0.0000	85.9907	67.9837
5	0.085901	0.0000	21.7501	0.0000	85.9907	89.7339
6	0.065337	0.0334	0.0000	0.0000	86.0241	89.7339
7	0.047906	7.1451	0.0000	0.0000	93.1692	89.7339
8	0.040559	0.0000	5.9590	0.0000	93.1692	95.6928
9	0.030519	0.0000	0.0000	0.0000	93.1692	95.6928

$$T \text{ Etabs} = 0,54 < 1,3 T_{\text{calculer}} = (1,3 \times 0,60) = 0,78 \text{ s} \quad \Longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

Calcul de la valeur de D :

$$\text{on a : } T_2 \leq T \leq 3.0s. \quad \Longrightarrow \quad 2,5 \eta \left[ \frac{T_2}{T} \right]^{2/3}$$

$$T = 0,60 > T_2 = 0,50 \quad \Longrightarrow \quad = 2,5 \eta \left[ \frac{T_2}{T} \right]^{2/3} = 1,68$$

$$\Rightarrow D = 1,68$$

**V.1.4. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base (art4.3.6.RPA99/2003) :**

La résultante des forces sismiques à la base (**VD**) obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente VS.

$$W = 26388.36 \text{ KN}$$

$$V_{sx} = \frac{A \times D \times Q_x}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,68 \times 1,1}{5} \times 26388.36 = 1462.97 \text{ KN}$$

$$V_{sx} = 1462.97 \text{ KN}$$

$$V_{sy} = \frac{A \times D \times Q_y}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,68 \times 1,05}{5} \times 26388,36 = 1396,47 \text{ KN}$$

$$V_{sy} = 1396,47 \text{ KN}$$

**Sens yy :**

TableauV.4 résultats des efforts sismiques dans le sens y-y

EY	23	U2	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
EY	24	U2	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
EY	25	U2	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
EY	26	U2	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
EY	27	U2	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
EY	All	All	0.00	2059.86	0.00	37975.992	0.000	17611.776

**Sens xx :**

TableauV.5 résultats des efforts sismiques dans le sens x-x

EX	23	U1	7.28	0.00	0.00	0.000	6.901	-44.338
EX	24	U1	1.84	0.00	0.00	0.000	1.700	-11.074
EX	25	U1	1.26	0.00	0.00	0.000	1.260	-7.589
EX	26	U1	0.57	0.00	0.00	0.000	0.500	-3.450
EX	27	U1	0.14	0.00	0.00	0.000	0.121	-0.864
EX	All	All	1982.95	0.00	0.00	0.000	37479.180	11962.022

Sens xx :  $80\%V_{sx} = 1170,38 < V_{Dx}ETABS = 1982,95 \text{ kN}$

Sens yy :  $80\%V_{sy} = 1117,18 < V_{Dy}ETABS = 2059,86 \text{ kN}$

} Condition vérifié.

**V.1.5.Vérification de l'excentricité :**

Avec :

CM : Centre de masse

CR : Centre de rigidité

$e_x$  Et  $e_y$  : Excentricités accidentelles :

$E_x$  et  $E_y$  : Excentricités théoriques :

**Vérification de l'excentricité**

TableauV.6 résultats des centres de masse et de rigidité obtenue

	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
▶	290,5744	8,550	5,988	290,5744	290,5744	8,550	5,988	8,550	6,647
	290,5744	8,550	5,988	290,5744	290,5744	8,550	5,988	8,550	6,697
	289,2873	8,550	5,986	289,2873	289,2873	8,550	5,986	8,550	6,638
	288,2448	8,550	5,985	288,2448	288,2448	8,550	5,985	8,550	6,557
	288,2448	8,550	5,985	288,2448	288,2448	8,550	5,985	8,550	6,476
	286,9577	8,550	5,983	286,9577	286,9577	8,550	5,983	8,550	6,403
	285,9153	8,550	5,981	285,9153	285,9153	8,550	5,981	8,550	6,344
	285,9153	8,550	5,981	285,9153	285,9153	8,550	5,981	8,550	6,298
	243,0316	8,550	5,985	243,0316	243,0316	8,550	5,985	8,550	6,262

TableauV.5 résultats des excentricités suivant le sens x-x et y-y

Etage	X <sub>CM</sub>	Y <sub>CM</sub>	X <sub>CR</sub>	Y <sub>CR</sub>	E <sub>X</sub>	E <sub>Y</sub>	e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>
RDC	8.55	5.988	8.55	6.647	0.855	0.75	0	0.659
1	8.55	5.988	8.55	6.697	0.855	0.75	0	0.709
2	8.55	5.986	8.55	6.638	0.855	0.75	0	0.65
3	8.55	5.985	8.55	6.557	0.855	0.75	0	0.572
4	8.55	5.988	8.55	6.576	0.855	0.75	0	0.588
5	8.55	5.983	8.55	6.403	0.855	0.75	0	0.42
6	8.55	5.981	8.55	6.344	0.855	0.75	0	0.363
7	8.55	5.981	8.55	6.298	0.855	0.75	0	0.317
8	8.55	5.985	8.55	6.262	0.855	0.75	0	0.32

**V.1.6.Vérification du déplacement latéral inter étage (art 4.4.3.RPA99/2003)**

Le déplacement horizontal à chaque niveau de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{ek}$$

Avec :

**R** : Coefficient de comportement **R=3.5**

**δ<sub>ek</sub>** : Déplacement dû aux forces sismiques

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le (art 5.10. RPA99/2003) le déplacement relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

## V.1.6.1 déplacement latéral inter étage :

Tableau V.6 vérifications de déplacement inter-étages

Etage	R	$\delta_{KX}$ (cm)	$\delta_{KY}$ (cm)	$\Delta_{KX}$ (cm)	$\Delta_{KY}$ (cm)	1%h (cm)
RDC	3,5	$3,5 \times 0.04 = 0.14$	$3,5 \times 0 = 0$	0.2	0	3.06
1	3,5	$3,5 \times 0.13 = 0.45$	$3,5 \times 0 = 0$	0.45	0	3.06
2	3,5	$3,5 \times 0.27 = 0.94$	$3,5 \times 0 = 0$	0.7	0	3.06
3	3,5	$3,5 \times 0.43 = 1.5$	$3,5 \times 0 = 0$	0.8	0	3.06
4	3,5	$3,5 \times 0.62 = 2.17$	$3,5 \times 0 = 0$	0.95	0	3.06
5	3,5	$3,5 \times 0.82 = 2.87$	$3,5 \times 0 = 0$	1	0	3.06
6	3,5	$3,5 \times 1.03 = 3.6$	$3,5 \times 0 = 0$	1.05	0	3.06
7	3,5	$3,5 \times 1.23 = 4.3$	$3,5 \times 0 = 0$	1	0	3.06
8	3,5	$3,5 \times 1,43 = 5$	$3,5 \times 0 = 0$	1	0	3.06

**Conclusion :**

Le déplacement relatif latéral d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépasse pas 1% de la hauteur d'étage  $\Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

## V.1.7. Spécification pour les poteaux (Art 7.4.3.1/ RPA99 version 2003) :

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{bc \times f_{c28}} \leq 0,30$$

$N_d$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous la combinaison  $G + Q \pm E$ .

$Bc$  : est l'aire (section brute) de cette dernière.

$f_{c28}$  : est la résistance caractéristique du béton.

**Pour les poteaux de RDC/2 ( $45 \times 45$ )  $cm^2$   $N_d = 1436.73$  kN**

$$v = \frac{1436.73 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0,28 \leq 0,30 \text{ de la condition du RPA} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Pour les poteaux de 3<sup>eme</sup> au 5<sup>eme</sup> étages ( $40 \times 40$ )  $cm^2$   $N_d = 908.2$  kN**

$$v = \frac{908.2 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0,22 < 0,30 \text{ de la condition du RPA} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Pour les poteaux de 6<sup>eme</sup> au 8<sup>eme</sup> étages ( $35 \times 35$ )  $cm^2$   $N_d = 438.28$  kN**

$$v = \frac{438.28 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0,14 < 0,30 \text{ de la condition du RPA} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## f. Déplacement maximal

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{h_n}{500}$$

On à  $\delta x = \delta y = 1$   $\langle f = \frac{2754}{500} = 5.508$   $\implies$  Condition vérifiée

**Justification vis-à-vis de l'effet P – Δ (Art 5.9 RPA99 version2003) :**

Les effets de 2° ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

**Avec :**

**Pk** : Poids de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

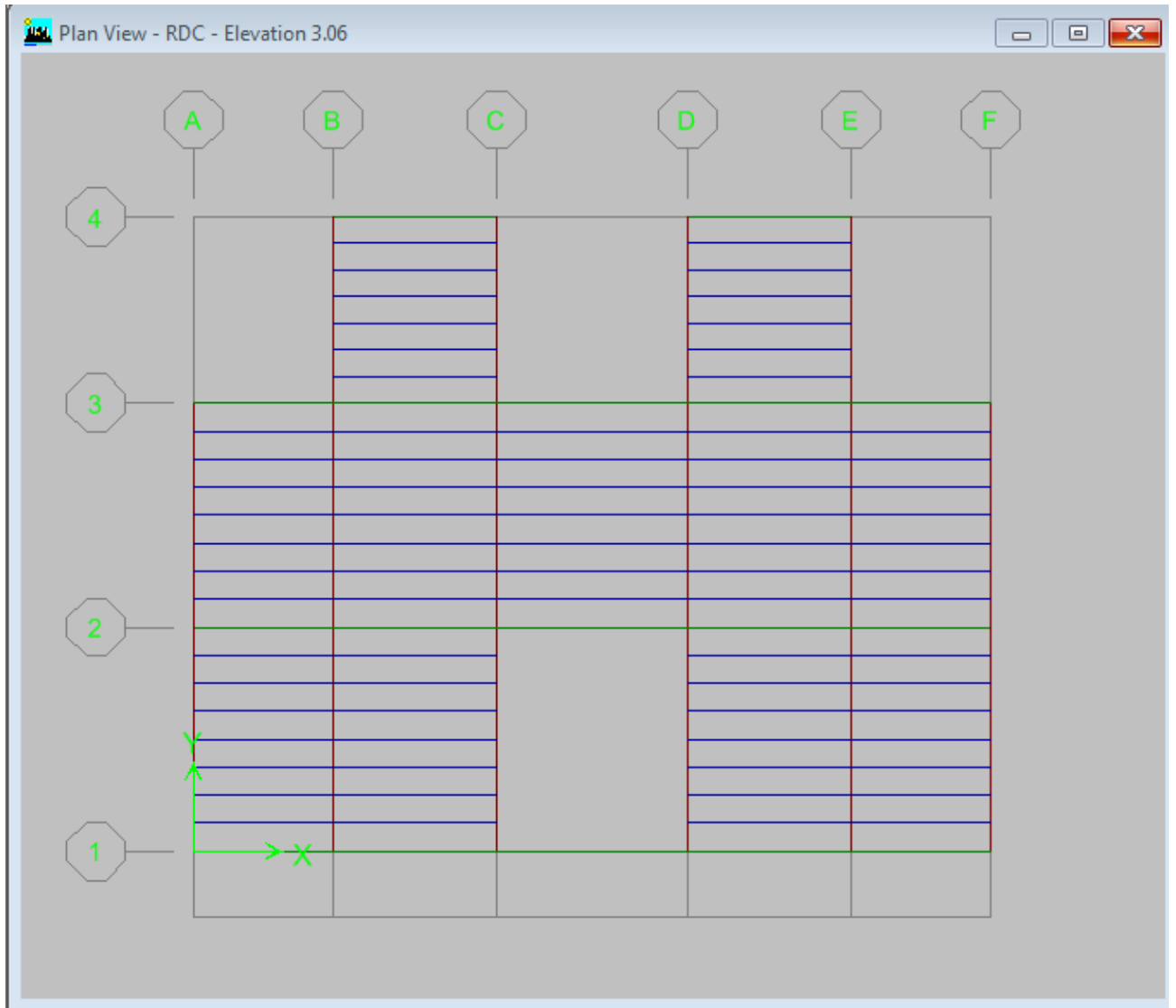
**Vk** : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

**Δk** : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

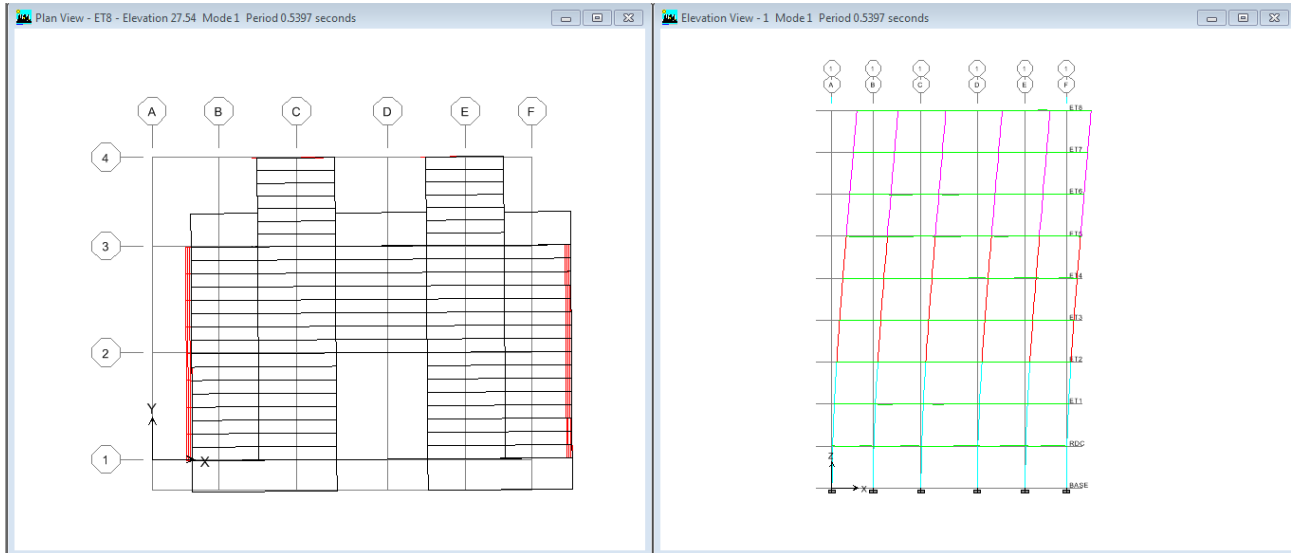
**hk** : Hauteur d'étage « k ».

TableauV.7 résultats du déplacement maximal inter-étage

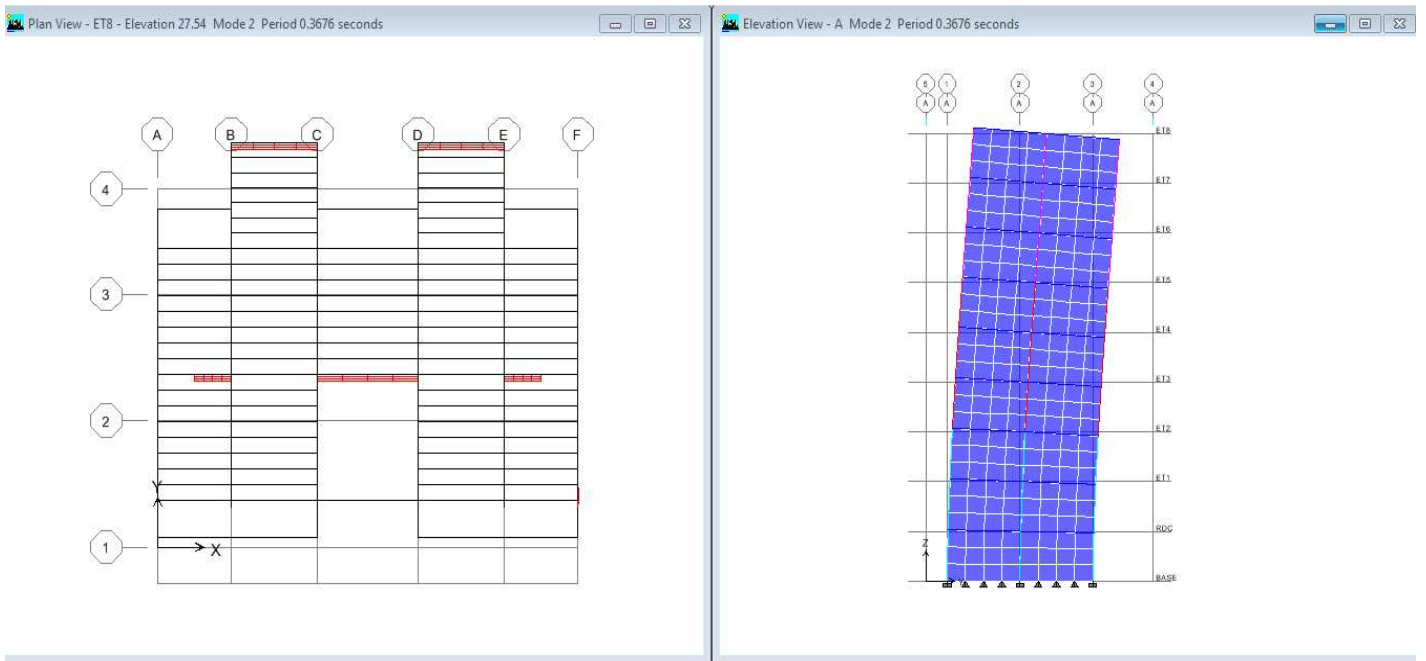
Niveau	P(KN)	Sens X X				Sens Y Y			
		Δ <sub>k</sub>	V <sub>k</sub>	h <sub>k</sub>	θ <sub>x</sub>	Δ <sub>k</sub>	V <sub>k</sub>	h <sub>k</sub>	θ <sub>y</sub>
RDC	3000.76	0.02	2213.71	3,06	0,0088	0,005	094,722	4,25	0,003
1	3000.76	0.045	2157.64	3,06	0,020	0,01	616,146	3,23	0,016
2	3000.77	0.07	2057.94	3,06	0,03	0,01	600,011	3,06	0,015
3	2929.23	0.08	1919.61	3,06	0,03	0,01	630,159	3,06	0,014
4	2929.24	0.095	1743.12	3,06	0,052	0,005	611,008	3,06	0,015
5	2929.23	0.01	1524.55	3,06	0,006	0,01	600,147	3,06	0,015
6	2866.12	0.0105	1259.94	3,06	0,0078	0,01	415,703	3,06	0,022
7	2866.13	0.01	935.64	3,06	0,01	0,005	386,422	3,06	0,012
8	2866.12	0.01	511.88	3,06	0,018	0,01	383,212	3,06	0,032



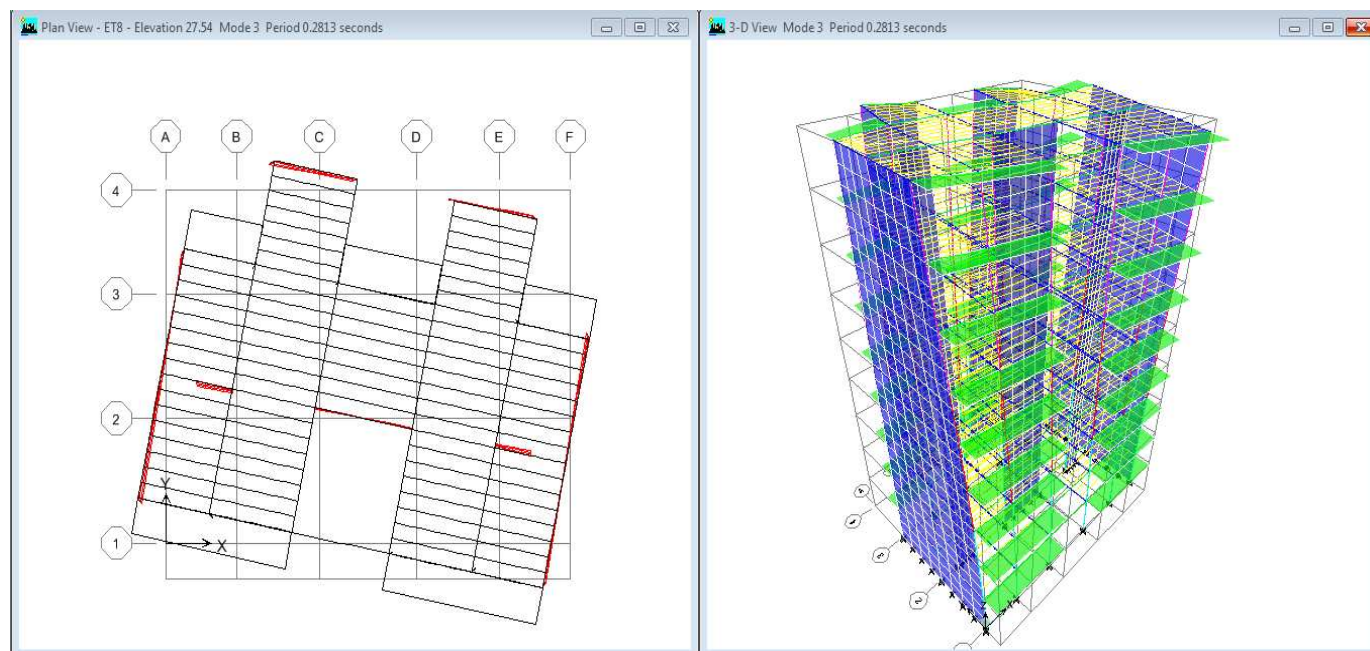
FigV.6. Disposition et direction des PP, PS et Poutrelles



