

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche  
Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
Faculté du génie de la construction  
Département de génie civil



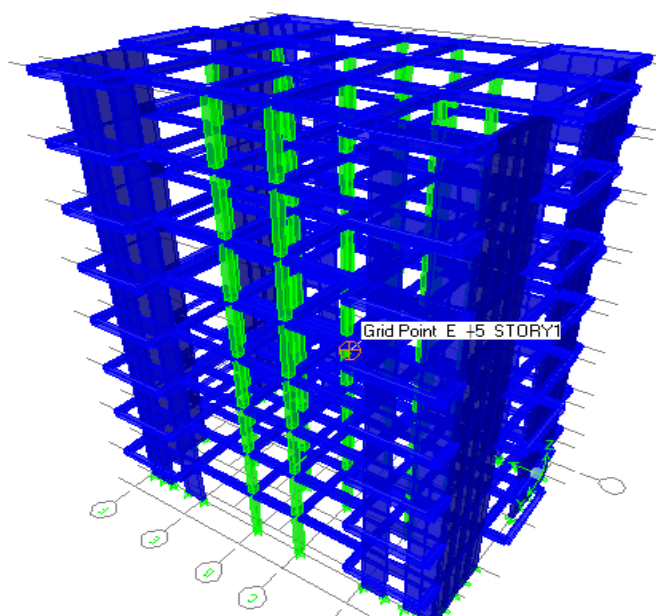
# Mémoire de fin d'étude



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

Option : construction civile et industrielle

**Thème** : Étude comparative entre la méthode manuelle et la méthode logiciel d'un bâtiment régulier (R+6+S-S) à usage d'habitation et commercial



Proposé par : Bureau d'étude

Dirigé par : M<sup>elle</sup> BELHASSANI

Étudié par : M<sup>elle</sup> HADJARAB KATIA

M<sup>er</sup> MOKRANI LYES

Année universitaire : 2011/2012

# REMERCEMENT

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à

M<sup>elle</sup> BELHASSANI  
Mr MAGHLAT

Pour leur disponibilité permanente et leur orientations tout au

Long de notre travail.

On remercie également l'ensemble des enseignants qui ont

Contribué à notre formation, ainsi que les membres du jury qui

Nous feront l'honneur de juger notre travail.

***DEDICACE***

*Je tiens vivement à dédier ce modeste  
travail en*

*Signe de respect et de reconnaissance :*

*A ceux pour qui je dois tout et à qui je ne  
rendrais jamais*

*Assez ; mes chers parents*

*À mes très chères sœurs*

*À mes chers frères*

*À tous mes amis*

*Et à ma chère binôme Samia*

*À Toute la promotion 2011-2012*

*Fazia*

# Sommaire

<b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre II : Pré dimensionnement.....</b>	<b>11</b>
<b>III.1)</b> Introduction	
<b>III.2)</b> pré dimensionnement des éléments.	
-plancher	
-Les poutres	
-Les voiles	
- Les poteaux	
<b>Chapitre III : Calcul des éléments.....</b>	<b>26</b>
<b>III.1)</b> L'acrotère	
<b>III.2)</b> Les balcons	
<b>III.3)</b> Les planchers	
<b>III.4)</b> L'escalier	
<b>Chapitre IV : Etude sous charges verticales.....</b>	<b>87</b>
<b>IV.1)</b> Exposition de la méthode	
<b>IV.1)</b> Portiques sous charges verticales	
<b>IV.2)</b> Voiles sous charges verticales	
<b>Chapitre V : Etude du contreventement.....</b>	<b>133</b>
<b>V.1)</b> Introduction	
<b>V.2)</b> Calcul les rigidités linéaires des poteaux et des poutres	
<b>V.3)</b> Les caractéristiques géométriques des voiles	
<b>V.4)</b> Calcul le centre de masse.	
<b>V.5)</b> Calcul le centre de torsion	
<b>V.6)</b> Calcul l'excentricité	
<b>V.7)</b> Inertie polaire des voiles	
v.8) Inertie fictive	
<b>Chapitre VI : Etude au séisme.....</b>	<b>166</b>
<b>VI.2)</b> Classifications de notre bâtiment	
<b>VII.3)</b> Choix de la méthode de calcul	
<b>VII.4)</b> Conditions d'application de la MSE	
<b>VII.5)</b> Calcul de la force sismique totale	
<b>VII.6)</b> Calcul des déplacements relatifs	
<b>VII.7)</b> Répartition de la force sismique dans les voiles et les portiques	

<b>Chapitre VII : Etude sous charges horizontales.....</b>	<b>177</b>
<b>VII.1)</b> Etude des voiles sous charges horizontales.	
<b>VII.2)</b> Effort tranchant revenant à chaque voile	
<b>VII.3)</b> moments fléchissant revenant a chaque voile	
<b>Chapitre VIII : Combinaisons des charges.....</b>	<b>184</b>
<b>VII.1)</b> Introduction	
<b>VII.2)</b> Les superpositions de M.N.T	
<b>Chapitre IX : Présentation de logiciel ETABSv9.7).....</b>	<b>204</b>
<b>IX.1)</b> Etapes de modalisation	
<b>IX.2)</b> Affichage des résultats	
-La période	
-L'efforts tranchants à la base	
- Le poids de la structure	
-Les efforts internes	
<b>Chapitre X : Etude comparative entre la Mmanuelle et Mlogiciel :.....</b>	<b>222</b>
<b>X.1)</b> Etude comparative	
-La période	
- Les déplacements absolus et inter-étages	
-Les efforts internes	
<b>Chapitre XI : Ferrailage de la structure :.....</b>	<b>239</b>
<b>XII.1)</b> Ferrailage des portiques	
-les poutres	
- Les poteaux	
<b>XII2)</b> Ferrailage des voiles	
<b>Chapitre XII : Etude des fondations.....</b>	<b>278</b>
<b>XIII.1)</b> Introduction	
<b>XIII.2)</b> Les semelles isolé	
<b>XIII. 3)</b> Etude des semelles filantes	
<b>Chapitre XIII : Etude de Mur plaque.....</b>	<b>292</b>
<b>XIII.1)</b> Introduction	
<b>XIII.2)</b> Pré dimensionnement du mur plaque.	
<b>XIII. 3)</b> détermination des sollicitations	
<b>XIII.4)</b> Ferrailage	

**Conclusion**

**Bibliographie**

# INTRODUCTION GÉNÉRALE

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

**Ces fonctions seront assurées par l'ingénieur en génie civil qui fera les calculs en se basant sur différentes méthodes.**

**Parmi ces méthodes on peut citer :**

- ✓ **Méthode manuelle : qui a pour principe de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.**
- ✓ **Méthode logiciel : son principe est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse. Ensuite combiner ces effets pour obtenir la réponse de la structure.**

**Cette dernière peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.**

**Le but assigné à ce travail est de mettre en évidence la variation des différents paramètres de stabilité obtenus par les deux méthodes ci-dessus, en les appliquant pour le calcul des éléments structuraux d'un bâtiment classé régulier en (R+6+S-S) à usage d'habitation et commercial.**

**INTRODUCTION :**

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

**I-1 - PRESENTATION DE L'OUVRAGE :**

Notre projet consiste à l'étude d'une tour (R+6+1 Sous sols) à usage d'habitation, commercial et de service, à ossature mixte. Cet ouvrage sera implanté à BOGHNI dans la wilaya de TIZI OUZOU qui est classée selon le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Ce bâtiment est composé de :

D'un (1) sous sols à usage commercial.

D'un RDC à usage d'habitation.

De six (6) étages à usage d'habitation.

D'une cage d'escalier afin d'assurer la circulation entre les sous-sols et les différents étages.

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage et ainsi la sécurité des usagers pendant et après la réalisation de l'ouvrage, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir :

Le RPA 99 / version 2003

Le BAEL 91

Le CBA 93

**I-1-1- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :****❖ En plan :**

La longueur totale du bâtiment : **19.70 m**

La largeur totale du bâtiment : **14.80 m**

**❖ En élévation:**

La hauteur totale du bâtiment (y compris l'acrotère): **29.99 m**

La hauteur du sous sol : **03.06 m**

La hauteur du RDC : **0 3.06 m**

La hauteur d'étage courant : **03.06 m**

## **I-1-2-Les éléments constitutifs de l'ouvrage :**

### **I-1-2-1- L'ossature :**

Le contreventement de l'ouvrage est assuré par deux types :

- Contreventement par portiques : C'est une ossature constituée uniquement de portiques (poutres et poteaux).
- Contreventement par voiles : composé par des éléments verticaux (voiles) en béton armé, disposés dans les deux sens, ils assurent la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprennent les charges verticales et les transmettent aux fondations.

### **I-1-2-2- Les planchers :**

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

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

Dans notre bâtiment nous avons un seul type de planchers:

Plancher en corps creux qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).

### **I-1-2-3- les balcons :**

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine.

### **I-1-2-4- Les escaliers :**

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux.

### **I-1-2-5- Le remplissage (maçonnerie) :**

- Murs extérieurs : constitués d'une double cloison de 25 cm, en briques creuses de 10cm, séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs : de séparation seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

**I-1-2-6- Les revêtements :**

- Enduit de ciment pour murs et façades et salles d'eaux.
- Plâtre pour cloisons et plafonds.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisine.
- Carrelage pour les planchers et escaliers.

**I-1-2-7- L'acrotère :**

La toiture terrasse sera entourée d'une acrotère de 0.6m de hauteur et d'épaisseur de 10 cm.

**I-1-2-8- Les fondations :****a-Définition :**

On appelle fondation la partie d'un ouvrage reposant sur terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

**b- Fonctions des fondations :**

Reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

**I-1-2-9- terrasse inaccessible :**

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

- Forme de pente de 2% pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Isolant thermique protégeant l'élément porteur à des chocs thermique et limitant les déperditions, la nature de l'isolant peut être en polyptère, liege ou en mousse de verre.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).

**I-1-3- Etude géotechnique du sol:**

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé ont évalué :

- Une contrainte admissible de :  $\sigma_{sol}=2\text{bars}$ .
- La profondeur du bon sol est à 2m
- Le type du sol : il est constitué par un substratum de roches métamorphiques.
- Le site : S<sub>2</sub>.

**I-2- CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX :**

**I-2-1- Le béton :**

Le béton est un mélange hydraulique (ciment), de granulat (sable, gravier), d'eau de gâchage et adjuvants .Il présente des résistances à la compression assez élevées, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre 1/10 de sa résistance en compression.

**I-2-1-1- Résistance caractéristique du béton à la compression :**

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté ( $f_{c28}$ ).Lorsquen la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

- Pour des résistances  $\leq 40$  Mpa

$$\left. \begin{aligned} C_{fj} &= [j / (4,76 + 0,83j)] \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j \leq 60 \text{ jours} \\ C_{fj} &= 1,1 f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{aligned} \right\} \text{(ART A.2.1.11, BAEL 91)}$$

-Pour des résistances  $f_{c28} > 40$  MPa

$$\left. \begin{aligned} C_{fj} &= [j / (1,40 + 0,95j)] \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \\ C_{fj} &= f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{aligned} \right\} \text{(ART A.2.1.11, BAEL 91)}$$

Avec  $f_{c28} = 25$  MPa

**I-2-1-2- Résistance caractéristique du béton à la traction :**

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

$$\begin{aligned} f_{tj} &= 0,6 + 0,06 f_{cj} \dots\dots\dots \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{MPa (Art A.2.1. 12,BAEL 91)} \\ f_{tj} &= 0,275 (f_{cj})^{2/3} \dots\dots\dots \text{Si } f_{c28} > 60 \text{MPa (Annexe F)} \end{aligned}$$

-Ainsi pour notre cas on aura :

$$\begin{aligned} f_{tj} &= 0,6 + 0,06 f_{cj} \\ f_{t28} &= 0,6 + 0,06 f_{c28} \end{aligned}$$

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

**I-2-1-3- Module de déformation longitudinale du béton :**

• **Module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}. \quad (\text{ART A.2.1.21, BAEL 91}).$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ . On a :  $E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$ .

• **Module de déformation longitudinale différé du béton :**

Pour des chargements de longue durée (cas courant) .On utilise le module différé .

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \dots\dots\dots \text{ si } f_{c28} \leq 60\text{MPa (Art -2.1, 2, BAEL91)}$$

$$E_{vj} = 4400(f_{cj})^{1/3} \dots\dots\dots \text{ si } f_{c28} > 60\text{MPa, sans fumée de silice (Art -2.1. 2, BAEL91)}$$

$$E_{vj} = 6100 f_{cj} \dots\dots\dots \text{ si } f_{c28} > 60\text{MPa, avec fumée de silice (Art -2.1.2, BAEL91)}$$

Pour notre cas :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$$

$$E_{v28} = 3700(f_{c28})^{1/3}$$

$$E_{v28} = 3700(25)^{1/3}$$

$$E_{v28} = 10818, 86563\text{MPa}.$$

**I-2-1-4- Module de déformation transversale:**

Le module d'élasticité transversale G caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant.

Il est donné par la relation suivante :

$$G = E / 2(1 + \nu) \text{ (MPa)}$$

Avec :

E : Module de Young (module d'élasticité)

$\nu$  : Coefficient de poisson  $\nu = (\Delta d/d) / (\Delta l/l)$

$\Delta d/d$  : Déformation relative transversale

$\Delta l/l$  : Déformation relative longitudinale

**I-2-1-5- Coefficient de poisson :**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale  $\Delta d/d$  et la déformation relative longitudinale  $\Delta l/l$   $v = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$ .

Il est pris égal à :

$v = 0$  : à l'ELU, pour le calcul des sollicitations. (ART-2.1.3, BAEL 91).

$v = 0,2$  : à l'ELS, pour le calcul des déformations. (ART-2.1.3, BAEL 91).

**I-2-1-6- Etat limite de contrainte de béton :**

Un état limite est un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour les quelles elle a été conçue. Ils sont classés en états limites ultimes et états limites de services.

- **Les états limites ultimes (E.L.U) :**

Ils sont associés à l'effondrement de la structure, ou à d'autres formes de ruine structurale qui peuvent mettre en danger la sécurité des personnes.

Pour les calculs à l'E.L.U, le diagramme réel de déformations donné sur la figure I-1

Avec cette figure :

$$E_{bc1} = 2\text{‰}$$

$$E_{bc1} = \begin{cases} 3, 5\text{‰} \dots \dots \dots & \text{Si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa (Art. 4.3. 41, BAEL 91).} \\ (4, 5 - 0,025f_{cj}) \dots \dots & \text{Si } f_{cj} > 40 \text{ MPa (Art.4.3. 41, BAEL 91).} \end{cases}$$

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

$$f_{bu} = 0,85f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b$$

Avec :  $\theta = 1$  pour  $t > 24 \text{ h}$

$$\theta = 0,9 \text{ pour } 1 \leq t \leq 24 \text{ h}$$

$$\theta = 0,85 \text{ pour } t < 1 \text{ h}$$

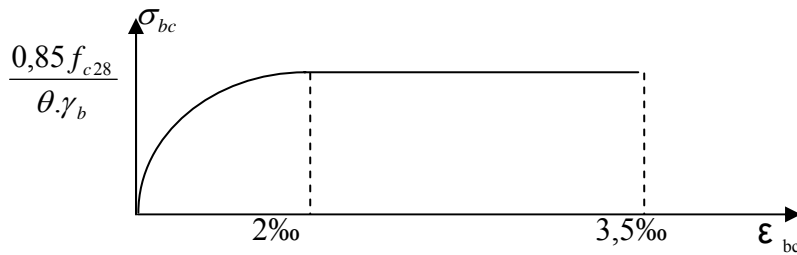
$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots$  pour les cas courants (situation durable ou situation courante).

$\gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots$  pour les cas accidentels (situation accidentelle).

-La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

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

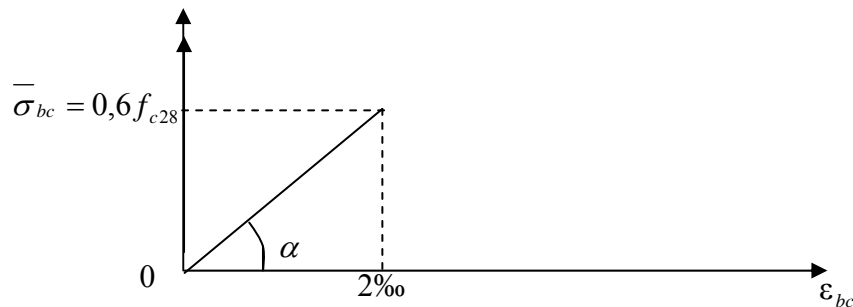


**Figure I-1: Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à L'E.L.U.**

- **Les états limites de service (E.L.S) :**

Correspondent aux états au-delà desquels les critères d'exploitation spécifiés ne sont plus satisfaits. (Déformations et flèches ou vibrations...).

Les déformations nécessaires pour atteindre L'E.L.S sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique, on adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à L' E.L.S avec ; pour des charges de longue durée  $E_b = E_{vj}$  et  $\nu = 0,2$ . La résistance mécanique du béton tendu est négligée (Art -4.5. 1, BAEL 91) de plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égal à 1/15 de celle de l'acier ( $E_b = 13333\text{MPa}$ ).



**Figure I-2 : Diagramme de calcul contrainte -déformation du béton à l'E.L.S.**

**I-2-1-7- Poids volumique de béton :**

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400 daN/m<sup>3</sup> s'il n'est pas armé.
- 2500 daN/m<sup>3</sup> s'il est armé.

**I-2-2- Acier :**

Les aciers sont des alliages de fer et de carbone, le pourcentage de carbone variant entre 0.08% et 1.67% .Il présente une très bonne résistance à la traction et aussi à la compression, leur rôle est de reprendre les efforts qui ne peuvent pas être repris par le béton, ils sont caractérisés par leur limite d'élasticité et leur module d'élasticité.

Barres (tous diamètre)			
	Lisses	HA	
$\psi_s$	1	1,5	
$\eta$	1	1,6 en général	
Treillis soudés (tous types standard)			
	TSL	TS HA	
		$\phi < 6\text{mm}$	$\phi \geq 6\text{mm}$
$\psi_s$	1	1,5	1,5
$\eta$	1	1,3	1,6

**I-2-2-2- Module d'élasticité :**

A L'E.L.S on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique.

-On utilise donc la loi d'élasticité de Hooke , on adopte une valeur de module de Young.

Le module d'élasticité longitudinal  $E_s$  est pris égal à :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa. (Art -2.2.1, BAEL 91).}$$

**I-2-2-3- Contrainte limite des aciers :**

- **Contrainte limite ultime:**

$$\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s \text{ (Art.4.3, 2, BAEL 91)}$$

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité partiel qui est égal à:  $\gamma_s = 1,15 \rightarrow$  Situation courante.  
 $\gamma_s = 1,00 \rightarrow$  Situation accidentelle.

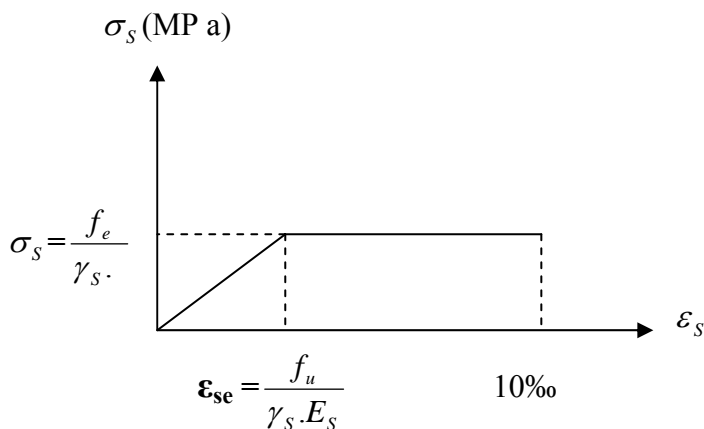


Figure I-3 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.U

On distingue deux cas :

Si  $\epsilon_s \leq \epsilon_{se} \Rightarrow \sigma_s = E_s \epsilon_s$

Si  $\epsilon_{se} \leq \epsilon_s \leq 10\text{‰} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

• **Contrainte limite de service :**

Dans L'E.L.S on suppose que :

- L'acier reste dans son domaine élastique.
- On limite la contrainte dans les barres d'aciers afin de réduire le risque d'apparition des fissures dans le béton.

La contrainte limite de service de l'acier est :

- $\bar{\sigma}_s = f_e$ .....Fissuration peu préjudiciable.
- $\bar{\sigma}_s = \min \{2/3 f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})\}$ .....Fissuration préjudiciable.
- $\bar{\sigma}_s = \min 0,8 \{2/3 f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})\}$ ..... Fissuration très préjudiciable.

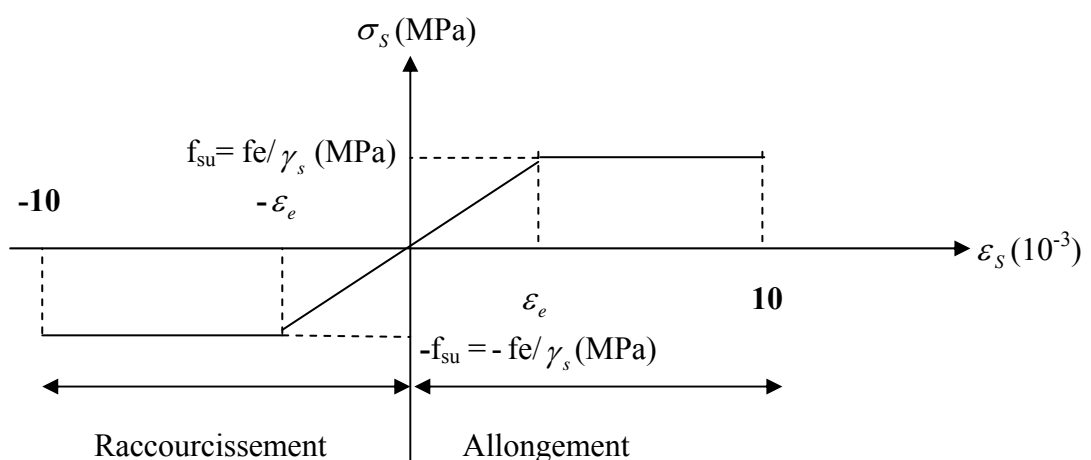


Figure I-4 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.S

- **Contrainte limite de cisaillement :**

Elle est donnée par la formule :

❖ Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F. P. N}$$

❖ Fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F. P ou F.T.P}$$

**I-2-2-4- Protection des armatures :**

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

On adopte les valeurs suivantes (A-7.1) :

- **3cm** : → Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.

- **1cm** : → Pour les parois situées dans un local couvert et clos.

En outre l'enrobage de chaque armature est au moins égal à son diamètre si elle est isolée, ou à la largeur de paquet dont elle fait partie (A-7.2, 4) afin de permettre le passage de l'aiguille vibrante, il convient de laisser des espacements d'au moins 5cm (A-7.2, 8).

Dans notre cas on prend :

**C = 3** pour les éléments exposés aux intempéries.

**C = 2** pour les éléments intérieurs.

**I-2-2-5- Diamètre maximal des aciers :**

Pour les dalles et les voiles d'épaisseur  $h$ , afin d'améliorer l'adhérence acier-béton, on limite le diamètre des aciers longitudinaux à :  $\Phi_l \leq h / 10$ .

Pour les poutres de hauteur  $h$  on limite le diamètre des aciers transversaux à :

$$\Phi_t \leq \min (h / 35 ; \Phi_l ; b_0 / 10).$$

$b_0$ : Largeur de l'âme.

**I-2-2-6- Le système de coffrage :**

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

- Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les calculs et vérifications dans les chapitres qui suivent.

**INTRODUCTION:**

Après avoir présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons au pré dimensionnement des éléments de notre projet, afin d'assurer une bonne résistance de la construction. Ce pré dimensionnement se fait en respectant les recommandations en vigueur à savoir :

- *Le RPA 99*
- *Le CBA 93*
- *Le BAEL 91*

**II-1- PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :****II-1-1-Plancher en corps creux :**

Il s'agit de planchers, constitués de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées, le tout complété par une dalle de compression de 4 cm, d'épaisseur ferrillée par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassant pas :

20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

30cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Le dimensionnement du plancher à corps creux est donné par la formule suivante :

$$ht \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \dots\dots\dots (\text{Art B 6-8-423/BAEL91 modifié 99}).$$

$L_{\max}$  : étant la longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

$ht$  : épaisseur de la dalle.

On a  $L_{\max} = 420 - 30 = 390$  cm.

D'où  $ht = 390 / 22.5 = 17.33$  cm.

On opte pour un plancher de 20 cm.

Soit un plancher de (16 + 4), corps creux de 16cm et une dalle de compression de 4cm d'épaisseur comme l'indique la figure ci-dessous. Le même raisonnement reste, bien sûr, valable pour tous les autres planchers.

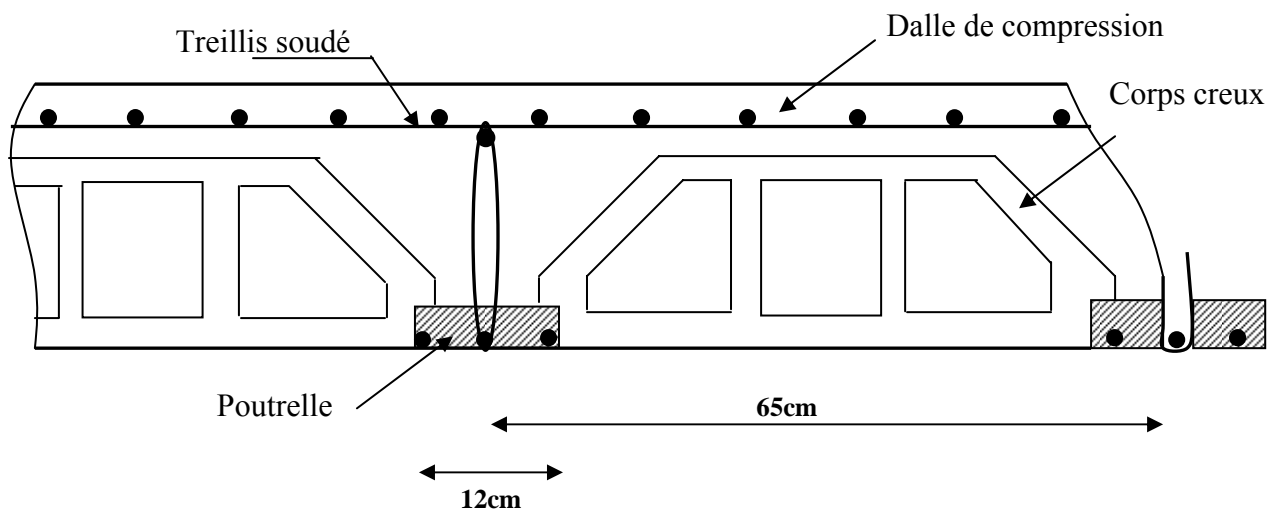


Figure II-1: Coupe verticale du plancher

### II-1-2-Dalle pleine :

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de Résistance et d'utilisation.

#### II-1-2-1-Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

$$e \geq L_0 / 10$$

$L_0$  : portée libre.

$e$  : épaisseur de la dalle.

$$L_0 = 1,40m$$

$$e \geq 1.40/10 = 0.14m = 14.0 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de 15 cm.

#### II-1-2-2--Résistance au feu :

Pour deux heures de coupe feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11 cm.

**II-1-2-3-Isolation acoustique :**

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

$$\text{masse : } L = 13,3 \log (10M) \quad \text{si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

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

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m<sup>2</sup>

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

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

Nous prenons :  $h_0 = 15 \text{ cm}$

**II-2- PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :**

Les dimensions transversales de la section rectangulaire de la poutre ; à savoir la hauteur totale  $h_t$  et la longueur  $b$  doivent répondre aux conditions suivantes :

$$L / 15 \leq h_t \leq L / 10 \quad (\text{Art A.4.14 BAEL 91})$$

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

H : la hauteur de la poutre.

B : largeur de la poutre.

L : étant l'entre axe de la plus grande travée considérée.

Par ailleurs l'article 7.5.1 du RPA exige les conditions telles que :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

**II-2-1- poutres principales (sens transversal) :**

Sachant que  $L_{max} = 420-30 = 390$  cm, il vient :

$$390/15 \leq ht \leq 390/10 \text{ ce qui donne } 26 \leq ht \leq 39$$

On prend  $ht = 30$  cm

Par conséquent, la largeur  $b$  sera :

$$0,4 ht = 14 \text{ cm}$$

$$0,7 ht = 24,5 \text{ cm}$$

On prend  $b = 25$  cm

**II-2-2-poutres secondaires (sens longitudinal) :**

Sachant que  $L_{max} = 360$  cm, il vient :

$$L/15 = 24 \text{ cm} \quad ; \quad L/10 = 36 \text{ cm}$$

Donc  $24 \leq h_t \leq 36$  on prend  $ht = 30$  cm

La largeur  $b$  sera donc :

$$0,4 ht = 14 \text{ cm}$$

$$0,7 ht = 24,5 \text{ cm}$$

$$14 \leq h_t \leq 24,5$$

On prend  $b = 25$  cm.

**Tableau II-1-Vérification des conditions exigées par le RPA :**

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30$ cm	30 cm	30 cm	Vérifiée
$b \geq 20$ cm	25 cm	25 cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.20	1.20	Vérifiée

➤ On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- poutres principales (25 x 30) cm<sup>2</sup>
- poutres secondaires (25x30) cm<sup>2</sup>

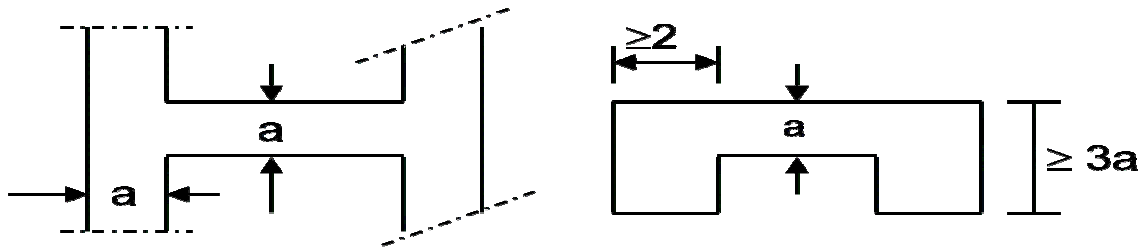
**II-3- PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :**

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article 7.7.1.

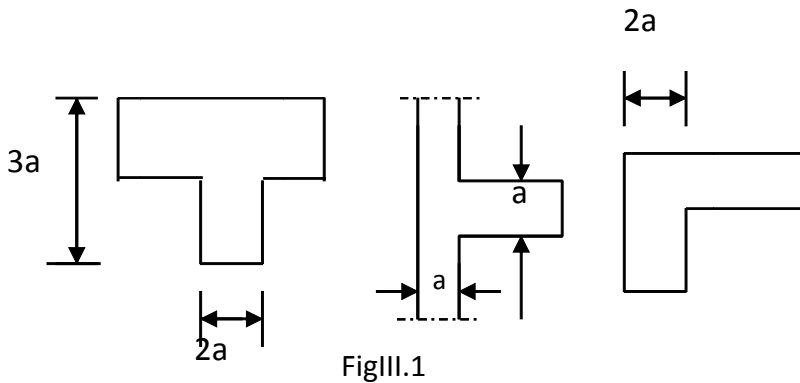
Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition  $l \geq 4\alpha$ .(RPA)

L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et de la rigidité aux extrémités, une épaisseur minimale est de 15 cm.

1er cas :

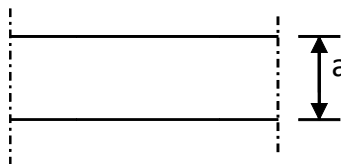


2eme cas :



FigIII.1

3eme cas :



**Figure : II-2- Coupes de voiles en plan**

Dans notre cas on prend :

Pour l'étage courant :  $h_e = 306 - 20 = 286$  cm, donc  $e \geq 286 / 20 = 14.3$  cm

Pour le RDC :  $h_e = 306 - 20 = 286$  cm, donc  $e \geq 286 / 20 = 14.3$  cm

Enfin on adopte une épaisseur de 20 cm pour tous les voiles.

**II-4- PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :**

Les poteaux sont des éléments porteurs, leur fonction principale est de reprendre les efforts dus aux charges du plancher ramenées par les poutres, et ensuite ils les transmettent aux fondations. Le pré dimensionnement des poteaux est en fonction de la descente des charges, le dimensionnement retenu est celui du poteau le plus sollicité et doit satisfaire les conditions imposées par le RPA99/V2003 et le BAEL99.

- $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$  (en zone II a)
- $\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$
- $1/4 \leq b / h \leq 4$   
 Dans notre projet le nombre d'étages est (R+6+Ssol) alors on prend une section rectangulaire ou :  $a = 30$        $b = 35 \text{ cm}$
- $\text{Min}(30, 35) \geq 25 \text{ cm}$  ..... Vérifiée
- $\text{Min}(30, 35) \geq h_e / 20 = 15.3 \text{ cm}$ ..... Vérifiée
- $1/4 \leq b / h = 1 \leq 4$  ..... Vérifiée

D'après le B.A.E.L99 pour une section rectangulaire (axb), l'élançement  $\lambda$  d'un Poteau est:

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{a} l_f$$

$l_f$  : La longueur de flambement du poteau

Comme les poteaux sont encastrés donc  $l_f = 0.7l_0$

$$\lambda = 35$$

Avec  $B_r = (a - 0.02) \times (b - 0.02)$

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left( \frac{F_{bc}}{0.9} + 0.85 \frac{A_s f_e}{B_r \gamma_s} \right)}$$

Avec: Br : aire de béton avec :

D'après le B.A.E.L un certain nombre de choix des poteaux étant libre, On peut prendre

$$\frac{A_s}{B_r} = 1 \% \quad \text{Avec} \quad \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

**Le calcul de Ns sera effectué à partir de la descente des charges**

Le pré dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article (b8.4.1) de CBA93, tous en vérifiant les exigences du RPA.

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal Ns, tel que Ns=G+Q avec :

Ns : effort normal repris par le poteau.

**G** : charge permanente.

**Q** : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

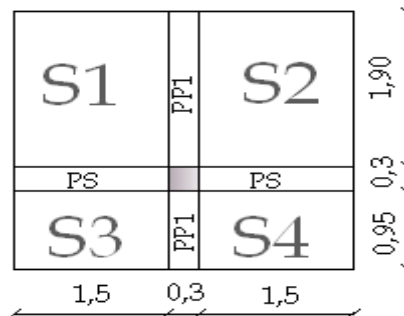
L'effort normal  $N_s$  sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité. Dans notre cas le poteau B<sub>2</sub> est le plus sollicité.

La section S est donnée par la formule suivante :  $S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec :  $\sigma_{bc}$  contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.

**II-4-1- Surface d'influence :**

- Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité : B2



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

$$S_1 = 1.80 \times 1.15 = 2.07 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.80 \times 1.15 = 2.07 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{S = 10.08 \text{ m}^2}$$

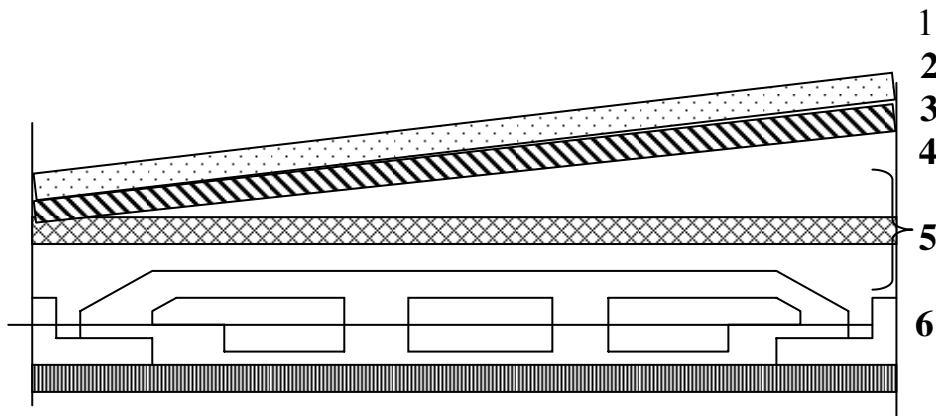
$$S_3 = 1.80 \times 1.65 = 2.97 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.80 \times 1.65 = 2.97 \text{ m}^2$$

**II-4-2-Détermination des charges et surcharges :**

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que les surcharges d'exploitation sont donnés par le **DTR B.C.2.2.**

**II-4-2-1-Charges permanentes :**



**Tableau II-2 : Charges revenant au Plancher terrasse (corps creux)**

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN / m <sup>3</sup> / cm)	G (KN / m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillon	5	0.17	0.85
2	Étanchéité multicouche	2	0.095	0.19
3	Forme de pente en béton	7	0.22	1.54
4	Isolation thermique (liège)	4	0.04	0.16
5	Plancher en corps creux (16+4)	20	/	2.80
6	Feuille de polyane	21	/	0.01
7	Enduit plâtre	/	0.1	0.2
$G_{Total}$				5.75

• **Dalle pleine (balcons) :**

**Tableau II-3 : Charges revenant à la dalle pleine**

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN / m <sup>3</sup> )	G (KN / m <sup>2</sup> )
①	Mortier de pose	2	22	0.44
②	Couche de sable	2	18	0.36
③	Enduit de ciment	2	18	0.36
④	Carrelage	2	22	0.44
⑤	Dalle pleine en béton armé	15	/	4
$G_{dp} = 5.6KN/m^2$				

- Plancher étage courant (corps creux) :

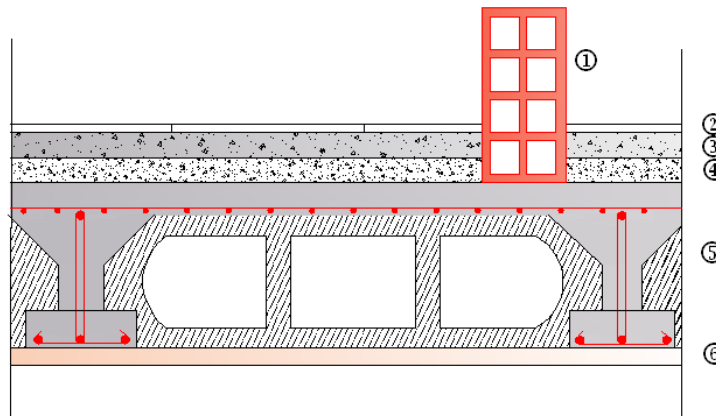


Figure II-3: Coupe verticale du plancher courant

Tableau II-4 : Charges revenant au plancher étage courant

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
①	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit	10	-	1,00
②	Revêtement carreaux Grés-Cérame	1	20	0,20
③	Mortier de pose	3	22	0,66
④	Couche de sable	3	18	0,54
⑤	Plancher en corps creux	16+4	-	2,85
⑥	Enduit plâtre	2	10	0,20
$G_{pc} = 5,45 (KN / m^2)$				

- Mur extérieur :

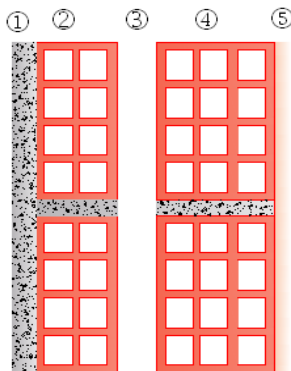


Figure II-4 : Coupe verticale d'un mur extérieur

**Tableau II-5 : Charges revenant aux murs extérieurs**

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
①	Enduit au mortier de ciment	3	18	0,54
②	Cloison en briques creuses 8 trous	10	-	0,90
③	Cloison en briques creuses 12 trous	15	-	1.30
④	Lame d'air	5	-	-
⑤	Enduit de plâtre sur la face intérieure	2	10	0,20
$G_{me} = 2.94 (KN / m^2)$				

• **Mur intérieur :**

**Tableau II-6 : Charges revenant aux murs intérieurs**

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
①	Enduit en plâtre	2	10	0.2
②	Brique creuse	10	9	0.9
③	Enduit en plâtre	2	10	0.2
$G_{mi} = 1.3kn/m^2$				

**II-4-2-2-Surcharges d'exploitation :**

**Tableau II-7 : Surcharges d'exploitation**

Eléments	Surcharge (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse	1.0
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher RDC	1,5
balcon	3.5
escalier	2.5
Plancher sous sol (commercial)	5

**II-4-3-Poids propre des éléments :**

- **Plancher terrasse** :  $P_t = 5.75 \times 10.08 = 57.96 \text{ KN}$
- **Plancher courant** :  $P_c = 5.45 \times 10.08 = 54.93 \text{ KN}$
- **Poutres** :
  - Poutres principales :  $PP = (0.30 \times 0.25 \times 3.6) \times 25 = 6.75 \text{ KN}$
  - Poutres secondaires :  $PS = (0.30 \times 0.25 \times 3.3) \times 25 = 6.187 \text{ KN}$
$$PP \text{ poutres} = 6.75 + 6.187 = 12.937 \text{ KN}$$

**PP poutres = 12.93 KN**
- **Poteaux** :
  - Poteau du sol 1 :  $PP_{ss1} = (0.3 \times 0.35 \times 3.06) \times 25 = 8.032 \text{ KN}$
  - Poteau du RDC :  $PP_{RDC} = (0.3 \times 0.35 \times 3.06) \times 25 = 8.032 \text{ KN}$
  - Poteaux d'étages :  $PP_{\text{étage}} = (0.3 \times 0.35 \times 3.06) \times 25 = 8.032 \text{ KN}$

**II-4-4- Dégression verticale des surcharges d'exploitation :****Définition de la descente de charge :**

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

**Principe de calcul :**

Avant de commencer le calcul de la descente de charges, il est nécessaire d'établir un principe de Structure niveau par niveau avec le sens de portée de la terrasse et des planchers, les balcons, les Poteaux, les poutres, etc...

Ensuite, on détermine les caractéristiques des éléments porteurs : Type de plancher, revêtement de sol (épaisseur et nature), type de toiture (tuile, ardoise, possibilité de neige,...), cloisons, type et épaisseur de murs (briques, parpaing, béton). Ce sont les charges permanentes ( daN/m ou daN/m<sup>2</sup>)

Puis, on définit le type d'utilisation des pièces (logements, circulation, bureaux,...) pour choisir les surcharges d'exploitation à appliquer au plancher (en daN/m ou daN/m<sup>2</sup>). Ce sont des charges qui prennent en compte les mobiliers, des personnes et autres objets. On peut y inclure des cloisons qui peuvent être enlevées ou déplacées.

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est :

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

- $Q_0$  : surcharge d'exploitation de la terrasse.
- $Q_i$  : surcharge d'exploitation de l'étage i.
- $n$  : numéro de l'étage du haut vers le bas.
- $Q_n$  : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

Surcharge d'exploitation :

- *Plancher terrasse* :  $Q_0 = 1 \times 10.08 = 10.08 \text{ KN}$
- *Plancher étage courant* :  $Q_1 = \dots\dots\dots = Q_5 = 1.5 \times 10.08 = 15.12 \text{ KN}$
- *Plancher RDC* :  $Q_6 = 1.5 \times 10.08 = 15.12 \text{ KN}$
- *Plancher sous sol* :  $Q_7 = 4 \times 10.08 = 40,32 \text{ KN}$

Pour  $n \geq 5$ , les coefficients sont obtenus par la formule suivante :  $\frac{3+n}{2n}$

- 8<sup>eme</sup>  $Q_0 = 1 \times 10,08 = 10,08 \text{ KN}$
- 7<sup>eme</sup>  $Q_0 + (Q_1) = 10,08 + 15,12 = 25,20 \text{ KN}$
- 6<sup>eme</sup>  $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 10,08 + 0,95 (15,12 \times 2) = 38,808 \text{ KN}$
- 5<sup>eme</sup>  $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 10,08 + 0,9 (15,12 \times 3) = 50,904 \text{ KN}$
- 4<sup>eme</sup>  $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 10,08 + 0,85 (15,12 \times 4) = 61,488 \text{ KN}$
- 3<sup>eme</sup>  $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 10,08 + 0,80 (15,12 \times 5) = 70,56 \text{ KN}$
- 2<sup>eme</sup>  $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 10,08 + 0,75 (15,12 \times 6) = 78,12 \text{ KN}$
- 1<sup>ere</sup>  $Q_0 + 0,72 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 10,08 + 0,72 (15,12 \times 6 + 40,32) = 104,428 \text{ KN}$

**Tableau II-8 : récapitulatif de la descente de charge**

NIV	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normal	Section du poteau [cm <sup>2</sup> ]	
	Planchers	Poutres	Poteaux	G <sub>totale</sub>	G <sub>cumulée</sub>	Q <sub>i</sub>	Q <sub>cumulée</sub>	N <sub>s</sub> =G+Q [KN]	Section trouvée S ≥ N <sub>s</sub> / σ <sub>bc</sub>	Section adoptée
8	57.96	/	/	57.96	57.96	10.08	10.08	/	/	/
7	54.93	12.93	8.032	75.892	133.852	15.12	25.20	159.052	106.03	30 x35
6	54.93	12.93	8.032	75.892	209.744	15.12	40.32	250.064	166.70	30 x35
5	54.93	12.93	8.032	75.892	285.636	15.12	55.44	341.076	227.384	30X35
4	54.93	12.93	8.032	75.892	361.528	15.12	70.56	432.088	288.05	30 x35
3	54.93	12.93	8.032	75.892	437.420	15.12	85.68	523.10	348.73	30x 35
2	54.93	12.93	8.032	75.892	513.312	15.12	100.80	614.112	409.408	30 x35
1	54.93	12.93	8.032	75.892	589.204	40.32	141.12	730.324	486.88	30 x35

D'où les sections des poteaux adoptées sont :

RDC                                     → (30 x35)

Sous sol                                 → (30 x 35)

Du 1<sup>er</sup> au 6<sup>ème</sup> étage                 → (30 x35)

**II-4-5- Vérification de la résistance des poteaux au flambement :**

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

Il faut vérifier l'élancement λ des poteaux

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50.$$

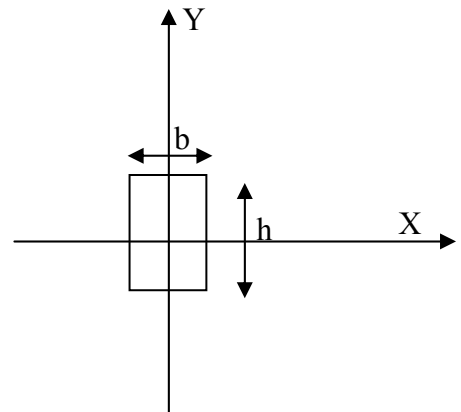
Avec : **L<sub>f</sub>** : longueur de flambement ( $L_f = 0.7 L_0$ ) ;

**i** : rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ ) ;

**L<sub>0</sub>** : hauteur libre du poteau ;

**S** : section transversale du poteau (b x h) ;

**I** : moment d'inertie du poteau ( $I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$  ;  $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$ )



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

- Pour le sous sol 1 :             **(30x35)**  
 $L_0 = 3.06$  m d' où  $\lambda = 18.55 < 50$                      condition vérifiée
  - Pour le RDC :                     **(30x35)**  
 $L_0 = 3.06$  m d' où  $\lambda = 18.55 < 50$                      condition vérifiée
  - Pour l'étage courant :         **(30x35)**  
 $L_0 = 3.06$  m d' où  $\lambda = 18.55 < 50$                      condition vérifiée
- Tous les poteaux vérifient la condition de non – flambement.

