

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**Ministère de l'enseignement supérieure et de la recherche scientifique**  
**Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou**  
**Faculté du Génie de la construction**  
**Département de Génie-civil**



# Mémoire de fin d'études

**En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil**

**Option : Construction civile et industrielle**

## Thème

**Vérification d'une structure (R+8) en béton armé**

Etudié par :

Mr MEKID Embarek

Mr MERRATI Sofiane

Dirigé par :

Mr KAHIL Amar

**Promotion : 2017 / 2018**

### Introduction générale

Pour répondre à une demande sans cesse croissante des constructions civiles et industrielles née des besoins économiques et sociaux depuis quelques décennies, la réalisation d'ouvrages plus volumineux est apparue.

Dès lors, il devient nécessaire d'assurer la résistance et la stabilité de ces constructions en tenant compte du côté économique. Et cela en fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés et du terrain d'implantation, la réponse à cette exigence implique la prise en compte de certaines normes et règles parasismiques.

L'étude du cas que nous proposons de présenter dans le cadre d'un mémoire de fin d'étude consiste à vérifier les éléments résistants d'une structure à contreventement mixte. Cette étude nous permet d'assurer la stabilité de l'ouvrage, ainsi que le confort pour les occupants.

Autrefois l'ingénieur en génie civil faisait appel à des méthodes manuelles pour le calcul et les vérifications des structures. Il s'est avéré que cette manière de faire est lente, et pour cela l'ingénieur est obligé d'élaborer de nouvelles méthodes et des outils informatiques pour toucher l'excellence.

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes, rapides, permettant le calcul des diverses structures. Parmi ces logiciels on peut citer : ROBOT, SAP2000, ETABS...etc.

Et il est amené alors à maîtriser ces outils informatiques pour modéliser, calculer et vérifier les résultats obtenus à l'aide de ces derniers.

Dans notre projet, la modélisation et le calcul de la structure se fait à l'aide de logiciel Robot Structural Analyses Professional 2010. Et les vérifications doivent répondre aux exigences du RPA 99 version 2003 et du BAEL 91 modifié 99.

### **But du projet :**

Vérifier les éléments résistants d'une structure déjà réalisé puis, on procédera à une étude comparative entre les résultats de ferrailage des éléments résistants obtenus lors de notre vérification, avec le ferrailage de ces derniers de la structure existante.

## I.1 Introduction

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir :

- Ses caractéristiques géométriques (longueur, largeur et hauteur totale de bâtiment).
- Ses éléments constitutifs :(éléments structuraux et non structuraux).
- Les caractéristiques des matériaux composants l'ouvrage.

## I.2 Présentation de l'ouvrage

Le projet en question consiste à l'étude et à la vérification des éléments résistants d'un bâtiment (R+8). Ce dernier est constitué d'une structure mixte en béton armé (portiques et voiles). Le bâtiment qui fait l'objet de cette étude, est implanté dans une zone à sismicité moyenne, c'est-à-dire (zone II<sub>b</sub>), réalisé après 2003.

Le bâtiment comporte

- Un rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial.
- Huit étages à usage d'habitation
- Une cage ascenseur.
- Une cage d'escaliers
- Une terrasse inaccessible.

## I.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

### I.3.1 Dimension en élévation

Hauteur du R D C	4,08 m
Hauteur d'étage	3,06 m
Hauteur totale du bâtiment	28,56 m

**Tableau I. 1 : Dimension en élévation**

### I.3.2 Dimension en plan

Longueur totale du bâtiment	19 m
Largeur totale du bâtiment	17 m

**Tableau I. 2 : Dimension en plan**

## I.4 Eléments de l'ouvrage

### I.4.1 Ossature

Ce bâtiment est en ossature mixte composée de portiques transversaux et longitudinaux et d'un ensemble de voiles.

### **I.4. 2 Voiles**

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

L'épaisseur des voiles est :  $e=20$  cm

### **I.4. 3 Portiques**

Ils sont en béton armé, constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales et aussi transmettre les efforts aux fondations. Les dimensions des poteaux et des poutres sont :

Poteaux RDC : 40x40

Poteaux 1,2 et 3ème étage : 35x35

Poteaux 4,5 et 6ème étage : 30x30

Poteaux 7 et 8ème étage : 25x25

Poutres principales : 30x35

Poutres secondaires : 30x35

### **I.4. 4 Planchers**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges.

Il y a deux types de planchers :

- **Planchers en corps creux :**

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.  $h = 16+4$ .

Ils ont pour fonctions :

Supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure (participent à la stabilité de la structure).

Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

- **Plancher en dalle pleine**

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur et les balcons.

Epaisseur des dalles pleines :  $e= 20$ cm.

### **I.4.5 Maçonnerie**

Il y a deux types de murs dans la structure :

- **Les murs extérieurs**

Ils sont réalisés en doubles cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm.

- **Les murs intérieurs**

Ils sont en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

### **I.4.5 Escaliers**

Ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage est effectuera par étage.

Notre escalier comporte deux volets avec un palier intermédiaire à l'intérieur de l'ouvrage.

### **I.4.6 Cage d'ascenseur**

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur.

### **I.4.7 Revêtements**

Les revêtements utilisés sont comme suit

- Carrelage, dalle de sol et seuil en marbre pour les planchers et les escaliers.
- Faïence pour les salles d'eaux et cuisines.
- Mortier de ciment enduit pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

### **I.4.8. Les fondations**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle constitue une partie importante de l'ouvrage. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier. Leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage (grandeur, les charges transmises au sol).

### **I.4.9 Système de coffrage**

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

## I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux

### I.5.1 Béton

Le béton est un mélange bien équilibré de ciment, granulats, d'eau et parfois d'adjuvants, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et en eau et l'âge du béton.

Le ciment utilisé est de classe CPJ 32,5 dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> dans le béton. La composition du béton sera fixée par le laboratoire spécialisé à partir des essais de résistance.

#### I.5.1.1 Résistance caractéristique du béton a la compression

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours de temps de durcissement, obtenu par des essais sur éprouvettes normalisées de diamètre égal à la moitié de la hauteur (16cm/32cm), notée  $f_{c28}$ .

La résistance caractéristique à la compression à j28 jours est définie par

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{J}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{Mpa.} \\ f_{cj} &= \frac{J}{1.4+0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{Mpa.} \end{aligned} \right\} \text{(Art.A.2.1,1/BAEL 91 modifiée 99).}$$

Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance  $f_{c28}$  au moins égale à 25 MPA et au plus égale à 40 MPa. Pour l'étude de ce projet on prendra :  $f_{c28} = 25$  MPa.

#### I.5.1.2 Résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours noté  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6+0,06f_{cj} \quad \text{avec : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa. (Art A.2.1,12/BAEL91 modifié99).}$$

D'où :  $f_{t28} = 2,1$  MPa.

#### I.5.1.3 Contrainte limite du béton

On définit les contraintes limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels la structure est calculée.

#### I.5.1.4 Etat limite ultime (ELU) :

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

**Contraint limite à la compression :(A.4.3.4.B.A.E.L91 modifier99)**

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.50$  pour situation courante

$\gamma_b = 1,15$  pour situation accidentelle

$\theta$ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions:

$\theta = 1$  si la durée d'application est supérieur à 24 heures.

$\theta = 0.9$  si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0.85$  si la durée d'application est inférieur à 1 heure.

Pour  $\gamma_b = 1,5$  et  $\theta = 1$  on aura  $f_{bc} = 14,17$  MPa

Pour  $\gamma_b = 1,15$  et  $\theta = 0,85$  on aura  $f_{bc} = 18,48$  MPa

#### Diagramme Contrainte – Déformation (A.4.3.41.B.A.E.L91 modifier99)

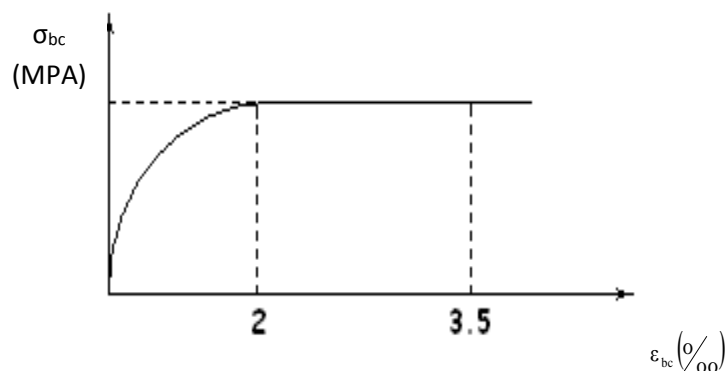


Figure I. 1 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU

Le diagramme est composé :

- 1ère partie : courbe parabolique et la déformation relative est limitée à 2% (état élastique).
- 2ème partie : rectangle (état plastique)  $2\% \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5 \%$

#### I.5.1.5 Etat limite de service (ELS)

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

- La contrainte dans le béton est limitée a :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 \times f_{cj} \text{ [MPa]} \quad (\text{Art 4.5.2 BAEL91 modifiées 99})$$

Avec :  $\sigma_{bc}$  : contrainte admissible à L'ELS

A j=28 jours,  $\sigma_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$

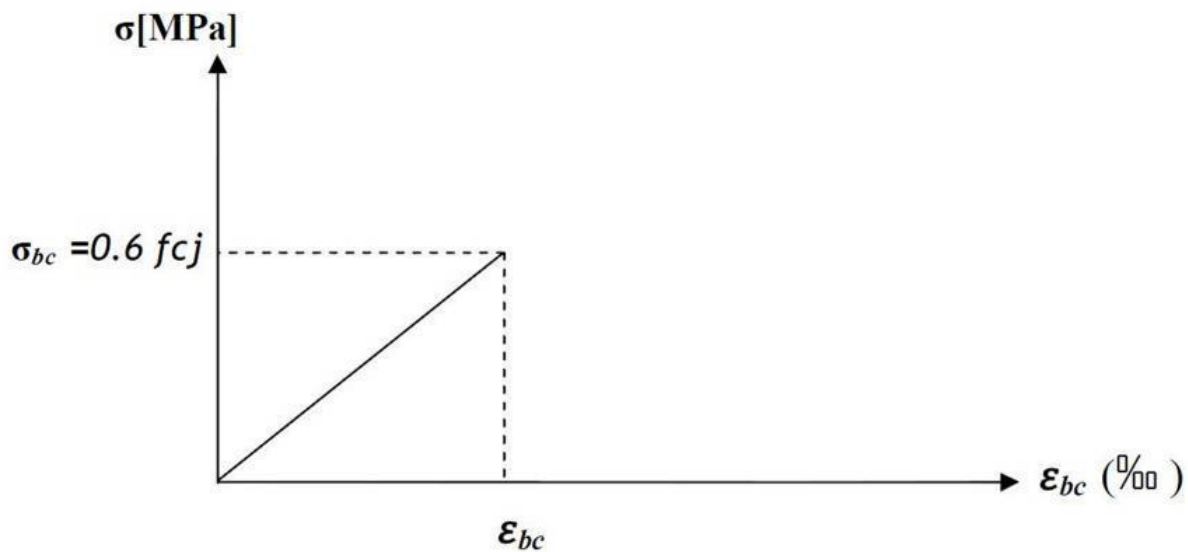


Figure I. 2 : Diagramme contraintes- déformations de béton à L'ELS

#### I.5.1.6 Contrainte limite de cisaillement (Art A.5.1.21 BAEL91 modifier99):

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = v_u / b.d$$

$v_u$  : est l'effort tranchant dans la section étudiée

$b$  : valeur de la largeur de la section cisailée

$d$  : hauteur utile

$\tau_u \leq \min \{0.2f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa}\}$  si la fissuration est non préjudiciable

$\tau_u \leq \min \{0.15f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa}\}$  si la fissuration préjudiciable est très préjudiciable.

#### I.8 Module de déformation longitudinale

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

### I .8.1 Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané à l'âge de « j » jours est donné par la formule suivante :

$$E_{ij}=11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ Mpa (Art A.2.1, 21/ BAEL91 modifie 99).}$$

$$\text{Pour } f_{cj}=25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{ij}=32164.2 \text{ MPa}$$

### I .8.2 Module de déformation différé :

Les déformations finales du béton (instantanées est augmentées de fluage) sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suit :

$$E_{vj}=3700 (f_{cj})^{1/3} \text{ MPa (Art A.2.1, 2/ BAEL91 modifie 99)}$$

$$\text{Pour } f_{cj}=25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{vj}=10818.87 \text{ Mpa}$$

### I .8.3 Module de déformation transversale :

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

Avec :

**E** : Module de Young.

**ν**: Coefficient de poisson : Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale il est égale à :

- $\nu = 0$  (à l'ELU) le béton fissuré.
- $\nu=0,2$  (à l'ELS) le béton non fissuré.

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Il est utilisé pour équilibrer les efforts de traction aux quels le béton ne résiste pas.

Les armatures sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surface.

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Résistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture en ‰	Coefficient de Fissuration ( $\eta$ )	Coefficient de scellement ( $\Psi$ )
Aciers en barres	Haute adhérence FeE400	AH	400	480	14	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (TS) TL 500 ( $\varnothing < 6\text{mm}$ )	TS	500	520	8	1.3	1

Tableau I. 3 : caractéristiques des aciers

### I .8.4 Module d'élasticité longitudinal des aciers

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale, sera pris égal à :

$E_s = 2 \times 10^5$  MPa. (Art: A.2.2,1/BAEL 91 modifié 9).

#### I .8.4.1 Contrainte limite

##### I .8.4.1 Contrainte limite ultime (ELU) (Art A.4. 3, 2/ BAEL91 modifié 99)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

##### I .8.4.1.1 Contrainte limite de service (ELS)

Afin de réduire le risque d'apparition de fissure et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues.

D'après les règles BAEL 91 modifié 9, on distingue trois cas de fissurations :

- **Fissuration peu nuisible :**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, fermés (pas de gaz, ni de produits Chimiques), dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

- **Fissuration préjudiciable :**

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max (0.5f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right\} \text{ (Art A.4. 5, 3/ BAEL91 modifier 9)}$$

- **Fissuration très préjudiciable :**

$$\sigma_{st} \leq 0,8 \bar{\sigma}_{st} \text{ (Art A.4. 5, 3/ BAEL91 modifier 9).}$$

Avec :

$\eta$ : coefficient de fissurations.

$\eta=1.6$  pour les adhérence (HA) de diamètre  $\geq 6$  mm.  $\eta=1.3$  pour les HA  $< 6$  mm

$\eta=1.0$  pour les ronds lises.

### I .8.4.1.2 Diagramme des contraintes-déformation de calcul (Art A.2.2.1/ BAEL91 modifié 99)

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

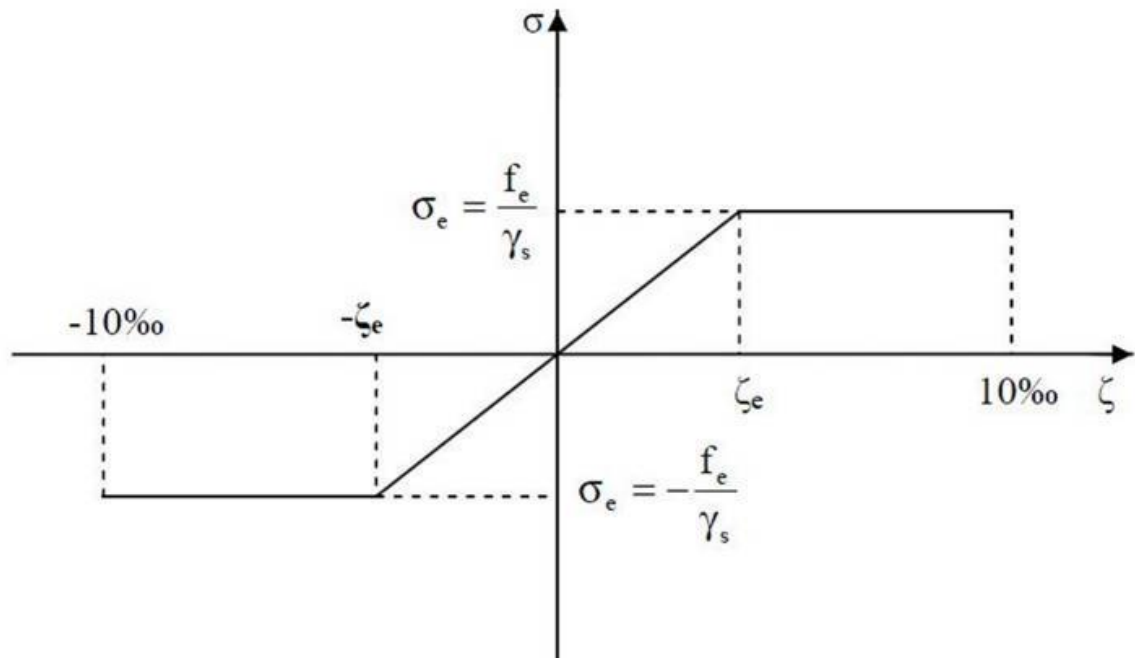


Figure I. 3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Le diagramme contrainte déformation à considérer dans le calcul à l'ELS est conventionnellement défini par la figure 3 (Art A.2.2.2/BAEL91 modifié 99).

Pour la vérification à l'ELS, l'acier est supposé élastique et linéaire.

### I .8.4.1.3 Protection des armatures :(Art 7.1 /BAEL 91 modifié 99).

Afin d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des

Intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des Armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5 \text{ cm}$  : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3 \text{ cm}$  : Pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1 \text{ cm}$  : Pour les parois situées dans des locaux couverts et clos et non exposés aux condensations. En outre, pour notre étude nous considérons un enrobage de  $= 2,5 \text{ cm}$

## II. 1 Introduction

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des 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 devenue indispensable.

Plusieurs programmes de calcul automatique sont disponibles afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit.

Pour notre projet, on utilise le logiciel de calcul par éléments finis **ROBOT**.

## II. 2 Description de ROBOT

ROBOT est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement, adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil.

ROBOT offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

## II. 3 Etapes de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- a. Introduction de la géométrie du modèle.
- b. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- c. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...).
- d. Définition des charges (G, Q)
- e. Introduction des combinaisons d'actions.
- f. Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- g. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- h. Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

## II. 4 Hypothèses de modélisation

### 1. Charges :

Les différentes charges permanentes et d'exploitation ont été déterminées suivant le DTR :

	<b>G (charge permanentes) KN/m<sup>2</sup></b>	<b>Q (surcharges d'exploitations) KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Plancher terrasse inaccessible</b>	5.68	1
<b>Plancher étage courant</b>	5.26	1.5
<b>Balcon dalle pleine</b>	5.45	3.5
<b>Dalle pleine étage terrasse</b>	6.43	1
<b>Acrotère</b>	1.9625 (KN/ml)	1

Tableau II. 1 : Charges permanentes et charges d'exploitations

## 2 .Modèle Robot

Pour effectuer l'analyse modale, la structure a été modélisée à l'aide du logiciel Robot, d'après les hypothèses précédentes et les plans architectes :

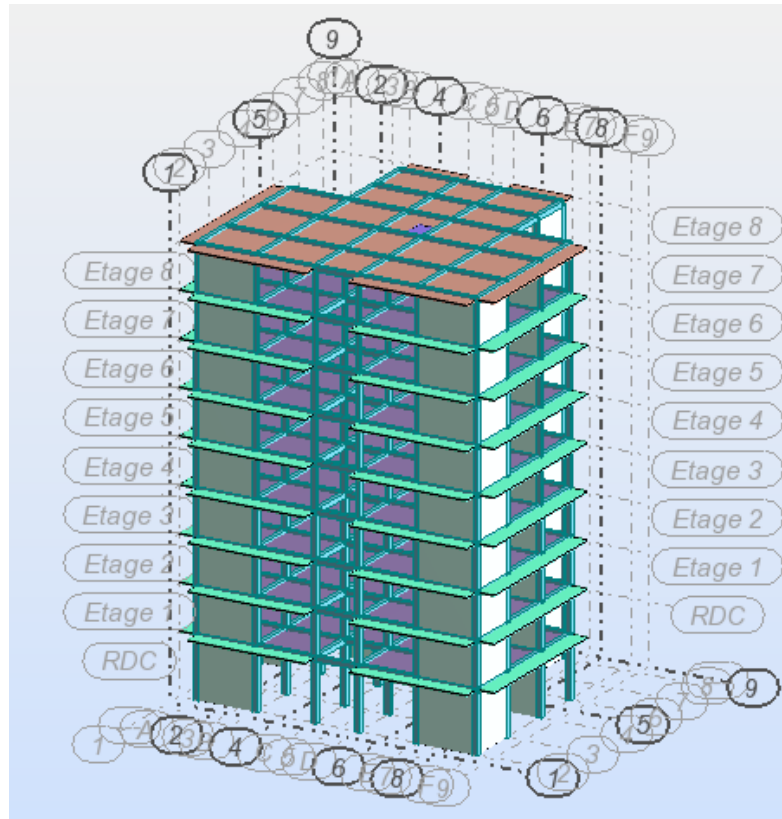


Figure II. 1 : modèle robot

### Options de modélisation

- Les voiles et les dalles sont modélisés en plaque
- Les poutres, les poteaux, les allèges et les linteaux sont modélisés en barres
- Les poteaux sont bi-articulés afin de permettre aux voiles seuls de reprendre les efforts horizontaux de l'action sismique

### Paramètres du maillage :

- maillage Delaunay.
- taille d'éléments : 0,80m (maillage le plus fin, limite par le nombre maximal de nœuds autorise).

## 3. ANALYSE MODALE

### 3.1 .Principe de l'analyse modale

Etant donné que le bâtiment ne satisfait pas tous les critères de régularité formulés par le RPA 99/2003 et qu'il est donc a fortiori considéré comme irrégulier, aucune des méthodes

simplifiées du règlement ne peut être utilisée pour déterminer forfaitairement le mode fondamental.

Il doit donc effectuer une analyse modale sur un modèle tridimensionnel qui consiste à calculer les effets maximaux d'un séisme sur une structure. Pour cela, on recherche les modes de vibration de la structure qui caractérisent son comportement au voisinage des fréquences dites de résonance. En effet, la réponse d'une structure est prépondérante au droit de ces fréquences de résonance.

Etant donné qu'il existe, pour une structure, autant de modes de vibration que de degrés de liberté, il faut sélectionner le nombre de modes à extraire. Le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions orthogonales d'excitation doit être tel que (RPA 99 /2003) :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

De plus, le nombre minimum de modes retenus ne doit être inférieur à trois (03) dans chaque direction considérée, car très souvent, pour les bâtiments courants, seuls deux ou trois modes ont une influence significative sur la réponse vis-à-vis d'une direction du séisme.

### 3.2. Paramètres de l'analyse modale

Afin d'exécuter l'analyse modale, le RPA 2003 met en place des coefficients de masse partielle  $\phi$  qui précisent quelle part d'une certaine charge va être prise en compte lorsque la structure sera soumise à l'action sismique.

Les charges et coefficients de masse partielle à prendre en compte pour l'analyse modale sont :

- Les charges permanentes G
- Les charges d'exploitation Q

Finalement les charges à prendre en compte sont :

$$G \text{ et } 0.2Q \text{ Soit } G + \beta Q$$

Dans le logiciel Robot, les paramètres suivants ont été utilisés pour effectuer l'analyse modale :

- Nombre de modes : 3 fois le nombre de niveau à partir de 0.00 (dans notre cas on a **27 modes**).
- Méthode : Itération sur le sous-espace (méthode conseillée pour calculer les modes propres).
- Matrice des masses : concentrées.

### 3.3 Paramètre :

- Tolérance : 0,0001 (écart entre deux itérations à atteindre pour passer à l'itération suivante).
- nombre d'itérations : 40 (à augmenter si l'itération ne converge pas).
- Négliger la densité :(pour ne pas prendre deux fois en compte le poids propre lorsqu'il est déjà intégré dans la déclaration des masses) ;
- Limites : Masse participantes (90 %).
- Amortissement : 8.5 % pour une structure mixte.

## II. 5 Résultats et observations

Après avoir lancé le calcul, on obtient les résultats suivants :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
3/ 1	1,70	0,59	0,00	69,57	0,00	0,00	69,57	0,00
3/ 2	2,08	0,48	71,25	69,57	0,00	71,25	0,00	0,00
3/ 3	3,01	0,33	71,33	69,57	0,00	0,08	0,00	0,00
3/ 4	7,44	0,13	71,33	89,10	0,00	0,00	19,53	0,00
3/ 5	8,25	0,12	88,12	89,10	0,00	16,79	0,00	0,00
3/ 6	11,33	0,09	88,12	89,10	29,67	0,00	0,00	29,66
3/ 7	12,21	0,08	88,15	89,10	29,69	0,03	0,00	0,02
3/ 8	12,68	0,08	89,02	89,10	29,69	0,88	0,00	0,00
3/ 9	13,10	0,08	89,02	89,10	30,76	0,00	0,00	1,07
3/ 10	14,20	0,07	89,02	89,12	31,94	0,00	0,02	1,19
3/ 11	14,26	0,07	89,03	89,13	33,66	0,00	0,01	1,71
3/ 12	15,18	0,07	89,03	89,14	44,88	0,00	0,00	11,22
3/ 13	15,38	0,07	89,03	89,16	51,68	0,00	0,03	6,80
3/ 14	16,35	0,06	89,35	89,16	51,68	0,32	0,00	0,00
3/ 15	16,99	0,06	89,35	90,54	57,45	0,00	1,38	5,77
3/ 16	17,06	0,06	89,35	95,43	58,20	0,00	4,89	0,76
3/ 17	17,30	0,06	89,68	95,44	58,34	0,33	0,00	0,14
3/ 18	17,83	0,06	89,98	95,44	58,34	0,30	0,00	0,00
3/ 19	18,57	0,05	94,87	95,44	58,34	4,89	0,00	0,00
3/ 20	18,81	0,05	94,88	95,44	58,80	0,01	0,00	0,46

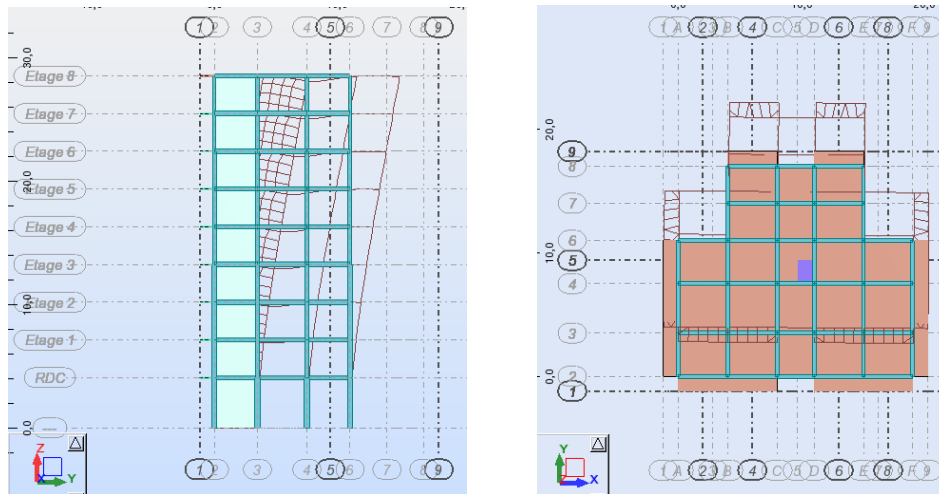
Tableau II. 2 : Résultat de l'analyse modale (Période, pourcentages de masses participantes)

Sens longitudinal : 94.87 %  
 Sens transversal : 95.44 % }  $\geq 90\%$  de la masse totale du bâtiment  $\rightarrow$  condition vérifiée

Les modes ont différents effets sur la structure. Certains engendrent de forts déplacements suivant une ou plusieurs directions alors que d'autres vont générer de la torsion.