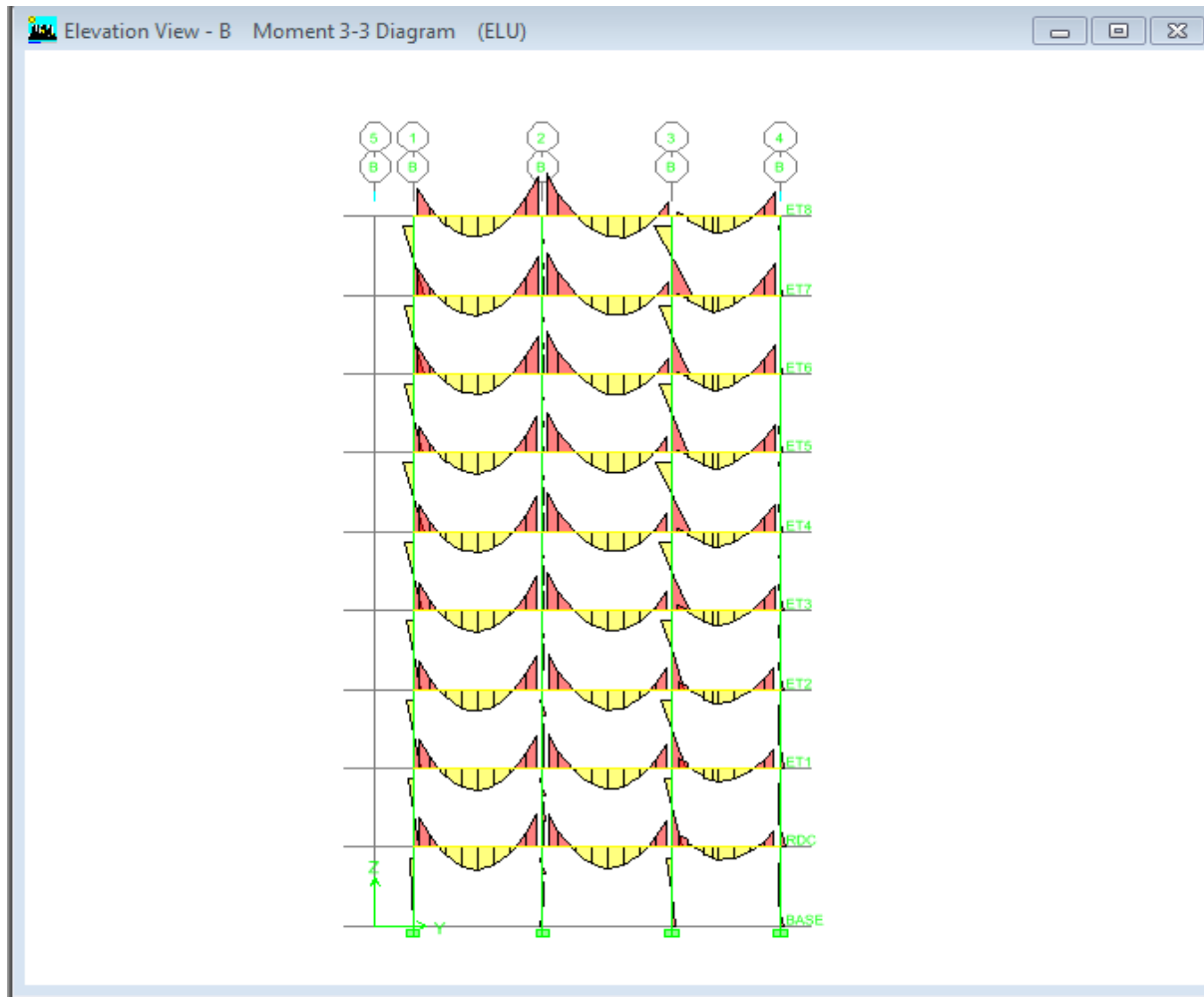
**FigV.7. Translation suivant x-x(Mode I)**



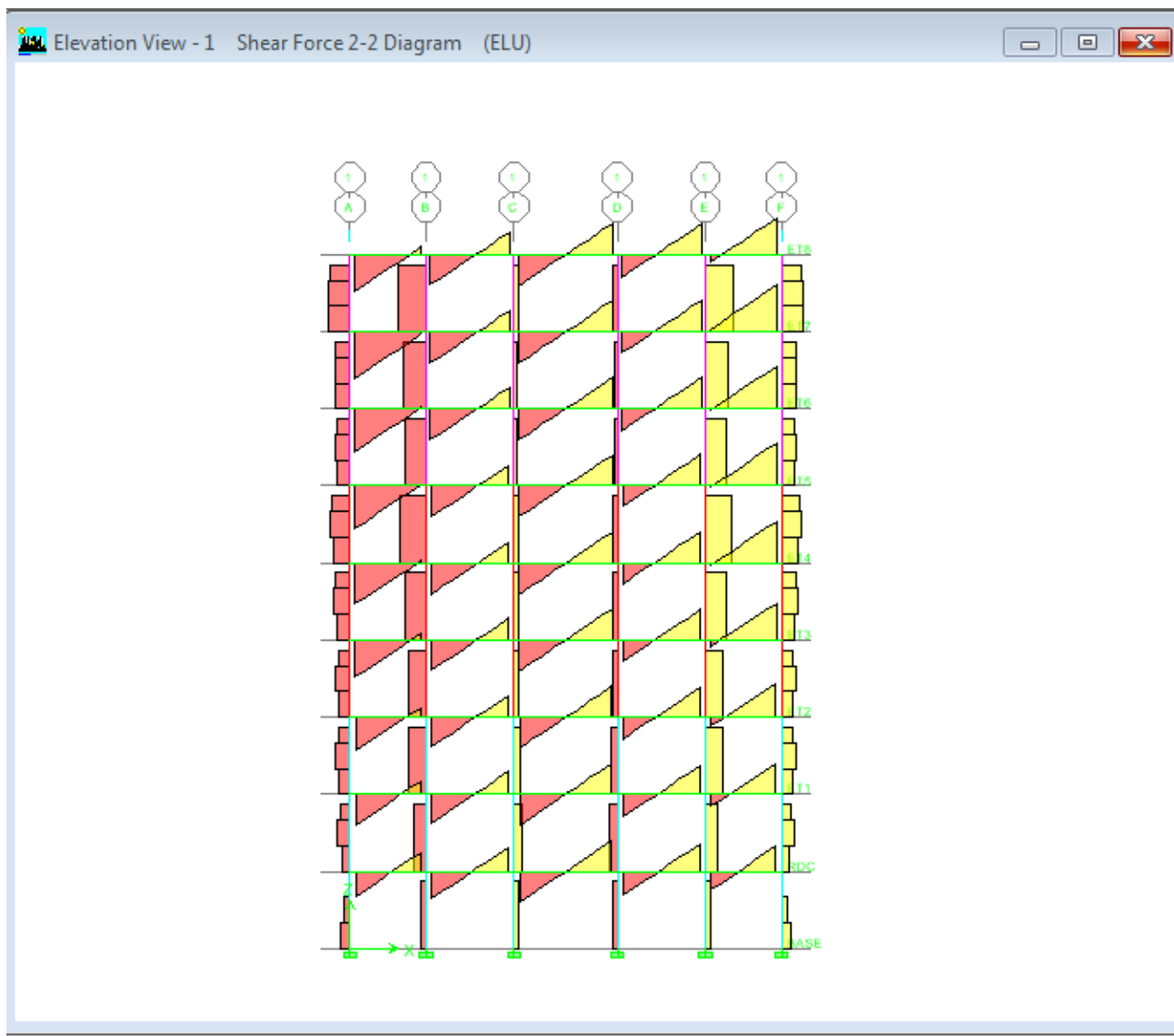
**FigV.8. Translation suivant y-y (Mode II)**



FigV.9. Torsion suivant x-y (Mode III)



FigV.9. Diagramme des moments fléchissant (Poutres principales)



FigV.9. Diagramme des efforts tranchant (Poutres secondaires)

### **Conclusion :**

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- La période est vérifiée.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.

Nous pouvons passer aux ferrailage des éléments structuraux.

# Chapitre VI: Ferrailages des éléments structuraux

## Ferrailages des poutres

### VI.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Les combinaisons considérées pour le calcul sont :

- $1.35G + 1.5 Q$ .....à l'ELU
- $G + Q \pm E$ .....RPA99 révisé 2003.
- $0.8 G \pm E$ .....RPA99 révisé 2003.

### VI.2. Recommandation du RPA 99/version 2003

#### • Armatures longitudinales

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximal des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6 % en zone recouvrement.

#### Poutre principales (30x40) :

- $A_{min} = 0.5\%(bxh) = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$ .
- $A_{max} = 4\%(bxh) = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$  (zone courante).
- $A_{max} = 6\%(bxh) = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$  (zone nodale).

#### Poutre secondaire (30x35) :

- $A_{min} = 0.5\%(bxh) = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$ .
- $A_{max} = 4\%(bxh) = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$  (zone courante).
- $A_{max} = 6\%(bxh) = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$  (zone nodale).
- 
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\emptyset$  en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

#### • Armatures transversales

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 S_t b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset\right) \longrightarrow \text{En zone nodale.}$$

$$S_t^{min} \leq \frac{h}{2} \longrightarrow \text{En zone de recouvrement.}$$

$\emptyset$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

### VI.3. étapes de calcul à l'ELU

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes suivantes

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 f_{bu}}$$

Avec :  $f_{bu} = \frac{0,85 f_{28}}{\gamma_b}$

Pour les aciers Fe 400 :

Si  $\mu < \mu_l = 0,392$  section simplement armée

Si  $\mu > \mu_l = 0,392$  section doublement armée

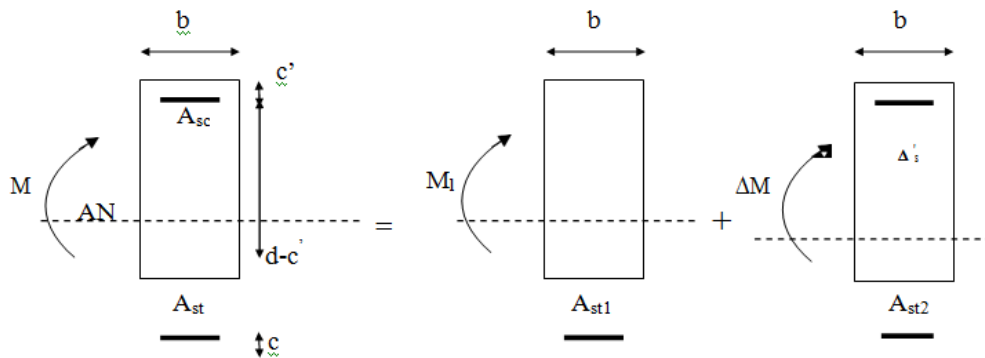
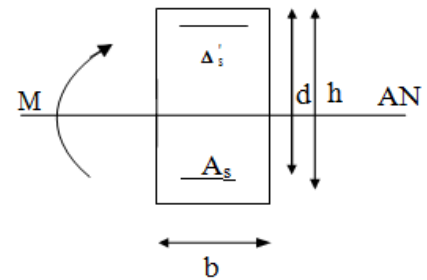
– Cas 1 :  $\mu < \mu_l$  (SSA)

$$A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Cas 2 :  $\mu > \mu_l$  (SDA)

$$M = M_l + \Delta M$$

$$M_l = \mu_l b \cdot d^2 \cdot f_{bu} \quad \text{avec : } \Delta M = M - M_l$$



**Finalemment :**

$$A_s = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_l}{\beta_l \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_{st}}$$

**VI.4. Exemple de calcul**

On se propose de calculer la section d'armatures de la poutre principale sur appui inférieur,

En zone I :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{55.65 \times 10^6}{300 \times 380^2 \times 14,2} = 0.0905 < \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.0905 \rightarrow \beta = 0.953$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{55.65 \times 10^6}{0,953 \times 380 \times 348} = 4.42 \text{ Cm}^2$$

On opte pour : 4HA14= 6.16cm<sup>2</sup>

Le calcul des sections d'armatures, et le choix des aciers à adopter sont résumés dans les tableaux qui suivent : (TableauVI.3 et TableauVI.4)

✓ **Ferrillage des poutres principales**

**TableauVI.3 Résumé de calcul des poutres principales**

Zones	Localisation	M <sub>u</sub> (kN.m)	$\mu$	Observ	$\beta$	A <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	Aadoptée (cm <sup>2</sup> )
Zone I	Travée	55.65	0,0905	SSA	0,953	4,42	6	4HA14=6,16
	Appui	101	0,1641		0,910	8.39	6	2HA12+4HA14=8.42
Zone II	Travée	60.37	0,0981		0,948	4.81	6	4HA14=6,16
	Appui	124.8	0,2028		0,885	10.66	6	4HA14+4HA12=10,68
Zone III	Travée	66.2	0,1076		0,943	5,31	6	4HA14=6,16
	Appui	138	0,2243		0,871	11,98	6	6HA16= 12,06

✓ **Ferrailage des poutres secondaires****Tableau VI.4 Résumé de calcul des poutres secondaires**

Zones	Localisation	Mu(kN.m)	$\mu$	Obser	$\beta$	Acal cm <sup>2</sup>	Amin cm <sup>2</sup>	Aadoptée (cm <sup>2</sup> )
Zone I	Travée	40,1	0,0864	SSA	0,955	3,18	5,25	5HA12=5,65
	Appui	49,57	0,1069		0,943	3,98	5,25	5HA12=5,65
Zone II	Travée	58,84	0,1268		0,932	4,78	5,25	5HA12=5,65
	Appui	69,24	0,1493		0,919	5,71	5,25	4HA14=6,16
Zone III	Travée	61,96	0,1336		0,928	5,06	5,25	3HA16=6.02
	Appui	72,29	0,1571		0,914	6,04	5,25	4HA14= 6.16

**VI.5. Vérifications des conditions du RPA**▪ **Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est :  $A_{\min} = 0,5\% (b \times h)$

Toutes les sections d'armatures ont été vérifiées à la condition de section d'armatures minimale citée ci-dessus.

▪ **Armatures transversales :****Poutres principales :**

$$-S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_1) = \min (40/4 ; 12 (1,6)) \square S_t = 10\text{cm} \square \text{En zone nodale}$$

$$-S_t \leq h/2 = 40/2 \square S_t = 20\text{cm} \square \text{en zone courante}$$

Et:

$$-A_t = 0,003.S_t.b = 0,90 \text{ cm}^2 \square \text{en zone nodale}$$

$$A_t = 0,003.S_t.b = 1,80 \text{ cm}^2 \square \text{en zone courante Soit : } A_t = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

**Poutres secondaires :**

$$-S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_1) = \min (35/4 ; 12 (1,4)) \square S_t = 8 \text{ cm} \square S_t = 8\text{cm} \square \text{En zone nodal}$$

$$-S_t \leq h/2 = 35/2 \square S_t = 17\text{cm} \square \text{en zone courante}$$

Et:

$$-A_t = 0,003.S_t.b = 0,72 \text{ cm}^2 \square \text{en zone nodal}$$

$-A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 1,53 \text{ cm}^2$  □ en zone courante

Soit :  $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- **Délimitation de la zone nodale :**

$L' = 2h$  avec  $h$  : la hauteur de la poutre

$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$ , pour les poutres principale.

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$ , pour les poutres secondaire

### VI.6. Vérifications à l'ELU

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales de (30 x 40) :  $A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,38 \text{ cm}^2$

- Poutres secondaires (30 x 35) :  $A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,2 \text{ cm}^2$

⇒ **Condition vérifiée.**

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis (BAEL91/Art.1.5.1.32)**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \frac{0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutres principales :

$$\bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,38 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 684 \text{ KN}$$

$T_u = 143,09 \text{ KN} < \bar{T}_u = 684 \text{ KN}$  ..... **condition vérifiée.**

Poutres secondaires :

$$\bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,33 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 594 \text{ KN}$$

$T_u = 53,79 \text{ KN} < \bar{T}_u = 486 \text{ KN}$  ..... **condition vérifiée.**

- **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

Poutres principales :

$$\tau_u = \frac{143,09 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,38} = 1,25 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Poutres secondaires :

$$\tau_u = \frac{53,79 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,33} = 0,54 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales**

Lorsqu'au droit d'un appui :  $(T_u + \frac{M_u^a}{0,9.d}) > 0$ , on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à  $(T_u + \frac{M_u^a}{0,9.d})$

D'où  $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} (T_u + \frac{M_u^a}{0,9.d})$

Si  $(T_u + \frac{M_u^a}{0,9.d}) < 0 \longrightarrow$  La vérification n'est pas nécessaire.

Poutres principales :

$$T_u + \frac{M_u^a}{0,9.d} = 143,09 - \frac{138}{0,9 \times 0,38} = -260,41 \text{ KN}$$

Poutres secondaires

$$T_u + \frac{M_u^a}{0,9.d} = 53,79 - \frac{72,9}{0,9 \times 0,33} = -191,66 \text{ KN}$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

• **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

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

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9.d \cdot \sum U_i} \text{ Avec } \sum U_i = \text{Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.}$$

Poutres principales : 6HA16+4HA14

$$\sum U_i = \pi(6 \times 1,6 + 4 \times 1,4) = 47,75 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{143,09 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 477} = 0,87 \text{ cm} < \bar{\tau}_s \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Poutres secondaires : 4HA14+5HA12

$$\sum U_i = \pi(3 \times 1,6 + 4 \times 1,4) = 32,67 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{53,79 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 326} = 0,55 \text{ cm} < \bar{\tau}_s \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Calcul de la longueur de scellement droit des barres**

Elle correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour la transmission des efforts.

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \cdot \tau_s} \quad \text{Avec } \tau_s = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour les  $\phi 12$  :  $l_s = 42,33 \text{ cm}$

Pour les  $\phi 14$  :  $l_s = 49,38 \text{ cm}$

Pour les  $\phi 16$  :  $l_s = 56,44 \text{ cm}$

Le BAEL admet que l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, est assuré lorsque la partie ancrée, mesurée hors crochet, est au moins égale à «  $0,4 \cdot l_s$  » pour les aciers à haute adhérence.

Pour les  $\phi 12$  :  $l_c = 16,93 \text{ cm}$

Pour les  $\phi 14$  :  $l_c = 19,75 \text{ cm}$

Pour les  $\phi 16$  :  $l_c = 22,58 \text{ cm}$

### VI.7. Vérification à L'ELS

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire

- **Etat limite de résistance du béton à la compression**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte limite admissible qui suite :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0,6 \times f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{avec } K = \frac{1}{K_1} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

Avec :  $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$  (A : armatures adoptées à l'ELU)

A : section d'armatures adoptée à l'ELU

$\sigma_s$  : Contrainte dans les aciers.

On calcule :  $\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$

Les résultats de vérification à l'ELS, et les observations faites pour chaque cas sont résumés dans les tableaux suivants : (Tableau VI.5 et Tableau VI.6)

**TableauVI.5 Résumé des vérifications du ferrailage des poutres principales à l'ELS**

Zones	Localisation	M <sub>s</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	K1	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Condition
Zone I	Travée	40.49	16.16	0.622	0,878	25.12	196.89	7.83	15	Vérifiée
	Appui	73.42	8.42	0,851	0,867	22.51	264.47	11.74	15	Vérifiée
Zone II	Travée	43.9	6.16	0,622	0,878	25.12	213.47	8.49	15	Vérifiée
	Appui	90.72	10.68	1.079	0,856	19.9	260.91	13.11	15	Vérifiée
ZoneIII	Travée	48.16	6.16	0,622	0,78	25.12	234.19	09.32	15	Vérifiée
	Appui	100.3	12.06	1.21	0.85	18.31	257.44	14.06	15	Vérifiée

**TableauVI.6 Résumé des vérifications du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS**

Zones	Localisation	M <sub>s</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	K1	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Condition
Zone I	Travée	9.72	5.65	0.57	0.88	25.71	59.18	2.3	15	Vérifiée
	Appui	16.67	5.65	0.571	0.88	25.71	101.48	3.94	15	Vérifiée
Zone II	Travée	17.59	5.65	0.571	0.88	25.71	107.89	4.17	15	Vérifiée
	Appui	26.17	6.16	0.622	0.878	25.12	146.54	5.83	15	Vérifiée
ZoneIII	Travée	20.75	5.65	0.571	0.88	25.71	126.33	4.91	15	Vérifiée
	Appui	30.99	6.16	0.622	0.878	25.123	173.53	6.91	15	Vérifiée



## Ferraillages des poteaux

### VI.8.Introduction :

Le calcul du ferrailage des poteaux se fera en flexion composée dans le sens le plus défavorable selon les deux directions, puis vérifiés à l'ELS.

➤ les combinaisons considérées pour les calculs sont:

- 1,35G+1,5Q → à l'ELU.
- G+Q → à l'ELS
- G+Q+E →RPA99 révisé2003.
- 0,8G±E →RPA99 révisé2003.

➤ Ce calcul est effectué en considérant les combinaisons suivantes:

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant.

### VI.9. Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU :

#### 1- Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Deux cas peuvent se présenter :

#### a) Section partiellement comprimée (SPC):

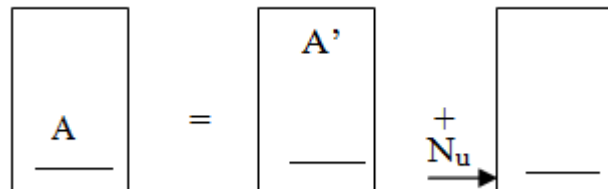
Une section est partiellement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u \cdot (d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

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

$M_f$  : Moment fictif



**Calcul des armatures**

$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d \cdot f_{bc}}$  Si  $\mu \leq \mu_1 = 0,392$  La section est simplement armée.

On détermine  $\beta$  du tableau

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est :  $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

$\mu \geq \mu_1 = 0,392$  La section est doublement armée.

On calcule :  $M_r = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_r}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

Avec  $M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est :  $A'_s = A'$  ;  $A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s}$

**b) Section entièrement comprimée (SEC)**

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u \leq \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

Deux cas se présentent :

Si :  $N_u \cdot (d - c') - M_f \leq \left( 0,337 - 0,81x \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$  → Section partiellement comprimée

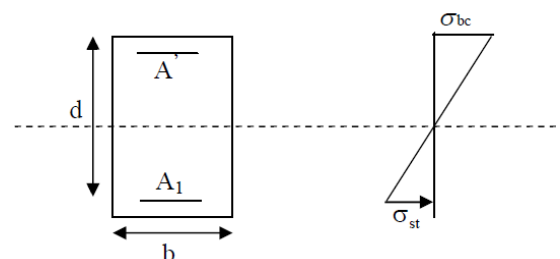
En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0,392$  La section est simplement armée.

$$A_l = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Avec :  $\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$



$$A' = 0$$

Si  $\mu \geq \mu_1 = 0,392$  La section est doublement armée.

On calcule :

$$M_r = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec  $M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée

$$A_l = \frac{M_r}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad \text{avec } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est :  $A'_s = A'$  ;  $A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si :  $N_u \cdot (d - c') - M_f \geq \left(0,337 - 0,81x \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} A_s > 0$  et  $A'_s > 0$   $\longrightarrow$  SEC

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

- Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c.-à-d.

$N(d - c') - M_f \leq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$   $\longrightarrow$   $A_s > 0$  et  $A'_s = 0$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi x b x h x f_{bc}}{\sigma_s} \quad ; \quad A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

## VI.10. Les recommandations du RPA 99 pour les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal de **12 mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40φ.(zone IIa)**
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm**.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont:

- Le pourcentage minimal d'armatures en zone nodale sera  $0,8\% \times b \times h$  (en zone II)

Poteau (45x45) :  $A_{min}=0,008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$

Poteau (40x40) :  $A_{min}=0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$

Poteau (35x35) :  $A_{min}=0,008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement d'armatures sera  $6\% \times b \times h$  (en zone II)

Poteau (45x45) :  $A_{min}=0,06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$

Poteau (40x40) :  $A_{min}=0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Poteau (35x35) :  $A_{min}=0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone courante d'armatures sera  $4\% \times b \times h$  (en zone II)

Poteau (45x45) :  $A_{min}=0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Poteau (40x40) :  $A_{min}=0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Poteau (35x35) :  $A_{min}=0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

#### VI.11. Les recommandations du RPA 99 pour les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{max} \text{ Avec : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.}$$

- L'espacement des armatures transversal doit être au plus égal à :

$$s_t \leq \min\{15\phi_L^{min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\} \quad (\text{BAEL91 Art 8.1.3})$$

Avec:

a: la petite dimension transversale des poteaux.

D'après le RPA 99/2003 :  $s_t \leq \min\{10\phi_L^{min}; 15\text{cm}\}$  en zone nodale.

$s_t \leq \phi_L^{min}$  En zone de recouvrement.

#### \*Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales
- Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (\text{RPA99/2003 Art 7.4.2.2})$$

Avec :

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_t$  : hauteur totale de la section.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$\rho_a = 2.50$  si l'élançement géométrique  $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3.75$  si l'élançement géométrique  $\lambda_g < 5$

$A_t$  : armatures transversales.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

Avec :

$\lambda_g$  : Élançement géométrique

- Calcul d'élançement : (élançement géométrique).