**Récapitulatif :**

- Pré dimensionnement des planchers :  $h_t = 20\text{cm}$
- Pré dimensionnement de la dalle pleine (balcons) :  $h_t = 15\text{ cm}$
- Pré dimensionnement des poutres :

	<b>Poutres principales</b>	<b>Poutres secondaires</b>
<b>Section adoptée</b>	$(25 \times 30)\text{ cm}^2$	$(25 \times 30)\text{ cm}^2$

- Pré dimensionnement des voiles :  $h_t = 20\text{cm}$  pour tout les niveaux.
- Pré dimensionnement des poteaux :

<b>Niveau</b>	<b>Section adoptée</b>
sous sol et RDC	$(30 \times 35)\text{cm}^2$
Du 1 <sup>er</sup> au 6 <sup>eme</sup> étage	$(30 \times 35)\text{cm}^2$

**INTRODUCTION :**

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventements, on passera au dimensionnement des éléments tels que l'acrotère, les planchers, et les escaliers.

**III-1 L'ACROTÈRE :**

Cet ouvrage comporte un seul type d'acrotère qui sera calculé comme une console encadrée au niveau du plancher, elle est soumise à l'effort (G) dû à son poids propre, et un effort latéral (Q=1KN/ml) dû à la main courante, engendrant un moment de renversement (M) dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

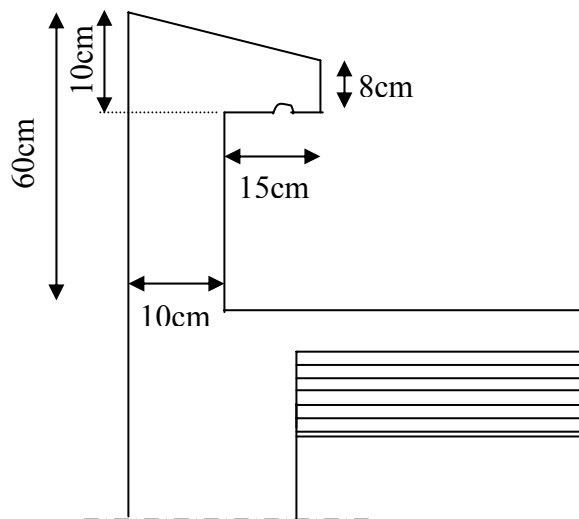
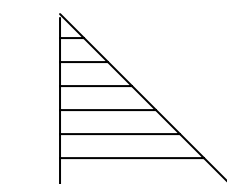
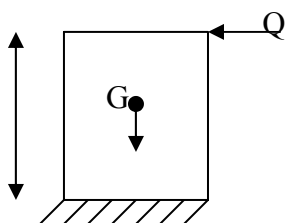
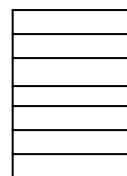


Figure III-1 : Coupe verticale de l'acrotère

• **Schéma statique :**



**Diagramme des Moments**  
 $M=QXH$



**Diagramme des efforts tranchants**  
 $T=Q$

**III-1-1 Calcul des sollicitations :****III-1-1-1 Effort normal dû au poids propre :**

$$N=S \times \rho \times 1m$$

$$N=[0,5 \times 0,1 + 0,08 \times 0,25 + (0,02 \times 0,25/2)] \times 25$$

$$=[0,05 + 0,020,0025] \times 25 = 1,8125 \text{KN/ml}$$

$$\Rightarrow N = 1,8125 \text{KN/ml}$$

Avec :

$\rho$  : masse volumique du béton.

S: section transversal.

**III-1-1-2 Effort horizontal:**

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

**III-1-1-3 Moment de renversement dû à l'effort horizontal :**

$$M=Q \times H \times 1m.$$

$$M=1 \times 0,6 \times 1m = 0,6 \text{kn} \times m.$$

$$\Rightarrow M = 0,6 \text{kn} \times m$$

**III-1-1-4 Effort tranchant :**

$$T=Q \times 1m.$$

- **Combinaison de charge :**

**A P'ELU :**

La combinaison de charge est:

$$1,35G + 1,5Q$$

Effort dû à G :

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,8125 \text{kn/ml}$$

$$N_u = 2,446 \text{kn/ml}$$

Moment de flexion dû à Q :

$$M_u = 1,35 \times M = 1,35 \times 0,6 = 0,9 \text{kn.m}$$

**A L'ELS:**

La combinaison de charge est :

$$Q+G$$

Effort normale dû à G :

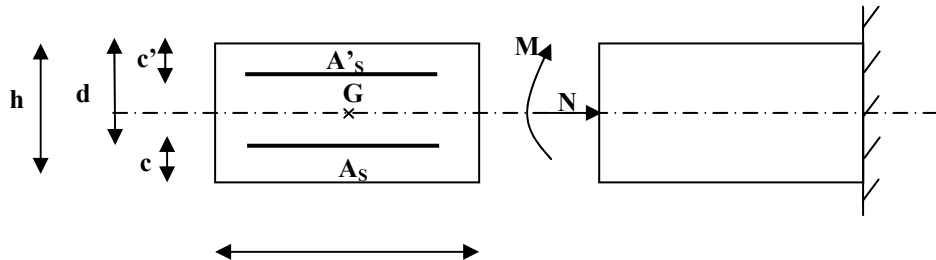
$$N_s = 1,8125 \text{kn}$$

Moment de flexion dû Q :

$$M_s = 0,6 \text{kn.m}$$

**III-1-2 Ferrailage de l'acrotère à L'(ELU) :**

Le calcul sera déterminé en flexion composée à L'ELU ; on considère une section rectangulaire une section rectangulaire (BxH), sous un effort normal Nu et un moment de flexion Mu :



**Figure III-2** flexion composée

**h** : (épaisseur de la section)=10cm.

**b** : (largeur de la section)=100cm.

**c** et **é** : (enrobage)=3cm.

**d** : (la hauteur utile) : h-c=7cm.

**III-1-2-1 Position de centre de pression :**

$$e_u = M_u / N_u = 0,9 / 2,447 = 0,367 \text{ m} = 36,7 \text{ cm.}$$

$$(h/2) - c = 10/2 - 3 = 2 \text{ cm.}$$

$e_u > [(h/2) - c]$  d'où le centre de pression (point d'application de l'effort normal) est à l'extérieur de la section limitée par les armatures, l'effort normal «Nu» est un effort de compression,

Donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif «Mf».

**III-1-2-2 Calcul eu flexion simple :**

**a) Moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u (h/2 - c) = 0,9 + 2,447(0,10/2 - 0,03) = 0,949 \text{ kn.m}$$

(h/2-c): la distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues.

**b) Moment réduit :**

$$\mu_u = M_f / b d^2 f_{bu} \quad \text{avec} \quad f_{bu} = 0,85 f_{c28} / \theta \gamma .$$

$$f_{bu} = 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,2 \text{ Mpa} .$$

$$\mu_u = 0,949 / 1 \times (0,07)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3 = 0,0136 .$$

$\mu_u \leq U_t = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée.

$\mu_u = 0,0136 \rightarrow B = 0,995$ .

**c) Les armatures fictives :**

$A_f = M_f / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$  avec  $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$ .

$A_f = 0,391 \text{ cm}^2$ .

**III-1-2-3 Calcul en flexion composée :**

**Armatures réelles :**

$A_s = A_f - N_u / \sigma_s = 0,391 - 2,446 \cdot 10^3 / 348 \cdot 10^2 = 0,32 \text{ cm}^2$ .

**III-1-3 Vérification à l'ELS:**

**III-1-3-1 Condition de non fragilité : [Art BAEL 91]**

$A_s \geq A_{\min}$ .

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} \left[ \frac{e_s - 0,45d}{e_s - 1,85d} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,812} = 0,331 \text{ m} = 33,1 \text{ [cm]}$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 7x \frac{2,1}{400} \left[ \frac{33,1 - 0,455 \times 7}{33,1 - 0,185 \times 7} \right] = 0,795 \text{ [cm}^2]$$

On remarque que  $A_s < A_{\min} \Rightarrow$  la section n'est pas vérifiée.

$$A_l = \max(A_{\min}, A_s) = 0,795$$

Donc on adopte une section :  $A_s = A_{\min} = 0,795 \text{ cm}^2$ .

Soit : 4HA8  $\Rightarrow A_s = 2,01 \text{ cm}^2$ .

Avec un espacement :  $St = 100/4 = 25 \text{ cm}$ .

**Armatures de répartition :**

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

Soit 3Ø6  $\Rightarrow A_r = 0,85 \text{ cm}^2$

Avec un espacement :  $St = 60/4 = 15 \text{ cm}$ .

**III-1-3-2 Vérification de l'écartement dans les barres :**

- **Armatures verticales :**

$$A=2,01\text{cm}^2.$$

$$St \leq \min\{3h, 33\text{cm}\}=\min\{30,33\text{cm}\}=30\text{cm}.$$

Soit  $St=25\text{cm}$ .

- **Armatures de répartition:**

$$St \leq \min\{4h, 45\text{cm}\}=\min\{40,45\text{cm}\}=40\text{cm}.$$

Soit  $St=33\text{cm}$ .

**III-1-3-3 Vérification au cisaillement : [BAEL 91 Art 5.1.1]**

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u=\min(0,15 f_{c28}, 4\text{Mpa}).$$

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

Avec :

$V_u$  : effort tranchant max à l'ELU.

$$V_u=1,5Q=1,5\text{kn}$$

$$\tau_u=1,5 \cdot 10^3 / 1000 \cdot 70 = 0,021\text{Mpa} < 2,5\text{Mpa}.$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  condition vérifiée (pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversal ne sont pas nécessaires).

**III-1-3-4Vérification l'adhérence des barres (BAEL 91 ART 6-13) :**

Pour connaitre le comportement de L'interface entre le béton et de l'acier de béton armé, on doit vérifier que :  $\tau_{se} < \tau_{se} = \psi_s \cdot F_{T28}$  Avec  $\tau_{se} = V_u / 0,9d \sum U_i$

( $\psi_s = 1,5 \Rightarrow$  haute adhérences)

Avec :  $V_u=1,5\text{ KN}$

$\sum U_i$  =somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = n \times \emptyset \times \pi = 4 \times 0,8 \times 3,14 = 10,05\text{ cm} = 100,5\text{ mm}$$

$$-\tau_{se} = 1,5 \cdot 10^3 / 0,9 \times 70 \times 10,05 \Rightarrow \tau_{se} = 0,236\text{Mpa}.$$

$$-\tau_{se} = P_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{Mpa}$$

$-\tau_{se} < \tau_{se} \Rightarrow$  condition vérifiée

- il n ya pas risque d'entrainement des barres : donc les armatures transversal ne sont pas nécessaire.

- **Espacement des armatures :**

Armatures principales :  $St = 25\text{cm}$ .

Armatures de répartitions :  $St = 33\text{cm}$ .

**III-1-3-5 Ancrage des armatures :**

pour avoir un bon encrage droit, il faut mettre en œuvre un encrage qui est défini par sa longueur de scellement droit ( $L_s$ ).

Avec :

$$-L_s = \sigma_{fe} / 4\tau_{su} \text{ et } \tau_{su} = 0,6\psi_s^2 f_{t28}$$

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

$$L_s = 0,8(400) / 4(2,835) = 28,22 \text{ cm}$$

Soit  $L_s = 30\text{cm}$ .

**III-1-4 Vérification des contraintes à l'ELS :**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

**III-1-4-1 Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

$$\sigma_s \leq \min(2/3f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}})$$

On a des aciers : HA :  $\phi \geq 6\text{mm}$

$$\text{FeE400} \Rightarrow \eta = 1,6$$

$$\sigma_s = \min(2/3 \cdot 400, 110\sqrt{1,6 \times 2,1})$$

$$= \min(266,66, 201,63)$$

$$\sigma_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = M_s / A_s \cdot \beta_1 \cdot d$$

$\beta_1$  : est fonction de  $\rho$  :

$$\rho = 100A_s / b \cdot d = 100 \cdot 2,01 / 100 \cdot 7 = 0,287 \Rightarrow \beta_1 = 0,914$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 0,6 \cdot 10^6 / 2,01 \cdot 0,914 \cdot 7 = 46,656 \text{ Mpa}$$

$\sigma_s < \sigma_s \Rightarrow$  la section est vérifiée vis à vis de l'ouverture des fissures.

**III-1-4-2 Vérification des contraintes dans le béton : [Art A 4.5.2 du BAEL 91]**

Pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ), acier FeE400 en flexion simple, si la relation suivante est satisfaite alors il n'y a pas lieu de vérifier  $\sigma_{bc}$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{0,9}{0,6} = 1,5$$

$$U_u = 0,0136 \xrightarrow{\text{Tableau}} \alpha_u = 0,0171$$

$$\alpha \leq \frac{1,5 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,25 + 0,25 = 0,50 > 0,0171 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

La section est justifiée vis-à-vis de la compression.

### **III-1-4-3 Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99 modifiée 2003) :**

Cette vérification concerne les éléments non structuraux.

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale ; suivant la formule :

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

**Avec :**

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas A = 0.15

(zone IIa et groupe d'usage 2).

CP : facteur de force horizontal (variant entre 0.3 et 0.8).

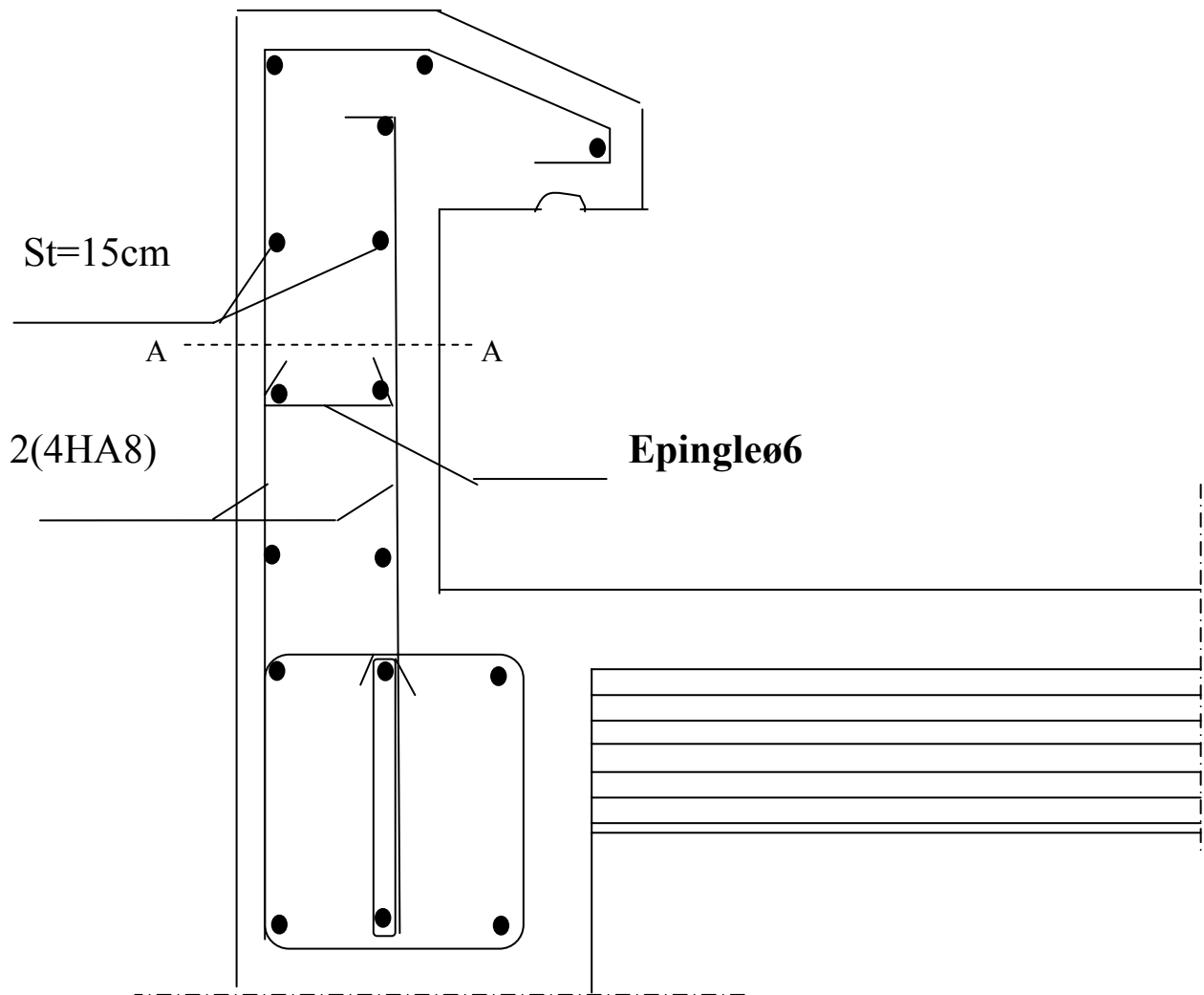
Pour les éléments secondaires  $\Rightarrow C_p = 0.3$

Wp : poids de l'élément considéré (WP = 1.8125 KN/ml)

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 1.8125 = 0.326 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

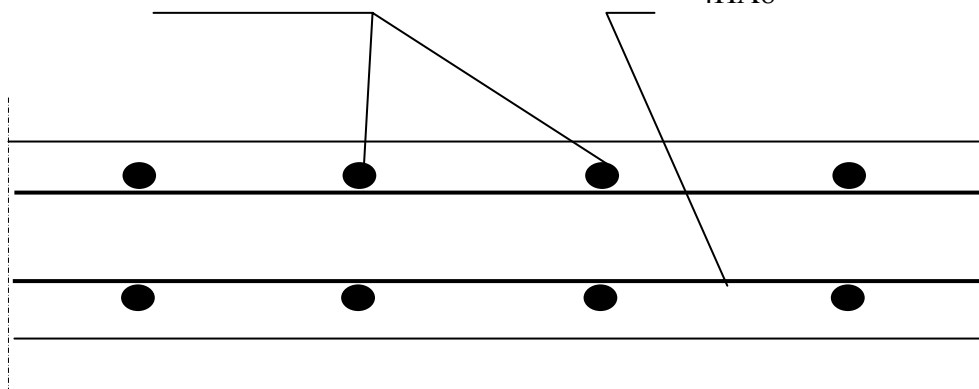
**Fp < Q = 1KN/ml  $\Rightarrow$  condition est vérifiée.**

➤ L'acrotère ne sera pas calculée au séisme.



4HA8/ml

4HA8



Coupe A-A

Figure III-3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

**III-2- CALCUL DES BALCONS :**

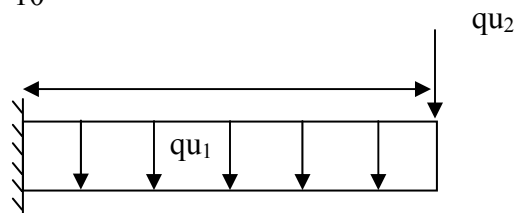
**Introduction :**

Les balcons sont des consoles encastées au niveau de la poutre de rive. Ils sont constitués d'une dalle pleine, ces dimensions sont :

- Largeur = 1,30 m
- Longueur = 3,50 m
- Un garde de corps de hauteur  $h = 1$  m, en brique pleine de 10,5cm d'épaisseur.

L'épaisseur de dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{l}{10} ; \quad e \geq \frac{130}{10} = 13\text{cm} ; \text{ on prend } e = 15 \text{ cm}$$



**Figure III-4-. : Schéma statique du balcon**

**III-2-1 Détermination des Charge et surcharge du balcon:**

**III-2-1-1 Les charges permanentes :**

**Tableau III-1 : Les charges permanentes revenant au balcon.**

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids(KN)
Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	22	0,02	0,44
Couche de sable	18	0,02	0,36
Enduit de mortier de ciment	18	0,02	0,36
La dalle pleine	25	0,15	3,75
<b>Poids total</b>			<b>G<sub>1</sub>=5,35</b>

- Charge concentré (garde corps) :

**Tableau III-2 : Les charges concentrées revenant au balcon .**

Charge permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (KN)	Epaisseur (m)	Poids (KN)
Murs en brique creuses	9	0,01	0,9
Enduit en mortier de ciment	18	2×0,02	0,72
<b>Poids total</b>			<b>G2= 1,62</b>

**III-2-1-2 Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des balcons est :

$$Q = 3.5 \text{KN} / \text{m}^2 \text{ (uniformément repartie)}$$

**III-2-1-3 Combinaisons de charge :**

**A L'ELU :**      $1.35G + 1.5 Q$

$$q_{u1} = (1.35G_1 + 1.5Q)1m = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5 = 12.47 \text{ KN} / m$$

$$q_{u2} = 1.35G_2m = 1.35 \times 1.62 = 2.19 \text{ KN} / m$$

**A L'ELS :**      $G + Q$

$$q_{s1} = (G_1 + Q)1m = (5.35 + 3.5) \times 1 = 8.85 \text{ KN} / ml$$

$$q_s = G_2 \times 1m = 1.62 \times 1 = 1.62 \text{ KN} / ml$$

**III-2-2 Calcul des moments de l'encastrement :**

- Le moment provoqué par la charge  $q_{u1}$  est :

$$M_{qu1} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{12.47 \times 1.30^2}{2} = 10.54 \text{ KN.m.}$$

- Le moment provoqué par la surcharge  $q_{u2}$  est :

$$M_{qu2} = q_{u2} \times 1 = 2.19 \times 1.30 = 2.85 \text{ KN .m.}$$

⇒ Le moment total :

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 10,54 + 2,85 = 13,39 \text{ KN.m}$$

**Moments fléchissant :**

• Le moment provoqué par la charge  $q_{s1}$  est :

$$M_{qs1} = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} = \frac{8,85 \times 1,3^2}{2} = 7,48 \text{ KN.m}$$

• Le moment provoqué par la charge  $q_{s2}$  est :

$$M_{qs2} = q_{s2} \times l = 1,62 \times 1,30 = 2,10 \text{ KN.m}$$

⇒ Le moment total agissant aura la valeur

$$M_s = q_{s1} + q_{s2} = 7,48 + 2,10 = 9,58 \text{ KN.m}$$

### III-2-3 Calcul des armatures a l'ELU :

➤ Les armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13,39 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,065 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu = 0,065 \Rightarrow \beta = 0,966$$

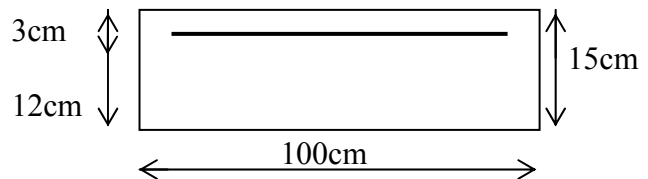
$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13,39 \times 10^3}{0,966 \times 12 \times 348} = 3,32 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5,65 cm<sup>2</sup> Avec : St = 100/5 = 20cm

➤ Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup> Avec : S<sub>t</sub> = 100/4 = 25 cm



### III-2-4 Vérifications à L'ELU :

#### III-2-4-1 Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91)

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 5,65 \text{ cm}^2$  Condition vérifiée.

**III-2-4-2 Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art6.13/BAEL 91)**

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\Sigma u_i = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,07 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} l + q_{u2} = 12,47 \times 1,3 + 2,19 = 18,40 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{18,40 \times 10}{0,9 \times 12 \times 15,07} = 1,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**III-2-4-3 Vérification au cisaillement**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{18,40 \cdot 10}{100 \times 12} = 0,153 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Pas de risque de cisaillement

**III-2-4-4 Vérification de l'écartement des barres**

Armatures principales :  $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Armatures secondaires:  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

**III-2-5-Calcul à L'ELS :**

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

**III-2-5-1 Vérification des contraintes dans le béton :**

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

Etat limite de compression de béton :(Art A 452 du BAEL) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites : -La section est rectangulaire.

- La nuance des aciers est FeE400.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Pour une section rectangulaire b =100 cm ; e =20cm, armée par des aciers de nuance FeE 400 soit à vérifier  $\alpha$  .

$$\gamma = \frac{13,39}{9,58} = 1.39$$

$$\mu = 0.065 \Rightarrow \alpha = 0.0841 < \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de  $\sigma_{bc}$  n'est pas nécessaire.

**III-2-5-2 Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{ 266,66, 201,63 \} = 201,63 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = M_s / \beta_1 . d . A_s$$

Valeur de  $\beta_1$  :

$$\text{On a } \rho = \frac{100 . A_s}{b . d} \Rightarrow \rho = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12} = 0,47 \Rightarrow \beta_1 = 0,896$$

Alors :

$$\sigma_{st} = 9,56 . 10^6 / 0,896 . 120 . 5,65 . 10^2 = 157,37 \text{ Mpa.}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.}$$

**III-2-5-3 Vérification de la flèche :**

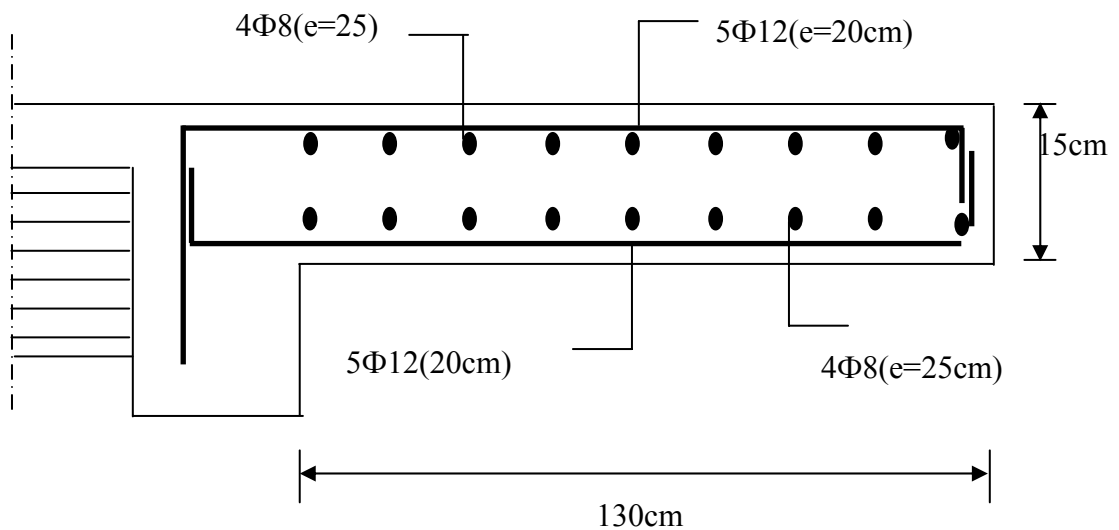
D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est vérifiée.

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{130} = 0.115 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.115 > \frac{M_s}{10 \times M_s} = 0,1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 12} = 0.0047 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

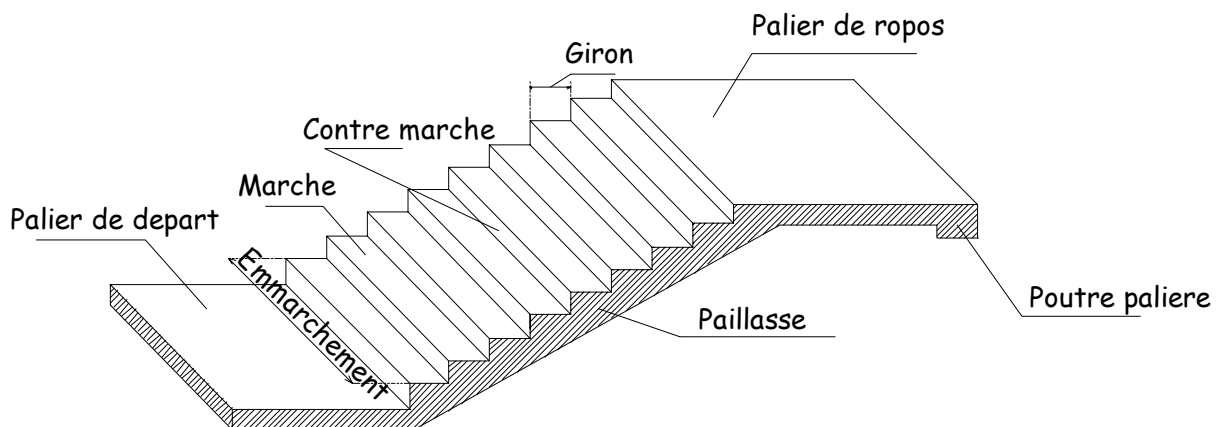


**Figure III-5- Ferrailage du balcon reposant sur deux appuis**

**III-4 - LES ESCALIERS :**

L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place, on a deux types :

- Escaliers du sous sol et du RDC à deux volées avec un palier intermédiaire.
- Escaliers des autres niveaux à deux volées avec un seul palier intermédiaire.

**III-4-1-Terminologie :**

**Figure III-6 Coupe verticale d'un escalier.**

- La marche : est la partie horizontale qui reçoit la charge : sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- La contre marche : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

La hauteur de la marche  $h$  : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes  $h = 13$  à  $17$  cm, jusqu'à  $22.5$  cm pour les escaliers à usage technique ou privé.

- Le giron : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contremarches ; il y a une valeur constante, de  $28$  cm au minimum. un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLANDEL qui est :  $2h + g = 59$  à  $64$ .

- Une volée : est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.
- Un palier : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- L'embranchement : représente la largeur de la marche.

### **III-4-2-Calcul de l'escalier de l'étage courant :**

Notre étage courant comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

#### **III-4-2-1-Pré dimensionnement :**

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan d'architecture.

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

$$14\text{cm} \leq g+2h \leq 18\text{cm}$$

#### **A - Calcul du nombre de contre marches :**

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

On prend h égal à 17cm

$$n = H/h = 153/17 = 9 \text{ contre marches.}$$

#### **B - Calcul du nombre de marches :**

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

#### **C - Calcul de la hauteur de la contre marche :**

$$h = H/n = 153/9 = 17 \text{ cm.}$$

#### **D – Calcul du giron :**

$$g = L_1/n-1 = 240/8 = 30 \text{ cm.}$$

**E - Vérification de la relation de BLONDEL :**

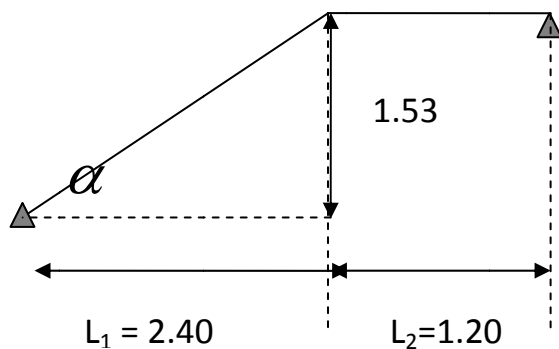
$$59 \leq g+2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$$

On a  $h = 17 \text{ cm}$

Les relations de BLONDEL sont vérifiées



$L_1$  : longueur projeté de la volée.

$L_2$  : longueur du palier d'arrivée.

**III-4-2-2- Pré dimensionnement de la pailasse et du palier:**

**A- La pailasse :**

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

L'épaisseur de la pailasse doit vérifier la condition suivante :

$$L_0/30 \leq e_p \leq L_0 /20$$

Avec  $L_0$  longueur totale entre nus des appuis.

$$L_0 = \frac{L_1}{\cos \alpha} + L_2$$

$$\operatorname{tg} \alpha = H/L_1 = 153/240 = 0.6375 \text{ d'ou}$$

$$\alpha = \operatorname{arc} \operatorname{tg} 0.6375 = 32.52^\circ$$

$$\text{Donc } L_0 = 240/\cos 32.52 + 190 = 475 \text{ cm.}$$

$$475/30 \leq e_p \leq 475/20$$

$$15.83 \leq e_p \leq 23.75 \quad \text{Soit } e_p = 20 \text{ cm.}$$

**B - Le palier :**

On prend la même épaisseur pour le palier  $e_{\text{palier}} = 20 \text{ cm.}$

**III-4-2-3- Détermination des sollicitations de calcul :**

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'embranchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée .En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

**A - Charges et surcharges :**

**1- Le palier:**

**Tableau III-7: Charges et surcharges revenant au palier**

Eléments	Poids propre [KN/m]	
Poids propre de la dalle	25 x 0.20 x1.00	5.00
sable	18 x0.03 x 1.00	0.54
mortier	20 x0.03 x1.00	0.60
carrelage	20 x 0.02 x1.00	0.40
Enduit de plâtre	10 x 0.02 x1.00	0.20
		<b><math>G_{\text{palier}}=6.74</math></b>
		<b><math>Q_{\text{palier}}=2.50</math></b>

2 - La paillasse :

Tableau III-8 : Charges et surcharges revenant à la paillasse

Eléments	Poids propre [KN/m]	
Poids propre de la paillasse	$25 \times e_p / \cos\alpha = 25 \times 0.20 / \cos 32.52^\circ$	5.92
Poids propre des marches	$25 \times e_p / 2 = 25 \times 0.20 / 2$	2.50
carrelage	$20 \times 0.02 \times 1.00$	0.4
Mortier de pose	$20 \times 0.03 \times 1.00$	0.6
Couche de sable	$18 \times 0.03 \times 1.00$	0.54
Enduit de ciment	$10 \times 0.02 \times 1.00$	0.2
Poids propre du garde corps	/	0.2
		<b>Gpaillasse=10.36</b>
		<b>Q paillasse=2.50</b>

Surcharge d'exploitation : selon le (DTR c2-2) pour une construction à usage de service ou d'habitation,  $Q = 2.5K/m$ .

B - Combinaisons de charges :

Tableau III-21 : Combinaisons de charges

	ELU : $q_u = (1.35G + 1.5 q) \times 1m$ [KN/ml]	ELS : $q_s = (G + q) \times 1m$ [KN/ml]
Palier	$q_u^{palier} = (1.35 \times 6.74 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 12.84$	$q_s^{palier} = (6.74 + 2.5) \times 1m = 9.24$
paillasse	$q_u^{paillasse} = (1.35 \times 10.36 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 17.73$	$q_s^{paillasse} = (10.36 + 2.5) \times 1m = 12.86$

**III-4-2-4- Ferrailage et calcul des efforts à l'ELU :**

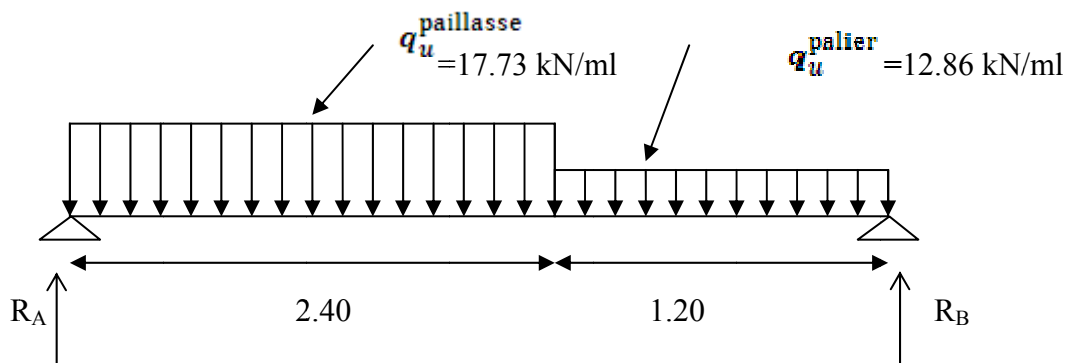
**A-Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum F = 0 \quad R_A + R_B = 17,73 \times 2,4 + 12,86 \times 1,2 = 57,98 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0 \quad \Rightarrow R_B \times 3,6 = q_{u2} \times 2,4 \times \frac{2,4}{2} + q_{u1} \times 1,20 \times \left( 2,40 + \frac{1,20}{2} \right)$$

Donc:  $R_A = 30,94 \text{ KN}$

$R_B = 27,04 \text{ KN}$ .

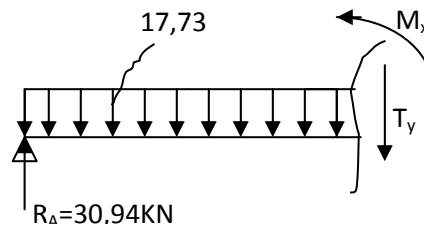


**B -Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

**1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2,4$**

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

$$T(x=0) \Rightarrow R_A = 30,94 \text{ KN}$$



$$T(x=2,4) = 30,94 - 17,73 \times 2,4 = 30,94 - 42,55 = -11,61 \text{ KN}$$

$$T(x=0) \Rightarrow R_A - q_{u2} \cdot x = 0 \Rightarrow R_A = q_{u2} \cdot x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u2}} = \frac{30,94}{17,73} = 1,74 \text{ m}$$

$$X = 1,74 \text{ m}$$

**Calcul de moment fléchissant :**

$$M(x) = R_A X - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 30,94 \cdot x - \frac{17,73}{2} x^2$$

$$M(x) = 30,94x - 8,86 x^2.$$

$$\begin{cases} x = 0 & , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x = 2,4 & , \quad M(x=2,4) = 23,22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

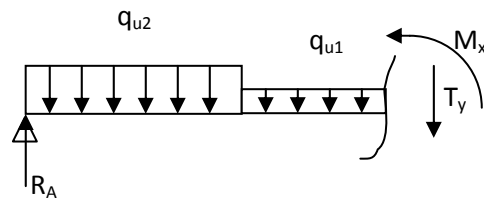
$$M_{\max} = M(x=1,74) = 30,94 \times 1,74 - 8,86(1,74)^2 = 27,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 27,01 \text{ KN.m.}$$

**2<sup>ieme</sup> tronçon :  $2,4 \leq x \leq 3,60$ .**

$$T(x) = R_A - q_{u2}(2,4) - q_{u1}(x-2,4)$$

$$T(x=2,4) = 30,94 - 17,73 \times 2,4 = -11,61 \text{ KN.}$$



$$T(x=3,60) = 30,94 - 17,73 \times 2,4 - 12,86(3,60 - 2,4) = -27,04 \text{ KN.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{u2} \times 2,4 - q_{u1} \cdot x + 2,4 q_{u1} = 0.$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = (R_A - q_{u2} \times 2,4 + 2,4 q_{u1}) / q_{u1} = 0$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1,26$$

**C-Calcul de moment fléchissant :**

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u2} \times 2,4 \left( x - \frac{2,4}{2} \right) - q_{u1} (x - 2,4) \left( \frac{x - 2,4}{2} \right).$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u2} \times 2,4 \times (x - 1,2) - q_{u1} \left( \frac{(x - 2,4)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 30,94x - q_{u2} \times 2,4 (x - 1,2) - 12,86 \left( \frac{(x - 2,4)^2}{2} \right).$$

$$M(x)=30,94 \times 3,60 - 2,4 \times 17,73(3,60 - 1,2) - 12,86 \left( (3,60 - 2,4) \frac{(3,60 - 2,4)}{2} \right) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(x=3,60)=0 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

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

Le moment aux appuis :

$$M_{u_{app}} = (0,3) M_{u_{max}} = (-0,3) \times 27,01 = -8,10 \text{ KN.m}$$

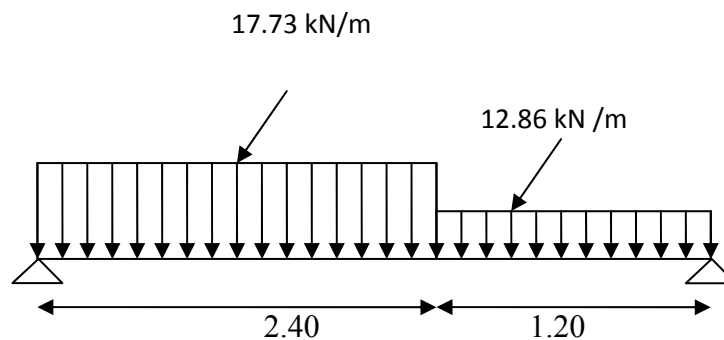
Le moment en travée :

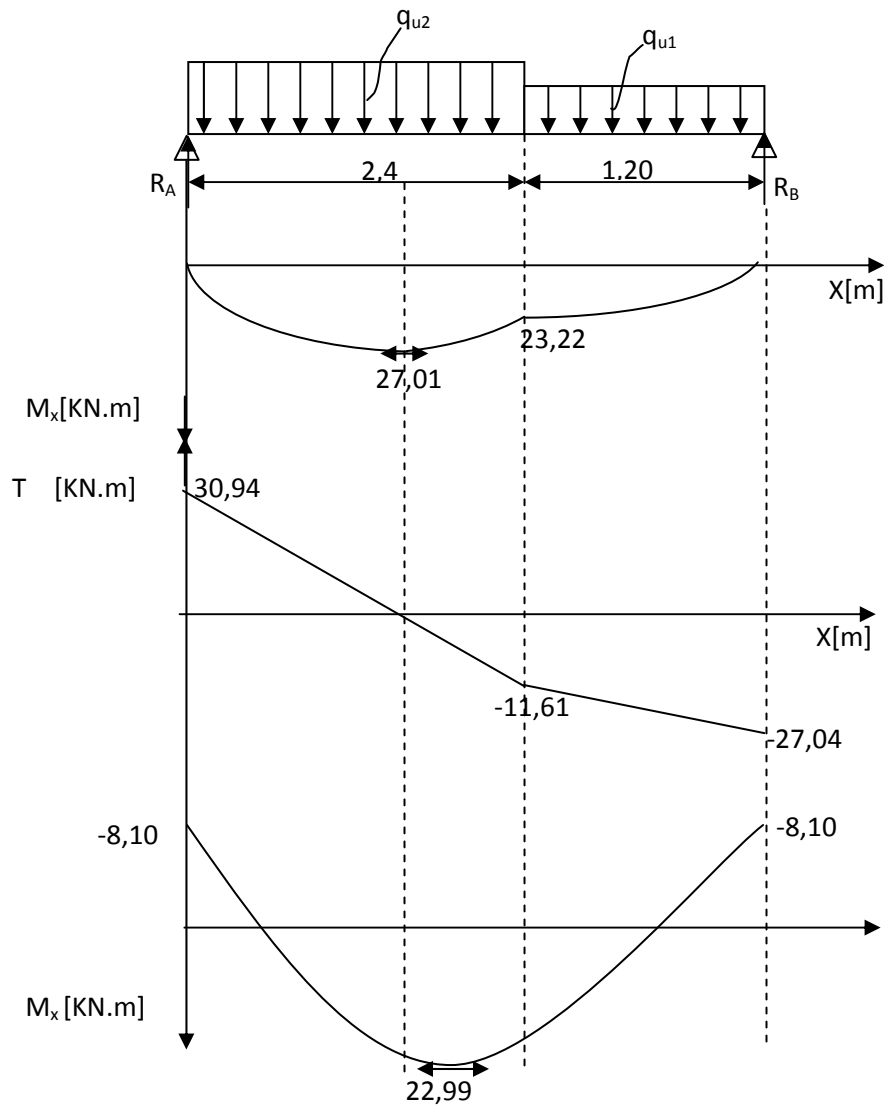
$$M_{ut} = (0,85) M_{u_{max}} = (0,85) \times 27,01 = 22,99 \text{ KN.m}$$

**3- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a L'ELU:**

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

	Expression	Moment [KNm]
Moment aux appuis [ $M_a$ ]	$(-0.3) \times 27.01$	-8.10
Moment en travée [ $M_t$ ]	$(0.85) \times 27.01$	22.99



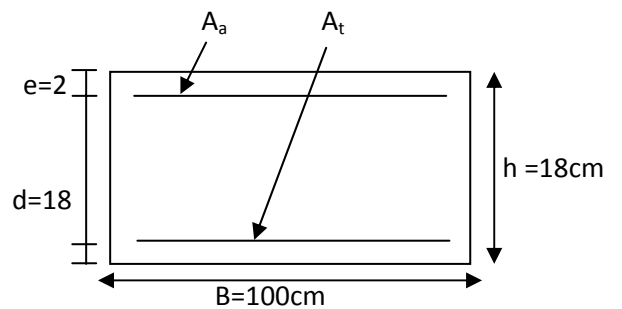


**C - Calcul des armatures :**

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment.

**1- Aux appuis:**

$M_u^a = -8.10 \text{ KN m}$ ,  $d = 18 \text{ cm}$ ,  $c = 2\text{cm}$ ,  $b = 100\text{cm}$



**a- Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8.10 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,017 \leq 0,392$$

$$\mu_b = 0,017 \Rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{8.10 \times 10^3}{0,991 \times 18 \times 348} = 1,30 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t = 25\text{cm}$

**b- Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 0.627 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 8/ml = 2,01 cm<sup>2</sup> , avec un espacement  $S_t = 25\text{cm}$

**2 -En travée :**

$$M_u^t = 22.99 \text{ KN m}$$

**a -Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{22.99 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,049 < 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armé}$$

$$\mu_b = 0,049 \Rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{22.99 \times 10^3}{0,974 \times 18 \times 348} = 3.76 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA 12 = 5,65 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t = 25\text{cm}$

**b- Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8/ml = 2,01 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**III-4-2-5- Vérification à l'ELS:**

**A- Espacement des armatures :**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales  $\longrightarrow St \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

$St=25\text{cm} < 33\text{cm}$ .....condition vérifiées

Armatures de répartition  $\longrightarrow St \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

$St=25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ .....condition vérifiées

**B- Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

❖ Aux appuis :  $A_{ad} = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2 \dots$  **Condition vérifiée**

❖ En travée :  $A_{ad} = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2 \dots$  **Condition vérifiée**

**C- Vérification au cisaillement (Art A.5.1,1/ BAE91) :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \overline{\tau}_u$$

❖ Calcul de  $\bar{\tau}_u$  :

Pour les fissurations non préjudiciables :  $\bar{\tau}_u = \underline{3.33\text{Mpa.}}$

❖ Calcul de  $\tau_u^{\text{max}}$  :

$V_{\text{max}} = 30.94 \text{ KN.}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{30.94 \times 10^3}{1000 \times 180}$  ; Donc :  $\tau_u = \underline{0.171\text{Mpa.}}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  ..... Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ Condition vérifiée

**D- Contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres (Art. A.6.1,3 / BAEL91) :**

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\text{max}}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de  $\bar{\tau}_{se}$  :

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$  ; Avec :  $\Psi_s = 1.5$  (pour les aciers H.A).