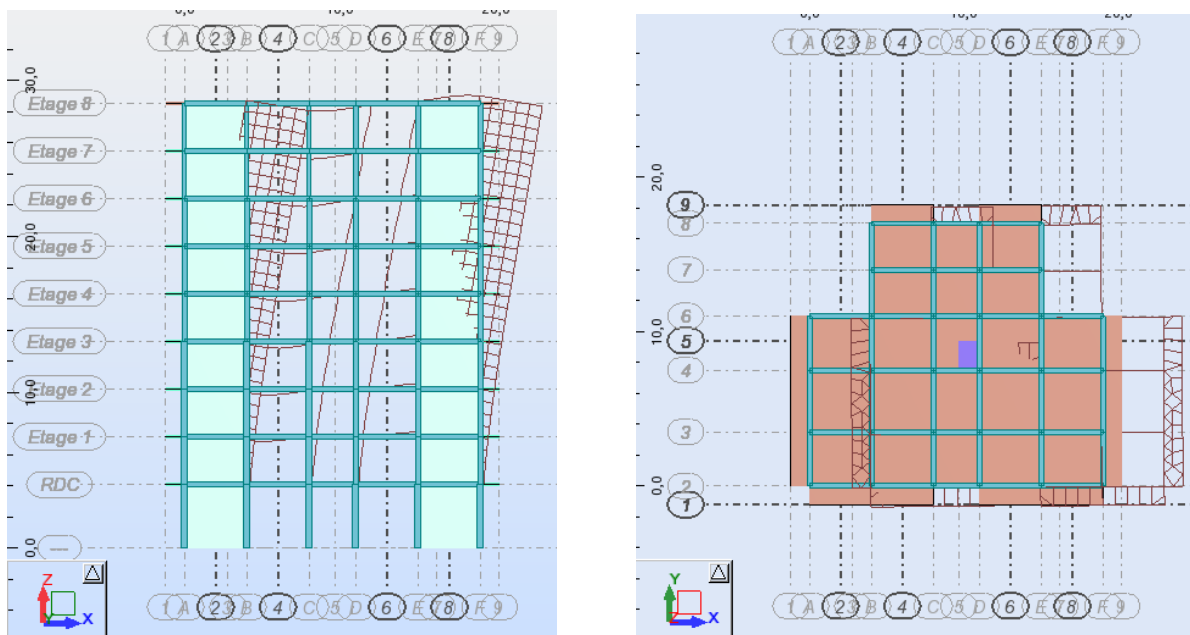
### II. 5. 1 Observation des modes

**Mode 1** : Mode de flexion, Transaltion (suivant la direction Y)

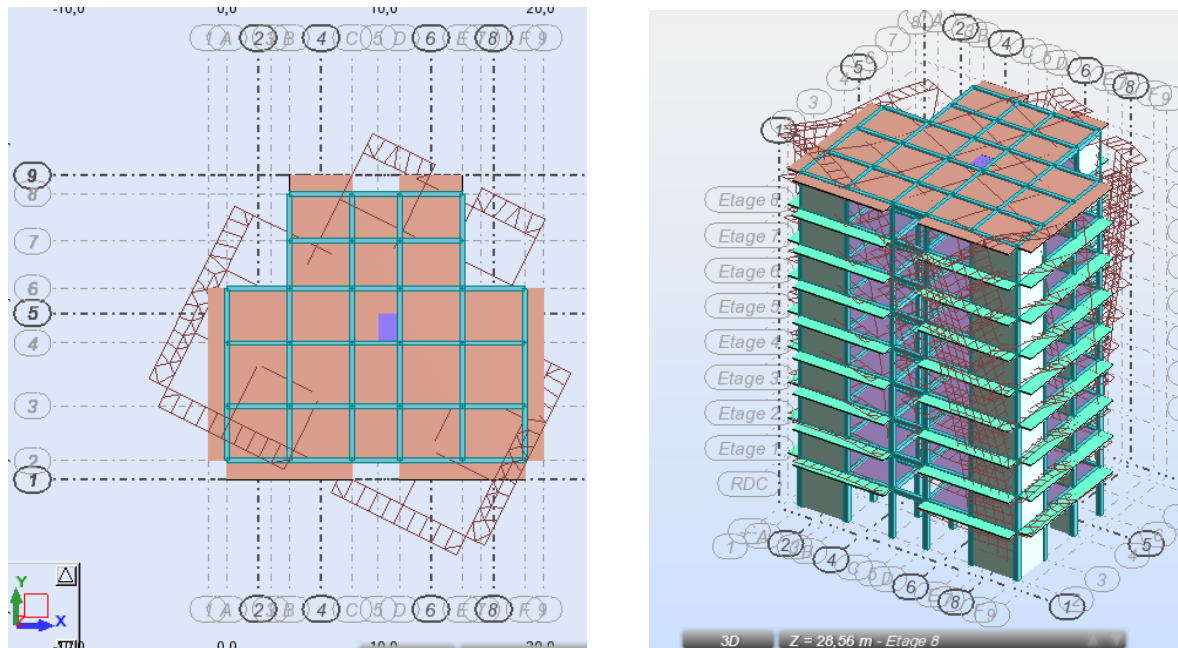


**Figure II. 2 Déplacement selon le mode 1**

**Mode 2** : Mode de flexion, translation (suivant la direction X)



**Figure II. 3 : Déplacement selon le mode 2**

**Mode 3 : Mode de Torsion****Figure II. 4 Déplacement selon le mode 3****II. 6 Calcul sismique****II. 6. 1 Hypothèses générales**

Le calcul sismique a été mené avec les paramètres suivants :

- Zone de sismicité : **II<sub>b</sub>** sismicité moyenne [RP A99/2003 3.1] ;
- Classe du bâtiment : groupe 2 ouvrages courant ou d'importance moyenne [RPA 99/2003 3.2]
- Accélération : Zone II<sub>b</sub>, Groupe 2B → **A = 0.20 m/s<sup>2</sup>** [RPA99/2003 tableau 4.1]
- Type de sol : S<sub>3</sub> (sol meuble, dépôts épais de sables et gravier moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec  $V_s \geq 200$  m/s à partir de 10 m de profondeur [RP A99/2003 3.3])
- coefficient d'amortissement :  **$\xi = 8.5\%$**  (RPA 99/2003 tableau 4.2)

**II. 6. 2 Coefficient de comportement R****II. 6.2. 1 Le choix du coefficient de comportement**

Le coefficient de comportement est un paramètre important lorsqu'une étude sismique est effectuée. En effet, ce coefficient prend en compte la ductilité de la structure. La ductilité d'une structure caractérise la capacité qu'a cette dernière à rentrer dans le domaine plastique sans perte de résistance de ses éléments constitutifs. Plus une structure est ductile, plus elle pourra rentrer dans ce domaine plastique et plus elle pourra dissiper de l'énergie (appelée structure dissipative).

Le coefficient R sera d'autant plus grand que le bâtiment sera ductile. Il est ensuite utilisé pour diviser les forces et sollicitations calculées. Le but est donc de pouvoir justifier d'un coefficient de comportement le plus grand possible afin de pouvoir effectuer des économies importantes au niveau des dimensions des éléments structuraux choisis.

Sa valeur unique est donnée par le tableau II. 3 en fonction du système de contreventement différent dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

Catégorie	Description du système de contreventement (voir chap III)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie Rigide	5
1B	Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie Rigide	3.5
2	Noyau	3.5
3	Voiles porteurs	3.5
4a	Mixte porteurs/ voiles avec interaction	5
4b	Portique contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masse réparties	2
6	Pendule inverse	2

**Tableau II. 3 : Coefficient de comportement**

Dans notre cas, on a étudié une structure mixte, donc le coefficient de comportement est R=5.

## II. 7 Combinaisons du mouvement sismique

### II. 7. 1 Combinaisons des réponses modales

Une fois les modes choisis, il faut combiner les réponses modales afin de déterminer la réponse la plus défavorable. Cependant, il n'est pas judicieux de simplement sommer toutes les réponses les défavorables de chaque mode les unes avec les autres car elles ne se produisent jamais en même temps. Le RPA 2003 propose donc des solutions pour les combiner.

- Les réponses de deux modes de vibration  $i$  et  $j$  de périodes  $T_i$ ,  $T_j$  et d'amortissement  $\gamma_i$ ,  $\gamma_j$  sont considérées comme indépendantes si le rapport  $r = T_i / T_j$  ( $T_i \neq T_j$ ).

Vérifie la relation :

$$r = 10 / (10 + \nu_{ij})$$

- Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

$E$  : effet de l'action sismique considéré

$E_i$  : valeur modale de  $E$  selon le mode  $i$

$K$  : nombre de modes retenus

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes,  $E_1$  et  $E_2$  par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2}$$

### II. 7. 2 Combinaisons des actions sismiques

Afin de trouver les résultats dans n'importe quelle direction de l'espace, les actions sismiques des trois directions doivent également être combinées. Ici, elles sont également combinées quadratiquement.

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$G+Q+E$$

$$0.8G+E$$

$G$  : charges permanentes

$Q$  : charges d'exploitation non pondérées

$E$  : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

### II. 7. 3 Combinaisons d'actions accidentelles au séisme

Une fois toutes les actions sismiques déterminées, les différentes actions doivent être combinées.

Les cas de charges sont :

- G : poids propre de la structure et charges permanentes
- Q : charges d'exploitation
- $E_i$  : action sismique (déterminée quadratiquement en combinant les actions sismiques des deux directions X, Y)
- Les combinaisons à prendre en compte sont les suivantes :

$$G + Q + E_i$$

$$0.8G + E_i$$

## II. 8 Résultats et vérifications

### II. 8. 1 Vérification des déplacements

#### II. 8. 1. 1 Déplacement maximum au sommet du bâtiment

Le déplacement  $d$  maximum au sommet du bâtiment de hauteur  $H$  doit respecter :

$$d \leq \frac{H}{500} = \frac{28.56}{500} = 0.057 \text{ m}$$

Les déplacements maximaux sous charges accidentelles sont représentés sur les figures ci-dessous :

Au niveau du dernier étage, dans la direction  $x$ , le déplacement maximum de 0.008 m ( $< 0.057$  m) se produit au nœud 4305.

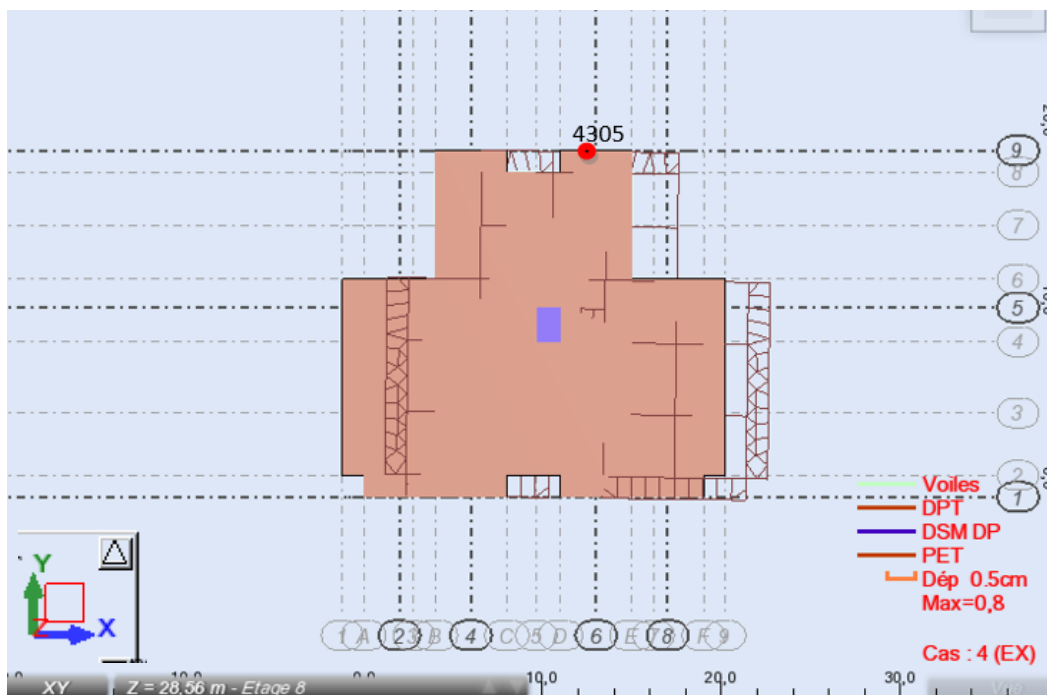


Figure II. 5 : représentation du déplacement max au sommet du bâtiment suivant la direction X

Dans la direction y, le déplacement maximum atteint 0.011 m au nœud 3667.

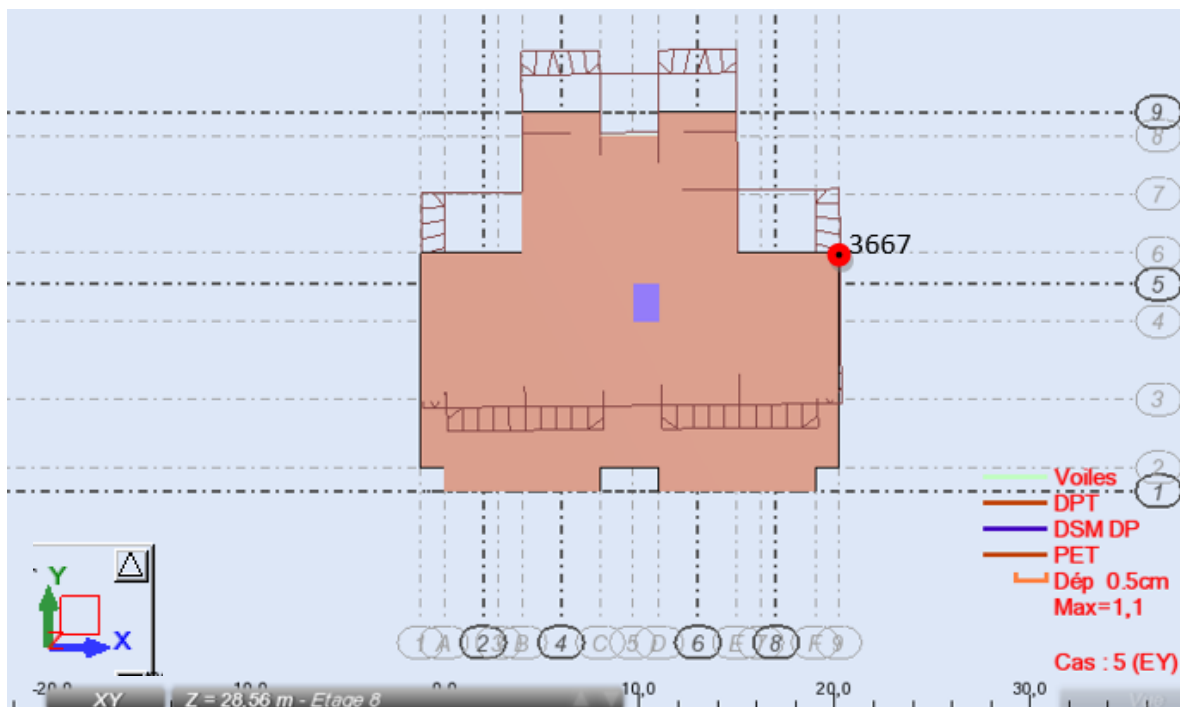


Figure II. 6 : représentation du déplacement max au sommet du bâtiment suivant la direction Y

### II. 8.1 .2 Déplacement différentiel entre deux étages consécutifs

D'après le RPA 99-2003, spécifie également une valeur de déplacement limite entre deux étages consécutifs de hauteur  $h$ . Pour ce projet, tous les étages ont une hauteur de 3.06 m et le RDC à une hauteur de 4.08m.

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents et tels que calculés, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad (\text{formule 4-19 du RPA})$$

Avec :

$\delta_{eK}$  : déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad (\text{formule 4-20 du RPA})$$

Etage	H	$\delta_Y$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	$\delta_X$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	1%H	condition
Etage 8	3.06	0.011	0.002	0.008	0.001	0.0306	Vérifiée
Etage 7	3.06	0.009	0.001	0.007	0.001	0.0306	Vérifiée
Etage 6	3.06	0.008	0.002	0.006	0.001	0.0306	Vérifiée
Etage 5	3.06	0.006	0.001	0.005	0.001	0.0306	Vérifiée
Etage 4	3.06	0.005	0.001	0.004	0.001	0.0306	Vérifiée
Etage 3	3.06	0.004	0.002	0.003	0.001	0.0306	Vérifiée
Etage 2	3.06	0.002	0.001	0.002	0.001	0.0306	Vérifiée
Etage 1	3.06	0.001	0.000	0.001	0.000	0.0306	Vérifiée
RDC	4.08	0.001	0.001	0.001	0.001	0.0408	Vérifiée

Tableau II. 4 : déplacements entre étages

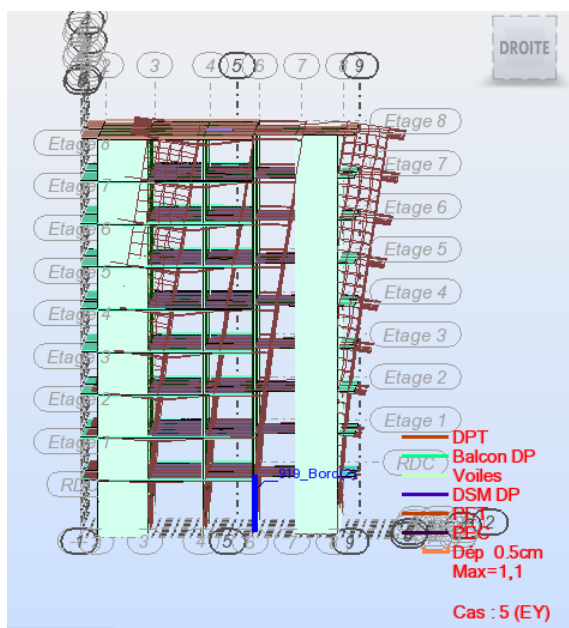


Figure II.7 : représentation des déplacements entre étages suivant la direction Y

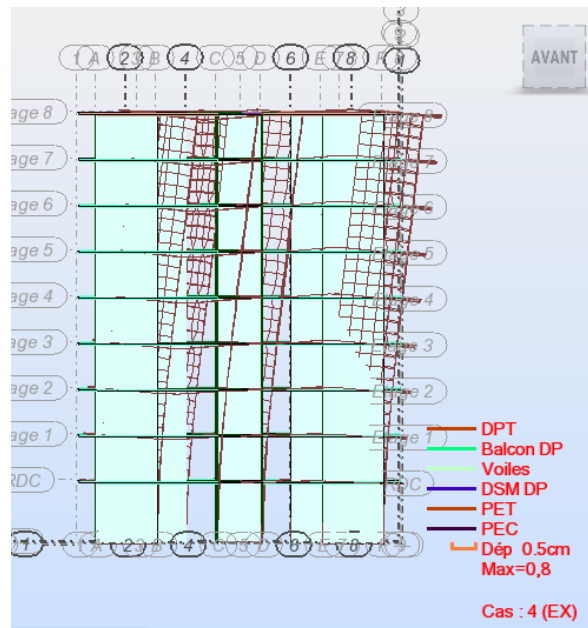


figure II.8 : représentation des déplacements entre étages suivant la direction x

### II. 8. 2 Période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale ( $T_f$ ) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques qui sont données par le RPA99 V2003 :

$$T = \min \begin{cases} 0.09h_n / (L)^{1/2} \\ C_T \cdot h_n^{3/4} \end{cases}$$

Avec :

$h_n$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ( $h_n = 28,56\text{m}$ ).

$C_T$  : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage, donné par le tableau 4.6 du RPA99 ( $C_T = 0.05$ ).

$L$ : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Les valeurs de  $T$  calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$\left. \begin{array}{l} T_f = 0,05 \cdot (28,56)^{3/4} = 0,61\text{s} \\ \text{Sens xx } T_f = \frac{0,09 \times 28,56}{19^{1/2}} = 0,58\text{s} \\ \text{Sens yy } T_f = \frac{0,09 \times 28,56}{17^{1/2}} = 0,62\text{s} \end{array} \right\} T_f = T_{\min} = 0,58\text{s}$$

$T_{\text{calculée}} < T_{\text{dynamique}} \rightarrow$  condition vérifiée.

### II. 8. 3 Vérification de l'effort tranchant à la base

La résultante des forces sismique à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si  $V_t < 0.80 V$

il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0.8V/V_t$ .

v Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

**A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 (RPA99) suivant la zone sismique et le groupe d'usage.

$$A = 0.20 \text{ (Zone IIb, groupe d'usage 2).}$$

**R** : coefficient de comportement global de la structure.

Système de contreventement mixte (portiques/voiles) avec interaction  $\Rightarrow R = 5$

**W** : poids total de la structure, donné par Robot Bat  $W=16993,32\text{KN}$

**D** : facteur d'amplification dynamique.

**Q** : facteur de qualité 
$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Avec :  $P_q$  : Pénalité à retenir selon le critère est satisfait ou non.

Critère Q	Observé	$P_q$
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0
2. Redondance en plan	Oui	0
3. régularité en plan	Non	0,05
4. régularité en élévation	Oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.05
Alors $Q = 1+0,15=1,15$		

**Tableau II. 5 : Facteur de qualité de la structure**

**Facteur d'amplification dynamique de la structure D**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique

$$\xi = 8,5 \% \Rightarrow \eta = 0,82 \geq 0,7$$

**Sens longitudinal** :  $T = 0.58s$ .

$$T_2 \leq T \leq 3.0s \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.82 \times (0.5/0.58)^{\frac{2}{3}} = 1,85$$

**Sens transversal** :  $T = 0.62s$

$$T_2 \leq T \leq 3.0s \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.82 \times (0.5/0.62)^{\frac{2}{3}} = 1,77$$

**Donc**

$$V_x = \frac{0,20 \times 1,85 \times 1,05}{5} \times 16993,32 = 1320,380 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,20 \times 1,77 \times 1,05}{5} \times 16993,32 \text{ KN} = 1263,283 \text{ KN}$$

**Comparaison entre les efforts de la méthode statique équivalente et de la méthode dynamique**

Sens	$V_{Robot}$ (KN)	$V_{MSE}$ (KN)	$\frac{V_{Robot}}{V_{MSE}}$	Observation
<b>Longitudinal</b>	1508,27	1320,380	$1,14 \geq 0,8$	CV
<b>Transversal</b>	1263,81	1263,283	$1,00 \geq 0,8$	CV

**Tableau II. 6 : Comparaison des efforts tranchants**

#### II. 8. 4 Vérification de l'excentricité

D'après le RPA99/version 2003 (**article 4.3.7**), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale  $\pm 0.05 L$ , ( $L$  étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur **5%** de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Soit :

$C_M$  : centre de masse

$C_R$  : centre de rigidité

Suivant le sens x-x :

On doit vérifier que :

$$| C_M - C_R | \leq 5\%L_X \rightarrow L_X = 19 \text{ m}$$

Du logiciel on aura les valeurs suivantes :

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm <sup>2</sup> ]	Iy [kgm <sup>2</sup> ]	Iz [kgm <sup>2</sup> ]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
1/ 1	RDC	202724,54	9,50 7,70 2,81	9,50 7,10 2,81	8289447,78	8950739,03	16492472,25	0,00	0,60	0,0	0,0
1/ 2	Etage 1	162106,39	9,50 7,59 6,34	9,50 7,09 6,34	6464917,01	7081215,35	13223737,18	0,00	0,51	0,0	0,0
1/ 3	Etage 2	162106,39	9,50 7,59 9,40	9,50 7,09 9,40	6465027,27	7081337,20	13223748,77	0,00	0,51	0,0	0,0
1/ 4	Etage 3	162106,39	9,50 7,59 12,46	9,50 7,09 12,46	6464997,48	7081307,41	13223748,77	0,00	0,51	0,0	0,0
1/ 5	Etage 4	154146,05	9,50 7,57 15,55	9,50 7,08 15,55	6196836,24	6793882,86	12689530,62	0,00	0,49	0,0	0,0
1/ 6	Etage 5	154146,05	9,50 7,57 18,61	9,50 7,08 18,61	6196806,45	6793853,07	12689530,62	0,00	0,49	0,0	0,0
1/ 7	Etage 6	154146,05	9,50 7,57 21,67	9,50 7,08 21,67	6196776,66	6793823,28	12689530,62	0,00	0,49	0,0	0,0
1/ 8	Etage 7	147410,38	9,50 7,55 24,77	9,50 7,08 24,77	5969410,45	6550274,09	12237439,95	0,00	0,48	0,0	0,0
1/ 9	Etage 8	148693,58	9,51 7,56 27,84	9,50 7,08 27,84	5970932,75	6552064,66	12239453,27	0,01	0,48	0,0	0,0

**Tableau II. 7 : Excentricité de la structure**

Niveau	$C_M$	$C_R$	$C_M - C_R$	5% $L_X$	Condition
<b>RDC</b>	9.50	9.50	0	0.95	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Etg1</b>	9.50	9.50	0	0.95	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Etg2</b>	9.50	9.50	0	0.95	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Etg3</b>	9.50	9.50	0	0.95	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Etg4</b>	9.50	9.50	0	0.95	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Etg5</b>	9.50	9.50	0	0.95	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Etg6</b>	9.50	9.50	0	0.95	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Etg7</b>	9.50	9.50	0	0.95	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Etg8</b>	9.51	9.50	0.1	0.95	<b>Condition vérifiée</b>

**Tableau II. 8 : Vérification de l'excentricité suivant l'axe x-x**

Niveau	C <sub>M</sub>	C <sub>R</sub>	C <sub>M</sub> - C <sub>R</sub>	5%L <sub>y</sub>	Condition
RDC	7.70	7.10	0.60	0.85	Condition vérifiée
Etg1	7.59	7.09	0.50	0.85	Condition vérifiée
Etg2	7.59	7.09	0.50	0.85	Condition vérifiée
Etg3	7.59	7.09	0.50	0.85	Condition vérifiée
Etg4	7.57	7.08	0.49	0.85	Condition vérifiée
Etg5	7.57	7.08	0.49	0.85	Condition vérifiée
Etg6	7.57	7.08	0.49	0.85	Condition vérifiée
Etg7	7.55	7.08	0.47	0.85	Condition vérifiée
Etg8	7.56	7.08	0.48	0.85	Condition vérifiée

**Tableau II. 9 : Vérification de l'excentricité suivant l'axe y-y**

### II. 8. 5 : Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : (**Art 7.4.3.1 RPA 99/version 2003**)

$$\frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec

N<sub>d</sub> : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton. (Donné par Robot).

N<sub>d</sub>=1033.89 KN

B<sub>c</sub> : l'aire (section brute) de la section de béton.

f<sub>c28</sub> = la résistance caractéristique du béton.

$$\frac{1033.89 \times 1000}{400 \times 400 \times 25} = 0,26 \leq 0,30 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### II. 8. 6 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (Art 5.9 RPA 99/ version 2003)

L'effet P-Δ est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou souplesse de la structure.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

- **Le grand effet P- $\Delta$**  : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- **Le petit effet P- $\delta$**  : au niveau des éléments de la structure.

Le RPA version 2003 préconise que les effets du 2<sup>ème</sup> ordre ou les effets P-Delta peuvent être négligée dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux, si :

-  $\theta_k < 0.10$  : Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.

-  $0.10 < \theta_k < 0.20$  : Il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à  $1/(1 - \theta_k)$ .

-  $\theta_k > 0.20$  : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{p_k \times \Delta_k}{v_k \times h_k}$$

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau K.

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau K-1.

$h_k$  : Hauteur de l'étage K.

L'évaluation de cet effet de 2<sup>ème</sup> ordre suivant les deux sens (x-x), et (y-y) est résumée dans les tableaux ci-après.

- Dans le sens x-x :

Niveau	$h_k(m)$	$P_k(kn)$	$\Delta_k(m)$	$V_k(kn)$	$V_k X h_k$	$\Theta$
<b>ETAGE8</b>	3.06	1458.19	0.001	265,18	811.45	0.002
<b>ETAGE7</b>	3.06	1445.60	0.001	364,72	1116.04	0.001
<b>ETAGE6</b>	3.06	1511.66	0.001	506,42	1549.65	0.001
<b>ETAGE5</b>	3.06	1511.66	0.001	614,51	1880.40	0.0008
<b>ETAGE4</b>	3.06	1511.66	0.001	797,96	2441.76	0.0006
<b>ETAGE3</b>	3.06	1589.72	0.001	1185,22	3626.77	0.0004
<b>ETAGE2</b>	3.06	1589.72	0.001	1612,68	4934.80	0.0003
<b>Etage1</b>	3.06	1589.72	0.000	2252,45	6892.50	0.0000
<b>RDC</b>	4.08	1988.05	0.001	3476,54	14184.28	0.0001

**Tableau II.10 : Vérification de l'effet P- $\Delta$  suivant l'axe x-x**

- Dans le sens y-y :

Niveau	$h_k(m)$	$P_k(kn)$	$\Delta_k(m)$	$V_k(kn)$	$V_k X h_k$	$\Theta$
<b>ETAGE8</b>	3.06	1458.19	0.002	231,72	709.06	0.0004
<b>ETAGE7</b>	3.06	1445.60	0.001	252,37	772.25	0.0020
<b>ETAGE6</b>	3.06	1511.66	0.002	340,98	1043.40	0.001
<b>ETAGE5</b>	3.06	1511.66	0.001	439,27	1344.17	0.001
<b>ETAGE4</b>	3.06	1511.66	0.001	659,24	2017.27	0.0008
<b>ETAGE3</b>	3.06	1589.72	0.002	1136,34	3477.20	0.0005
<b>ETAGE2</b>	3.06	1589.72	0.001	1608,19	4921.06	0.0003
<b>Etage1</b>	3.06	1589.72	0.000	2152,90	6587.87	0.0002
<b>RDC</b>	4.08	1988.05	0.001	3160,04	12892.96	0.0002

**Tableau II.11 : Vérification de l'effet P- $\Delta$  suivant l'axe y-y**

**Remarque :**

Dans les deux sens on a le coefficient  $\theta_k < 0.10$  pour chaque niveau.

Donc les effets du second ordre peuvent être négligés.

**Conclusion :**

D'après les résultats obtenus ci- dessus on peut conclure que :

- La période est vérifiée.
- Le pourcentage de participantes massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.

**III.1 Introduction :**

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal). En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à } L'ELU \\ G + Q \text{ à } L'ELS \end{array} \right\} BAEL 91$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} RPA 99/Version 2003$$

Les calculs se font en tenant compte de trois sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à un moment fléchissant (M). Ainsi, nous pouvons avoir l'un des cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC),
- Section entièrement comprimée (SEC),
- Section entièrement tendue (SET).

**III.2 Recommandations et exigences du RPA :**

**a) Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003 :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
- Le pourcentage minimal d'armatures est de  $0,8 \% \times b \times h$  en zone II.
  - Zone 1 Poteau (40×40) :  $A_{min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$
  - Zone 2 Poteau (35×35) :  $A_{min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.80 \text{ cm}^2$
  - Zone 3 Poteau (30×30) :  $A_{min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.20 \text{ cm}^2$
  - Zone 4 Poteau (25×25) :  $A_{min} = 0.008 \times 25 \times 25 = 5.00 \text{ cm}^2$
- Le pourcentage maximal dans la zone courante est de  $4\% \times b \times h$  en zone II.
  - Zone 1 Poteau (40×40) :  $A_{max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$
  - Zone 2 Poteau (35×35) :  $A_{max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$
  - Zone 3 Poteau (30×30) :  $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$
  - Zone 4 Poteau (25×25) :  $A_{max} = 0.04 \times 25 \times 25 = 25 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal dans la zone de recouvrement est de  $6\% \times b \times h$  en zone II.