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}; \frac{L_f}{b} \right\}$$

Avec :

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

$L_f$  : longueur de flambement.

- Quantité d'armatures transversales minimale : (RPA99/2003 Art 7.4.2.2)

$\frac{A_t}{b \cdot S_t}$  En % est donné comme suite :

Si  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  interpoler entre les valeurs précédentes.

### VI.12. Calcul à l'ELU :

Exemple de calcul pour le poteau (45x45)

Sens x-x

$N_{\max}$ (KN)	1216,411	$M_{cr}$ (KN.m)	16,421
$N_{\min}$ (KN)	131,257	$M_{cr}$ (KN.m)	1,411
$N_{cr}$ (KN)	600,124	$M_{\max}$ (KN.m)	152,477

Calcul de centre :  $e_u = \frac{M}{N} = \frac{16,421}{1216,411} = 0,013m \leq 0,223m$

$$N_u = N \times [e_u + (0.5h - c)] = 1216,411 \times \left[ 0,013 + \frac{0,45}{2} - 0,02 \right] = 265,78 \text{ KN}$$

$$N_u \cdot (d - c') - M_f \geq \left( 0,337 - 0,81x \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right) = 16,421 + 265,78 \left( \frac{0,45}{2} - 0,02 \right) = 70,91 \text{ KN.m}$$

$$265,78 \cdot (0,43 - 0,02) - 70,91 \geq \left( 0,337 - 0,81x \frac{0,02}{0,45} \right) \cdot 0,45 \cdot 0,45^2 \cdot 14200$$

38,06 < 389,486 → Donc on a une section entièrement comprimée.

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{70,91 \times 10^3}{45 \times 43^2 \times 14,2} = 0,06 < \mu_1 = 0,392\beta = 0,997 \rightarrow \text{SSA}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{70,91 \times 10^3}{0,997 \times 43 \times 348} = 4,75 \text{ cm}^2$$

La section réelle d'armature est :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\gamma_s} = 4,75 - 265,78 \times \frac{10^3}{348 \times 10^2} = -2,89 \text{ cm}^2$$

#### Remarque:

La section d'armature est négative, les armatures ne sont pas nécessaires.

De la même manière, on trouve les autres sections.

#### VI.13. Ferrillage des poteaux à l'ELU

Le ferrillage des poteaux se fait par zones tel que :

**ZONE I :** RDC-2<sup>ème</sup> étage

**ZONE II :** 3<sup>ème</sup> au 5<sup>ème</sup> étage

**ZONE III :** 6<sup>ème</sup> au 8<sup>ème</sup> étage

Tableau VII-1) : ferrillage des poteaux avec les efforts les plus défavorables.

Niveau	N(KN)	M(KN.m)	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>calculer</sub>	A <sub>min</sub>	Choix des barres	Section adoptée (cm <sup>2</sup> )
				(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )		
Zone I	N <sub>max</sub> =1216,41	M <sub>cr</sub> =16,421	45x45	0	16,2	4HA20+	20.6
	N <sub>min</sub> =131,257	M <sub>cr</sub> =1,411		6,22	16,2	4HA16	
	N <sub>cr</sub> =600,124	M <sub>max</sub> =152,477		0	16,2		
Zone II	N <sub>max</sub> =851,126	M <sub>cr</sub> =10,434	40x40	0,64	12,8	4HA16+	14.20
	N <sub>min</sub> =125,248	M <sub>cr</sub> =17,345		5,77	12,8	4HA14	
	N <sub>cr</sub> =434,050	M <sub>max</sub> =114,093		0	12,8		
Zone III	N <sub>max</sub> =359,367	M <sub>cr</sub> =6,476	35X35	0,73	9,8	8HA14	12.32
	N <sub>min</sub> =27,935	M <sub>cr</sub> =12,377		4,14	9,8		
	N <sub>cr</sub> =96,165	M <sub>max</sub> =63,847		0	9,8		

**VI.14. Calcul des armatures transversales**

**1) Le Diamètre :**

D’après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu’elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67mm \quad \text{Soit } \phi_t = 8mm$$

Soit A<sub>t</sub>= 6HA8 = 3,02 cm<sup>2</sup>

**2) L’espacement :**

Selon le RPA la valeur maximale de l’espacement «S<sub>t</sub>» des armatures transversales est fixée comme suit :

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\phi_l^{min}; 15cm) \quad S_t \leq \min(12cm; 15cm) \quad \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

• **En zone courante :**

$$S'_t \leq 15\phi_l^{min} \quad \longrightarrow \quad S_t \leq 18cm \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

**3) Vérification de la quantité d’armatures transversales**

La quantité d’armatures transversales est donnée comme suite :

Si :  $\lambda_g \geq 5$ ..... $A_t^{min} = 0,3\%S_t \times b_1$

Si :  $\lambda_g \geq 3$ ..... $A_t^{min} = 0,8\%S_t \times b_1$

Si :  $3 \leq \lambda_g \leq 5$ .....interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

$b_1$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$\lambda_g$ : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

$l_f = 0,7L_0$  : Longueur de flambement du poteau.

$L_0$  : Longueur libre du poteau.

- Poteau (45x45) :  $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,45} = 4,76$
- Poteau (40x40) :  $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,40} = 5,35$
- Poteau (35x35) :  $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,35} = 6,12$

#### Poteaux 45 x 45 :

$$\lambda_g \geq 3$$

**En zone nodale ( $S_t = 10 \text{ cm}$ )**

$$\text{par interpolation on trouve } 1,63 \text{ cm}^2 < A_t = 3,02 \text{ cm}^2$$

**En zone courante ( $S_t = 15 \text{ cm}$ )**

$$0,3\% \times b \times S_t = 0,003 \times 45 \times 15 = 2,025 \text{ cm}^2 < A_t = 3,02 \text{ cm}^2$$

#### Poteau 40 x 40 :

$$\lambda_g \geq 5$$

**En zone nodale ( $S_t = 10 \text{ cm}$ )**

$$A_t^{min} = 0,3\% \times b \times S_t = 0,003 \times 40 \times 10 = 1,2 \text{ cm}^2 < A_t = 3,02 \text{ cm}^2$$

**En zone courante ( $S_t = 15 \text{ cm}$ )**

$$0,3\% \times b \times S_t = 0,003 \times 40 \times 15 = 1,8 \text{ cm}^2 < A_t = 3,02 \text{ cm}^2$$

#### Poteau 35 x 35 :

$$\lambda_g \geq 5$$

**En zone nodale ( $S_t = 10 \text{ cm}$ )**

$$A_t^{min} = 0,3\% \times b \times S_t = 0,003 \times 35 \times 10 = 1,05 \text{ cm}^2 < A_t = 3,02 \text{ cm}^2$$

**En zone courante ( $S_t = 15\text{cm}$ )**

$$0,3\% \times b \times S_t = 0,003 \times 35 \times 15 = 1,575 \text{ cm}^2 < A_t = 3,02 \text{ cm}^2$$

**4) Longueur de recouvrement**

Zone I :  $L_R = 40\phi_l = 40 \times 2,0 = 80\text{cm}$

Zone II :  $L_R = 40\phi_l = 40 \times 1,6 = 64\text{cm}$  on prend  $65\text{cm}$

Zone III :  $L_R = 40\phi_l = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$  on prend  $60\text{cm}$

**5) Longueur d'ancrage : [B.A.E.L.91 Article : A.6.1.221].**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec} \quad \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 \times f_{t28}$$

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

D'où : Pour  $\phi = 2 \text{ cm}$ ,  $L_s = \frac{2,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 70,54 \text{ cm}$  ; on prend  $L_s = 75\text{cm}$

Pour  $\phi = 1,4 \text{ cm}$ ,  $L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,43 \text{ cm}$  ; on prend  $L_s = 60\text{cm}$

Pour  $\phi = 1,2 \text{ cm}$ ,  $L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$  ; on prend  $L_s = 50\text{cm}$

**6) Vérification au cisaillement [RPA Art 7-4-3-2].**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \begin{cases} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0,04 \end{cases} \quad \begin{cases} \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

**Tableau VII-2) : Vérification des efforts tranchants dans les poteaux.**

ZONE	Niveau	$V_u$ (KN)	b (cm)	d (cm)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Condition
ZONE I	RDC-2	50,065	45	43	4,76	<b>0,04</b>	0,259	1	Vérifiée
ZONE II	3-5	43,221	40	38	5,35	<b>0,075</b>	0,284	1,875	Vérifiée
ZONE III	6-8	25,697	35	33	6,12	<b>0,075</b>	0,222	1,875	Vérifiée

**7) Délimitation de la zone nodale (Art 7.4.2.1 RPA99/2003)**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right)$$

Avec :

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau

$h_e$  : hauteur entre nu des poteaux

Pour RDC-2 :  $h' = \max (306/6 ; 45 ; 45 ; 60 \text{ cm})$

$$h' = \max (51 ; 45 ; 45, 60 \text{ cm}) = 60\text{cm}$$

Pour 3<sup>ème</sup> au 5<sup>ème</sup> étage  $h' = \max (306/6 ; 40 ; 40;60 \text{ cm})$

$$h' = \max (51 ; 40 ; 40;60 \text{ cm}) = 60\text{cm}$$

Pour 6<sup>ème</sup> au 8<sup>ème</sup> étage  $h' = \max (306/6 ; 35 ; 35 ; 60 \text{ cm})$

$$h' = \max (51 ; 35 ; 35 ; 60 \text{ cm}) = 60\text{cm}$$

### VI.15. Vérifications à l'ELS :

#### 1) Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455.d}{e_s - 0,185.d} \times b \times d \quad \text{Avec } e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

**Tableau VII-3) : Ferrillage des poteaux avec les efforts les plus défavorables.**

Niveau	N(KN)	M(KN.m)	$e_s$ (m)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	condition
Zone I	$N_{max}=874,563$	$M_{cr}=11,742$	0,013	6,43	17,08	Vérifiée
	$N_{min}=434,161$	$M_{cr}=24,285$	0,056	13,83		Vérifiée
	$N_{cr}=434,161$	$M_{max}=41,556$	0,0957	0		Vérifiée
Zone II	$N_{max}=612,284$	$M_{cr}=7,520$	0,012	5,06	16,08	Vérifiée
	$N_{min}=243,419$	$M_{cr}=17,746$	0,073	0		Vérifiée
	$N_{cr}=269,993$	$M_{max}=26,873$	0,099	0		Vérifiée
Zone III	$N_{max}=258,913$	$M_{cr}=4,658$	0,018	4,28	10,67	Vérifiée
	$N_{min}=46,570$	$M_{cr}=4,854$	0,104	0		Vérifiée
	$N_{cr}=88,766$	$M_{max}=26,157$	0,29	0		Vérifiée

#### 2) Vérification d'une section partiellement comprimée :

Pour vérifier les contraintes du béton on doit calculer :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec  $y_1$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression  $C_p$ .

$l_c$  : la distance entre le centre de pression  $C_p$  et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :  $y_2^3 + p.y_2 = 0$

Avec :

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3lc^2 - \frac{90A_s(l_c - c')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - l_c)$$

$$q = -3lc^3 - \frac{90A_s(l_c - c')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - l_c)^2$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul  $\Delta$  :  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si  $\Delta \geq 0$  :  $t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q)$  ;  $u = \sqrt[3]{t}$  ;  $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

Si  $\Delta < 0$  l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) ; y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 120\right) ; y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 240\right)$$

$$\text{Avec } \alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; a = \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :  $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc :  $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times [A_u(d - y_1)^2 + \overline{A}_u(y_1 - d')^2]$$

### 3) Vérification des contraintes de compression dans le béton (Art. A.4.5.2/BAEL91)

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

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \times y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

### 4) Vérification d'une section entièrement comprimée

On calcul l'aire de la section homogène totale :  $S = b \cdot h + 15(A_1 + A_2)$

On détermine la position du centre de gravité résistante qui est situé à une distance  $X_G$  au-dessus du CDG géométrique.

$$X_G = \frac{A_1(0,5h - c') - A_2(d - 0,5h)}{b \cdot h + 15(A_1 + A_2)}$$

On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15[A_1(0,5h - c' - X_G)^2 + A_2(d - 0,5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

Finalement on vérifie :  $\max(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

**Vérification des contraintes :**

**Tableau VII-4) : Vérification des contraintes à l'ELS**

Niveau	à l'ELS		section Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf/min</sub> Cm <sup>2</sup>	Nature	$\sigma_{bc}$		$\bar{\sigma}_{bc}$	condition
	N(KN)	M(KN.m)				inf	sup		
RDC- 2	N <sub>max</sub> =874,563	M <sub>cr</sub> =11,742	45x45	17,08	SEC	2,99	3,95	15	vérifiée
	N <sub>min</sub> =434,161	M <sub>cr</sub> =24,285		17,08	SEC	0,73	2,71	15	vérifiée
	N <sub>cr</sub> =434,161	M <sub>max</sub> =41,556		17,08	SEC	0,02	3,82	15	vérifiée
3 <sup>eme</sup> au 5 <sup>eme</sup>	N <sub>max</sub> =612,284	M <sub>cr</sub> =7,520	40x40	16,08	SEC	2,61	3,48	15	vérifiée
	N <sub>min</sub> =243,419	M <sub>cr</sub> =17,746		16,08	SEC	0,19	2,23	15	vérifiée
	N <sub>cr</sub> =269,993	M <sub>max</sub> =26,873		16,08	SPC	0	2,9	15	vérifiée
6 <sup>eme</sup> au 8 <sup>eme</sup>	N <sub>max</sub> =258,913	M <sub>cr</sub> =4,658	35X35	10,67	SEC	1,27	2,08	15	vérifiée
	N <sub>min</sub> =46,570	M <sub>cr</sub> =4,854		10,67	SPC	0	0,73	15	vérifiée
	N <sub>cr</sub> =88,766	M <sub>max</sub> =26,157		10,67	SPC	0	3,23	15	vérifiée

⇒ **Toutes les conditions sont vérifiées.**



## Ferraillages des voiles

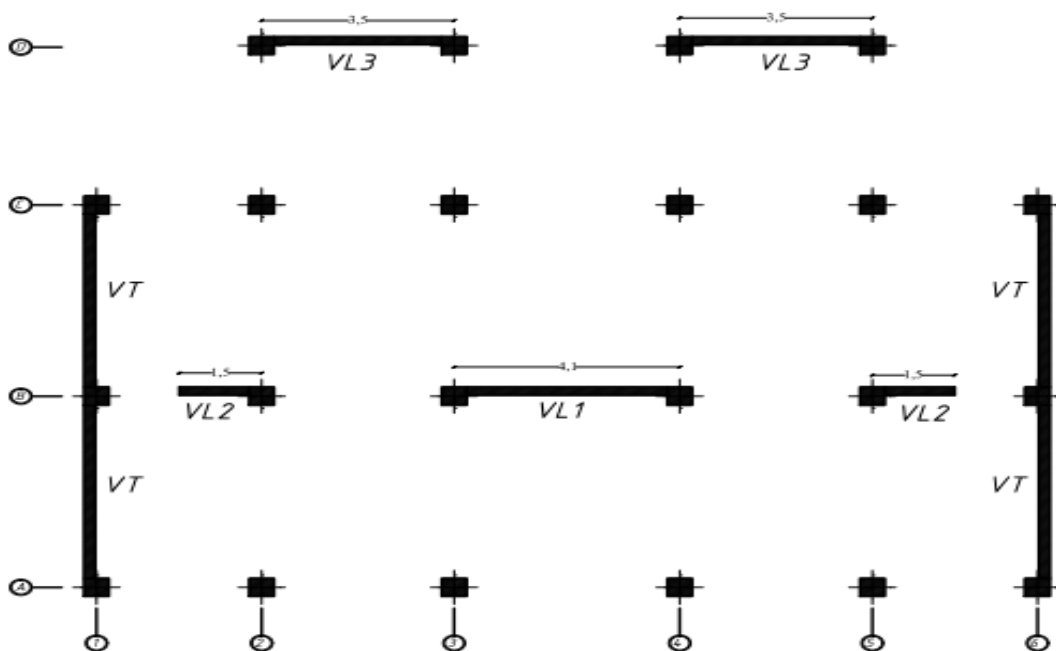
### VI.16.Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferraillage des voiles consiste à calculer une section sollicitée en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Notre ouvrage comprend (04) types de voiles, que nous allons ferrailer par zone, car nous avons constaté que il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau, ceci dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.(FigVI.1)

- ✓ Zone I : RDC/2<sup>eme</sup> étage
- ✓ Zone II : 3<sup>eme</sup>/5<sup>eme</sup>.
- ✓ Zone III : 6<sup>eme</sup> au 8<sup>eme</sup> étage.



FigVI.1 schéma illustrant la dispositions des voile

### VI.17. Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'action sismique et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$G+Q\pm E$$



Selon le RPA 99 modifié 2003 → 0,8G±E

**1) Exposé de la méthode :**

La méthode des tronçons consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations les plus défavorables en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec : B : Section du voile B=e×L.

I : Inertie du voile

V, V' : Bras de levier (V=V'=L<sub>voile</sub>/2).

Le calcul se fera pour des bandes verticales de longueur d

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right\} \dots\dots\dots \text{Art (7.7.4.RPA99)}$$

Avec :

- L<sub>c</sub>: longueur de la zone comprimée.
- h<sub>e</sub>: hauteur d'étage.
- Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

**2) Armatures verticales**

Selon les contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimée (S.E.C).
- Section partiellement comprimée (S.P.C).
- Section entièrement tendue (S.E.T).

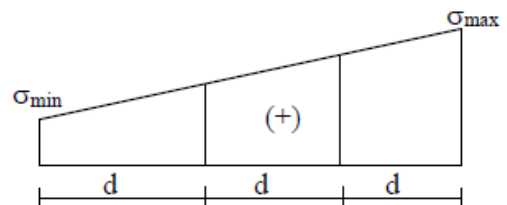
▪ **section entièrement comprimée (S.E.C)**

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

e : épaisseur du voile.

La section d'armature est calculée comme suit :



$$A_{v1} = \frac{N_1 - B \cdot f_{bc}}{\bar{\sigma}_{st}}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2 - B \cdot f_{bc}}{\bar{\sigma}_{st}}$$

Avec :  $A_{v1}, A_{v2}$  : section d'armatures verticales.

$$\text{Situation accidentelle : } \begin{cases} \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \\ f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_s} = \frac{0,85 \times 25}{1} = 21,25 \text{ MPa} \end{cases}$$

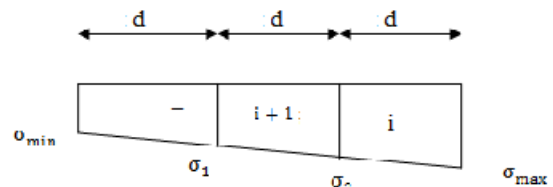
▪ **section entièrement tendue (S.E.T)**

- Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_i}{\sigma_s(2\text{‰})} \text{ avec } \sigma_s(2\text{‰}) = 348 \text{ MPa}$$

- Armatures minimales :

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{B \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B \right\}$$



▪ **Section partiellement comprimée (S.P.C)**

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e \quad \text{Avec : } \sigma_1 = \frac{(L_t - d) \times \sigma_{min}}{L_t}$$

- Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s(2\text{‰})}$$

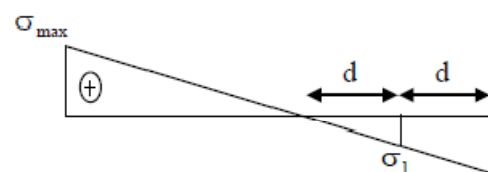
- Armatures

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

▪ **Exigence du RPA 2003(article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courantes 0,10 %



**3) Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$ . La section d'armature est donnée comme suit :

- Selon le RPA 99 version 2003 :

Globalement dans la section du voile  $A_H = 0.15 \% B$ .

En zone courante  $A_H = 0.10 \% B$ .

- Selon le BAEL 91 modifiée 99 :

$$A_H \geq \frac{A_v}{4}$$

Avec :

B : section du béton.

$A_v$  : section d'armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

**4) Armatures transversales**

Ce sont généralement des épingles reliant les deux nappes d'armatures verticales dont leur rôle est d'empêcher le flambement de ces derniers. D'après le RPA 99/ version 2003, les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. On opte pour 4 épingles HA8 par mètre carré.

**5) Armatures de coutures (art 7.7.4.3 R.P.A 99 version 2003)**

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 :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} \text{ Avec } V = 1,4T$$

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

**6) Armatures du potelet**

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu qui est équivalent à 4HA10 (selon le RPA 99/2003).

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

**7) Dispositions constructives**

- Espacement constructive:

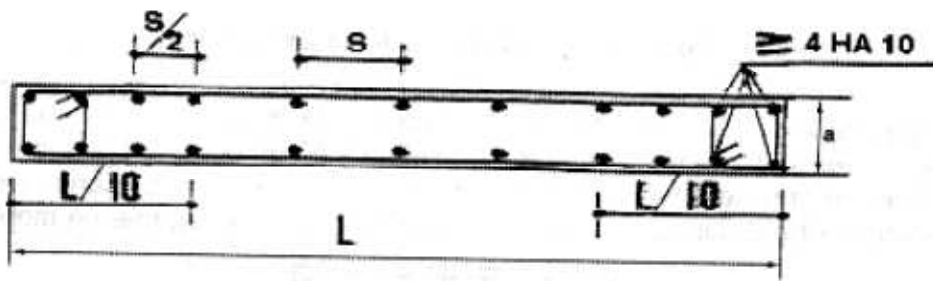
L'espace des armatures horizontales et verticales doit être :

$St \leq \min 1.5 e; 30 \text{ cm}$  ..... (Art 7.7.4.3 RPA99/2003).

Avec :

$e$  : épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile, l'espace des barres doit être réduit de moitié sur  $1/10$  de la longueur de voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.(FigVI.2)



**FigVI.2 Disposition des armatures verticales du voile.**

Longueur de recouvrement (Art 7.7.4.3 RPA99/2003).

La longueur de recouvrement doit être égale à :

- $40 \phi$  : pour les armatures situées dans les zones où le signe des efforts est réversible.
- $20 \phi$  : pour les barres situées dans les zones comprimées.

Diamètre maximal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (excepté les armatures des potelets) ne devrait pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.

Pour les voiles d'épaisseur  $e = 20 \text{ cm}$  :  $\Phi_{max} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$

**VI.18. Vérifications à L'ELS**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_s = G + Q$  (Effort normale de service).

B : section du béton.

$A = A_v$  : section d'armatures adoptées.

**VI.19. Vérification de la contrainte au cisaillement**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée à :

- Selon le RPA 99/ version 2003

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

h : hauteur utile ( $d=0,9h$ )

h : hauteur total de la section brute.

- Selon le BAEL 91/modifiée99

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa}$$

**8) Exemple de calcul**

Soit à calculer le ferrailage du voile VL2 de la zone (III) une :

Caractéristiques géométriques

$L = 1.5 \text{ m}$  ,  $e = 20 \text{ cm}$  ,  $B = 0,3 \text{ m}^2$

Sollicitations de calcul

$$\sigma_{max} = 2829.33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = -2693.11 \text{ KN/m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée.