$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = \underline{3.15\text{Mpa.}}$

Calcul de  $\tau_{se}$  :

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles.

$\sum U_i = n \times \pi \Phi = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}$

$\tau_{se} = \frac{30.94 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 188.4}$  ; Donc :  $\tau_{se} = \underline{1.01\text{Mpa.}}$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$  ..... Pas de risque d'entrainement des barres , **condition vérifiée.**

**D- Longueur du scellement droit (Art A.6.1,22 / BAEL91) :**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de  $\tau_{su}$  :  $\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$

$$L_s = \frac{\varphi \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \varphi \text{ cm}$$

Pour  $\varphi = 0.8 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35.27 \times 0.8 = 28.22 \text{ cm}$

Pour  $\varphi = 1.2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35.27 \times 1.2 = 42.32 \text{ cm}$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 28.22 = 11.29 \text{ cm}$$

$$L_t = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm}$$

**E- Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1,313 / BAEL91) :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 30.94 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 180} = \mathbf{0.381 \text{ Mpa.}}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1.5} = \mathbf{13.33 \text{ Mpa.}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \mathbf{Condition \text{ v\u00e9rifi\u00e9e.}}$$

**G- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

❖ **Influence sur le béton** :  $T_{u\max} = 30.94 \text{ KN} < V_u$

$$V_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a = 0,9d = 0,9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$V_u = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,18 \times 1}{1,5} = 1080 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Influence sur les aciers**

$$A = 2.51 \geq \left( \frac{f_s}{f_e} \right) \left( T_{u\max} + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} (30.94 + (-8,10 \times 10^2) / 0,9 \times 18) = -0,054 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée.

**III-5-2-6-Calcul des moments fléchissants et efforts tranchants à l'ELS :**

**A- Calcul des réactions d'appuis :**

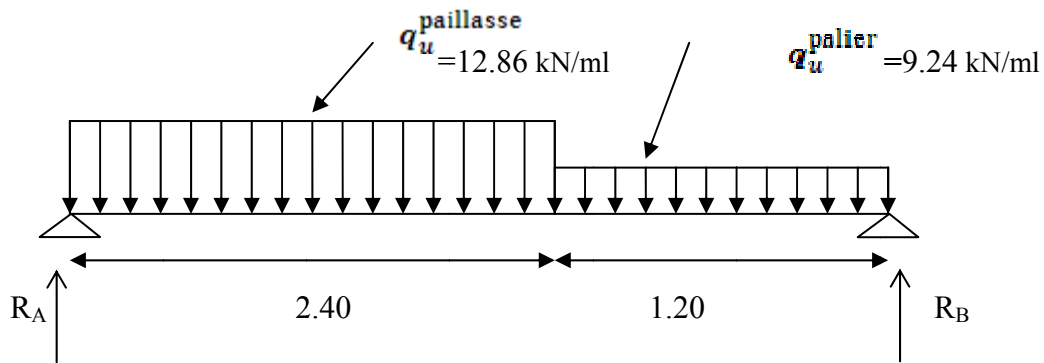
$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = 41.94 = \text{KN}$$

$$\sum M / A = 0 \rightarrow \Rightarrow R_B \times 3,6 = q_{u2} \times 2,4 \times \frac{2,4}{2} + q_{u1} \times 1,20 \times \left( 2,40 + \frac{1,20}{2} \right)$$

**Donc** :  $R_A = 22.42 \text{ KN}$

$$R_B = 19,52 \text{ KN.}$$

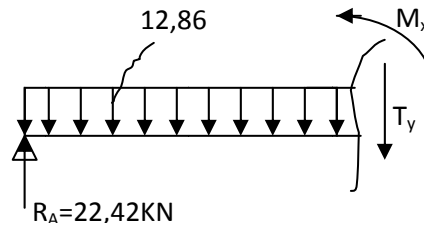


**B -Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

*1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2,4$*

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

$$T(x=0) \Rightarrow R_A = 22,42 \text{ KN}$$



$$T(x=2,4) = 22,42 - 12,86 \times 2,4 = 22,42 - 30,86 = -8,44 \text{ KN}.$$

$$T(x=0) \Rightarrow R_A - q_{u2} \cdot x = 0 \Rightarrow R_A = q_{u2} \cdot x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u2}} = \frac{22,42}{12,86} = 1,74 \text{ m}$$

$$X = 1,74 \text{ m}$$

**Calcul de moment fléchissant :**

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 22,42 \cdot x - \frac{12,86}{2} x^2$$

$$M(x) = 22,42x - 6,43 x^2.$$

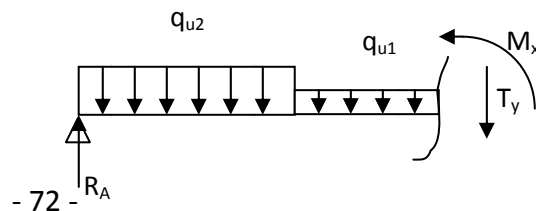
$$\begin{cases} x = 0 & , & M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x = 2,4 & , & M(x=2,4) = 16,77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{max} = M(x=1,74) = 22,42 \times 1,74 - 6,43(1,74)^2 = 19,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} = 19,54 \text{ KN.m.}$$

*2<sup>ieme</sup> tronçon :  $2,4 \leq x \leq 3,60$*

$$T(x) = R_A - q_{u2}(2,4) - q_{u1}(x-2,4)$$



$$T(x=2,4)=22,42-12,86 \times 2,4 = -8,644 \text{ KN} .$$

$$T(x=3,60)=22,42-12,86 \times 2,4 - 9,24(3,60 - 2,4) = -19,54 \text{ KN} .$$

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{u2} \times 2,4 - q_{u1}x + 2,4qu = 0 .$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = (R_A - q_{u2} \times 2,4 + 2,4q_{u1}) / q_{u1} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x=1,48 \quad , \quad 1,48 \quad x \notin [2,4 , 3,60] .$$

**Calcul de moment fléchissant :**

$$M(x)=R_A \cdot x - q_{u2} \times 2,4 \left( x - \frac{2,4}{2} \right) - q_{u1}(x - 2,4) \left( \frac{x - 2,4}{2} \right) .$$

$$M(x)=R_A \cdot x - q_{u2} \times 2,4 \times (x - 1,2) - q_{u1} \left( \frac{(x - 2,4)^2}{2} \right) .$$

$$M(x)=22,42x - q_{u2} \times 2,4(x - 1,2) - 9,24 \left( \frac{(x - 2,4)^2}{2} \right) .$$

$$M(x)=22,42 \times 3,60 - 2,4 \times 12,86(3,60 - 1,2) - 9,24 \left( (3,60 - 2,4) \frac{(3,60 - 2,4)}{2} \right) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(x=3,60)=0 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

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

Le moment aux appuis :

$$M_{u_{app}} = (0,3) M_{u_{max}} = (-0,3) \times 19,54 = -5,86 \text{ KN.m}$$

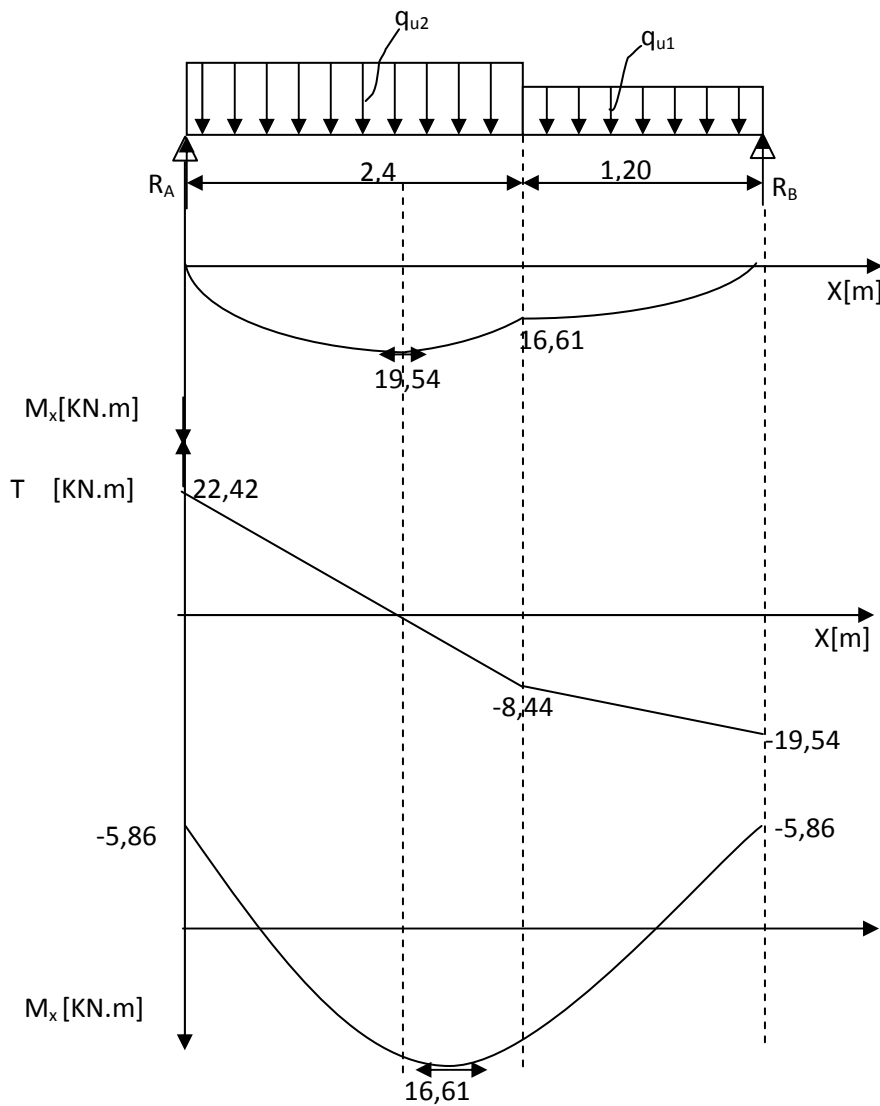
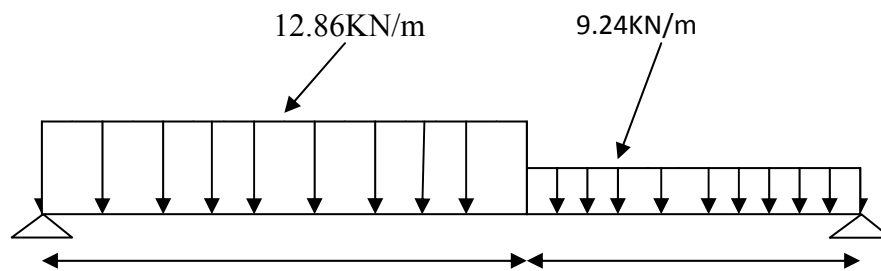
Le moment en travée :

$$M_{ut} = (0,85) M_{u_{max}} = (0,85) \times 19,54 = 16,61 \text{ KN.m}$$

**B- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant:**

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et .3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

	Expression	Moment [KNm]
Moment aux appuis [ $M_a$ ]	$(-0.3) \times 19.54$	-5.86
Moment en travée [ $M_i$ ]	$(0.85) \times 19.54$	16.61



**III-4-2-7-Vérification à l'ELS :**

**A- Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91) :**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

**B- Etat limite de compression de béton (Art. A.4.5,2 /BAEL91) :**

La contrainte de compression est limitée à :

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

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

**En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0,313 \Rightarrow \text{Après interpolation on trouve}$$

$$\rho_1 = 0,313 \xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,910 \\ K = 0,023 \end{array} \right.$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{16.61 \times 10^3}{0.910 \times 18 \times 5,65} = 179.47 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{179.47}{41.82} = 4.29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

**Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 18} = 0.139$$

$$\rho_1 = 0,139 \xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,941 \\ K = 0,014 \end{array} \right.$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{5,86 \times 10^3}{0.941 \times 18 \times 2.51} = 137.83 \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{137.23}{66.97} = 2.04MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$

⇒ Condition vérifiée.

**C- Etat limite de déformation :(BAEL91/ARTB.6.5.2)**

Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{360} = 0,0555 < \frac{1}{16} = 0,0625$$

La condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \quad \bar{f} = \frac{360}{500} = 0.72 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{348} \frac{q^{\max}_s L^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

$$q^{\max} = \max ( 12.86 , 9.24 ) = 12.86 \text{ KN/ml}$$

$$f = \frac{5}{348} \frac{12.86 \times 360^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible ;

$E_v$  : module de déformation différée ;

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,865MPa ;$$

I : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section ;

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} ;$$

V1 : position de l'axe neutre

B<sub>0</sub> : aire de la section homogène.

S<sub>xx</sub> : moment statique par rapport à l'axe XX passant par la fibre extrême supérieur.

A<sub>t</sub> : section d'armatures tendues

$$B_0 = b \cdot h + 15A_t = 100 \times 20 + 15 \times 5,65 = 2084,75 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot x \cdot d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 18 = 21525,5 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{21525,5}{2084,75} = 10,32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,32 = 9,68 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_A)^2 = \frac{100}{3} (10,32^3 + 9,68^3) + 15 \times 5,65 (9,68 - 2)^2 = 71870,22 \text{ cm}^4$$

Avec  $V_A = V_2 - C$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisé calculé par rapport au centre de gravité

$$f = \frac{5}{348} \frac{q_s^{\max} L^4}{E_v I} = \frac{5}{348} \times \frac{12,86 \times (3,60)^4 \times 10^3}{10818,865 \times 71870,22 \times 10^{-2}} = 0,003$$

$f = 0,003 < \bar{f} = 1,22$  ..... condition vérifiée.

**III 4-1) Poutre palière:**

**III- 4-1-1) Introduction:**

La poutre palière est encadrée à ses extrémités dans les poteaux ; c'est une poutre de section rectangulaire.

**III 4-1-2) pré dimensionnement :**

**Hauteur :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{230}{15} \leq h \leq \frac{230}{10} \Rightarrow 15,33 \leq h \leq 23 \text{ cm.}$$

Selon RPA99 modifié 2003  $h_t \geq 30\text{cm} \Rightarrow$  on opte pour  $h_t = 30 \text{ [cm]}$

**Largeur :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 21\text{cm}$$

$$\text{Selon le RPA99} \begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow b = 25 \text{ [cm]}$$

Donc la poutre palière aura pour dimension  $b \times h = 25 \times 30\text{cm}^2$

**III -4-9-3) charge revenant à la poutre :**

Poids propre de la poutre  $0,3 \times 0,25 \times 25 = 1,875\text{KN / ml.}$

Poids de palier (ELU) : 27,04KN/ml.

Réaction du palier (ELS) : 19,54 KN/ml.

**III-4-1-3) A l'ELU :**

**Calcul du moment et l'effort :**

$$q_u = (1,875) \times 1,35 + 27,04 = 29,57\text{KN / ml.}$$

**Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u \ell^2}{8} = \frac{29,57 \times (2,30)^2}{8} = 19,55 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = 19,55\text{KN.m.}$$

**L'effort tranchant :**

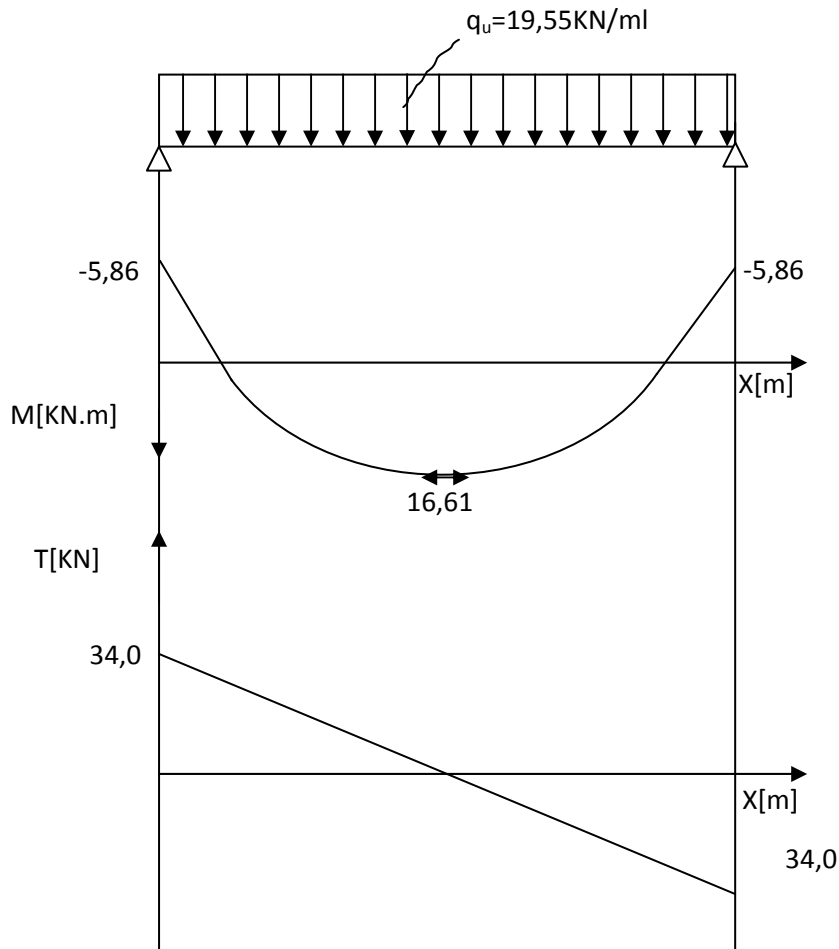
$$T = \frac{q_u \ell}{2} = \frac{29,57 \times (2,30)}{2} = 34,00 \text{ KN.}$$

Etant donné l'effort de semi encastre on aura.

$$M_{uapp} = (-0,3) M_0 = -5,86 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ut} = (0,85) M_0 = 16,61 \text{ KN.m.}$$

**Diagramme M et de T :**



**III-4-1-4) Ferrailage :**

➤ **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{16,61 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,059 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow SSA.$$

tableau

$$\mu_b = 0,059 \longrightarrow \beta = 0,969.$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16,61 \times 10^3}{0,969 \times 28 \times 348} = 1,76 \text{ cm}^2.$$

Soit : 3HA12=3,39cm<sup>2</sup>.

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5,86 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,021 < 0,392 = \mu_R \Rightarrow SSA.$$

Tableau

$$\mu_b = 0,021 \longrightarrow \beta = 0,989$$

$$A_{uapp} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5,86 \times 10^3}{0,989 \times 28 \times 348} = 0,60 \text{ cm}^2.$$

Soit : A<sub>app</sub>=3HA12=3,39cm<sup>2</sup>.

- Le RPA99 exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section.

$$3,39 + 3,39 = 6,78 \text{ cm}^2 > \frac{0,5bh}{100} = \frac{0,5 \times 25 \times 30}{100} = 3,75 \quad \text{OK.}$$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit de 4% en zone courante.

$$6,78 \text{ cm}^2 < \frac{4 \times b \times h}{100} = 30 \text{ cm}^2.$$

**III-4-1-5) Vérification à l' ELU :**

**III-4-1-5-1) Condition de l'effort tranchant (BAEL91 ArtA522) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,13 f_{c28}, 4MPa\} = 3,25MPa.$$

La contrainte tangente prise est égale à :

$$\tau_u = 0,48[MPa]$$

$$\bar{\tau}_u = 3,25 MPa$$

alors  $\tau_u = 3,25MPa \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**III-4-1-5-2) influence de l'effort tranchant aux voisinage des appuis (BAEL91Art5.132) :**

- **Influence des aciers :**

$$A_u = \frac{T_{\max}}{\sigma_s} \leq A_{uapp}$$

$$A_u = \frac{34}{348} = 0,97cm^2 < A_{uapp} = 3,59cm^2 \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

- **Influence sur le béton :**

$$T_u^{\max} \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 34KN \leq 0,4 \times 250 \times (0,9 \times 280) \times \frac{25}{1,5} = 420KN.$$

$$T_u = 34KN \leq 420KN. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**III-4-1-5-3) vérification de l'adhérence aux appuis (BAEL91, ArtA613):**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{su} = \Psi f_{t28}.$$

$\sum u_i$  : Somme des périmètres utile des armatures.

$$\sum u_i = \sum n \times \phi = 3 \times 3,14 \times 12 = 11,304 cm$$

$$\tau_e = \frac{34 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113,04} = 1,19 [MPa].$$

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

**III-4-1-5-4) Ancrage des barres aux appuis (BAEL91Art6.127) :**

La longueur de scellement droit est :

$$l_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \quad \text{avec } \bar{\tau}_{se} = 0,6 \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 [MPa].$$

$$l_s = \frac{230 \times 1,2}{4 \times 2,835} = 24,33 [cm].$$

On calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixe a  $0,4l_s$ .

$$L_{ac} = 0,4l_s = 0,4 \times 24,33 = 9,73cm.$$

**III-4-1-5-5) les armatures transversales (BAEL91Art722) :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que l'on ait.

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \Phi_t, \frac{L}{35}, \frac{b}{10} \right\} = \min \{12, 6,57, 25\} = 6,57mm. \quad \Phi_t = 8mm$$

Avec : h : hauteur de la poutre.

b : longueur de la poutre

$\Phi_t$  : Diamètre minimum des armatures tendues du 1<sup>ier</sup> lit maintenues par cadres.

On prend  $\Phi = 8mm$  (un cadre de  $2,01cm^2$ ).

On choisit  $4 \Phi 8 = 2,01 cm^2$ .

**Calcul des espacements (BAEL91Art51.22) :**

$$S_t \leq \min(0.9d, 40cm) = \min(25,2, 40) = 25,2 cm.$$

$$\text{Zone nodal: } S_t \leq \min \left( \frac{h}{2}, 12\Phi, 30cm \right)$$

$$S_t \leq \min \left( \frac{30}{4}, 12 \times 1,2, 30cm \right) = 7,5 cm.$$

Soit:  $S_t = 7,5 [cm]$ .

$$\text{Zone courante} : S_t \leq \frac{h}{2} = 15 cm$$

Soit :  $S_t = 15 [cm]$

Le RPA révisé 2003 : la quantité d'armatures transversales minimale est

Donnée par la relation suivante :

$$A_t = 0,003 S_t b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,125 \text{ cm}^2. \text{ Condition vérifiée}$$

**III-4-2) Vérification à l'ELS:**

Après les différentes étapes de calcul, comme à l'ELU on aura :

$$q_s = G + 2T_u/L = 1,875 + (2 \times 19,54)/2,30 = 18,86 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{(18,86)(2,3)^2}{8} = 12,47 \text{ KN.m.}$$

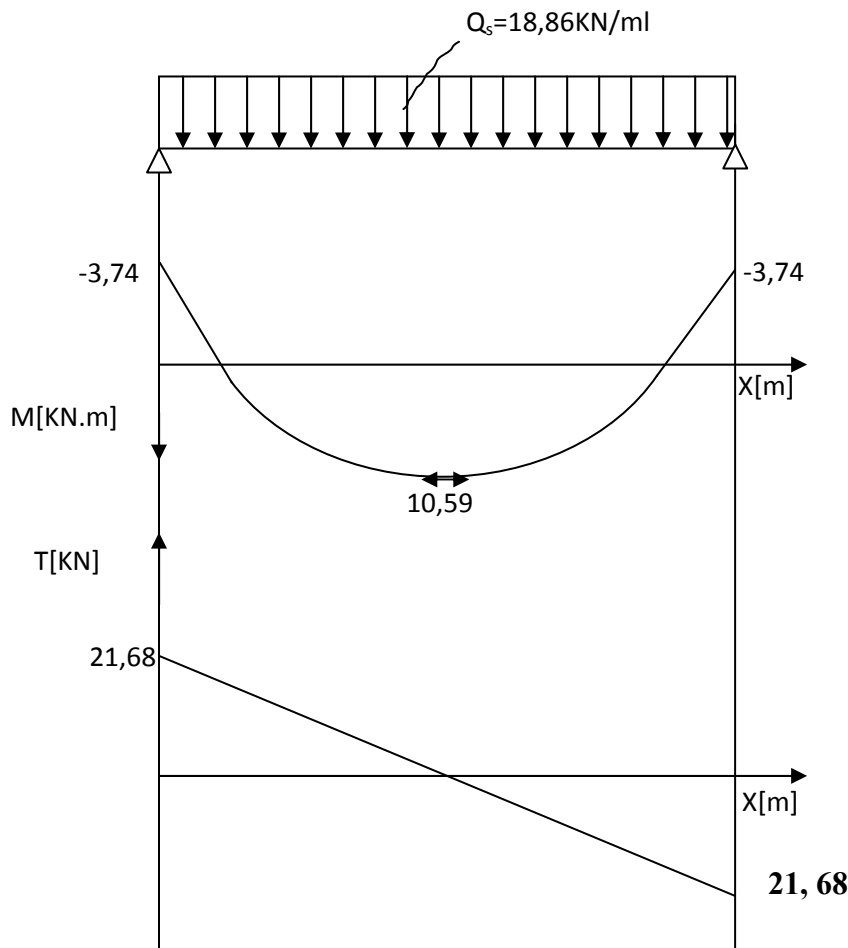
$$\text{L'effort tranchant : } T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{(18,86)(2,3)}{2} = 21,68 \text{ KN.}$$

Etant donné l'effet de semi encastrement :

$$M_{sapp} = (-0,3) M_{0s} = -3,74 \text{ KN.m.}$$

$$M_{st} = (0,85) M_{0s} = 10,59 \text{ KN.m}$$

**III-4-2-1) diagramme des sollicitations à l'ELS :**



**1) état limite de compression du béton :**

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

➤ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_{app}}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,484 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,895. \\ K = \frac{1}{32,62} = 0,03. \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{uapp}}{\beta_1 d A_{app}} = \frac{3,74 \times 10^3}{0,895 \times 28 \times 3,39} = 44,02 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = 0,03 \times 44,02 = 1,32 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = 1,32 < 15 MPa \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,484 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,895 \\ K = 0,03 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ut}}{\beta_1 d A_{app}} = \frac{10,59 \times 10^3}{0,895 \times 28 \times 3,39} = 124,65 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = 0,03 \times 124,65 = 3,73 [MPa] \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 [MPa].$$

⇒ La condition est vérifiée.

**2) état limite d'ouverture des fissures (BAEL91.ArtB.6.3) :**

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier car l'élément et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

**3) état limite de déformation :**

Pour dispenser de calcul de la flèche on vérifie.

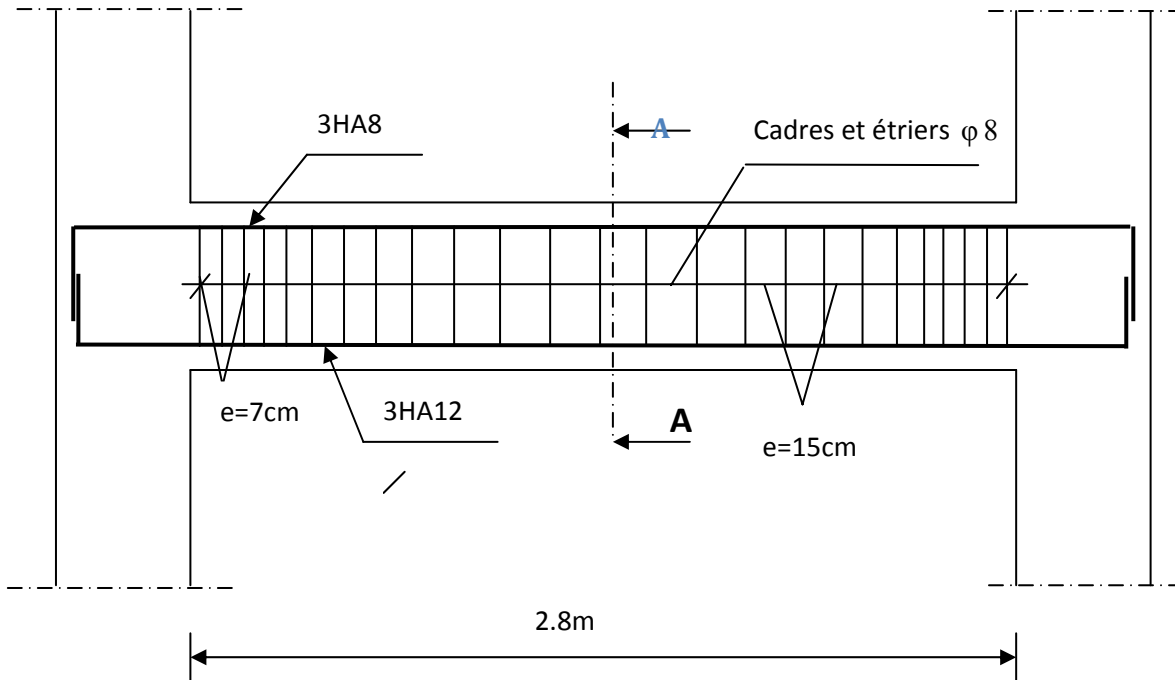
$$1) \frac{h}{L} = \frac{30}{230} = 0,130 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l} = \frac{30}{230} = 0,130 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

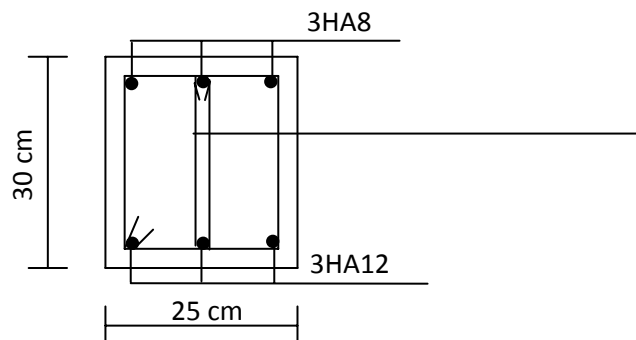
$$\frac{h}{l} = 0.130 > \frac{M_e}{10 \times M_0} = \frac{10.59}{10 \times 12.47} = 0.084 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{25 \times 28} = 0.0048 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

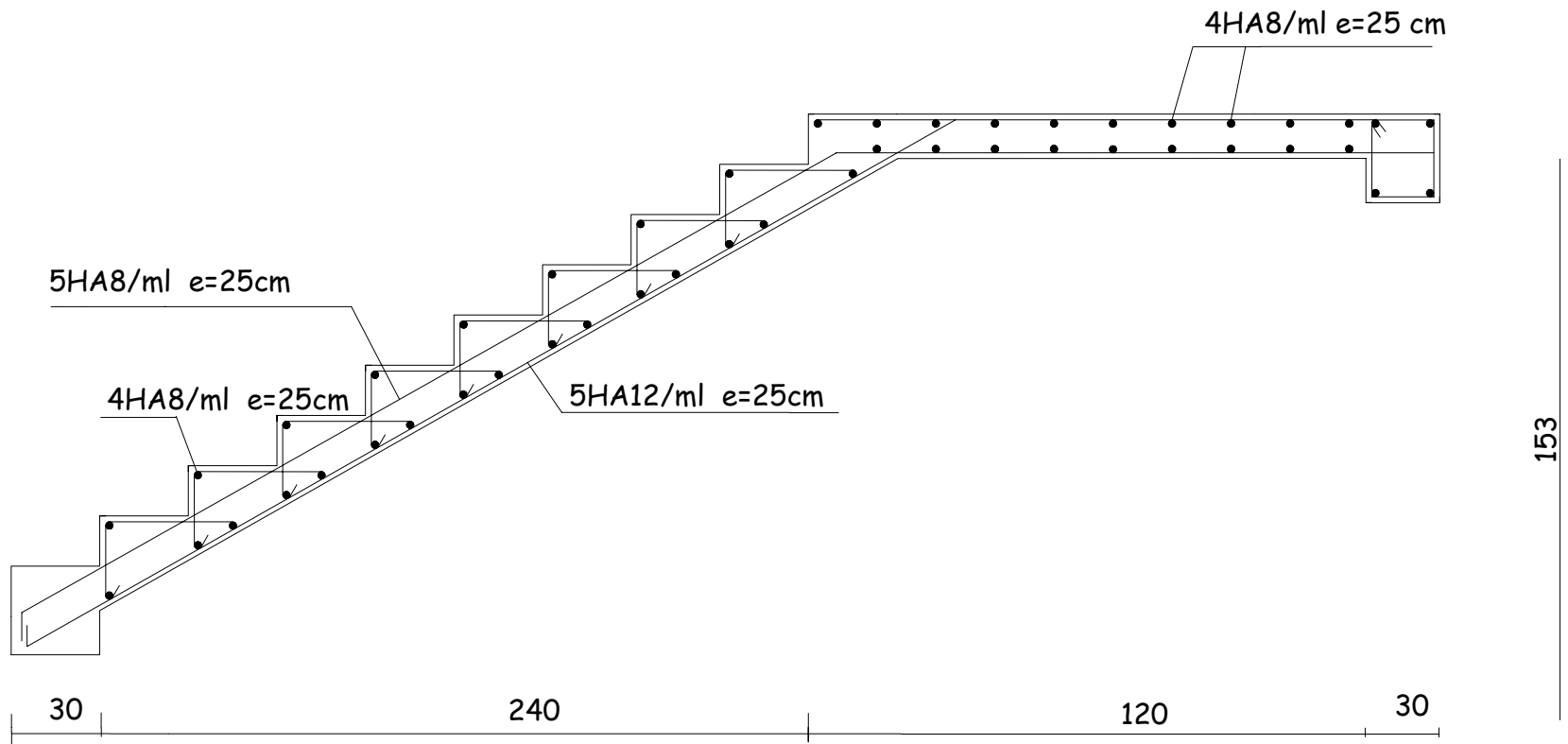
Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire



**Figure III-9 : Plan de ferrailage de la poutre palière.**



**Coupe A-A**

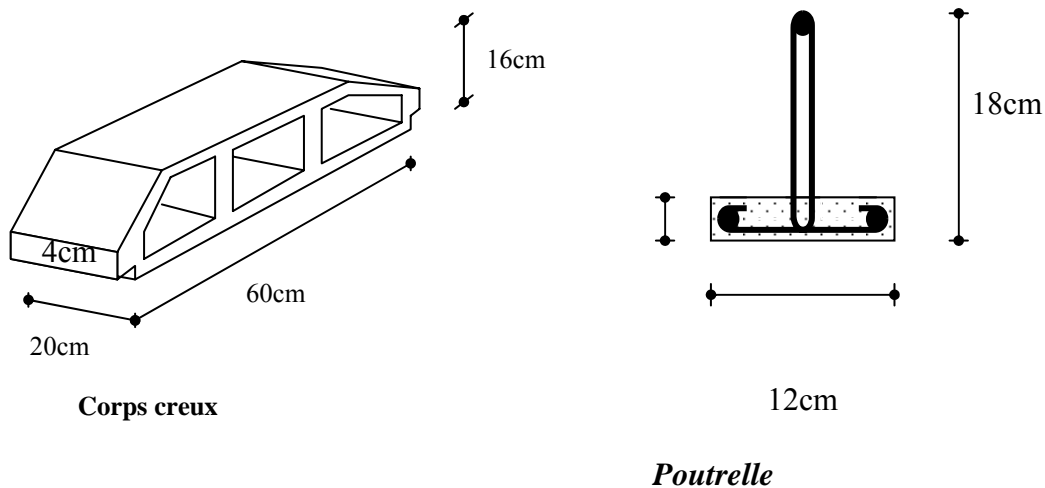


**III-3 LES PLANCHERS :**

La structure comporte des planchers en corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées disposées suivant le sens longitudinal et sur lesquelles repose le corps creux.

Dans notre cas, on fera l'étude pour 3 types de planchers qui diffèrent de leurs charge d'exploitation (habitation, commerce, et dernier étage):

Les poutrelles sont de sections en T, distantes de 65 cm entre axes .Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu, sa dimension est de 16 cm.



La dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée avec un treillis soudé de nuance TL520, ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissurations par retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le BAEL 91.

• **Détermination des dimensions de la section en T :**

-20cm pour les armatures  $\perp$  aux poutrelles.

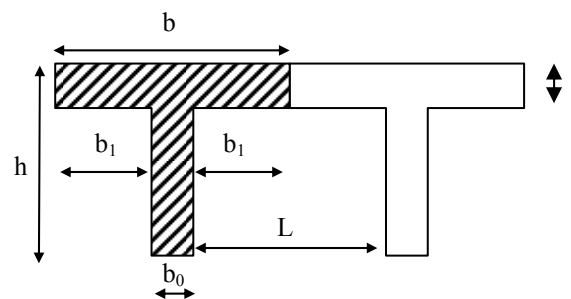
-33cm pour les armatures // aux poutrelles.

$h=16+4=20$  cm (hauteur de la dalle).

$h_0=4$ cm (épaisseur de la dalle de **compression**).

$c=2$  cm (enrobage).

$d=18$ cm (hauteur utile).



$b_1$ =largeur de l'hourdis.

Avec :

L : distance entre faces voisines de deux nervures.

La longueur du hourdis à prendre en compte est limitée par la plus restrictive des conditions suivantes :

$$b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{460}{10} = 46 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L-b_0}{2} = \frac{65-12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \qquad 30 \leq b_1 \leq 40\text{cm} \qquad \phi 6 \text{ nuances TLE520}$$

Soit :  $b_1 = 26,5\text{cm} \Rightarrow b = b_0 + 2b_1 = 65\text{cm}$

**III-3-1- Ferrailage de la dalle de compression :**

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

**III-3-1-1 Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$

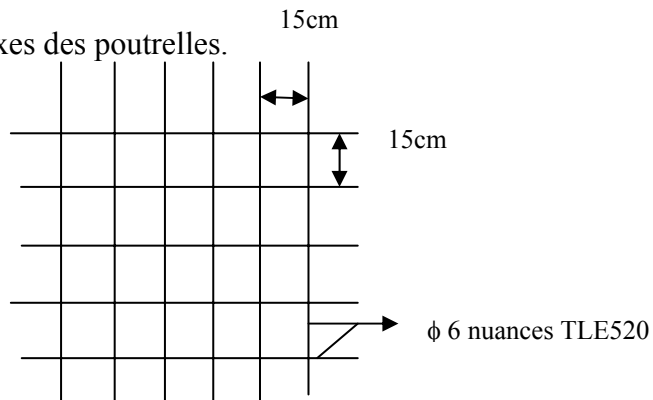
Avec : L = 65 cm ; distance entre axes des poutrelles.

D'où :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Soit  $A_{\perp} = 6\Phi 6 = 1,7 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow$  L'espacement  $e = 15\text{cm}$ .



**III-3-1-2 Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 1,7 / 2 = 0,85 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Soit  $A_{//} = 6\Phi 6 = 1,7 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  l'espacement  $e = 15 \text{ cm}$ .

**Conclusion :**

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension  $(6 \times 6 \times 150 \times 150) \text{ mm}^2$ .

**III-3-2- Calcul des poutrelles :**

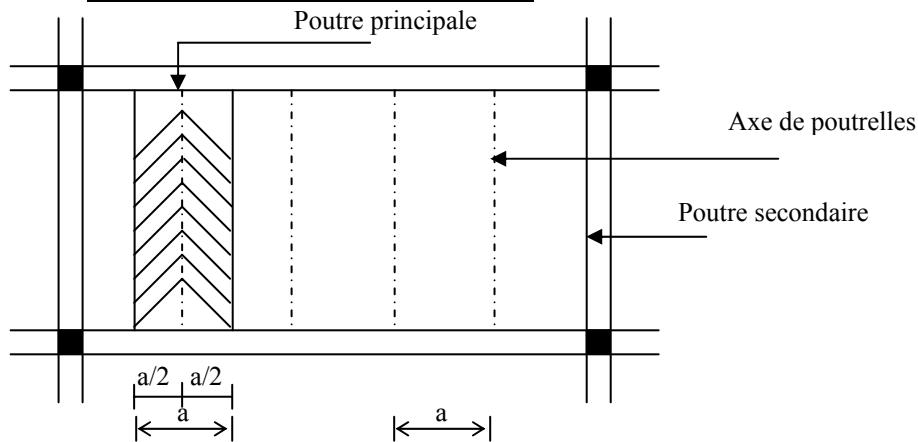


Figure III. 4 surfaces revenant aux poutrelles

a : largeur du plancher repris par la poutrelle.

Le calcul des poutrelles se fait généralement par deux étapes.

**III-3-2-1 Avant le coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales, elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

**A. Charges et surcharges :**

- Poids propre de la poutrelle :  $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN / ml}$
- Poids propre du corps creux (16 cm) ;  $0.65 \times 0.95 = 0.617 \text{ KN / ml}$  .
- Surcharge due à l'ouvrier = 1 KN/ml.

**B. Combinaison des charges :**

$G = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml.}$

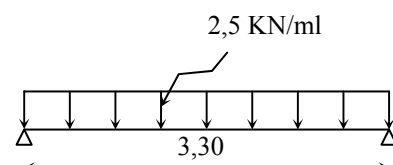
$Q = 1 \text{ KN/ml.}$

**C. Ferrailage à l'état limite ultime :**

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

• **Schéma statique**

$L = 3,60 - 0,30 = 3,30\text{m.}$



- **Le moment fléchissant**

$$M_u = qu \times l^2 / 8 = 2,5 \times 3,30^2 / 8 = 3,40 \text{ KN.ml.}$$

$$V_u = qu \times l / 2 = 2,5 \times 3,30 / 2 = 4,125 \text{ KN/ml.}$$

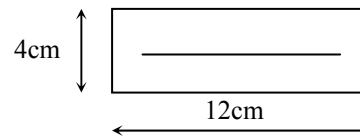
- **Ferraillage de la poutrelle :**

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

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{3.30 \times 10^6}{120 \times (20)^2 \times 14.2} = 4,99 > 0,392$$

$$\mu > \mu_1 \Rightarrow \text{S.D.A}$$



- **Conclusion:**

Les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section des poutrelles est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

### III-3-2-2- Après le coulage de dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis encastree partiellement à ses extrémités. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

- Poids propre du plancher terrasse :  $G = 5,75 \times 0.65 = 3,74 \text{ KN / ml}$

- Poids propre du plancher d'étage courant:  $G = 5,45 \times 0.65 = 3,54 \text{ KN / ml}$

- Surcharge d'exploitation : usage d'habitation :  $Q = 1,5 \times 0.65 = 0,98 \text{ KN / ml}$

Usage de commerce :  $Q = 5 \times 0.65 = 3,25 \text{ KN / ml}$

Dernier étage :  $Q = 1 \times 0.65 = 0,65 \text{ KN / ml}$

**A- Combinaison d'action :**

**A l'ELU :**  $q_u = 1.35G + 1.5Q$

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3,54 + 1.5 \times 0,98 = 6,25 \text{ KN/ml}$

**A l'ELS :**  $P_s = G + Q$

$q_s = G + Q = 3,54 + 0,98 = 4,52 \text{ KN/ml}$

**b- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1. Domaine d'application : la méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées (constructions courantes). La surcharge d'exploitation est en plus égale à deux fois la charge permanente ou  $5 \text{ KN/m}^2$ , c à d :

$$Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\}$$

Avec :  $G = 5.75 \text{ kN/m}^2$

$Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$

En effet :

$\max \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\} = 2G = 2 \times 5.75 = 11.50 \text{ kN/m}^2$

$Q = 1.5 \text{ kN/m}^2 < 11.50 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$  condition vérifiée

2. le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées  $\rightarrow$  condition vérifiée

3. les portées successives des différentes travées sont dans un rapport entre 0.80 et

1.25 C à d :  $0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1.25$

$0.8 < \frac{3.30}{3.30} = 1.00 < 1.25 \rightarrow$  condition vérifiée

$0.8 < \frac{3.30}{2.30} = 1.43 < 1.25 \rightarrow$  condition non vérifiée

$0.8 < \frac{2.30}{3.30} = 0,7 < 1.25 \rightarrow$  condition vérifiée

4. la fissuration est non préjudiciable  $\rightarrow$  condition vérifiée

**III-3-2-3) Méthode de calcul :**

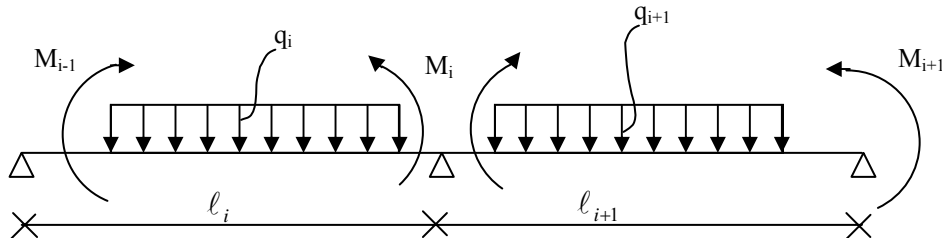
Le rapport  $\frac{l_i}{l_{i+1}}$  n'est pas vérifié sur toute la portée car  $\frac{3,30}{2,30} = 1,43 \notin [0.8 , 1.25]$  donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable alors le calcul se fera avec la méthode des trois moments.

➤ **Exposition de la méthode des trois moments :**

L'expression de cette méthode est donnée par les équations suivantes :

➤ **Pour l'appui :**

$$M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = \frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4}$$



➤ **Pour la travée:**

$$M(x) = M_0(x) + M_{i-1} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_i \frac{x}{L_i}$$

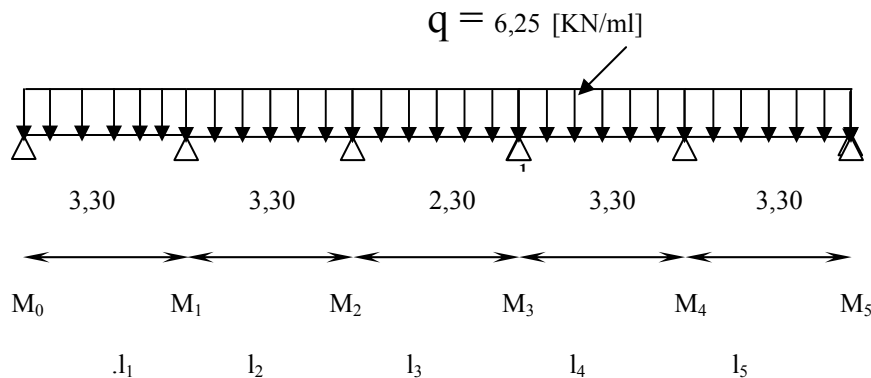
$M_0(x)$ : le moment de même travée considérée isostatique.