Zone 1 Poteau (40×40) :  $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Zone 2 Poteau (35×35) :  $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

Zone 3 Poteau (30×30) :  $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

Zone 4 Poteau (25×25) :  $A_{max} = 0.06 \times 25 \times 25 = 37.5 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de:  $40 \varnothing$  en zone II.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

**b) Armatures transversales Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003 :**

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

Le 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.

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

$T_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

Il est pris égal à :

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \text{si l'élançement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \text{si l'élançement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g : \text{Élancement géométrique de poteau } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{i}\right) \Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{\sqrt{12}}{h} \times 0,7L_0$$

Avec :

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau  $l_f = 0,7L_0$

$S_t$  : Espacement des armatures transversales, la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale  $S_t \leq \min(10\emptyset; 15 \text{ cm})$  en zone II

Dans la zone courante  $S_t \leq \min(15\emptyset)$  en zone II

$\emptyset$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de **10  $\emptyset$**  minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\emptyset$  cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

### La quantité d'armatures transversales minimale

$\frac{A_t}{s_t \times b_1}$  en % est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\% \\ \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\% \\ 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \text{interpolation entre les valeurs limites précédentes.} \end{array} \right.$$

### III.3 Calcul des Armatures :

- **Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

Une section est partiellement comprimée si :

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

**C** : Le centre de pression ce trouve à l'extérieur du segment  $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

**N** : Effort de compression ou de traction.

**2<sup>ème</sup> cas :**

**C** : Le centre de pression ce trouve à l'intérieur du segment  $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

**N** : Effort de compression.

Dans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante :

$$N(d - c) - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Avec :

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

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de compression.} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_{st} = A_{st1} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de traction.}$$

$$A_{sc} = A_{sc1}$$

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

**1<sup>er</sup> cas : Section simplement armée : ( $A_{sc} = 0$ )**

Si  $\mu < \mu_i = 0,392$  la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

**2<sup>eme</sup> cas : Section doublement armée :**

Si  $\mu > \mu_i = 0,392$  la section d'acier nécessaire seront données par les formules suivant :

$$A_{st1} = \frac{M_1}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{sc1} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

• **Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

**C :** Le centre de pression ce trouve entre les armatures  $e = \frac{M_u}{N_u} < \left( \frac{h}{2} - c' \right)$

**N :** Effort de compression.

$$N(d - c) - M_f \geq \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1<sup>er</sup> cas :

$$N(d - c) - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{M - (d - 0,5h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_{sc}}$$

$$A_{sc2} = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_{sc}} - A_{sc1}$$

2<sup>ème</sup> cas :

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu} < N(d - c) - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{N - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} \quad ; \quad A_{sc2} = 0$$

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N \times (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,8571 + \frac{c'}{h}} \quad ; \quad \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- Section entièrement tendue (S.E.T) :

$C$  : Le centre de pression se trouve entre les armatures

$N$  : Effort de traction.

$$A_{st1} = \frac{N \times a}{(d - c') \times \sigma_{sc}} \quad ; \quad A_{st2} = \frac{N}{\sigma_{sc}} - A_{st1}$$

III.4 Ferraillage des poteaux :

Convention de signes

Traction : +

Compression : -

- Sens longitudinal :

Sens longitudinal										
Niveaux	Section	sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	Nature	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC	40 x 40	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	1033.89	6.95	SEC	12.8	0	0	8HA16	16,08
		N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	-511.40	-1.18	SET		7.25	7.46		
		N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	-300.86	19.71	SET		6.1	2.55		
1.2.3	35 x 35	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	915.52	7.78	SEC	9,80	0	0	8HA14	12,312
		N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	-304.96	-4.28	SET		3.94	4.82		
		N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	299.04	34.60	SEC		0	0		
4.5.6	30 x 30	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	567.36	-5.45	SEC	7.2	0	0	8HA12	9.05
		N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	-89.58	-3.88	SET		0,82	1.75		
		N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	154.90	29.62	SPC		1.17	0		
7.8	25 x 25	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	225.93	4.15	SEC	5	0	0	8HA12	9.05
		N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	-46.73	10.41	SPC		2.09	0		
		N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	56.96	19.19	SPC		1.81	0		

Tableau III.1 : Ferraillage des poteaux dans le deux sens.

- Sens transversal :

Sens longitudinal										
Niveaux	Section	sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	Nature	$A_{min}(cm^2)$	$A_{sc}(cm^2)$	$A_{st}(cm^2)$	Ferraillage	$A_{adoptée}(cm^2)$
RDC	40 x 40	$N_{max} - M_{corr}$	1033.89	-1.41	SEC	12.8	0	0	8HA16	16,08
		$N_{min} - M_{corr}$	-511.40	-22.34	SET		5.34	9.36		
		$N_{corr} - M_{max}$	627.10	18.60	SEC		0	0		
1.2.3	35 x 35	$N_{max} - M_{corr}$	915.52	-2.14	SEC	9,80	0	0	8HA14	12,312
		$N_{min} - M_{corr}$	-304	-12.42	SET		3.09	5.65		
		$N_{corr} - M_{max}$	175.58	25.63	SEC		0	0		
4.5.6	30 x 30	$N_{max} - M_{corr}$	567.36	2.91	SEC	7.2	0	0	8HA12	9.05
		$N_{min} - M_{corr}$	-89.59	-7.26	SET		0,42	2.16		
		$N_{corr} - M_{max}$	75.30	22.96	SPC		1.45	0		
7.8	25 x 25	$N_{max} - M_{corr}$	225.93	-3.15	SEC	5	0	0	8HA12	9.05
		$N_{min} - M_{corr}$	-46.73	1.24	SET		0.85	0.49		
		$N_{corr} - M_{max}$	35.65	15.07	SPC		1.5	0		

Tableau III.2 : Ferraillage des poteaux dans les deux sens.

**III.5 Vérification a L'ELU :**

- **Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003 :**

- Les armatures longitudinales sont d'haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $40\phi$  en zone II.

$$\text{Poteaux (40 x 40)} \quad l_r = 40 \times 1.6 = \mathbf{64 \text{ cm.}}$$

$$\text{Poteaux (35 x 35)} \quad l_r = 40 \times 1,4 = \mathbf{56 \text{ cm.}}$$

$$\text{Poteaux (30 x 30)} \quad l_r = 40 \times 1,2 = \mathbf{48 \text{ cm.}}$$

$$\text{Poteaux (25x 25)} \quad l_r = 40 \times 1,2 = \mathbf{48 \text{ cm.}}$$

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau  $\leq 25\text{cm}$ :

- **Les Armatures transversales Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003 :**

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

- **Diamètre des barres : (ArtA.8.1,3/BAEL91modifiée 99)**

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.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = \mathbf{5,33\text{mm}} \quad \text{Soit} \quad \phi_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$$

$\phi_l$ : Diamètre max des armatures longitudinales.

- **Espacement des armatures transversales**

**Dans la zone nodale**  $S_t \leq \min (10\phi ; 15 \text{ cm})$ .

$$S_t \leq \min (10 \times 1,2; 15 \text{ cm}) = \min (12; 15 \text{ cm}) \quad S_t = \mathbf{10 \text{ cm.}}$$

**Dans la zone courante**  $S_t \leq \min (15\phi)$ .

$$S_t \leq \min (15 \phi) = \min (15 \times 1,2) \quad S_t = \mathbf{15 \text{ cm.}}$$

$\phi$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **La quantité d'armatures transversales minimale :**

$$A_{t \min} = \mathbf{0,3 \% ( S_t \times h_1 )} \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_{t \min} = \mathbf{0,8 \% ( S_t \times h_1 )} \text{ si } \lambda_g \leq 5$$

Application pour la détermination de  $\rho_a$

- Pour le RDC Poteaux (40x40) :

$$\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 373 = 32.30$$

$$\lambda_g \geq 5 \text{ D'où } \rho = 2.5$$

- Pour le 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage :( poteaux 35x35) :

$$\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0.7 \times 271 = 18.77$$

$$\lambda_g \geq 5 \text{ D'où } \rho = 2.5$$

- Pour le 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage:(poteaux 30x30) :

$$\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{30} \times 0.7 \times 271 = 21.90$$

$$\lambda_g \geq 5 \text{ D'où } \rho = 2.5$$

- Pour le 7<sup>ème</sup> et le 8<sup>ème</sup> étage :(poteaux 25x25) :

$$\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{25} \times 0.7 \times 271 = 26.28$$

$$\lambda_g \geq 5 \text{ D'où } \rho = 2.5$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Section des poteaux	T <sub>u</sub> (KN)	b c m	h <sub>1</sub> cm	l <sub>f</sub> cm	S <sub>t</sub> zone nodale (cm)	S <sub>t</sub> zone courante (cm)	λ <sub>g</sub>	ρ	A <sub>min</sub> zone nodale (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> zone courante (cm <sup>2</sup> )	A <sub>ad</sub>
RDC 40x40	34.73	40	40	261.1	10	15	32.30	2,5	1,2	1,8	2,01
1.2.3 35x35	46.95	35	35	189.7	10	15	18.77	2,5	1,05	1,575	2,01
4.5.6 30x30	32.75	30	30	189.7	10	15	21.90	2,5	0,9	1,35	2,01
7 et 8 25x25	24.82	25	25	189.7	10	15	26.28	2,5	0,75	1,125	2,01

Tableau VIII.3 : Détermination des armatures transversales.

**Récapitulatif :**

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées avec des armatures  $\phi 8$  de sections transversales : ( $4\phi 8=2,01\text{cm}^2$ )

**N.B :** La zone nodale est sensible au séisme, on introduit des armatures en U superposées (avec alternance dans l'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre moins vulnérable.

- **Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221).**

Pour le  $\phi 16 \Rightarrow L = 40\phi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$ .

Pour le  $\phi 14 \Rightarrow L = 40\phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$ .

Pour le  $\phi 12 \Rightarrow L = 40\phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$ .

**Délimitation de la zone nodale :**

Poteaux	$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm}\right)$	
RDC (40x40)	$h' = \max(62,16 ; 40 ; 40 ; 60\text{cm})$	$h' = 63\text{cm}$
Étage 1, 2, 3 (35x35)	$h' = \max(45,16 ; 35 ; 35 ; 60\text{cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$
Étage 4, 5, 6 (30x30)	$h' = \max(44,33 ; 30 ; 30 ; 60\text{cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$
Étage 7 et 8 (25x25)	$h' = \max(44,33 ; 25 ; 25 ; 60\text{cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$

**Tableau III.4 : Délimitation des zones nodales.**

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau

$h_e$  : Hauteur entre nu des poutres

**Remarque :**

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à  $5 \text{ cm}$  au plus du nu d'appui.

- **Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Section des poteaux	$T_u$ (KN)	b cm	d cm	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	$\tau_{bu}$ (MPa)	La condition
RDC (40x40)	34.73	40	37	32.30	0,075	1,875	0,23	CV
Etage 1,2,3 (35x35)	46.95	35	32	18.77	0,075	1,875	0,41	CV
Etage 4,5,6 (30x30)	32.75	30	27	21.90	0,075	1,875	0,40	CV
Etage 7,8 (25x25)	24.82	25	22	26.28	0,075	1,875	0,41	CV

Tableau III.5 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

- Enclage des armatures (longueur de scellement)

(Art

6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).

Condition d'équilibre :

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur fixée à :

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

- Pour les  $\phi_{16}$  :  $L_s = 56,43 \text{ cm}$
- Pour les  $\phi_{14}$  :  $L_s = 49,38 \text{ cm}$
- Pour les  $\phi_{12}$  :  $L_s = 42,32 \text{ cm}$

Pour l'enclage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à :  $0,4 L_s$ , pour les aciers HA.

- Pour les  $\phi_{16}$  :  $L_a = 22,57 \text{ cm}$ .
- Pour les  $\phi_{14}$  :  $L_a = 19,75 \text{ cm}$ .
- Pour les  $\phi_{12}$  :  $L_a = 16,92 \text{ cm}$ .

III.6 Vérifications à l'ELS :

- Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_{s\ ad} \geq A_{min} = \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} \frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \times b \times d$$

niveau	poteaux	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		e <sub>s</sub> m	A <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>ad</sub> cm <sup>2</sup>	OBS
		N <sub>max</sub>	N <sub>min</sub>	M <sub>cor</sub>	M <sub>max</sub>				
RDC	40x40	N <sub>max</sub>	747.88	M <sub>cor</sub>	5.02	0,007	4,692	16.08	CV
		N <sub>min</sub>	110.60	M <sub>cor</sub>	3.79	0,034	6,969		
		N <sub>cor</sub>	317.00	M <sub>max</sub>	12.68	0,040	8,062		
1.2.3	35x35	N <sub>max</sub>	662.36	M <sub>cor</sub>	5.63	0,008	3,635	12,312	CV
		N <sub>min</sub>	50.74	M <sub>cor</sub>	12.83	0,253	0,749		
		N <sub>cor</sub>	415.11	M <sub>max</sub>	18.68	0,048	9.581		
4.5.6	30x30	N <sub>max</sub>	410.68	M <sub>cor</sub>	-3.94	-0,010	2,167	9.05	CV
		N <sub>min</sub>	10.03	M <sub>cor</sub>	-7.88	-0,786	1,063		
		N <sub>cor</sub>	169.76	M <sub>max</sub>	19.14	0,113	0,153		
7.8	25x25	N <sub>max</sub>	163.94	M <sub>cor</sub>	2.13	0,013	2,088	9.05	CV
		N <sub>min</sub>	-20.94	M <sub>cor</sub>	1.73	-0,083	0,983		
		N <sub>cor</sub>	59.01	M <sub>max</sub>	13.79	0,234	0,460		

Tableau III.6 : Vérification de la condition de non fragilité.

- État limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier :  $\sigma_s = 384\ MPa$

Contrainte admissible du béton :  $\sigma_b = 15\ MPa$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

- Vérification d'une section entièrement comprimée :

On calcul l'air de la section homogène totale :  $S = bh + 15(A'_s + A_s)$

- On détermine la position du centre de gravité :

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times (0,5-d) - A_s \times (d-0,5)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_G^2 + (A'_s(0,5 - d - X_G)^2 - A_s(0,5 - d + X_G)^2)$$

- Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{s} + \frac{N_s(e_s - X_g) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{s} - \frac{N_s(e_s - X_g) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

**Remarque :**

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

- Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_c$$

Avec :

$y_1$  : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

$y_2$  : 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 :

$$y_2^3 + (P \times y_2) + q = 0$$

$$\begin{cases} L_c = \frac{h}{2} - e_s \\ P = -3L_c^2 - \frac{90A'_s}{b}(l_c - c') + \frac{90A_s}{b}(d - l_c) \\ q = -2L_c^3 - \frac{90A'_s}{b}(l_c - c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - l_c)^2 \end{cases}$$

On calcul l'inertie de la section :

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + 15[(A_s(d - y_1)^2) + A'_s(y_1 - c')^2]$$

La contrainte de pression dans le béton est :  $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} y_1$

$\sigma_{bs}$ : Contrainte maximale dans la fibre supérieure du béton.

$\sigma_{ss}$  : Contrainte maximale dans les aciers supérieurs.

$\sigma_{bi}$ : Contrainte maximale dans la fibre inférieure du béton.

$\sigma_{si}$ : Contrainte maximale dans les aciers inférieurs.

niveau	poteaux	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		$e_s$ m	$\frac{h}{6}$ cm	nature	$\sigma_{\text{béton}}^s$	$\sigma_{\text{béton}}^i$	$\sigma_{\text{béton}}^{\text{ad}}$	$\sigma_{\text{Acier}}^s$	$\sigma_{\text{Acier}}^i$	$\sigma_{\text{Acier}}^{\text{ad}}$	Obs
		$N_{\text{max}}$	$N_{\text{min}}$	$M_{\text{cor}}$	$M_{\text{max}}$										
RDC	40x40	$N_{\text{max}}$	747.88	$M_{\text{cor}}$	5.02	0,007	6.67	SEC	4.00	3.38	15	59.1	51.6	348	CV
		$N_{\text{min}}$	110.60	$M_{\text{cor}}$	3.79	0,034		SEC	0,78	0.31		11	5.37		CV
		$N_{\text{cor}}$	317.00	$M_{\text{max}}$	12.68	0.040		SEC	2,35	0,78		32,9	14.00		CV
1. 2. 3	35x35	$N_{\text{max}}$	662.36	$M_{\text{cor}}$	5.63	0,008	5,83	SEC	4,65	3,66	15	68,3	56,3	348	CV
		$N_{\text{min}}$	50.74	$M_{\text{cor}}$	12.83	0,253		SPC	1,66	0		19,9	-20		CV
		$N_{\text{cor}}$	415.11	$M_{\text{max}}$	18.68	0,048		SEC	4,26	0,95		58,9	19,2		CV
4.5.6	30x30	$N_{\text{max}}$	410.68	$M_{\text{cor}}$	-3.94	-0,010	5	SEC	2,93	4.08	15	42,7	54,4	348	CV
		$N_{\text{min}}$	10.03	$M_{\text{cor}}$	-7.88	-0,786		SPC	0	1.42		-24.3	15.2		CV
		$N_{\text{cor}}$	169.76	$M_{\text{max}}$	19.14	0,113		SPC	4,48	0		55.7	-20		CV
7.8	25x25	$N_{\text{max}}$	163.94	$M_{\text{cor}}$	2.13	0,013	4.16	SEC	2,27	1,38	15	32,8	22,1	348	CV
		$N_{\text{min}}$	-20.94	$M_{\text{cor}}$	1.73	-0,083		SET	0	0		-2,01	-21,1		CV
		$N_{\text{cor}}$	59.01	$M_{\text{max}}$	13.79	0,234		SPC	3,94	0		47,1	-49		CV

Tableau III.7 : Vérification des contraintes dans les aciers et le béton.

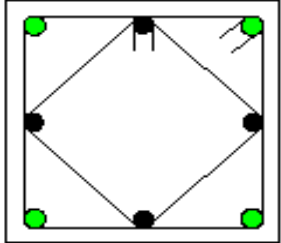
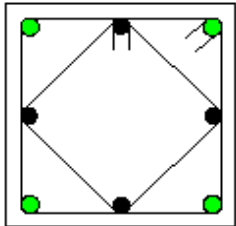
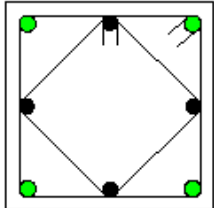
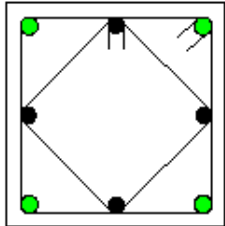
Niveau	Section des poteaux (cm)	Armatures longitudinaux	Armatures transversales	Coupes schématique
RDC	40x40	8HA16	1 cadre et 1 losange (HA8)	
1, 2 et 3	35x35	8HA14	1 cadre et 1 losange (HA8)	
4, 5 et 6	30x30	8HA12	1 cadre et 1 losange (HA8)	
7 et 8	25x25	8HA12	1 cadre et 1 losange (HA8)	

Tableau III.8 Ferrailage adopté des poteaux.

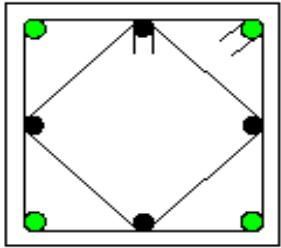
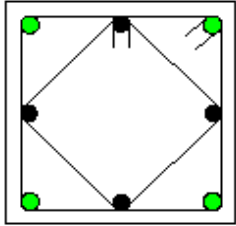
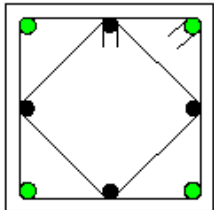
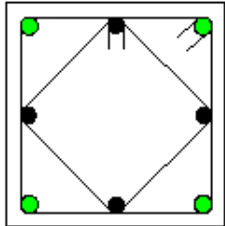
نوع الأعمدة	Section des poteaux (cm)	Armatures longitudinales	Armatures transversales	Coupes schématique
RDC	40x40	8HA20	1 cadre et 1 losange (HA8)	
1, 2 et 3	35x35	8HA16	1 cadre et 1 losange (HA8)	
4, 5 et 6	30x30	8HA14	1 cadre et 1 losange (HA8)	
7 et 8	25x25	8HA14	1 cadre et 1 losange (HA8)	

Tableau III.9 Ferraillage réel des poteaux.

**Remarque :**

Les sections réelles sont supérieures aux sections adoptées.

	Section réelle (cm <sup>2</sup> )	Section adoptée (cm <sup>2</sup> )
<b>RDC (40x40)</b>	8HA20 = 25,13	8HA16 = 16,08
<b>1, 2 et 3 (35x35)</b>	8HA16 = 16,08	8HA 14 = 12,32
<b>4, 5 et 6 (30x30)</b>	8HA14 = 12,32	8HA12 = 9,05
<b>7et 8 (25x25)</b>	8HA 14 = 12,32	8HA12 = 9,05
	<b>Somme = 65,85</b>	<b>Somme = 46,50</b>

**Tableau III.10 Sections d'armatures réelles et adoptées des poteaux.**

**Remarque :**

Les sections réelles sont supérieures aux sections adoptées.

**Le pourcentage de réduction**

$$r = [(65,85-46,50)/65,85] \times 100 = 29,38 \%$$

## IV. 1 Introduction

Les poutres sont ferrillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

a-	$1.35 G + 1.5 Q$	ELU
	$G + Q$	ELS
b-	$G + Q + E$	RPA 99 Version 2003
	$0.8 G + E$	RPA 99 Version 2003

## IV. 2 Recommandation du RPA version 2003

### IV. 2. 1 Armatures longitudinales

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % de la section du béton :

$$\text{Poutres principales : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

- En zone courante :

$$\text{Poutres principales : } A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

- En zone de recouvrement :

$$\text{Poutre principale : } A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

La longueur de recouvrement est de :  $40 \Phi$  (zone IIb)

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

### IV. 2. 2 Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_i = \min \left( \frac{h}{4}, 12 \Phi_l \right) \quad \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_i \leq \frac{h}{2} \quad \rightarrow \text{En dehors de la zone nodale.}$$

$\Phi_l$  : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

### IV. 3 Etapes de calcul des armatures longitudinales

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Pour les FeE400

Si  $\mu_b \leq \mu \Rightarrow$  Section simplement armée

Si  $\mu_b > \mu \Rightarrow$  section doublement armée

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}, \gamma_b = 1.5 \rightarrow f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

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

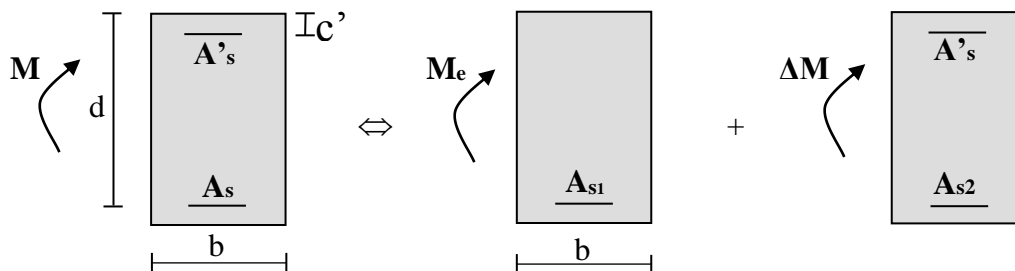
- Section sans armatures comprimées ( $A'_s = 0$ ) :

$$\text{Si } \mu_b < \mu = 0.392 \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

- Section avec armatures comprimées ( $A'_s \neq 0$ ) :

$$\mu_b > \mu_1 = 0.392$$

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.



**Figure IV. 1 : Schéma statique d'une section doublement armée**

$A_s$  : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

$A'_s$  : La section supérieure la plus comprimée.

$$M = M_e + \Delta M$$

$$M_e = \mu_e \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} \text{ et } \Delta M = M - M_e$$

Finalement :

$$\left\{ \begin{aligned} A_s = A_{s1} + A_{s2} &= \frac{M_e}{\beta_e \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \end{aligned} \right.$$

$$A's = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

#### IV. 4 Ferrailage des poutres principales à l'ELU

##### IV. 4. 1 Ferrailage des poutres principales en travée

Le calcul des sections et le choix des armatures est résumé dans les tableaux qui suivent :

Niveau	$M_u^{\max}$	$\mu$	Obs	$\beta$	As [cm <sup>2</sup> ]	Amin [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	As adoptée (cm <sup>2</sup> )
8	37.98	0.087	SSA	0.9545	3.57	5.25	3HA12+2HA14	6.47
7	48.66	0.111	SSA	0.941	4.64	5.25	3HA12+2HA14	6.47
6	54.79	0.126	SSA	0.932	5.30	5.25	3HA12+2HA14	6.47
5	60.71	0.139	SSA	0.9245	5.89	5.25	3HA12+2HA14	6.47
4	64.53	0.148	SSA	0.919	6.31	5.25	3HA12+2HA14	6.47
3	66.47	0.153	SSA	0.9165	6.31	5.25	3HA12+2HA14	6.47
2	64.79	0.148	SSA	0.919	6.33	5.25	3HA12+2HA14	6.47
1	56.13	0.129	SSA	0.9305	5.42	5.25	3HA12+2HA14	6.47
RDC	38.60	0.089	SSA	0.9535	3.64	5.25	3HA12+2HA14	6.47

Tableau IV. 1 Ferrailage des poutres principales en travée

##### IV. 4. 2 Ferrailage des poutres principales aux appuis

Niveau	$M_u^{\max}$	$\mu$	Obs	$\beta$	As [cm <sup>2</sup> ]	Amin [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	As adoptée
8	67.16	0.154	SSA	0.916	6.58	5.25	3HA14+2HA12	6.88
7	68.34	0.157	SSA	0.9145	6.71	5.25	3HA14+2HA12	6.88
6	68.64	0.158	SSA	0.914	6.74	5.25	3HA14+2HA12	6.88
5	68.18	0.157	SSA	0.9145	6.69	5.25	3HA14+2HA12	6.88
4	69.13	0.159	SSA	0.913	6.79	5.25	5HA14	7.70
3	72.45	0.166	SSA	0.909	7.15	5.25	5HA14	7.70
2	71.13	0.163	SSA	0.9105	7.01	5.25	5HA14	7.70
1	63.27	0.145	SSA	0.9215	6.17	5.25	5HA14	7.70
RDC	49.99	0.115	SSA	0.9385	4.78	5.25	5HA14	7.70

Tableau IV. 2 Ferrailage des poutres principales aux appuis

## IV. 5 Ferrailage des poutres secondaire à l'ELU

### IV. 5. 1 Ferrailage des poutres secondaires en travée

Le calcul des sections et le choix des armatures est résumé dans les tableaux qui suivent :

Niveau	$M_u^{\max}$	$\mu$	Obs	$\beta$	As [cm <sup>2</sup> ]	Amin [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	As adoptée
8	34.74	0.080	SSA	0.958	3.26	5.25	5HA12	5.65
7	35.91	0.082	SSA	0.957	3.40	5.25	5HA12	5.65
6	37.04	0.085	SSA	0.9555	3.48	5.25	5HA12	5.65
5	38.99	0.090	SSA	0.953	3.67	5.25	5HA12	5.65
4	37.22	0.086	SSA	0.955	3.50	5.25	5HA12	5.65
3	36.74	0.084	SSA	0.956	3.45	5.25	5HA12	5.65
2	34.20	0.079	SSA	0.9585	3.20	5.25	5HA12	5.65
1	27.24	0.062	SSA	0.968	2.53	5.25	5HA12	5.65
RDC	17.98	0.041	SSA	0.9795	1.65	5.25	5HA12	5.65

Tableau IV. 3 Ferrailage des poutres secondaires en travée

### IV. 5. 2 Ferrailage des poutres secondaires aux appuis

Niveau	$M_u^{\max}$	$\mu$	Obs	$\beta$	As [cm <sup>2</sup> ]	Amin [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	As adoptée
8	44.70	0.103	SSA	0.9455	4.25	5.25	5HA12	5.65
7	44.16	0.101	SSA	0.9465	4.19	5.25	5HA12	5.65
6	45.63	0.105	SSA	0.9445	4.34	5.25	5HA12	5.65
5	46.38	0.107	SSA	0.9435	4.41	5.25	5HA12	5.65
4	44.36	0.102	SSA	0.946	4.21	5.25	5HA12	5.65
3	42.25	0.097	SSA	0.9485	4.00	5.25	5HA12	5.65
2	38.28	0.088	SSA	0.954	3.60	5.25	5HA12	5.65
1	30.53	0.070	SSA	0.964	2.84	5.25	5HA12	5.65
RDC	21.38	0.049	SSA	0.9475	2.03	5.25	5HA12	5.65

Tableau IV. 4 Ferrailage des poutres secondaire aux appuis

## IV. 6 Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} .$$

- Poutres principales de (30×35) :  $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,159 \text{ cm}^2 .$

- Poutres secondaires de (30×35) :  $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,159 \text{ cm}^2 .$

La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

## IV. 7 Vérification à l'ELS

### IV. 7. 1 ELS vis-à-vis de la durabilité de la structure

- **IV. 7. 1. 1 Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

- **IV. 7. 1. 2 Etat limite de compression du béton**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 [MPa]$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_x} \times y_1$$

$I_x$  : Moment quadratique par rapport à l'axe neutre.

$$I_x = \frac{b \times y_1^3}{3} + n A'_s (y_1 - d')^2 + n A_s (d - y_1)^2$$

$y_1$  : position de l'axe neutre, donnée par l'équation :

$$\frac{b}{2} y_1^3 - n A'_s (y_1 - d') - n A_s (d - y_1) = 0$$

#### Remarque :

On peut aussi utiliser la méthode par tableau qui permet d'effectuer avec rapidité et précision le calcul des contraintes  $\sigma_{bc}$  et  $\sigma_s$

-On détermine  $\rho_1 = \frac{100 A'_s}{b d}$

-déduire les valeurs de  $\beta_1$  et  $K$ .