Largeur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L = 0,77 \text{ m}$$

Largeur de la zone tendue

$$L_t = L - L_c = 0,73 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d) avec :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3}\right) = 0,51 \text{ m}$$

**a) Calcul des armatures**

1) Armatures verticales :

**1<sup>er</sup> tronçon :**

$$\sigma_1 = \sigma_{min} \times \frac{(L_t - d)}{L_t} = -806,89 / \text{m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2}\right) d \cdot e = 179,32 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st1}} = \frac{179,32}{34,8} = 5,16 \text{ cm}^2$$

**2<sup>eme</sup> tronçon :**

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 41,34 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st2}} = \frac{41,34}{34,8} = 1,19 \text{ cm}^2$$

- **Section d'acier/nappe/bande**

$$\text{Bande 1 : } \frac{A_{v1}}{2} = 2,69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Bande 2 : } \frac{A_{v2}}{2} = 2,69 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de coutures**

$$A_{vj} = 1,1 \times 1,4 \times \frac{V_u \times 10}{f_e} = 17,81 \text{ cm}^2$$

- **Armatures totale :**

$$\text{Bande 1 : } A_1 = \frac{A_{vj}}{4} + A_{v1} = \frac{17,81}{4} + 5,38 = 9,83 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } 5\text{HA}16 = 10,05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Bande 2 : } A_2 = \frac{A_{vj}}{4} + A_{v2} = \frac{17.81}{4} + 5.38 = 9.83 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } 5\text{HA}16 = 10.05 \text{ cm}^2$$

### - Vérifications

Pourcentage minimale d'armatures verticales dans le voile est de :

$$A_{min} = \max \left( 0,002B_t; \frac{B_t \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,23B \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \Rightarrow A_{min} = 15.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \max(6 \text{ cm}^2; 15.75 \text{ cm}^2; 12.075)$$

### 2) Armatures horizontales (Art 7.7.4.1 RPA99/2003)

$$A_h \geq \max \left( \frac{A_v}{4}; 0,15\%B \right) = \max \left( \frac{10.05+10.05}{4}; 4.5 \right) = 5.25 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

### 3) Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles en HA8 au mètre carré

$$\text{Diamètre maximal (RPA Art.7.7.4.3) : } \phi \leq \frac{e}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\text{Espacement : } S_t \leq \min(1,5e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

### b) Vérification des contraintes

#### D'après le BAEL91/99

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min(3,26 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 3,26 \text{ MPa} \quad (\text{La fissuration est préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} = \frac{462.47 \times 10^3}{0,9 \times 1500 \times 200} = 1.71 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$$

#### Selon le RPA

$$\tau_b = \frac{1,4V_u}{d \cdot e} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

e : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile (d = 0.9 h).

h : Hauteur totale de la section brute.

**c) Vérification à l'ELS**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$N_s = 910.4 \text{ KN}$$

$$B = 0,3\text{m}^2$$

$$A = 20.1\text{cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15.A} = \frac{910.4 \times 10^3}{0,3 \times 10^6 + 15 \times 2010} = 2,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats pour les autres voiles sont donnés dans les tableaux suivants :

**VI.20.Ferrailage des voiles longitudinales (VL1 ; VL2; VL3 ;VT)**

		Voiles longitudinaux				
		VL2				
		zone I	zone II	zone III		
caracteristiques géométriques	L (m)	1.5	1.5	1.5		
	he (m)	3.06	3.06	3.06		
	ep (m)	0.20	0.20	0.20		
	B (m <sup>2</sup> )	0.30	0.30	0.30		
	I (m <sup>4</sup> )	0.056	0.056	0.056		
	V (m)	0.75	0.75	0.75		
Caracteristiques mécaniques des matériaux	ft28 (MPa)	2.10	2.10	2.10		
	fe (MPa)	400	400	400		
	σst (MPa)	347.8	347.8	347.8		
	σmax (KN/m <sup>2</sup> )	5092.38	3911.79	2829.33		
	σmin (KN/m <sup>2</sup> )	-264.50	-722.74	-2693.11		
	T (KN)	851.42	669.28	462.47		
	Nser (KN)	2958.84	1862.57	910.40		
Calcul des sollicitations.	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	Lc (m)		1.43	1.27	0.77	
	Lt (m)		0.73	0.23	0.73	
	d (m)		0.37	0.84	0.51	
	Lt-d (m)		0.37	-0.61	0.22	
	σ1 (KN/m <sup>2</sup> )		-7509.12	1885.12	-806.89	
	Nu1 (KN)		283.74	-98.11	179.32	
	Nu2 (KN)		274.08	-159.11	41.34	
	Calcul des armatures.	Amin (cm <sup>2</sup> )	Bt.ft28/fe [1]	3.83	8.86	5.38
			0,002.Bt [2]	1.46	3.38	2.05
			0.23*B*ft28/fe [3]	0.88	0.20	0.12
max ( [1] ; [2] ; [3] ) [4]			3.83	8.86	5.38	
Av1 (cm <sup>2</sup> )		Nu1/σst [5]	8.16	-2.82	5.16	
		max ( [4] ; [5] )	8.16	8.86	5.38	
Av2 (cm <sup>2</sup> )		Nu2/σst [6]	7.88	-4.57	1.19	
		max ( [4] ; [6] )	7.88	8.86	5.38	
Avj (cm <sup>2</sup> )		32.78	25.77	17.81		
Bande1		A1 (cm <sup>2</sup> )	16.35	15.30	9.83	
		Choix des barres/nappe	5HA16	5HA14	5HA12	
		sections adoptées/nappe (cm <sup>2</sup> )	10.04	7,7	5,65	
Bande2		A2 (cm <sup>2</sup> )	16.07	15.30	9.83	
		Choix des barres/nappe	4HA16	4HA16	4HA12	
		sections adoptées/nappe (cm <sup>2</sup> )	6.16	6.16	4.51	
armatures horizontales (cm <sup>2</sup> )	RPA99	4.50	4.50	4.50		
	BAEL91	4.32	4.02	5.03		
	choix/nappe/ml	17HA12	17HA12	17HA12		
armatures transversales/m <sup>2</sup>		4HA8	4HA8	4HA8		
Verification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ b(max) = 5 PMa	4.41	3.47	2.40	
		BAEL91: τ (max) = 3.26 MPa	3.15	2.48	1.71	
	ELS	σbc(max) = 15 MPa	9.08	5.75	2.76	

Tableau.VI.9.Voile longitudinale(02)

		Voiles longitudinaux				
		VL1				
		zone I	zone II	zone III		
caractéristiques géométriques	L (m)	4.1	4.1	4.1		
	he (m)	3.06	3.06	3.06		
	ep (m)	0.20	0.20	0.20		
	B (m <sup>2</sup> )	0.82	0.82	0.82		
	I (m <sup>4</sup> )	1.149	1.149	1.149		
	V (m)	2.05	2.05	2.05		
Caractéristiques mécaniques des matériaux	ft28 (MPa)	2.10	2.10	2.10		
	fe (MPa)	400	400	400		
	σst (MPa)	347.8	347.8	347.8		
	σmax (KN/m <sup>2</sup> )	3382.36	1986.05	1631.81		
	σmin (KN/m <sup>2</sup> )	-2289.75	-12454.38	-11912.05		
	T (KN)	1856.24	1337.41	765.92		
Calcul des sollicitations.	Nser (KN)	5299.02	3608.96	1829.48		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	Lc (m)	2.44	0.56	0.49		
	Lt (m)	1.66	3.54	3.61		
	d (m)	0.83	0.38	0.33		
	Lt-d (m)	0.83	3.16	3.28		
	σ1 (KN/m <sup>2</sup> )	-7509.12	-11130.35	-10824.18		
	Nu1 (KN)	810.91	886.61	748.75		
	Nu2 (KN)	621.42	418.42	356.46		
	Calcul des armatures.	Amin (cm <sup>2</sup> )	Bt.ft28/fe [1]	8.69	3.95	3.46
			0,002.Bt [2]	3.31	1.50	1.32
			0.23*B*ft28/fe [3]	2.00	0.09	0.08
max ( [1] ; [2] ; [3] ) [4]			8.69	3.95	3.46	
Av1 (cm <sup>2</sup> )		Nu1/σst [5]	23.31	25.49	21.53	
		max ( [4] ; [5] )	23.31	25.49	21.53	
Av2 (cm <sup>2</sup> )		Nu2/σst [6]	17.87	12.03	10.25	
		max ( [4] ; [6] )	17.87	12.03	10.25	
Avj (cm <sup>2</sup> )		71.47	51.49	29.49		
Bande1		A1 (cm <sup>2</sup> )	41.18	38.36	28.90	
		Choix des barres/nappe	11HA16	11HA16	11HA14	
		sections adoptées/nappe (cm <sup>2</sup> )	22.11	22.11	16.94	
Bande2		A2 (cm <sup>2</sup> )	35.73	24.90	17.62	
		Choix des barres/nappe	12HA14	12HA12	12HA12	
		sections adoptées/nappe (cm <sup>2</sup> )	18.48	13.55	13.55	
armatures horizontales (cm <sup>2</sup> )		RPA99	12.30	12.30	12.30	
		BAEL91	9.85	8.91	6.19	
		choix/nappe/ml	17HA12	17HA12	17HA12	
armatures transversales/m <sup>2</sup>		4HA8	4HA8	4HA8		
Vérifications des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ b(max) = 5 PMa	3.52	2.54	1.45	
		BAEL91: τ (max) = 3.26 MPa	2.52	1.81	1.04	
	ELS	σbc(max) = 15 MPa	6.03	4.13	2.13	

Tableau.VI.10.Voile longitudinale(01)

		Voiles longitudinaux				
		VL3				
		zone I	zone II	zone III		
caractéristiques géométriques	L (m)	3.5	3.5	3.5		
	he (m)	3.06	3.06	3.06		
	ep (m)	0.20	0.20	0.20		
	B (m <sup>2</sup> )	0.70	0.70	0.70		
	I (m <sup>4</sup> )	0.715	0.715	0.715		
	V (m)	1.75	1.75	1.75		
Caractéristiques mécaniques des matériaux	ft28 (MPa)	2.10	2.10	2.10		
	fe (MPa)	400	400	400		
	σst (MPa)	347.8	347.8	347.8		
	σmax (KN/m <sup>2</sup> )	4981.25	3657.79	4871.04		
	σmin (KN/m <sup>2</sup> )	-2078.12	-1611.29	-4304.81		
	T (KN)	457.66	342.85	181.57		
	Nser (KN)	3583.05	2417.72	1202.81		
Calcul des sollicitations.	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	Lc (m)	2.47	2.43	1.86		
	Lt (m)	1.03	1.07	1.64		
	d (m)	0.52	0.54	0.82		
	Lt-d (m)	0.52	0.54	0.82		
	σ1 (KN/m <sup>2</sup> )	-7509.12	-805.65	-2152.41		
	Nu1 (KN)	493.90	129.34	530.14		
	Nu2 (KN)	386.84	43.11	176.71		
	Calcul des armatures.	Amin (cm <sup>2</sup> )	Bt.ft28/fe [1]	5.41	5.62	8.62
			0,002.Bt [2]	2.06	2.14	3.28
			0.23*B*ft28/fe [3]	1.24	0.13	0.20
max ( [1] ; [2] ; [3] ) [4]			5.41	5.62	8.62	
Av1 (cm <sup>2</sup> )		Nu1/σst [5]	14.20	3.72	15.24	
		max ( [4] ; [5] )	14.20	5.62	15.24	
Av2 (cm <sup>2</sup> )		Nu2/σst [6]	11.12	1.24	5.08	
		max ( [4] ; [6] )	11.12	5.62	8.62	
Avj (cm <sup>2</sup> )		17.62	13.20	6.99		
Bande1		A1 (cm <sup>2</sup> )	18.60	8.92	16.99	
		Choix des barres/nappe	8HA14	8HA12	8HA12	
		sections adoptées/nappe (cm <sup>2</sup> )	12.32	9.03	9.03	
Bande2		A2 (cm <sup>2</sup> )	15.53	8.92	10.37	
		Choix des barres/nappe	11HA12	11HA12	11HA12	
		sections adoptées/nappe (cm <sup>2</sup> )	12.43	12.43	12.43	
armatures horizontales (cm <sup>2</sup> )		RPA99	10.50	10.50	10.50	
		BAEL91	11.19	3.42	4.53	
	choix/nappe/ml	17HA12	17HA12	17HA12		
armatures transversales/m <sup>2</sup>		4HA8	4HA8	4HA8		
Vérifications des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ b(max) = 5 PMa	1.02	0.76	0.40	
		BAEL91: τ (max) = 3.26 MPa	0.73	0.54	0.29	
	ELS	σbc(max) = 15 MPa	4.67	3.36	1.65	

Tableau.VI.11.Voile longitudinale(03)

		VOILES transversales				
		VT				
		zone I	zone II	zone III		
caractéristiques géométriques	L (m)	4.8	4.8	4.8		
	he (m)	3.06	3.06	3.06		
	ep (m)	0.20	0.20	0.20		
	B (m <sup>2</sup> )	0.96	0.96	0.96		
	I (m <sup>4</sup> )	1.843	1.843	1.843		
	V (m)	2.40	2.40	2.40		
Caractéristiques mécaniques des matériaux	ft28 (MPa)	2.10	2.10	2.10		
	fe (MPa)	400	400	400		
	σst (MPa)	347.8	347.8	347.8		
	σmax (KN/m <sup>2</sup> )	5761.65	3631.39	3507.96		
	σmin (KN/m <sup>2</sup> )	-2581.51	-1851.66	-2930.30		
	T (KN)	573.79	413.98	218.68		
Calcul des sollicitations.	Nser (KN)	8855.97	5419.61	3012.40		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	Lc (m)	3.31	3.18	2.62		
	Lt (m)	1.49	1.62	2.18		
	d (m)	0.74	0.81	1.09		
	Lt-d (m)	0.74	0.81	1.09		
	σ1 (KN/m <sup>2</sup> )	-7509.12	-925.83	-1465.15		
	Nu1 (KN)	749.33	225.11	480.13		
	Nu2 (KN)	557.63	75.04	160.04		
	Calcul des armatures.	Amin (cm <sup>2</sup> )	Bt.ft28/fe [1]	7.80	8.51	11.47
			0,002.Bt [2]	2.97	3.24	4.37
			0.23*B*ft28/fe [3]	1.79	0.20	0.26
max ( [1] ; [2] ; [3] ) [4]			7.80	8.51	11.47	
Av1 (cm <sup>2</sup> )		Nu1/σst [5]	21.54	6.47	13.80	
		max ( [4] ; [5] )	21.54	8.51	13.80	
Av2 (cm <sup>2</sup> )		Nu2/σst [6]	16.03	2.16	4.60	
		max ( [4] ; [6] )	16.03	8.51	11.47	
Avj (cm <sup>2</sup> )		22.09	15.94	8.42		
Bande1		A1 (cm <sup>2</sup> )	27.07	12.49	15.91	
		Choix des barres/nappe	11HA12	11HA12	11HA14	
		sections adoptées/nappe (cm <sup>2</sup> )	12.43	12.43	12.43	
Bande2		A2 (cm <sup>2</sup> )	21.55	12.49	13.57	
		Choix des barres/nappe	17HA12	17HA12	17HA12	
		sections adoptées/nappe (cm <sup>2</sup> )	19.2	19.2	19.2	
armatures horizontales (cm <sup>2</sup> )		RPA99	14.40	14.40	14.40	
		BAEL91	6.63	4.81	5.42	
	choix/nappe/ml	17HA12	17HA12	17HA12		
armatures transversales/m <sup>2</sup>		4HA8	4HA8	4HA8		
Vérifications des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ b(max) = 5 PMa	0.93	0.67	0.35	
		BAEL91: τ (max) = 3.26 MPa	0.66	0.48	0.25	
	ELS	σbc(max) = 15 MPa	8.86	5.48	3.04	

Tableau.VI.12.Voile Transversal

# Chapitre VII: Infrastructure

### VII.1. Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent en :

Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.

Une force horizontale : résultante de l'action sismique.

Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

#### Fondations superficielles

Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface (semelles isolées, semelles filantes et radier).

#### Fondations profondes

Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ; le bon sol assez profond (pieux, puits).

### VII.2. Étude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 1.8$  bars.

Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

#### VII.2.1. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain.

Ce choix est défini par :

La stabilité de l'ouvrage.

La facilité de l'exécution.

L'économie

La capacité portante du sol.

L'importance de la superstructure.

Le tassement du sol.

#### VII.2.2. Calculs des surfaces nécessaires pour les semelles

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \longrightarrow \quad S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec:

$N_{ser}$  : l'effort normal revenant à chaque Poteau.

$S$  : La surface minimale de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : La contrainte admissible du sol (de dossier géotechnique nous à donné une valeur de

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,8 \text{ Bar} = 180 \text{ KN/m}^2$$

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} \rightarrow A \times B = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :  $A = B$  on à des poteaux carrés  $A = \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$

Exemple de calcul : le poteau le plus sollicité :  $N_s = 841,791 \text{ KN}$

$$A = \sqrt{\frac{841,791}{180}} = 2,16 \text{ m}$$

**Commentaire :** L'importance des dimensions des semelles engendre un chevauchement, donc il y a lieu d'opter pour des semelles filantes.

### VII.3 Semelles filantes

#### VII.3.1 Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec :

$B$  : La largeur de la semelle.

$L$  : La longueur de la semelle.

$G, Q$  : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants : (Tableau IX.1 et Tableau IX.2)

**Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal)**

Semelles	$N_s$	Longueur du voile (m)	B(m)	S (m <sup>2</sup> )
1	5299,02	4,1	7,18	29,44
2	1479,42	1,5	5,48	8,22
3	1479,42	1,5	5,48	8,22
4	1791,53	3,5	2,84	9,95
5	1791,53	3,5	2,84	9,95
La somme des surfaces				65,78

**Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal)**

Semelles	N <sub>s</sub>	Longueur du voile (m)	B	S (m <sup>2</sup> )
1	2417,9	4,8	2,8	13,43
2	2771,72	4,8	3,21	15,40
3	2417,9	4,8	2,8	8,22
4	2771,72	4,8	3,21	15,40
La somme des surfaces				52,45

$S_v = \sum S_i = 118,23 \text{ m}^2$  Avec : Sv : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

### VII.3.2. Semelle filantes sous poteaux

#### VII.3.2.1. Hypothèses de calcul :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

#### VII.3.2.2 Etape de calcul :

- ✓ Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$
- ✓ Détermination des coordonnées de la structure R :  $e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$
- ✓ Détermination de la distribution (par ml) des sollicitations de la semelle :

$e \leq \frac{L}{6}$  —→ Répartition trapézoïdale.

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) \text{ et } q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

$e \geq \frac{L}{6}$  —→ Répartition triangulaire.

- Détermination de largeur B de la semelle :  $B \geq \frac{(q_{max} L)}{\sigma_{sol}}$

**Exemple de calcul**

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux (fil des poteaux les plus sollicité)

 $L_t=14,85m$  (le débord de 0.5m de chaque coté compris). (Tableau IX.3)**Tableau VII.3: surface des semelles filantes sous poteaux.**

Poteaux	$N_s$	$M_s$	$e_i$	$N_s \cdot e_i$
1	482,34	-5,53	-6,8	-3279,91
2	1403,43	-0,82	-2,8	-3929,6
3	877,43	12,39	2	1754,86
4	1013	-1,78	6,8	6888,4
Somme	3776,2	4,26	/	1433,75

➤ Détermination de la distribution par mètre linéaire des sollicitations des semelles

$$R = \sum N_i = 3776,2 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{1433,75 + 4,26}{3776,2} = 0,38m$$

$$e = 0,38m < \frac{L}{6} = 3,63m \implies \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{3776,2}{13,6} \left(1 + 6 \times \frac{0,38}{13,6}\right) = 324,21 \text{ KN/ml}$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{3776,2}{13,6} \left(1 - 6 \times \frac{0,38}{13,6}\right) = 231,1 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{3776,2}{13,6} \left(1 + 3 \times \frac{0,38}{13,6}\right) = 300,9 \text{ KN/ml}$$

Détermination de la largeur de la semelle:

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{300,9}{180} = 1,67m \quad \text{On prend : } B=1,7m$$

$$\text{On aura donc : } S = B \times L = 1,7 \times 13,6 = 23,12 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles filantes sous les portiques :

$$S_p = S \times \text{nombre de portiques}$$

$$S_p = 23,12 \times 3 = 69,36 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles filantes :

$$S_t = S_p + S_v = 118,23 + 69,36 = 335,4 \text{ m}^2$$

Surface totale du bâtiment :  $S_{bat} = 490,5 \text{ m}^2$

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{187,59}{197,44} = 0,95$$

La surface totale des semelles représente 95 % de la surface de bâtiment.

**Remarque :**

Puisque les semelles occupent plus de 50% de la surface totale de bâtiment, on opte pour un radier nervuré comme fondation de notre bâtiment.

**VII.4. Etude du radier**

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Le radier présente les avantages suivants :

- Une grande rigidité en son plan horizontal.
- Une bonne répartition des charges.
- Evite les tassements différentiels importants.
- Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

**VII.4.1. Pré-dimensionnement du radier**

Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{min} \geq 25$  cm).

Selon la condition forfaitaire :

- Sous poteaux :

**La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \quad ; \text{ Avec une hauteur minimale de 25 cm}$$

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{480}{20} = 24 \text{ cm} \quad \text{On prend } h_d = 30 \text{ cm}$$

**Sous voiles**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$L_{max} = 4,4 \text{ m} \quad 55 \text{ cm} \leq h \leq 88 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 70 \text{ cm}$

**La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur  $h_n$  égale à :

$$b_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{480}{10} = 48 \text{ cm} \quad \text{On prend } b_n = 50 \text{ cm}$$

a) Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{max}$$

$L_e$  : Longueur élastique.

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface ( $K = 40 \text{ MPa}$ ).

$L_{max}$  : Distance maximale entre nus des nervures.

De la condition précédente, nous tirons  $h$  :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

$I$  : Inertie de la section du radier ( $b = 1\text{m}$ ).

$E$ : module de déformation longitudinale différée :

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,865 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,80\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0,988 \text{ m}$$

On prend  $h_n = 1,1 \text{ m}$

- Largeur de la nervure

$$0,4h \leq b_n \leq 0,7h$$

$$44 \leq b_n \leq 77 \quad \Longrightarrow \quad \text{On prend } b_n = 65 \text{ cm}$$

**Remarque :**

$h_n = 1,10 \text{ m}$ .....hauteur de la nervure.

$b_n = 65 \text{ cm}$ .....largeur de la nervure.

$h_d = 40 \text{ cm}$ .....hauteur de la dalle.