• **Combinaison des charges :**

A L'ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 6,25$  KN/ml.

A L'ELS :  $q_s = G + Q = 4,52$  KN/ml.

**III-a-Calcul a l'ELU :**



➤ **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_0 = M_5$$

$$M_1 = M_4$$

$$M_2 = M_3$$

$$\begin{cases} 6,6M_0 + 3,30M_1 = -56,125 \dots\dots\dots(1). \\ 3,30M_0 + 13,2M_1 + 3,30M_2 = -112,23 \dots\dots\dots(2). \\ 3,30M_1 + 11,2M_2 + 2,30M_3 = -75,125 \dots\dots\dots(3). \end{cases}$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$\begin{aligned} M_0 &= -5,44 \text{ KN.m} & M_5 &= -5,44 \text{ KN.m} \\ M_1 &= -6,12 \text{ KN.m} & M_4 &= -6,12 \text{ KN.m} \\ M_2 &= -4,09 \text{ KN.m} & M_3 &= -4,09 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

➤ **Calcul des moments en travée :**

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

X<sub>i</sub> : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q.l_i}$$

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

$$\begin{aligned} \text{Travée (1-2)} &\rightarrow x = 1,61\text{m} && \rightarrow M_{1 \max}(1,61) = 2,66 \text{ KN.m} \\ \text{Travée (2-3)} &\rightarrow x = 1,74\text{m} && \rightarrow M_{2 \max}(1,74) = 3,43 \text{ KN.m} \\ \text{Travée (3-4)} &\rightarrow x = 1,15\text{m} && \rightarrow M_{3 \max}(1,15) = 0,04 \text{ KN.m} \\ \text{Travée (4-5)} &\rightarrow x = 1,55\text{m} && \rightarrow M_{4 \max}(1,55) = 3,49 \text{ KN.m} \\ \text{Travée (5-6)} &\rightarrow x = 1,68\text{m} && \rightarrow M_{5 \max}(1,68) = 2,73 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

**N.B/-**

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de 1/3 pour les moments en travée
- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

➤ **Calcul des efforts tranchant :**

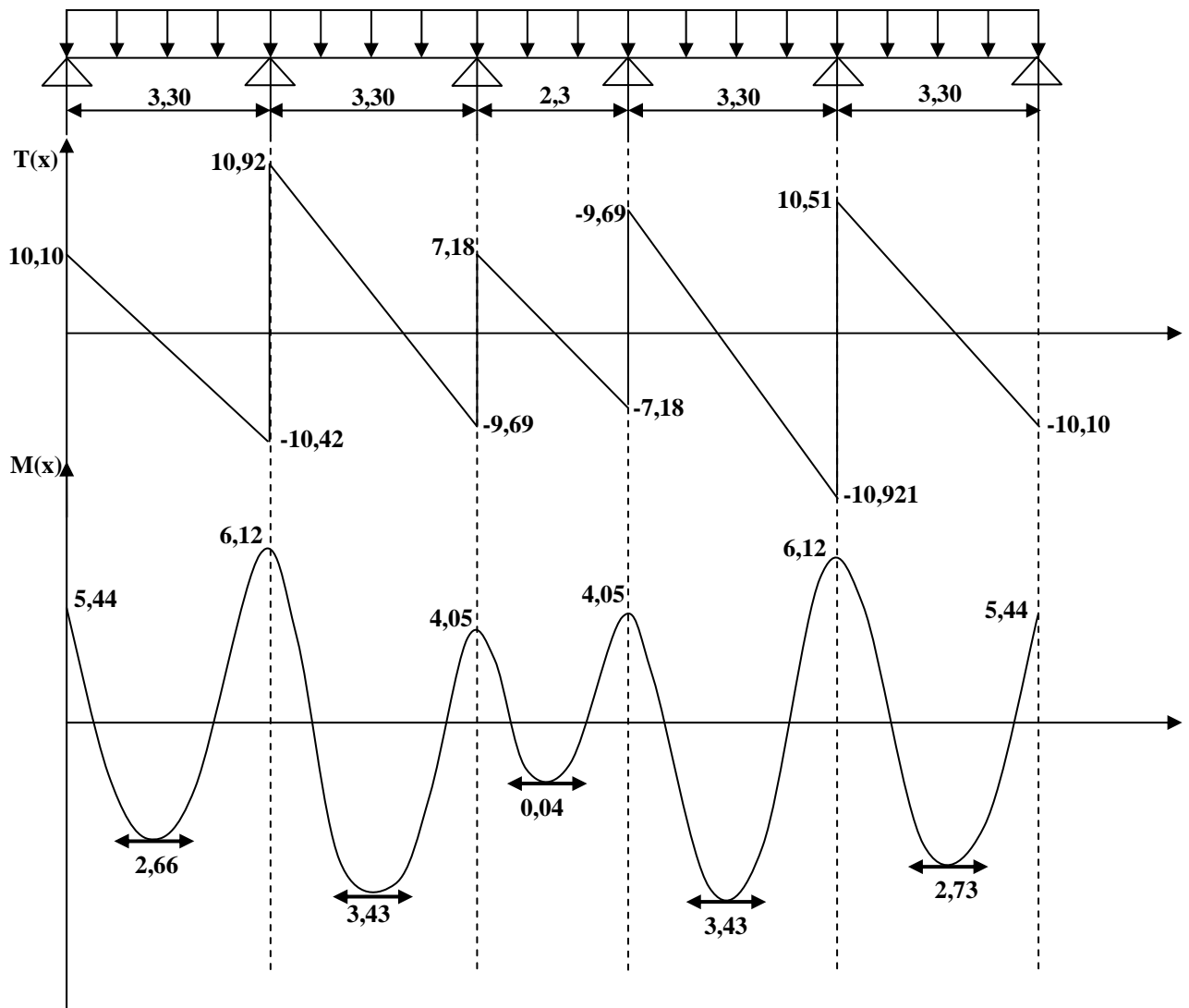
$$V(x) = \theta(x) + \left[ \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i} \right] ;$$

$\theta(x)$  : Effort tranchant isostatique

$$V(x) = -q_u \cdot x + q_u \frac{l_i}{2} + \left[ \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i} \right]$$

- Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Longueur	Travée	X(m)	M <sub>max</sub> [KN.m]	T <sub>i</sub> (x=0)[KN]	T <sub>i+1</sub> (x=l <sub>i</sub> )
3,30	Travée 1-2	1,61	2,66	10,10	-10,42
3,30	Travée 2-3	1,74	3,43	10,92	-9,69
2,30	Travée 3-4	1,15	0,04	7,18	-7,18
3,30	Travée 4-5	1,55	3,43	9,69	-10,92
3,30	Travée 5-6	1,68	2,73	10,51	-10,10



**-Caractéristiques des matériaux :**

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

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

**III-a-1) Calcul des armatures :**

$M_{tmax} = 3,43 \text{ KN.m}$  (moment max en travées)

$M_{amax} = 6,12 \text{ KN.m}$  (moment max aux appuis).

**III-a-1-1) Armatures longitudinales :**

➤ **En travée :**

Le calcul en travée s'effectue pour une poutre de section en Té.

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M = bh_0 f_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,07 \text{ KN.m}$$

On a:  $M_{\text{tmax}} = 3,43 \text{ KN.m} < M = 59,07 \text{ KN.m}$ .

Donc l'axe neutre est dans la table de compression  $\Rightarrow$  Le calcul se fera comme pour une section rectangulaire  $b \times h$  ( $65 \times 20$ ).

$$\mu = \frac{M_{\text{tmax}}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3,43}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,011$$

$$\mu = 0,011 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,01 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,994$$

$$A_t = \frac{M_{\text{tmax}}}{\beta d \sigma_s} = \frac{3,43 \times 10^3}{0,994 \times 18 \times 348} = 0,55 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_t = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$ .

➤ **Aux appuis :**

La table est entièrement tendue, la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire de hauteur utile  $d = 18 \text{ cm}$ , et de largeur  $b_0 = 12$ .

$$M_a^{\text{max}} = 6,12 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{amax}}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{6,12}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,11.$$

$$\mu = 0,11 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$A_a = \frac{M_{\text{amax}}}{\beta d \sigma_s} = \frac{6,12 \times 10^3}{0,969 \times 18 \times 348} = 1,00 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_a = 1T12 = 1,13 \text{ cm}^2$ .

**III-a-1-2) Calcul des armatures transversales :**

- **Diamètre des aciers transversaux (a A-7-2-2) :**

Il faut vérifier que :

$$\phi_t \leq \min \left( \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \{ 10mm ; 5,71 ; 12mm \}$$

On adopte un diamètre  $\phi_t = 6mm$

- **La section des armatures transversales :**

$$A_t = 2 \phi_6 = 0,56cm^2$$

- **L'espace entre les cadres :**

$$St = \min(St_1, St_2 ; St_3)$$

$$St_1 = \min(0,9d, 40cm) = 16,2cm$$

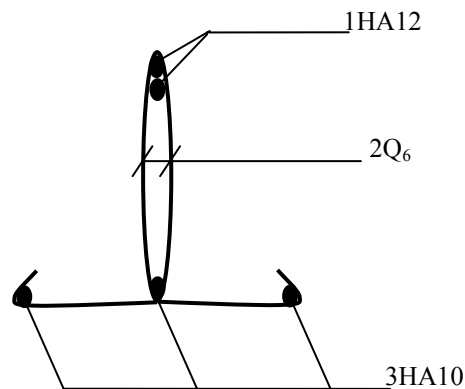
$$St_2 \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} = \frac{0,56 \times 235}{0,4 \cdot 12} = 27,42cm$$

$$\tau_u = \frac{T^{\max}}{b_0 d} = \frac{10,92 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,50$$

$$St_3 \leq \frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{(\tau_u - 0,3 f_{t28}) b_0} = \frac{0,8 \cdot 235 \cdot 0,56}{(0,50 - 0,3 \cdot 21) 12} < 0$$

$$St = \min \{ 16,2 ; 27,42 \} = 16,2cm$$

Soit  $St = 15cm$



**Schéma de ferrailage de la poutelle**

**III-a-1-3) Les vérifications a LE.L .U :**

**III-a-1-3-1) Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot 2,1}{400} = 0,26 \text{cm}^2$$

**En travée**       $A_t = 1,57 \text{cm}^2 > 0,26 \text{cm}^2$  .....condition vérifiée.

**Aux appuis**       $A_a = 1,13 \text{cm}^2 > 0,26 \text{cm}^2$  .....condition vérifiée..

**III-a-1-3-2) Vérification à l'effort tranchant :**

Fissuration peu préjudiciable :

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{MPa}, 5 \text{MPa} \} = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{10,92 \times 10}{12 \times 18} = 0,50 < 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

**III-a-1-3-3) Justification des sections d'appuis vis-à-vis de l'effort tranchant (A-5.1.3) :**

• **Appuis de rive :**

Pour équilibrer l'effort tranchant sur l'appui on doit prolonger les armatures inférieures au delà du bord de l'appui, cette section d'armature doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{st ancrée}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{10,92 \cdot 10^{-3}}{348 \cdot 10^{-4}} = 0,313 \text{cm}^2$$

$A_{\text{st}} = 1,57 \text{cm}^2 > 0,313 \text{cm}^2$  .....OK.

Donc on peut prolonger les armatures inférieures qu'on a déjà calculées.

**III-a-1-3-4) Ancrage des armatures (longueur de scellement) :**

La longueur de l'ancrage droit nécessaire :

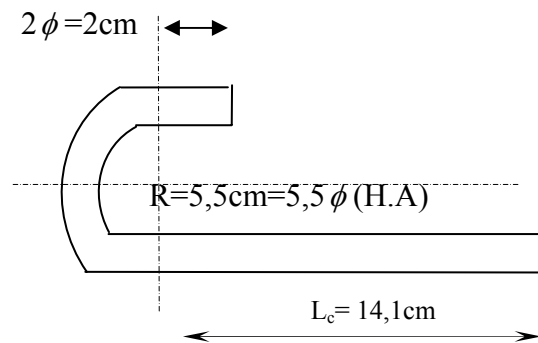
Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,00 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{cm.}$$

Les règles de BAEL 91 (A.6.1.21) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au Moins égale à 0,4.Ls pour les aciers H.A.

Donc :

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 \cdot 35,27 = 14,10 \text{ cm.}$$



**Définition de l'ancrage normal.**

**III-a-1-3-5) Vérification des contraintes tangentielles (cisaillement) :**

- **Au niveau de la liaison hourdis/âme :**

$$\tau_u = \frac{V_u(b - b_0)}{h_0 2bZ_b} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{Art-A.5.3.2})$$

Avec :

$$Z_b = 0,9 d.$$

$$\tau_u = \frac{V_u(b - b_0)}{h_0 2bZ_b} = \frac{10,92 \cdot 10^3 (650 - 120)}{0,04 \times 2 \times 0,65 \times 162} = 0,68 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Au niveau des appuis :**

$$\tau_u = \frac{2 \cdot V_u}{b_0 \cdot 0,9 \cdot d} \leq \frac{0,8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{ MPa}$$

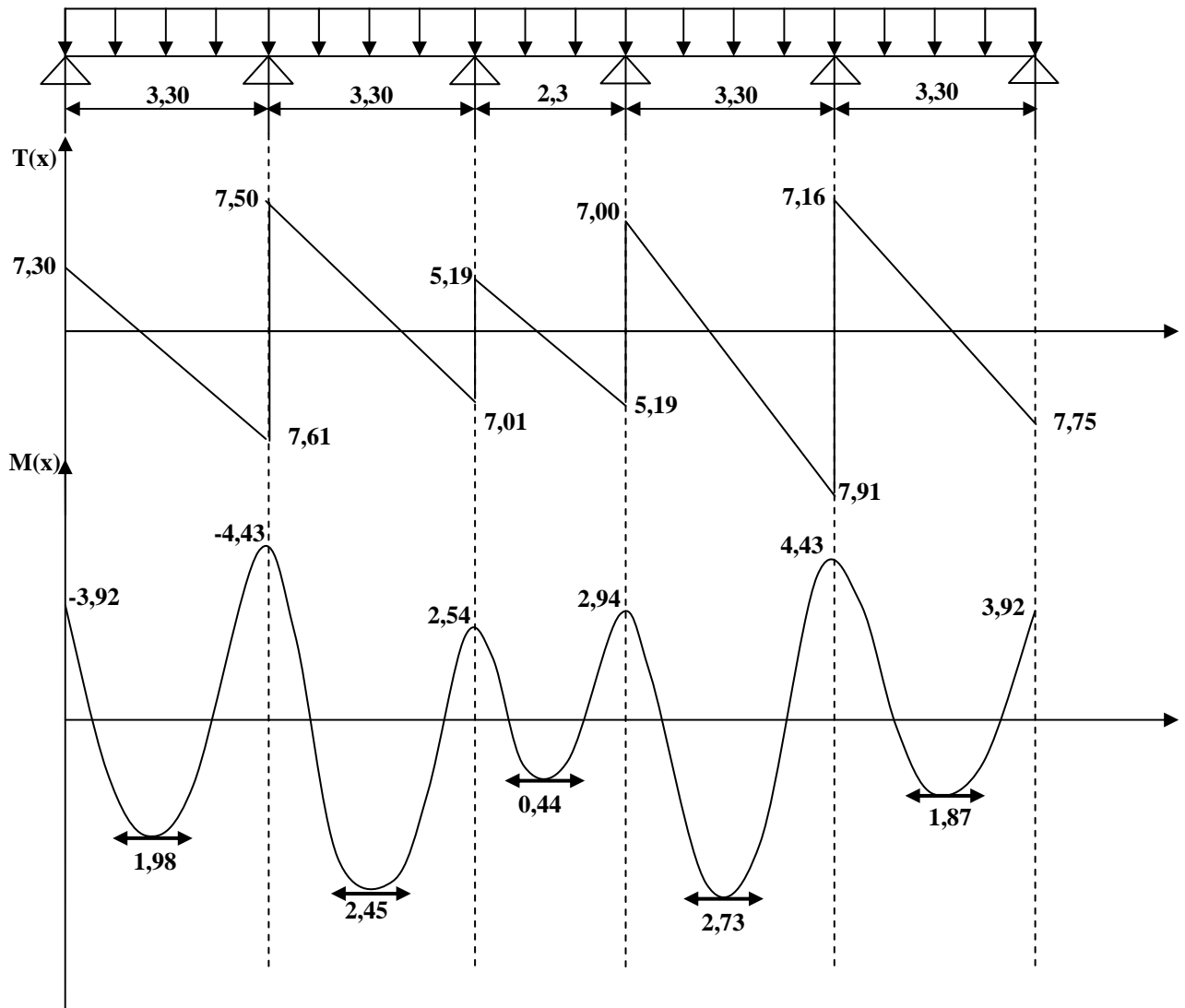
$$\tau_u = \frac{2 \times 10,42 \cdot 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 1,072 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III-b- Calcul a L'E.L.S:

**IV-Combinaison de charges a considérer :**

$Q_s=4,52$  KN

Après résolution les résultats sont donnés comme suit :



➤ **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_0 = M_5$$

$$M_1 = M_4$$

$$M_2 = M_3$$

$$\begin{cases} 6,6M_0 + 3,30M_1 = -40,589 \dots\dots\dots(1). \\ 3,30M_0 + 13,2M_1 + 3,30M_2 = -81,179 \dots\dots\dots(2). \\ 3,30M_1 + 11,2M_2 + 2,30M_3 = -54,330 \dots\dots\dots(3). \end{cases}$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_0 = -3,92 \text{ KN.m} \qquad M_5 = -3,92 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -4,43 \text{ KN.m} \qquad M_4 = -4,43 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -2,94 \text{ KN.m} \qquad M_3 = -2,94 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travée :**

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

$X_i$  : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{ql_i}$$

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

$$\text{Travée (1-2)} \rightarrow x = 1,61\text{m} \quad \rightarrow M_{1 \text{ max}}(1,61) = 1,98 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} \rightarrow x = 1,74\text{m} \quad \rightarrow M_{2 \text{ max}}(1,74) = 2,49 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (3-4)} \rightarrow x = 1,15\text{m} \quad \rightarrow M_{3 \text{ max}}(1,15) = 0,44 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (4-5)} \rightarrow x = 1,55\text{m} \quad \rightarrow M_{4 \text{ max}}(1,55) = 2,73 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (5-6)} \rightarrow x = 1,68\text{m} \quad \rightarrow M_{5 \text{ max}}(1,68) = 1,87 \text{ KN.m}$$

**N.B/-**

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

-Augmentation de 1/3 pour les moments en travée

-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

➤ **Calcul des efforts tranchant :**

$$V(x) = \theta(x) + \left[ \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i} \right] ;$$

$\theta(x)$  : Effort tranchant isostatique

$$V(x) = -q_u \cdot x + q_u \frac{l_i}{2} + \left[ \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i} \right]$$

- Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Longueur	Travée	X(m)	M <sub>max</sub> [KN.m]	T <sub>i</sub> (x=0)[KN]	T <sub>i+1</sub> (x=l <sub>i</sub> )
3,30	Travée 1-2	1,61	1,98	7,30	-7,61
3,30	Travée 2-3	1,74	2,49	7,90	-7,01
2,30	Travée 3-4	1,15	0,44	5,19	-5,19
3,30	Travée 4-5	1,55	2,73	7,00	-7,91
3,30	Travée 5-6	1,68	1,87	7,16	-7,75

**III-b -1) Vérification à l'ELS :**

**IV-1-1) Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS :**

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q<sub>s</sub>/q<sub>u</sub>) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,52}{6,25} = 0,72 \quad ; \quad q_u = 6,25 \text{ KN/ml}, \quad q_s = 4,52 \text{ KN/ml}$$

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

➤ **Etat limite de résistance de béton en compression :**

La contrainte de compression dans le béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = \sigma_s \times k$$

- **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est  $A_s = 3 \phi_{10} = 2,35 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100.1,13}{12.18} = 0,523 \rightarrow \beta_1 = 0,892 \rightarrow k = 0,073$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{2,73.10^{-3}}{0,892.0,18.1,13.10^{-4}} = 150,46 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0,073.150,46 = 10,99 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_s = 1 \phi_{12} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \cdot 1,13}{12 \cdot 18} = 0,523 \rightarrow \beta_1 = 0,891 \rightarrow \alpha_1 = 0,327$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,327}{15(1 - 0,327)} = 0,0324$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{4,43 \cdot 10^{-3}}{0,891 \cdot 0,18 \cdot 1,13 \cdot 10^{-4}} = 244,44 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0324 \times 244,44 = 7,91 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**  $\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}}$

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions → Fissuration peu préjudiciable

$$\rightarrow \overline{\sigma_{st}} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

• **En travée :**

$$\sigma_{st} = 150,46 \text{ MPa} < f_e = 400 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de déformation :**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles de BAEL (A.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$L = 330 \text{ cm (longueur entre nus d'appuis)}$$

$$h = 20 \text{ cm (hauteur totale de la poutrelle).}$$

•  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{330} = 0,060 \geq \frac{1}{16} \dots \text{(1) non vérifiée}$

•  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t^s}{M_0} \dots \text{(2).}$

•  $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ (MPa)} \dots \text{(3).}$

•  $L < 8,00 \text{ m} \dots \text{(4).}$

Les trois conditions ne sont pas toutes vérifiées donc il faut procéder au calcul de la flèche.

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

$$f_v = \frac{M_t^{ser} L^2}{10 E_v I_f^v}$$

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_t$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 1,57 = 475,55 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 1,57 \times 18 = 3247,9 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3247,9}{475,55} = 6,82 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 6,82 = 13,18 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (6,82^3 + 13,18^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + (6,82 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 1,57 (13,18 - 2)^2$$

$$I_0 = 18578,32 \text{ cm}^4$$

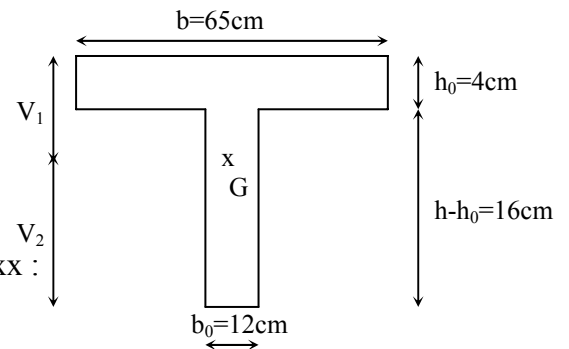
$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{1,57}{12 \times 18} = 0,0072$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0072 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 2,28$$

$$\mu = \max(1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0) = \max(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0072 \times 244,44 + 2,1}; 0) = 0,40$$

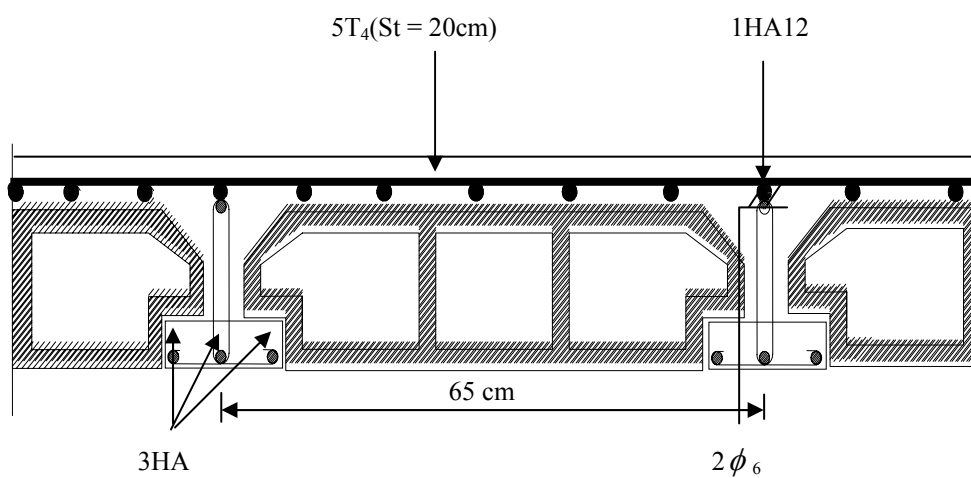
$$I_f^v = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 18578,32}{1 + 2,28 \times 0,40} = 10688,36 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{2,73 \times (3,30)^2 10^7}{10 \times 10818,87 \times 18578,32} = 0,14 < \frac{L}{500} = 0,8 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{La flèche est vérifiée.}$$



**CONCLUSION :**

Pas de flèche des poutrelles donc les armatures adoptées a L'E.L.U restent valables même a L'E.L.S, a savoir  $2\phi_6$  en travée et  $1\phi_{12}$  aux appuis avec  $2\phi_6$  pour la répartition.



**Plan de ferrailage du plancher en corps creux.**

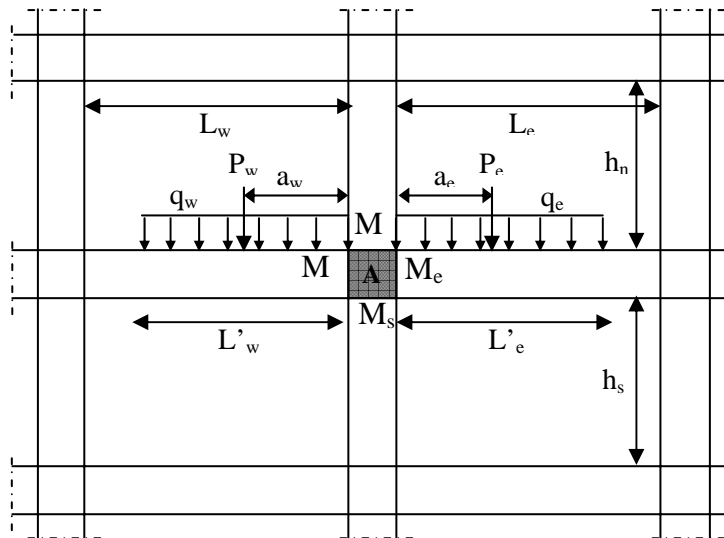
**méthode de Caquot**

C'est une méthode approchée pour le calcul des poutres continues ; Solidaires ou non des poteaux qui les supportent sous l'action des charges verticales, elle s'applique essentiellement à des éléments de planchers constitués de nervures et des poutres associées à des hourdis. Elle convient notamment aux éléments de plancher à charges d'exploitation élevée.

$$(Q \leq 2G \text{ ou } 5 \text{ KN/m}^2)$$

**Présentation de la méthode**

**Définition des différents paramètres**



**Modélisation de structure**

$L_w$  : Portée libre de la travée à gauche du nœud considéré.

$L_e$  : Portée libre de la travée à droite du nœud considéré.

$h_n$  : Hauteur libre du poteau situé au-dessus du nœud considéré.

$h_s$  : Hauteur libre du poteau situé au-dessous du nœud considéré.

$M_w$  ;  $M_e$  ;  $M_n$  ;  $M_s$  ; Moments agissants sur la section du nœud de l'appui.

$L'_w$  ;  $L'_e$  ;  $h'_n$  ;  $h'_s$  : Longueur fictive prise égales à :

$h'_n = 0.8h_n$  : Sauf pour les nœuds appartenant à l'avant dernier plancher ou :

$h'_n = 0.9h_n$ .

$h'_s = 0.8h_s$  : Sauf pour les poteaux articulés à leurs base ou :

$h'_s = h_s$ .

$$\left. \begin{array}{l} L'w = 0.8 Lw \\ Le' = 0.8 Le \end{array} \right\} \text{ Pour les nœuds intermédiaires.}$$

$$L'w = X_{(i-1)} Lw_i \quad \text{Pour le nœud voisin de nœud de rive (i-1) :}$$

Avec:

$$\left\{ \begin{array}{ll} X_{(i-1)} = 0,8 & \text{si } K_{s(i-1)} + K_{n(i-1)} \geq 1,5 K_{e(i-1)} \\ X_{(i-1)} = 1 - \frac{K_{s(i-1)} + K_{n(i-1)}}{7,5 K_{e(i-1)}} & \text{si non.} \end{array} \right.$$

$$L'e = X_{(i+1)} Le' : \text{ Pour les nœuds voisins des nœuds de rives (i-1)}$$

Avec:

$$\left\{ \begin{array}{ll} X_{(i+1)} = 0,8 & \text{si } K_{s(i+1)} + K_{n(i+1)} \geq 1,5 K_{w(i+1)} \\ X_{(i+1)} = 1 - \frac{K_{s(i+1)} + K_{n(i+1)}}{7,5 K_{w(i+1)}} & \text{Si non.} \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} L'w = Lw \\ Le = Le \end{array} \right\} \Rightarrow \text{ Pour les Nœuds de rives.}$$

**Les rigidités linéaires sont données par :**

- $K_w = \frac{I_w}{L'_w} \quad ; \quad K_e = \frac{I_e}{L'_e}$
  - $K_s = \frac{I_s}{h'_s} \quad ; \quad K_n = \frac{I_n}{h'_n}$
- $$D = K_w + K_e + K_s + K_n$$

**Les moments fictifs sont :**

- $M'w = \frac{q_w L^2 w}{8,5} + L'w \cdot \sum_1^m p_w K'w$
- $M'e = \frac{q_e L^2 e}{8,5} + L'_e \sum_1^m p_e K'e$

**Moments de référence:**

$P_{w,e}$  : charges concentrées appliquées sur les travées de gauche et de droite du nœud A.

$q_w$  : charges uniformément réparties sur les travées de gauche et de droite (par unité de longueur).

**Nœud intermédiaire: (nœud 3)**

$$M'_w = q_w L'_w{}^2 / 8,5 + L'_w \sum K_w P_w .$$

$$M'_e = q_e L'_e{}^2 / 8,5 + L'_e \sum K_e P_e .$$

$$K_{w,e} = x(x-1)(x-2) / 2,125 \text{ avec } x = a_{e,w} / L'_{e,w}$$

$$M_w = M'_e \frac{k_w}{D} + M'_w (1 - \frac{k_w}{D}) , M_e = M'_w \frac{k_e}{D} + M'_e (1 - \frac{k_e}{D})$$

$$M_s = (M'_e - M'_w) \frac{k_s}{D} , M_n = (M'_e - M'_w) \frac{k_n}{D} .$$

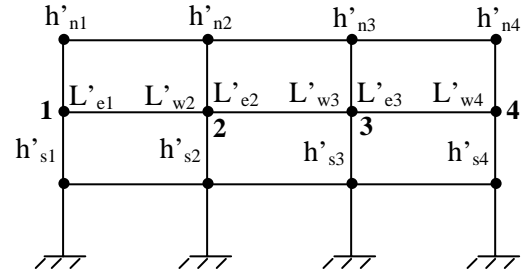


Schéma d'un portique

**-Nœud de rive: (nœud 1)**

$$M_{e1} = M'_{e1} (1 - K_{e1}/D_1) + M_{w1} \cdot K_{e1}/D_1 \text{ (} M_{w1}=0 \text{ sans console)}$$

$$M_{s,n1} = M_{e1} K_{s,n1}/D_1$$

$$M'_{e1} = q_e L'_e{}^2 / 8,5 + L'_e \sum k_e p_e .$$

$$k_{e1} = I_e / L'_e , k_{n1} = I_n / h'_n , k_{s1} = I_s / h'_s , D_1 = k_{e1} + k_{n1} + k_{s1}$$

**-Nœud voisin du nœud de rive: (nœud 2)**

$$M_{e2} = M'_{e2} (1 - \frac{k_{e2}}{D_2}) + M'_{w2} \frac{k_{e2}}{D_2} ; M_{w2} = M'_{e2} \frac{k_{w2}}{D_2} + M'_{w2} (1 - \frac{k_{w2}}{D_2})$$

$$M_{n2} = (M'_{e2} - M'_{w2}) \frac{k_{n2}}{D_2} ; M_{s2} = (M'_{e2} - M'_{w2}) \frac{k_{s2}}{D_2}$$

$$M'_{w2} = M'_{w2} - M_{w1} K_{e1} / (2,125 D_1)$$

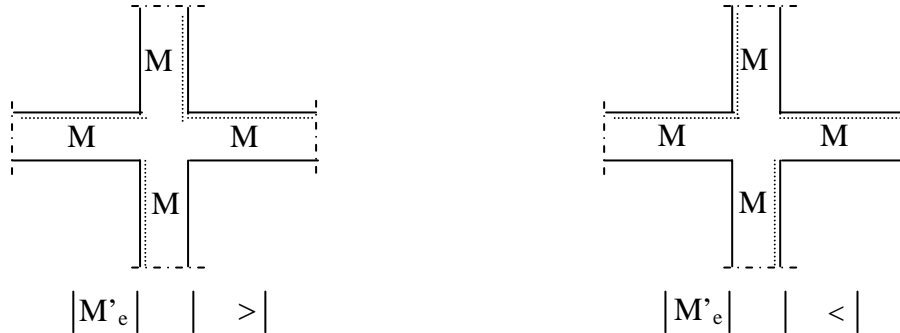
$$M'_{w2} = q_w L'_w{}^2 / 8,5 + L'_w \sum k_w p_w$$

$$M'_{e2} = q_e L'_e{}^2 / 8,5 + L'_e \sum k_e p_e$$

**.Convention de signe au niveau du nœud considéré:**

**-Poutres:** les faces tendues se trouvent à la partie supérieure ( $M_w$  et  $M_e < 0$ ).

**-Poteaux:** la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs absolues de  $M'_w$  et  $M'_e$  et la face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé.



Les pointillés représentent les fibres tendues

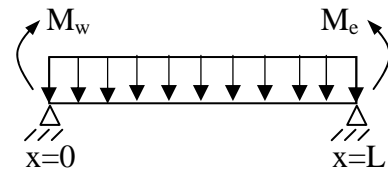
**. Moment en travées:**

Ils se déterminent à partir des moments sur appuis en utilisant les méthodes usuelles de la RDM.

$$M_i(x) = q \frac{L}{2} x - q \frac{x^2}{2} + M_w \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e \frac{x}{L}$$

$$\frac{dM_i(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{qL}$$

$M_w, M_e$  : Seront pris en valeurs absolues.



**Efforts tranchants dans les poutres:**

Ils sont calculés en utilisant les moments de continuité dans la méthode générale applicable aux poutres continues.

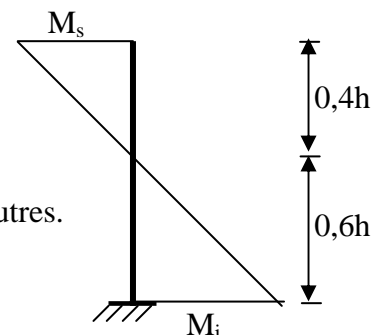
$$T(x) = \frac{dM(x)}{d(x)} \Rightarrow \begin{cases} T_w = \frac{qL}{2} + \frac{M_e - M_w}{L} \\ T_e = q\left(\frac{L}{2} - L\right) + \frac{M_e - M_w}{L} \end{cases}$$

$M_w, M_e$  : Seront pris en valeurs algébriques.

**Calcul des efforts normaux dans les poteaux:**

Ils sont calculés à partir des efforts tranchants dans les poutres.

$$N = |T_w| + |T_e| + G_p$$



**Détermination du point d'inflexion dans les poteaux:**

**(Moment nul dans les poteaux du 1<sup>er</sup> niveau)**

Le point d'inflexion est situé approximativement à 0,6h à partir de la base du poteau.

h: hauteur d'étage.

$$\frac{M_s}{0,6h} = \frac{M_i}{0,4h} \Rightarrow M_s = 1,5M_i$$

**1) Calcul des charges permanentes et d'exploitation.**

❖ **Portique longitudinal (2-2) :**

❖ **NIVEAU 8 :**

- Poids du plancher terrasse inaccessible:  $6,05 \times 3,60 = 21,78$  KN/ml

- Poids des poutres principales :  $25 \times 0,30 \times 0,25 = 1,875$  KN/ml

$$G = 23,657 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \times 3,60 = 3,60 \text{ KN/ml}$$

❖ **NIVEAU 2, 3, 4, 5, 6,7:**

-Travées (A-B), (B-C), (C-D) :

- Poids du plancher d'étage courant :  $5,45 \times 3,60 = 19,62$  KN/ml

- Poids des poutres principales:  $25 \times 0,30 \times 0,25 = 1,875$  KN/ml

$$G = 21,495 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,5 \times 3,60 = 5,40 \text{ KN/ml}$$

❖ **NIVEAU 1**

- Poids du plancher commerce :  $5,45 \times 3,60 = 19,62$  KN/ml

- Poids des poutres principales :  $25 \times 0,30 \times 0,25 = 1,875$  KN/ml

$$G = 21,495 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 5 \times 3,60 = 18,00 \text{ KN/ml}$$

❖ **Portique transversal (B-B) :**

❖ **NIVEAU 8**

- Poids du plancher terrasse inaccessible :  $6,05 \times 0,65 = 3,932$  KN/ml

- Poids des poutres secondaires :  $0,30 \times 0,25 \times 25 = 1,875$  KN/ml.

$$G = 5,807 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$$

❖ **NIVEAU 2, 3, 4, 5, 6,7:**

- Travées (1-2), (2-3), (3-4),(4-5),(5-6) :

- Poids du plancher d'étage courant :  $5,45 \times 0,65 = 3,542$  KN/ml

- Poids des poutres secondaires :  $0,3 \times 0,25 \times 25 = 1,875$  KN/ml.

$$G = 5,417 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$$

❖ **NIVEAU 1**

- Poids du plancher commerce :  $5,45 \times 0,65 = 3,542$  KN/ml

- Poids des poutres principales :  $25 \times 0,30 \times 0,25 = 1,875$  KN/ml

$$G = 5,417 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 5 \times 0,65 = 3,25 \text{ KN/ml}$$

**2) Charges des consoles :**✓ **Portique transversal (B-B) :**✓ **NIVEAU 8 :**

- Poids du plancher terrasse inaccessible :  $6,05 \times 1,95 = 11,79$  KN/ml

- Poids des poutres secondaires :  $0,30 \times 0,25 \times 25 = 1,875$  KN/ml.

$$G = 13,66 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \times 1,95 = 1,95 \text{ KN/ml}$$

✓ **NIVEAU, 2, 3, 4, 5, 6,7:**

- Travées (1-2), (2-3), (3-4),(4-5),(5-6) :

- Poids du plancher d'étage courant :  $5,45 \times 1,95 = 10,62$  KN/ml

- Poids des poutres secondaires :  $0,3 \times 0,25 \times 25 = 1,875$  KN/ml.

$$G = 12,50 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,5 \times 1,95 = 2,92 \text{ KN/ml}$$

✓ *NIVEAU 1,*

-Travées (1-2), (2-3), (3-4),(4-5),(5-6) :

- Poids du plancher d'étage courant :  $5,45 \times 1,95 = 10,62 \text{ KN/ml}$

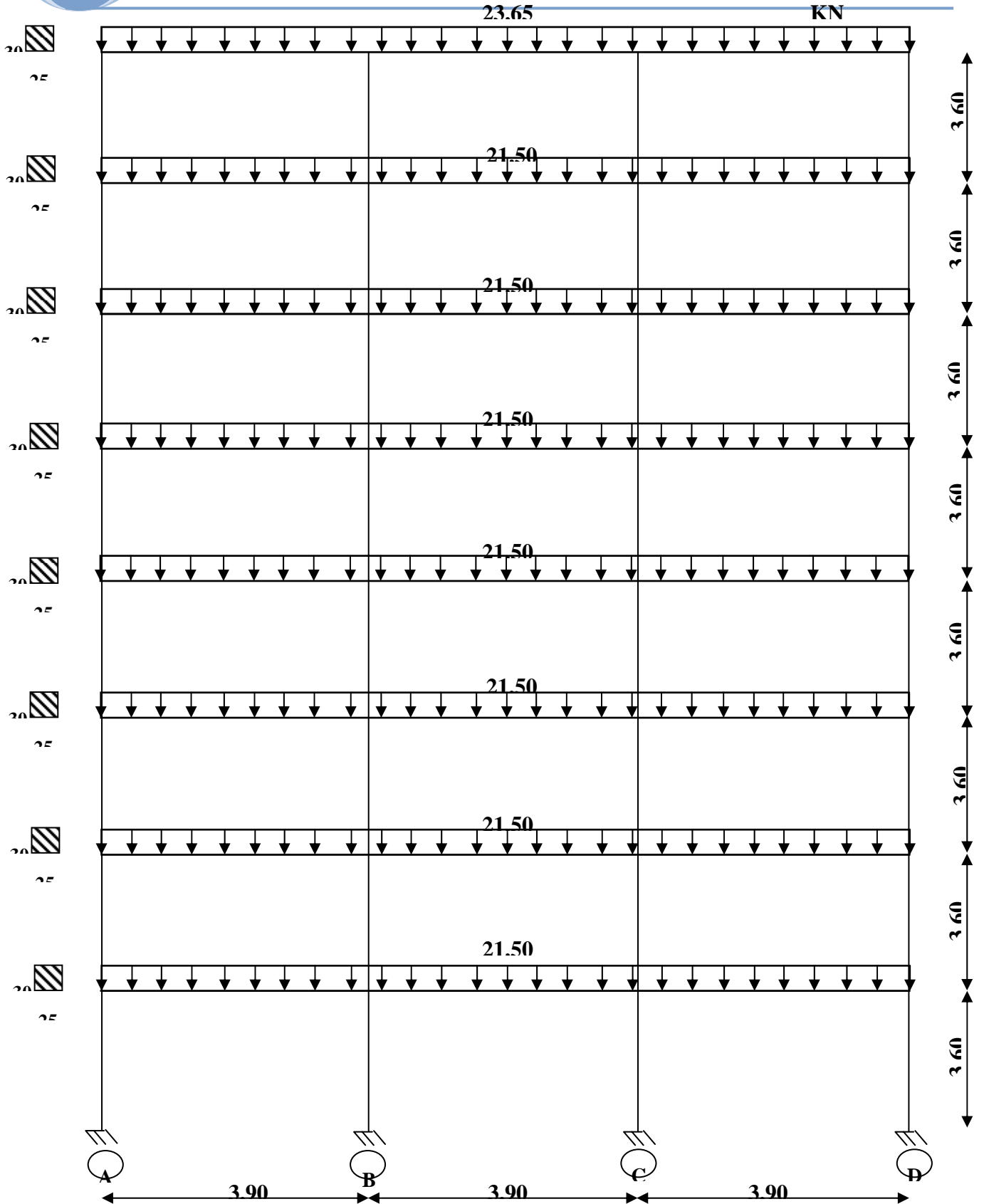
- Poids des poutres secondaires :  $0,3 \times 0,25 \times 25 = 1,875 \text{ KN/ml}$ .