-les contraintes valent alors :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s \cdot K \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta d A_s}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau	$M_s^{\max}$	Asu	$\rho_1$	$\beta_1$	K	$\sigma_s$ [Mpa]	$\sigma_{bc}$ [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
8	16.83	6.47	0.674	0.880	0.037	92.37	<b>3.418</b>	15	Vérifiée
7	20.38	6.47	0.674	0.880	0.037	111.86	<b>4.139</b>		Vérifiée
6	23.44	6.47	0.674	0.880	0.037	128.65	<b>4.760</b>		Vérifiée
5	23.10	6.47	0.674	0.880	0.037	126.79	<b>4.619</b>		Vérifiée
4	23.58	6.47	0.674	0.880	0.037	129.42	<b>4.788</b>		Vérifiée
3	23.96	6.47	0.674	0.880	0.037	131.51	<b>4.789</b>		Vérifiée
2	24.68	6.47	0.674	0.880	0.037	135.46	<b>5.012</b>		Vérifiée
1	24.05	6.47	0.674	0.880	0.037	132.00	<b>4.884</b>		Vérifiée
RDC	24.53	6.47	0.674	0.880	0.037	134.64	<b>4.982</b>		Vérifiée

Tableau IV. 5: Vérification à l'ELS la compression du béton des poutres principales en travée

Niveau	$M_s^{\max}$	Asu	$\rho_1$	$\beta_1$	K	$\sigma_s$ [Mpa]	$\sigma_{bc}$ [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
8	48.81	6.88	0.717	0.8772	0.038	252.739	<b>9.604</b>	15	Vérifiée
7	49.41	6.88	0.717	0.8772	0.038	255.846	<b>9.722</b>		Vérifiée
6	49.63	6.88	0.717	0.8772	0.038	256.985	<b>9.765</b>		Vérifiée
5	49.30	6.88	0.717	0.8772	0.038	255.276	<b>9.700</b>		Vérifiée
4	46.73	7.70	0.802	0.8713	0.041	217.664	<b>8.924</b>		Vérifiée
3	45.00	7.70	0.802	0.8713	0.041	209.606	<b>8.594</b>		Vérifiée
2	43.21	7.70	0.802	0.8713	0.041	201.269	<b>8.252</b>		Vérifiée
1	39.83	7.70	0.802	0.8713	0.041	185.528	<b>7.601</b>		Vérifiée
RDC	36.11	7.70	0.802	0.8713	0.041	168.197	<b>6.896</b>		Vérifiée

Tableau IV. 6 : Vérification à l'ELS la compression du béton des poutres principales aux appuis

Niveau	$M_s^{\max}$	Asu	$\rho_1$	$\beta_1$	K	$\sigma_s$ [Mpa]	$\sigma_{bc}$ [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
8	25.20	5.65	0.589	0.8863	0.034	157.261	<b>5.347</b>	15	Vérifiée
7	26.02	5.65	0.589	0.8863	0.034	162.378	<b>5.521</b>		Vérifiée
6	25.81	5.65	0.589	0.8863	0.034	161.068	<b>5.476</b>		Vérifiée
5	24.94	5.65	0.589	0.8863	0.034	155.639	<b>5.292</b>		Vérifiée
4	21.67	5.65	0.589	0.8863	0.034	135.232	<b>4.598</b>		Vérifiée
3	18.79	5.65	0.589	0.8863	0.034	117.259	<b>3.987</b>		Vérifiée
2	15.86	5.65	0.589	0.8863	0.034	98.975	<b>3.365</b>		Vérifiée
1	14.44	5.65	0.589	0.8863	0.034	90.113	<b>3.064</b>		Vérifiée
RDC	13.83	5.65	0.589	0.8863	0.034	86.306	<b>2.934</b>		Vérifiée

Tableau IV.7: Vérification à l'ELS la compression du béton des poutres secondaires en travée

Niveau	$M_s^{\max}$	Asu	$\rho_1$	$\beta_1$	K	$\sigma_s$ [Mpa]	$\sigma_{bc}$ [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
8	32.42	5.65	0.589	0.8863	0.034	202.318	<b>6.879</b>	15	Vérifiée
7	28.88	5.65	0.589	0.8863	0.034	180.226	<b>6.128</b>		Vérifiée
6	28.55	5.65	0.589	0.8863	0.034	178.167	<b>6.058</b>		Vérifiée
5	26.99	5.65	0.589	0.8863	0.034	168.432	<b>5.727</b>		Vérifiée
4	23.87	5.65	0.589	0.8863	0.034	148.961	<b>5.065</b>		Vérifiée
3	20.45	5.65	0.589	0.8863	0.034	127.619	<b>4.339</b>		Vérifiée
2	17.19	5.65	0.589	0.8863	0.034	107.275	<b>3.647</b>		Vérifiée
1	16.79	5.65	0.589	0.8863	0.034	104.778	<b>3.562</b>		Vérifiée
RDC	16.50	5.65	0.589	0.8863	0.034	102.969	<b>3.501</b>		Vérifiée

Tableau IV. 8: Vérification à l'ELS la compression du béton des poutres secondaires aux appuis

### IV. 7. 2 Justification sous sollicitation d'effort tranchant :(BAEL91.art A.5.1)

Les poutres soumises a des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente «  $\tau_u$  », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

$$\text{Poutres principales} \quad \tau_u = \frac{80.97 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32} = 0.84 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres secondaires} \quad \tau_u = \frac{22.70 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32} = 0.24 \text{ MPa}$$

#### IV. 7. 2. 1 Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21)

Dans le cas ou la fissuration est peu nuisibles la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u \leq \min \left( \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) = 4.35\text{MPa.}$$

Poutres principales  $\tau_u = 0.84\text{MPa} < 4.34 \text{ MPa} \rightarrow$  La condition est vérifiée.

Poutres secondaires  $\tau_u = 0,24 \text{ MPa} < 4.34 \text{ MPa} \rightarrow$  La condition est vérifiée.

#### IV. 7. 2. 2 Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales : (BAEL91.Art A.5.1.32)

Lorsqu'au droit d'un appuis :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$ . On doit prolonger au delà de l'appareil d'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à  $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

$$\text{D'ou } A_s \geq \frac{1,15}{f_c} \left( V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

$$\text{Poutres principales} \quad 80.97 - \frac{68.64}{0,9 \times 0.32} = -157.36 < 0.$$

$$\text{Poutres secondaires} \quad 22.70 - \frac{44.70}{0,9 \times 0.32} = -132.51 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

#### IV.7.2.3 Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40x \frac{0.9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL91.art A.5.1.32})$$

$$\text{Poutres principales} \quad T_u = 80.97\text{KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.32 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.15} = 751.30\text{KN} .$$

$$\text{Poutres secondaires } T_u = 22.70 \text{KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.32 \times 0.30 \times 25 \times 10^3}{1.15} = 751.30 \text{KN} .$$

#### IV. 7. 2. 4 Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres

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

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad \sum U_i : \text{Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.}$$

#### Poutres principales :

$$5\text{HA}12 \Rightarrow \sum U_i = 18.84 \text{cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{80.97 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0.32 \times 0.1884} = 1.49 < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### Poutres secondaires :

$$5\text{HA}12 \Rightarrow \sum U_i = 18.84 \text{cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{22.70 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0.32 \times 0.1884} = 0,42 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### IV. 7. 2. 5 Calcul de longueur de scellement droit des barres :

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

Pour les  $\Phi 12$  :  $l_s = 42.33 \text{ cm}$ .

Pour les  $\Phi 14$  :  $l_s = 49.38 \text{ cm}$ .

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à «  $0,4 \cdot l_s$  » pour les barres à haute adhérence.

Pour les  $\Phi 12$  :  $l_s = 16.93 \text{ cm}$ .

Pour les  $\Phi 14$  :  $l_s = 19.75 \text{ cm}$ .

### IV. 8 ELS vis-à-vis des déformations

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche «  $f$  », qui ne doit pas dépasser la valeur limite «  $\bar{f}$  ».

#### IV. 8. 1 Valeurs limites de la flèche

$$\text{Pour } L \leq 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$L$  : La portée mesurée entre nus d'appuis.

$$\text{Sens longitudinal : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,80$$

**Sens transversal :**  $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,80$

**IV. 8.2 Evaluation de la flèche : [BAEL91/B.6.5,3]**

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} \quad \text{avec : } I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$\mu = \text{Max} \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}, 0 \right\} \quad \text{et } \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{5 \rho}$$

**L :** Portée libre de la poutre.

**M<sub>s</sub> :** moments de service maximal.

**I<sub>fv</sub> :** Moment d'inertie fictif.

**E<sub>v</sub> :** Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,866 \text{ MPa.}$$

**I<sub>0</sub> :** Moment d'inertie de la section total rendue homogène, calculé avec n = 15

$$I_0 = \frac{b h^3}{12} + \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - c \right)^2 + A'_s \left( \frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

**ρ :** Rapport des aciers tendus à celui de la section utile.

$$\rho = \frac{A_s}{b d}$$

**σ<sub>s</sub> :** Contraintes dans les aciers tendus.

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \quad (\text{Calculée dans l'état limite de compression du béton}).$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants

Niveau	$M_s$ [KN.m]	L[cm]	$E_v$ [Mpa]	h [cm]	$A_{su}$	$\sigma_s$	$\rho$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_o$ [ $cm^4$ ]	$I_{fv}$	f [cm]	$\bar{f}$ [cm]	Obs
8	16.83	4.00	10818.87	35	6.47	92.37	0.0067	1.253	0.197	108547,82	95764.096	<b>0.026</b>	<b>0.80</b>	Vérifiée
7	20.38	4.00	10818.87	35	6.47	111.86	0.0067	1.253	0.279	108547,82	88473.439	<b>0.034</b>	<b>0.80</b>	Vérifiée
6	23.44	4.00	10818.87	35	6.47	128.65	0.0067	1.253	0.337	108547,82	88473.438	<b>0.039</b>	<b>0.80</b>	Vérifiée
5	23.10	4.00	10818.87	35	6.47	126.79	0.0067	1.253	0.332	108547,82	84324.11	<b>0.041</b>	<b>0.80</b>	Vérifiée
4	23.58	4.00	10818.87	35	6.47	129.42	0.0067	1.253	0.340	108547,82	83219.508	<b>0.042</b>	<b>0.80</b>	Vérifiée
3	23.96	4.00	10818.87	35	6.47	131.51	0.0067	1.253	0.347	108547,82	83219.509	<b>0.043</b>	<b>0.80</b>	Vérifiée
2	24.68	4.00	10818.87	35	6.47	135.46	0.0067	1.253	0.359	108547,82	82356.448	<b>0.044</b>	<b>0.80</b>	Vérifiée
1	24.05	4.00	10818.87	35	6.47	132.00	0.0067	1.253	0.348	108547.82	83146.90	<b>0.043</b>	<b>0.80</b>	Vérifiée
RDC	24.53	4.00	10818.87	35	6.47	134.64	0.0067	1.253	0.356	108547.82	82570.531	<b>0.044</b>	<b>0.80</b>	Vérifiée

Tableau IV. 9: Verification de la fleche dans les poutres principales

Niveau	$M_s$ [KN.m]	L[cm]	$E_v$ [Mpa]	h [cm]	$A_{su}$	$\sigma_s$	$\rho$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_o$ [ $cm^4$ ]	$I_{fv}$	f[cm]	$\bar{f}$ [cm]	Obs
8	25.20	4.00	10818.87	35	5.65	157.261	0.0059	1.432	0.368	108375.413	78071.269	<b>0.048</b>	<b>0.80</b>	Vérifiée
7	26.02	4.00	10818.87	35	5.65	162.378	0.0059	1.423	0.380	108375.413	77373.829	<b>0.049</b>	<b>0.80</b>	Vérifiée
6	25.81	4.00	10818.87	35	5.65	161.068	0.0059	1.432	0.377	108375.413	77417.846	<b>0.049</b>	<b>0.80</b>	Vérifiée
5	24.94	4.00	10818.87	35	5.65	155.639	0.0059	1.423	0.363	108375.413	78608.046	<b>0.047</b>	<b>0.80</b>	Vérifiée
4	21.67	4.00	10818.87	35	5.65	135.232	0.0059	1.432	0.305	108375.413	82973.464	<b>0.039</b>	<b>0.80</b>	Vérifiée
3	18.79	4.00	10818.87	35	5.65	117.259	0.0059	1.423	0.244	108375.413	88488.637	<b>0.031</b>	<b>0.80</b>	Vérifiée
2	15.86	4.00	10818.87	35	5.65	98.975	0.0059	1.432	0.172	108375.413	95653.191	<b>0.025</b>	<b>0.80</b>	Vérifiée
1	14.44	4.00	10818.87	35	5.65	90.113	0.0059	1.423	0.131	108375.413	100481.83	<b>0.021</b>	<b>0.80</b>	Vérifiée
RDC	13.83	4.00	10818.87	35	5.65	86.306	0.0059	1.432	0.111	108375.413	102862.72	<b>0.019</b>	<b>0.80</b>	Vérifiée

Tableau IV. 10: Verification de la fleche dans les poutres secondaires

**Tableau IV. 10: Verification de la fleche dans les poutres secondaires****Calcul des armatures transversales :**

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right) = \min(1.00 ; 1.2 ; 3)$$

Soit  $\Phi_t = 8\text{mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier

**Calcul des espacements :**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_t, 30\text{cm}\right)$$

- Poutre principales de (30 x 35) :  $S_t = 8.75\text{cm}$  Soit  $S_t = 8\text{cm}$

- Poutre secondaire de (30 x 35) :  $S_t = 8.75\text{cm}$ , Soit  $S_t = 8\text{cm}$

$$\text{Zone courante : } S_t' \leq \frac{h}{2}$$

- Poutre principales de (30 x 35) :  $S_t' = 17.5\text{cm}$

- Poutre secondaire de (20 x 35) :  $S_t' = 17.5\text{cm}$

Soit  $S_t = 15\text{cm}$

**h) Délimitation de la zone nodale :**

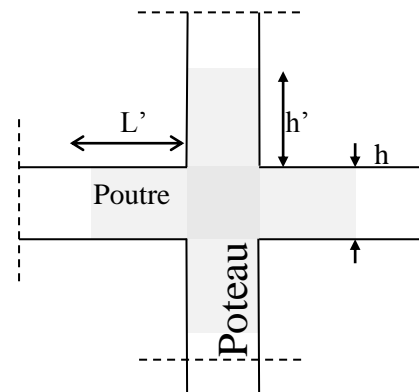
$$L' = 2xh$$

$$h' = \max$$

$h$  : hauteur de la poutre.

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres.



On aura :

$$- h' = 60 \text{ cm}$$

$$- L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm} : \text{ poutre principales de (30 x 35):}$$

$$- L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm} : \text{ poutre secondaire de (30 x 35):}$$

**Remarque :**

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

**Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003S_t b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### Disposition constructive :

Concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée.

#### IV. 9 Pourcentage de réduction des sections d'armature

		Niveaux	Sections adoptées (cm <sup>2</sup> )	Sections réelles (cm <sup>2</sup> )
<b>Poutres principales</b>	<b>En travées</b>	RDC au 8 <sup>ème</sup>	3xHA12+2xHA14= 6,47	3xHA12+2xHA14= 8,64
	<b>aux appuis</b>	RDC au 4 <sup>ème</sup>	5xHA14= 7,70	5xHA14= 10,05
		5 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup>	3xHA14+2xHA12= 6,88	3xHA14+2xHA12= 9,11
<b>Poutres secondaires</b>	<b>En travées</b>	RDC au 8 <sup>ème</sup>	5xHA12=5,65	5xHA12= 7,70
	<b>aux appuis</b>	RDC au 8 <sup>ème</sup>	5xHA12=5,65	5xHA12= 7,70
			<b>Somme = 32,35</b>	<b>Somme = 43,2</b>

#### Remarque

Les sections d'armature réelles sont supérieures aux sections adoptées.

#### IV. 9. 1 Pourcentage de réduction r

$$r = [(43,2 - 32,35) / 43,2] \times 100 = \mathbf{25,11 \%}$$

### V.1 Introduction :

Un voile est un élément structural et de contreventement qui se comporte comme une console verticale en castrée à sa base dans ses fondations. Ils sont soumis à des charges réparties ou concentrées et sollicités par un effort normal  $N$ , un effort tranchant  $V$ , et un moment fléchissant  $M$  qui prend la valeur maximale au niveau de la section d'encastrement.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes, leur ferrailage est composé de :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à L'ELU} \\ G + Q \text{ à L'ELS} \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

- **Comportement d'un voile**

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé :  $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile court :  $\frac{h}{l} < 1,5$

- **Exposer de la méthode :**

Méthode de ferrailage des voiles : La méthode utilisée est la méthode de la **R.D.M.**

Cette méthode se fait pour une bande de largeur  $d$ , elle consiste en la détermination du diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables parmi ( $N$ ) et ( $M$ )

- **Détermination des diagrammes des contraintes.**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables ( $N$ ,  $M$ ) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

**B** : Section de béton

**I** : Moment d'inertie du voile

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I} \quad \text{avec} \quad V, V' : \text{Bras de levier} \quad V = V' = \frac{L_{\text{voiles}}}{2}$$

Le calcul se fera pour une bande de longueur « **d** » donnée par :  $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_C\right)$

**h<sub>e</sub>** : Hauteur entre nus de planchers du voile considéré,

**L<sub>C</sub>** : La longueur de la zone comprimée :  $L_C = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$

**L<sub>T</sub>** : La longueur de la zone tendue :  $L_T = L - L_C$

$$\sigma_1 = \frac{(l_t - d) \times |\sigma_{\min}|}{l_t}$$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

-Section entièrement comprimé (**S.E.C**),

-Section partiellement comprimé (**S.P.C**),

-Section entièrement tendue (**S.E.T**).

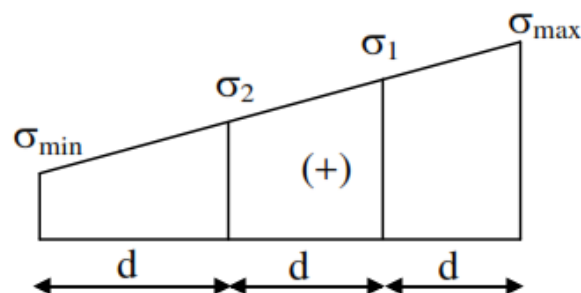
Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en fonction des sections adoptées dans les poteaux par zones comme suit :

- **Zone I**: RDC
- **Zone II**: 1<sup>er</sup> étage au 3<sup>eme</sup> étage
- **Zone III**: 4<sup>eme</sup> étage au 6<sup>eme</sup> étage.
- **Zone IV** 7<sup>eme</sup> et 8<sup>eme</sup> étage.

**V.2 Section entièrement comprimée (SEC) :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$



**Fig.V-1** : Section entièrement comprimée.

**e** : Epaisseur du voile.

La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec :

**B** : Section du tronçon considéré (section du trumeau)

$\sigma_s$  : Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de (10‰)

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \implies \text{Situation Courante. } (\sigma_{s10\%} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa})$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa} \implies \text{Situation Accidentelle. } (\sigma_{s10\%} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa})$$

**Section minimale**

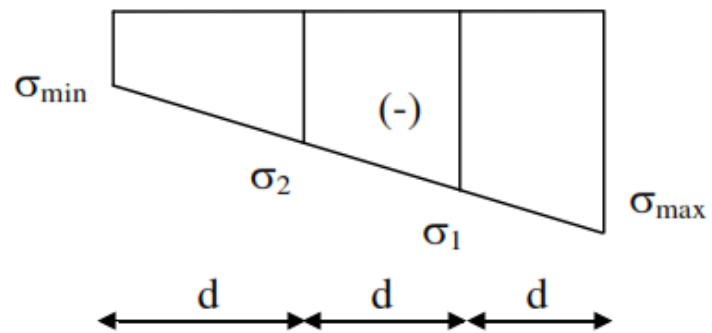
$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A . 8. 1; 21BAEL91 modifiés 99})$$

$$0,2 \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5 \% \quad \text{Avec } B : \text{section du béton comprimé.}$$

**V.3 Section entièrement tendue (SET) :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$



**Fig.V-2** : Section entièrement tendue.

La section d'armature pour une section entièrement tendue :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$\sigma_s$  = Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 348 MPa

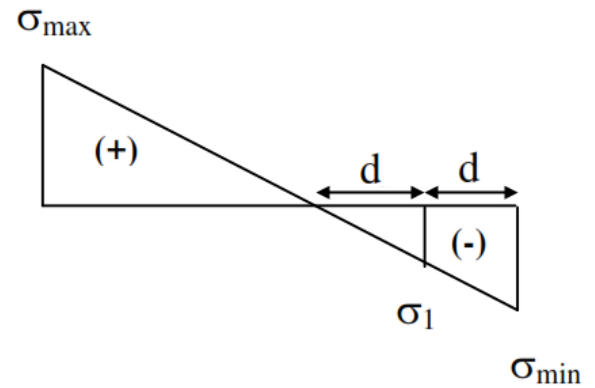
**V.4 Section partiellement comprimée (SPC) :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

La section d'armature pour une section entièrement tendue :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$



**Fig.V-3:** Section partiellement comprimée.

$\sigma_s$  : Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de (2‰)

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \implies \text{Situation Courante.} \quad (\sigma_{s2} \text{‰} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa})$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa} \implies \text{Situation Accidentelle.} \quad (\sigma_{s2} \text{‰} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa})$$

**Remarque :**

$\sigma_a$  et  $\sigma_b$  Sont de signe positif on aura section entièrement tendue (S.E.T).

$\sigma_a$  et  $\sigma_b$  Sont de signe négatif on aura section entièrement comprimée (S.E.C).

$\sigma_a$  et  $\sigma_b$  Sont des signe contraire on aura section partiellement comprimée (S.P.C).

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \implies \text{Contrainte de l'acier à 1 \%} = 348 \text{ MPa}$$

• **Armatures minimales :**

**Pour une section entièrement comprimée :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (\text{Art A .8.1; 21BAEL91 modifiés 99})$$

$$0.2\% \leq A_v = \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$$

**Pour une section entièrement tendue :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.15\% B \right\}$$

pour une Section partiellement comprimée :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$

Avec : **B** : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à **0,20 %** de la section horizontale du béton tendu.

- **Armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de **10 Ø** et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

$$\left. \begin{array}{l} A_H \geq 0,15\% B \text{ Globalement dans la section du voile} \\ A_H \geq 0,15\% B \text{ En zone courante} \end{array} \right\} \text{Art 7.7.4.3 RPA 99/Version 2003.}$$

$$A_H \geq \frac{A_V}{4} \left\} \text{BAEL 91 Modifiée 99} \quad \text{Avec :}$$

**A<sub>V</sub>** : Section d'armatures verticales.

**B** : Section du béton.

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003.**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par **(04)** épingles au mètre carré.

- **Armatures de coutures :(Art7.7.4.3 RPA 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 :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \\ V = 1.4 T \end{cases}$$

Avec :

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- **Les potelets**

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 être au moins égale à **0,2%** de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins **4HA10 (RPA 99/ Version 2003)**.

Les barres verticales doivent être liées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile. Dans notre cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelets.

- **Ferrailage minimal :**

$$A_{\min} = \frac{B f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{BAEL 91 Modifiée 99.}$$

$$A_{\min} = 0,5\%B \Rightarrow \text{RPA 99/ Version 2003.}$$

### V.5 Disposition constructives :

- **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (02) valeurs suivantes :

$$\text{Min} \begin{cases} S_t \leq 1,5 \times e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Art 7.7.4.3 RPA 99/ version 2003.}$$

e : épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

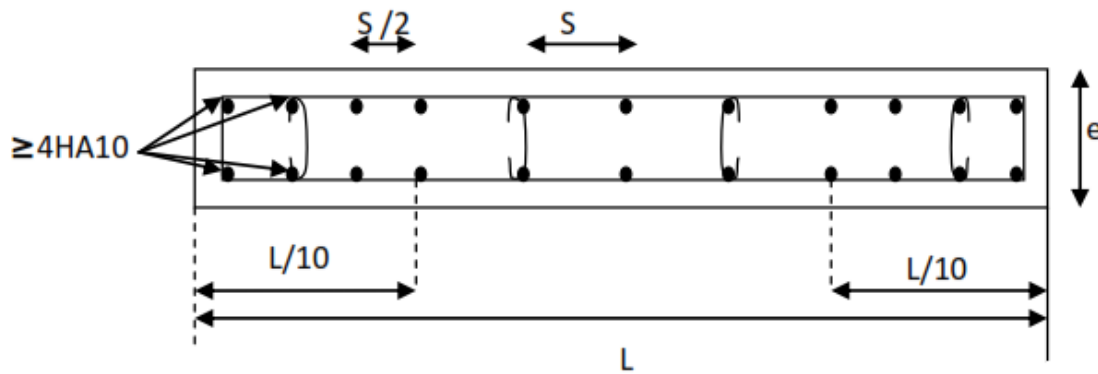


Fig.V.4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

- **Les longueurs de recouvrement :**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40 \varnothing$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20 \varnothing$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

$$\varnothing_{max} = \frac{e}{10} = 20 \text{ mm}$$

### V.6 Vérification à l'ELS :

- **Les contraintes dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \overline{\sigma_b} \text{ Avec : } \overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Avec :

$N_s = G + Q$  : Effort normal de service.

$B$  : Section du béton.

$A$  : Section de l'acier.

- **Contraintes limites de cisaillement : Art 7.7.2 RPA 99/Version2003.**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0,2 f_{c28} \text{ Avec : } \overline{\tau_b} = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{b_0 d} \quad \text{Avec: } \bar{T} = 1,4 \times T_{\text{calcul}}^u$$

$b_0$ : Épaisseur du linteau ou du voile

$d$  : Hauteur utile  $d=0,9h$

$h$  : hauteur totale de la section brute

$T_u$  : effort tranchant dans le niveau considéré.

- **Contrainte limite de cisaillement : (Art A.5.1.21 BAEL91 modifiées 99) :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec: } \tau_u = \frac{T_u}{b d}$$

$\tau_u$ : Contrainte de cisaillement.

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right) = 2,5 \text{ MPA (Fissuration préjudiciable.)}$$

- **Exemple de calcul :** soit à Calculer le ferrailage d'un voile transversale **VL1** dans la zone I.

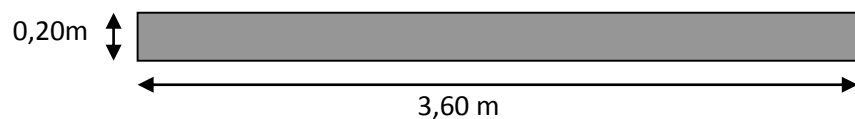
#### Caractéristiques géométriques :

**Zone I :**

$$L = 3.60 \text{ m}$$

$$e = 0,20 \text{ m}$$

$$B = 0,72 \text{ m}^2$$



#### Sollicitations de calcul :

On calcul les effets agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et on tire l'effet le plus défavorable pour calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par **ROBOT** :

$$\sigma_{\max} = 3000.00 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -4250.00 \text{ KN/m}^2$$

- ▶ Section partiellement comprimée.

**Longueur de la zone comprimée :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L = 1,49 \text{ m}$$

Longueur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 3,60 - 1,49 = 2,11 \text{ m}$$

**Calcul de la longueur (d) :**

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur(d)

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) \rightarrow d \leq \min\left(\frac{3,73}{2}; \frac{2}{3}1,49\right) = 1,10 \text{ m}$$

$$\text{On prend } d = \frac{L_t}{2} = 1,06 \text{ m}$$

**Détermination de N :**

Zone tendue :

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d) \times \sigma_{\min}}{L_t} = \frac{(2,11 - 1,06) \times (-4250)}{2,11} = -2114,93 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_{\min}}{2} \times d \times e = 674,68 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = 224,18 \text{ KN}$$

**Calcul des armatures verticales :**

**1<sup>ère</sup> bande : d<sub>1</sub> = 1,06 m**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{674,68}{34,8} = 19,39 \text{ cm}^2$$

**2<sup>ème</sup> bande : d<sub>2</sub> = 1,06 m**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{224,18}{34,8} = 6,44 \text{ cm}^2$$

**Les armatures de couture :**

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{1,4xT}{f_e} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot 373,52 \cdot 10}{400} = 14,38 \text{ cm}^2$$

Avec T = 373,52 KN. (donné par G+Q-Ex).

**Armatures minimales : (BAEL 91).**

$$A_{\min} \geq \max \left( 0,23 \frac{Bf_{t28}}{f_e} ; 0,005B \right).$$

$$B = d \times e = 106 \times 20 = 2120 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq \max (2,56 ; 10,6) = 10,6 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = A_{v1} + A_{vj}/4 = (19,39) + (14,38/4) = \mathbf{22,99 \text{ cm}^2 / \text{bande}}.$$

$$A_2 = A_{v2} + A_{vj}/4 = (6,44) + (14,38/4) = \mathbf{10,04 \text{ cm}^2 / \text{bande}}.$$

### Remarque

Si les sections d'armature trouvées est supérieure a la section minimale exigée par l'RPA, donc le ferrailage s'effectuera avec les sections calculées, dans le cas contraire le ferrailage sera fait avec la section minimale exigé.