#### VII.4.2. Détermination des sollicitations

Charge permanente :  $G = 25632,45 \text{ KN}$

Charge d'exploitation :  $Q = 3779,55 \text{ KN}$

Combinaison d'action

A l'ELU :  $N_u = 1,35G + 1,5Q = 40273,11 \text{ KN}$

A l'ELS :  $N_s = G + Q = 29142,02 \text{ KN}$

#### VII.4.3. Détermination de la surface du radier

$$\text{A l'ELU: } S \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{40273,11}{1,33 \times 180} = 168,22 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS: } S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{29142,02}{180} = 163,4 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = \max(S_{ELU}; S_{ELS}) = 168,22 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 197,44 \text{ m}^2 > S_{rad} = 168,22 \text{ m}^2$$

**Commentaire :** la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte pour un débord minimal, que nous impose les règles de BAEL91/99, il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{débord}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \left(\frac{100}{2}; 30\text{cm}\right) = 50\text{cm} \quad L_{\text{débord}} = 80\text{cm}$$

$$S_{\text{débord}} = (17,1 \times 0,8 \times 2) + (13,6 \times 0,8 \times 2) = 49,12 \text{ m}^2$$

La surface totale de radier :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{structure}} + S_{\text{débord}} = 197,44 + 49,12 = 246,56 \text{ m}^2$$

#### VII.4.4. Détermination des efforts à la base du radier

##### a) Poids total de radier

$P_{\text{rad}}$  = Poids de la dalle flottante + poids du TVO + poids de la nervure + poids du tablier

##### - Poids de la dalle flottante

$$P_{df} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times \rho_b \times e_p$$

$$S_{\text{ner}} = (17,1 \times 0,65 \times 4) + (13,6 \times 0,65 \times 6) = 97,5 \text{ m}^2$$

$$P_{df} = (246,56 - 97,5) \times 25 \times 0,1 = 372,65 \text{ KN}$$

##### - Poids du TVO : $P_{TVO} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \rho$

$$P_{TVO} = (246,56 - 97,5) \times (1,1 - 0,4) \times 17 = 1773,8 \text{ KN}$$

##### - Poids des nervures : $P_{\text{ner}} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$

$$P_{\text{ner}} = 0,65 \times (1,1 - 0,4) \times 4 \times 17,1 \times 25 + 0,65 \times (1,1 - 0,4) \times 6 \times 25 \times 13,6 = 1706,25 \text{ KN}$$

##### - Poids du tablier : $P_{\text{tab}} = S_{\text{rad}} \times h_d \times \rho_b$

$$P_{\text{tab}} = 246,56 \times 0,4 \times 25 = 24656,6 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = P_{df} + P_{TVO} + P_{\text{ner}} + P_{\text{tab}}$$

$$G_{\text{rad}} = 6318,3 \text{ KN}$$

##### b) Poids total de l'ouvrage

$$G_T = G_{\text{sup}} + G_{\text{rad}} = 25632,45 + 6318,3 = 31950,75 \text{ KN}$$

$$Q_T = Q_{\text{sup}} + Q_{\text{rad}} = 3779,55 + (2,5 \times 246,56) = 4395,95 \text{ KN}$$

##### c) Combinaisons d'actions

A l'ELU :  $N_u = 1,35G + 1,5Q = 49727,43 \text{ KN}$

A l'ELS :  $N_s = G + Q = 36346,7 \text{ KN}$

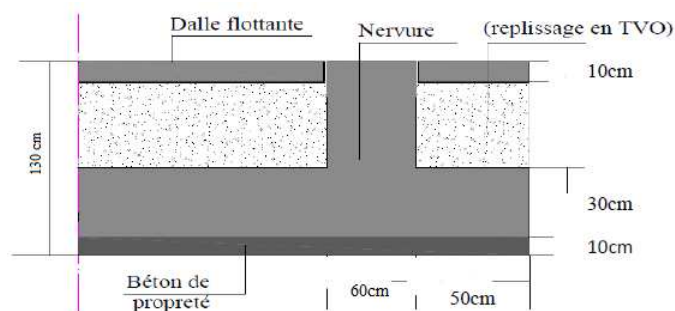


Fig VII.1: Coupe vertical sur radier.

**VII.4.5. Vérification à L'ELU**

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

b = 100cm ; d = 0,9h<sub>d</sub> = 0,9 x 30 = 27 cm

$$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b \cdot L_{max}}{2 \cdot S_{rad}} = \frac{49727,43 \times 1 \times 4,1}{2 \times 246,56} = 413,45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{413,45,6 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \implies$  **Condition vérifiée.**

b) Vérification au poinçonnement : ( Art 5.2.42 BAEL91/2003)

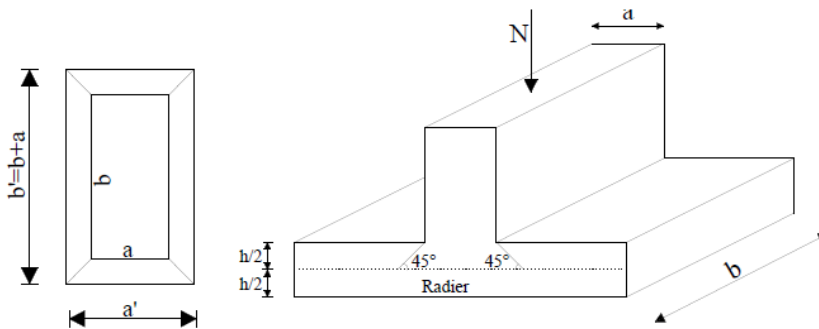
Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 U_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

N<sub>u</sub> : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau.

U<sub>c</sub> : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : Épaisseur totale du radier égale à 100 cm.



• Poteau :

$$\mu_c = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2(1)) = 5,8 \text{ m}$$

$N_u = 1930,08 \text{ KN} < \frac{0,045 \times 5,8 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4350 \text{ KN}$  .....**condition vérifiée.**

• Voile :

On considère une bande de 1ml du voile :

$e = 0,2 \text{ m} ; \quad b = 1 \text{ m} ; \quad N_u = 1656,8 \text{ KN}$

$$\mu_c = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0,20 + 1 + 2(1)) = 6,4 \text{ m}$$

$N_u = 1656,81 \text{ KN} < \frac{0,045 \times 6,4 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4800 \text{ KN}$  .....**condition vérifiée.**

c) Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq F_s \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z$$

Avec :

P : poids total à la base du radier

$F_s$  : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $F_s = 1.5$

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$ )

Z : Profondeur de l'infrastructure (h = 1,30m)

$$G_T = G_{sup} + G_{rad} = 25632,45 + 6318,3 = 31950,75 \text{KN}$$

$$P = 31950,75 \text{KN} \geq 1,5 \times 10 \times 1,3 \times 231,21 = 4508,59 \text{KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Pas de risque de soulèvement**



d) Vérification de la stabilité du radier :

• Centre de gravité de radier:

La géométrie de radier qui est rectangulaire et symétrique par rapport à l'axes y-y

$$X_G = \frac{\text{Longueur}}{2} = \frac{17,1}{2} = 8,55 \text{ m}$$

Quant à l'axe x-x on constate des décrochements suivant ce sens donc on le calcul par la formule suivante :

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 5,79 \text{m}$$

• Moment d'inertie de radier

$$I_{xx} = \sum [I_y + S_i (X_i - X_G)^2] = 9072,7 \text{m}^4$$

$$I_{yy} = \sum [I_x + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 18647 \text{m}^4$$

La vérification de la stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal du aux charges verticales.
- Moment de renversement du au séisme.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

M0: Moment sismique à la base du bâtiment.

T0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

Avec :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi, on doit vérifier que :

A l'ELU :  $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2\sigma_{sol}$

A l'ELS :  $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

Avec :  $\sigma_1$  et  $\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \mp \frac{M}{I} \cdot V$

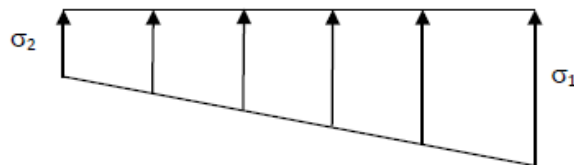


Fig.VII.2: Diagramme des contraintes du sol.

Calcul des moments :

$M_{x0} = 42013,279 \text{KN.m}$  ;  $T_{x0} = 2213,71 \text{ KN}$

$M_{y0} = 42565,979 \text{KN.m}$  ;  $T_{y0} = 2285,9 \text{ KN}$

$M_{xx} = 42013,279 + (1.1 \times 2213,71) = 44226,98 \text{ KN.m}$

$M_{yy} = 42565,979 + (1.1 \times 2285,9) = 44851,88 \text{KN.m}$

A l'ELU :

- Sens longitudinal y-y :

$N_u = 48074,84 \text{KN}$  ;  $M_{xx} = 44226,98 \text{ KN.m}$

$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} Y_G = \frac{49727,43}{246,56} + \frac{44226,98}{18647} \times 5,79 = 215,33 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} Y_G = \frac{49727,43}{246,56} - \frac{44226,98}{18647} \times 5,79 = 144,38 \text{ KN/m}^2$

D'où :  $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(215,33) + 144,38}{4} = 208,57 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_m = 208,57 \leq 2\sigma_{sol} = 360$  .....condition vérifiée.

- Sens transversal x-x :

$N_u = 48628,64 \text{ KN}$  ;  $M_{yy} = 44851,88 \text{KN.m}$

$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} X_G = \frac{49727,43}{246,56} + \frac{44851,88}{90725} \times 8,55 = 205,91 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} X_G = \frac{49727,43}{246,56} - \frac{44851,88}{90725} \times 8,55 = 197,46 \text{ KN/m}^2$

D'où :  $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(205,91) + 197,46}{4} = 203,79 \text{KN/m}^2$

$\sigma_m = 203,79 \leq 2\sigma_{sol} = 360$  .....condition vérifiée.

A l'ELS :

- Sens longitudinal (XX) :

$$N_s = 39634,67 \text{ KN} \quad ; \quad M_{xx} = 44226,98 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} Y_G = \frac{36346,7}{246,56} + \frac{44226,98}{18647} \times 5,79 = 160,61 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} Y_G = \frac{396346,7}{246,56} - \frac{44226,98}{18647} \times 5,79 = 134,21 \text{ KN/m}^2$$

$$D'o\grave{u} : \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(160,61) + 134,21}{4} = 154,01 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 154,01 \leq \sigma_{sol} = 180 \dots\dots\dots \text{condition v\^erifi\^ee.}$$

- Sens transversal (YY) :

$$N_s = 39634,67 \text{ KN} \quad ; \quad M_{yy} = 44851,88 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} Y_G = \frac{36346,7}{246,56} + \frac{44851,88}{90725} \times 8,55 = 151,61 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} Y_G = \frac{36346,7}{246,56} - \frac{44851,88}{90725} \times 8,55 = 143,2$$

$$D'o\grave{u} : \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(151,61) + 143,2}{4} = 149,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 149,5 \leq \sigma_{sol} = 180 \dots\dots\dots \text{condition v\^erifi\^ee.}$$

**VII.4.6 Ferrailage du radier**

Pour le calcul du ferrailage, on utilise les m\^ethodes expos\^ees dans le BAEL 91.

Le radier sera calcul\^e comme un plancher renvers\^e soumis \^a une charge uniform\^ement r\^epartie.

Le calcul s'effectue par la m\^ethode suivante :

1. Panneaux encastres appuis sur 4 cot\^es

On distingue deux cas :

**1<sup>er</sup> cas :** Si  $\rho < 0,4$ , le panneau de dalle travaille dans un seul sens.

$$M_{0x} = q_u \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{0y} = 0$$

**2<sup>eme</sup> cas :** Si  $0,4 \leq \rho < 1$ , le panneau travaille dans les deux sens, les moments d\^evelopp\^es au centre de panneau pour des bandes de largeur d'unit\^e valent :

- Dans le sens de la petite port\^ee  $L_x$  :  $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

- Dans le sens de la grande port\^ee  $L_y$  :  $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donn\^es par les tables de PIGEAUD.

Avec :  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

2. Identification du panneau le plus sollicit\^e

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,1}{4,8} = 0,85 \quad \longrightarrow \quad \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$v = 0 \quad \mu_x = 0,0506 \quad ; \quad \mu_y = 0,686$$

Pour le ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma^{max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- A l'ELU :

$$q_u = \left( \sigma_m^{max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right) \times 1m = \left( 208,57 - \frac{6318,3}{246,} \right) \times 1m = 182,94KN/ml$$

- A l'ELS :

$$q_s = \left( \sigma_m^{max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right) \times 1m = \left( 154,01 - \frac{6318,3}{246,56} \right) \times 1m = 128,38KN/ml$$

#### VII.4.7. Calcul à L'ELU

1. Evaluation des moments de flexion  $M_x$  et  $M_y$

$$M_x = 0,0506 \times 182,94 \times (4,1)^2 = 155,6KN.m$$

$$M_y = 0,6864(181,5) = 106,8 KN.m$$

Remarque :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

✓ Moment en travée :  $0,75M_{ox}$  ou  $0,75M_{oy}$

✓ Moment sur appuis :  $0,5M_{ox}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assuré un encastrement partiel :

✓ Moment en travée :  $0,85M_{ox}$  ou  $0,85M_{oy}$

✓ Moment sur appui de rive :  $0,3M_{ox}$

2. Ferrailage dans le sens (x-x), (y-y) :

▪ Appuis de rives :

$$M_x^a = 0,5M_x = 0,5 \times 155,6 = 77,8KN.m$$

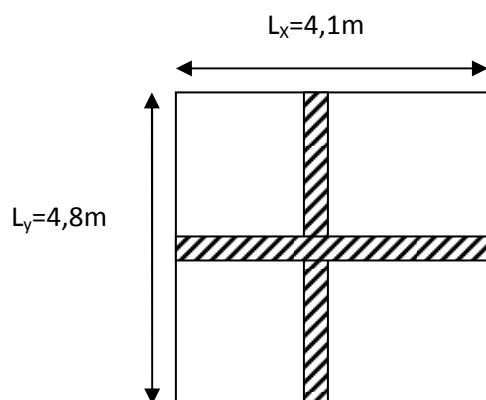
▪ Appuis intermédiaires :

$$M_y^a = 0,5M_y = 0,5 \times 106,8 = 53,4KN.m$$

▪ En travées:

$$M_x^t = 0,75M_x = 0,75(155,6) = 116,7 KN.m$$

$$M_y^t = 0,75M_y = 0,75(106,8) = 80,1 KN.m$$



a. Ferraillage dans le sens (x-x)- Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{77,8 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14,2} = 0,04 < 0,392 \quad \longrightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0,04 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,980$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{77,8 \times 10^6}{0,98 \times 370 \times 348} = 6,16 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA12 = 6,79 cm<sup>2</sup>- En travée :

$$\mu_u \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{116,7 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14,2} = 0,06 < 0,392 \quad \longrightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0,06 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,963$$

$$\mu_u \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{116,7 \times 10^6}{0,963 \times 370 \times 348} = 9,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 7HA14 = 10,77 cm<sup>2</sup> ; avec un espacement de 15 cmFerraillage dans le sens (y-y)- Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{53,4 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14,2} = 0,06 < 0,392 \quad \longrightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0,027 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,9895$$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{53,4 \times 10^6}{0,9895 \times 370 \times 348} = 4,19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 4HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup>En travée :

$$\mu_u \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{80,1 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14,2} = 0,09 < 0,392 \quad \longrightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0,041 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,9795$$

$$A_t \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{80,1 \times 10^6}{0,9795 \times 370 \times 348} = 6,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 6HA12 = 6,79 cm<sup>2</sup> ; avec un espacement de 17 cm3. Vérification de la condition de non fragilité (Article B.7.41 BAEL91):- Sens (x-x) :

$$\rho_x = \frac{A_x}{bh} \geq \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) \quad \Longrightarrow \quad A_x \geq \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) \cdot b \cdot h$$

 $\rho_0$  : Taux de pourcentage d'acier minimal réglementaire ( $\rho_0 = 0,0008$  pour les HA FeE400). $\rho_x$  : Taux de pourcentage d'acier égal au rapport de la section d'armatures minimale à la section totale du béton.

$$A_x^{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \left( \frac{3 - 0,85}{2} \right) = 2,58 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{ua}^x = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,58 \text{ cm}^2 \\ \text{En travée : } A_{ut}^x = 9,96 > A_{min} = 2,78 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

- Sens y-y:

$$\rho_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0 \quad \implies \quad A_y \geq \rho_0 \cdot b \cdot h$$

$$A_y^{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{ua}^y = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,4 \text{ cm}^2 \\ \text{En travée : } A_{ut}^y = 6,79 > A_{min} = 2,4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

#### 4. Espacement des armatures : (Art A8.2.42 BAEL91)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Direction la plus sollicitée (sens x-x) :  $St = 15 \text{ cm} < \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ .

$$St = 12\text{cm} < 33\text{cm}$$

- Direction la moins sollicitée (sens y-y) :  $St = 17 \text{ cm} < \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

$$St = 15\text{cm} < 45\text{cm}$$

### VII.4.8. Vérification à L'ELS

#### 1. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$v = 0,2 \quad ; \quad \mu_x = 0,0529 \quad \mu_y = 0,778$$

$$M_x = 0,0529 \times 128,38 \times (4,1)^2 = 114,16 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,778 \times 127,25 = 88,81 \text{ KN.m}$$

Contrainte de compression du béton :

#### En travées :

a) Sens x-x :

$$M_x^t = 114,16 \times 0,75 = 85,62 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{85,62 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14,2} = 0,044 < 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\text{D'où : } \beta = 0,978$$

$$A^t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{85,62 \times 10^6}{0,978 \times 370 \times 348} = 6,79 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6,79}{100 \times 37} = 0,183 \rightarrow \beta_1 = 0,9315 \rightarrow K_1 = 56,94$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_x^t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{85,62 \times 10^6}{0,9315 \times 370 \times 679} = 356,86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{56,94} = 0,017$$

$$\sigma_{bc} = 0,017 \times 365,86 = 6,42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Sens y-y :

$$M_y^t = 88,81 \times 0,75 = 66,6 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{66,6 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14,2} = 0,034 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\text{D'où : } \beta = 0,983$$

$$A^t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{66,6 \times 10^6}{0,983 \times 370 \times 348} = 5,26 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,26}{100 \times 37} = 0,142 \rightarrow \beta_1 = 0,938 \rightarrow K_1 = 65,64$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_y^t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{66,6 \times 10^6}{0,938 \times 370 \times 526} = 348,12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{65,64} = 0,015$$

$$\sigma_{bc} = 0,015 \times 348,12 = 5,3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$M_x^a = 0,5 \times 114,16 = 56,57 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{57,08 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14,2} = 0,03 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\text{D'où : } \beta = 0,985$$

$$A^t = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{57,08 \times 10^6}{0,985 \times 370 \times 348} = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,5}{100 \times 37} = 0,121 \rightarrow \beta_1 = 0,9445 \rightarrow K_1 = 75,1$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_x^t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{57,08 \times 10^6}{0,9445 \times 370 \times 450} = 362,96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{75,1} = 0,013$$

$$\sigma_{bc} = 0,013 \times 362,96 = 4,83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### VII.4.9 Ferrailage du débord

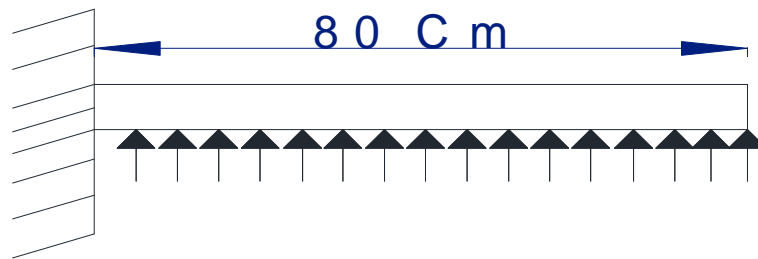


Fig.VII.3 : Schéma statique du débord.

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie illustrer dans la figure ci-dessous (FigIX.3). Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

- **Sollicitation de calcul**

A l'ELU :  $q_u = 182,94 \text{ KN/ml}$

$$M_u = \frac{-q_u \times L^2}{2} = \frac{-182,94 \times 0,8^2}{2} = -58,54 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :  $q_s = 71,96 \text{ KN/ml}$

$$M_s = \frac{-q_s \times L^2}{2} = \frac{-128,38 \times 0,8^2}{2} = -41,08 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des armatures**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{58,54 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14,2} = 0,03 < 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,03 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{58,54 \times 10^6}{0,985 \times 370 \times 348} = 4,61 \text{ cm}^2$$

#### **Remarque**

Les armatures de la dalle du radier sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

### VII.4.10. Ferrailage des nervures

- La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.
- Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.
- Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.
- Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire
- Qui donnerait le même moment ( $L_m$ ) et le même effort tranchant ( $L_t$ ) que le diagramme

- trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

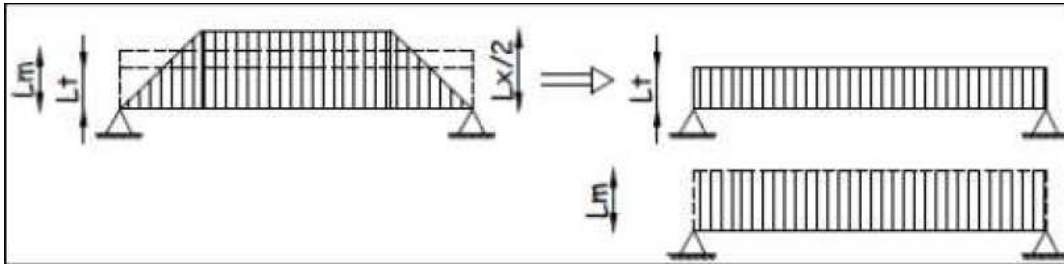


Fig.VII.4 Répartition des charges dans les nervures

### Présentation des charges simplifiée

Deux types de chargement peuvent se présenter :

**1<sup>er</sup> Cas :** Chargement triangulaires :

**Moment fléchissant :**  $L_m = 0,333 \times L_x$

**Effort tranchant :**  $L_t = 0,25L_x$

**2<sup>eme</sup> cas :** chargement trapézoïdale :

**Moment fléchissant :**  $L_m = L_x(0,5 - \frac{\rho^2 x}{6})$

**Effort tranchant :**  $L_t = L_x(0,5 - \frac{\rho^2 x}{4})$

Pour les moments fléchissant :

$$Q_u = q_u \cdot L_m$$

$$Q_s = q_s \cdot L_m$$

Pour les efforts tranchant :

$$Q_u = q_u \cdot L_t$$

$$Q_s = q_s \cdot L_t$$

- **Détermination des charges**

- **A l'ELU :**

$$q_u = \left( \sigma_m^{max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right) \times 1m = \left( 208,57 - \frac{6318,3}{246,} \right) \times 1m = 182,94KN/ml$$

- **A l'ELS :**

$$q_s = \left( \sigma_m^{max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right) \times 1m = \left( 154,01 - \frac{6318,3}{246,56} \right) \times 1m = 128,38KN/ml$$

a) Sens transversal x-x

- Calcul des charges :