$G = 12,50 \text{ KN/ml}$

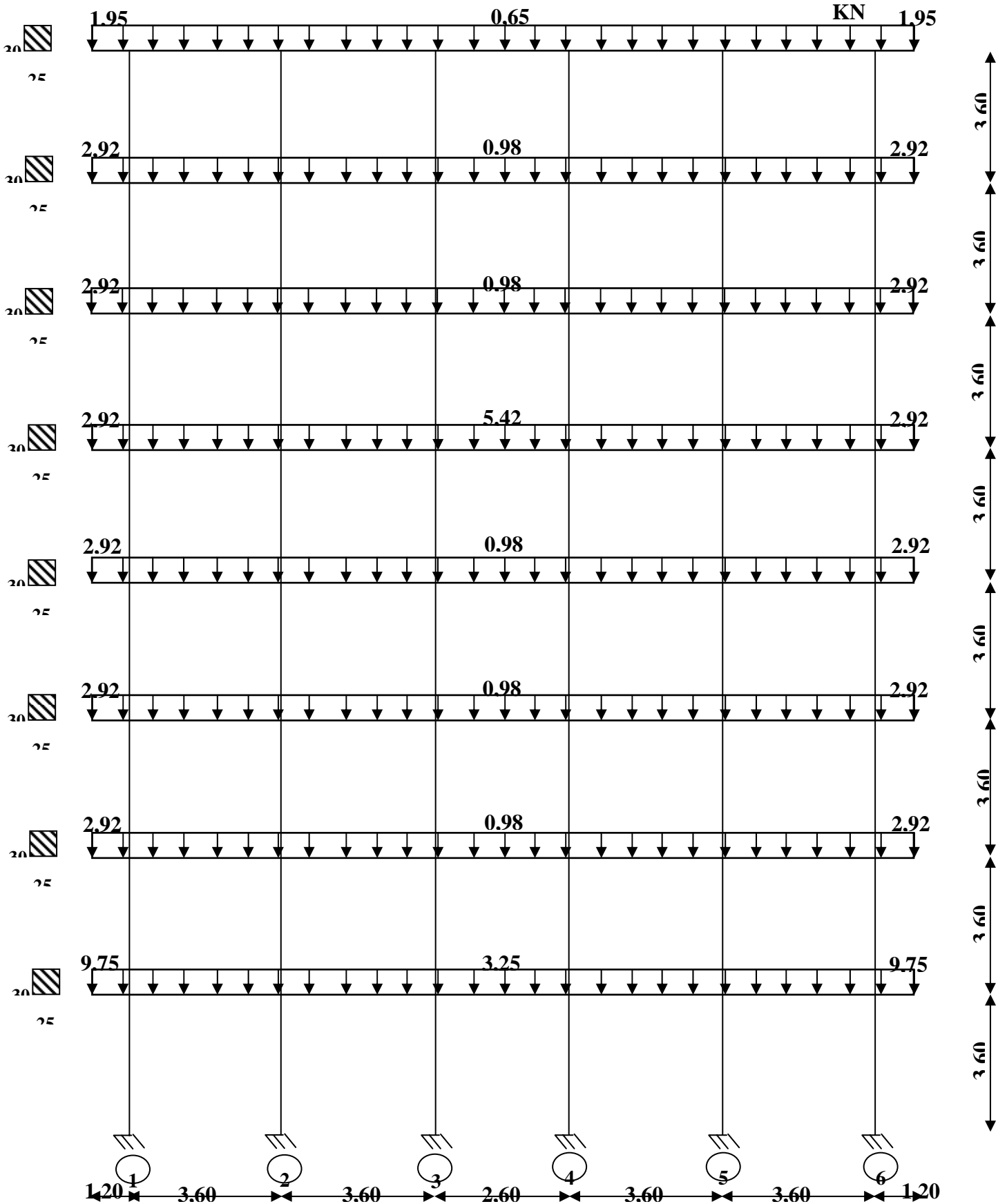
$Q = 5 \times 1,95 = 9,75 \text{ KN/ml}$

**Remarque:**

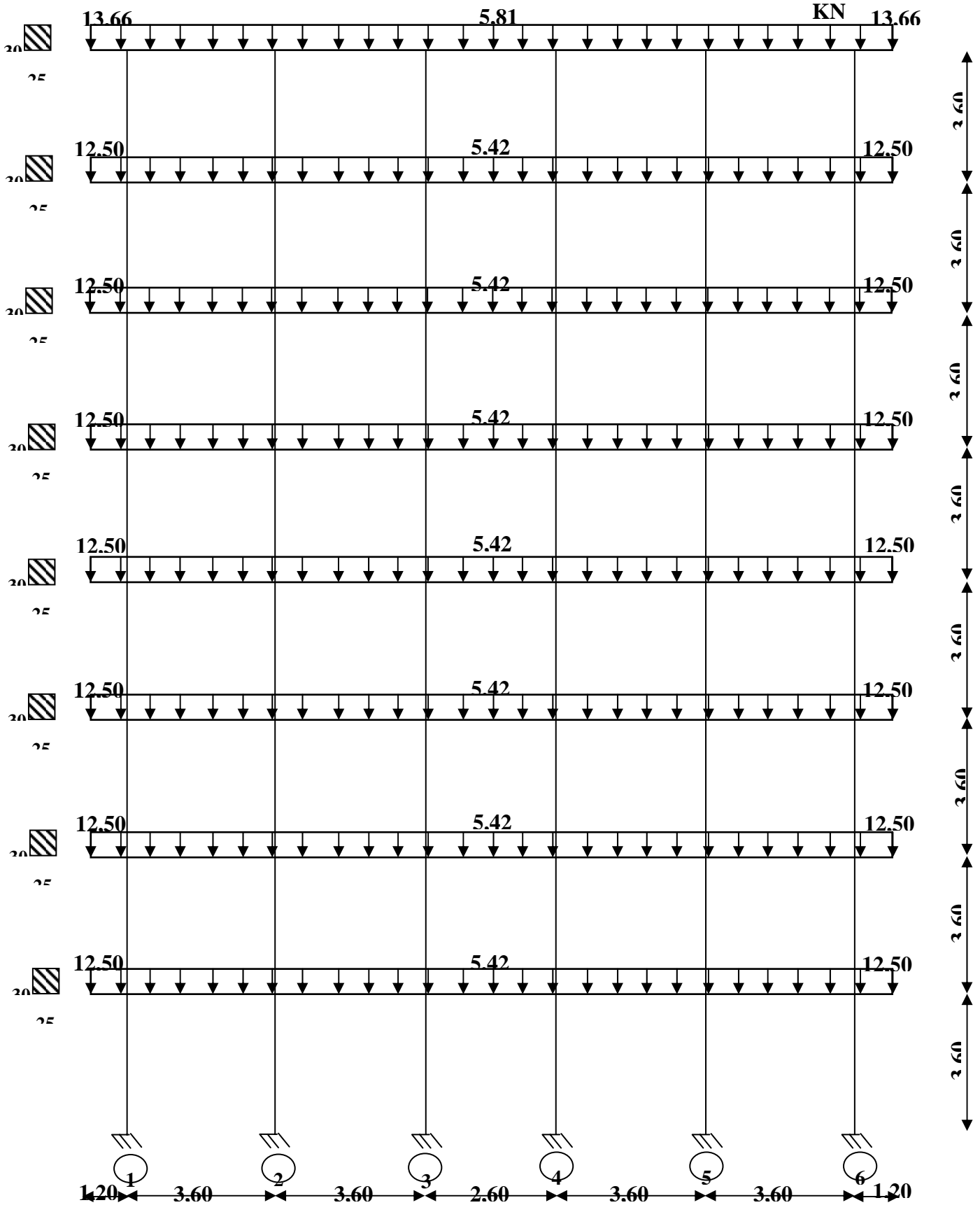
Tous les résultats de l'application de cette méthode sont résumés dans les tableaux ci-après  
On doit toujours vérifier que :  $M_w + M_e + M_n + M_s = 0$



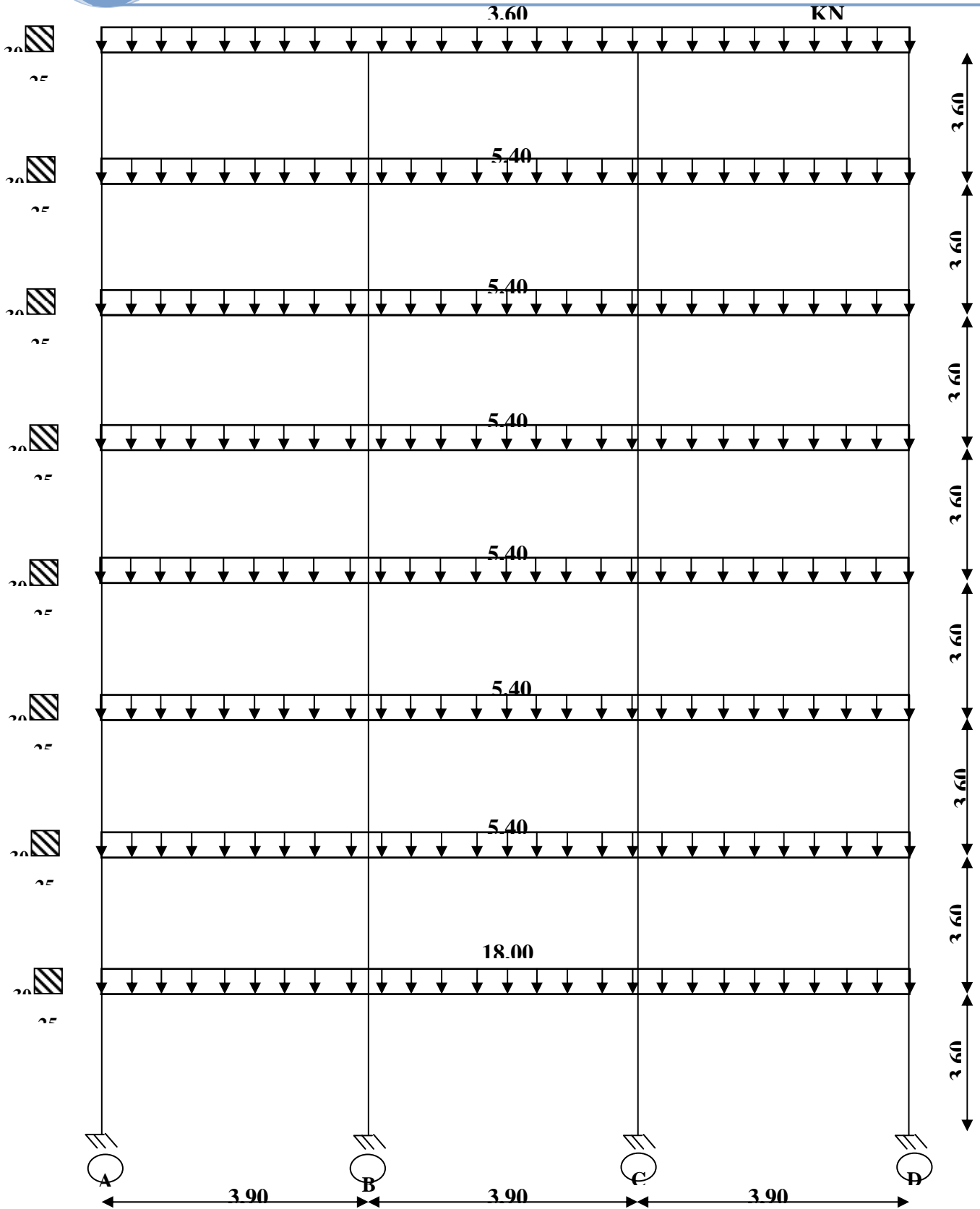
Diagrammes des charges « G » du portique transversal (2-2)



Diagrammes des charges « Q » du portique transversal (B-B)



Diagrammes des charges « G » du portique transversal (B-B)



Diagrammes des charges « Q » du portique (2-2)

**Tableau. IV-1 : Caractéristiques géométriques du portique transversal (B- B) :**

Unités		m								$10^{-4}m^4$				$10^{-4}m^3$					
niv	nœuds	Lw	Le	Hn	Hs	L'w	L'e	H'n	H's	Iw	Ie	In	Is	Kw	Ke	Kn	Ks	D	λ
8	1	1,2	3,3	0	2,76	0,96	2,64	0	2,21	0	5,62	0	10,71	0,00	2,13	0	4,85	6,97	0,8
	2	3,3	3,3	0	2,76	2,64	2,64	0	2,21	5,62	5,62	0	10,71	2,13	2,13	0	4,85	9,10	0,8
	3	3,3	2,3	0	2,76	2,64	1,84	0	2,21	5,62	5,62	0	10,71	2,13	3,05	0	4,85	10,03	0,8
	4	2,3	3,3	0	2,76	1,84	2,64	0	2,21	5,62	5,62	0	10,71	3,05	2,13	0	4,85	10,03	0,8
	5	3,3	3,3	0	2,76	2,64	2,64	0	2,21	5,62	5,62	0	10,71	2,13	2,13	0	4,85	9,10	0,8
	6	3,3	1,2	0	2,76	2,64	0,96	0	2,21	5,62	0	0	10,71	2,13	0,00	0	4,85	6,97	0,8
7	1	1,2	3,3	2,76	2,76	0,96	2,64	2,49	2,21	0	5,62	10,71	10,71	0,00	2,13	4,30	4,85	11,28	0,8
	2	3,3	3,3	2,76	2,76	2,64	2,64	2,49	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	2,13	2,13	4,30	4,85	13,40	0,8
	3	3,3	2,3	2,76	2,76	2,64	1,84	2,49	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	2,13	3,05	4,30	4,85	14,33	0,8
	4	2,3	3,3	2,76	2,76	1,84	2,64	2,49	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	3,05	2,13	4,30	4,85	14,33	0,8
	5	3,3	3,3	2,76	2,76	2,64	2,64	2,49	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	2,13	2,13	4,30	4,85	13,40	0,8
	6	3,3	1,2	2,76	2,76	2,64	0,96	2,49	2,21	5,62	0	10,71	10,71	2,13	0,00	4,30	4,85	11,28	0,8
6	1	1,2	3,3	2,76	2,76	0,96	2,64	2,21	2,21	0	5,62	10,71	10,71	0,00	2,13	4,85	4,85	11,82	0,8
	2	3,3	3,3	2,76	2,76	2,64	2,64	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	2,13	2,13	4,85	4,85	13,95	0,8
	3	3,3	2,3	2,76	2,76	2,64	1,84	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	2,13	3,05	4,85	4,85	14,88	0,8
	4	2,3	3,3	2,76	2,76	1,84	2,64	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	3,05	2,13	4,85	4,85	14,88	0,8
	5	3,3	3,3	2,76	2,76	2,64	2,64	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	2,13	2,13	4,85	4,85	13,95	0,8
	6	3,3	1,2	2,76	2,76	2,64	0,96	2,21	2,21	5,62	0	10,71	10,71	2,13	0,00	4,85	4,85	11,82	0,8

ETUDE SOUS CHARGES VERTICALES

niv	nœuds	Lw	Le	Hn	Hs	L'w	L'e	H'n	H's	lw	le	ln	ls	Kw	Ke	Kn	Ks	D	λ
5	1	1,2	3,3	2,76	2,76	0,96	2,64	2,21	2,21	0	5,62	10,71	10,71	0,00	2,13	4,85	4,85	11,82	0,8
	2	3,3	3,3	2,76	2,76	2,64	2,64	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	2,13	2,13	4,85	4,85	13,95	0,9
	3	3,3	2,3	2,76	2,76	2,64	1,84	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	2,13	3,05	4,85	4,85	14,88	0,8
	4	2,3	3,3	2,76	2,76	1,84	2,64	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	3,05	2,13	4,85	4,85	14,88	0,8
	5	3,3	3,3	2,76	2,76	2,64	2,64	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	2,13	2,13	4,85	4,85	13,95	0,8
	6	3,3	1,2	2,76	2,76	2,64	0,96	2,21	2,21	5,62	0	10,71	10,71	2,13	0,00	4,85	4,85	11,82	0,8
4	1	1,2	3,3	2,76	2,76	0,96	2,64	2,21	2,21	0	5,62	10,71	10,71	0,00	2,13	4,85	4,85	11,82	0,8
	2	3,3	3,3	2,76	2,76	2,64	2,64	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	2,13	2,13	4,85	4,85	13,95	0,8
	3	3,3	2,3	2,76	2,76	2,64	1,84	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	2,13	3,05	4,85	4,85	14,88	0,8
	4	2,3	3,3	2,76	2,76	1,84	2,64	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	3,05	2,13	4,85	4,85	14,88	0,8
	5	3,3	3,3	2,76	2,76	2,64	2,64	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	2,13	2,13	4,85	4,85	13,95	0,8
	6	3,3	1,2	2,76	2,76	2,64	0,96	2,21	2,21	5,62	0	10,71	10,71	2,13	0,00	4,85	4,85	11,82	0,8
3	1	1,2	3,3	2,76	2,76	0,96	2,64	2,21	2,21	0	5,62	10,71	10,71	0,00	2,13	4,85	4,85	11,82	0,8
	2	3,3	3,3	2,76	2,76	2,64	2,64	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	2,13	2,13	4,85	4,85	13,95	0,8
	3	3,3	2,3	2,76	2,76	2,64	1,84	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	2,13	3,05	4,85	4,85	14,88	0,8
	4	2,3	3,3	2,76	2,76	1,84	2,64	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	3,05	2,13	4,85	4,85	14,88	0,8
	5	3,3	3,3	2,76	2,76	2,64	2,64	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	2,13	2,13	4,85	4,85	13,95	0,8
	6	3,3	1,2	2,76	2,76	2,64	0,96	2,21	2,21	5,62	0	10,71	10,71	2,13	0,00	4,85	4,85	11,82	0,8

Tableau. IV-1 : Caractéristiques géométriques du portique transversal (B- B) :

Unités		m								$10^{-4}m^4$				$10^{-4}m^3$					
niv	nœuds	Lw	Le	Hn	Hs	L'w	L'e	H'n	H's	lw	le	In	Is	Kw	Ke	Kn	Ks	D	χ
2	1	1,2	3,3	2,76	2,76	0,96	2,64	2,21	2,21	0	5,62	10,71	10,71	0,00	2,13	4,85	4,85	11,82	0,8
	2	3,3	3,3	2,76	2,76	2,64	2,64	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	2,13	2,13	4,85	4,85	13,95	0,9
	3	3,3	2,3	2,76	2,76	2,64	1,84	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	2,13	3,05	4,85	4,85	14,88	0,8
	4	2,3	3,3	2,76	2,76	1,84	2,64	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	3,05	2,13	4,85	4,85	14,88	0,8
	5	3,3	3,3	2,76	2,76	2,64	2,64	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	2,13	2,13	4,85	4,85	13,95	0,8
	6	3,3	1,2	2,76	2,76	2,64	0,96	2,21	2,21	5,62	0	10,71	10,71	2,13	0,00	4,85	4,85	11,82	0,8
1	1	1,2	3,3	2,76	2,76	0,96	2,64	2,21	2,21	0	5,62	10,71	10,71	0,00	2,13	4,85	4,85	11,82	0,8
	2	3,3	3,3	2,76	2,76	2,64	2,64	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	2,13	2,13	4,85	4,85	13,95	0,8
	3	3,3	2,3	2,76	2,76	2,64	1,84	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	2,13	3,05	4,85	4,85	14,88	0,8
	4	2,3	3,3	2,76	2,76	1,84	2,64	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	3,05	2,13	4,85	4,85	14,88	0,8
	5	3,3	3,3	2,76	2,76	2,64	2,64	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	2,13	2,13	4,85	4,85	13,95	0,8
	6	3,3	1,2	2,76	2,76	2,64	0,96	2,21	2,21	5,62	0	10,71	10,71	2,13	0,00	4,85	4,85	11,82	0,8

Tableau. IV-2 : Caractéristiques géométriques du portique longitudinal (2- 2) :

Unités		m								$10^{-4}m^4$				$10^{-4}m^3$					
niv	nœuds	Lw	Le	Hn	Hs	L'w	L'e	H'n	H's	lw	le	ln	ls	Kw	Ke	Kn	Ks	D	$\chi$
8	A	1,30	3,55	0	2,76	1,04	2,84	0,00	2,21	0	5,62	10,71	10,71	0,00	1,98	0,00	4,85	6,83	0,8
	B	3,55	3,55	0	2,76	2,84	2,84	0,00	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	1,98	1,98	0,00	4,85	8,81	0,9
	C	3,55	3,55	0	2,76	2,84	2,84	0,00	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	1,98	1,98	0,00	4,85	8,81	0,8
	D	3,55	1,30	0	2,76	2,84	1,04	0,00	2,21	5,62	0	10,71	10,71	1,98	0,00	0,00	4,85	6,83	0,8
7	A	1,30	3,55	2,76	2,76	1,04	2,84	2,49	2,21	0	5,62	10,71	10,71	0,00	1,98	4,30	4,85	11,13	0,8
	B	3,55	3,55	2,76	2,76	2,84	2,84	2,49	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	1,98	1,98	4,30	4,85	13,11	0,8
	C	3,55	3,55	2,76	2,76	2,84	2,84	2,49	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	1,98	1,98	4,30	4,85	13,11	0,8
	D	3,55	1,30	2,76	2,76	2,84	1,04	2,49	2,21	5,62	0	10,71	10,71	1,98	0,00	4,30	4,85	11,13	0,8
6	A	1,30	3,55	2,76	2,76	1,04	2,84	2,21	2,21	0	5,62	10,71	10,71	0,00	1,98	4,85	4,85	11,68	0,8
	B	3,55	3,55	2,76	2,76	2,84	2,84	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	1,98	1,98	4,85	4,85	13,66	0,8
	C	3,55	3,55	2,76	2,76	2,84	2,84	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	1,98	1,98	4,85	4,85	13,66	0,8
	D	3,55	1,30	2,76	2,76	2,84	1,04	2,21	2,21	5,62	0	10,71	10,71	1,98	0,00	4,85	4,85	11,68	0,8
5	A	1,30	3,55	2,76	2,76	1,04	2,84	2,21	2,21	0	5,62	10,71	10,71	0,00	1,98	4,85	4,85	11,68	0,8
	B	3,55	3,55	2,76	2,76	2,84	2,84	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	1,98	1,98	4,85	4,85	13,66	0,9
	C	3,55	3,55	2,76	2,76	2,84	2,84	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	1,98	1,98	4,85	4,85	13,66	0,8
	D	3,55	1,30	2,76	2,76	2,84	1,04	2,21	2,21	5,62	0	10,71	10,71	1,98	0,00	4,85	4,85	11,68	0,8

Tableau. IV-2 : Caractéristiques géométriques du portique longitudinal (2- 2)

Unités		m								$10^{-4}m^4$				$10^{-4}m^3$					
niv	nœuds	Lw	Le	Hn	Hs	L'w	L'e	H'n	H's	lw	le	ln	ls	Kw	Ke	Kn	Ks	D	$\chi$
4	A	1,30	3,55	2,76	2,76	1,04	2,84	2,21	2,21	0	5,62	10,71	10,71	0,00	1,98	4,85	4,85	11,68	0,8
	B	3,55	3,55	2,76	2,76	2,84	2,84	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	1,98	1,98	4,85	4,85	13,66	0,9
	C	3,55	3,55	2,76	2,76	2,84	2,84	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	1,98	1,98	4,85	4,85	13,66	0,8
	D	3,55	1,30	2,76	2,76	2,84	1,04	2,21	2,21	5,62	0	10,71	10,71	1,98	0,00	4,85	4,85	11,68	0,8
3	A	1,30	3,55	2,76	2,76	1,04	2,84	2,21	2,21	0	5,62	10,71	10,71	0,00	1,98	4,85	4,85	11,68	0,8
	B	3,55	3,55	2,76	2,76	2,84	2,84	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	1,98	1,98	4,85	4,85	13,66	0,8
	C	3,55	3,55	2,76	2,76	2,84	2,84	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	1,98	1,98	4,85	4,85	13,66	0,8
	D	3,55	1,30	2,76	2,76	2,84	1,04	2,21	2,21	5,62	0	10,71	10,71	1,98	0,00	4,85	4,85	11,68	0,8
2	A	1,30	3,55	2,76	2,76	1,04	2,84	2,21	2,21	0	5,62	10,71	10,71	0,00	1,98	4,85	4,85	11,68	0,8
	B	3,55	3,55	2,76	2,76	2,84	2,84	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	1,98	1,98	4,85	4,85	13,66	0,8
	C	3,55	3,55	2,76	2,76	2,84	2,84	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	1,98	1,98	4,85	4,85	13,66	0,8
	D	3,55	1,30	2,76	2,76	2,84	1,04	2,21	2,21	5,62	0	10,71	10,71	1,98	0,00	4,85	4,85	11,68	0,8
1	A	1,30	3,55	2,76	2,76	1,04	2,84	2,21	2,21	0	5,62	10,71	10,71	0,00	1,98	4,85	4,85	11,68	0,8
	B	3,55	3,55	2,76	2,76	2,84	2,84	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	1,98	1,98	4,85	4,85	13,66	0,9
	C	3,55	3,55	2,76	2,76	2,84	2,84	2,21	2,21	5,62	5,62	10,71	10,71	1,98	1,98	4,85	4,85	13,66	0,8
	D	3,55	1,30	2,76	2,76	2,84	1,04	2,21	2,21	5,62	0	10,71	10,71	1,98	0,00	4,85	4,85	11,68	0,8

Tableau. IV-3 : Moments aux nœuds du portique transversal (B- B) :

Niveau	Nœuds	sous G								sous Q							
		KN/m		KN.m						KN/m		KN.m					
		Gw	Ge	M'w	M'e	Mw	Me	Mn	Ms	Qw	Qe	M'w	M'e	Mw	Me	Mn	Ms
8	1	13,66	5,81	1,48	4,76	1,48	3,76	0,00	2,28	1,95	0,65	0,21	0,53	0,21	0,43	0,00	0,22
	2	5,81	5,81	4,76	4,76	4,76	4,76	0,00	0,00	0,65	0,65	0,53	0,53	0,53	0,53	0,00	0,00
	3	5,81	5,81	4,76	2,31	4,24	3,06	0,00	-1,18	0,65	0,65	0,53	0,26	0,47	0,34	0,00	-0,13
	4	5,81	5,81	2,31	4,76	3,06	4,24	0,00	1,18	0,65	0,65	0,26	0,53	0,34	0,47	0,00	0,13
	5	5,81	5,81	4,76	4,76	4,76	4,76	0,00	0,00	0,65	0,65	0,53	0,53	0,53	0,53	0,00	0,00
	6	5,81	13,66	4,76	1,48	3,76	1,48	0,00	-2,28	0,65	1,95	0,53	0,21	0,43	0,21	0,00	-0,22
7	1	12,50	5,42	1,36	4,44	1,36	3,86	1,18	1,33	2,92	0,98	0,32	0,80	0,32	0,71	0,18	0,21
	2	5,42	5,42	4,44	4,44	4,44	4,44	0,00	0,00	0,98	0,98	0,80	0,80	0,80	0,80	0,00	0,00
	3	5,42	5,42	4,44	2,16	4,10	2,64	-0,69	-0,77	0,98	0,98	0,80	0,39	0,74	0,48	-0,12	-0,14
	4	5,42	5,42	2,16	4,44	2,64	4,10	0,69	0,77	0,98	0,98	0,39	0,80	0,48	0,74	0,12	0,14
	5	5,42	5,42	4,44	4,44	4,44	4,44	0,00	0,00	0,98	0,98	0,80	0,80	0,80	0,80	0,00	0,00
	6	5,42	12,50	4,44	1,36	3,86	1,36	-1,18	-1,33	0,98	2,92	0,80	0,32	0,71	0,32	-0,18	-0,21
6	1	12,50	5,42	1,36	4,44	1,36	3,89	1,27	1,27	2,92	0,98	0,32	0,80	0,32	0,71	0,20	0,20
	2	5,42	5,42	4,44	4,44	4,44	4,44	0,00	0,00	0,98	0,98	0,80	0,80	0,80	0,80	0,00	0,00
	3	5,42	5,42	4,44	2,16	4,11	2,63	-0,74	-0,74	0,98	0,98	0,80	0,39	0,74	0,47	-0,13	-0,13
	4	5,42	5,42	2,16	4,44	2,63	4,11	0,74	0,74	0,98	0,98	0,39	0,80	0,47	0,74	0,13	0,13
	5	5,42	5,42	4,44	4,44	4,44	4,44	0,00	0,00	0,98	0,98	0,80	0,80	0,80	0,80	0,00	0,00
	6	5,42	12,50	4,44	1,36	3,89	1,36	-1,27	-1,27	0,98	2,92	0,80	0,32	0,71	0,32	-0,20	-0,20

**Tableau. IV-3 : Moments aux nœuds du portique transversal (B- B) :**

Niveau	Nœuds	sous G								sous Q							
		KN/m		KN.m						KN/m		KN.m					
		Gw	Ge	M'w	M'e	Mw	Me	Mn	Ms	Qw	Qe	M'w	M'e	Mw	Me	Mn	Ms
5	1	12,50	5,42	1,36	4,44	1,36	3,89	1,27	1,27	2,92	0,98	0,32	0,80	0,32	0,71	0,20	0,20
	2	5,42	5,42	4,44	4,44	4,44	4,44	0,00	0,00	0,98	0,98	0,80	0,80	0,80	0,80	0,00	0,00
	3	5,42	5,42	4,44	2,16	4,11	2,63	-0,74	-0,74	0,98	0,98	0,80	0,39	0,74	0,47	-0,13	-0,13
	4	5,42	5,42	2,16	4,44	2,63	4,11	0,74	0,74	0,98	0,98	0,39	0,80	0,47	0,74	0,13	0,13
	5	5,42	5,42	4,44	4,44	4,44	4,44	0,00	0,00	0,98	0,98	0,80	0,80	0,80	0,80	0,00	0,00
	6	5,42	12,50	4,44	1,36	3,89	1,36	-1,27	-1,27	0,98	2,92	0,80	0,32	0,71	0,32	-0,20	-0,20
4	1	12,50	5,42	1,36	4,44	1,36	3,89	1,27	1,27	2,92	0,98	0,32	0,80	0,32	0,71	0,20	0,20
	2	5,42	5,42	4,44	4,44	4,44	4,44	0,00	0,00	0,98	0,98	0,80	0,80	0,80	0,80	0,00	0,00
	3	5,42	5,42	4,44	2,16	4,11	2,63	-0,74	-0,74	0,98	0,98	0,80	0,39	0,74	0,47	-0,13	-0,13
	4	5,42	5,42	2,16	4,44	2,63	4,11	0,74	0,74	0,98	0,98	0,39	0,80	0,47	0,74	0,13	0,13
	5	5,42	5,42	4,44	4,44	4,44	4,44	0,00	0,00	0,98	0,98	0,80	0,80	0,80	0,80	0,00	0,00
	6	5,42	12,50	4,44	1,36	3,89	1,36	-1,27	-1,27	0,98	2,92	0,80	0,32	0,71	0,32	-0,20	-0,20
3	1	12,50	5,42	1,36	4,44	1,36	3,89	1,27	1,27	2,92	0,98	0,32	0,80	0,32	0,71	0,20	0,20
	2	5,42	5,42	4,44	4,44	4,44	4,44	0,00	0,00	0,98	0,98	0,80	0,80	0,80	0,80	0,00	0,00
	3	5,42	5,42	4,44	2,16	4,11	2,63	-0,74	-0,74	0,98	0,98	0,80	0,39	0,74	0,47	-0,13	-0,13
	4	5,42	5,42	2,16	4,44	2,63	4,11	0,74	0,74	0,98	0,98	0,39	0,80	0,47	0,74	0,13	0,13
	5	5,42	5,42	4,44	4,44	4,44	4,44	0,00	0,00	0,98	0,98	0,80	0,80	0,80	0,80	0,00	0,00
	6	5,42	12,50	4,44	1,36	3,89	1,36	-1,27	-1,27	0,98	2,92	0,80	0,32	0,71	0,32	-0,20	-0,20

**Tableau. IV-3 : Moments aux nœuds du portique transversal (B- B) :**

Niveau	Nœuds	sous G								sous Q							
		KN/m		KN.m						KN/m		KN.m					
		Gw	Ge	M'w	M'e	Mw	Me	Mn	Ms	Qw	Qe	M'w	M'e	Mw	Me	Mn	Ms
2	1	12,50	5,42	1,36	4,44	1,36	3,89	1,27	1,27	2,92	0,98	0,32	0,80	0,32	0,71	0,20	0,20
	2	5,42	5,42	4,44	4,44	4,44	4,44	0,00	0,00	0,98	0,98	0,80	0,80	0,80	0,80	0,00	0,00
	3	5,42	5,42	4,44	2,16	4,11	2,63	-0,74	-0,74	0,98	0,98	0,80	0,39	0,74	0,47	-0,13	-0,13
	4	5,42	5,42	2,16	4,44	2,63	4,11	0,74	0,74	0,98	0,98	0,39	0,80	0,47	0,74	0,13	0,13
	5	5,42	5,42	4,44	4,44	4,44	4,44	0,00	0,00	0,98	0,98	0,80	0,80	0,80	0,80	0,00	0,00
	6	5,42	12,50	4,44	1,36	3,89	1,36	-1,27	-1,27	0,98	2,92	0,80	0,32	0,71	0,32	-0,20	-0,20
1	1	12,50	5,42	1,36	4,44	1,36	3,89	1,27	1,27	9,75	3,25	1,06	2,66	1,06	2,38	0,66	0,66
	2	5,42	5,42	4,44	4,44	4,44	4,44	0,00	0,00	3,25	3,25	2,66	2,66	2,66	2,66	0,00	0,00
	3	5,42	5,42	4,44	2,16	4,11	2,63	-0,74	-0,74	3,25	3,25	2,66	1,29	2,47	1,58	-0,45	-0,45
	4	5,42	5,42	2,16	4,44	2,63	4,11	0,74	0,74	3,25	3,25	1,29	2,66	1,58	2,47	0,45	0,45
	5	5,42	5,42	4,44	4,44	4,44	4,44	0,00	0,00	3,25	3,25	2,66	2,66	2,66	2,66	0,00	0,00
	6	5,42	12,50	4,44	1,36	3,89	1,36	-1,27	-1,27	3,25	9,75	2,66	1,06	2,38	1,06	-0,66	-0,66

**Tableau. IV-4 : Moments aux nœuds du portique longitudinal (2- 2)**

Niveau	Nœuds	sous G								sous Q							
		KN/m		KN.m						KN/m		KN.m					
		Gw	Ge	M'w	M'e	Mw	Me	Mn	Ms	Qw	Qe	M'w	M'e	Mw	Me	Mn	Ms
8	A	0,00	23,66	0,00	22,45	0,00	15,94	0,00	15,94	0	3,6	0,00	3,42	0,00	2,43	0,00	2,43
	B	23,66	23,66	22,45	22,45	22,45	22,45	0,00	0,00	3,6	3,6	3,42	3,42	3,42	3,42	0,00	0,00
	C	23,66	23,66	22,45	22,45	22,45	22,45	0,00	0,00	3,6	3,6	3,42	3,42	3,42	3,42	0,00	0,00
	D	23,66	0,00	22,45	0,00	15,94	0,00	0,00	-15,94	3,6	0	3,42	0,00	2,43	0,00	0,00	-2,43
7	A	0,00	21,50	0,00	20,40	0,00	16,77	7,88	8,89	0	5,4	0,00	5,12	0,00	4,21	1,98	2,23
	B	21,50	21,50	20,40	20,40	20,40	20,40	0,00	0,00	5,4	5,4	5,12	5,12	5,12	5,12	0,00	0,00
	C	21,50	21,50	20,40	20,40	20,40	20,40	0,00	0,00	5,4	5,4	5,12	5,12	5,12	5,12	0,00	0,00
	D	21,50	0,00	20,40	0,00	16,77	0,00	-7,88	-8,89	5,4	0	5,12	0,00	4,21	0,00	-1,98	-2,23
6	A	0,00	21,50	0,00	20,40	0,00	16,94	8,47	8,47	0	5,4	0,00	5,12	0,00	4,26	2,13	2,13
	B	21,50	21,50	20,40	20,40	20,40	20,40	0,00	0,00	5,4	5,4	5,12	5,12	5,12	5,12	0,00	0,00
	C	21,50	21,50	20,40	20,40	20,40	20,40	0,00	0,00	5,4	5,4	5,12	5,12	5,12	5,12	0,00	0,00
	D	21,50	0,00	20,40	0,00	16,94	0,00	-8,47	-8,47	5,4	0	5,12	0,00	4,26	0,00	-2,13	-2,13
5	A	0,00	21,50	0,00	20,40	0,00	16,94	8,47	8,47	0	5,4	0,00	5,12	0,00	4,26	2,13	2,13
	B	21,50	21,50	20,40	20,40	20,40	20,40	0,00	0,00	5,4	5,4	5,12	5,12	5,12	5,12	0,00	0,00
	C	21,50	21,50	20,40	20,40	20,40	20,40	0,00	0,00	5,4	5,4	5,12	5,12	5,12	5,12	0,00	0,00
	D	21,50	0,00	20,40	0,00	16,94	0,00	-8,47	-8,47	5,4	0	5,12	0,00	4,26	0,00	-2,13	-2,13

Tableau. IV-4 : Moments aux nœuds du portique longitudinal (2- 2)

Niveau	Nœuds	sous G								sous Q							
		KN/m		KN.m						KN/m		KN.m					
		Gw	Ge	M'w	M'e	Mw	Me	Mn	Ms	Qw	Qe	M'w	M'e	Mw	Me	Mn	Ms
4	A	0,00	21,50	0,00	20,40	0,00	16,94	8,47	8,47	0	5,4	0,00	5,12	0,00	4,26	2,13	2,13
	B	21,50	21,50	20,40	20,40	20,40	20,40	0,00	0,00	5,4	5,4	5,12	5,12	5,12	5,12	0,00	0,00
	C	21,50	21,50	20,40	20,40	20,40	20,40	0,00	0,00	5,4	5,4	5,12	5,12	5,12	5,12	0,00	0,00
	D	21,50	0,00	20,40	0,00	16,94	0,00	-8,47	-8,47	5,4	0	5,12	0,00	4,26	0,00	-2,13	-2,13
3	A	0,00	21,50	0,00	20,40	0,00	16,94	8,47	8,47	0	5,4	0,00	5,12	0,00	4,26	2,13	2,13
	B	21,50	21,50	20,40	20,40	20,40	20,40	0,00	0,00	5,4	5,4	5,12	5,12	5,12	5,12	0,00	0,00
	C	21,50	21,50	20,40	20,40	20,40	20,40	0,00	0,00	5,4	5,4	5,12	5,12	5,12	5,12	0,00	0,00
	D	21,50	0,00	20,40	0,00	16,94	0,00	-8,47	-8,47	5,4	0	5,12	0,00	4,26	0,00	-2,13	-2,13
2	A	0,00	21,50	0,00	20,40	0,00	16,94	8,47	8,47	0,00	5,40	0,00	5,12	0,00	4,26	2,13	2,13
	B	21,50	21,50	20,40	20,40	20,40	20,40	0,00	0,00	5,40	5,40	5,12	5,12	5,12	5,12	0,00	0,00
	C	21,50	21,50	20,40	20,40	20,40	20,40	0,00	0,00	5,40	5,40	5,12	5,12	5,12	5,12	0,00	0,00
	D	21,50	0,00	20,40	0,00	16,94	0,00	-8,47	-8,47	5,40	0,00	5,12	0,00	4,26	0,00	-2,13	-2,13
1	A	0,00	21,50	0,00	20,40	0,00	16,94	8,47	8,47	0,00	18,00	0,00	17,08	0,00	14,19	7,09	7,09
	B	21,50	21,50	20,40	20,40	20,40	20,40	0,00	0,00	18,00	18,00	17,08	17,08	17,08	17,08	0,00	0,00
	C	21,50	21,50	20,40	20,40	20,40	20,40	0,00	0,00	18,00	18,00	17,08	17,08	17,08	17,08	0,00	0,00
	D	21,50	0,00	20,40	0,00	16,94	0,00	-8,47	-8,47	18,00	0,00	17,08	0,00	14,19	0,00	-7,09	-7,09

ETUDE SOUS CHARGES VERTICALES

Niveau	Nœuds	Sous G								Sous Q						
		m	KN	KN.m		m	KN.m	KN		KN	MN.m		m	KN.m	KN	
		L	G	Mw	Me	X	Mt	Tw	Te	Q	Mw	Me	X	Mt	Tw	Te
8	Consol1	1,2	13,66	0,00	1,48	0,51	9,84	6,96	-9,43	1,95	0,00	0,21	0,51	1,40	0,99	-1,35
	1-2	3,3	5,80	3,76	4,76	1,60	3,64	9,27	-9,87	0,65	0,43	0,53	1,60	0,40	1,04	-1,10
	2-3	3,3	5,80	4,76	4,24	1,68	3,40	9,73	-9,41	0,65	0,53	0,47	1,68	0,38	1,09	-1,05
	3-4	2,3	5,80	3,06	3,06	1,15	0,78	6,67	-6,67	0,65	0,34	0,34	1,15	0,09	0,75	-0,75
	4-5	3,3	5,80	4,24	4,76	1,62	3,40	9,41	-9,73	0,65	0,47	0,53	1,62	0,38	1,05	-1,09
	5-6	3,3	5,80	4,76	3,76	1,70	3,64	9,87	-9,27	0,65	0,53	0,43	1,70	0,40	1,10	-1,04
	Consol2	1,2	13,66	1,48	0,00	0,69	9,84	9,43	-6,96	1,95	0,21	0,00	0,69	1,40	1,35	-0,99
7	Consol1	1,2	12,50	0,00	1,36	0,51	9,00	6,37	-8,63	2,92	0,00	0,32	0,51	2,10	1,49	-2,02
	1-2	3,3	5,42	3,86	4,44	1,62	3,23	8,77	-9,12	0,98	0,71	0,80	1,62	0,58	1,59	-1,64
	2-3	3,3	5,42	4,44	4,10	1,67	3,11	9,05	-8,84	0,98	0,80	0,74	1,67	0,57	1,64	-1,60
	3-4	2,3	5,42	2,64	2,64	1,15	0,94	6,23	-6,23	0,98	0,48	0,48	1,15	0,17	1,13	-1,13
	4-5	3,3	5,42	4,10	4,44	1,63	3,11	8,84	-9,05	0,98	0,74	0,80	1,63	0,57	1,60	-1,64
	5-6	3,3	5,42	4,44	3,86	1,68	3,23	9,12	-8,77	0,98	0,80	0,71	1,68	0,58	1,64	-1,59
	Consol2	1,2	12,50	1,36	0,00	0,69	9,00	8,63	-6,37	2,92	0,32	0,00	0,69	2,10	2,02	-1,49
6	Consol1	1,2	12,50	0,00	1,36	0,51	9,00	6,37	-8,63	2,92	0,00	0,32	0,51	2,10	1,49	-2,02
	1-2	3,3	5,42	3,89	4,44	1,62	3,22	8,77	-9,11	0,98	0,71	0,80	1,62	0,58	1,59	-1,64
	2-3	3,3	5,42	4,44	4,11	1,67	3,10	9,04	-8,84	0,98	0,80	0,74	1,67	0,56	1,63	-1,60
	3-4	2,3	5,42	2,63	2,63	1,15	0,96	6,23	-6,23	0,98	0,47	0,47	1,15	0,18	1,13	-1,13
	4-5	3,3	5,42	4,11	4,44	1,63	3,10	8,84	-9,04	0,98	0,74	0,80	1,63	0,56	1,60	-1,63
	5-6	3,3	5,42	4,44	3,89	1,68	3,22	9,11	-8,77	0,98	0,80	0,71	1,68	0,58	1,64	-1,59
	Consol2	1,2	12,50	1,36	0,00	0,69	9,00	8,63	-6,37	2,92	0,32	0,00	0,69	2,10	2,02	-1,49

ETUDE SOUS CHARGES VERTICALES

Tableau VI-5 : Moments en travées et efforts tranchants dans le portique (B-B) :

Niveau	Nœuds	Sous G								Sous Q						
		m	KN	KN.m		m	KN.m	KN		KN	MN.m		m	KN.m	KN	
		L	G	Mw	Me	X	Mt	Tw	Te	Q	Mw	Me	X	Mt	Tw	Te
5	Consol1	1,2	12,50	0,00	1,36	0,51	9,00	6,37	-8,63	2,92	0,00	0,32	0,51	2,10	1,49	-2,02
	1-2	3,3	5,42	3,89	4,44	1,62	3,22	8,77	-9,11	0,98	0,71	0,80	1,62	0,58	1,59	-1,64
	2-3	3,3	5,42	4,44	4,11	1,67	3,10	9,04	-8,84	0,98	0,80	0,74	1,67	0,56	1,63	-1,60
	3-4	2,3	5,42	2,63	2,63	1,15	0,96	6,23	-6,23	0,98	0,47	0,47	1,15	0,18	1,13	-1,13
	4-5	3,3	5,42	4,11	4,44	1,63	3,10	8,84	-9,04	0,98	0,74	0,80	1,63	0,56	1,60	-1,63
	5-6	3,3	5,42	4,44	3,89	1,68	3,22	9,11	-8,77	0,98	0,80	0,71	1,68	0,58	1,64	-1,59
	Consol2	1,2	12,50	1,36	0,00	0,69	9,00	8,63	-6,37	2,92	0,32	0,00	0,69	2,10	2,02	-1,49
4	Consol1	1,2	12,50	0,00	1,36	0,51	9,00	6,37	-8,63	2,92	0,00	0,32	0,51	2,10	1,49	-2,02
	1-2	3,3	5,42	3,89	4,44	1,62	3,22	8,77	-9,11	0,98	0,71	0,80	1,62	0,58	1,59	-1,64
	2-3	3,3	5,42	4,44	4,11	1,67	3,10	9,04	-8,84	0,98	0,80	0,74	1,67	0,56	1,63	-1,60
	3-4	2,3	5,42	2,63	2,63	1,15	0,96	6,23	-6,23	0,98	0,47	0,47	1,15	0,18	1,13	-1,13
	4-5	3,3	5,42	4,11	4,44	1,63	3,10	8,84	-9,04	0,98	0,74	0,80	1,63	0,56	1,60	-1,63
	5-6	3,3	5,42	4,44	3,89	1,68	3,22	9,11	-8,77	0,98	0,80	0,71	1,68	0,58	1,64	-1,59
	Consol2	1,2	12,50	1,36	0,00	0,69	9,00	8,63	-6,37	2,92	0,32	0,00	0,69	2,10	2,02	-1,49
3	Consol1	1,2	12,50	0,00	1,36	0,51	9,00	6,37	-8,63	2,92	0,00	0,32	0,51	2,10	1,49	-2,02
	1-2	3,3	5,42	3,89	4,44	1,62	3,22	8,77	-9,11	0,98	0,71	0,80	1,62	0,58	1,59	-1,64
	2-3	3,3	5,42	4,44	4,11	1,67	3,10	9,04	-8,84	0,98	0,80	0,74	1,67	0,56	1,63	-1,60
	3-4	2,3	5,42	2,63	2,63	1,15	0,96	6,23	-6,23	0,98	0,47	0,47	1,15	0,18	1,13	-1,13
	4-5	3,3	5,42	4,11	4,44	1,63	3,10	8,84	-9,04	0,98	0,74	0,80	1,63	0,56	1,60	-1,63
	5-6	3,3	5,42	4,44	3,89	1,68	3,22	9,11	-8,77	0,98	0,80	0,71	1,68	0,58	1,64	-1,59
	Consol2	1,2	12,50	1,36	0,00	0,69	9,00	8,63	-6,37	2,92	0,32	0,00	0,69	2,10	2,02	-1,49

**Tableau VI-5 : Moments en travées et efforts tranchants dans le portique (B-B) :**

Niveau	Nœuds	Sous G								Sous Q							
		m		KN		KN.m		m		KN		MN.m		m		KN	
		L	G	Mw	Me	X	Mt	Tw	Te	Q	Mw	Me	X	Mt	Tw	Te	
2	Consol1	1,2	12,50	0,00	1,36	0,51	9,00	6,37	-8,63	2,92	0,00	0,32	0,51	2,10	1,49	-2,02	
	1-2	3,3	5,42	3,89	4,44	1,62	3,22	8,77	-9,11	0,98	0,71	0,80	1,62	0,58	1,59	-1,64	
	2-3	3,3	5,42	4,44	4,11	1,67	3,10	9,04	-8,84	0,98	0,80	0,74	1,67	0,56	1,63	-1,60	
	3-4	2,3	5,42	2,63	2,63	1,15	0,96	6,23	-6,23	0,98	0,47	0,47	1,15	0,18	1,13	-1,13	
	4-5	3,3	5,42	4,11	4,44	1,63	3,10	8,84	-9,04	0,98	0,74	0,80	1,63	0,56	1,60	-1,63	
	5-6	3,3	5,42	4,44	3,89	1,68	3,22	9,11	-8,77	0,98	0,80	0,71	1,68	0,58	1,64	-1,59	
	Consol2	1,2	12,50	1,36	0,00	0,69	9,00	8,63	-6,37	2,92	0,32	0,00	0,69	2,10	2,02	-1,49	
1	Consol1	1,2	12,50	0,00	1,36	0,51	9,00	6,37	-8,63	9,75	0,00	1,06	0,51	7,02	4,97	-6,73	
	1-2	3,3	5,42	3,89	4,44	1,62	3,22	8,77	-9,11	3,25	2,38	2,66	1,62	1,91	5,27	-5,45	
	2-3	3,3	5,42	4,44	4,11	1,67	3,10	9,04	-8,84	3,25	2,66	2,47	1,67	1,86	5,42	-5,30	
	3-4	2,3	5,42	2,63	2,63	1,15	0,96	6,23	-6,23	3,25	1,58	1,58	1,15	0,57	3,74	-3,74	
	4-5	3,3	5,42	4,11	4,44	1,63	3,10	8,84	-9,04	3,25	2,47	2,66	1,63	1,86	5,30	-5,42	
	5-6	3,3	5,42	4,44	3,89	1,68	3,22	9,11	-8,77	3,25	2,66	2,38	1,68	1,91	5,45	-5,27	
	Consol2	1,2	12,50	1,36	0,00	0,69	9,00	8,63	-6,37	9,75	1,06	0,00	0,69	7,02	6,73	-4,97	