- **Ferrailage adopté :**

$$A_1 = A_{v1} + A_{vj}/4 = \mathbf{22,99 \text{ cm}^2 / \text{bande}}.$$

**On adopte 2x8HA14 = 24,63cm<sup>2</sup> Avec St = 10 cm.**

$$A_2 = \mathbf{10,04 \text{ cm}^2 / \text{bande}}.$$

**On adopte 2x4HA 14 = 12,32 cm<sup>2</sup> avec St = 20 cm.**

- **Armatures horizontales :**

$$A_H \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4} ; 0,15 \% \times B_1 \right\}$$

$$A_H \geq \max \left\{ \frac{36,95}{4} ; 0,0015 \times (211 \times 20) \right\} = \max( 9,23 , 6,33 )$$

$$A_H = 9,23 \text{ cm}^2 / \text{nappe}$$

Soit 10 HA 12 = 11,31 cm<sup>2</sup> / m (de – hauteur ) ; avec S<sub>H</sub> = 20 cm

- **Armatures transversales : (Art-7-7-4-3, RPA 99).**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliée avec aux moins quatre (4) épingles par mètre carré.

On adopte : 4 épingles de **HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>** (par mètre carré.).

**N.B :**

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

➤ **Les potelets :**

il faut prévoir a chaque extrémité du voile un potelet arme par des barres verticales, dont la section de celle-ci est **4HA12**.

➤ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_i \leq \min\{1,5e, 30cm\} = 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Vérifications des contraintes a l'ELS:**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{986,68 \times 10^3}{(3600 \times 200 + 15 \times (36,95) \cdot 10^2)} = 1,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,27 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte au cisaillement :**

- **Selon le RPA 99 (art : 7-7-2, RPA 99) :**

$$\tau_b = \frac{Vu}{e d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ mpa}$$

Avec : d = 0,9 L = 3,24 m

V<sub>u</sub> : effort tranchant dans la section

e : épaisseur des voiles.

$$\tau_b = \frac{Vu}{e.d} = \frac{1,4 \times 373,52 \times 10^3}{0,2 \times 0,9 \times 3,60 \times 10^6} = 0,81 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,81 < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{Vu}{e d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right) = 3,26$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{e.d} = \frac{373,52 \times 10^3}{0,2 \times 0,9 \times 3,60 \times 10^6} = 0,58 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0,15 \times \frac{25}{1,15} = 3,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Remarque :**

- Les espacements qui se trouvent sur les tableaux au-dessous sont calculés entre axes des barres verticales (pour les barres verticales), et entre axes des barres horizontales (pour les barres horizontales)
- Les sections des armatures horizontales calculées et adoptées sont pour une bande de 1m de hauteur.
- Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

	Zone		I	II	III	IV
Caracteristiques geometriques	L[m]		3,60	3,65	3,70	3,75
	e [m]		0,20	0,2	0,2	0,2
	B [m2]		0,72	0,73	0,74	0,75
	I [m4]		0,78	0,81	0,84	0,88
	h[m]		3,73	2,71	2,71	2,71
	V=V'=L/2		1,80	1,83	1,85	1,88
	NS [KN]		986,38	933,82	643,03	291,62
	T [KN]		373,52	395,27	246,76	327,47
	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		3000,00	3110,00	840,00	560,00
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-4250,00	-3950,00	-1660,00	-820,00
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc [m]		1,49	1,61	1,24	1,52
	Lt [m]		2,11	2,04	2,46	2,23
	d[m]		1,06	1,02	1,23	1,11
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-2114,94	-1975,00	-830,00	-410,00
	N1 [KN]		674,68	604,98	305,87	137,04
	N2 [KN]		224,18	201,66	101,96	45,68
Ferraillage	Av1 [cm <sup>2</sup> /bande]		19,33	17,38	8,79	3,94
	Av2 [cm <sup>2</sup> /bande]		6,44	5,79	2,93	1,31
	0,23%xBft28/fe [cm <sup>2</sup> /bande]		2,55	2,47	2,97	2,69
	A2min=max(0,2%B;Bft28/400) [cm <sup>2</sup> /bande]		10,6	10,21	12,28	11,14
	Avj [cm <sup>2</sup> ]		14,38	15,22	9,50	12,61
	A1=Av1+(Avj/4) [cm <sup>2</sup> /bande]		22,92	21,19	11,16	7,09
	A2=Av2+(Avj/4) [cm <sup>2</sup> /bande]		10,04	9,60	5,30	4,46
	A1 adopté[cm <sup>2</sup> ]		24,63	24,63	18,10	18,10
	A2 adopté[cm <sup>2</sup> ]		12,32	12,32	9,05	9,05
	Choix par bande	bande 1	2x8HA14	2x8HA14	2x8HA12	2x8HA12
		bande 2	2x4HA14	2x4HA14	2x4HA12	2x4HA12
	Espacement	bande 1	10	10	10	10
		bande 2	20	20	20	20
	Ah=(Avt/4)/2:[cm <sup>2</sup> ]/ L		9,2375	9,2375	7,3704	6,7875
	(Ah)/ht: Choix par nappe/ml		10HA12	10HA12	10HA12	10HA12
Armatures transversales		4Epingles HA8/m2				
Verification des contraintes	$\zeta_b=5\text{MPa}$	$\zeta_b$ [MPa ]	0,81	0,84	0,52	0,68
	$\zeta_u=2,5\text{MPa}$	$\zeta_u$ [MPa ]	0,58	0,60	0,37	0,49
	$\sigma_{bc}= 15$ [Mpa]	$\sigma_{bc}$ [Mpa]	1,27	1,19	0,82	0,37

Tableau V.1 : Ferraillage de voile longitudinal VL1.

	Zone		I	II	III	IV
Caracteristiques geometriques	L[m]		1,80	1,82	1,85	1,87
	e [m]		0,20	0,2	0,2	0,2
	B [m <sup>2</sup> ]		0,36	0,364	0,37	0,374
	I [m <sup>4</sup> ]		0,10	0,10	0,11	0,11
	h[m]		3,73	2,71	2,71	2,71
	V=V'=L/2		0,90	0,91	0,93	0,94
	Ns [KN]		862,57	822,28	561,32	331,26
	T [KN]		188,80	322,21	355,63	400,51
	σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		1080,00	800,00	580,00	500,00
	σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		-4530,00	-3400,00	-2330,00	-1290,00
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc [m]		0,35	0,35	0,37	0,52
	Lt [m]		1,45	1,47	1,48	1,35
	d[m]		0,73	0,74	0,74	0,67
	σ <sub>1</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		-2265,00	-1700,00	-1165,00	-645,00
	N <sub>1</sub> [KN]		493,82	375,70	258,85	130,39
N <sub>2</sub> [KN]		164,61	125,23	86,28	43,46	
Ferrailage	A <sub>v1</sub> [cm <sup>2</sup> /bande]		14,19	10,80	7,44	3,75
	A <sub>v2</sub> [cm <sup>2</sup> /bande]		4,73	3,60	2,48	1,25
	0,23%xBFt28/fe [cm <sup>2</sup> /bande]		1,76	1,78	1,79	1,63
	A <sub>2min</sub> =max(0,2%B;BFt28/400) [cm <sup>2</sup> /bande]		7,27	7,37	7,41	6,74
	A <sub>vj</sub> [cm <sup>2</sup> ]		7,27	12,41	13,69	15,42
	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +(A <sub>vj</sub> /4) [cm <sup>2</sup> /bande]		16,01	13,90	10,86	7,60
	A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +(A <sub>vj</sub> /4) [cm <sup>2</sup> /bande]		6,55	6,70	5,90	5,10
	A <sub>1</sub> adopté[cm <sup>2</sup> ]		18,10	18,10	18,10	18,10
	A <sub>2</sub> adopté[cm <sup>2</sup> ]		9,05	9,05	9,05	9,05
	Choix par bande	bande 1	2x8HA12	2x8HA12	2x8HA12	2x8HA12
		bande 2	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12
	Espacement	bande 1	10	10	10	10
		bande 2	20	20	20	20
	Ah=(Avt/4)/2:[cm <sup>2</sup> / L		6,7875	6,7875	6,7875	6,7875
(Ah)/ht: Choix par nappe/ml		8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	
Armatres transversales		4Epingles HA8/m2				
Verification des contraintes	ζ <sub>b</sub> =5MPa	ζ <sub>b</sub> [MPa ]	0,82	1,38	1,50	1,67
	ζ <sub>u</sub> =2,5MPa	ζ <sub>u</sub> [MPa ]	0,58	0,98	1,07	1,19
	σ <sub>bc</sub> = 15 [Mpa]	σ <sub>bc</sub> [Mpa]	2,15	2,03	1,37	0,80

Tableau V.2 : Ferrailage de voile longitudinal VL2.

	Zone		I	II	III	IV
Caracteristiques geometriques	L[m]		1,80	1,82	1,85	1,87
	e [m]		0,20	0,2	0,2	0,2
	B [m <sup>2</sup> ]		0,36	0,364	0,37	0,374
	I [m <sup>4</sup> ]		0,10	0,10	0,11	0,11
	h[m]		3,73	2,71	2,71	2,71
	V=V'=L/2		0,90	0,91	0,93	0,94
	Ns [KN]		707,39	674,53	468,75	202,92
	T [KN]		277,56	321,75	345,48	389,13
	σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		2590,00	510,00	570,00	610,00
	σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		-4380,00	-3210,00	-1980,00	-1230,00
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc [m]		0,67	0,25	0,41	0,62
	Lt [m]		1,13	1,57	1,44	1,25
	d[m]		0,57	0,79	0,72	0,63
	σ <sub>1</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		-2190,00	-1605,00	-990,00	-615,00
	N <sub>1</sub> [KN]		371,58	378,09	213,32	115,32
N <sub>2</sub> [KN]		123,86	126,03	71,11	38,44	
Ferrailage	A <sub>v1</sub> [cm <sup>2</sup> /bande]		10,68	10,86	6,13	3,31
	A <sub>v2</sub> [cm <sup>2</sup> /bande]		3,56	3,62	2,04	1,10
	0,23%xBFt28/fe [cm <sup>2</sup> /bande]		1,37	1,90	1,73	1,51
	A <sub>2min</sub> =max(0,2%B;BFt28/400) [cm <sup>2</sup> /bande]		5,66	7,85	7,18	6,25
	A <sub>vj</sub> [cm <sup>2</sup> ]		10,69	12,39	13,30	14,98
	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +(A <sub>vj</sub> /4) [cm <sup>2</sup> /bande]		13,35	13,96	9,46	7,06
	A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +(A <sub>vj</sub> /4) [cm <sup>2</sup> /bande]		6,23	6,72	5,37	4,85
	A <sub>1</sub> adopté[cm <sup>2</sup> ]		18,10	18,10	18,10	18,10
	A <sub>2</sub> adopté[cm <sup>2</sup> ]		9,05	9,05	9,05	9,05
	Choix par bande	bande 1	2x8HA12	2x8HA12	2x8HA12	2x8HA12
		bande 2	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12
	Espacement	bande 1	10	10	10	10
		bande 2	20	20	20	20
	Ah=(Avt/4)/2:[cm <sup>2</sup> / L		6,7875	6,7875	6,7875	6,7875
(Ah)/ht: Choix par nappe/ml		8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	
Armatres transversales		4Epingles HA8/m2				
Verification des contraintes	ζ <sub>b</sub> =5MPa	ζ <sub>b</sub> [MPa ]	1,20	1,38	1,45	1,62
	ζ <sub>u</sub> =2,5MPa	ζ <sub>u</sub> [MPa ]	0,86	0,98	1,04	1,16
	σ <sub>bc</sub> = 15 [Mpa]	σ <sub>bc</sub> [Mpa]	1,77	1,67	1,14	0,49

Tableau V.3 : Ferrailage de voile longitudinal VL3.

	Zone		I	II	III	IV
Caracteristiques geometriques	L[m]		2,60	2,65	2,70	2,75
	e [m]		0,20	0,2	0,2	0,2
	B [m <sup>2</sup> ]		0,52	0,53	0,54	0,55
	I [m <sup>4</sup> ]		0,29	0,31	0,33	0,35
	h[m]		3,73	2,71	2,71	2,71
	V=V'=L/2		1,30	1,33	1,35	1,38
	Ns [KN]		562,65	550,30	392,61	184,75
	T [KN]		783,83	279,84	239,82	260,39
	σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		2670,00	1170,00	550,00	600,00
	σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		-3610,00	-2640,00	-1020,00	-700,00
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc [m]		1,11	0,81	0,95	1,27
	Lt [m]		1,49	1,84	1,75	1,48
	d[m]		0,75	0,92	0,88	0,74
	σ <sub>1</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		-1805,00	-1320,00	-510,00	-350,00
	N <sub>1</sub> [KN]		404,66	363,57	134,19	77,74
	N <sub>2</sub> [KN]		134,89	121,19	44,73	25,91
Ferrailage	A <sub>v1</sub> [cm <sup>2</sup> /bande]		11,63	10,45	3,86	2,23
	A <sub>v2</sub> [cm <sup>2</sup> /bande]		3,88	3,48	1,29	0,74
	0,23%xBFt28/fe [cm <sup>2</sup> /bande]		1,80	2,22	2,12	1,79
	A <sub>2min</sub> =max(0,2%B;BFt28/400) [cm <sup>2</sup> /bande]		7,47	9,18	8,77	7,40
	A <sub>vj</sub> [cm <sup>2</sup> ]		30,18	10,77	9,23	10,03
	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +(A <sub>vj</sub> /4) [cm <sup>2</sup> /bande]		19,17	13,14	6,16	4,74
	A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +(A <sub>vj</sub> /4) [cm <sup>2</sup> /bande]		11,42	6,18	3,59	3,25
	A <sub>1</sub> adopté[cm <sup>2</sup> ]		24,63	18,10	18,10	18,10
	A <sub>2</sub> adopté[cm <sup>2</sup> ]		12,32	9,05	9,05	9,05
	Choix par bande	bande 1	2x8HA14	2x8HA12	2x8HA12	2x8HA12
		bande 2	2x4HA14	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12
	Espacement	bande 1	10	10	10	10
		bande 2	20	20	20	20
	Ah=(Avt/4)/2:[cm <sup>2</sup> ]/ L		9,2375	6,7875	6,7875	6,7875
	(Ah)/ht: Choix par nappe/ml		10HA12	8HA12	8HA12	8HA12
Armatures transversales		4Epingles HA8/m2				
Verification des contraintes	ζ <sub>b</sub> =5MPa	ζ <sub>b</sub> [MPa ]	2,34	0,82	0,69	0,74
	ζ <sub>u</sub> =2,5MPa	ζ <sub>u</sub> [MPa ]	1,67	0,59	0,49	0,53
	σ <sub>bc</sub> = 15 [Mpa]	σ <sub>bc</sub> [Mpa]	0,98	0,96	0,68	0,31

Tableau V.4 : Ferrailage de voile longitudinal VL4.

	Zone	I	II	III	IV	
Caracteristiques geometriques	L[m]	3,10	3,15	3,20	3,25	
	e [m]	0,20	0,2	0,2	0,2	
	B [m2]	0,62	0,63	0,64	0,65	
	I [m4]	0,50	0,52	0,55	0,57	
	h[m]	3,73	2,71	2,71	2,71	
	V=V'=L/2	1,55	1,58	1,60	1,63	
	Ns [KN]	904,82	868,72	602,02	276,75	
	T [KN]	461,68	365,21	247,46	251,69	
	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2960,00	2930,00	1100,00	370,00	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-5110,00	-4240,00	-1990,00	-700,00	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	Lc [m]	1,14	1,29	1,14	1,12	
	Lt [m]	1,96	1,86	2,06	2,13	
	d[m]	0,98	0,93	1,03	1,06	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-2555,00	-2120,00	-995,00	-350,00	
	N <sub>1</sub> [KN]	752,30	592,36	307,58	111,62	
	N <sub>2</sub> [KN]	250,77	197,45	102,53	37,21	
Ferrailage	A <sub>v1</sub> [cm <sup>2</sup> /bande]	21,62	17,76	8,84	3,21	
	A <sub>v2</sub> [cm <sup>2</sup> /bande]	7,21	5,67	2,95	1,07	
	0,23%xBFt28/fe [cm <sup>2</sup> /bande]	2,37	2,25	2,49	2,57	
	A <sub>2min</sub> =max(0,2%B;BFt28/400) [cm <sup>2</sup> /bande]	9,81	9,31	10,30	10,63	
	A <sub>vj</sub> [cm <sup>2</sup> ]	17,77	14,06	9,53	9,69	
	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +(A <sub>vj</sub> /4) [cm <sup>2</sup> /bande]	26,06	20,54	11,22	5,63	
	A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +(A <sub>vj</sub> /4) [cm <sup>2</sup> /bande]	11,65	9,19	5,33	3,49	
	A <sub>1</sub> adopté[cm <sup>2</sup> ]	32,17	24,63	18,10	18,10	
	A <sub>2</sub> adopté[cm <sup>2</sup> ]	16,08	12,32	9,05	9,05	
	Choix par bande	bande 1	2x8HA16	2x8HA14	2x8HA12	2x8HA12
		bande 2	2x4HA16	2x4HA14	2x4HA12	2x4HA12
	Espacement	bande 1	10	10	10	10
		bande 2	20	20	20	20
	Ah=(Avt/4)/2:[cm <sup>2</sup> / L		12,0625	9,2375	6,7875	6,7875
	(Ah)/ht: Choix par nappe/ml		8HA14	10HA12	8HA12	8HA12
Armatres transversales		4Epingles HA8/m2				
Verification des contraintes	$\zeta_b=5MPa$	$\zeta_b$ [MPa ]	1,16	0,9	0,60	0,60
	$\zeta_u=2,5MPa$	$\zeta_u$ [MPa ]	0,83	0,64	0,43	0,43
	$\sigma_{bc}= 15$ [Mpa]	$\sigma_{bc}$ [Mpa]	1,31	1,27	0,88	0,40

Tableau V.5 : Ferrailage de voile transversal VT1.

	Zone		I	II	III	IV
Caracteristiques geometriques	L[m]		3,10	3,15	3,20	3,25
	e [m]		0,20	0,2	0,2	0,2
	B [m2]		0,62	0,63	0,64	0,65
	I [m4]		0,50	0,52	0,55	0,57
	h[m]		3,73	2,71	2,71	2,71
	V=V'=L/2		1,55	1,58	1,60	1,63
	Ns [KN]		455,26	449,18	313,42	148,55
	T [KN]		395,27	257,29	165,73	220,37
	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		3110,00	2320,00	830,00	400,00
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-3950,00	-3160,00	-1440,00	-590,00
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc [m]		1,37	1,33	1,17	1,31
	Lt [m]		1,73	1,82	2,03	1,94
	d[m]		0,87	0,91	1,01	0,97
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-1975,00	-1580,00	-720,00	-295,00
	N <sub>1</sub> [KN]		513,82	430,49	219,24	85,71
N <sub>2</sub> [KN]		171,27	143,50	73,08	28,57	
Ferrailage	A <sub>v1</sub> [cm <sup>2</sup> /bande]		14,76	12,37	6,30	2,46
	A <sub>v2</sub> [cm <sup>2</sup> /bande]		4,92	4,12	2,10	0,82
	0,23%xBFt28/fe [cm <sup>2</sup> /bande]		2,09	2,19	2,45	2,34
	A <sub>2min</sub> =max(0,2%B;BFt28/400) [cm <sup>2</sup> /bande]		8,67	9,08	10,15	9,68
	A <sub>vj</sub> [cm <sup>2</sup> ]		15,22	9,91	6,38	8,48
	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +(A <sub>vj</sub> /4) [cm <sup>2</sup> /bande]		18,57	14,85	7,90	4,58
	A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +(A <sub>vj</sub> /4) [cm <sup>2</sup> /bande]		8,73	6,60	3,70	2,94
	A <sub>1</sub> adopté[cm <sup>2</sup> ]		24,63	18,10	18,10	18,10
	A <sub>2</sub> adopté[cm <sup>2</sup> ]		12,32	9,05	9,05	9,05
	Choix par bande	bande 1	2x8HA14	2x8HA12	2x8HA12	2x8HA12
		bande 2	2x4HA14	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12
	Espacement	bande 1	10	10	10	10
		bande 2	20	20	20	20
	Ah=(Avt/4)/2:[cm <sup>2</sup> / L		9,2375	6,7875	6,7875	6,7875
(Ah)/ht: Choix par nappe/ml		10HA12	8HA12	8HA12	8HA12	
Armatures transversales		4Epingles HA8/m2				
Verification des contraintes	$\zeta_b=5\text{MPa}$	$\zeta_b$ [MPa ]	0,99	0,64	0,40	0,53
	$\zeta_u=2,5\text{MPa}$	$\zeta_u$ [MPa ]	0,71	0,45	0,29	0,38
	$\sigma_{bc}= 15$ [Mpa]	$\sigma_{bc}$ [Mpa]	0,67	0,67	0,46	0,22

Tableau V.6 : Ferrailage de voile transversal VT2.

## V.7 Calcule du pourcentage de réduction

			Section adoptée (cm <sup>2</sup> )	Section réelle (cm <sup>2</sup> )
VL1	ZONE I	BANDE 1	2x8HA14 = 24,63	2X8HA16 = 32,17
		BANDE 2	2X4HA14 = 12,32	2X4HA16 = 16,08
		AH	10HA12 = 11,31	10HA14 = 15,39
	ZONE III	BANDE 1	2x8HA12 = 18,10	2x8HA14 = 24,63
		BANDE 2	2X4HA12 = 9,05	2X4HA14 = 12,32
		AH	10HA12 = 11,31	10HA14 = 15,39
VL2	ZONE I	BANDE 1	2X8HA12 = 18,10	2X8HA14 = 24,63
		BANDE 2	2X4HA12 = 9,05	2X4HA14 = 12,32
		AH	8HA12 = 9,05	8HA14 = 12,32
	ZONE IV	BANDE 1	2X8HA12 = 18,10	2X8HA14 = 24,63
		BANDE 2	2X4HA12 = 9,05	2X4HA14 = 12,32
		AH	8HA12 = 9,05	8HA14 = 12,32
VT1	ZONE I	BANDE 1	2X8HA16 = 32,17	2X8HA20 = 50,27
		BANDE 2	2X4HA16 = 16,08	2X4HA20 = 25,13
		AH	8HA14 = 12,32	8HA16 = 16,08
	ZONE III	BANDE 1	2X8HA12 = 18,10	2X8HA14 = 24,63
		BANDE 2	2X4HA12 = 9,05	2X4HA14 = 12,32
		AH	8HA12 = 9,05	8HA14 = 12,32
VT2	ZONE I	BANDE 1	2X8HA14 = 24,63	2X8HA16 = 32,17
		BANDE 2	2X4HA14 = 12,32	2X4HA16 = 16,08
		AH	10HA12 = 11,31	10HA14 = 15,39
	ZONE III	BANDE 1	2X8HA12 = 18,10	2X8HA12 = 24,63
		BANDE 2	2X4HA12 = 9,05	2X4HA12 = 12,32
		AH	8XHA12 = 9,05	8XHA12 = 12,32
			<b>SOMME = 340,35</b>	<b>SOMME = 468,18</b>

Tableau V.7 : Sections d'armatures réelles et adoptées des voiles

## Remarque

On remarque que les sections d'armatures réelles sont supérieures aux sections adoptées.

## Pourcentage de réduction r

$$Nr = 100 - \frac{340,35 \times 100}{468,18} = 27,30 \%$$

## VI.1 Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (Cas des semelles reposant sur le sol ou Cas des radiers), soit par l'intermédiaires d'autres organes (Cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort Normale : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant de l'action du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

La structure qu'on vérifié se repose sur un radier général donc dans ce chapitre nous allons étudier ce dernier.

## VI. 2 Etude du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation.
- Facilité de coffrage.

### VI. 2. 1: Pré dimensionnement du radier

#### 1) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$ )

#### 2) Selon la condition forfaitaire (sous poteaux) :

- **Tablier:** la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$h$  : épaisseur du radier

$L_{\max}$  : portée maximale

$$L_{\max} = 400 \text{ cm}$$

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{soit } h_d = 30 \text{ cm}$$

- **Nervure (poutre) :** la nervure du radier doit avoir une hauteur  $h_n$  égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = 40 \text{ cm} \quad \implies \text{soit } h_n = 60 \text{ cm}$$

- 3) **Selon la condition forfaitaire (Sous voiles) :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{400}{8} \leq h \leq \frac{400}{5} \quad \implies \quad 50 \leq h \leq 80 \quad \text{On prend : } h=70\text{cm}$$

- 4) **Condition de la longueur élastique ( $L_e$ )**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left[ \frac{2}{\pi} \times L_{\max} \right]^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K= 40$  MPa pour un sol moyen.

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E_{vj} = E$  : Module de déformation

longitudinale déferée.  $E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$ .

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

$$\text{Soit : } h \geq \sqrt[3]{\left[ \frac{2}{\pi} \times 4 \right]^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,87}} = 0,78 \text{ m} \quad \text{On prend } h = 90 \text{ cm}$$

- **Largeur de la nervure.**

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } h_n = 60 \text{ cm} \quad \text{et} \quad 0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n$$

$$\implies \quad 36 \text{ cm} \leq b_n \leq 63\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{soit } b_n = 50\text{cm}.$$

- **Dalle flottante :**

$$\frac{1}{50} \leq \frac{h_t}{L_{\max}} \leq \frac{1}{40}$$

$$L_{\max} = 400 \text{ cm}$$

$$\frac{400}{50} \leq h_t \leq \frac{400}{40} \quad \longrightarrow \quad 8\text{cm} \leq h_t \leq 10 \text{ cm} \quad \text{On prend : } h_t = 10 \text{ cm}$$

## Conclusion

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- $h_n = 90 \text{ cm} \rightarrow$  Hauteur de la nervure.
- $h_d = 30 \text{ cm} \rightarrow$  Hauteur de la dalle.
- $b_n = 50 \text{ cm} \rightarrow$  Largeur de la nervure.
- $h_t = 10 \text{ cm} \rightarrow$  Hauteur de la dalle flottante

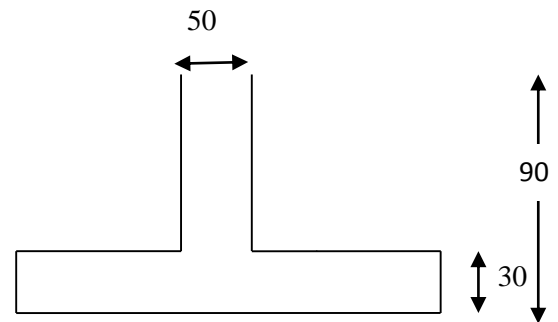


Figure VI. 1 : Schéma du radier

### VI. 2. 2 Détermination des efforts :

-Charge permanente :  $G = 15947,35 \text{ KN}$

-Charge d'exploitation :  $Q = 5229,85 \text{ KN}$

### Combinaison d'actions

À l'ELU :  $N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 37518,55 \text{ KN.}$

À l'ELS :  $N_s = G + Q = 27072,20 \text{ KN.}$

### VI. 2. 3 Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{37518,55}{1.33 \times 200} = 141,04 \text{ m}^2 \\ \text{ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{27072,20}{200} = 135,361 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

$$S_{\text{radier}} = \text{Max} ( S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} ) = 141,04 \text{ m}^2$$

$$\implies S_{\text{bat}} = 275 \text{ m}^2 \geq \text{Max} ( S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} ) = 141,04 \text{ m}^2.$$

### Remarque

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max \left( \frac{h_{\text{ner}}}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \left( \frac{90}{2} ; 30 \right) = 45 \text{ cm.}$$

On opte pour :  $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm.}$

$$S_{\text{débort}} = [19 \times 0,5 + 17 \times 0,5] \times 2 = 36 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 275 + 36 = 311 \text{ m}^2.$$

## VI. 2. 4 Calcul des sollicitations à la base du radier :

### Charges permanentes :

Poids de bâtiment :  $G = 15947,35$  KN

- **Poids de radier :**

$G =$  Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

- **Poids de la dalle :**

$$P_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \gamma_b$$

$$P_{dalle} = (311 \times 0,3) \times 25 = 2332,5 \text{ KN.}$$

- **Poids des nervures :**

$$S_{nerv} = (0,6 \times 19 \times 4) + (0,6 \times 11 \times 2) + (0,6 \times 17 \times 4) + (0,6 \times 11 \times 2) = 105,6 \text{ m}^2$$

$$P_{nerv} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \gamma_b$$

$$P_n = (0,35 \times 0,6 \times 19 \times 4 \times 25) + (0,35 \times 0,6 \times 11 \times 2 \times 25) + (0,35 \times 0,6 \times 17 \times 4 \times 25) + (0,35 \times 0,6 \times 11 \times 2 \times 25) = 987 \text{ KN}$$

- **Poids de ( T.V.O) :**

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

$$= (311 - 105,6) \times (0,9 - 0,3) \times 17 = 2095,08 \text{ KN.}$$

- **poids de la dalle flottante:**

$$P_{dalle \text{ flottante}} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot e_p \cdot \rho_b$$

$$P_{dalle \text{ flottante}} = (311 - 105,6) \times 0,1 \times 25 = 513,55 \text{ KN.}$$

D'ou le poids du radier est:  $G_{rad} = 5928,13$  KN.