Tableau.VII.4 Résumé de calcul des charges dans le sens x-x

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneau	Lx	Ly	$\rho_x$	Chargement	Lm	Lt	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	Q <sub>u</sub>	$\Sigma Q_u$	Q <sub>s</sub>	$\Sigma Q_s$	Q <sub>u</sub>	$\Sigma Q_u$	Q <sub>s</sub>	$\Sigma Q_s$
A-B	1	3	4,8	0,625	triangulaires	0,999	0,75	182,94	128,34	182,76	365,514	128,21	256,42	137,21	274,41	96,26	192,51
	2	3	4,8	0,625	triangulaires	0,999	0,75	182,94	128,34	182,76		128,21		137,21		96,26	
B-C	1	3,5	4,8	0,729	triangulaires	1,1655	0,875	182,94	128,34	213,22	426,43	149,58	299,16	160,07	320,15	112,30	224,595
	2	3,5	4,8	0,729	triangulaires	1,1655	0,875	182,94	128,34	213,22		149,58		160,07		112,30	
C-D	1	4,1	4,8	0,854	triangulaires	1,3653	1,025	182,94	128,34	249,77	499,54	175,22	350,45	187,51	375,03	131,55	263,097
	2	4,1	4,8	0,854	triangulaires	1,3653	1,025	182,94	128,34	249,77		175,22		187,51		131,55	
D-E	1	3,5	4,8	0,729	triangulaires	1,1655	0,875	182,94	128,34	213,22	426,43	149,58	299,16	160,07	320,15	112,30	224,595
	2	3,5	4,8	0,729	triangulaires	1,1655	0,875	182,94	128,34	213,22		149,58		160,07		112,30	
E-F	1	3	4,8	0,625	triangulaires	0,999	0,75	182,94	128,34	182,76	365,51	128,21	256,42	137,21	274,41	96,26	192,51
	2	3	4,8	0,625	triangulaires	0,999	0,75	182,94	128,34	182,76		128,21		137,21		96,26	

b) Sens longitudinal y-y

- Cas de charge

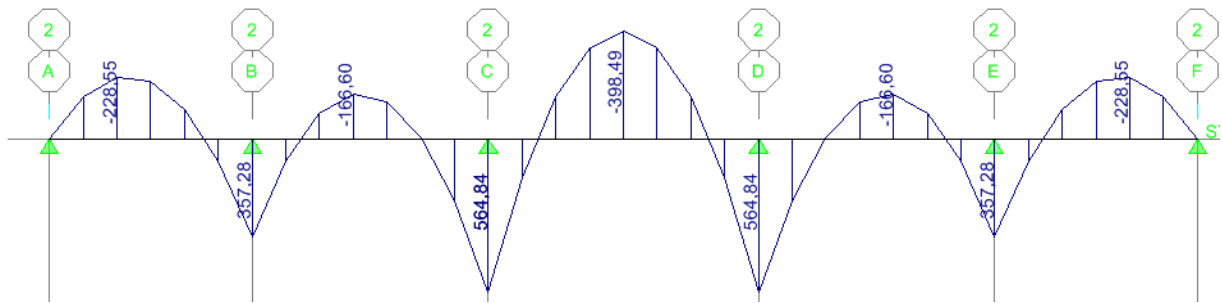
- Tableau.VII.5 Résumé de calcul des charges dans le sens y-y

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneau	Lx	Ly	$\rho_x$	Chargement	Lm	Lt	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	Q <sub>u</sub>	∑Q <sub>u</sub>	Q <sub>s</sub>	∑Q <sub>s</sub>	Q <sub>u</sub>	∑ Q <sub>u</sub>	Q <sub>s</sub>	∑ Q <sub>s</sub>
A-B	1	4,1	4,8	0,854	trapézoïdale	1,365	1,025	128,34	128,34	249,77	499,31	175,28	350,56	187,51	375,03	131,59	263,179
	2	4,1	4,8	0,854	trapézoïdale	1,365	1,025	128,34	128,34	249,77		175,28		187,51		131,59	
B-C	1	4,1	4,8	0,854	trapézoïdale	1,365	1,025	128,34	128,34	249,77	499,31	175,28	350,67	187,51	375,03	131,59	263,179
	2	4,1	4,8	0,854	trapézoïdale	1,365	1,025	128,34	128,34	249,77		175,28		187,51		131,59	
D-E	1		4,1	0,976	trapézoïdale	1,332	1	128,34	128,34	243,68	587,35	171	342	182,94	128,38	128,38	256,76
	2		4,1	0,976	trapézoïdale	1,332	1	128,34	128,34	243,68		171		182,94		128,38	

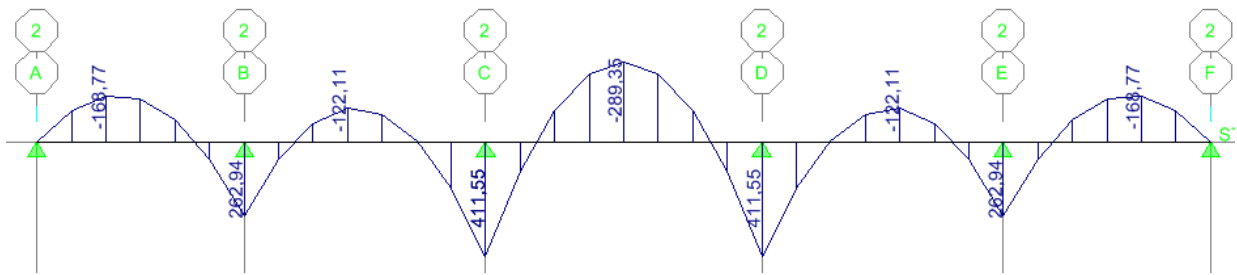
**VII.4.11. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants**

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés par le logiciel Etabs.

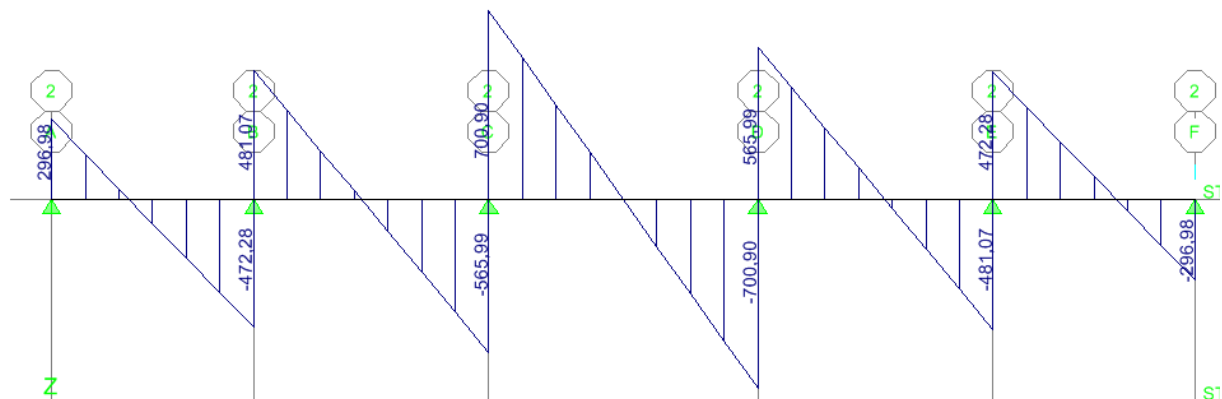
**a) Sens transversale x-x :**



**Fig.VII.5 Diagramme des moments fléchissant (ELU):**



**Fig.VII.6 Diagramme des moments fléchissant (ELS)**



**Fig.VII.7 Diagramme des efforts tranchants(ELU)**

b) Sens longitudinal y-y:

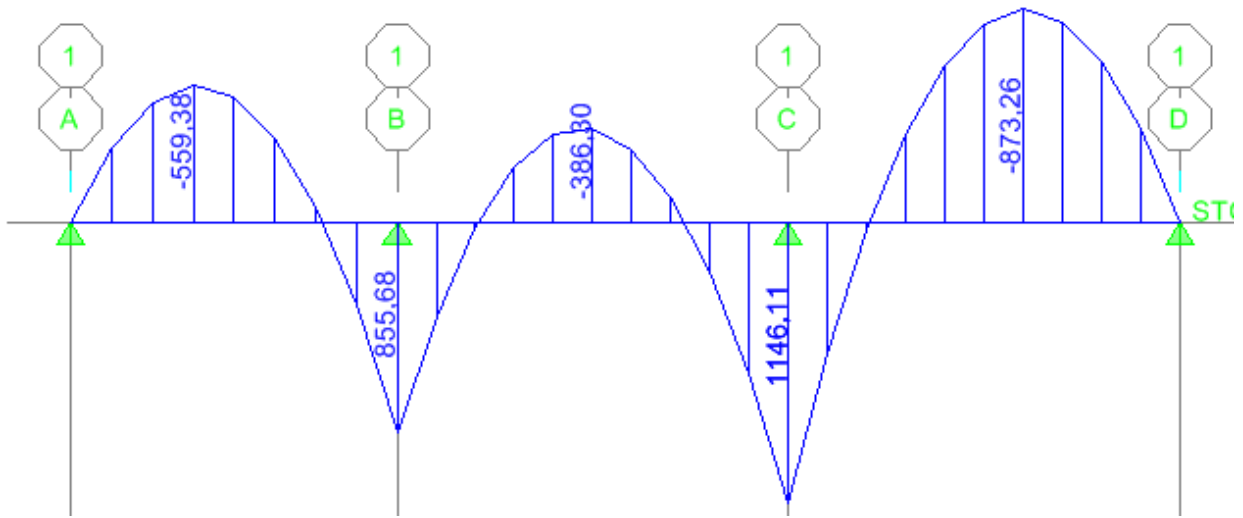


Fig.VII.8 Diagramme des moments fléchissant (ELU):

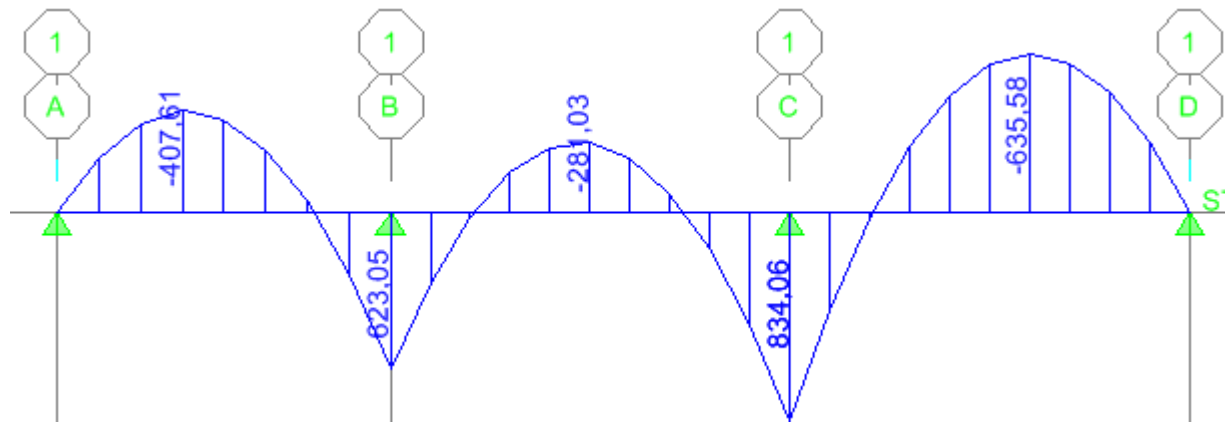


Fig.VII.9 Diagramme des moments fléchissant (ELS)

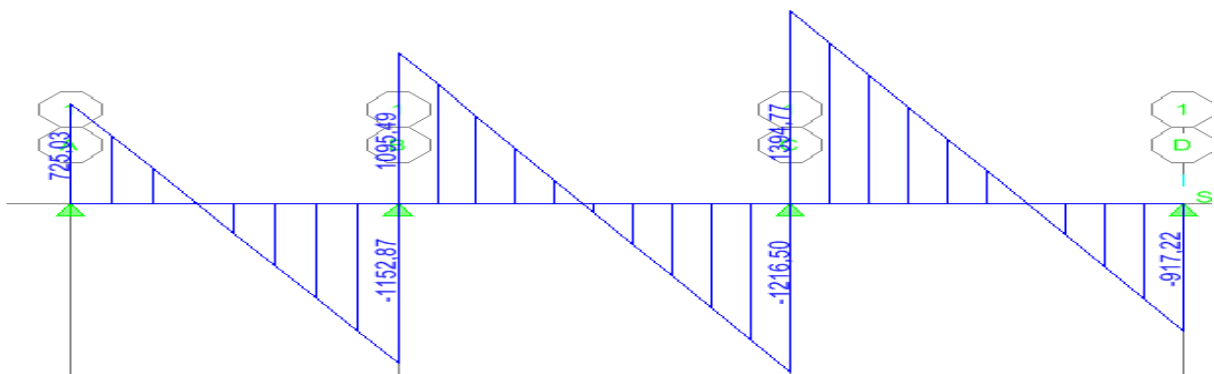


Fig.VII.10 Diagramme des efforts tranchants(ELU)

➤ **Calcul des armatures**

a) Nervure transversal x-x :

$$M_t^{max} = 398,49 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = 564,84 \text{ KN.m}$$

$$T^{max} = 700 \text{ KN}$$

$$b = 65 \text{ cm ; } h = 110 \text{ cm ; } d = 107 \text{ cm}$$

-en travée :

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{398,49 \times 10^3}{65 \times 107^2 \times 14,2} = 0,037 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,037 \longrightarrow 0,9815$$

$$A_t = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{398,49 \times 10^3}{0,9825 \times 107 \times 348} = 10,89 \longrightarrow \text{Soit } 5\text{HA16} + 1\text{HA12} = 11,18 \text{ cm}^2$$

-Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{564,84 \times 10^3}{65 \times 107^2 \times 14,2} = 0,053 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,053 \longrightarrow \beta = 0,9725$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{564,84 \times 10^3}{0,9725 \times 107 \times 348} = 15,59 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 5\text{HA20} = 15,71 \text{ cm}^2$$

b) Nervure longitudinale y-y :

$$M_t^{max} = 873,26 \text{ KN.m} \longrightarrow$$

$$M_a^{max} = 1164,11 \text{ KN.m}$$

$$T^{max} = 1216,5 \text{ N}$$

$$b = 65 \text{ cm ; } h = 110 \text{ cm ; } d = 107 \text{ cm}$$

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{873,26 \times 10^3}{65 \times 107^2 \times 14,2} = 0,082 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,082 \longrightarrow \beta = 0,957$$

$$A_t = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{873,26 \times 10^3}{0,967 \times 107 \times 348} = 24,25 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Soit } 5\text{HA20} + 5\text{HA16} = 25,76 \text{ cm}^2$$

-Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1164,11 \times 10^3}{65 \times 107^2 \times 14,2} = 0,11 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,11 \longrightarrow \beta = 0,942$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1164,11 \times 10^3}{0,942 \times 107 \times 348} = 33,18 \text{ cm}^2 \longrightarrow 7\text{HA25} = 34,06 \text{ cm}^2$$

## ❖ Vérification à l'ELU

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s < A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Nervure transversale x-x: } A_{min} = 0,23 \times 65 \times 107 \times \frac{2,1}{400} = 8,39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nervure longitudinale y-y: } A_{min} = 0,23 \times 65 \times 107 \times \frac{2,1}{400} = 8,39 \text{ cm}^2$$

} Conditions vérifiées

- Vérification au cisaillement [BAEL91/2003 art A.5.1, 1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} < \bar{\tau}_u$$

- a) Nervure transversale x-x :

$$V_u = 700,00 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{963,33 \times 10^3}{650 \times 1070} = 1,38 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5; 4 \text{ MPa} \}$$

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

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- b) Nervure longitudinale y-y

$$V_u = 1216,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1216,5 \times 10^3}{650 \times 1070} = 1,74 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5; 4 \text{ MPa} \}$$

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

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

Au droit d'un appui :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$ , On doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à  $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

$$\text{Tel que : } A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

- a) Nervure transversale x-x :

$$A_a = 16,7 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{40} \left( 963,33 - \frac{564,84 \times 10^2}{0,9 \times 107} \right) = 10,83 \text{ cm}^2$$

- b) Nervure longitudinale y-y :

$$A_a = 34,06 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{40} \left( 1216,5 - \frac{1164,11 \times 10^2}{0,9 \times 107} \right) = 7,66 \text{ cm}^2$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1,3/BAEL91/2003)**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

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

a) Nervure transversale x-x :

$$\sum u_i = \pi \cdot n \cdot \phi = (3,14 \times 11 \times 1,6) + (3,14 \times 5 \times 1,4) = 77,24 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{963,33 \times 10^3}{0,9 \times 1070 \times 772,4} = 1,29 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$  Avec :  $\Psi_s$  : coefficient de scellement ( $\Psi_s = 1,5$  pour les aciers HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se}$  : La section est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

b) Nervure longitudinale y-y :

$$\sum u_i = \pi \cdot n \cdot \phi = (3,14 \times 9 \times 2) + (3,14 \times 7 \times 2,5) = 111,47 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{1216,5 \times 10^3}{0,9 \times 1070 \times 1114,7} = 1,13 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$  Avec :  $\Psi_s$  : coefficient de scellement ( $\Psi_s = 1,5$  pour les aciers HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se}$  : La section est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Calcul des armatures transversales (Art A.7.2.2.BAEL91/2003)**

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi = \frac{\phi_{Lmax}}{3} = \frac{25}{3} = 8,33 \text{ mm} \longrightarrow \text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures transversales :**

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min(27,5; 24) \longrightarrow \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 20 \times 65 = 3,9 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Soit } A_t = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de peau (Art 4.5.321. BAEL91/2003)**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section d'au moins ( $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$A_p = 3\text{cm}^2/\text{m} \times 1\text{ m} = 3\text{cm}^2 \longrightarrow$  on opte pour : 2HA14 = 3,08 cm<sup>2</sup>

➤ **Vérification à l'ELS**

• **Vérification de la contrainte du béton :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}, \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}, \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

**Tableau.VII.6 Résumé des vérifications a L'ELS**

		$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$K_1$	$\beta_1$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obsrv
Sens XX	Travée	289,35	11,12	0,164	60,19	0,9335	260,5	4,33	15	ok
	Appuis	411,55	16,7	0,24	48,29	0,921	250,07	5,18	15	ok
Sens YY	Travée	6 35,58	25,1	0,36	38,76	0,907	260,06	6,7	15	ok
	Appuis	834,06	34,06	0,49	32,2	0,894	255,99	7,95	15	ok

### VII.4.12. Voile périphérique

Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles, radier...) et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur minimal 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical)

Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

$$A_{horiz} = 0,1\% S_{horiz} = 0,001 \times 15 \times 100 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{vert} = 0,1\% S_{vert} = 0,001 \times 15 \times 102 = 1,53 \text{ cm}^2$$

On adopte :

Pour les armatures horizontales T8 avec un espacement de 15 cm

Pour les armatures verticales 7T10 avec un espacement de 15 cm

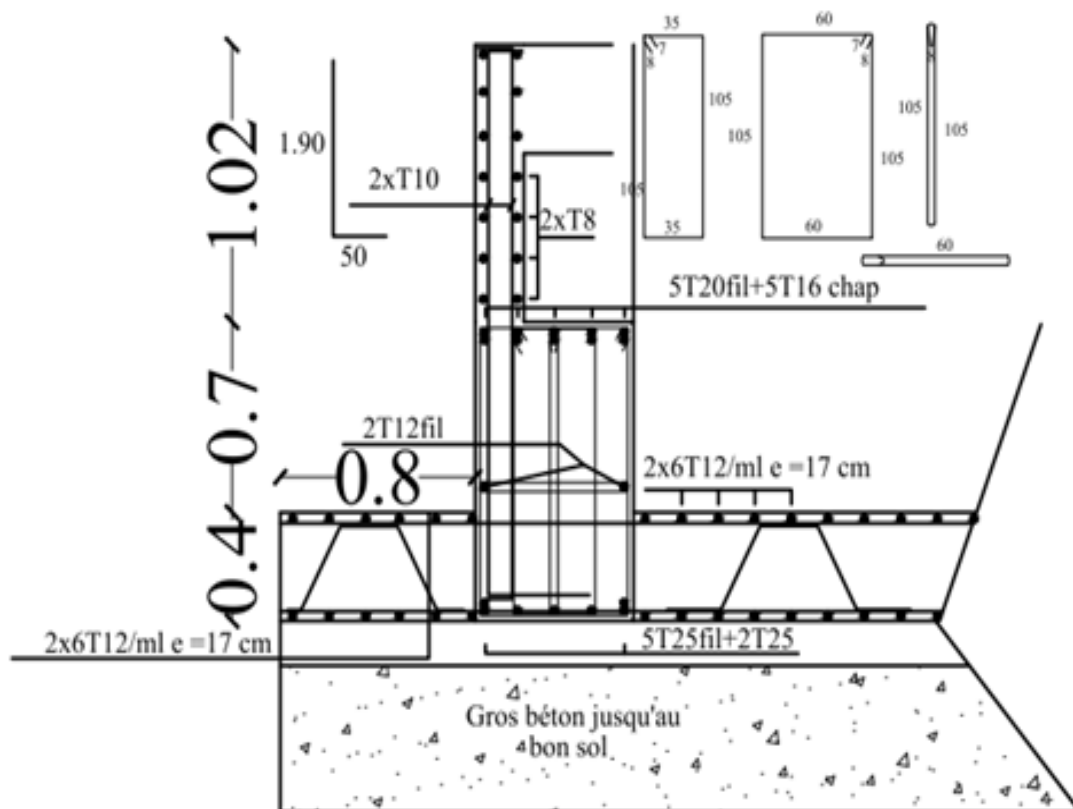
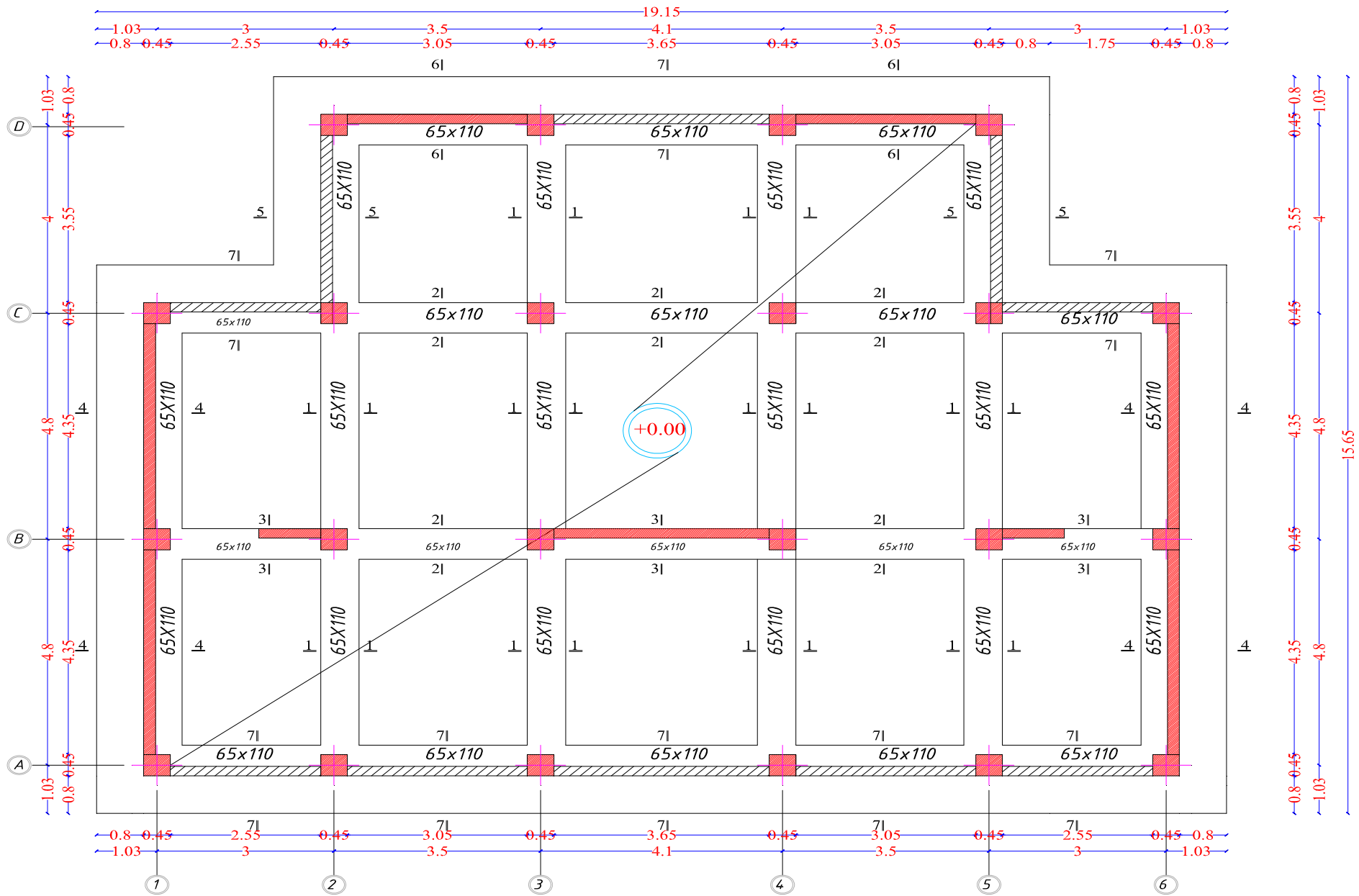
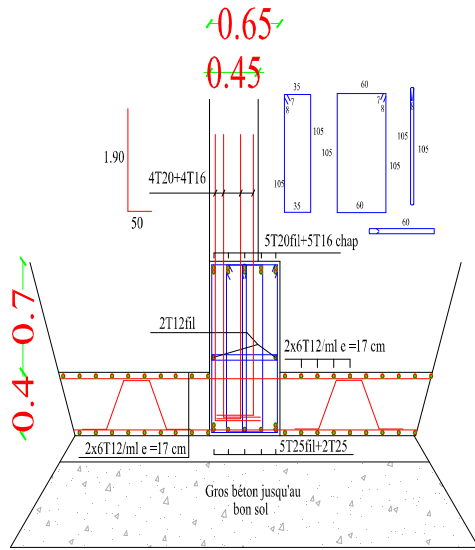