Tableau VI-6 : Moments en travées et efforts tranchants dans le portique (2-2) :

Niveau	Nœuds	Sous G								Sous Q							
		m	KN	KN.m		m	KN.m	KN		KN	MN.m		m	KN.m	KN		
		L	G	Mw	Me	X	Mt	Tw	Te	Q	Mw	Me	X	Mt	Tw	Te	
8	A-B	3,55	23,66	15,94	22,45	1,70	18,14	40,16	-43,82	3,6	2,43	3,42	1,70	2,76	6,11	-6,67	
	B-C	3,55	23,66	22,45	22,45	1,78	14,82	41,99	-41,99	3,6	3,42	3,42	1,78	2,26	6,39	-6,39	
	C-D	3,55	23,66	22,45	15,94	1,85	18,14	43,82	-40,16	3,6	3,42	2,43	1,85	2,76	6,67	-6,11	
7	A-B	3,55	21,50	16,77	20,40	1,73	15,30	37,13	-39,18	5,4	4,21	5,12	1,73	3,84	9,33	-9,84	
	B-C	3,55	21,50	20,40	20,40	1,78	13,46	38,15	-38,15	5,4	5,12	5,12	1,78	3,38	9,59	-9,59	
	C-D	3,55	21,50	20,40	16,77	1,82	15,30	39,18	-37,13	5,4	5,12	4,21	1,82	3,84	9,84	-9,33	
6	A-B	3,55	21,50	16,94	20,40	1,73	15,21	37,18	-39,13	5,4	4,26	5,12	1,73	3,82	9,34	-9,83	
	B-C	3,55	21,50	20,40	20,40	1,78	13,46	38,15	-38,15	5,4	5,12	5,12	1,78	3,38	9,59	-9,59	
	C-D	3,55	21,50	20,40	16,94	1,82	15,21	39,13	-37,18	5,4	5,12	4,26	1,82	3,82	9,83	-9,34	
5	A-B	3,55	21,50	16,94	20,40	1,73	15,21	37,18	-39,13	5,4	4,26	5,12	1,73	3,82	9,34	-9,83	
	B-C	3,55	21,50	20,40	20,40	1,78	13,46	38,15	-38,15	5,4	5,12	5,12	1,78	3,38	9,59	-9,59	
	C-D	3,55	21,50	20,40	16,94	1,82	15,21	39,13	-37,18	5,4	5,12	4,26	1,82	3,82	9,83	-9,34	

**Tableau VI-6 : Moments en travées et efforts tranchants dans le portique (2-2) :**

Niveau	Nœuds	Sous G								Sous Q						
		m	KN	KN.m		m	KN.m	KN		KN	MN.m		m	KN.m	KN	
		L	G	Mw	Me	X	Mt	Tw	Te	Q	Mw	Me	X	Mt	Tw	Te
4	A-B	3,55	21,50	16,94	20,40	1,73	15,21	37,18	-39,13	5,4	4,26	5,12	1,73	3,82	9,34	-9,83
	B-C	3,55	21,50	20,40	20,40	1,78	13,46	38,15	-38,15	5,4	5,12	5,12	1,78	3,38	9,59	-9,59
	C-D	3,55	21,50	20,40	16,94	1,82	15,21	39,13	-37,18	5,4	5,12	4,26	1,82	3,82	9,83	-9,34
3	A-B	3,55	21,50	16,94	20,40	1,73	15,21	37,18	-39,13	5,4	4,26	5,12	1,73	3,82	9,34	-9,83
	B-C	3,55	21,50	20,40	20,40	1,78	13,46	38,15	-38,15	5,4	5,12	5,12	1,78	3,38	9,59	-9,59
	C-D	3,55	21,50	20,40	16,94	1,82	15,21	39,13	-37,18	5,4	5,12	4,26	1,82	3,82	9,83	-9,34
2	A-B	3,55	21,50	16,94	20,40	1,73	15,21	37,18	-39,13	5,4	4,26	5,12	1,73	3,82	9,34	-9,83
	B-C	3,55	21,50	20,40	20,40	1,78	13,46	38,15	-38,15	5,4	5,12	5,12	1,78	3,38	9,59	-9,59
	C-D	3,55	21,50	20,40	16,94	1,82	15,21	39,13	-37,18	5,4	5,12	4,26	1,82	3,82	9,83	-9,34
1	A-B	3,55	21,50	16,94	20,40	1,73	15,21	37,18	-39,13	18,00	14,19	17,08	1,73	12,74	31,13	-32,77
	B-C	3,55	21,50	20,40	20,40	1,78	13,46	38,15	-38,15	18,00	17,08	17,08	1,78	11,28	31,95	-31,95
	C-D	3,55	21,50	20,40	16,94	1,82	15,21	39,13	-37,18	18,00	17,08	14,19	1,82	12,74	32,77	-31,13

**Tableau. IV-7 : efforts normaux dans les poteaux du portique (B-B) :**

		sous G					sous Q			
unité		KN	KN				KN			
NIV	poteau	Ppoteaux	Tw	Te	N	Ncum	Tw	Te	N	Ncum
8	1	1	0	-9,43	9,27	18,70	18,70	-1,35	1,04	2,39
	2	2	0	-9,87	9,73	19,60	19,60	-1,10	1,09	2,19
	3	3	0	-9,41	6,67	16,08	16,08	-1,05	0,75	1,80
	4	4	0	-6,67	9,41	16,08	16,08	-0,75	1,05	1,80
	5	5	0	-9,73	9,87	19,60	19,60	-1,09	1,10	2,19
	6	6	0	-9,27	9,43	18,70	18,70	-1,04	1,35	2,39
7	1	1	8,032	-8,63	8,77	25,43	44,13	-2,02	1,59	11,64
	2	2	8,032	-9,12	9,05	26,20	45,80	-1,64	1,64	11,31
	3	3	8,032	-8,84	6,23	23,11	39,19	-1,60	1,13	10,76
	4	4	8,032	-6,23	8,84	23,11	39,19	-1,13	1,60	10,76
	5	5	8,032	-9,05	9,12	26,20	45,80	-1,64	1,64	11,31
	6	6	8,032	-8,77	8,63	25,43	44,13	-1,59	2,02	11,64
6	1	1	8,032	-8,63	8,77	25,44	69,56	-2,02	1,59	11,64
	2	2	8,032	-9,11	9,04	26,19	71,98	-1,64	1,63	11,31
	3	3	8,032	-8,84	6,23	23,11	62,29	-1,60	1,13	10,76
	4	4	8,032	-6,23	8,84	23,11	62,29	-1,13	1,60	10,76
	5	5	8,032	-9,04	9,11	26,19	71,98	-1,63	1,64	11,31
	6	6	8,032	-8,77	8,63	25,44	69,56	-1,59	2,02	11,64
5	1	1	8,032	-8,63	8,77	25,44	95,00	-2,02	1,59	11,64
	2	2	8,032	-9,11	9,04	26,19	98,17	-1,64	1,63	11,31
	3	3	8,032	-8,84	6,23	23,11	85,40	-1,60	1,13	10,76
	4	4	8,032	-6,23	8,84	23,11	85,40	-1,13	1,60	10,76
	5	5	8,032	-9,04	9,11	26,19	98,17	-1,63	1,64	11,31
	6	6	8,032	-8,77	8,63	25,44	95,00	-1,59	2,02	11,64

**Tableau. IV-7 : efforts normaux dans les poteaux du portique (B-B)**

		sous G					sous Q			
unité		KN	KN				KN			
NIV	poteau	pdspot	Tw	Te	N	Ncum	Tw	Te	N	Ncum
4	1	8,032	-8,63	8,77	25,44	120,44	-2,02	1,59	11,64	48,94
	2	8,032	-9,11	9,04	26,19	124,35	-1,64	1,63	11,31	47,43
	3	8,032	-8,84	6,23	23,11	108,51	-1,60	1,13	10,76	44,83
	4	8,032	-6,23	8,84	23,11	108,51	-1,13	1,60	10,76	44,83
	5	8,032	-9,04	9,11	26,19	124,35	-1,63	1,64	11,31	47,43
	6	8,032	-8,77	8,63	25,44	120,44	-1,59	2,02	11,64	48,94
3	1	8,032	-8,63	8,77	25,44	145,87	-2,02	1,59	11,64	60,58
	2	8,032	-9,11	9,04	26,19	150,54	-1,64	1,63	11,31	58,74
	3	8,032	-8,84	6,23	23,11	131,62	-1,60	1,13	10,76	55,59
	4	8,032	-6,23	8,84	23,11	131,62	-1,13	1,60	10,76	55,59
	5	8,032	-9,04	9,11	26,19	150,54	-1,63	1,64	11,31	58,74
	6	8,032	-8,77	8,63	25,44	145,87	-1,59	2,02	11,64	60,58
2	1	8,032	-8,63	8,77	25,44	171,31	-2,02	1,59	11,64	72,22
	2	8,032	-9,11	9,04	26,19	176,72	-1,64	1,63	11,31	70,05
	3	8,032	-8,84	6,23	23,11	154,73	-1,60	1,13	10,76	66,35
	4	8,032	-6,23	8,84	23,11	154,73	-1,13	1,60	10,76	66,35
	5	8,032	-9,04	9,11	26,19	176,72	-1,63	1,64	11,31	70,05
	6	8,032	-8,77	8,63	25,44	171,31	-1,59	2,02	11,64	72,22
1	1	8,032	-8,63	8,77	25,44	196,74	-6,73	5,27	20,04	92,26
	2	8,032	-9,11	9,04	26,19	202,91	-5,45	5,42	18,90	88,96
	3	8,032	-8,84	6,23	23,11	177,84	-5,30	3,74	17,07	83,42
	4	8,032	-6,23	8,84	23,11	177,84	-3,74	5,30	17,07	83,42
	5	8,032	-9,04	9,11	26,19	202,91	-5,42	5,45	18,90	88,96
	6	8,032	-8,77	8,63	25,44	196,74	-5,27	6,73	20,04	92,26

Tableau. IV-8 : efforts normaux dans les poteaux du portique (2-2)

		sous G					sous Q			
unité		KN	KN				KN			
NIV	poteau	Ppoteaux	Tw	Te	N	Ncum	Tw	Te	N	Ncum
8	A	0	0	40,16	40,16	40,16	0	6,11	6,11	6,11
	B	0	-43,82	41,99	85,81	85,81	-6,67	6,39	13,06	13,06
	C	0	-41,99	43,82	85,81	85,81	-6,39	6,67	13,06	13,06
	D	0	-40,16	0	40,16	40,16	-6,11	0	6,11	6,11
7	A	8,032	0	37,13	45,16	85,32	0	9,33	17,36	23,47
	B	8,032	-39,18	38,15	85,36	171,17	-9,84	9,59	27,46	40,52
	C	8,032	-38,15	39,18	85,36	171,17	-9,59	9,84	27,46	40,52
	D	8,032	-37,13	0	45,16	85,32	-9,33	0	17,36	23,47
6	A	8,032	0	37,18	45,21	130,54	0	9,34	17,37	40,84
	B	8,032	-39,13	38,15	85,31	256,48	-9,83	9,59	27,45	67,97
	C	8,032	-38,15	39,13	85,31	256,48	-9,59	9,83	27,45	67,97
	D	8,032	-37,18	0	45,21	130,54	-9,34	0	17,37	40,84
5	A	8,032	0	37,18	45,21	175,75	0	9,34	17,37	58,22
	B	8,032	-39,13	38,15	85,31	341,80	-9,83	9,59	27,45	95,41
	C	8,032	-38,15	39,13	85,31	341,80	-9,59	9,83	27,45	95,41
	D	8,032	-37,18	0	45,21	175,75	-9,34	0	17,37	58,22

**Tableau. IV-8 : efforts normaux dans les poteaux du portique (2-2)**

		sous G					sous Q			
unité		KN	KN				KN			
NIV	poteau	Ppoteaux	Tw	Te	N	Ncum	Tw	Te	N	Ncum
4	A	8,032	0	37,18	45,21	220,96	0	9,34	17,37	75,59
	B	8,032	-39,13	38,15	85,31	427,11	-9,83	9,59	27,45	122,86
	C	8,032	-38,15	39,13	85,31	427,11	-9,59	9,83	27,45	122,86
	D	8,032	-37,18	0	45,21	220,96	-9,34	0	17,37	75,59
3	A	8,032	0	37,18	45,21	266,17	0	9,34	17,37	92,96
	B	8,032	-39,13	38,15	85,31	512,42	-9,83	9,59	27,45	150,30
	C	8,032	-38,15	39,13	85,31	512,42	-9,59	9,83	27,45	150,30
	D	8,032	-37,18	0	45,21	266,17	-9,34	0	17,37	92,96
2	A	8,032	0	37,18	45,21	311,39	0	9,34	17,37	110,33
	B	8,032	-39,13	38,15	85,31	597,73	-9,83	9,59	27,45	177,75
	C	8,032	-38,15	39,13	85,31	597,73	-9,59	9,83	27,45	177,75
	D	8,032	-37,18	0	45,21	311,39	-9,34	0	17,37	110,33
1	A	8,032	0	37,18	45,21	356,60	0	31,13	39,17	149,50
	B	8,032	-39,13	38,15	85,31	683,05	-32,77	31,95	72,75	250,50
	C	8,032	-38,15	39,13	85,31	683,05	-31,95	32,77	72,75	250,50
	D	8,032	-37,18	0	45,21	356,60	-31,13	0	39,17	149,50

**IV-2) Détermination des charges et surcharges reprise par les voiles :**

Les voiles reprennent en plus des sollicitations horizontales des sollicitations verticales dues à leurs poids propres et aux charges et surcharges d'exploitation.

**Méthode de calcul :**

**A-Les refends pleins :**

Pour les refends pleins, les charges verticales sont distribuées suivant toute la longueur du voile considéré.

**b- les refends à files d'ouverture :**

Pour les voiles à files d'ouverture, les charges verticales revenant à chaque trumeau (i) ont pour expression :

$$F_i = F \frac{L_i}{L} \quad ; \quad F_{i+1} = F \frac{L_{i+1}}{L} \quad ; \quad F_{i-1} = F \frac{L_{i-1}}{L}$$

Avec :

F : charge verticale revenant à tout le voile.

$L_i$  : longueur du trumeau (i) plus une demi-longueur du linteau.

L : longueur du voile.

➤ **Poids propres des voiles :**

Les poids propres des voiles en (KN) de tous les niveaux sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**1) Charge permanente :**

❖ **Sens longitudinal :**

Niveaux	Voiles	m			KN
		H	L	e	G
8 à 1	VL1	2,76	3,55	0,20	48,99
	VL2	2,76	3,55	0,20	48,99
	VL3	2,76	3,55	0,20	48,99
	VL4	2,76	3,55	0,20	48,99

❖ Sens transversal :

Niveaux	Voiles	m			KN
		H	L	e	G
8 à 1	VT1	2,76	3,30	0,20	45,54
	VT2	2,76	3,30	0,20	45,54
	VT3	2,76	3,30	0,20	45,54
	VT4	2,76	3,30	0,20	45,54

➤ Poids des planchers :

Plancher terrasse: 5,75 KN/ m<sup>2</sup>

Etage courant : 5,45 KN/m<sup>2</sup>

➤ Surface revenant a chaque voile :

❖ Sens longitudinal :

Niveaux	Voiles	m			m <sup>2</sup>		
		L1	L2	L	S1=L1*L	S2=L2*L	S=S1+S2
8 à 1	VL1	0	1,80	3,55	0,00	6,39	6,39
	VL2	0	1,80	3,55	0,00	6,39	6,39
	VL3	0	1,80	3,55	0,00	6,39	6,39
	VL4	0	1,80	3,55	0,00	6,39	6,39

❖ Sens transversal :

Niveaux	Voiles	m			m <sup>2</sup>		
		L1	L2	L	S1=L1*L	S2=L2*L	S=S1+S2
8 à 1	VT1	1,3	1,95	3,30	4,29	6,44	10,73
	VT2	1,3	1,95	3,30	4,29	6,44	10,73
	VT3	1,3	1,95	3,30	4,29	6,44	10,73
	VT4	1,3	1,95	3,30	4,29	6,44	10,73

**1) Charge d'exploitation :**

**Charges et surcharges repris par les voiles longitudinaux :**

Niveaux	Voiles	m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN				KN/m <sup>2</sup>	KN	
		S pl	G pl	G	G voile	G tot	G cumul	Q pl	Q	Q cumul
8	VL1	6,39	5,75	36,74	48,99	85,73	85,73	1,00	6,39	36,74
	VL2	6,39	5,75	36,74	48,99	85,73	85,73	1,00	6,39	36,74
	VL3	6,39	5,75	36,74	48,99	85,73	85,73	1,00	6,39	36,74
	VL4	6,39	5,75	36,74	48,99	85,73	85,73	1,00	6,39	36,74
7	VL1	6,39	5,45	34,83	48,99	83,82	169,55	1,50	9,59	46,33
	VL2	6,39	5,45	34,83	48,99	83,82	169,55	1,50	9,59	46,33
	VL3	6,39	5,45	34,83	48,99	83,82	169,55	1,50	9,59	46,33
	VL4	6,39	5,45	34,83	48,99	83,82	169,55	1,50	9,59	46,33
6	VL1	6,39	5,45	34,83	48,99	83,82	253,36	1,50	9,59	55,91
	VL2	6,39	5,45	34,83	48,99	83,82	253,36	1,50	9,59	55,91
	VL3	6,39	5,45	34,83	48,99	83,82	253,36	1,50	9,59	55,91
	VL4	6,39	5,45	34,83	48,99	83,82	253,36	1,50	9,59	55,91
5	VL1	6,39	5,45	34,83	48,99	83,82	337,18	1,50	9,59	65,50
	VL2	6,39	5,45	34,83	48,99	83,82	337,18	1,50	9,59	65,50
	VL3	6,39	5,45	34,83	48,99	83,82	337,18	1,50	9,59	65,50
	VL4	6,39	5,45	34,83	48,99	83,82	337,18	1,50	9,59	65,50
4	VL1	6,39	5,45	34,83	48,99	83,82	420,99	1,50	9,59	75,08
	VL2	6,39	5,45	34,83	48,99	83,82	420,99	1,50	9,59	75,08
	VL3	6,39	5,45	34,83	48,99	83,82	420,99	1,50	9,59	75,08
	VL4	6,39	5,45	34,83	48,99	83,82	420,99	1,50	9,59	75,08

Charges et surcharges repris par les voiles longitudinaux :

Niveaux	Voiles	m <sup>2</sup>		KN				KN/m <sup>2</sup>		KN	
		S pl	G pl	G	G voile	G tot	G cumul	Q pl	Q	Q cumul	
3	VL1	6,39	5,45	34,83	48,99	83,82	504,81	1,50	9,59	84,67	
	VL2	6,39	5,45	34,83	48,99	83,82	504,81	1,50	9,59	84,67	
	VL3	6,39	5,45	34,83	48,99	83,82	504,81	1,50	9,59	84,67	
	VL4	6,39	5,45	34,83	48,99	83,82	504,81	1,50	9,59	84,67	
2	VL1	6,39	5,45	34,83	48,99	83,82	588,62	1,50	9,59	94,25	
	VL2	6,39	5,45	34,83	48,99	83,82	588,62	1,50	9,59	94,25	
	VL3	6,39	5,45	34,83	48,99	83,82	588,62	1,50	9,59	94,25	
	VL4	6,39	5,45	34,83	48,99	83,82	588,62	1,50	9,59	94,25	
1	VL1	6,39	5,45	34,83	48,99	83,82	672,44	5,00	31,95	126,20	
	VL2	6,39	5,45	34,83	48,99	83,82	672,44	5,00	31,95	126,20	
	VL3	6,39	5,45	34,83	48,99	83,82	672,44	5,00	31,95	126,20	
	VL4	6,39	5,45	34,83	48,99	83,82	672,44	5,00	31,95	126,20	

Charges et surcharges repris par les voiles transversaux :

Niveaux	Voiles	m <sup>2</sup>		KN				KN/m <sup>2</sup>		KN	
		S pl	G pl	G	G viole	G tot	G cumul	Q pl	Q	Q cumul	
8	VT1	10,73	5,75	61,70	45,54	107,24	107,24	1,00	10,73	10,73	
	VT2	10,73	5,75	61,70	45,54	107,24	107,24	1,00	10,73	10,73	
	VT3	10,73	5,75	61,70	45,54	107,24	107,24	1,00	10,73	10,73	
	VT4	10,73	5,75	61,70	45,54	107,24	107,24	1,00	10,73	10,73	
7	VT1	10,73	5,45	58,48	45,54	104,02	211,26	1,50	16,10	26,83	
	VT2	10,73	5,45	58,48	45,54	104,02	211,26	1,50	16,10	26,83	
	VT3	10,73	5,45	58,48	45,54	104,02	211,26	1,50	16,10	26,83	
	VT4	10,73	5,45	58,48	45,54	104,02	211,26	1,50	16,10	26,83	
6	VT1	10,73	5,45	58,48	45,54	104,02	315,28	1,50	16,10	42,92	
	VT2	10,73	5,45	58,48	45,54	104,02	315,28	1,50	16,10	42,92	
	VT3	10,73	5,45	58,48	45,54	104,02	315,28	1,50	16,10	42,92	
	VT4	10,73	5,45	58,48	45,54	104,02	315,28	1,50	16,10	42,92	
5	VT1	10,73	5,45	58,48	45,54	104,02	419,30	1,50	16,10	59,02	
	VT2	10,73	5,45	58,48	45,54	104,02	419,30	1,50	16,10	59,02	
	VT3	10,73	5,45	58,48	45,54	104,02	419,30	1,50	16,10	59,02	
	VT4	10,73	5,45	58,48	45,54	104,02	419,30	1,50	16,10	59,02	
4	VT1	10,73	5,45	58,48	45,54	104,02	523,31	1,50	16,10	75,11	
	VT2	10,73	5,45	58,48	45,54	104,02	523,31	1,50	16,10	75,11	
	VT3	10,73	5,45	58,48	45,54	104,02	523,31	1,50	16,10	75,11	
	VT4	10,73	5,45	58,48	45,54	104,02	523,31	1,50	16,10	75,11	

Charges et surcharges repris par les voiles transversaux :

3	VT1	10,73	5,45	58,48	45,54	104,02	627,33	1,50	16,10	91,21
	VT2	10,73	5,45	58,48	45,54	104,02	627,33	1,50	16,10	91,21
	VT3	10,73	5,45	58,48	45,54	104,02	627,33	1,50	16,10	91,21
	VT4	10,73	5,45	58,48	45,54	104,02	627,33	1,50	16,10	91,21
2	VT1	10,73	5,45	58,48	45,54	104,02	731,35	1,50	16,10	107,30
	VT2	10,73	5,45	58,48	45,54	104,02	731,35	1,50	16,10	107,30
	VT3	10,73	5,45	58,48	45,54	104,02	731,35	1,50	16,10	107,30
	VT4	10,73	5,45	58,48	45,54	104,02	731,35	1,50	16,10	107,30
1	VT1	10,73	5,45	58,48	45,54	104,02	835,37	5,00	53,65	160,95
	VT2	10,73	5,45	58,48	45,54	104,02	835,37	5,00	53,65	160,95
	VT3	10,73	5,45	58,48	45,54	104,02	835,37	5,00	53,65	160,95
	VT4	10,73	5,45	58,48	45,54	104,02	835,37	5,00	53,65	160,95

**V-1) Introduction :**

La présente étude a pour but de déterminer les éléments de contreventement et leur caractéristique géométriques pour assurer une sécurité suffisante sous l'action des charges horizontales.

Pour ce qui est de la structure étudiée, sa stabilité est assurée par des portiques et un ensemble de refends de forme profilée, que l'on décompose en plusieurs refends linéaires considérés comme indépendants disposés dans les deux sens.

**V-2) Calcul des rigidités au niveau des portiques :**

*V-2-1) Présentation de la méthode :*

Pour l'étude des portiques sollicités par les efforts horizontaux, on utilisera la méthode de MUTO celle-ci permet de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux, comme elle nous permet de déduire les moments fléchissant et les autres sollicitations dans les poutres et les poteaux de chaque portique.

**- Hypothèses de calcul :**

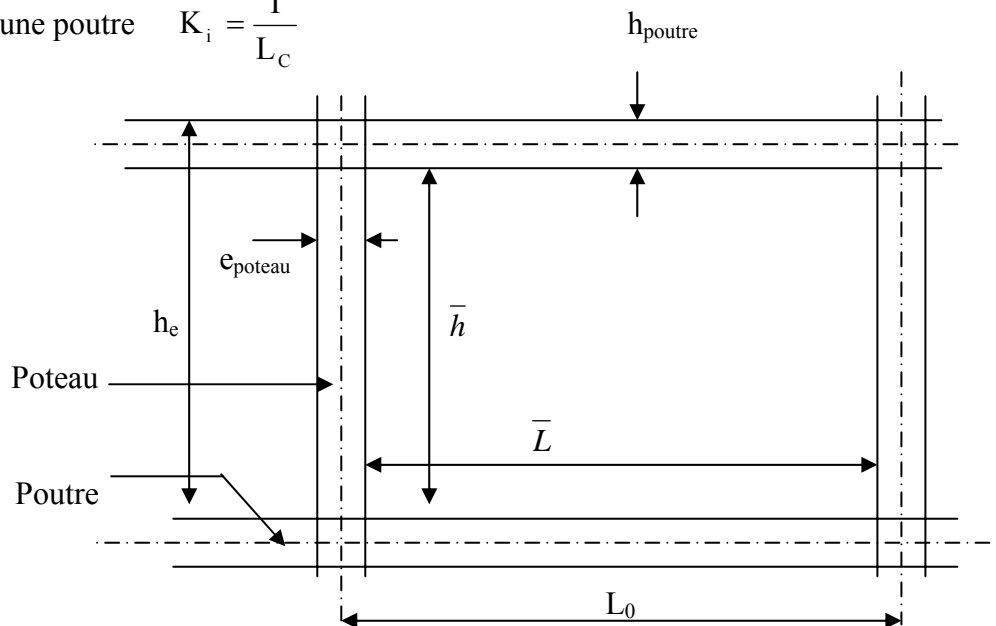
- Les charges ou les masses sont considérées concentrées au niveau du plancher.
- Les diagrammes de répartition des charges doivent être :
  - Rectangulaire pour le vent.
  - Triangulaire pour le séisme.
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.
- La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

**V-2-2) Etape de calcul :**

**a) Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :**

Rigidité linéaire d'un poteau  $K_p = \frac{I_p}{h_c}$

Rigidité linéaire d'une poutre  $K_i = \frac{I}{L_c}$



**Fig. V-1 : Identification des paramètres**

Avec :  $I$  : Moment d'inertie de l'élément.  
 $h_c, L_c$  : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement.

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} \cdot e_{\text{poteau}} \quad ; \quad L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} \cdot h_{\text{poutre}}$$

$\bar{h}$  : Hauteur de poteau entre nus des poutres.

$\bar{L}$  : Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteau).

$h_0$  : Hauteur des poteaux entre axes des poutres.

$h_p$  : Hauteur de la poutre.

$e_p$  : Largeur des poteaux

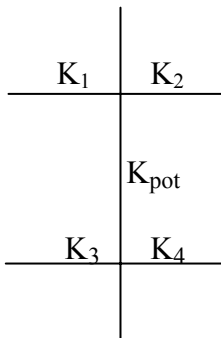
$L_0$  : Longueur de la poutre entre axes des poteaux.

$K$  : Rigidité linéaire (poutre, poteau)

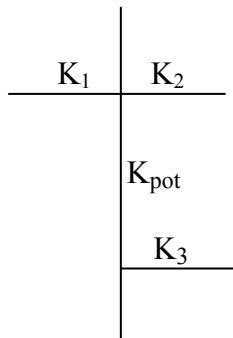
**b) Calcul des coefficients  $\bar{K}$  relatifs aux portiques :**

• Cas d'étage courant :

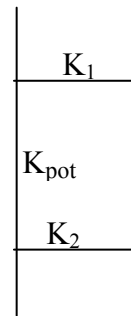
En général : 
$$\bar{K} = \frac{\sum K_i \text{ sup} + \sum K_i \text{ inf}}{2 \cdot K_{\text{pot}}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2 \cdot K_{\text{pot}}}$$

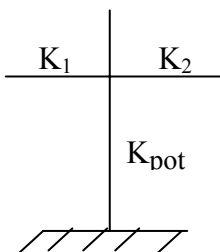


$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2 \cdot K_{\text{pot}}}$$

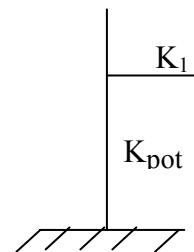


$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2 \cdot K_{\text{pot}}}$$

• Cas de RDC :



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_{\text{pot}}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_{\text{pot}}}$$

**c) Calcul des coefficients des rigidités des poteaux «  $a_{ij}$  » :**

- Cas d'étage courant et du niveau terrasse :

$$a = \frac{\overline{K}}{2 + \overline{K}}$$

- Cas du RDC :

$$\text{Poteau encastré à la base} \quad a = \frac{0,5 + \overline{K}}{2 + \overline{K}}$$

$$\text{Poteau articulé à la base} \quad a = \frac{0,5 \cdot \overline{K}}{1 + 2\overline{K}}$$

**d) Calcul des rigidités des poteaux (i) au niveau (j) :**

$$r_{ij} = \frac{12 \cdot E_i \cdot a_{ij} \cdot I_p}{h_c^3}$$

Avec :  $E_i$  : Module de déformation du béton ;  $E_i = 11000 \sqrt{f_{c28}} = 3,216 \cdot 10^5 \text{ daN/cm}^2$ .

$I_p$  : Inertie de poteau.

$h_c$  : Hauteur du poteau.

**e) Calcul des rigidités d'un portique de niveau (j) dans le sens x-x et y-y :**

$$R_{jx} = \sum r_{ij} \quad \text{Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.}$$

$$R_{jy} = \sum r_{ij} \quad \text{Pour chaque niveau dans le sens transversal.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ Sens x-x (sens longitudinal) :

Rigidités par portiques «  $R_j$  » et par niveaux «  $\sum R_j$  » :

NIVEAU	POT	hc(m)	Kpot(m3)	Kpout(m <sup>3</sup> )	$\bar{K}$	a <sub>ij</sub>	r <sub>ij</sub> (daN/cm)	R <sub>jx</sub>
8	1	2,91	3,677	1,520	0,207	0,094	15697849,94	62791399,76
	2	2,91	3,677	1,520	0,207	0,094	15697849,94	
	3	2,91	3,677	1,520	0,207	0,094	15697849,94	
	4	2,91	3,677	1,520	0,207	0,094	15697849,94	
7	1	2,91	3,677	1,520	0,207	0,094	15697849,94	62791399,76
	2	2,91	3,677	1,520	0,207	0,094	15697849,94	
	3	2,91	3,677	1,520	0,207	0,094	15697849,94	
	4	2,91	3,677	1,520	0,207	0,094	15697849,94	
6	1	2,91	3,677	1,520	0,207	0,094	15697849,94	62791399,76
	2	2,91	3,677	1,520	0,207	0,094	15697849,94	
	3	2,91	3,677	1,520	0,207	0,094	15697849,94	
	4	2,91	3,677	1,520	0,207	0,094	15697849,94	
5	1	2,91	3,677	1,520	0,207	0,094	15697849,94	62791399,76
	2	2,91	3,677	1,520	0,207	0,094	15697849,94	
	3	2,91	3,677	1,520	0,207	0,094	15697849,94	
	4	2,91	3,677	1,520	0,207	0,094	15697849,94	
4	1	2,91	3,677	1,520	0,207	0,094	15697849,94	62791399,76
	2	2,91	3,677	1,520	0,207	0,094	15697849,94	
	3	2,91	3,677	1,520	0,207	0,094	15697849,94	
	4	2,91	3,677	1,520	0,207	0,094	15697849,94	
3	1	2,91	3,677	1,520	0,207	0,094	15697849,94	62791399,76
	2	2,91	3,677	1,520	0,207	0,094	15697849,92	
	3	2,91	3,677	1,520	0,207	0,094	15697849,94	
	4	2,91	3,677	1,520	0,207	0,094	15697849,94	
2	1	2,91	3,677	1,520	0,207	0,094	15697849,94	62791399,76
	2	2,91	3,677	1,520	0,207	0,094	15697849,94	
	3	2,91	3,677	1,520	0,207	0,094	15697849,94	
	4	2,91	3,677	1,520	0,207	0,094	15697849,94	
1	1	2,91	3,677	1,520	0,413	0,378	63428948,60	253715794,4
	2	2,91	3,677	1,520	0,413	0,378	63428948,60	
	3	2,91	3,677	1,520	0,413	0,378	63428948,60	
	4	2,91	3,677	1,520	0,413	0,378	63428948,60	

➤ Sens y-y (sens transversal) :  
Rigidités par portiques « R<sub>j</sub> » et par niveaux «  $\sum R_j$  » :

NIVEAU	POT	hc(cm)	Kpot(cm <sup>3</sup> )	Kpout(m <sup>3</sup> )	$\bar{K}$	a <sub>ij</sub>	r <sub>ij</sub> (daN/cm)	R <sub>jy</sub>
8	1	2,910	2,706	1,630	0,301	0,131	16142637,331	107738734,5
	2	2,910	2,706	1,630	0,301	0,131	16142637,331	
	3	2,910	2,706	2,296	0,424	0,175	21584092,595	
	4	2,910	2,706	2,296	0,424	0,175	21584092,595	
	5	2,910	2,706	1,630	0,301	0,131	16142637,331	
	6	2,910	2,706	1,630	0,301	0,131	16142637,331	
7	1	2,910	2,706	1,630	0,301	0,131	16142637,331	107738734,5
	2	2,910	2,706	1,630	0,301	0,131	16142637,331	
	3	2,910	2,706	2,296	0,424	0,175	21584092,595	
	4	2,910	2,706	2,296	0,424	0,175	21584092,595	
	5	2,910	2,706	1,630	0,301	0,131	16142637,331	
	6	2,910	2,706	1,630	0,301	0,131	16142637,331	
6	1	2,910	2,706	1,630	0,301	0,131	16142637,331	107738734,5
	2	2,910	2,706	1,630	0,301	0,131	16142637,331	
	3	2,910	2,706	2,296	0,424	0,175	21584092,595	
	4	2,910	2,706	2,296	0,424	0,175	21584092,595	
	5	2,910	2,706	1,630	0,301	0,131	16142637,331	
	6	2,910	2,706	1,630	0,301	0,131	16142637,331	
5	1	2,910	2,706	1,630	0,301	0,131	16142637,331	107738734,5
	2	2,910	2,706	1,630	0,301	0,131	16142637,331	
	3	2,910	2,706	2,296	0,424	0,175	21584092,595	
	4	2,910	2,706	2,296	0,424	0,175	21584092,595	
	5	2,910	2,706	1,630	0,301	0,131	16142637,331	
	6	2,910	2,706	1,630	0,301	0,131	16142637,331	
4	1	2,910	2,706	1,630	0,301	0,131	16142637,331	107738734,5
	2	2,910	2,706	1,630	0,301	0,131	16142637,331	
	3	2,910	2,706	2,296	0,424	0,175	21584092,595	
	4	2,910	2,706	2,296	0,424	0,175	21584092,595	
	5	2,910	2,706	1,630	0,301	0,131	16142637,331	
	6	2,910	2,706	1,630	0,301	0,131	16142637,331	
3 ET 2	1	2,910	2,706	1,630	0,301	0,131	16142637,331	107738734,5
	2	2,910	2,706	1,630	0,301	0,131	16142637,331	
	3	2,910	2,706	2,296	0,424	0,175	21584092,595	
	4	2,910	2,706	2,296	0,424	0,175	21584092,595	
	5	2,910	2,706	1,630	0,301	0,131	16142637,331	
	6	2,910	2,706	1,630	0,301	0,131	16142637,331	
1	1	2,910	2,706	1,630	0,602	0,424	52245991,976	325761125,412
	2	2,910	2,706	1,630	0,602	0,424	52245991,976	
	3	2,910	2,706	2,296	0,848	0,473	58388578,753	
	4	2,910	2,706	2,296	0,848	0,473	58388578,753	
	5	2,910	2,706		0,602	0,424	52245991,976	
	6	2,910	2,706		0,602	0,424	52245991,976	

Rigidités par portiques « Rj » et par niveaux «  $\sum Rj$  »:

Niveau	R <sub>jy</sub>	R <sub>vy</sub>	R <sub>jx</sub>	R <sub>vx</sub>	sommeR <sub>iy</sub>	sommeR <sub>ix</sub>
8	107738734,5	111470114,997	62791399,76	150991337,587	219208849,497	213782737,347
7	107738734,5	111470114,997	62791399,76	150991337,587	219208849,497	213782737,347
6	107738734,5	111470114,997	62791399,76	150991337,587	219208849,497	213782737,347
5	107738734,5	111470114,997	62791399,76	150991337,587	219208849,497	213782737,347
4	107738734,5	111470114,997	62791399,76	150991337,587	219208849,497	213782737,347
3	107738734,5	111470114,997	62791399,76	150991337,587	219208849,497	213782737,347
2	107738734,5	111470114,997	62791399,76	150991337,587	219208849,497	213782737,347
1	325761125,4	111470114,997	253715794,4	150991337,587	437231240,409	404707131,987

**V-3) Etudes des refends :**

**V-1- Calcul des inerties :**

**1- Inertie des refends pleins :**

➤ Les refends longitudinaux :

$$I_y = \frac{eL^3}{12}$$

$$I_x = \frac{L.e^3}{12} \lll I_y$$

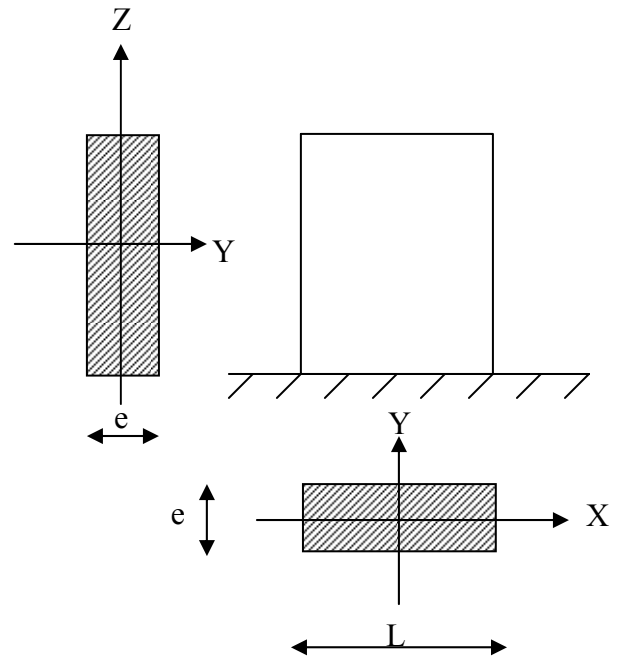
$$I_x \lll I_y \text{ (} e \lll L \text{)} \Rightarrow I_x = 0$$

**b- Les refends transversaux :**

$$I_x = \frac{e.L^3}{12}$$

$$I_y = \frac{L.e^3}{12}$$

$$I_y \lll I_x \text{ (} e \lll L \text{)} \Rightarrow I_y = 0$$



**Sens X-X**

Voiles	L[m]	e [m]	I <sub>y</sub> [m <sup>4</sup> ]
V <sub>1</sub>	3,55	0,20	0,745
V <sub>2</sub>	3,55	0,20	0,745
V <sub>3</sub>	3,55	0,20	0,745
V <sub>4</sub>	3,55	0,20	0,745
			Σ I <sub>y</sub> = 2,98

**Sens Y-Y**

Voiles	L[m]	e [m]	I <sub>x</sub> [m <sup>4</sup> ]
V <sub>1</sub>	3,30	0,20	0,598
V <sub>2</sub>	3,30	0,20	0,598
V <sub>3</sub>	3,30	0,20	0,598
V <sub>4</sub>	3,30	0,20	0,598
			Σ I <sub>x</sub> = 2,395

2- Inertie des refends avec ouvertures :

❖ Notion d'inertie équivalente :

On appelle inertie équivalente  $I_e$  du refend considéré (avec ouverture), l'inertie d'un refend linéaire plein soumis aux mêmes efforts horizontaux uniformément repartis sur la hauteur du bâtiment qui présente à son sommet une flèche « f » égale à celle du refend avec ouvertures, ma flèche du refend fictif est exprimée comme suite :

$$F = \frac{T_0 \cdot H^3}{8 \cdot E \cdot I_e}$$

- Avec  $T_0$  : Effort tranchant à la base du refend
- $H$  : Hauteur du bâtiment
- $E$  : Module d'élasticité du refend
- $I_e$  : Moment d'inertie équivalente

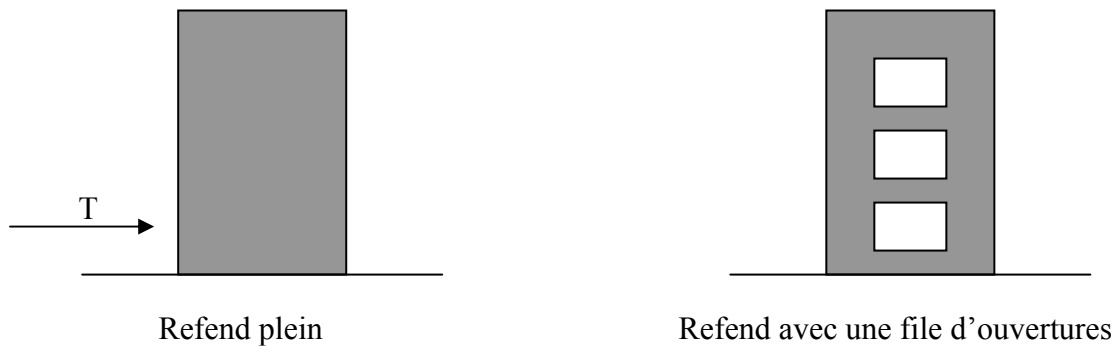


Fig.V.2. Refend à ouvertures assimilé à un refend plein

• Refend à une seule file d'ouverture

$$I_e = \frac{a_n \cdot I}{\frac{60}{11} + \frac{2 \cdot m \cdot c}{I_0} x \frac{\psi'}{\alpha^2} + 1}$$

Avec  $I = I_0 + 2mc$

$$I_0 = I_1 + I_2$$

$$m = \frac{2 \cdot c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

$A_1, A_2$  : aires des trumeaux 1 et 2.

$c$  : demi- distance entre les centres de gravité des deux éléments du refend.

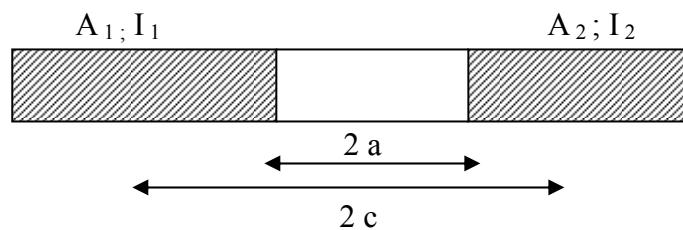


Fig.V.3. Refend à une seule file d'ouverture

$$a_n = \frac{11}{20} + \frac{9}{20.n} - \frac{1}{30.n^2} - \frac{1}{30.n^3}$$

$a_n = 1$  pour  $n > 11$ , ( $n$  : nombre de niveaux)

Dans notre cas :  $n = 8 \Rightarrow a_n = 0.61 \text{ m}$

$$W^2 = \frac{3.E'.i.I.C}{E.I_0.m.h.a^3}$$

$$\alpha = W.H$$

$$\psi' = \frac{2}{3} + \left[ \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3} \right] \left[ \frac{Sh\alpha}{Ch\alpha} \right] - \left[ \frac{2}{\alpha^2.Ch\alpha} \right]$$

$$i = \frac{e.B^3}{12}$$

Avec :

$\alpha$  : Degré de monolithisme

$w$  : Coefficient de monolithisme

$E$  : Module d'élasticité longitudinal du matériau constituant l'élément du refend.

$E'$  : Module d'élasticité longitudinal du matériau constituant les linteaux

$a$  : Demi - portée de l'ouverture

$i$  : Inertie du linteau

$e$  : Epaisseur du voile

$h$  : hauteur d'étage

$B$  : Hauteur du linteau

$A_1.A_2$  Aires des éléments de refends

$H$  : Hauteur totale de la tour

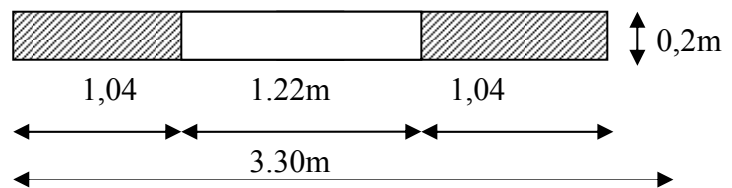
$2c$  : distance entre les centre de gravité des trumeaux

$m$  : Moment statique dans chaque trumeau / au centre de gravité de l'ensemble

$\psi'; a_n$  : Des coefficients

Exemple de calcul pour un refend avec une file d'ouverture du S-sol jusqu'au dernier niveau (VL<sub>1</sub>, VL<sub>2</sub>, VL<sub>3</sub>, VL<sub>4</sub>)

$$\left\{ \begin{array}{l} I_1 = \frac{0,2 \times 1,04^3}{12} = 0,018 \text{ m}^4 \\ I_2 = \frac{0,2 \times 1,04^3}{12} = 0,018 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$



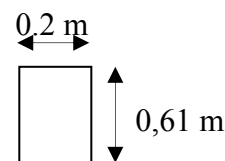
$$I_0 = I_1 + I_2$$

$$I_0 = 0,018 + 0,018 = 0,036 \text{ m}^4$$

$$2c = 2.26 \text{ m} \Rightarrow c = 1,13 \text{ m}$$

$$2a = 1,22 \text{ m} \Rightarrow a = 0,61 \text{ m}$$

$$m = \frac{2 \times 1,13}{4,80 + 4,80} = 0,23 \text{ m}^3$$



$$I = I_0 + 2mc$$

$$I = 0,036 + 0,52 = 0,55m^4$$

**Linteau:**

$$i = \frac{0,2 \times 0,61^3}{12} = 0,0037m^4$$

$$w^2 = \frac{3 \times 0,0037 \times 0,55 \times 1,13}{0,036 \times 0,23 \times 0,61^3 \times 3,06} = 1,19 \Rightarrow w = 1,09$$

$w = 1,09 \Rightarrow \alpha = 28,73 \times 1,09 = 26,68$  pour le S –sol, RDC et l'étage courant

$\alpha > 10 \Rightarrow$  refend à petite ouverture

$$\psi' = 0,61$$

$$I_e = \frac{a_n \cdot I}{\frac{60}{11} + \frac{2mc}{I_0} \times \frac{\psi'}{\alpha^2} + 1}$$

$$I_e = \frac{0,61 \times 0,55}{\frac{60}{11} + \frac{2 \times 0,23 \times 1,13}{0,036} \times \frac{0,61}{26,68^2} + 1} = 0,052m^4$$

$$I_e = 0,052m^4$$

Les inerties des voiles avec une seule file d'ouverture données dans les tableaux ci-dessous :

**Sens Y-Y**

Voile	L(m)	e(m)	I	m	2c	$\Psi_0$	$A^2$	$I_1$	$I_2$	$I_e$
V <sub>1</sub>	3,30	0,20	0,55	0,23	2,26	0,61	711,822	0,018	0,018	0,052
V <sub>2</sub>	3,30	0,20	0,55	0,23	2,26	0,61	711,822	0,018	0,018	0,052
V <sub>3</sub>	3,30	0,20	0,55	0,23	2,26	0,61	711,822	0,018	0,018	0,052
V <sub>4</sub>	3,30	0,20	0,55	0,23	2,26	0,61	711,822	0,018	0,018	0,052

$\Sigma I = 0,208$
--------------------

**V-4) Détermination du centre de masse de la structure :**

Les coordonnées de masse sont données par les relations suivantes :

$$X_M = \frac{\sum_i^n M_i \cdot X_i}{\sum_i^n M_i}$$

$$Y_M = \frac{\sum_i^n M_i \cdot Y_i}{\sum_i^n M_i}$$

Avec :

M<sub>i</sub> : La masse de l'élément (i).