### Surcharges d'exploitations:

Surcharge de bâtiment :  $Q = 5229,85$  KN

Surcharge du radier :  $Q = 2,5 \times S_{rad} = 2,5 \times 311 = 1244$  KN

- **Poids total de la structure :**

$G_{tot} =$  poids du radier + poids de la structure

$$G_{tot} = 5928,13 + 15947,35 = 21875,48 \text{ KN.}$$

$Q_{tot} =$  surcharge du radier + surcharge de la structure

$$Q_{tot} = 1244 + 5229,85 = 6473,85 \text{ KN.}$$

**Combinaison d'actions:**

$$\text{A l'ELU: } N_{u\text{total}} = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 39242,67 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS: } N_{S\text{total}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 28349,33 \text{ KN}$$

**VI. 2. 5 Vérifications :****1) Vérification de la contrainte de cisaillement :( BAEL91/Art A.5.1.211)**

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0.9 h_d = 0.9 \times 0.3 = 0.27 \text{ m.}$$

$$T_u = q_u \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{b N_{u\text{tot}}}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{39242,67 \times 1}{311} \times \frac{4,00}{2} = 252,36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b d} = \frac{252,36}{0.27 \times 1} = 934,67 \text{ KN/m}^2 = 0,93 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau} = \min \left( \frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,93 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

**2) Vérification à l'effort sous pression :**

$$P \geq \alpha S_{\text{rad}} \times \gamma \times Z$$

P : poids total à la base du radier.

Z : profondeur de l'infrastructure Z = 0,9 m

$\alpha$  : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement  $\alpha = 1.5$

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ )

$$P = G_t = 21875,48 \text{ KN}$$

$$\alpha \times S_{\text{rad}} \times \gamma \times Z = 1.5 \times 311 \times 10 \times 0,9 = 4198,5 \text{ KN}$$

$$P = 21875,48 \geq (\alpha \times S_{\text{rad}} \times \gamma \times Z) = 4198,5 \text{ KN} \implies \text{(condition vérifiée).}$$

Pas de risque de soulèvement de la structure.

**3) Vérification au poinçonnement :**

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c h x f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou pour le voile.

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau.

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m)

➤ **Calcul du périmètre utile  $\mu_c$  :**

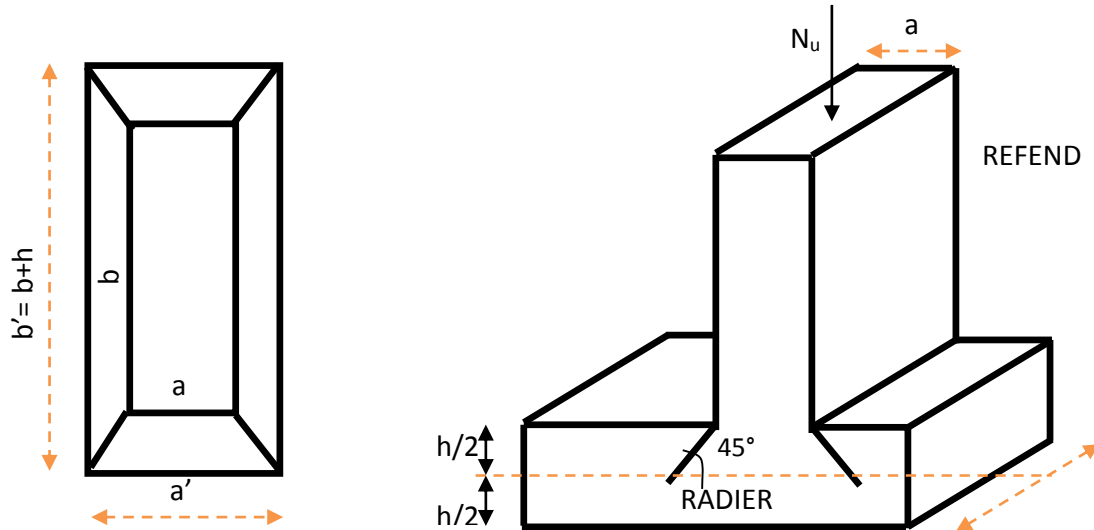


Figure VI. 2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

**Calcul du périmètre utile  $\mu_c$  :**

• **Poteaux :**

$$\mu = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times [0,4 + 0,4 + (2 \times 0,9)] = 5,2 \text{ m}$$

$$N_u = 1033,89 \text{ KN} \quad \text{l'effort normal maximum}$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h x f_{c28}}{\gamma_b} = \left( \frac{0,045 \times 5,2 \times 0,9 \times 25000}{1,5} \right) = 3510 \text{ KN}$$

$$N_u = 1033,89 \text{ KN} < 3510 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Voile :**

$$\mu = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0,2 + 1 + (2 \times 0,9)) = 6 \text{ m}$$

$$N_u = 1373,69 \text{ KN} \quad \text{l'effort normal maximum}$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times 6 \times 0,9 \times 25000}{1,5} = 4050 \text{ KN}$$

$$N_u = 1373,69 \text{ KN} < 4050 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### 4) Vérification de la contrainte en situation accidentelle :

Les efforts des combinaisons accidentelles tirées de ROBOT sont :

$$M^x = 13532.65 \text{ KN.m}$$

$$M^y = 12175.63 \text{ KN.m}$$

##### ➤ Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = \frac{(19 \times 11 \times 9,5) + (11 \times 6 \times 9,5)}{(19 \times 11 + 11 \times 6)} = 9,5 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = \frac{(19 \times 11 \times 5,5) + (11 \times 6 \times 14)}{(19 \times 11 + 11 \times 6)} = 7.54 \text{ m}$$

Avec :  $S_i$  : Aire du panneau considéré.

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

##### ➤ Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{h b^3}{12} = 7760.92 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h b^3}{12} = 9684.92 \text{ m}^4$$

#### C) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) du aux charges verticales,  $G + Q$  ou  $0.8G$
- Moment de renversement (M) du au séisme  $M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0),h}$

Avec :  $M_{j(k=0)}$  : Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(k=0)}$  : Effort tranchant à la base

$h$  : profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

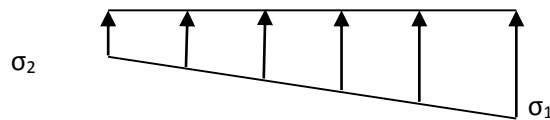


Figure VI. 3 : Diagramme des contraintes

Ainsi on doit vérifier que :

- A l'ELU:  $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol}$  (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)
- A l'ELS:  $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

**Avec :**

$$\sigma_1 ; \sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_j}{I} V$$

- **A'ELU :**

**Sens longitudinal : (Sens XX)**

$$N_u = 39242.67 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{39242.67}{311} + \frac{13532.56}{9684.92} \times 9.5 = 139,46 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{39242.67}{311} - \frac{13532.56}{9684.92} \times 9.5 = 112,91 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 132,82 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 132,82 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Sens transversal : (Sens y-y)**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{39242.67}{311} + \frac{12175.63}{7760.92} \times 7,54 = 138,01 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{39242.67}{311} - \frac{12175.63}{7760.92} \times 7,54 = 114,35 \text{ KN/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 132,10 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 132,10 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **A'ELS**

**Sens longitudinal : (Sens XX)**

$$N_s = 59652,29 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{28349.33}{311} + \frac{13532.56}{9684.92} \times 9.5 = 104.43 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{28349.33}{311} - \frac{13532.56}{9684.92} \times 9.5 = 77.88 \text{ KN/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 97.79 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 97.79 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Sens transversal : (Sens y-y)**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{28349.33}{311} + \frac{12175.63}{7760.92} \times 7.54 = 102.98 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{28349.33}{311} - \frac{12175.63}{7760.92} \times 7,54 = 79.34 \text{ KN/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 97.07 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 97.07 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :** Toutes les contraintes sont vérifiées.

### VI. 3 Ferrailage du radier :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 99.

#### VI. 3. 1 Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 cotés :

On distingue deux cas :

**1<sup>er</sup> Cas :** Si  $\alpha < 0,4$  → La dalle travaille dans un seul sens (La flexion longitudinale est négligeable).

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} ; \quad M_{oy} = 0$$

**2<sup>eme</sup> Cas :** Si  $0,4 < \alpha \leq 1$  → Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée : } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée : } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec : } \left( L_x < L_y \right)$$

#### Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

### VI. 3. 2 Identification du panneau le plus sollicité :

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_M^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol

**A l'ELU :** La contrainte moyenne max :  $\sigma_m = 132.82 \text{ KN / m}^2$

$$q_{um} = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (132.82 - \frac{5928.13}{311}) \times 1 \text{ m} = 113.76 \text{ KN/ml.}$$

**A l'ELS :** La contrainte moyenne max :  $\sigma_m = 97.79 \text{ KN / m}^2$

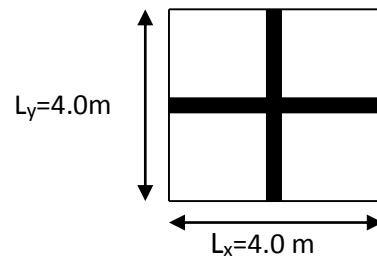
$$q_{sm} = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (97.79 - \frac{5928.13}{311}) \times 1 \text{ m} = 78.73 \text{ KN/ml.}$$

**Calcul à l'ELU :**

Calcul des moments  $M_x$ ,  $M_y$

$$v=0; \quad \rho = \frac{4.00}{4.00} = 1$$

$$\Rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0368 \\ U_y = 1,00 \end{cases}$$



**Moment isostatiques :**

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_{ox} = 0,0368 \times 113.76 \times 4,0^2 = 66.98 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 1,00 \times 66.98 = 66.98 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (-0.3) aux appuis et de (0.85) en travée.

$$\text{Moments sur appuis : } \begin{cases} M_{ax} = (-0.3) \times 66.98 = 20.09 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{ay} = (-0.3) \times 66.98 = 20.09 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travées : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times 66.98 = 56.93 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{ty} = 0.85 \times 66.98 = 56.93 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

**1) Ferrailage à ELU :****• Sens longitudinale :****Aux appuis :**

$$\mu_{ap} = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{20.09 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,17} = 0,02 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,020 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,990$$

$$A_x^a = \frac{M_{ux}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{20.09 \times 10^3}{0,990 \times 27 \times 348} = 2.16 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **5HA12**  $\Rightarrow A_{ad}^x = 5.65 \text{ cm}^2$ , Avec **S<sub>t</sub> = 20 cm.**

**En travées :**

$$\mu = \frac{M_{ux}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{56.93 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.17} = 0,055 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,054 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9715$$

$$A_x^t = \frac{M_{ux}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{56.93 \times 10^3}{0,9715 \times 27 \times 348} = 6.24 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **7HA12**  $\Rightarrow A_{ad}^x = 7.92 \text{ cm}^2$ , Avec **S<sub>t</sub> = 15 cm.**

**• Sens transversale :****Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{20.09 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,17} = 0,02 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,02 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,990$$

$$A_y^a = \frac{M_{uy}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{20.09 \times 10^3}{0,990 \times 27 \times 348} = 2.16 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **5HA12**  $\Rightarrow A_{ad}^x = 5.65 \text{ cm}^2$ , Avec **S<sub>t</sub> = 20cm.**

**En travées :**

$$\mu = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{56.93 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.17} = \mathbf{0,055} < \mu_{id} = \mathbf{0,392}$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = \mathbf{0,055} \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = \mathbf{0,9715}$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{109,17 \times 10^3}{0,9715 \times 27 \times 348} = \mathbf{6,24 \text{ cm}^2}$$

On opte pour une section d'armature **7HA12**  $\Rightarrow A_{ad}^x = \mathbf{7,92 \text{ cm}^2}$ , Avec **S<sub>t</sub> = 15 cm**.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	zone	M (KN.m)	$\mu$	$\beta$	ferraillage	S <sub>t</sub> (cm)	Section (cm <sup>2</sup> )
Longitudinal	Aux appuis	20.09	0,020	0,990	<b>5HA12</b>	20	5.65
	En travée	20.09	0,055	0,9715	<b>7HA12</b>	15	7.92
Transversal	Aux appuis	20.09	0,020	0,990	<b>5HA12</b>	20	5.65
	En travée	20.09	0,055	0,9715	<b>7HA12</b>	15	7.92

**Tableau VI. 1:** Récapitulatif des résultats dans les deux sens.

## 2) Vérification à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité du béton de la section minimal (Art B.7.4 BAEL 91 modifiée 99).**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \implies A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = \mathbf{3,26 \text{ cm}^2}$$

### • Ferrailage minimal :

**Aux appuis**

$$A_{ad}^x = \mathbf{5,65 \text{ cm}^2} > A_{\min} = \mathbf{3,26 \text{ cm}^2} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{ad}^y = \mathbf{5,65 \text{ cm}^2} > A_{\min} = \mathbf{3,26 \text{ cm}^2} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**En travée :**

$$A_{ad}^x = 7.92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{ad}^y = 7.92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Avec :

$$A_{min}^x = \omega_0 b h \frac{3 - Lx / Ly}{2} \Rightarrow \omega_0 = 0,0008 \text{ pour HA Fe 400}$$

$$A_{min}^y = \omega_0 b h$$

**B) Espacement (Art A8.2 242 BAEL 91) :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Direction la plus sollicitée (sens xx) :  $St = 20 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

Direction la moins sollicitée (sens yy) :  $St = 15 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ .

**Conclusion :** la condition est vérifiée dans les deux sens

**3) Vérification à l'ELS :**

**Evaluation des moments  $M_x$ ;  $M_y$  :**

$$q_s = 97.79 \text{ KN}$$

$$\vartheta = 0,2 ; \quad \rho = 1.00 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0442 \\ \mu_y = 1.00 \end{array} \right.$$

• **Sens longitudinal :**

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_0^x = 0,0442 \times 97.79 \times 4,00^2 = \mathbf{69.16 \text{ KN m.}}$$

- **Moment aux appuis :**  $M_a^x = 0,5 \times 69.16 = \mathbf{34.58 \text{ KN m.}}$

- **Moment en travées :**  $M_t^x = 0,85 \times 69.16 = \mathbf{58.79 \text{ KN m.}}$

• **Sens transversal :**

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

$$M_0^y = 1.00 \times 69.16 = \mathbf{69.16 \text{ KN m.}}$$

- **Moment aux appuis :**  $M_a^y = 0,5 \times 69.16 = \mathbf{34.58 \text{ KN m.}}$

- **Moment en travées :**  $M_t^y = 0,85 \times 69.16 = \mathbf{58.79 \text{ KN m.}}$

### Vérification des contraintes dans le béton (Sens x-x)

La contrainte de compression dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée

Vérification de la condition suivante:  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$\text{On a : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd}$$

Sens	Zone	Ms	A(ELU)	$\rho_1$	K1	B	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
X- X	Appuis	34.58	5.65	0.209	52.88	0.9263	244.72	4.62	15	vérifié
	Travée	58.79	7.92	0.293	43.67	0.9148	300.53	6.88	15	Vérifié
Y- Y	Appuis	34.58	5.65	0.209	52.88	0.9263	378,32	4.62	15	Vérifié
	Travée	58.79	7.92	0.293	43.67	0.9148	268,37	6.88	15	vérifié

Tableau VI. 2 : Vérification de la contrainte dans le béton .

#### VI. 4 Ferrailage du débord :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur 0,50 m, encastré d'un côté et libre de l'autre, soumis à une charge uniformément répartie.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

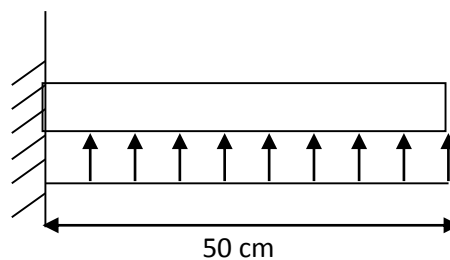


Figure VI. 4 : Schéma statique du

#### Remarque:

Avant de passer au ferrailage il faut vérifier si ce que on a une console courte (Annexe E.6 BAEL99).

Pour la vérification que:  $d > l$  ou  $d > 2a$

$l$  : longueur de la console

**a** : distance du point d'application de la résultante de la charge au nu de la section d'encastrement.

**d** : hauteur utile.

$$d = 27\text{cm} < l = 50\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

On ferraille la console comme suit :

#### VI. 4. 1 Sollicitation de calcul :

- A l'ELU :  $q_{um} = 113.76 \text{ KN/ml.}$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{113.76 \times 0.5^2}{2} = 14.22 \text{ KN.m}$$

#### VI. 4. 2 Calcul des armatures :

##### a) Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m}$$

On ferraille comme suit :

	M(KN.m))	Acal (cm <sup>2</sup> )	Add (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
ELU	14.22	1.52	4.52	4HA12

**Tableau VI. 3 : Ferrailage de débord**

Vu que les armatures du débord sont inférieure à celle du tablier ; et pour une meilleur disposition les armatures du tablier vont être prolongées.

Donc on opte pour le même ferrailage dans les deux sens

#### VI. 4. 3 Vérification à l'ELU :

- **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_U = 4.51 \text{ cm}^2 > 3.26 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On adopte pour : 4 HA12} = 4.52 \text{ cm}^2, \text{ St} = 10\text{cm.}$$

**Remarque :**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

**VI. 5 Ferrailage de la nervure****Calcul des moments dans le sens longitudinal :**

$$b = 50 \text{ cm} \quad h = 90 \text{ cm} \quad d = 87 \text{ cm}$$

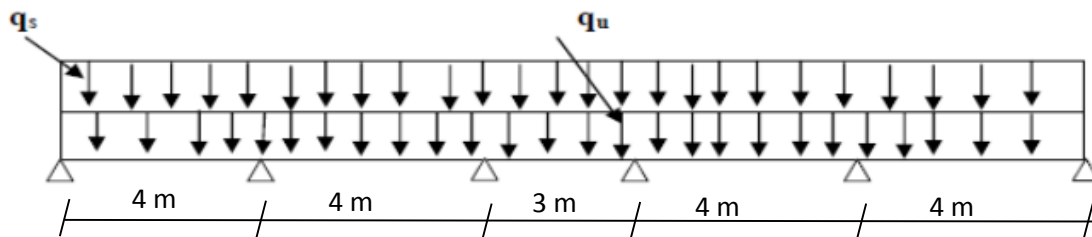
$$q_u = 113.76 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 97.79 \text{ KN/m}$$

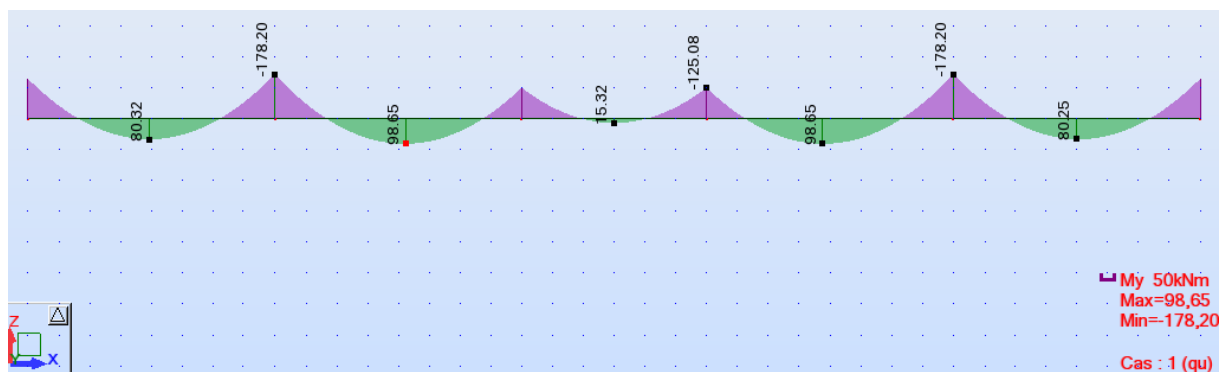
**Détermination des sollicitations :**

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ROBOT

- **Sens longitudinal :**



**Figure VI. 5 Schéma statique de la nervure (sens longitudinal)**



**Figure VI. 6 Diagramme des moments à l'ELU**

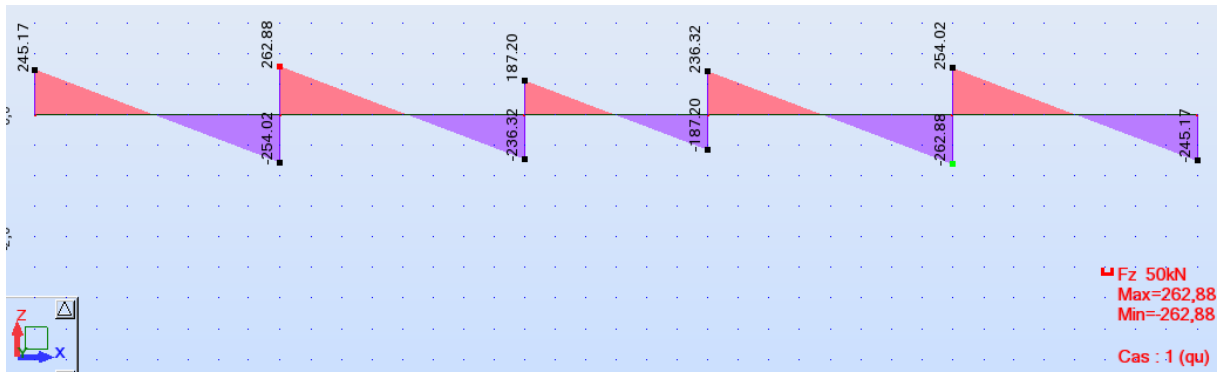


Figure VI. 7 Diagramme des efforts tranchant a l'ELU

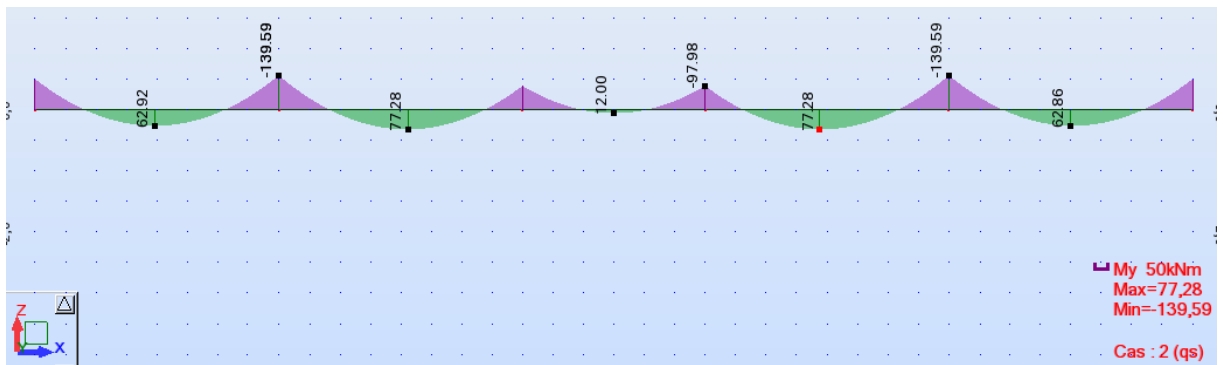


Figure VI. 8 Diagramme des moments à l'ELS

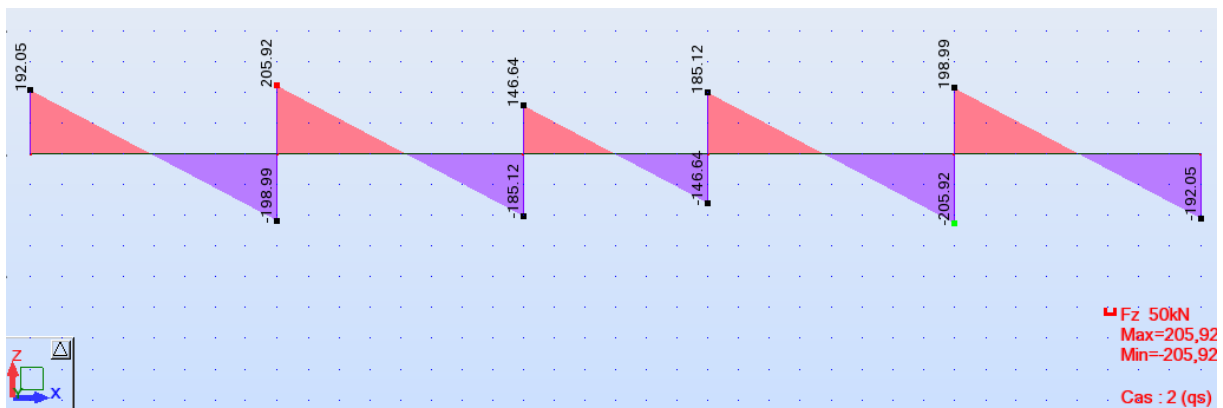


Figure VI. 9 Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

- Sens transversale :

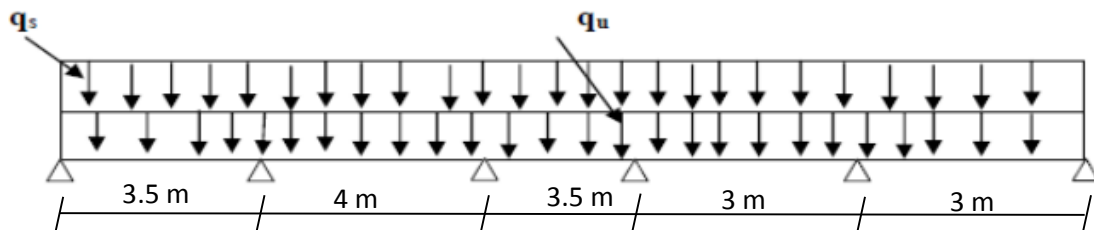


Figure VI. 10 Schéma statique de la nervure (sens transversal)

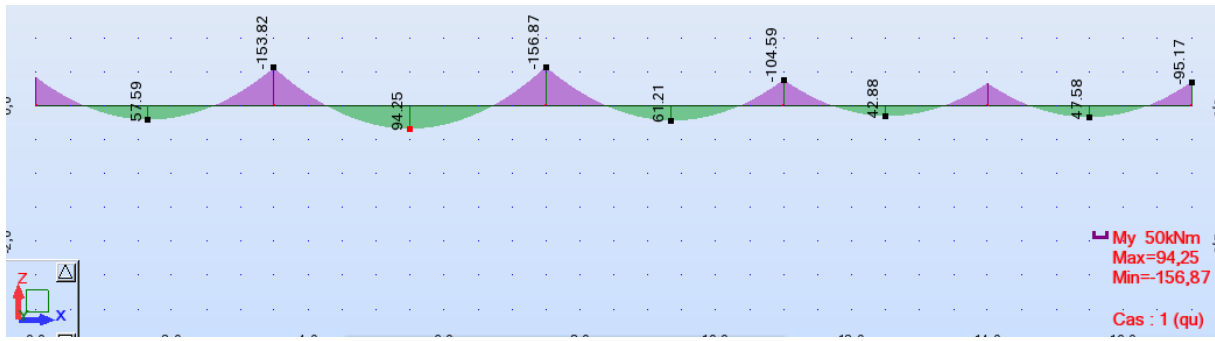


Figure VI. 11 Diagramme des moments à l'ELU

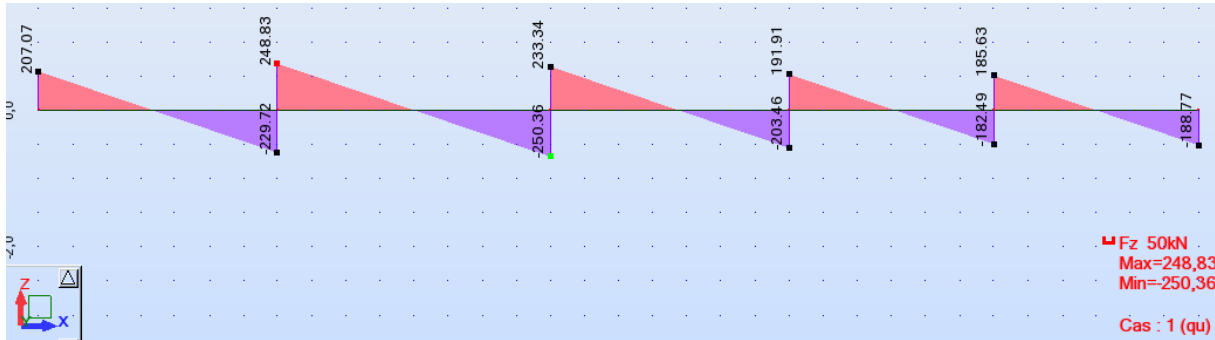


Figure VI. 12 Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

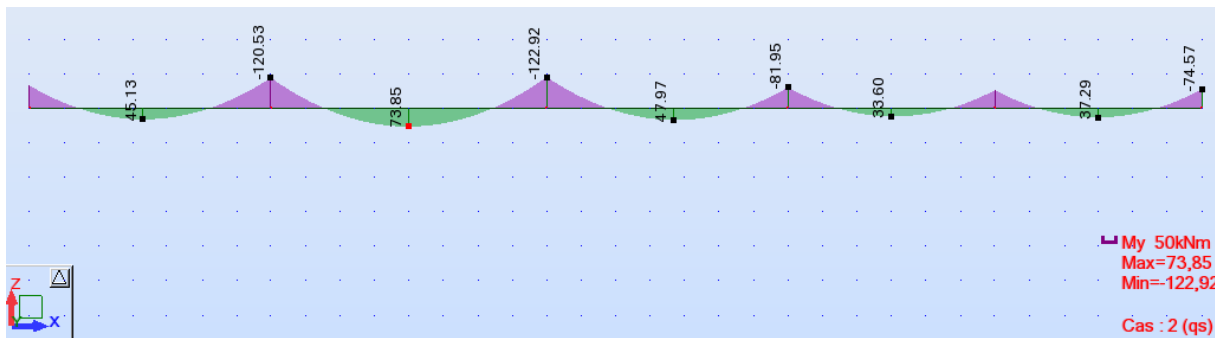


Figure VI. 13 Diagramme des moments à l'ELS



Figure VI. 14 Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

	sens longitudinal		sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
<b>M<sub>a max</sub> (KN.m)</b>	-178.20	-139.58	-156.87	-122.92
<b>M<sub>t max</sub> (KN.m)</b>	98.65	77.28	94.25	73.85
<b>T<sub>max</sub> (KN)</b>	262.82	205.92	250.36	196.18

Tableau VI. 4 Récapitulatif des efforts à l'ELU et à l'ELS

D'après le tableau on a :

$$M_{t \max} = 98.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \max} = -178.20 \text{ KN.m}$$

**Moment aux appuis ;**

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{178.20 \times 10^3}{50 \times (87)^2 \times 14,17} = 0,033 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,033 \rightarrow \beta = 0,9845$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_{st}} = \frac{178.20 \times 10^3}{0,9845 \times 87 \times 348} = 5.98 \text{ cm}^2$$

Soit **2 x4 HA12 = 9.05 cm<sup>2</sup>** Avec un espacement de **15[cm]** entre les barres.