Fig.VII.11 coupe schématique du voile périphérique

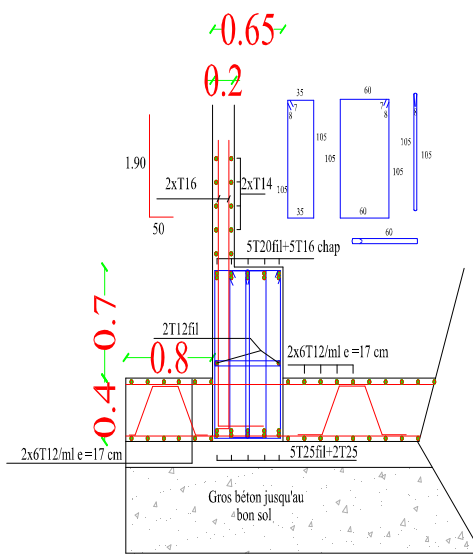


coffrage du radier Niv +0.00

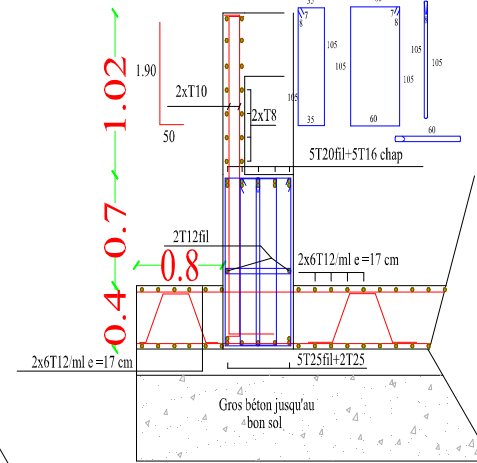
coupe 1-1



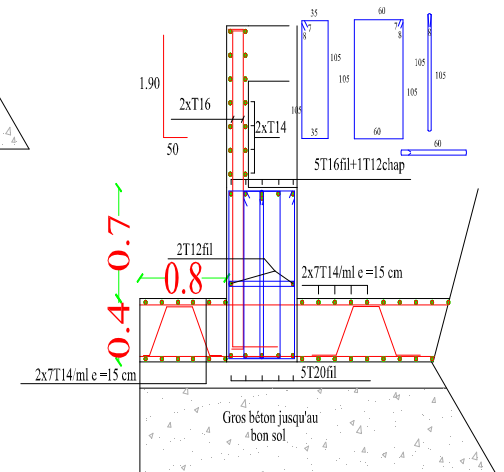
coupe 4-4



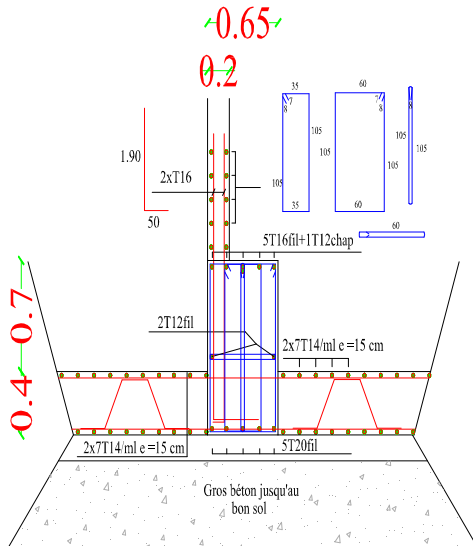
coupe 5-5  
voile périphérique



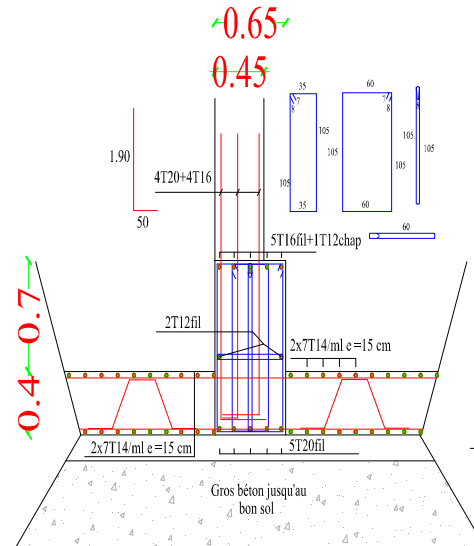
coupe 7-7  
voile périphérique



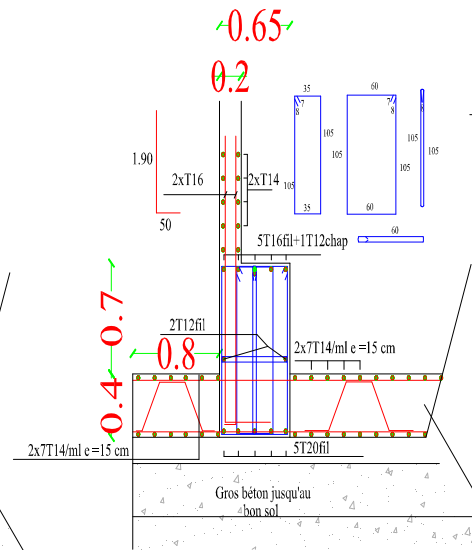
coupe 3-3



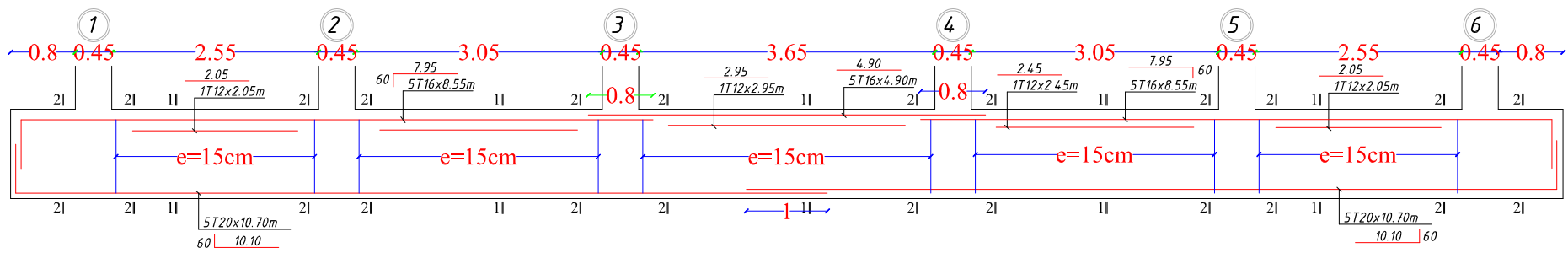
coupe 2-2



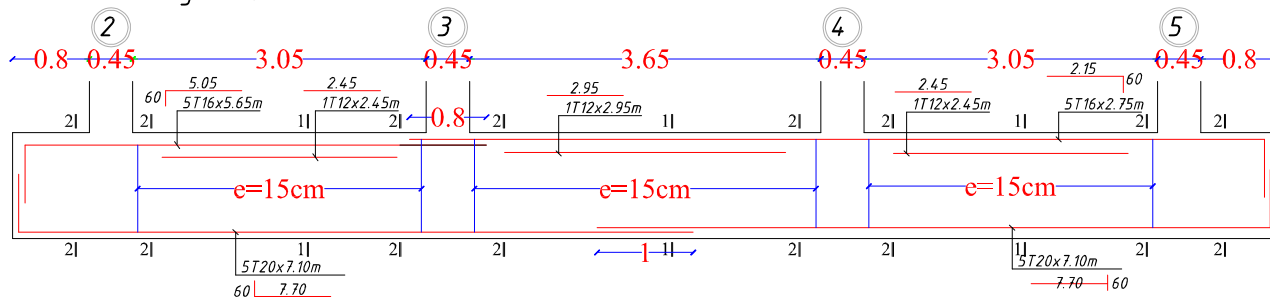
coupe 6-6



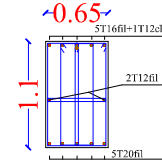
coupe schématique du coffrage et ferrailage du radier



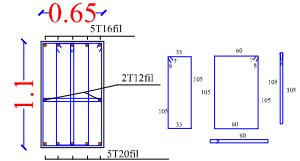
Ferrailage des nervures axe "D"



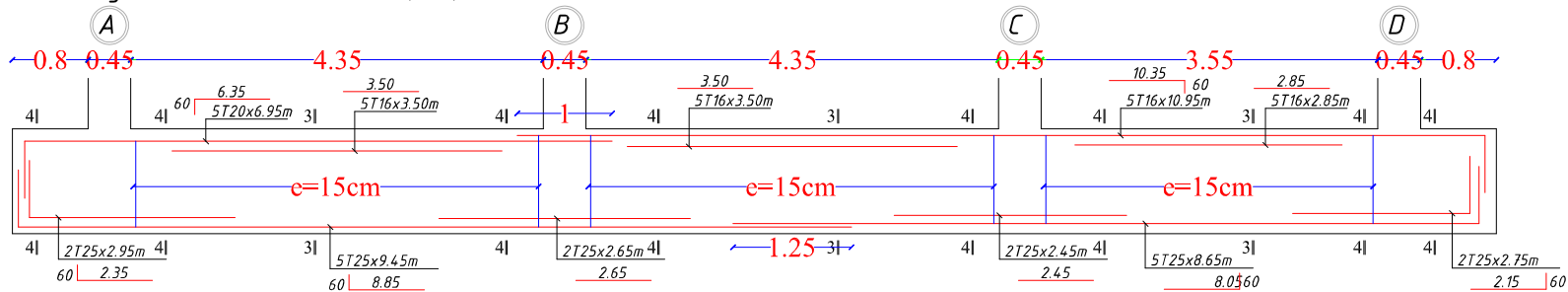
coupe 1-1



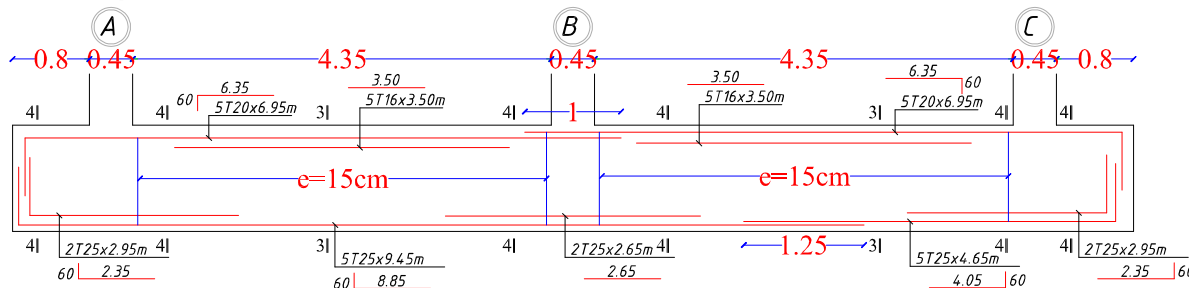
coupe 2-2



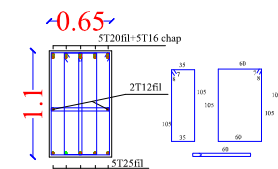
Ferrailage des nervures axe "2", "3", "4" et "5"



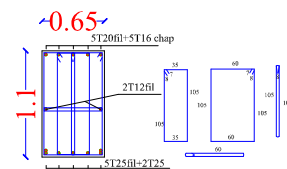
Ferrailage des nervures axe "1" et "6"



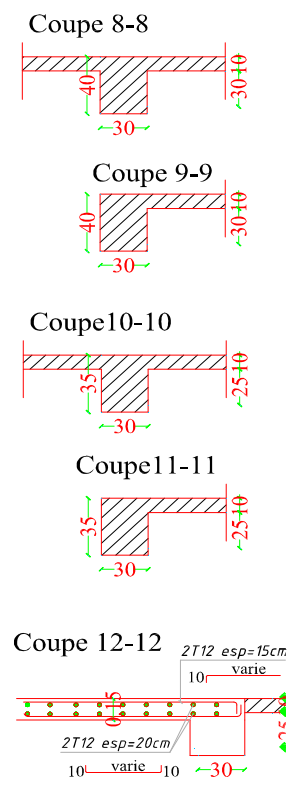
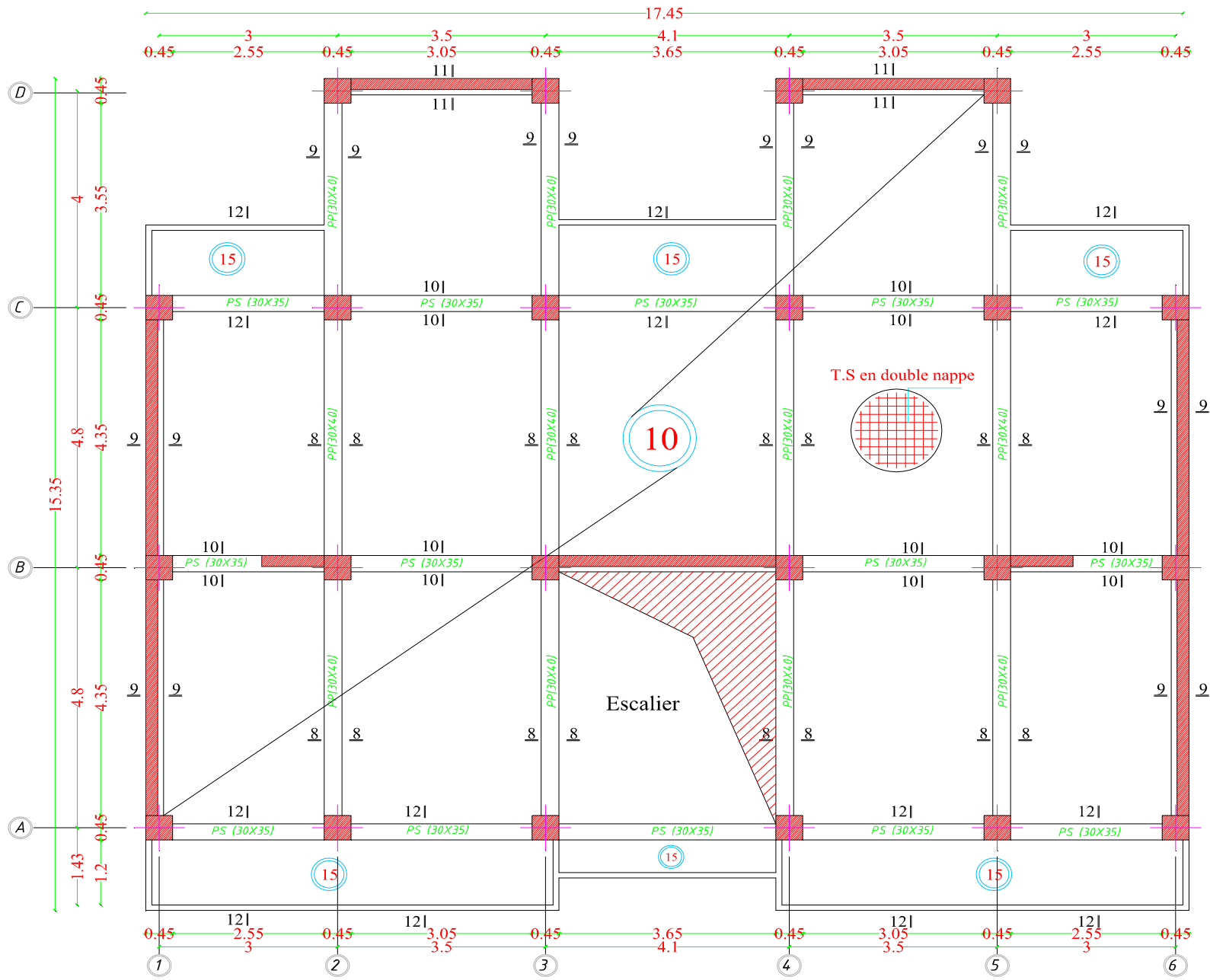
coupe 3-3



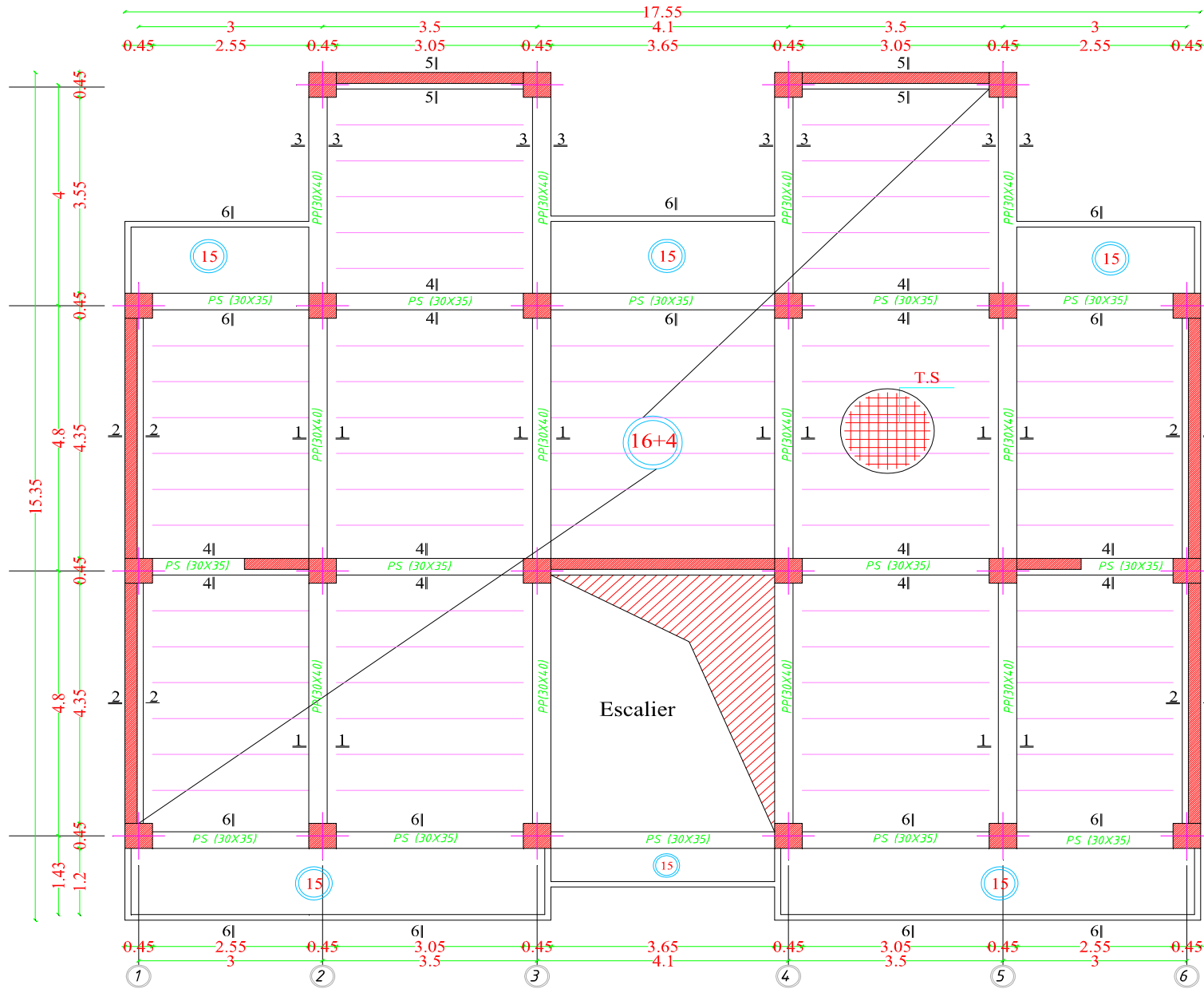
coupe 4-4



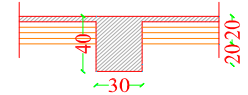
## Ferrailage des nervures



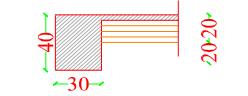
Coffrage de la dalle portée Niv +1.02



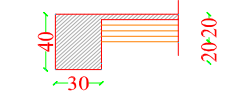
Coupe 1-1



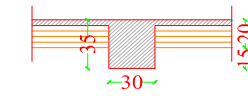
Coupe 2-2



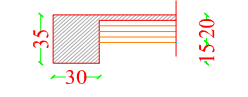
Coupe 3-3



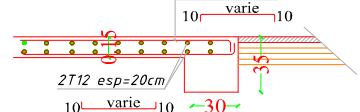
Coupe 4-4



Coupe 5-5

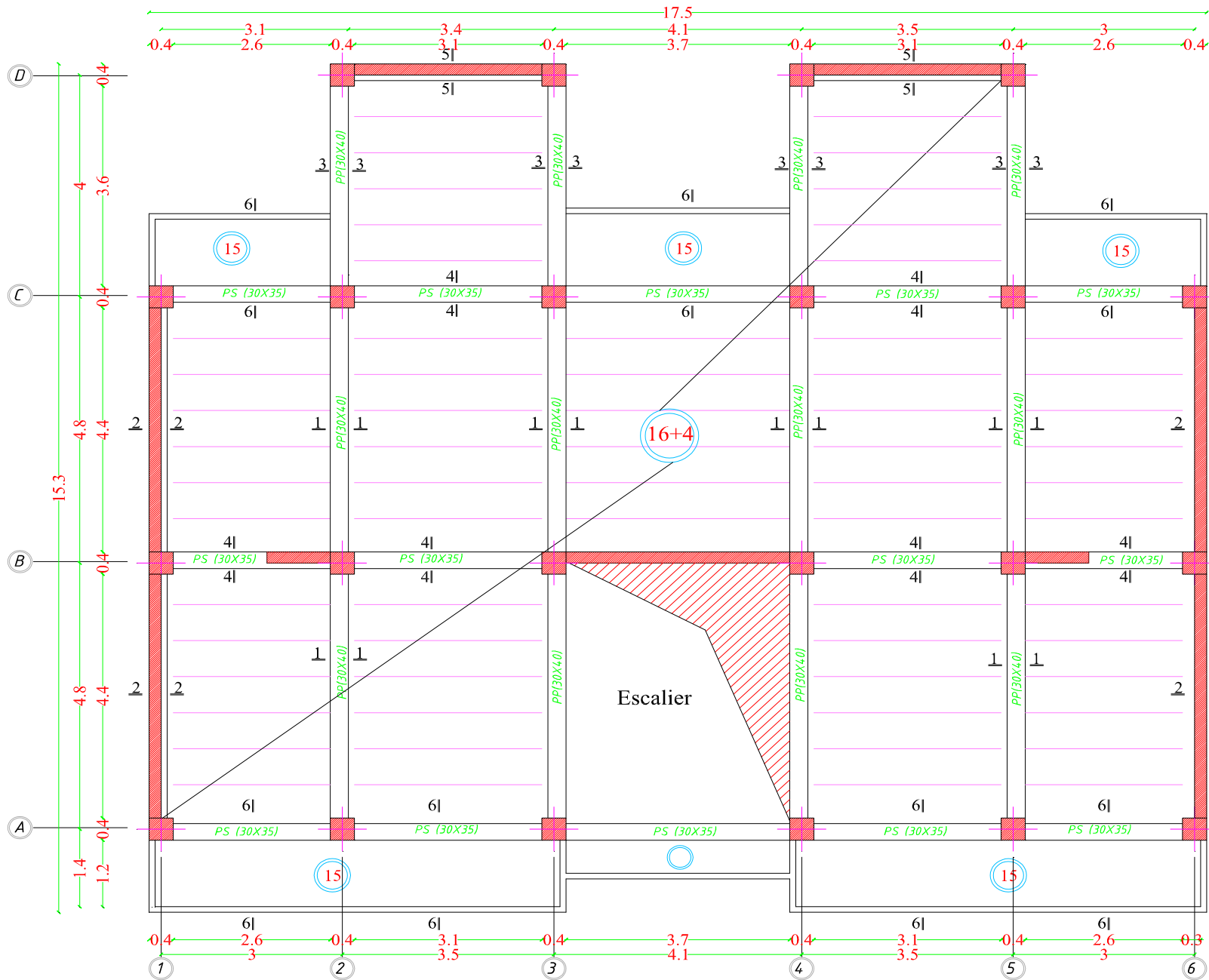


Coupe 6-6

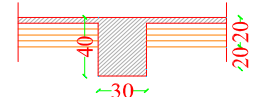


Détail de coffrage et ferrillage dalles pleines coupe (6-6)