X<sub>i</sub>, Y<sub>i</sub> : Coordonnées du CDR de l'élément considéré par rapport au repère de calcul.

Remarque :

Toute au fois, nous pourrons remplacer le centre de masse par le centre de gravité vu que l'épaisseur ou la hauteur de l'élément considéré est constante pour le même niveau et pour tout les étages, et que les charges sont uniformes.

Les coordonnées du centre de masse deviennent donc :

$$X_G = \frac{\sum_i^n A_i \cdot X_i}{\sum_i^n A_i} \qquad Y_G = \frac{\sum_i^n A_i \cdot Y_i}{\sum_i^n A_i}$$

Avec :

A<sub>i</sub> : La surface du panneau (i).

X<sub>i</sub>, Y<sub>i</sub> : Les coordonnées du centre de gravité du panneau (i) dans le repère considéré.

**NB :**

Les calculs relatifs à la détermination des centres de masse des différents éléments, ainsi que le centre de masse de chaque niveau sont donnés par les tableaux suivants :

**Tableau V-2: centre de masse des voiles:**

Niveau	Voile	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	m <sub>i</sub> (t)	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> ·X <sub>i</sub>	S <sub>i</sub> ·Y <sub>i</sub>	X <sub>G</sub> (m)	Y <sub>G</sub> (m)
S-sol au 8ème	VL1	0.71	6.301	2.125	0.100	1.508	0.071		
	VL2	0.71	6.301	9.925	0.100	7.046	0.071		
	VL3	0.71	6.301	2.125	17.175	1.508	12.194		
	VL4	0.71	6.301	9.925	17.175	7.046	12.194		
	Somme	2.84	25.20			17.108	24.125	6.023	8.494
	VT1	0.66	5.445	0.100	1.95	0.066	1.287		
	VT2	0.66	5.445	0.100	15.35	0.066	10.131		
	VT3	0.66	5.445	11.90	1.95	7.854	1.287		
	VT4	0.66	5.445	11.90	15.35	7.854	10.131		
	Somme	2.64	21.78			15.84	22.836	6.00	8.65

**Tableau V-4: Centre de masse des poteaux**

Niveau	Poteau	h <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	m <sub>i</sub> (t)	Y <sub>i</sub> (m)	X <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> ·Y <sub>i</sub>	S <sub>i</sub> ·X <sub>i</sub>	X <sub>G</sub> (m)	Y <sub>G</sub> (m)
S-sol ou 8ème	A1	2.76	0.105	0.724	0.175	0.15	0.0183	0.0157	X <sub>G</sub>	Y <sub>G</sub>
	A2	2.76	0.105	0.724	4.075	0.15	0.427	0.0157		
	A3	2.76	0.105	0.724	7.975	0.15	0.837	0.0157		
	A4	2.76	0.105	0.724	11.875	0.15	1.246	0.0157		
	B1	2.76	0.105	0.724	0.175	3.75	0.0183	0.393		
	B2	2.76	0.105	0.724	4.075	3.75	0.427	0.393		
	B3	2.76	0.105	0.724	7.975	3.75	0.837	0.393		
	B4	2.76	0.105	0.724	11.875	3.75	1.246	0.393		

<b>C1</b>	2.76	0.105	0.724	0.175	7.35	0.0183	0.771		
<b>C2</b>	2.76	0.105	0.724	4.075	7.35	0.427	0.771		
<b>C3</b>	2.76	0.105	0.724	7.975	7.35	0.837	0.771		
<b>C4</b>	2.76	0.105	0.724	11.875	7.35	1.246	0.771		
<b>D1</b>	2.76	0.105	0.724	0.175	9.95	0.0183	1.044		
<b>D2</b>	2.76	0.105	0.724	4.075	9.95	0.427	1.044		
<b>D3</b>	2.76	0.105	0.724	7.975	9.95	0.837	1.044		
<b>D4</b>	2.76	0.105	0.724	11.875	9.95	1.246	1.044		
<b>E1</b>	2.76	0.105	0.724	0.175	13.55	0.0183	1.422		
<b>E2</b>	2.76	0.105	0.724	4.075	13.55	0.427	1.422		
<b>E3</b>	2.76	0.105	0.724	7.975	13.55	0.837	1.422		
<b>E4</b>	2.76	0.105	0.724	11.875	13.55	1.246	1.422		
<b>F1</b>	2.76	0.105	0.724	0.175	17.15	0.0183	1.800		
<b>F2</b>	2.76	0.105	0.724	4.075	17.15	0.427	1.800		
<b>F3</b>	2.76	0.105	0.724	7.975	17.15	0.837	1.800		
<b>F4</b>	2.76	0.105	0.724	11.875	17.15	1.246	1.800		
<b>Somme</b>		2.52	17.376			15.169	21.782	6.01	8.64

Tableau 3: centre de masse des poutres principales :

Niveau	Poutre	$L_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$m_i$ (t)	$Y_i$ (m)	$X_i$ (m)	$S_i \cdot Y_i$	$S_i \cdot X_i$	$X_G$ (m)	$Y_G$ (m)
(1-1)	A-B	3.55	0.075	0.665	0.15	2.125	0.011	0.159		
	B-C	3.55	0.075	0.665	0.15	6.025	0.011	0.451		
	C-D	3.55	0.075	0.665	0.15	9.925	0.011	0.744		
(2-2)	A-B	3.55	0.075	0.665	3.75	2.125	0.281	0.159		
	B-C	3.55	0.075	0.665	3.75	6.025	0.281	0.451		
	C-D	3.55	0.075	0.665	3.75	9.925	0.281	0.744		
(3-3)	A-B	3.55	0.075	0.665	7.35	2.125	0.551	0.159		
	B-C	3.55	0.075	0.665	7.35	6.025	0.551	0.451		
	C-D	3.55	0.075	0.665	7.35	9.925	0.551	0.744		
(4-4)	A-B	3.55	0.075	0.665	9.95	2.125	0.746	0.159		
	B-C	3.55	0.075	0.665	9.95	6.025	0.746	0.451		
	C-D	3.55	0.075	0.665	9.95	9.925	0.746	0.744		
(5-5)	A-B	3.55	0.075	0.665	13.55	2.125	1.016	0.159		
	B-C	3.55	0.075	0.665	13.55	6.025	1.016	0.451		
	C-D	3.55	0.075	0.665	13.55	9.925	1.016	0.744		
(6-6)	A-B	3.55	0.075	0.665	17.15	2.125	1.286	0.159	$X_G$	$Y_G$
	B-C	3.55	0.075	0.665	17.15	6.025	1.286	0.451		
	C-D	3.55	0.075	0.665	17.15	9.925	1.286	0.744		
	<b>Somme</b>		1.35	11.98			11.673	8.124	6.017	8.64

**Tableau 3: centre de masse des poutres secondaires :**

Niveau	Poutre	$L_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$m_i$ (t)	$Y_i$ (m)	$X_i$ (m)	$S_i \cdot Y_i$	$S_i \cdot X_i$	$X_G$ (m)	$Y_G$ (m)
(A-A)	1-2	3.30	0.075	0.619	3.75	0.175	0.281	0.013		
	2-3	3.30	0.075	0.619	7.35	0.175	0.551	0.013		
	3-4	2.30	0.075	0.431	9.95	0.175	0.746	0.013		
	4-5	3.30	0.075	0.619	13.55	0.175	1.016	0.013		
	5-6	3.30	0.075	0.619	17.15	0.175	1.286	0.013		
(B-B)	1-2	3.30	0.075	0.619	3.75	4.075	0.281	0.305		
	2-3	3.30	0.075	0.619	7.35	4.075	0.551	0.305		
	3-4	2.30	0.075	0.431	9.95	4.075	0.746	0.305		
	4-5	3.30	0.075	0.619	13.55	4.075	1.016	0.305		
	5-6	3.30	0.075	0.619	17.15	4.075	1.286	0.305		
(C-C)	1-2	3.30	0.075	0.619	3.75	7.975	0.281	0.598		
	2-3	3.30	0.075	0.619	7.35	7.975	0.551	0.598		
	3-4	2.30	0.075	0.431	9.95	7.975	0.746	0.598		
	4-5	3.30	0.075	0.619	13.55	7.975	1.016	0.598		
	5-6	3.30	0.075	0.619	17.15	7.975	1.286	0.598		
(D-D)	1-2	3.30	0.075	0.619	3.75	11.875	0.281	0.890	$X_G$	$Y_G$
	2-3	3.30	0.075	0.619	7.35	11.875	0.551	0.890		
	3-4	2.30	0.075	0.431	9.95	11.875	0.746	0.890		
	4-5	3.30	0.075	0.619	13.55	11.875	1.016	0.890		
	5-6	3.30	0.075	0.619	17.15	11.875	1.286	0.890		
	Somme			1.50	11.628			12.81		

**Tableau V-5: Centre de masse des planchers**

Niveau	Elément	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$m_i$ (t)	$Y_i$ (m)	$X_i$ (m)	$S_i \cdot Y_i$	$S_i \cdot X_i$	$Y_G$ (m)	$X_G$ (m)
8 <sup>ème</sup>	PL1	11.715	5.857	1.95	2.125	22.84	24.90	$Y_G$	$X_G$
	PL2	11.715	5.857	1.95	5.975	22.84	70.00		
	PL3	11.715	5.857	1.95	9.875	22.84	115.70		
	PL4	11.715	5.857	5.55	2.125	65.01	24.90		
	PL5	11.715	5.857	5.55	5.975	65.01	70.00		
	PL6	11.715	5.857	5.55	9.875	65.01	115.70		
	PL7	8.167	4.083	8.65	2.125	70.64	17.35		
	PL8	8.167	4.083	8.65	5.975	70.64	48.80		
	PL9	11.715	5.857	11.75	2.125	137.65	24.90		
	PL10	11.715	5.857	11.75	5.975	137.65	70.00		
	PL11	11.715	5.857	11.75	9.875	137.65	115.70		
	PL12	11.715	5.857	15.35	2.125	179.80	24.90		

	<b>PL13</b>	11.715	5.857	15.35	5.975	179.80	70.00		
	<b>PL14</b>	11.715	5.857	15.35	9.875	179.80	115.70		
	<b>Somme</b>	156.91	129.75	/	/	1357.18	908.43	8.64	6.00
<b>1er au 7ème</b>	<b>PL1</b>	11.715	5.857	1.95	2.125	22.84	24.90	<b>Y<sub>G</sub></b>	<b>X<sub>G</sub></b>
	<b>PL2</b>	11.715	5.857	1.95	5.975	22.84	70.00		
	<b>PL3</b>	11.715	5.857	1.95	9.875	22.84	115.70		
	<b>PL4</b>	11.715	5.857	5.55	2.125	65.01	24.90		
	<b>PL5</b>	11.715	5.857	5.55	5.975	65.01	70.00		
	<b>PL6</b>	11.715	5.857	5.55	9.875	65.01	115.70		
	<b>PL7</b>	8.167	4.083	8.65	2.125	70.64	17.35		
	<b>PL8</b>	8.167	4.083	8.65	5.975	70.64	48.80		
	<b>PL9</b>	11.715	5.857	11.75	2.125	137.65	24.90		
	<b>PL10</b>	11.715	5.857	11.75	5.975	137.65	70.00		
	<b>PL11</b>	11.715	5.857	11.75	9.875	137.65	115.70		
	<b>PL12</b>	11.715	5.857	15.35	2.125	179.80	24.90		
	<b>PL13</b>	11.715	5.857	15.35	5.975	179.80	70.00		
	<b>PL14</b>	11.715	5.857	15.35	9.875	179.80	115.70		
	<b>Somme</b>	156.91	129.75	/	/	1357.18	908.43	8.64	6.00

Tableau V-6: Centre de masse des murs extérieurs

Niveau	Elément	<b>S<sub>i</sub></b> (m <sup>2</sup> )	<b>m<sub>i</sub></b> (t)	<b>Y<sub>i</sub></b> (m)	<b>X<sub>i</sub></b> (m)	<b>S<sub>i</sub>.Y<sub>i</sub></b>	<b>S<sub>i</sub>.X<sub>i</sub></b>	<b>Y<sub>G</sub></b> (m)	<b>X<sub>G</sub></b> (m)
<b>1er au 8ème</b>	<b>MF1</b>	165.07	20.63	8.50	6.02	1403.09	993.72	<b>Y<sub>G</sub></b>	<b>X<sub>G</sub></b>
	<b>Somme</b>	165.07	/			1403.09	993.72	8.49	6.01

Tableau V-7: Centre de masse des escaliers

Niveau	Elément	<b>S<sub>i</sub></b> (m <sup>2</sup> )	<b>m<sub>i</sub></b> (t)	<b>Y<sub>i</sub></b> (m)	<b>X<sub>i</sub></b> (m)	<b>S<sub>i</sub>.Y<sub>i</sub></b>	<b>S<sub>i</sub>.X<sub>i</sub></b>	<b>Y<sub>G</sub></b> (m)	<b>X<sub>G</sub></b> (m)
<b>1er au 8ème</b>	<b>Palier</b>	1.658	0.910	5.225	9.925	8.663	16.456	<b>Y<sub>G</sub></b>	<b>X<sub>G</sub></b>
	<b>Volée</b>	2.88	2.457	6.75	8.65	19.440	24.912		
	<b>Palier</b>	3.06	1.680	8.55	10.6	26.163	32.436		
	<b>Volée</b>	2.88	2.457	6.75	9.925	19.440	28.584		
	<b>Somme</b>	10.478	7.503			73.706	102.388		

Tableau V-10: Centre de masse des éléments:

Eléments	Niveau	Y <sub>G</sub> (m)	X <sub>G</sub> (m)	m (t)	X <sub>G</sub> . M	Y <sub>G</sub> . M
voiles long	Sous-sol au 8ème	8.494	6.023	25.20	151.77	214.04
voiles transv	Sous-sol au 8ème	8.65	6.00	21.78	130.68	188.397
Poteaux	Sous-sol au 8ème	8.64	6.01	17.376	104.42	150.12
		8.64	6.01	17.367	104.42	150.12
Planchers	Sous-sol au 8ème	8.64	6.00	129.75	778.50	1121.04
		8.64	6.00	129.75	778.50	1121.04
Poutres P	1er au 8ème	8.64	6.017	11.98	72.08	103.50
Poutres S	1er au 8ème	8.54	6.02	11.628	70.00	99.30
Murs extérieurs	1er au 8ème	8.49	6.01	20.63	123.98	175.14
Escaliers	1er au 8ème	7.034	9.772	7.503	73.319	52.776

Tableau V-11: Centres de masses de chaque niveau

Niveau	S-Sol	RDC	1	2	3	4	5	6	7	Terrasse
X <sub>G</sub>	6.023	6.023	6.023	6.023	6.023	6.023	6.023	6.023	6.023	6.023
Y <sub>G</sub>	8.65	8.65	8.65	8.65	8.65	8.65	8.65	8.65	8.65	8.65

**V-5) : Centre de torsion des voiles (centre élastique) :**

Le centre de torsion d'un groupe de refends est le point caractérisé par les propriétés suivantes :

- ❖ Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion, engendre uniquement une translation des refends. La direction de la translation est parallèle à la direction de la force.
- ❖ Un moment dont l'axe (vertical) passe par le centre de torsion, engendre uniquement une rotation des refends. Le sens de rotation est le même que le sens de moment.

Les coordonnées du centre de torsion des éléments (n éléments) sont données par les formules suivantes :

$$X_{cj} = \frac{\sum R_{jy} X_j}{\sum R_{jy}} \quad ; \quad Y_{cj} = \frac{\sum R_{jx} Y_j}{\sum R_{jx}}$$

Où :

R<sub>jy</sub>, R<sub>jx</sub> : Rigidités respectivement dans le sens x-x et y-y

X<sub>j</sub>, Y<sub>j</sub> : sont respectivement abscisse et ordonnée du centre de gravité des voiles par rapport aux axes x-x et y-y

Dans le cas où l'inertie d'étage est constante suivant la hauteur, nous utilisons la formule

simplifiée suivante :

$$X_c = \frac{\sum I_{ey} \cdot X_i}{\sum I_{ey}} ; \quad Y_c = \frac{\sum I_{ex} \cdot Y_i}{\sum I_{ex}}$$

Avec :

- $I_{ey}$  : inertie équivalente d'un refend transversal
- $I_{ex}$  : inertie équivalente d'un refend longitudinal

Les coordonnées de centre de torsion suivant les différents niveaux seront donnés dans les tableaux suivants :

**1- Voiles longitudinaux :**

*Tableau V-12: centre de torsion des voiles longitudinaux par niveaux*

Niveau	Voiles	$I_{ex}$	$Y_i$ (m)	$I_{ex} \cdot Y_i$	$Y_c$
1 <sup>er</sup> au 8 <sup>ème</sup>	VL1	0,745	0,100	0,0745	
	VL2	0,745	0,100	0,0745	
	VL3	0,745	17,157	12,78	
	VL4	0,745	17,175	12,78	
	<b>Somme</b>	2,98		25,70	

**2- Voiles transversaux :**

*Tableau V-13: Centre de torsion des voiles transversaux par niveaux*

Niveau	Voiles	$I_{ey}$	$X_i$ (m)	$I_{ey} \cdot X_i$	$X_c$
1 <sup>er</sup> au 8 <sup>ème</sup>	VT1	0,598	0,100	0,0598	
	VT2	0,598	0,100	0,0598	
	VT3	0,598	11,90	7,1162	
	VT4	0,598	11,90	7,1162	
	<b>Somme</b>	2,392		14,352	

**V-6) Calcul de l'excentricité :**

- **Excentricité théorique :**

$$e_x = |X_G - X_C|$$

$$e_y = |Y_G - Y_C|$$

Niveau	1	2	3	4	5	6	7	8
X <sub>G</sub> (m)	6,023	6,023	6,023	6,023	6,023	6,023	6,023	6,023
X <sub>C</sub> (m)	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
e <sub>x</sub> (m)	0,023	0,023	0,023	0,023	0,023	0,023	0,023	0,023
Y <sub>G</sub> (m)	8,494	8,494	8,494	8,494	8,494	8,494	8,494	8,494
Y <sub>C</sub> (m)	8,62	8,62	8,62	8,62	8,62	8,62	8,62	8,62
e <sub>y</sub> (m)	0,126	0,126	0,126	0,126	0,126	0,126	0,126	0,126

• **Excentricité accidentelle :**

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe verticale due à l'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion doit être prise en compte (Art 4-2-7-RPA 99 + Addenda).

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales appliquées au centre de masse à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau, cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion.
- Excentricité théorique résultante des plans :

$$e = \max (e \text{ théorique}, e \text{ accidentelle})$$

$$e_{acc} = 0,05 \times L = 0,05 \times 17,30 = 0,865 \text{ m}$$

$$e_{acc} = 0,05 \times L = 0,05 \times 14,80 = 0,74 \text{ m}$$

L'excentricité théorique calculée pour chaque niveau est inférieure à l'excentricité accidentelle dans les deux sens.

L'excentricité du centre de masse par rapport au centre de torsion à chaque niveau et dans chaque direction est prise égale à l'excentricité accidentelle  $e = 0,865$

**V-7) Calcul de l'inertie polaire de torsion des refends J<sub>θ</sub> :**

L'inertie polaire de torsion est donnée par la relation suivante :  $J_{\theta} = J_{\theta X} + J_{\theta Y}$

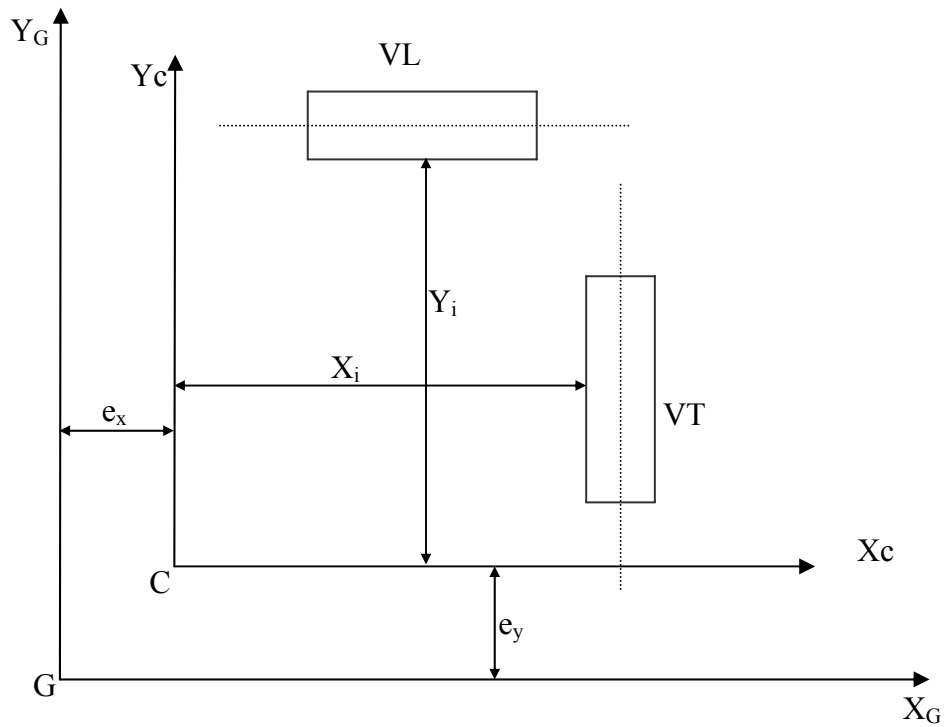
$$J_{\theta X} = \sum I_{X_i} + X^2$$

$$J_{\theta Y} = \sum I_{Y_i} + Y^2$$

I<sub>X<sub>i</sub></sub> : Inertie du refend transversal « i ».

I<sub>Y<sub>i</sub></sub> : Inertie du refend longitudinal « i ».

X<sub>i</sub>, Y<sub>i</sub> : Coordonnées des voiles par rapport au centre de torsion.



Les résultats sont donnés par les tableaux suivants

**V-7-1calcul de l'inertie de torsion  $J_{\theta}$  :**

$$J_{\theta} = \sum (I_{eiy} \cdot X_{ci}^2) + \sum (I_{eix} \cdot Y_{ci}^2)$$

Avec :

$I_x, I_y$  : respectivement l'inertie dans le sens Y-Y et X-X

$dx, dy$  : Distances entre le CDG du voile et le centre de torsion.

**1) Voiles dans le sens X-X :**

Niveaux	Voiles	Xci	Iei	Iei.Xci <sup>2</sup>
1 <sup>er</sup> au 8 <sup>ème</sup>	VL1	0,100	0,0745	0,000745
	VL2	0,100	0,0745	0,000745
	VL3	11,90	12,78	1809,775
	VL4	11,90	12,78	1809,775
$J_{\theta x} =$				3619,556m <sup>6</sup>

2) Voiles dans le sens Y-Y :

Niveaux	Voiles	Yci	Iei	Iei.Yci <sup>2</sup>
1 <sup>er</sup> au 8 <sup>ème</sup>	VT1	0,100	0,0598	0,000598
	VT2	0,100	0,0598	0,000598
	VT3	17,175	7,1162	2099,14
	VT4	17,175	7,1162	2099,14
				$J_{0y} = 4198,283m^6$

$J_0 = J_{0x} + J_{0y} = 7817,839 m$

➤ Inertie polaire J<sub>0</sub> :

niveaux	∑Iy.Xci <sup>2</sup> (m6)	∑Ix.Yci <sup>2</sup> (m6)	J0
8	3619,556	4198,28	7817,836
7	3619,556	4198,28	7817,836
6	3619,556	4198,28	7817,836
5	3619,556	4198,28	7817,836
4	3619,556	4198,28	7817,836
3	3619,556	4198,28	7817,836
2	3619,556	4198,28	7817,836
1	3619,556	4198,28	7817,836

**Rigidité a la torsion des portiques :**

**❖ Sens longitudinal :**

niveaux	portiques	R <sub>jx</sub>	Y <sub>t</sub>	Y <sub>t</sub> <sup>2</sup>	R <sub>jx</sub> *Y <sub>t</sub> <sup>2</sup>	somme
8	1 1	62791399,8	-8,620	74,304	4665677284,327	10480914398,900
	2 2	62791399,8	-5,320	28,302	1777147312,567	
	3 3	62791399,8	-2,020	4,080	256214027,581	
	4 4	62791399,8	0,280	0,078	4922845,741	
	5 5	62791399,8	3,580	12,816	804759695,884	
	6 6	62791399,8	6,880	47,334	2972193232,800	
7	1 1	62791399,8	-8,620	74,304	4665677284,327	10480914398,900
	2 2	62791399,8	-5,320	28,302	1777147312,567	
	3 3	62791399,8	-2,020	4,080	256214027,581	
	4 4	62791399,8	0,280	0,078	4922845,741	
	5 5	62791399,8	3,580	12,816	804759695,884	
	6 6	62791399,8	6,880	47,334	2972193232,800	
6	1 1	62791399,8	-8,620	74,304	4665677284,327	10480914398,900
	2 2	62791399,8	-5,320	28,302	1777147312,567	
	3 3	62791399,8	-2,020	4,080	256214027,581	
	4 4	62791399,8	0,280	0,078	4922845,741	
	5 5	62791399,8	3,580	12,816	804759695,884	
	6 6	62791399,8	6,880	47,334	2972193232,800	
5	1 1	62791399,8	-8,620	74,304	4665677284,327	10480914398,900
	2 2	62791399,8	-5,320	28,302	1777147312,567	
	3 3	62791399,8	-2,020	4,080	256214027,581	
	4 4	62791399,8	0,280	0,078	4922845,741	
	5 5	62791399,8	3,580	12,816	804759695,884	
	6 6	62791399,8	6,880	47,334	2972193232,800	
4	1 1	62791399,8	-8,620	74,304	4665677284,327	10480914398,900
	2 2	62791399,8	-5,320	28,302	1777147312,567	
	3 3	62791399,8	-2,020	4,080	256214027,581	
	4 4	62791399,8	0,280	0,078	4922845,741	
	5 5	62791399,8	3,580	12,816	804759695,884	
	6 6	62791399,8	6,880	47,334	2972193232,800	
3	1 1	62791399,8	-8,620	74,304	4665677284,327	10480914398,900
	2 2	62791399,8	-5,320	28,302	1777147312,567	
	3 3	62791399,8	-2,020	4,080	256214027,581	
	4 4	62791399,8	0,280	0,078	4922845,741	
	5 5	62791399,8	3,580	12,816	804759695,884	
	6 6	62791399,8	6,880	47,334	2972193232,800	

2	1 1	62791399,8	-8,620	74,304	4665677284,327	10480914398,900
	2 2	62791399,8	-5,320	28,302	1777147312,567	
	3 3	62791399,8	-2,020	4,080	256214027,581	
	4 4	62791399,8	0,280	0,078	4922845,741	
	5 5	62791399,8	3,580	12,816	804759695,884	
	6 6	62791399,8	6,880	47,334	2972193232,800	
1	1 1	253715794	-3,930	15,445	3918615072,929	107659070808,275
	2 2	253715794	-0,430	0,185	46912050,385	
	3 3	253715794	4,070	16,565	4202776762,657	
	4 4	253715794	7,570	57,305	14539158226,513	
	5 5	253715794	11,070	122,545	31091576653,169	
	6 6	253715794	14,570	212,285	53860032042,625	

❖ **Sens transversal :**

niveaux	portiques	R <sub>ij</sub>	X <sub>t2</sub>	X <sub>t</sub> <sup>2</sup>	R <sub>ij</sub> *X <sub>t</sub> <sup>2</sup>	somme
8	A-A	107738734,5	-6,000	36,000	3878594442,00	6985240851,31
	B-B	107738734,5	-2,450	6,003	646701753,84	
	C-C	107738734,5	1,100	1,210	130363868,75	
	D-D	107738734,5	4,650	21,623	2329580786,73	
7	A-A	107738734,5	-6,000	36,000	3878594442,00	6985240851,31
	B-B	107738734,5	-2,450	6,003	646701753,84	
	C-C	107738734,5	1,100	1,210	130363868,75	
	D-D	107738734,5	4,650	21,623	2329580786,73	
6	A-A	107738734,5	-6,000	36,000	3878594442,00	6985240851,31
	B-B	107738734,5	-2,450	6,003	646701753,84	
	C-C	107738734,5	1,100	1,210	130363868,75	
	D-D	107738734,5	4,650	21,623	2329580786,73	
5	A-A	107738734,5	-6,000	36,000	3878594442,00	6985240851,31
	B-B	107738734,5	-2,450	6,003	646701753,84	
	C-C	107738734,5	1,100	1,210	130363868,75	
	D-D	107738734,5	4,650	21,623	2329580786,73	
4	A-A	107738734,5	-6,000	36,000	3878594442,00	6985240851,31
	B-B	107738734,5	-2,450	6,003	646701753,84	
	C-C	107738734,5	1,100	1,210	130363868,75	
	D-D	107738734,5	4,650	21,623	2329580786,73	
3	A-A	107738734,5	-6,000	36,000	3878594442,00	6985240851,31
	B-B	107738734,5	-2,450	6,003	646701753,84	
	C-C	107738734,5	1,100	1,210	130363868,75	
	D-D	107738734,5	4,650	21,623	2329580786,73	

2	A-A	107738734,5	-6,000	36,000	3878594442,00	6985240851,31
	B-B	107738734,5	-2,450	6,003	646701753,84	
	C-C	107738734,5	1,100	1,210	130363868,75	
	D-D	107738734,5	4,650	21,623	2329580786,73	
1	A-A	325761125,4	-6,000	36,000	11727400514,83	21120722566,09
	B-B	325761125,4	-2,450	6,003	1955381155,29	
	C-C	325761125,4	1,100	1,210	394170961,75	
	D-D	325761125,4	4,650	21,623	7043769934,22	

**-Rigidité de l'ensemble pour les portiques :**

Niveau	sommeR <sub>jy</sub> *X <sub>t</sub> <sup>2</sup>	sommeR <sub>jx</sub> *Y <sub>t</sub> <sup>2</sup>	R <sub>jo</sub>
8	6985240851,31	10480914398,900	17466155250,21
7	6985240851,31	10480914398,900	17466155250,21
6	6985240851,31	10480914398,900	17466155250,21
5	6985240851,31	10480914398,900	17466155250,21
4	6985240851,31	10480914398,900	17466155250,21
3	6985240851,31	10480914398,900	17466155250,21
2	6985240851,31	10480914398,900	17466155250,21
1	21120722566,09	107659070808,275	128779793374,36

**Rigidité a la torsion des voiles :**

niveaux	voiles	h(m)	E*103(kN/m2)	Iyy	Rvx	sommRvx
8 et 7	VL1	2,760	32164,195	0,745	37747834,397	
	VL2	2,760	32164,195	0,745	37747834,397	150991337,587
	VL3	2,760	32164,195	0,745	37747834,397	
	VL4	2,760	32164,195	0,745	37747834,397	
6et05	VL1	2,760	32164,195	0,745	37747834,397	
	VL2	2,760	32164,195	0,745	37747834,397	150991337,587
	VL3	2,760	32164,195	0,745	37747834,397	
	VL4	2,760	32164,195	0,745	37747834,397	
4 ET 3	VL1	2,760	32164,195	0,745	37747834,397	
	VL2	2,760	32164,195	0,745	37747834,397	150991337,587
	VL3	2,760	32164,195	0,745	37747834,397	
	VL4	2,760	32164,195	0,745	37747834,397	
2 ET 1	VL1	2,760	32164,195	0,745	37747834,397	
	VL2	2,760	32164,195	0,745	37747834,397	150991337,587
	VL3	2,760	32164,195	0,745	37747834,397	
	VL4	2,760	32164,195	0,745	37747834,397	

❖ **Sens transversal :**

Niveau	Voiles	hc(m)	E(kN/m2)*103	Ixx	Rvy	ΣRvy
8 et7	VT1	2,760	32164,195	0,550	27867528,749	
	VT2	2,760	32164,195	0,550	27867528,749	
	VT3	2,760	32164,195	0,550	27867528,749	111470114,997
	VT4	2,760	32164,195	0,550	27867528,749	
6 et 5	VT1	2,760	32164,195	0,550	27867528,749	
	VT2	2,760	32164,195	0,550	27867528,749	
	VT3	2,760	32164,195	0,550	27867528,749	111470114,997
	VT6	2,760	32164,195	0,550	27867528,749	
4 et 3	VT1	2,760	32164,195	0,550	27867528,749	
	VT2	2,760	32164,195	0,550	27867528,749	
	VT3	2,760	32164,195	0,550	27867528,749	111470114,997
	VT6	2,760	32164,195	0,550	27867528,749	
2 ET 1	VT1	2,760	32164,195	0,550	27867528,749	
	VT2	2,760	32164,195	0,550	27867528,749	
	VT3	2,760	32164,195	0,550	27867528,749	111470114,997
	VT6	2,760	32164,195	0,550	27867528,749	

**V-8 Calcul des inerties fictives des portiques : (méthode des approximations successives)**

L'inertie fictive des portiques est évaluée, en calculant le déplacement forces horizontales égales de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de à 1 tonne, et de comparer ces déplacements aux flèches que produirait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales (1tonne pour chaque niveau).

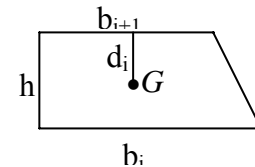
Connaissant l'inertie du refend choisi, il est alors possible d'attribuer pour chaque portique et pour chaque niveau une inertie fictive, puisque dans l'hypothèse de raideur infinie des planchers nous devons obtenir la même flèche pour les portiques et pour les refends.

Après avoir déterminé l'inertie fictive de chaque portique, le problème se résume à l'étude d'une série de refends parallèle, dont l'inertie est connue.

**V-8- 1 Calcul des flèches dans les refends : (méthode des moments des aires)**

La flèche que produit un refend à un niveau j suite à une série de forces latérales égales à l'unité (1 tonne) est donnée par la formule suivante :

$$F_i = \Sigma S_i d_i / E.I \quad (I=1m^4)$$



$F_i$  : Flèche du refend au niveau ( i ) ;

$S_i$  : Elément de surface du niveau (i) ;

$d_i$  : Distance entre le C DG de S et le niveau considéré.

Pour rappel, la surface d'un trapèze est :  $S = (b_{i+1} + b_i).h / 2$

La distance ( $d_i$ ) entre le CDG du trapèze et son petit coté est donnée par :  $d_i = (2b_i + b_{i+1})h / 3(b_i + b_{i+1})$ .

**Tableau: Flèche d'un voile de «  $I = 1m^4$  »:**

Hauteur [m]	i	$S_i$ [m <sup>2</sup> ]	$d_i$ [m]	$S_i d_i$
3,06	8	4,68	2,04	9,5472
3,06	7	18,73	1,79	33,5267
3,06	6	42,12	1,70	71,604
3,06	5	74,91	1,66	124,350
3,06	4	117,05	1,63	190,79
3,06	3	168,54	1,62	273,034
3,06	2	229,41	1,60	367,056
3,06	1	299,64	1,59	476,427
				$\Sigma S_i d_i = 1546,335$

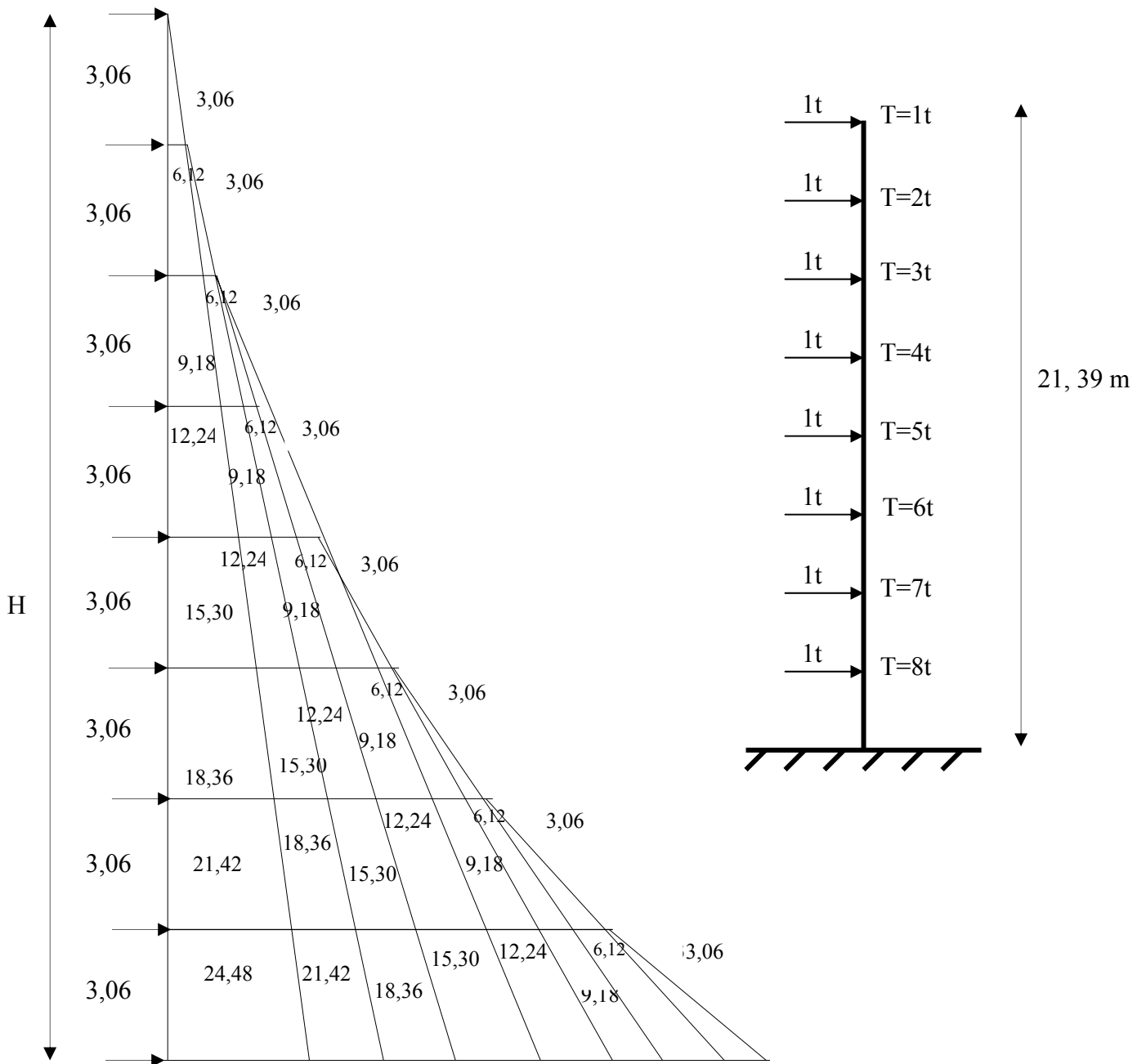


Fig V- 3- Diagramme des moments dans le refend

$$F_1 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{11} S_i d_i = \frac{1335,943}{EI}$$

Un calcul identique pour les autres niveaux donne les résultats suivants :

$$F_2 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{21} S_i d_i = \frac{5013,31}{EI}$$

$$F_3 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{30} S_i d_i = \frac{10620,75}{EI}$$

$$F_4 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{38} S_i d_i = \frac{17766,83}{EI}$$

$$F_5 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{45} S_i d_i = \frac{26107,812}{EI}$$

$$F_6 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{51} S_i d_i = \frac{35344,312}{EI}$$

$$F_7 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{56} S_i d_i = \frac{45218,83}{EI}$$

$$F_8 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{60} S_i d_i = \frac{52542,166}{EI}$$

**V-8- 2 Calcul du déplacement des portiques au droit de chaque plancher**

**a) Etapes de calcul :**

**1/ calcul de la rotation d'étage :  $E\theta$**

**-Pour les niveaux supérieurs**

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_m}$$

Où :  $M_n = T_n \cdot h_n$

$$M_{n+1} = T_{n+1} \cdot h_{n+1}$$

Pour le 1<sup>er</sup> niveau

$$\text{-Poteaux encastrés : } E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{r1} + 2 \sum K_{p1}}$$

$$\text{-Poteaux articulés : } E\theta_1 = \frac{2M_1 + M_2}{24 \sum K_{r1}}$$

2/calcul du déplacement :

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{cn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

$$\Delta_n = \psi_n \cdot h$$

3/Calcul de l'inertie fictive :  $I_e$

$$I_e = \frac{F_n}{\Delta_n}$$

Avec :

$\sum K_m$  : Somme de la raideur des poutres du n<sup>ème</sup> niveau ;

$\sum K_{pn}$  : Somme de la raideur des poteaux du n<sup>ème</sup> niveau ;

h : hauteur libre d'étage ;

E : module d'élasticité ;

$\Delta_n$  : Déplacement du portique au n<sup>ème</sup> niveau ;

$F_n$  : Flèche du n<sup>ème</sup> niveau.