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{98.65 \times 10^3}{50 \times (87)^2 \times 14,17} = 0,018 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,018 \rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{98.65 \times 10^3}{0,991 \times 87 \times 348} = 3.29 \text{ cm}^2$$

Soit **2 x 4HA10 = 6.28 cm<sup>2</sup>** Avec un espacement de **[15cm]** entre les barres

La section calculée  $SA = 9.27 \text{ cm}^2$  est inférieure à la section minimale de ferrailage des nervures  $SA = 0.005 \times 90 \times 50 = 22.5 \text{ cm}^2$  on prendra  $2 \times 8 \text{ HA14} = 24.63 \text{ cm}^2$

On prendra  $2 \times 4 \text{ HA14}$  sur appuis et  $2 \times 4 \text{ HA14}$  en travée

- **Armatures transversales :**

$$\phi \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.67 \text{ mm}.$$

Soit  $\phi = 8mm$ ,

On prend 2 cadres de  $\phi = 8mm$ .

- **Espacement des armatures :**

**En zone nodale**  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = \left(\frac{90}{4}; 12 \times 1,4\right) = 16,8cm$

On opte pour  $S_t = 10cm$

**En zone courante :**  $S_t \leq \frac{h}{4} = 22,5 cm$

On opte pour  $S_t = 15cm$

- **Vérification à l'ELU :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 50 \times 87 \times 2,1}{400} = 5,25cm^2$$

$$A_a = 9,05 cm^2 > A_{\min} = 5,86cm^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 6,28 cm^2 > A_{\min} = 5,86cm^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\} = 2,5MPa$$

Avec :  $T_{u\max} = 262,82 KN$

$$\tau_u = 0,60MPa < \overline{\tau_u} = 2,5MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification à l'ELS :**

On se disposera de cette vérification si cette inéquation est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

**Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{178,20}{139,59} = 1,28 \Rightarrow \mu = 0,019 \rightarrow \alpha = 0,0234$$

$$\alpha = 0,0234 < \frac{1,28 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,39 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{98,65}{77,28} = 1,28 \Rightarrow \mu = 0,019 \rightarrow \alpha = 0,0234$$

$$\alpha = 0,0234 < \frac{1,28-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,39 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

La condition  $\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS.

On tenant compte du RPA, on utilise les armatures de peau suivantes :

**02** barres de  $\Phi 12$  avec des épingles  $\Phi 8$  comme le montre le schéma de ferrailage des nervures.

**VI. 6** Calcule du pourcentage de réduction :

Eléments	Sens		Section adoptée (cm <sup>2</sup> )	Section réelle (cm <sup>2</sup> )
Tablier	Longitudinal	Appui	5HA12 =5.65	5HA14 =7.70
		Travée	7HA12=7.92	7HA14= 10.78
	Transversal	Appui	5HA12 =5.65	5HA14 =7.70
		Travée	7HA12=7.92	7HA14= 10.78
Nervure	Longitudinal	Appui	2x4HA14 = 12.32	2x4HA16 = 16.08
		Travée	2X4HA14= 12.32	2X4HA16= 16.08
	Transversal	Appui	2X14HA14 = 12.32	2x4HA16 = 16.08
		Travée	2X14HA14= 12.32	2X4HA16= 16.08
Débord			4HA12 = 4.52	4HA14 = 6.16
			<b>SOMME = 86.59</b>	<b>SOMME =107.44</b>

**Tableau VI. 5 : Section d'armatures réelles et adoptées du radier général**

Le pourcentage de réduction r :

$$r = [(107.44 - 86.59) / 107.44] \times 100 = 19.41 \%$$



## **Conclusion générale**

Les vérifications que nous avons mené dans le cadre de ce projet nous ont permis de mettre en applications les connaissances et compétences théoriques acquises lors de notre formation.

Grace à ce projet on a appris les différentes techniques de vérifications, les règlements et les concepts du domaine du génie civil et aussi les méthodes de modélisation et de vérification des structures tout en pratiquant des logiciel sur outil informatique tels que Robot bâtiment, Robot Expert et Socotec.

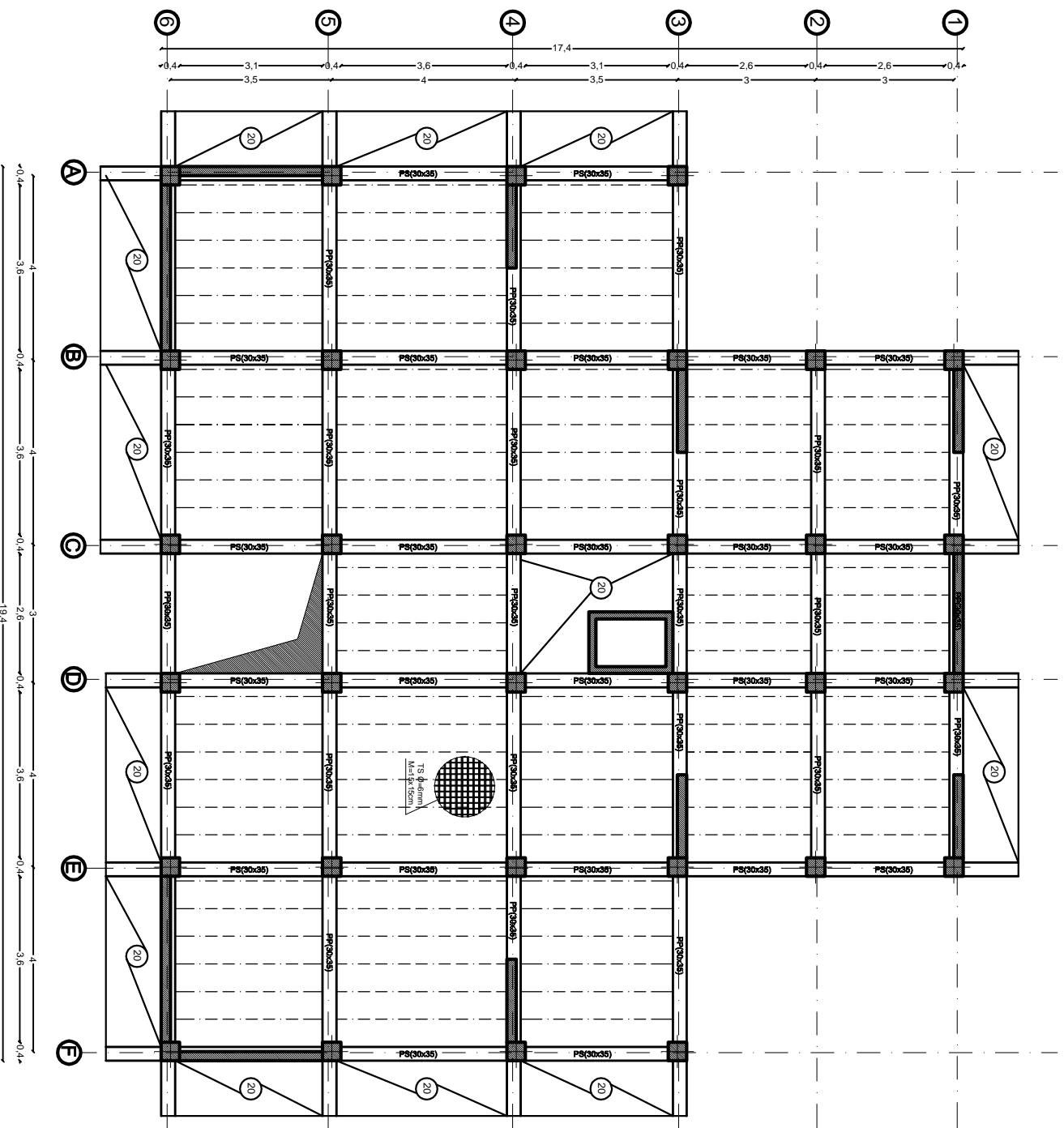
Les vérifications que nous avons mené nous ont donné des résultats différent par rapport à la structure que nous avons vérifié, en effet ce qui a attiré beaucoup plus notre attention c'est le ferrailage des éléments. Nous avons remarqué que les sections d'armatures que nous avons obtenues sont inférieures à celles de la structure existante. En notant bien que toutes les exigences du RPA 99 version 2003 et du BAEL 91 modifié 99 sont vérifiées avec les sections d'armatures que nous avons obtenues.

Ces vérification nous ont permis d'enregistrer des pourcentages de réductions dans tous les éléments que nous avons ferrailé.

Ces pourcentages sont de 29.38 % pour les poteaux, 25.11 % pour les poutres, 27.30 % pour les voiles et 19.41 % pour le radier.

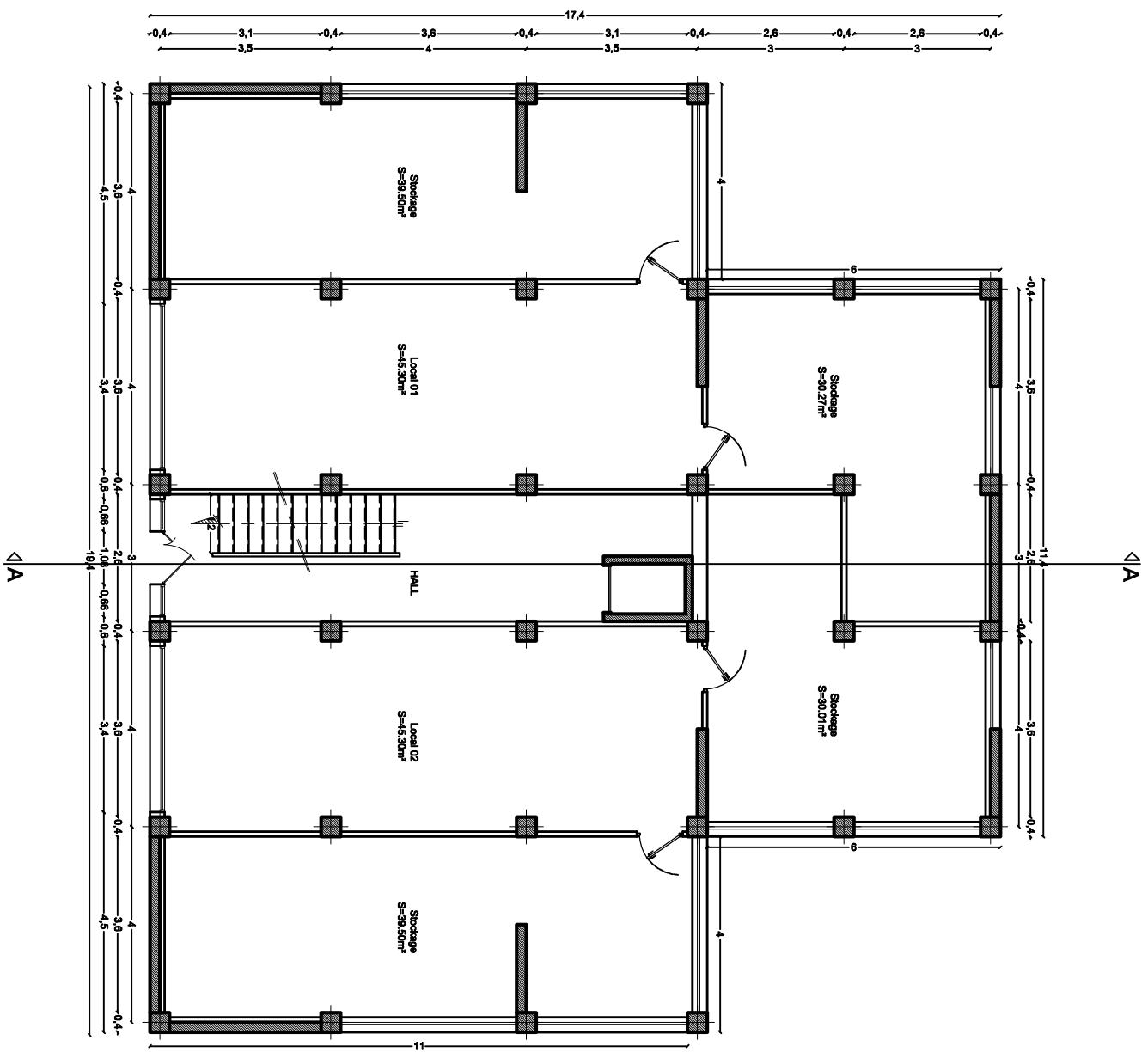
Et cette réduction d'armatures rentre dans le cadre de l'économie de la construction ce qui est important dans ce domaine du génie civil en effet, un ingénieur compétant doit satisfaire résistance, durabilité et économie.

Les inconvénients des structures construites sans calculs et vérifications ne sont pas uniquement dans le coté économique car ces derniers peuvent mener jusqu'à la ruine de ces structures.



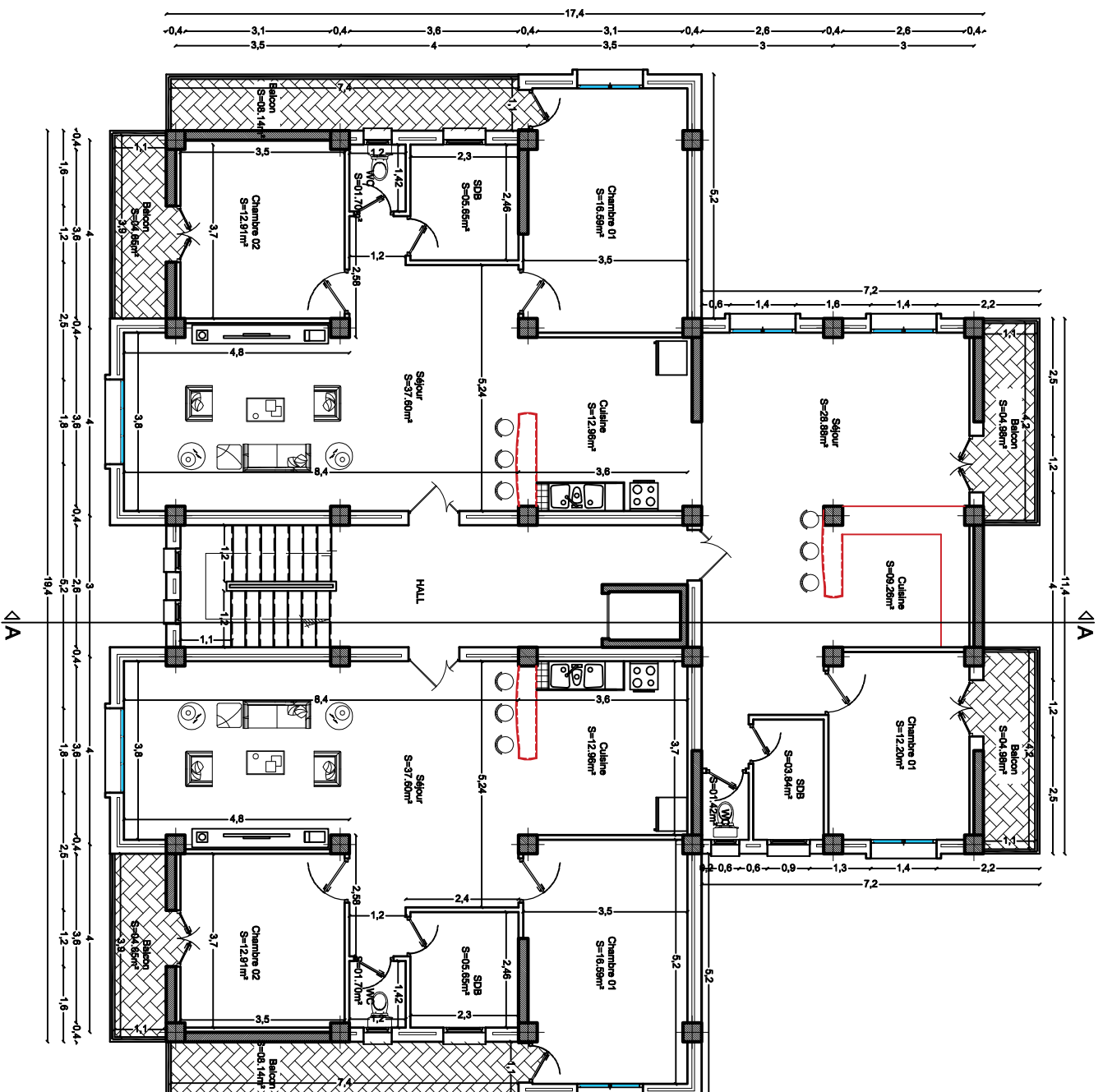
**PLAN DE COFFRAGE du Niv=+4.08m au 28.56m**

**Ech: 1/100**



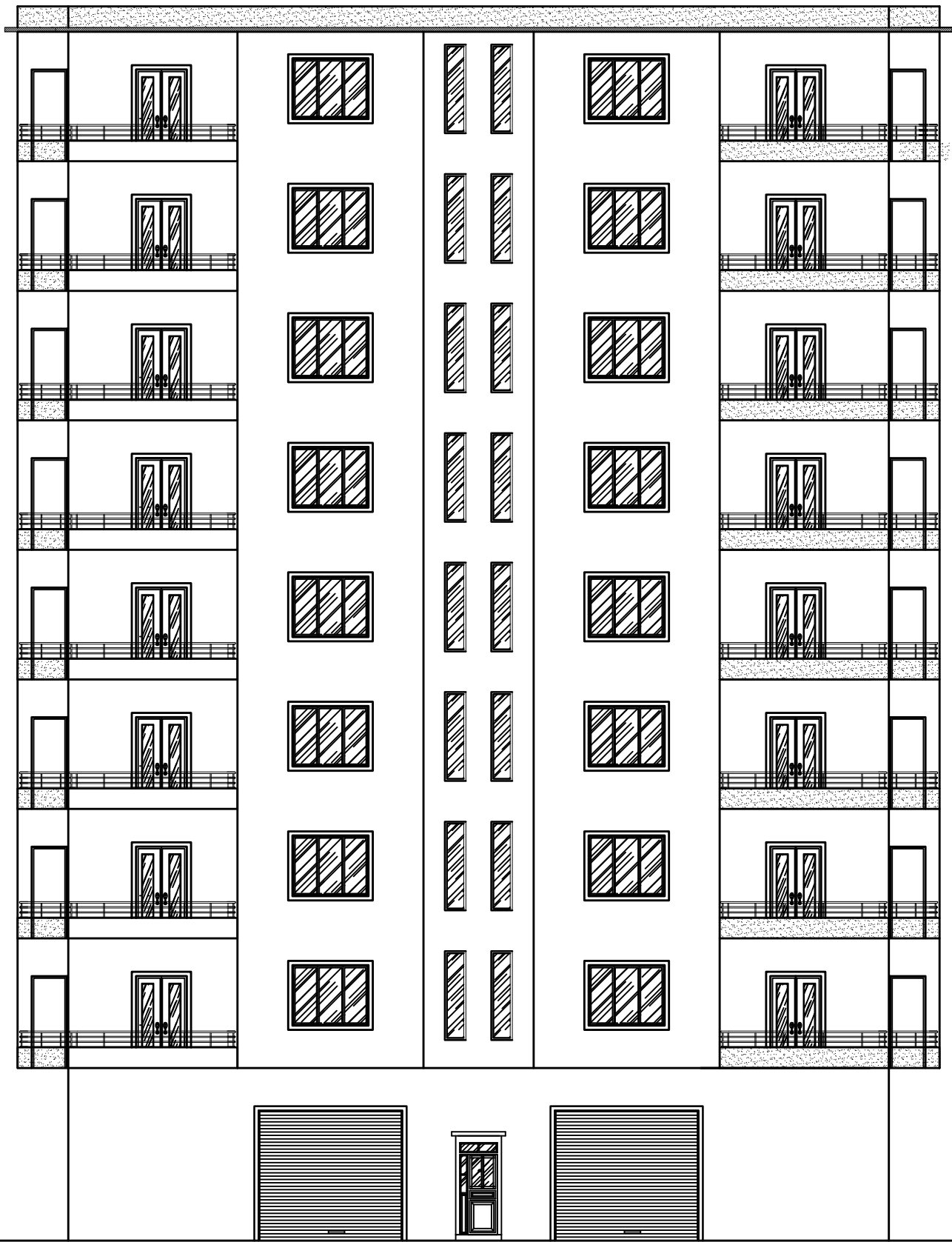
PLAN DU RDC

Ech: 1/100



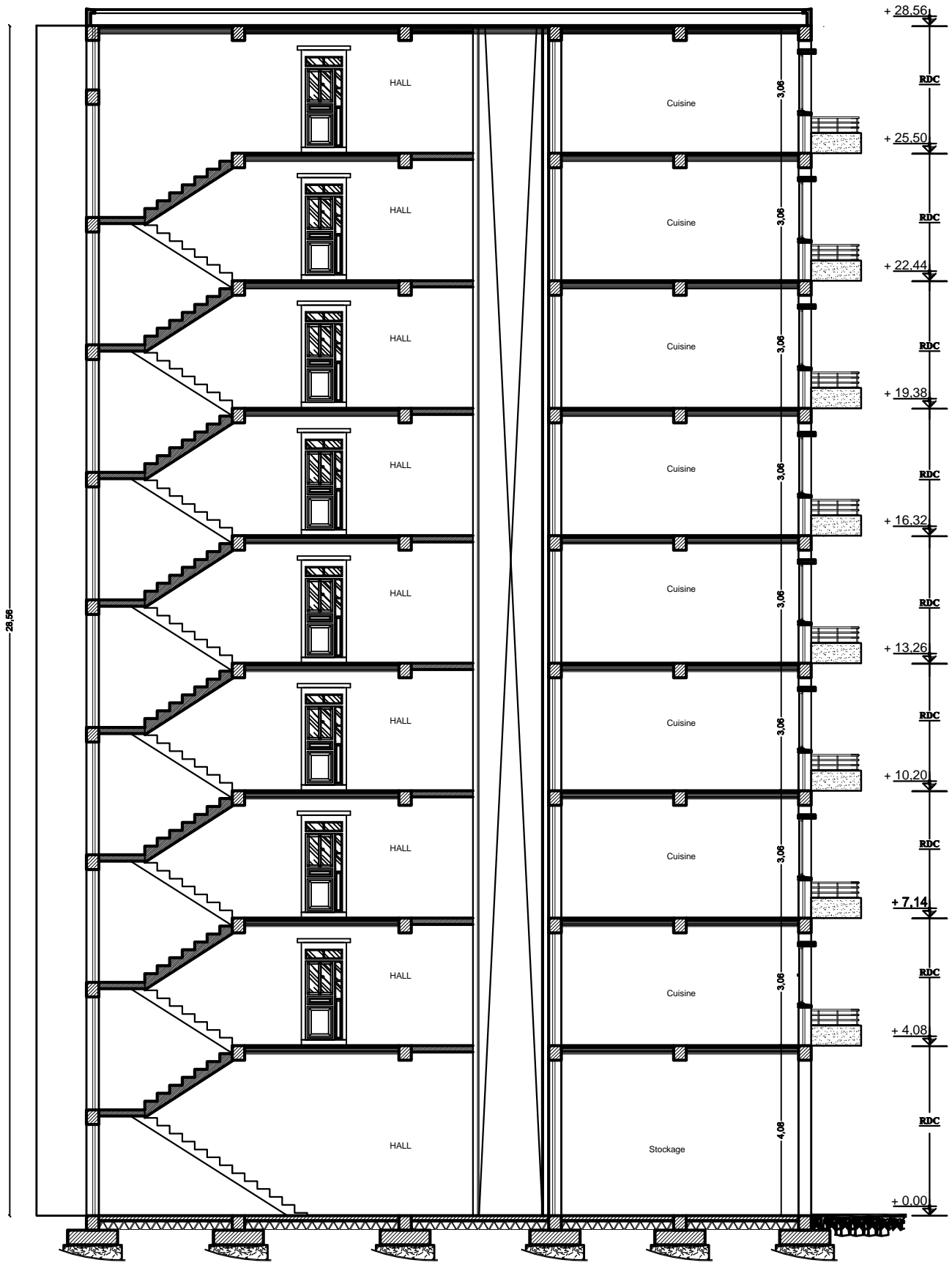
PLAN D'ETAGE COURANT

Ech: 1/100

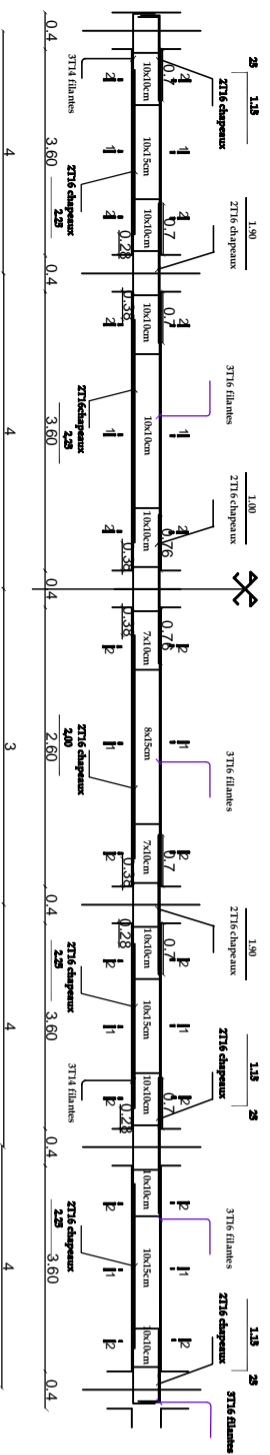


FACADE PRINCIPALE

Ech:1/100



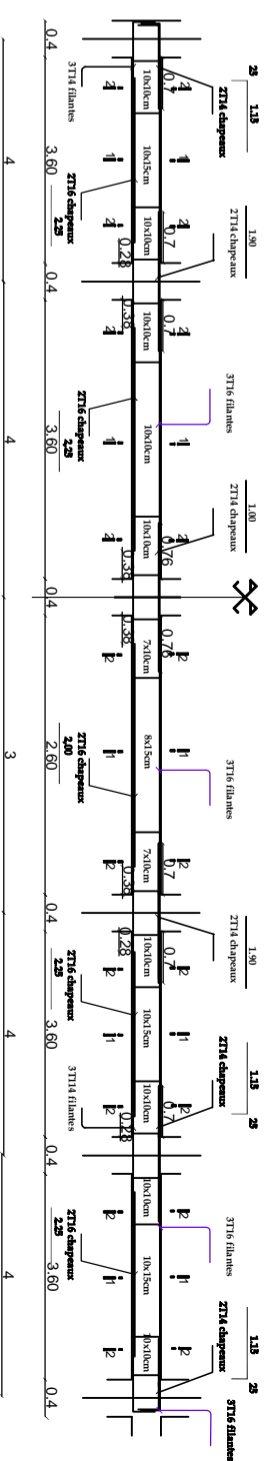
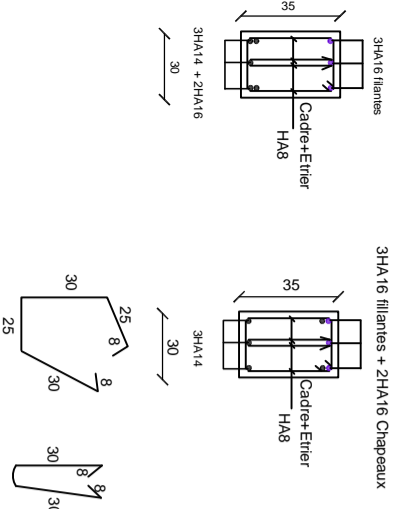
COUPE-AA-



Ferailage des poutres principales du RDC au 4ème étage

Coupe 1-1 en (travée)

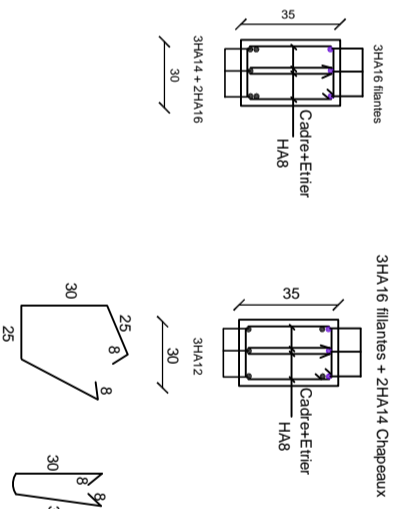
Coupe 2-2 (en appuis)



Ferailage des poutres principales du 5ème au 8ème étage

Coupe 1-1 en (travée)