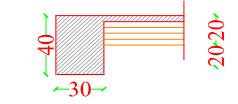
Coffrage du plancher RDC, 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage



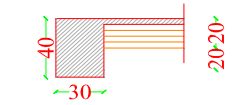
Coupe 1-1



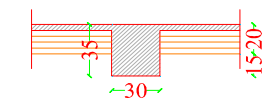
Coupe 2-2



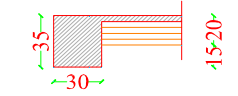
Coupe 3-3



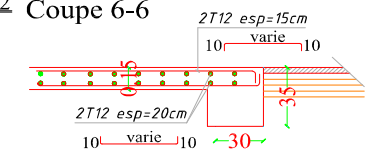
Coupe 4-4



Coupe 5-5

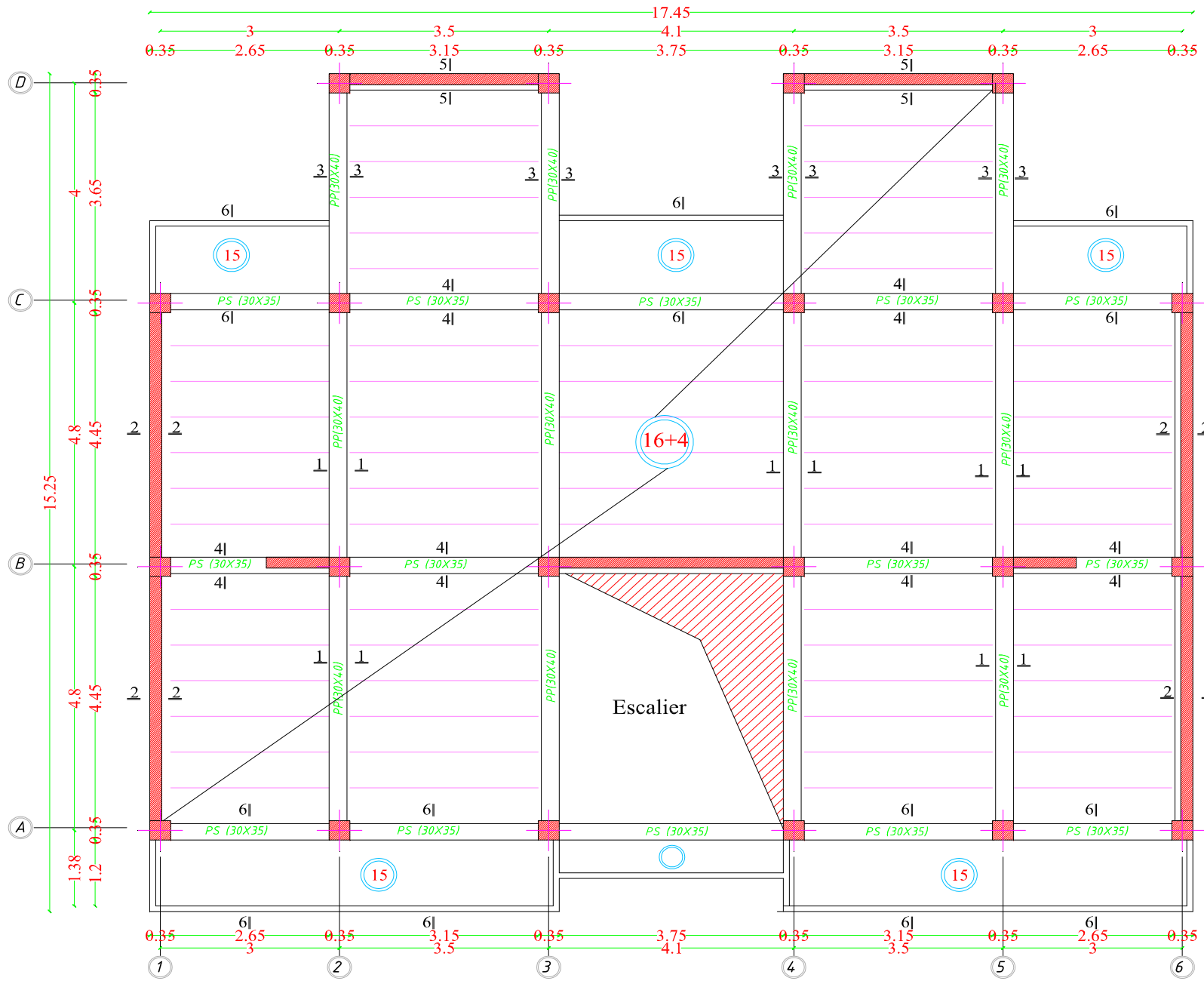


Coupe 6-6

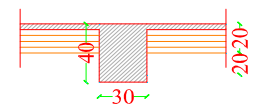


Détail de coffrage et ferrillage dalles pleines coupe (6-6)

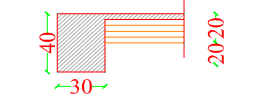
Coffrage du plancher 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage



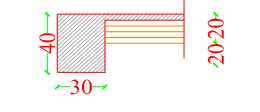
Coupe 1-1



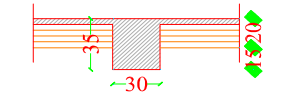
Coupe 2-2



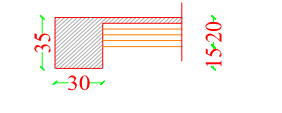
Coupe 3-3



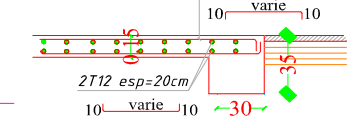
Coupe 4-4



Coupe 5-5



Coupe 6-6

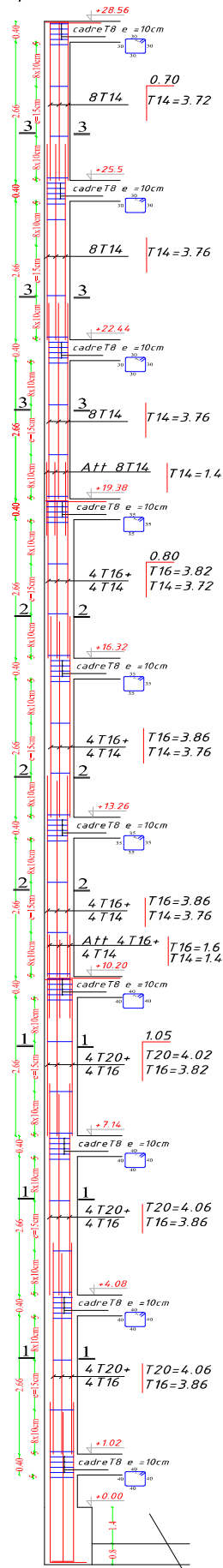


Détail de coffrage et ferrillage dalles pleines coupe (6-6)

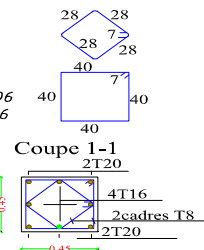
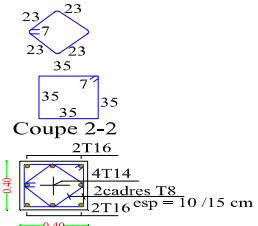
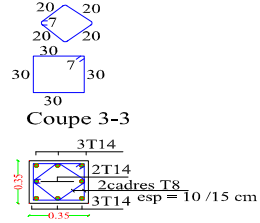
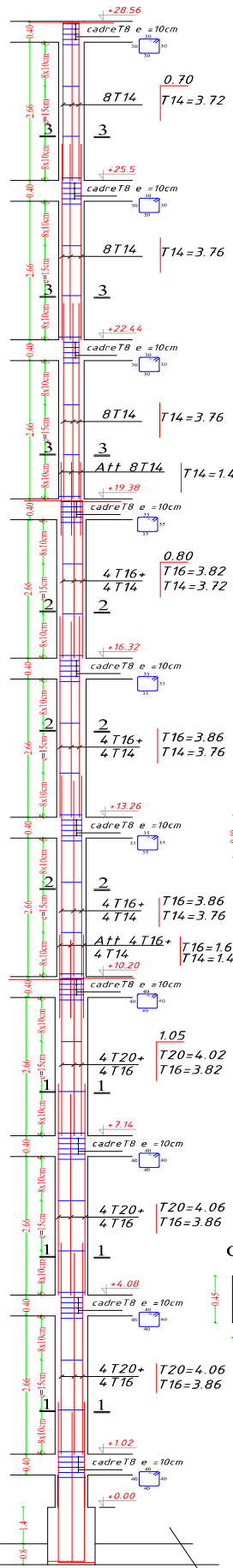
Coffrage du plancher 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage



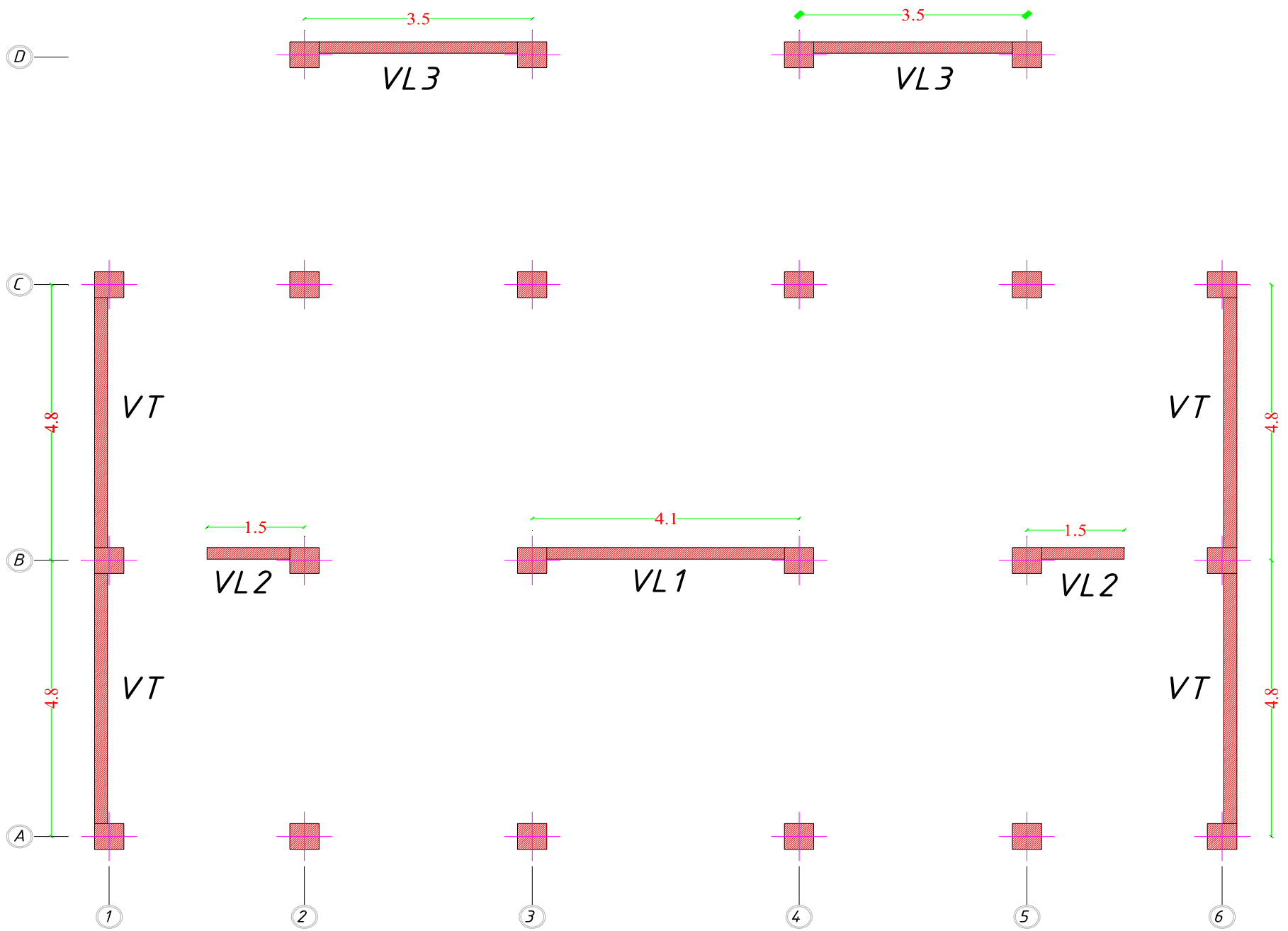
**poteaux de rive**



**poteaux de intermédiaire**



**Ferrailage des poteaux**

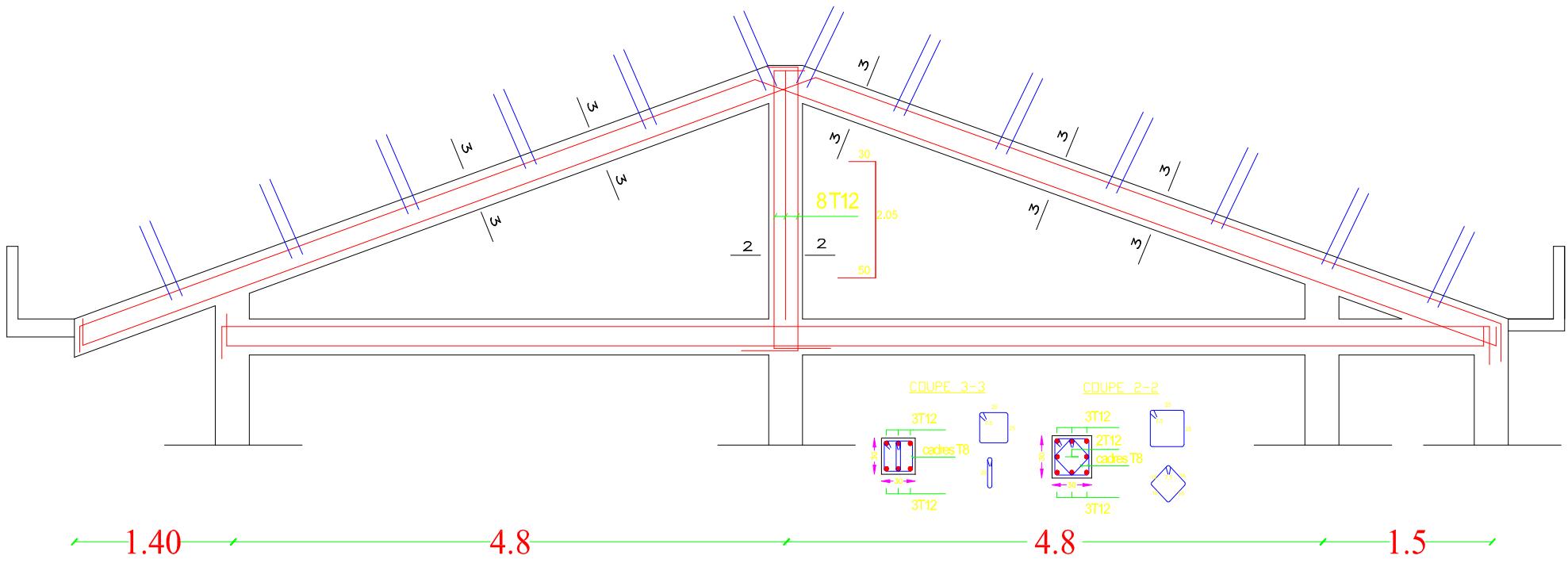


Disposition des voiles

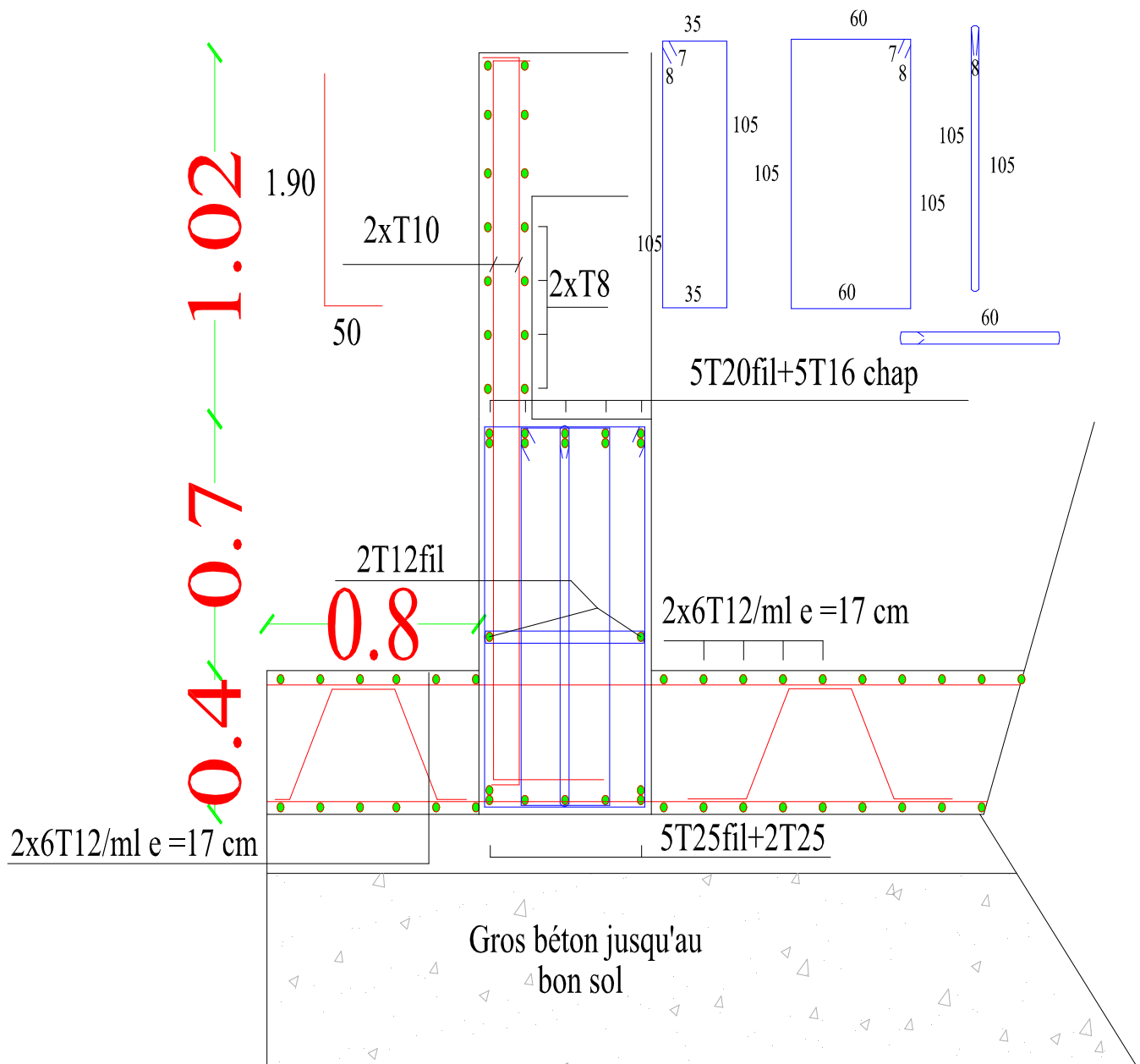








## Coffrage et Ferrillages des escaliers



Coffrage et Ferrillages voile périphérique

# CONCLUSION

L'étude élaborée dans ce présent projet a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout le long de notre cursus et d'affiner nos connaissances, surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.

Dans le cadre de ce projet, la structure auto stable a présenté des efforts et des déplacements importants, l'introduction des voiles et le choix de leurs dispositions ont eu pour effet de réduire les efforts, les déplacements inter-étages ainsi que la torsion, rajouté à cela la mise en application rigoureuse des codes préconisés par le RPA, a eu pour conséquence l'obtention d'une structure contreventée par des voiles porteurs.

En effet, L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures.

Après calcul, il y'a lieu de noter que des solutions doivent êtres apportées suite à la différence constatée lors des vérifications des contraintes dont les valeurs trouvées sont extrêmement inférieures, comparées à celles des contraintes admissibles.

En outre, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de minimiser le risque sismique et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception adéquate qui devrait satisfaire l'aspect architecturale et les exigences sécuritaires.

Quant au choix de la meilleure variante, une étude technico-économique globale est nécessaire pour une prise de décision.

# *References bibliographique*

## **Règlements :**

RPA99 v2003,  
DTR B.C. 2.2,  
BAEL 91,

## **Ouvrages :**

Construire parasismique.....Milan Zacek  
Formulaire du béton armé.....Victor Davidovici  
Calcul des ouvrages en béton armé.....Mohamed Bellazougui  
Cours de béton armé.....U.J.F Grenoble I  
Cours de béton armé.....Abdelhak Baraka  
Ouvrages en béton armé.....H.Renaud