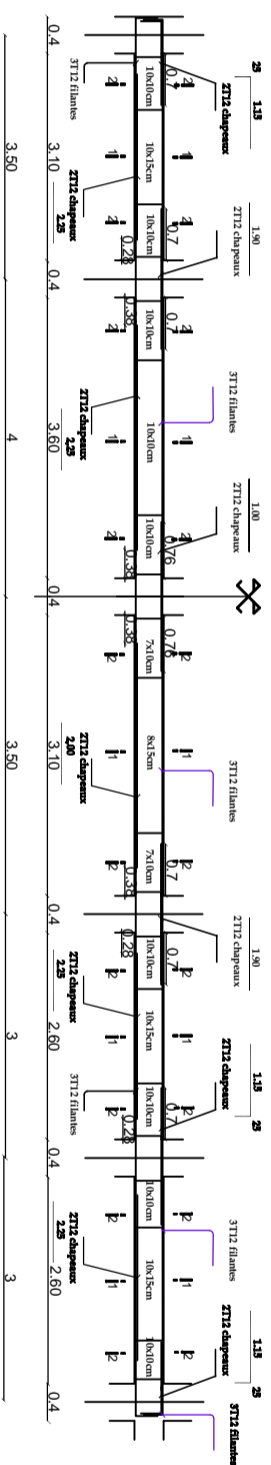
Coupe 2-2 (en appuis)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUDJANABER DE TIZOUDOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
TITRE <b>FERRAILLAGE REEL          DES POUTRES PRINCIPALES</b>	FICHE N° TITRE



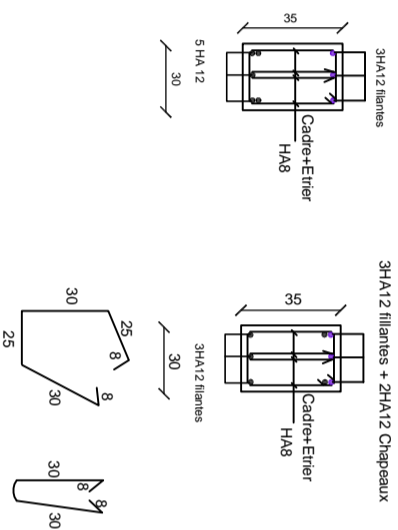




Ferailage des poutressecondaires du RDC au 8ème étage

Coupe 1-1 en (travée)

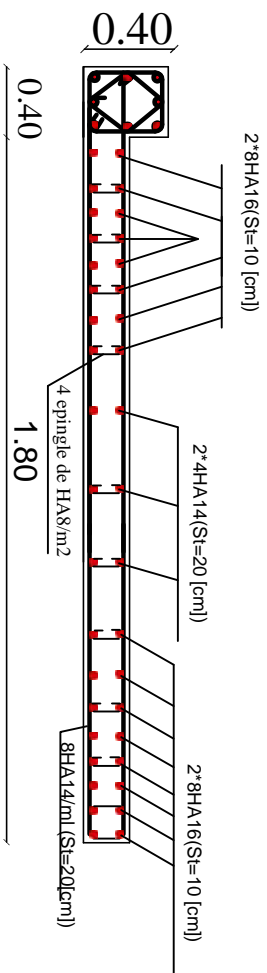
Coupe 2-2 (en appuis)



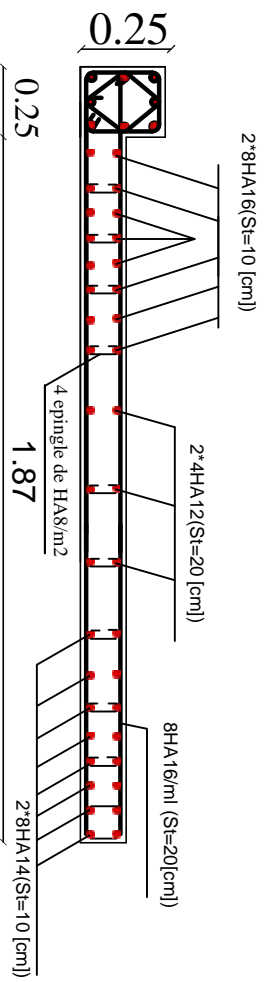
REPUBLICHE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TENDJOU FACULTE BO GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETABLI PAR Mr. MERHOUD ERRAK Mr. MERHOUD SERRAIE DIRIGE PAR Mr. KADIL PROMOTION 2017/2018	TITRE <b>FERRAILLAGE ADOPTE          DES POUTRES SECONDAIRES</b>
PAGES 04 PROMOTION 2017/2018	PAGES 04 ECHELLE

# VL2

## ZONE 1



## ZONE 4

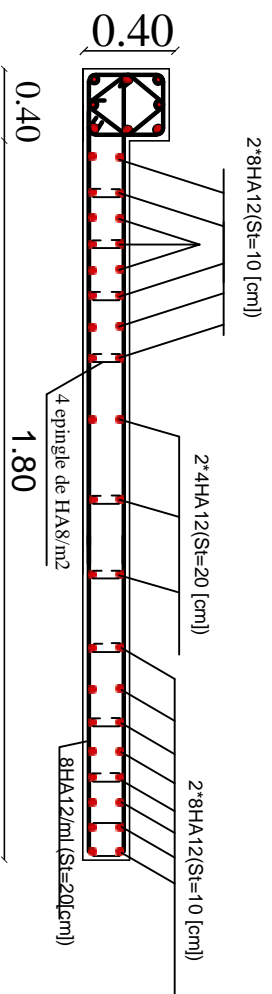


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

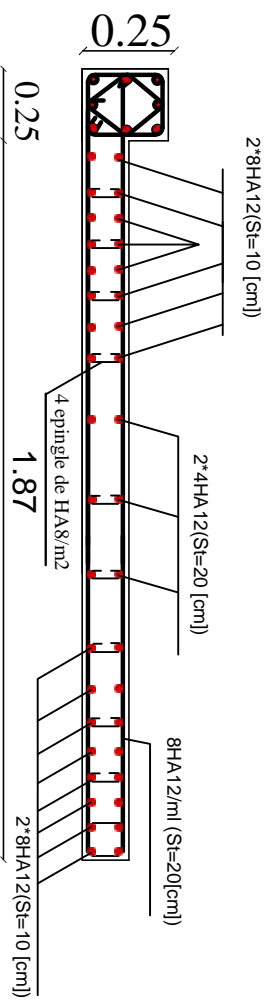
TITRE

FERRAILLAGE REEL DU  
VOILE LONGITUDINAL VL2

ECHELLE : 1/50



## ZONE 4



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**ETUDE PAR:**

Mr :MEKID EMBAREK  
 Mr :MERRATI SOFIANE

**DIRIGE PAR:**

Mr : KAHIL

**TITRE**

**FERRAILLAGE CALCULE  
 DU VOILE LONGITUDINAL**

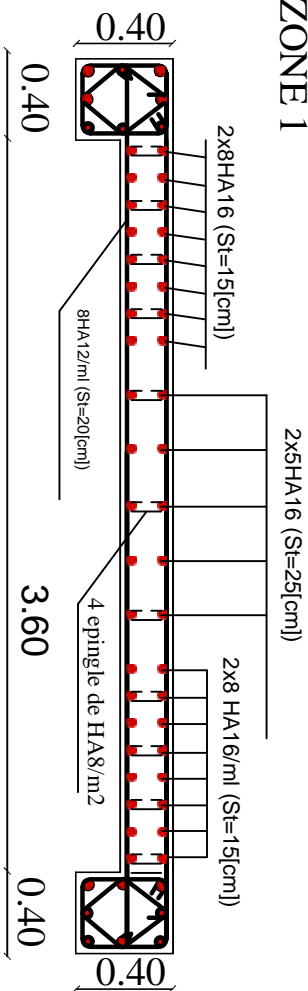
**VL2**

PROMOTION 2017-2018

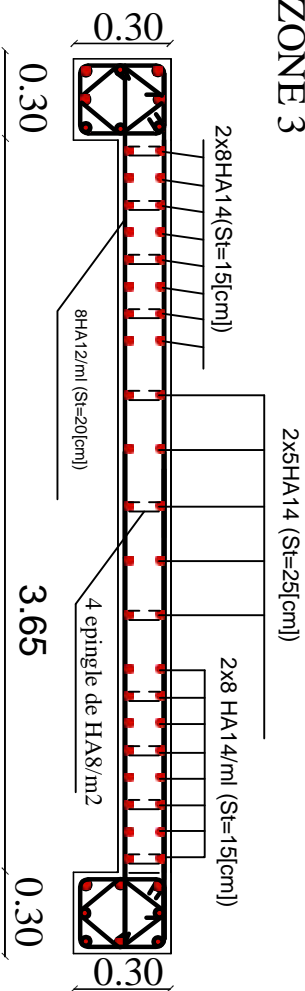
ECHELLE :1/50

# VLI

## ZONE 1



## ZONE 3



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

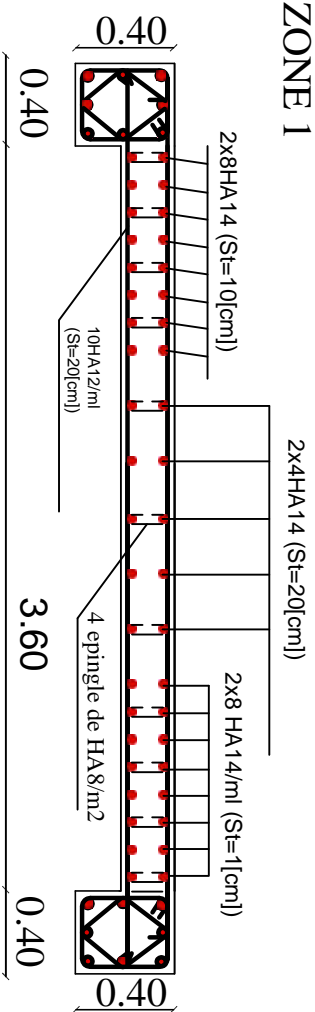
TITRE

FERRAILLAGE REEL DU  
VOILE LONGITUDINAL VLI

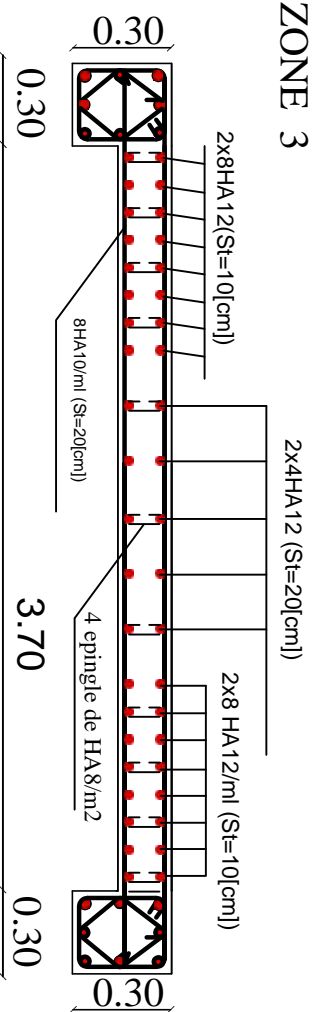
ECHELLE : 1/50

# Vl1

## ZONE 1



## ZONE 3



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:

Mf: MEKID EMBAREK  
Mf: MERRATI SOFIANE

DIRIGE PAR:

Mf: KAHLIL

TITRE

FERRAILLAGE CALCULE  
DU VOILE LONGITUDINAL

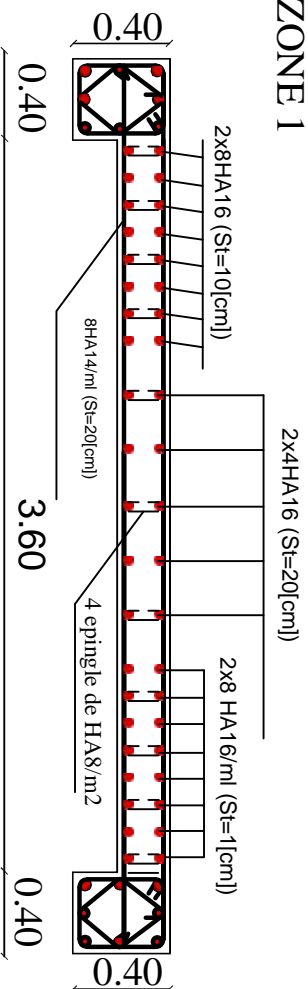
Vl1

PROMOTION 2017-2018

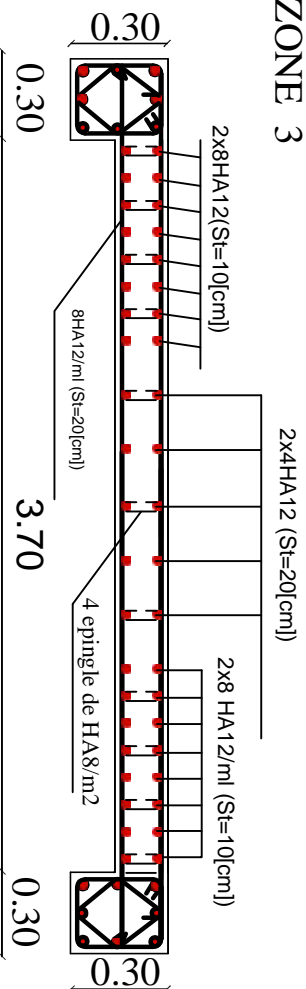
ECHELLE :1/50

# VT1

## ZONE 1



## ZONE 3



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUIZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:

Mr : MEKID EMBAREK  
Mr : MERRATI SOFIANE

DIRIGE PAR:

Mr : KAHIL

TITRE

FERRAILLAGE CALCULE  
DU VOILE TRANSVERSAL

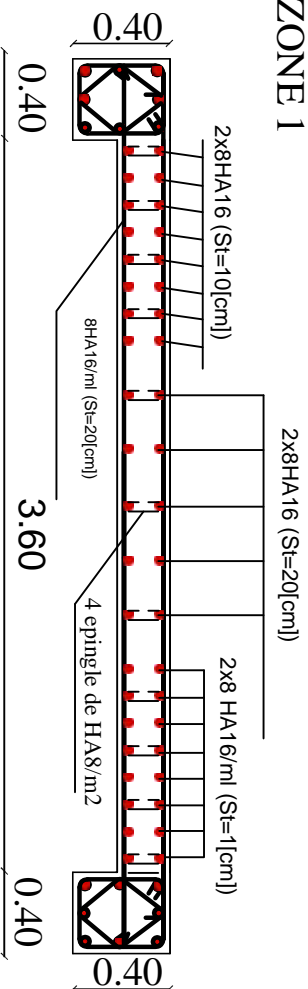
VT1

PROMOTION 2017-2018

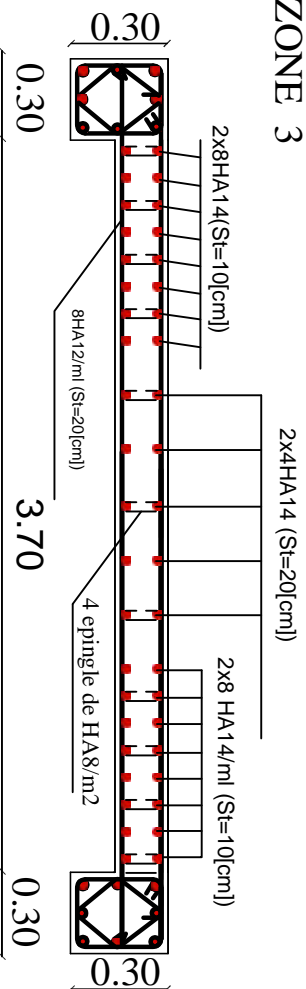
ECHELLE : 1/50

# VT1

## ZONE 1



## ZONE 3



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUIZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

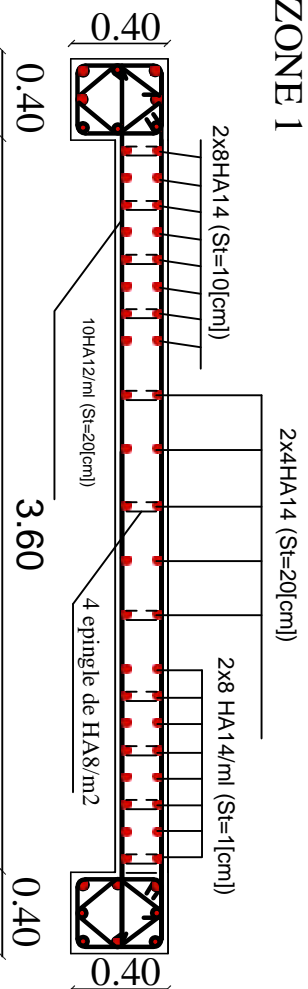
TITRE

FERRAILLAGE REEL DU  
VOILE TRANSVERSAL VT1

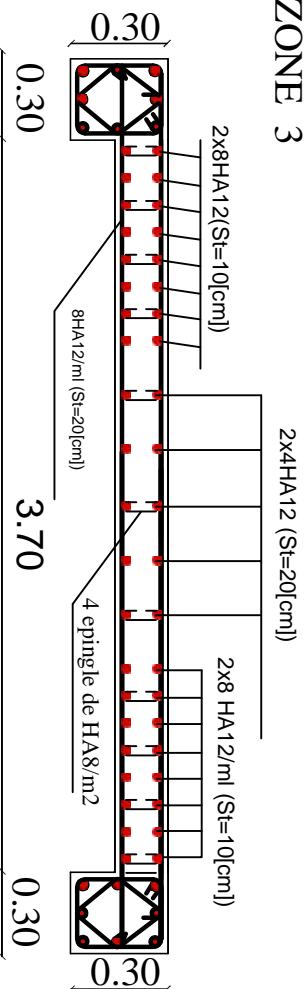
ECHELLE : 1/50

# VT2

## ZONE 1



## ZONE 3



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:

Mr : MEKID EMBAREK  
Mr : MERRATI SOFIANE

DIRIGE PAR:

Mr : KAHIL

TITRE

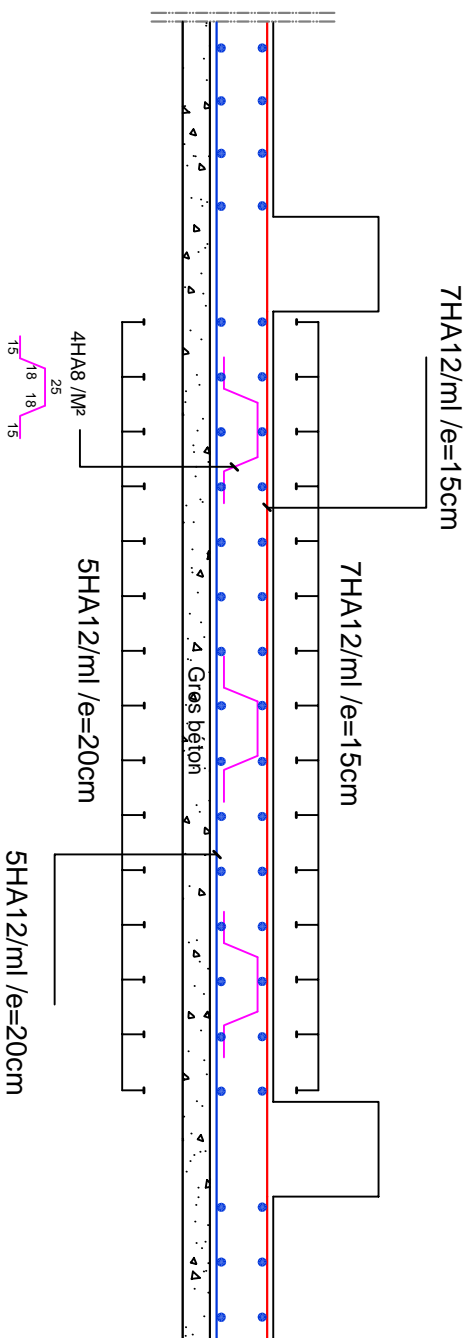
FERRAILLAGE CALCULE  
DU VOILE TRANSVERSAL

VT2

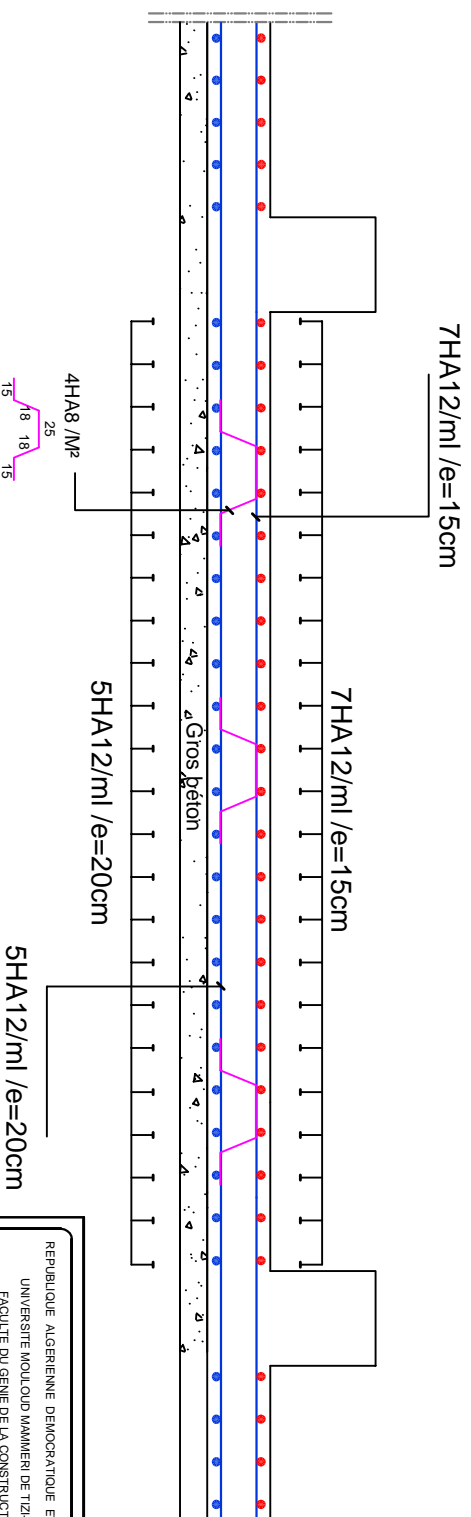
PROMOTION 2017-2018

ECHELLE : 1/50

# Ferrailage tablier (Sens longitudinal)



# Ferrailage tablier (Sens transversal)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:

MR MERKID Emabek

MR MERRATI Sihane

DIRIGE PAR:

MR. KAHIL

TITRE:

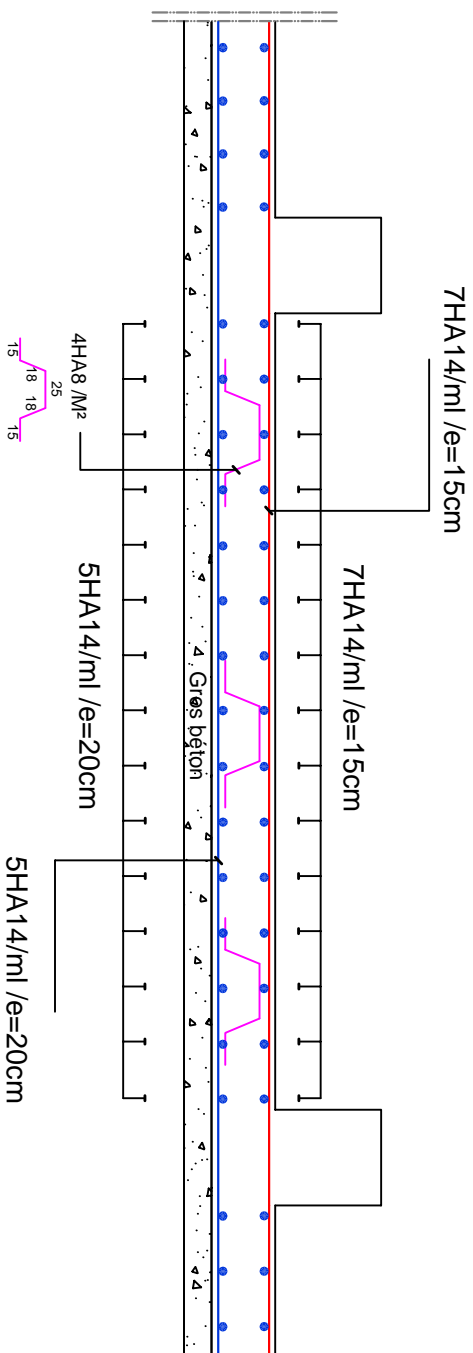
Ferrailage calcule du tablier

PROMOTION 2017/2018

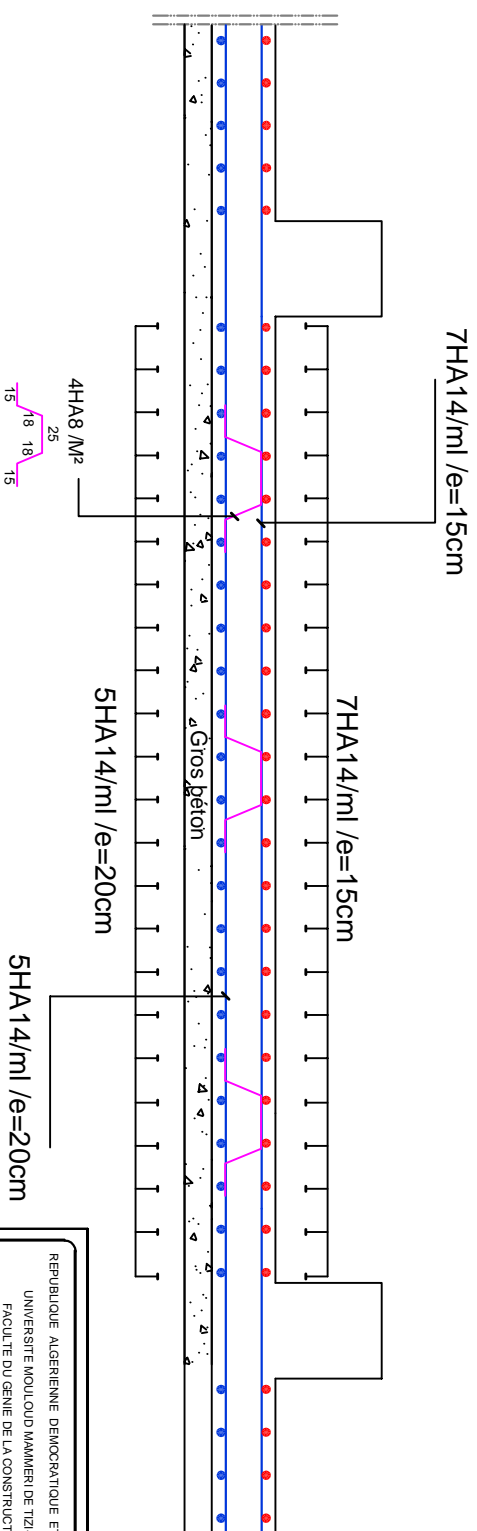
PLANCHE N°

ECHELLE

# Ferrailage tablier (Sens longitudinal)



# Ferrailage tablier (Sens transversal)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

TITRE:

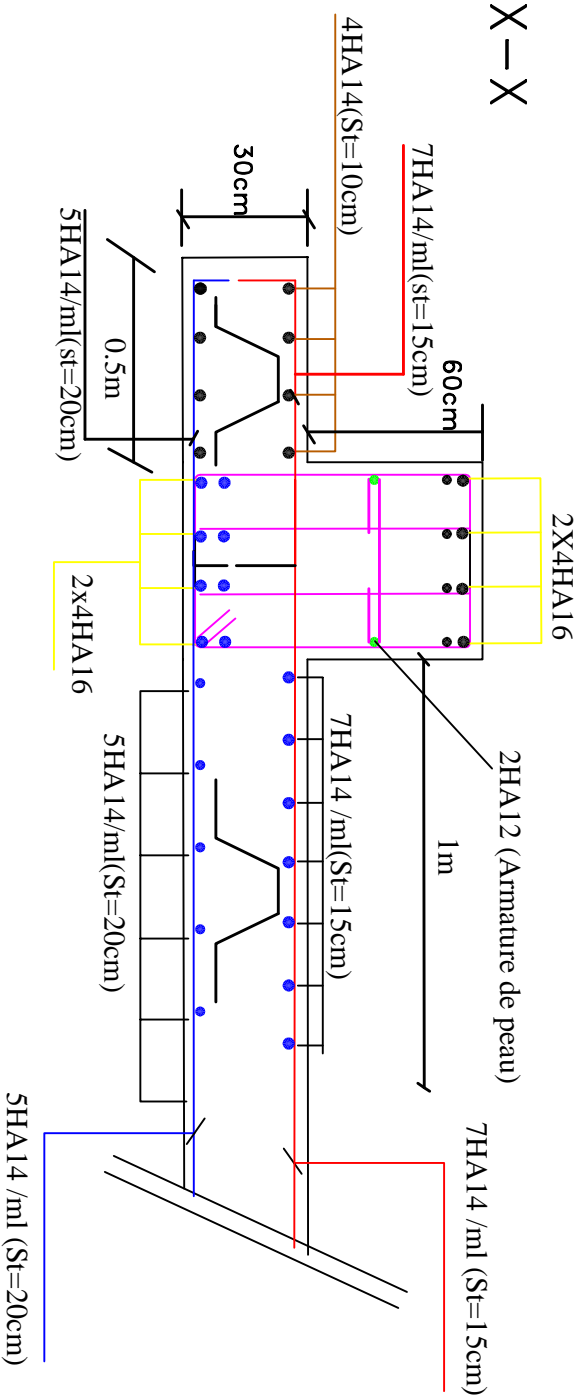
Ferrailage réel du tablier

PLANCHE N°

ECHELLE



## Sens X-X



## Sens Y-Y