Remarque :

*Le calcul des inerties fictives se fera pour tous les portiques, dans les deux directions orthogonales.*

*Les résultats du calcul sont donnés par les tableaux ci-dessous :*

V-8 2 1 Inertie fictive des portiques dans le sens X-X

**Inertie fictive du portique 2-2**

Niveau	port	h	Mn+1	Mn	$\sum K_{pot} * 10^{-4}$	$\sum K_{poutr} * 10^{-4}$	$E \cdot I_n$	$E \cdot I_{yn}$	$E \cdot I_i$	$\sum E \cdot I_i$	$E \cdot I_{Fi}$	$I_{eiy}$
8	1_1	3,06	0,000	3,060	14,708	4,560	279,605	732,586	2241,712	137222,726	106475,550	0,776
	2_2	3,06	0,000	3,060	14,708	4,560	279,605	732,586	2241,712	137222,726	106475,550	0,776
	3_3	3,06	0,000	3,060	14,708	4,560	279,605	732,586	2241,712	137222,726	106475,550	0,776
	4_4	3,06	0,000	3,060	14,708	4,560	279,605	732,586	2241,712	137222,726	106475,550	0,776
	5_5	3,06	0,000	3,060	14,708	4,560	279,605	732,586	2241,712	137222,726	106475,550	0,776
	6_6	3,06	0,000	3,060	14,708	4,560	279,605	732,586	2241,712	137222,726	106475,550	0,776
7	1_1	3,06	3,060	6,120	14,708	4,560	838,816	1465,171	4483,424	134981,014	94223,400	0,698
	2_2	3,06	3,060	6,120	14,708	4,560	838,816	1465,171	4483,424	134981,014	94223,400	0,698
	3_3	3,06	3,060	6,120	14,708	4,560	838,816	1465,171	4483,424	134981,014	94223,400	0,698
	4_4	3,06	3,060	6,120	14,708	4,560	838,816	1465,171	4483,424	134981,014	94223,400	0,698
	5_5	3,06	3,060	6,120	14,708	4,560	838,816	1465,171	4483,424	134981,014	94223,400	0,698
	6_6	3,06	3,060	6,120	14,708	4,560	838,816	1465,171	4483,424	134981,014	94223,400	0,698
6	1_1	3,06	6,120	9,180	14,708	4,560	1398,026	2197,757	6725,135	130497,590	83762,770	0,642
	2_2	3,06	6,120	9,180	14,708	4,560	1398,026	2197,757	6725,135	130497,590	83762,770	0,642
	3_3	3,06	6,120	9,180	14,708	4,560	1398,026	2197,757	6725,135	130497,590	83762,770	0,642
	4_4	3,06	6,120	9,180	14,708	4,560	1398,026	2197,757	6725,135	130497,590	83762,770	0,642
	5_5	3,06	6,120	9,180	14,708	4,560	1398,026	2197,757	6725,135	130497,590	83762,770	0,642
	6_6	3,06	6,120	9,180	14,708	4,560	1398,026	2197,757	6725,135	130497,590	83762,770	0,642

<b>5</b>	<b>1_1</b>	<b>3,06</b>	<b>9,180</b>	<b>12,240</b>	<b>14,708</b>	<b>4,560</b>	<b>1957,237</b>	<b>2930,342</b>	<b>8966,847</b>	<b>123772,455</b>	<b>71353,410</b>	<b>0,576</b>
	2_2	3,06	9,180	12,240	14,708	4,560	1957,237	2930,342	8966,847	123772,455	71353,410	0,576
	3_3	3,06	9,180	12,240	14,708	4,560	1957,237	2930,342	8966,847	123772,455	71353,410	0,576
	4_4	3,06	9,180	12,240	14,708	4,560	1957,237	2930,342	8966,847	123772,455	71353,410	0,576
	5_5	3,06	9,180	12,240	14,708	4,560	1957,237	2930,342	8966,847	123772,455	71353,410	0,576
	6_6	3,06	9,180	12,240	14,708	4,560	1957,237	2930,342	8966,847	123772,455	71353,410	0,576
<b>4</b>	1_1	3,06	12,240	15,300	14,708	4,560	2516,447	3662,928	11208,559	114805,608	61799,590	0,538
	2_2	3,06	12,240	15,300	14,708	4,560	2516,447	3662,928	11208,559	114805,608	61799,590	0,538
	3_3	3,06	12,240	15,300	14,708	4,560	2516,447	3662,928	11208,559	114805,608	61799,590	0,538
	4_4	3,06	12,240	15,300	14,708	4,560	2516,447	3662,928	11208,559	114805,608	61799,590	0,538
	5_5	3,06	12,240	15,300	14,708	4,560	2516,447	3662,928	11208,559	114805,608	61799,590	0,538
	6_6	3,06	12,240	15,300	14,708	4,560	2516,447	3662,928	11208,559	114805,608	61799,590	0,538
<b>3</b>	1_1	3,06	15,300	18,360	14,708	4,560	3075,658	4395,513	13450,271	103597,048	51197,980	0,494
	2_2	3,06	15,300	18,360	14,708	4,560	3075,658	4395,513	13450,271	103597,048	51197,980	0,494
	3_3	3,06	15,300	18,360	14,708	4,560	3075,658	4395,513	13450,271	103597,048	51197,980	0,494
	4_4	3,06	15,300	18,360	14,708	4,560	3075,658	4395,513	13450,271	103597,048	51197,980	0,494
	5_5	3,06	15,300	18,360	14,708	4,560	3075,658	4395,513	13450,271	103597,048	51197,980	0,494
	6_6	3,06	15,300	18,360	14,708	4,560	3075,658	4395,513	13450,271	103597,048	51197,980	0,494

<b>2</b>	<b>1_1</b>	<b>3,06</b>	<b>18,360</b>	<b>21,420</b>	<b>14,708</b>	<b>4,560</b>	<b>3634,868</b>	<b>5128,099</b>	<b>15691,983</b>	<b>90146,778</b>	<b>41029,850</b>	<b>0,455</b>
	2_2	3,06	18,360	21,420	14,708	4,560	3634,868	5128,099	15691,983	90146,778	41029,850	0,455
	3_3	3,06	18,360	21,420	14,708	4,560	3634,868	5128,099	15691,983	90146,778	41029,850	0,455
	4_4	3,06	18,360	21,420	14,708	4,560	3634,868	5128,099	15691,983	90146,778	41029,850	0,455
	5_5	3,06	18,360	21,420	14,708	4,560	3634,868	5128,099	15691,983	90146,778	41029,850	0,455
	6_6	3,06	18,360	21,420	14,708	4,560	3634,868	5128,099	15691,983	90146,778	41029,850	0,455
<b>1</b>	1_1	3,06	21,420	24,480	14,708	4,560	3305,583	3039,792	9301,762	9301,762	2085,730	0,224
	2_2	3,06	21,420	24,480	14,708	4,560	3305,583	3039,792	9301,762	9301,762	2085,730	0,224
	3_3	3,06	21,420	24,480	14,708	4,560	3305,583	3039,792	9301,762	9301,762	2085,730	0,224
	4_4	3,06	21,420	24,480	14,708	4,560	3305,583	3039,792	9301,762	9301,762	2085,730	0,224
	5_5	3,06	21,420	24,480	14,708	4,560	3305,583	3039,792	9301,762	9301,762	2085,730	0,224
	6_6	3,06	21,420	24,480	14,708	4,560	3305,583	3039,792	9301,762	9301,762	2085,730	0,224

**V-8 2 2 Inertie fictive des portiques dans le sens Y-Y**

**Inertie fictive du portique B-B :**

Niveau	port	h	Mn+1	Mn	$\sum K_{pot} * 10^{-4}$	$\sum K_{poutr} * 10^{-4}$	$E \cdot I_n$	Eyn	E0i	$\sum E0i$	EI Fi	Ieiy
8	A_A	3,06	0	3,060	16,236	8,816	144,623	446,305	1365,694	103505,525	106475,550	1,029
	B_B	3,06	0	3,060	16,236	8,816	144,623	446,305	1365,694	103505,525	106475,550	1,029
	C_C	3,06	0	3,060	16,236	8,816	144,623	446,305	1365,694	103505,525	106475,550	1,029
	D_D	3,06	0	3,060	16,236	8,816	144,623	446,305	1365,694	103505,525	106475,550	1,029
7	A_A	3,06	3,06	6,120	16,236	8,816	433,870	892,610	2731,388	102139,831	94223,400	0,922
	B_B	3,06	3,06	6,120	16,236	8,816	433,870	892,610	2731,388	102139,831	94223,400	0,922
	C_C	3,06	3,06	6,120	16,236	8,816	433,870	892,610	2731,388	102139,831	94223,400	0,922
	D_D	3,06	3,06	6,120	16,236	8,816	433,870	892,610	2731,388	102139,831	94223,400	0,922
6	A_A	3,06	6,12	9,180	16,236	8,816	723,117	1338,916	4097,082	99408,443	83762,770	0,843
	B_B	3,06	6,12	9,180	16,236	8,816	723,117	1338,916	4097,082	99408,443	83762,770	0,843
	C_C	3,06	6,12	9,180	16,236	8,816	723,117	1338,916	4097,082	99408,443	83762,770	0,843
	D_D	3,06	6,12	9,180	16,236	8,816	723,117	1338,916	4097,082	99408,443	83762,770	0,843
5	A_A	3,06	9,18	12,240	16,236	8,816	1012,364	1785,221	5462,776	95311,361	71353,410	0,749
	B_B	3,06	9,18	12,240	16,236	8,816	1012,364	1785,221	5462,776	95311,361	71353,410	0,749
	C_C	3,06	9,18	12,240	16,236	8,816	1012,364	1785,221	5462,776	95311,361	71353,410	0,749
	D_D	3,06	9,18	12,240	16,236	8,816	1012,364	1785,221	5462,776	95311,361	71353,410	0,749
4	A_A	3,06	12,2	15,300	16,236	8,816	1301,611	2231,526	6828,470	89848,585	61799,590	0,688
	B_B	3,06	12,2	15,300	16,236	8,816	1301,611	2231,526	6828,470	89848,585	61799,590	0,688
	C_C	3,06	12,2	15,300	16,236	8,816	1301,611	2231,526	6828,470	89848,585	61799,590	0,688
	D_D	3,06	12,2	15,300	16,236	8,816	1301,611	2231,526	6828,470	89848,585	61799,590	0,688

<b>3</b>	<b>A_A</b>	<b>3,06</b>	<b>15,3</b>	<b>18,360</b>	<b>16,236</b>	<b>8,816</b>	<b>1590,858</b>	<b>2677,831</b>	<b>8194,164</b>	<b>83020,115</b>	<b>51197,980</b>	<b>0,617</b>
	B_B	3,06	15,3	18,360	16,236	8,816	1590,858	2677,831	8194,164	83020,115	51197,980	0,617
	C_C	3,06	15,3	18,360	16,236	8,816	1590,858	2677,831	8194,164	83020,115	51197,980	0,617
	D_D	3,06	15,3	18,360	16,236	8,816	1590,858	2677,831	8194,164	83020,115	51197,980	0,617
<b>2</b>	A_A	3,06	18,4	21,420	16,236	8,816	1880,104	3124,136	9559,858	74825,952	41029,850	0,548
	B_B	3,06	18,4	21,420	16,236	8,816	1880,104	3124,136	9559,858	74825,952	41029,850	0,548
	C_C	3,06	18,4	21,420	16,236	8,816	1880,104	3124,136	9559,858	74825,952	41029,850	0,548
	D_D	3,06	18,4	21,420	16,236	8,816	1880,104	3124,136	9559,858	74825,952	41029,850	0,548
<b>1</b>	A_A	4,08	21,4	24,480	16,236	8,816	1880,716	2196,825	8963,046	8963,046	2085,730	0,233
	B_B	4,08	21,4	24,480	16,236	8,816	1880,716	2196,825	8963,046	8963,046	2085,730	0,233
	C_C	4,08	21,4	24,480	16,236	8,816	1880,716	2196,825	8963,046	8963,046	2085,730	0,233
	D_D	4,08	21,4	24,480	16,236	8,816	1880,716	2196,825	8963,046	8963,046	2085,730	0,233

**V.9 Récapitulatif**

*Inertie fictive par niveau des portiques Dans le sens X-X :*

Niveaux	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
<b>I<sub>e</sub> par niveau</b>	0,224	0,455	0,494	0,538	0,567	0,642	0,698	0,776

**Inertie fictive par niveau des portiques dans le sens Y-Y:**

Niveaux	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
<b>I<sub>e</sub> par niveau</b>	0,233	0,548	0,617	0,688	0,749	0,843	0,922	1,029

- **Sens longitudinal (ox)**

L'inertie fictive moyenne des portiques est :  $I_{e_{moy}} = 0.55 \text{ m}^4$

L'inertie moyenne des voiles :  $I_{v_{moy}} = 3.188 \text{ m}^4$

L'inertie moyenne de l'ensemble :  $I = 3.738 \text{ m}^4$

Pourcentage de l'inertie des portiques / l'ensemble : 14.71 %

Pourcentage de l'inertie des voiles / l'ensemble : 85.28 %

2

- **Sens longitudinal (oy)**

L'inertie fictive moyenne des portiques est :  $I_{e_{moy}} = 0.7045 \text{ m}^4$

L'inertie moyenne des voiles :  $I_{v_{moy}} = 2.603 \text{ m}^4$

L'inertie moyenne de l'ensemble :  $I = 3.3075 \text{ m}^4$

Pourcentage de l'inertie des portiques / l'ensemble : 21.30 %

Pourcentage de l'inertie des voiles / l'ensemble : 78.96 %

**Conclusion :**

On constate, que l'inertie des voiles est bien plus importante par rapport à celle des portiques. Donc notre structure sera contreventée par voiles

Les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

- Puisqu'on est en zone de moyenne sismicité (II), il n'y a pas lieu de vérifier les portiques sous l'effet d'un effort tranchant horizontal.

**VI-1-Introduction :**

Une grande partie de notre pays est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses, ces dernières peuvent engendrer d'importants dégâts et même la ruine des constructions.

L'intérêt de cette étude est de permettre la réalisation des structures pouvant résister aux efforts engendrés par les sollicitations auxquelles elles sont soumises, c'est pourquoi elles doivent être conçues conformément aux règles parasismiques en vigueur de façon à fournir un degré de protection de chaque plancher.

**VI -2- Principe de la méthode statique équivalente :**

Le principe de la méthode statique équivalente est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans les éléments de la structure par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

**VI-3- Vérification de l'application de la M, S, E :**

Condition sur la hauteur du bâtiment :

$H_t < 65\text{m}$  en zone (I, IIa, IIb)

$H_t < 30\text{m}$  en zone III

Notre bâtiment se situe en zone (IIa) ;  $H_t = 21.08\text{m} < 65\text{m}$

⇒ Condition vérifiées

La régularité en plan :

**a<sub>1</sub>** : la condition de symétrie :

Le bâtiment est sensiblement symétrique en rigidité ⇒ condition vérifiée

**a<sub>2</sub>** : la condition de l'excentricité :

$$\begin{cases} e_x \leq 15\% L_x \\ e_y \leq 15\% L_y \end{cases}$$

$$\begin{cases} 0.74\text{m} \leq 0.15 \times 14.80 = 2.22\text{m} \\ 0.865\text{m} \leq 0.15 \times 17.30 = 2.595\text{m} \end{cases} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**a<sub>3</sub>** : la condition sur le décrochement :

$$\frac{L_x}{L_y} \leq 4 \Rightarrow \frac{14,80}{17,30} = 0.85 < 4 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{I_i}{L_y} \leq 25\%, I_i: \text{longueur du décrochement.}$$

$$1.30/17.30 \leq 25\% \Rightarrow 0.075 < 0.25 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**C). Ouverture dans le plancher :**

Il faut vérifier que :  $S_0 \leq 15\% S_T$

$S_0$  : surface totale des ouvertures

$S_T$  : surface totale du plancher.

$$(1.30 \times 3,60) \times 4 \text{ m}^2 \leq 15\% (256,04) \text{ m}^2 \Rightarrow 18,72 < 38,406 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le bâtiment est classé régulier en plan dans le sens longitudinal.

**La régularité en élévation :****b<sub>1</sub>** : la continuité du système de contreventement :

Le système de contreventement est continu de bas en haut ⇒ condition vérifiée

**b<sub>2</sub>** : le décrochement en élévation :

Notre bâtiment ne comporte pas de décrochement en élévation

**b<sub>3</sub>** : la distribution des masses et des rigidités :Les masses restent constants sur toute la hauteur du bâtiment, en revanche les rigidités ne sont pas ( $\Delta R > 25\%$ ) ⇒ condition vérifiée

Condition complémentaire :

Notre bâtiment est implanté en zone (IIa), à usage d'habitation et commercial avec une hauteur :

 $H_t = 21.42\text{m} < 43\text{m}$ . Donc il est du groupe d'usage (G 2), pour l'application de la M S E :Il faut que  $H_t < 23\text{m} \Rightarrow 21.42\text{m} < 23\text{m} \Rightarrow$  condition vérifiée

Donc la méthode statique équivalente est applicable

**Conclusion :**

Le bâtiment est classé régulier en plan et régulier en élévation ⇔ Le bâtiment est classé régulier

**VI-4. Calcul de la force sismique totale (RPA 99, art 4-2-3)**

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure est calculée dans les deux sens selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_T$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

D : facteur d'amplification dynamique de la structure

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement de la structure

 $W_T$  : le poids total de la structure

VI-4-1-coefficient d'accélération de zone « A » :

Le coefficient « A » est donnée par le tableau (4-1, RPA 99) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Groupe d'usage « G2 »

Zone (IIa) ⇒  $A = 0.15$ **VI-4-2- coefficient de comportement globale de la structure « R »**Le coefficient « R » est donnée par le tableau (4-3, RPA 99) en fonction du système de contreventement (contreventé par des voiles) ⇒  $R = 4$ 

VI-4-3-facteur d'amplification dynamique de la structure « D »

Il dépend de :

\*la catégorie du site

\*le facteur de correction d'amortissement «  $\eta$  »

\*la période fondamentale de la structure « T »

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{pour } 0 \leq T \leq T_2s \\ 2.5\eta \cdot \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{pour } T_2 \leq T \leq 3.00s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{pour } T \geq 3.00s \end{cases}$$

$T_2$  : période caractéristique du site, donnée par le tableau (4-7 RPA 99)

La nature du sol : ferme (site 2)

$$T_2 = 0.04$$

- Calcul de la période du bâtiment

$$T = C_T \times (hn)^{3/4}$$

On un contreventement par voile  $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$T = 0.05 \times (24.48)^{3/4} = 0.55 \text{ s}$$

$$T = 0.55s > T_2 = 0.40s$$

$$T < 3.00s \quad D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{8}{2+\xi}} \geq 0.7, \text{ avec}$$

$\xi$  : (%) coefficient d'amortissement critique en fonction du matériau.

$$\xi = 10\%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{8}{2+10}} = 0.81$$

$$D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} = 2.5(0.81)(0.4/0.55)^{2/3} = 1.64 < 2.5$$

**VI-4-4 : Facteur de qualité « Q » :**

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

$P_q$  = pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4-4 RPA 99)

**a) Le calcul dans le sens transversal «  $Q_y$  » :**

**a-1) Condition minimal de files porteuse :**

Chaque file de portique doit avoir dans tous les niveaux ou moins 3 travées, dont le rapport des portées ne dépasse pas 1.5

$\rightarrow$  le critère n'est pas observé  $P_1 = 0.00$

**a-2) Redondance en plan**

Chaque étage doit avoir au moins 4 files porteuses

$$\text{Avec : } \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.5$$

On à 6 files porteuses  $> 4$

-Rapport des espacements :

$$\frac{3.60}{2.60} = 1.38 < 1.5$$

→ le critère est observé  $P_2 = 0.00$

$$\frac{2.60}{3.60} = 0.72 < 1.5$$

**a-3) Régularité en plan :**

Le bâtiment est classé régulier en plan (déjà vérifié dans les conditions d'application de la méthode statique équivalente)

→ le critère est observé  $P_3 = 0.00$

**a-4) La régularité en élévation :**

Le bâtiment est classé régulier en élévation (déjà vérifié)

→ le critère est observé  $P_4 = 0.00$

**a-5) Condition de contrôle des matériaux :**

Des essais sont réalisés sur les matériaux mises en œuvre par l'entreprise.

→ le critère est observé  $P_5 = 0.00$

**a-6) Condition de suivi et contrôle des travaux :**

Le contrôle de l'exécution des travaux est assuré par le CTC

→ le critère est observé  $P_6 = 0.00$

→  $Q_y = 1 + (0.00 + 0.00 + 0.00 + 0.00 + 0.00 + 0.00) = 1.00$

**b) Calcul dans le sens longitudinal (OX) :**

**b-1) Condition minimale des files porteuses :**

Chaque file de portique doit avoir dans tous les niveaux au moins trois travées, dont le rapport des portées ne dépasse pas 1.5

→ le critère est observé  $P_1 = 0.00$

**b-2) La surabondance en plan :**

Chaque étage doit avoir au moins 4 files porteuses avec :

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.5$$

Dans notre cas on a 4 files porteuses

$$\frac{3.90}{3.90} = 1.00 < 1.5$$

$$\frac{3.9}{3.90} = 1.00 < 1.5$$

$$\frac{3.90}{3.90} = 1.00 < 1.5$$

→ le critère est observé  $P_2 = 0.00$

**b-3) Régularité en plan :**

Le bâtiment est classé régulier en plan (on la déjà vérifié dans les conditions d'applications de la méthode statique équivalente)

→ le critère est vérifiée  $P_3 = 0.00$

**b-4) Régularité en élévation :**

Le bâtiment est classé régulier en élévation (déjà vérifié)

→ le critère est observé  $P_4 = 0.00$

**b-5) Condition de contrôle des matériaux :**

Des essais sont réalisés sur les matériaux mis en œuvre par l'entreprise

→ le critère est observé  $P_5 = 0.00$

**b-6) Condition du suivi et contrôle des travaux :**

Le contrôle de l'exécution des travaux est assuré par le CTC

→ le critère est observé  $P_6 = 0.00$

$$Q_X = 1 + (0.00 + 0.00 + 0.00 + 0.00 + 0.00 + 0.00) = 1.00$$

Donc :

**Q = 1.00** (dans les deux sens).

VI-4 -5- Calcul du poids de la structure «  $W_T$  » :

$$W_i = \sum_{i=1}^n W_i$$

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qis}$$

$W_{Gi}$  ; poids des charges permanentes et à celles des équipements fixés de la structure.

B : coefficient de pondération, en fonction de la nature de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 RPA 99)

$W_{Qi}$  : charges d'exploitation

Dans notre cas (bâtiment à usage d'habitation et commerciale  $\beta = 0.2$ )

**a) Calcul du poids des éléments :**

➤ **Charges permanentes :**

- Niveau terrasse :
- Poids de l'acrotère .....116.3625Kn
- Poids du plancher .....1472.23KN
- Poids des poutres principales .....119.8125 KN
- Poids des poutres secondaires .....116.25 KN
- Poids des voiles (transversal).....131,1552KN
- Poids des voiles (longitudinal).....172,72KN
- Poids des murs extérieurs .....152.848KN

➤ Niveau étages courants et RDC :

- Poids du plancher .....1395.418KN
- poids des poutres principales .....119.8125Kn
- Poids des poutres secondaires .....116.25KN
- Poids des poteaux .....86.94KN
- Poids des voiles (transversal).....131,1552KN
- Poids des voiles (longitudinal).....172,72KN
- Poids des murs extérieurs ..... 152.84KN
- poids des escaliers (étages) .....60.705KN

-les charges et surcharges de chaque niveau sont résumées dans le tableau ci-dessous :  
Tableau VI-1 :

NIVEAUX	WG (KN)	WQ (KN)	WG+0,2WQ
VIII	2281,37	366,71	2354,712
VII	2235,84	474,21	2330,682
VI	2235,84	474,21	2330,682
V	2235,84	474,21	2330,682
IV	2235,84	474,21	2330,682
III	2235,84	474,21	2330,682
II	2235,84	474,21	2330,682
I	2235,84	497,62	2335,36
			18674,168

$$W_t = \sum_{i=1}^8 W_i = 18674,168KN$$

- connaissant les différents paramètres : A, D, Q, R et le poids total de la structure, nous allons calculer l'effort sismique à la base du bâtiment dans les deux sens (avec :  $Q_x = Q_y \rightarrow V_x = V_y$ )

**VI-4-6 Calcul de « V » :**

$$v = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W_T$$

$$V = \frac{0,15 \times 1,64 \times 1,00}{4} \times 18674,168 = 1148,461 \text{KN}$$

VI-6- La distribution de la force sismique sur les différents niveaux :

La force latérale « V » à la base du bâtiment est distribuée sur les différents niveaux selon la formule suivant

$$V = F_T + \sum_{i=1}^{n=8} F_i$$

$F_T = 0.07 \times T \times V$  avec : T : période du bâtiment, si  $T > 0.70s$

$F_T = 0$ , si  $T \leq 0.7.s$

On à  $T = 0.55 < 0.7 .s \Rightarrow F_T = 0$

$$F_k = \frac{V \times W_k \times h_k}{\sum_{i=1}^8 W_i \times h_i}$$

$W_k$  = poids du niveau considéré

$W_i$  = poids d'un niveau quelconque

$H_k$  = la hauteur de niveau mesurée de la base

a) La répartition de la force sismique dans chaque niveau est donnée dans le tableau suivant :

Tableau VI-2 :

NIVEAUX	hi(m)	Wi(KN)	$\sum W_i \cdot h_i$ (KN.m)	Fi(KN)
VIII	24,48	2354,712	57643,34	257,24
VII	21,42	2330,682	49923,20	222,78
VI	18,36	2330,682	42791,32	190,96
V	15,30	2330,682	35659,43	159,13
IV	12,24	2330,682	28527,54	127,30
III	9,18	2330,682	21395,66	95,48
II	6,12	2330,682	14263,77	63,65
I	3,06	2335,36	7146,20	31,89
			257350,46	1148,43

**b) La vérification :**

Il faut que :  $\sum_{i=1}^8 F_{i=V}$

$$V = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6 + F_7 + F_8 = 1148,461kN = V$$

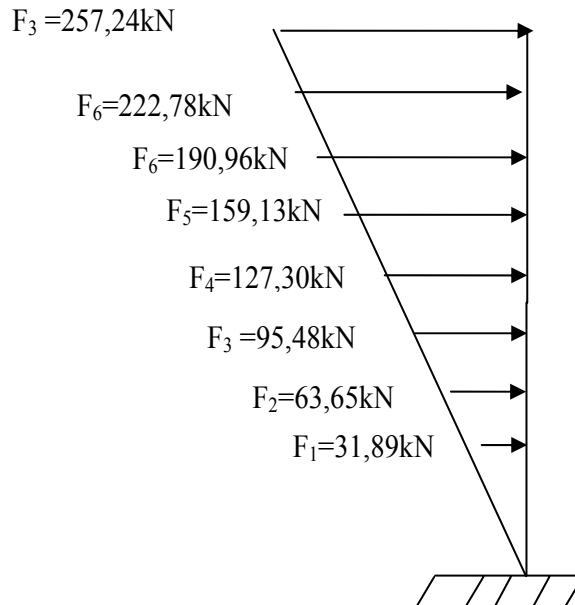


Diagramme de répartition de la force sismique revenant à chaque niveau dans les deux sens

**VI-7- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

**a) L'effort tranchant revenant a chaque étage :**

L'effort tranchant d'étage sera évalué en accumulant les forces à chaque niveau on aura.

$$T_k = \sum_{i=k}^n F_i M_k = T_{k+1} + h_e \times M_{k+1}$$

Avec :

$T_k$ : Effort tranchant de niveau de l'étage K.

$h_e$ : Hauteur d'étage.

**b) Moments fléchissant revenant à chaque étage :**

$$M_K = T_{K+1} \times h_e + M_{K+1}$$

Les différentes sollicitations sont données par le tableau suivant :

Tableau VI-3 :

niveau	$h_i$ (m)	$F_i$ (KN)	$T_k$ (KN)	$M_k$ (KN.m)
VIII	3,060	257,24	257,240	0,000
VII	3,060	222,78	480,020	787,154
VI	3,060	190,96	670,980	2256,016
V	3,060	159,13	830,110	4309,214
IV	3,060	127,3	957,410	6849,351
III	3,060	95,48	1052,890	9779,026
II	3,060	63,65	1116,540	13000,869
I	3,060	31,89	1148,430	16417,481
				53399,111

Diagramme des efforts tranchant par niveau :

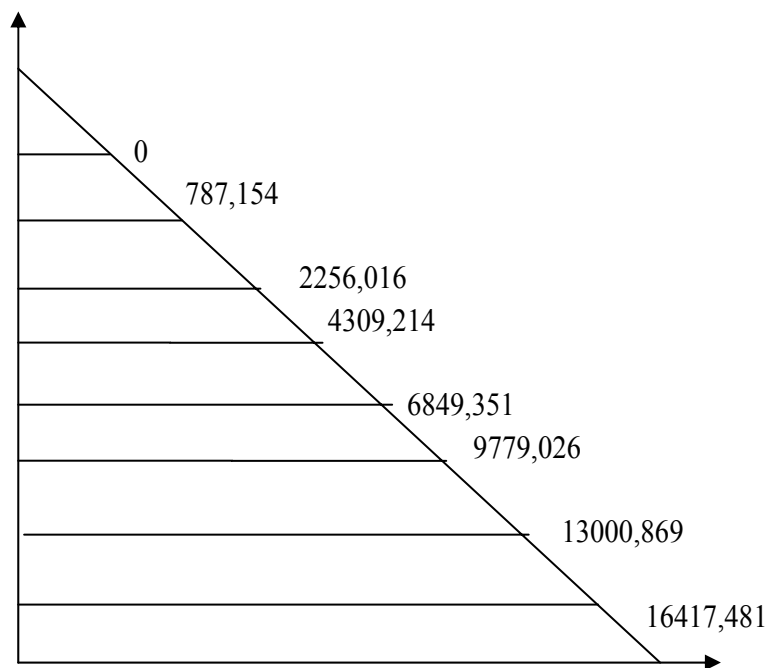
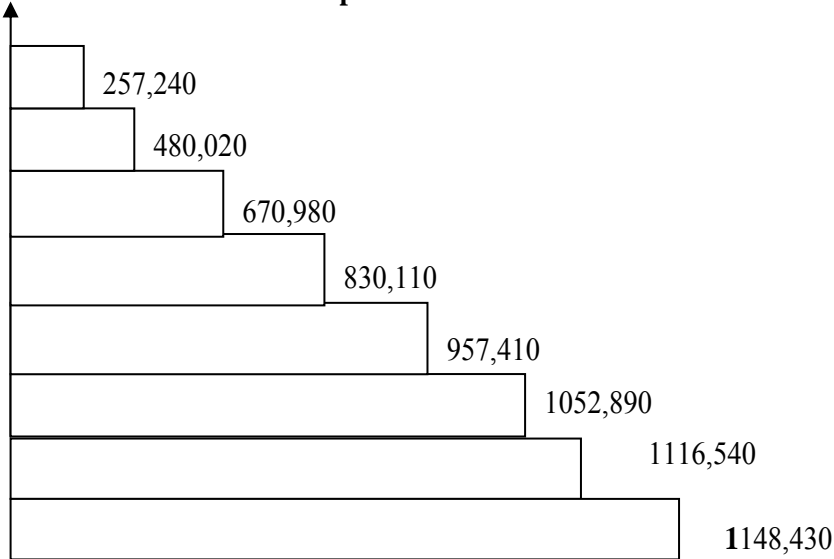


Diagramme des moments fléchissant par niveau

**VI-8- Pourcentage des forces sismiques repris par les voiles et les portiques :**

Sens longitudinal

niv	F <sub>i</sub> (KN)	% portique	F <sub>kport</sub>	% voiles	F <sub>kvoile</sub>
VIII	257,24	14,71%	0,37840004	85,28%	219,374272
VII	222,78		0,32770938		189,986784
VI	190,96		0,28090216		162,850688
V	159,13		0,23408023		135,706064
IV	127,3		0,1872583		108,56144
III	95,48		0,14045108		81,425344
II	63,65		0,09362915		54,28072
I	31,89		0,04691019		27,195792

Sens transversal

niv	F <sub>i</sub> (KN)	% portique	F <sub>kport</sub>	% voiles	F <sub>kvoile</sub>
VIII	257,24	21,30%	0,5479212	78,96%	203,116704
VII	222,78		0,4745214		175,907088
VI	190,96		0,4067448		150,782016
V	159,13		0,3389469		125,649048
IV	127,3		0,271149		100,51608
III	95,48		0,2033724		75,391008
II	63,65		0,1355745		50,25804
I	31,89		0,0679257		25,180344

**VI-9- Calcul des déplacements relatifs :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau « i » de la structure est égale à :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

$$\delta_{ek} = \frac{F_{ij}}{R_{ij}}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement du à la force sismique F<sub>i</sub>

$\delta_k$  : Déplacement relatif à chaque niveau.

R : Coefficient de comportement (R=4).

-Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Le RPA limite les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k = 1\%h_e$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

:

Sens longitudinal							
Niv	Fjx (KN)	Rjx (KN/cm)	$\delta_{ek} \times 10^{-2}$ (cm)	$\delta_k \times 10^{-2}$ (cm)	$\Delta_k \times 10^{-2}$ (cm)	1%he(cm)	observation
VIII	257,24	62791399,76	0,3548	2,048	0,274	3,060	Vérifié
VII	222,78	62791399,76	0,3041	1,774	0,253	3,060	Vérifié
VI	190,96	62791399,76	0,2534	1,521	0,253	3,060	Vérifié
V	159,13	62791399,76	0,2027	1,267	0,253	3,060	Vérifié
IV	127,3	62791399,76	0,1521	1,014	0,253	3,060	Vérifié
III	95,48	62791399,76	0,1014	0,760	0,253	3,060	Vérifié
II	63,65	62791399,76	0,0126	0,124	0,245	3,060	Vérifié
I	31,89	253715794,4	0,3548	0,063	0,063	3,060	Vérifié

:

Sens transversal							
Niv	Fjy (KN)	Rjy (KN/cm)	$\delta_{ek} \times 10^{-2}$ (cm)	$\delta_k \times 10^{-2}$ (cm)	$\Delta_k \times 10^{-2}$ (cm)	1%he(cm)	observation
VIII	257,24	107738734,5	0,2388	1,194	0,160	3,060	Vérifié
VII	222,78	107738734,5	0,2068	1,034	0,148	3,060	Vérifié
VI	190,96	107738734,5	0,1772	0,886	0,148	3,060	Vérifié
V	159,13	107738734,5	0,1477	0,738	0,148	3,060	Vérifié
IV	127,3	107738734,5	0,1182	0,591	0,148	3,060	Vérifié
III	95,48	107738734,5	0,0886	0,443	0,148	3,060	Vérifié
II	63,65	107738734,5	0,0591	0,156	0,249	3,060	Vérifié
I	31,89	325761125,41	0,0098	0,049	0,049	3,060	Vérifié

Conclusion :

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage.

**VII- Etude des voiles sous charges horizontales**

**Introduction :**

Pour distribuer les forces horizontales dans les refends, nous utiliserons la méthode du centre de torsion, exposée dans l'ouvrage de **Marius Diver** « calcul pratique des tours en béton armé ».

**Principe de la méthode :**

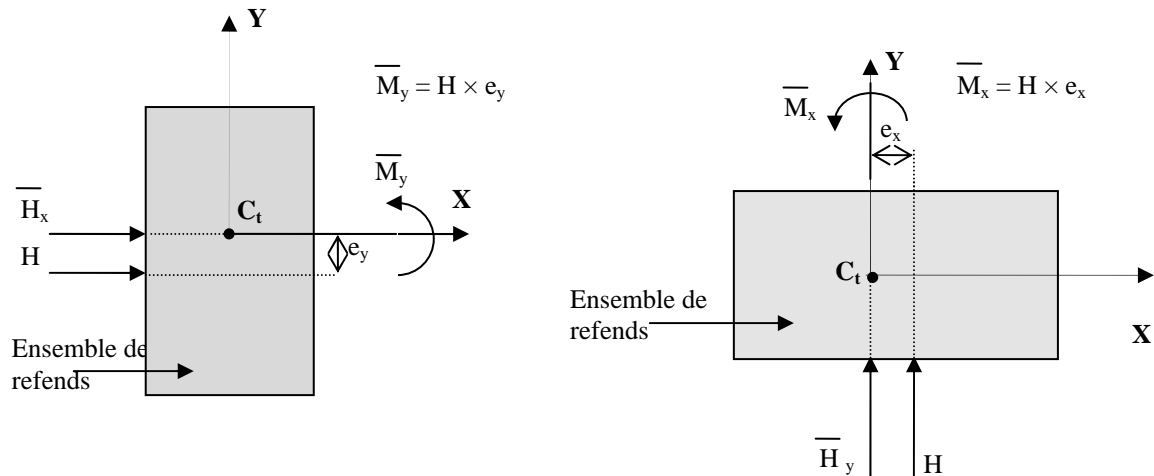
Le centre de torsion d'un groupe de refends est le point caractérisé par les propriétés suivantes :

- Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation des refends .la direction de cette translation est parallèle à celle de la force.
- Un moment dont l'axe (vertical) passe par le centre de torsion engendre uniquement une rotation des refends. le sens de la rotation est le même que celui du moment.

La position du centre de torsion étant déterminée, on trace le repère d'axes X-X et Y-Y ayant pour origine le centre de torsion.

-La force horizontale **H** due au séisme sera réduite par rapport au centre de torsion en :

- Deux composantes  $H_x$  et  $H_y$  (dirigées selon X-X et Y-Y )
- Un moment  $M = H \times e$        $e$  : excentrement de la force H par rapport au CDT.



**Figure VII-1**

- $H_x$  et  $H_y$  sont des forces qui passent par le centre de torsion ,elles produisent donc une translation d'ensemble des refends respectivement dans le sens X-X et Y-Y. Cette translation développe dans chaque refend des forces proportionnelles aux rigidités :

$$\boxed{H'_x = \frac{\overline{H_x} I_x}{\sum I_x} = \frac{F_{K_{vx}} I_x}{\sum I_x}} \quad \text{et} \quad \boxed{H'_y = \frac{\overline{H_y} I_y}{\sum I_y} = \frac{F_{K_{vy}} I_y}{\sum I_y}}$$

- $\overline{M}$  est un moment d'axe vertical qui passe par le centre de torsion ,il produit donc une rotation d'ensemble des refends qui engendre dans chaque refend des forces proportionnelles aux rigidités de chacun d'eux et aux déplacements de leurs axes d'inertie principaux :

$$\boxed{H''_x = \frac{\overline{M}_y I_y d_2}{J_\theta}} \quad \text{et} \quad \boxed{H''_y = \frac{\overline{M}_x I_x d_1}{J_\theta}}$$

Avec :

$$\boxed{\overline{M}_x = H \times e_x = F_{K_{vy}} \times e_x} \quad \text{et} \quad \boxed{\overline{M}_y = H \times e_y = F_{K_{vx}} \times e_y}$$

L'inertie polaire :  $J_\theta = \sum I_x d_1^2 + \sum I_y d_2^2$

**d<sub>1</sub>** et **d<sub>2</sub>** : distances du centre de gravité des voiles par rapport aux axes X-X et Y-Y du centre de torsion comme le montre la figure ci-dessous :

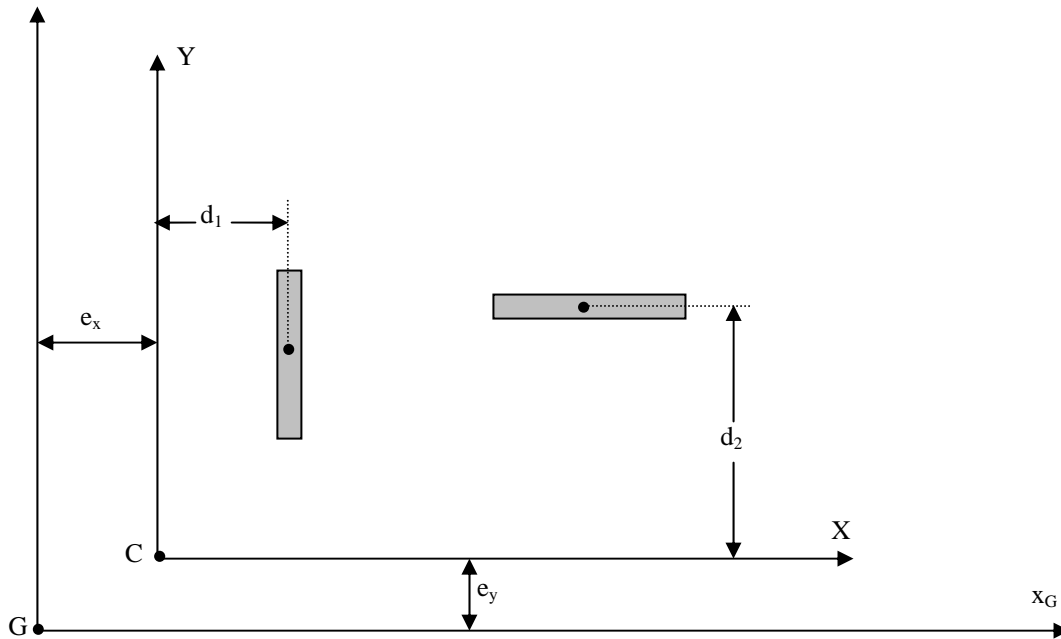


Figure VII-2

➤ Les forces finales distribuées dans les refends sont en définitive :

$$\boxed{H_x = H'_x + H''_x} \quad \text{et} \quad \boxed{H_y = H'_y + H''_y}$$

**Remarque :**

Les équations des forces  $H'_x, H'_y, H''_x$  et  $H''_y$  sont données par le calcul simplifié qui s'applique dans les cas où les axes d'inertie principaux 1-1 et 2-2 de la plus part des voiles sont parallèles. De plus, tous les refends doivent avoir le même module d'élasticité, la même hauteur et présentent les mêmes conditions aux appuis.

**CALCUL DES MOMENTS ET DES EFFORTS TRANCHANTS DANS LES VOILES :**

Le calcul s'effectue en assimilant les voiles à des consoles rigidement encastées à leurs bases et soumises à l'action des sollicitations horizontales, d'où :

$$\boxed{T_{jK} = T_{j(K+1)} + H_{jK}} \quad \text{et} \quad \boxed{M_{jK} = M_{j(K+1)} + T_{j(K+1)} \times h}$$

**Distribution des efforts sismique dans les refends transversaux**

Niveau	Voiles	h	Fky	Iix	somlix	d2	H'y	ey	My	J0	H''x	Hx	TK	M
<b>8</b>	VT1	3,060	257,24	0,052		0,1	64,310	0,865	222,513	7817,84	0,000	64,310	64,310	0,000
	VT2	3,060	257,24	0,052	0,208	0,1	64,310	0,865	222,513	7817,84	0,000	64,310	64,310	0,000
	VT3	3,060	257,24	0,052		11,9	64,310	0,865	222,513	7817,84	0,018	64,328	64,328	0,000
	VT4	3,060	257,24	0,052		11,9	64,310	0,865	222,513	7817,84	0,018	64,328	64,328	0,000
<b>7</b>	VT1	3,060	222,78	0,052		0,1	55,695	0,865	192,705	7817,84	0,000	55,695	120,005	196,789
	VT2	3,060	222,78	0,052	0,208	0,1	55,695	0,865	192,705	7817,84	0,000	55,695	120,005	196,789
	VT3	3,060	222,78	0,052		11,9	55,695	0,865	192,705	7817,84	0,015	55,710	120,038	196,842
	VT4	3,060	222,78	0,052		11,9	55,695	0,865	192,705	7817,84	0,015	55,710	120,038	196,842
<b>6</b>	VT1	3,060	190,96	0,052		0,1	47,740	0,865	165,180	7817,84	0,000	47,740	167,745	564,005
	VT2	3,060	190,96	0,052	0,208	0,1	47,740	0,865	165,180	7817,84	0,000	47,740	167,745	564,005
	VT3	3,060	190,96	0,052		11,9	47,740	0,865	165,180	7817,84	0,013	47,753	167,791	564,158
	VT4	3,060	190,96	0,052		11,9	47,740	0,865	165,180	7817,84	0,013	47,753	167,791	564,158
<b>5</b>	VT1	3,060	159,13	0,052		0,1	39,783	0,865	137,647	7817,84	0,000	39,783	207,528	1077,306
	VT2	3,060	159,13	0,052	0,208	0,1	39,783	0,865	137,647	7817,84	0,000	39,783	207,528	1077,306
	VT3	3,060	159,13	0,052		11,9	39,783	0,865	137,647	7817,84	0,011	39,793	207,584	1077,599
	VT4	3,060	159,13	0,052		11,9	39,783	0,865	137,647	7817,84	0,011	39,793	207,584	1077,599

**Distribution des efforts sismique dans les refends transversaux**

<b>4</b>	<b>VT1</b>	<b>3,060</b>	<b>127,3</b>	<b>0,052</b>	<b>0,208</b>	<b>0,1</b>	<b>31,825</b>	<b>0,865</b>	<b>110,115</b>	<b>7817,84</b>	<b>0,000</b>	<b>31,825</b>	<b>239,353</b>	<b>1712,342</b>
	VT2	3,060	127,3	0,052		0,1	31,825	0,865	110,115	7817,84	0,000	31,825	239,353	1712,342
	VT3	3,060	127,3	0,052		11,9	31,825	0,865	110,115	7817,84	0,009	31,834	239,418	1712,807
	VT4	3,060	127,3	0,052		11,9	31,825	0,865	110,115	7817,84	0,009	31,834	239,418	1712,807
<b>3</b>	<b>VT1</b>	<b>3,060</b>	<b>95,48</b>	<b>0,052</b>	<b>0,208</b>	<b>0,1</b>	<b>23,870</b>	<b>0,865</b>	<b>82,590</b>	<b>7817,84</b>	<b>0,000</b>	<b>23,870</b>	<b>263,223</b>	<b>2444,762</b>
	VT2	3,060	95,48	0,052		0,1	23,870	0,865	82,590	7817,84	0,000	23,870	263,223	2444,762
	VT3	3,060	95,48	0,052		11,9	23,870	0,865	82,590	7817,84	0,007	23,877	263,295	2445,426
	VT4	3,060	95,48	0,052		11,9	23,870	0,865	82,590	7817,84	0,007	23,877	263,295	2445,426
<b>2</b>	<b>VT1</b>	<b>3,060</b>	<b>63,65</b>	<b>0,052</b>	<b>0,208</b>	<b>0,1</b>	<b>15,913</b>	<b>0,865</b>	<b>55,057</b>	<b>7817,84</b>	<b>0,000</b>	<b>15,913</b>	<b>279,136</b>	<b>3250,225</b>
	VT2	3,060	63,65	0,052		0,1	15,913	0,865	55,057	7817,84	0,000	15,913	279,136	3250,225
	VT3	3,060	63,65	0,052		11,9	15,913	0,865	55,057	7817,84	0,004	15,917	279,211	3251,107
	VT4	3,060	63,65	0,052		11,9	15,913	0,865	55,057	7817,84	0,004	15,917	279,211	3251,107
<b>1</b>	<b>VT1</b>	<b>3,060</b>	<b>31,89</b>	<b>0,052</b>	<b>0,208</b>	<b>0,1</b>	<b>7,973</b>	<b>0,865</b>	<b>27,585</b>	<b>7817,84</b>	<b>0,000</b>	<b>7,973</b>	<b>287,108</b>	<b>4104,380</b>
	VT2	3,060	31,89	0,052		0,1	7,973	0,865	27,585	7817,84	0,000	7,973	287,108	4104,380
	VT3	3,060	31,89	0,052		11,9	7,973	0,865	27,585	7817,84	0,002	7,975	287,186	4105,494
	VT4	3,060	31,89	0,052		11,9	7,973	0,865	27,585	7817,84	0,002	7,975	287,186	4105,494

**Distribution des efforts sismique dans les refends longitudinaux**

niveaux	voiles	h	Fkx	Iy	somliy	d1	H'x	ex	My	J0	H'x	Hx	Tk	M
	VL1	3,060	257,24	0,745		0,1	64,310	0,865	222,513	223,378	0,074	64,384	64,384	0,000
<b>8</b>	VL2	3,060	257,24	0,745	2,980	0,1	64,310	0,865	222,513	223,378	0,074	64,384	64,384	0,000
	VL3	3,060	257,24	0,745		17,175	64,310	0,865	222,513	223,378	12,746	77,056	77,056	0,000
	VL4	3,060	257,24	0,745		17,175	64,310	0,865	222,513	223,378	12,746	77,056	77,056	0,000
	VL1	3,060	222,78	0,745		0,1	55,695	0,865	192,705	193,570	0,074	55,769	120,153	197,016
<b>7</b>	VL2	3,060	222,78	0,745	2,980	0,1	55,695	0,865	192,705	193,570	0,074	55,769	120,153	197,016
	VL3	3,060	222,78	0,745		17,175	55,695	0,865	192,705	193,570	12,738	68,433	145,489	235,791
	VL4	3,060	222,78	0,745		17,175	55,695	0,865	192,705	193,570	12,738	68,433	145,489	235,791
	VL1	3,060	190,96	0,745		0,1	47,740	0,865	165,180	166,045	0,074	47,814	167,967	564,685
<b>6</b>	VL2	3,060	190,96	0,745	2,980	0,1	47,740	0,865	165,180	166,045	0,074	47,814	167,967	564,685
	VL3	3,060	190,96	0,745		17,175	47,740	0,865	165,180	166,045	12,729	60,469	205,958	680,987
	VL4	3,060	190,96	0,745		17,175	47,740	0,865	165,180	166,045	12,729	60,469	205,958	680,987
	VL1	3,060	159,13	0,745		0,1	39,783	0,865	137,647	138,512	0,074	39,857	207,824	1078,666
<b>5</b>	VL2	3,060	159,13	0,745	2,980	0,1	39,783	0,865	137,647	138,512	0,074	39,857	207,824	1078,666
	VL3	3,060	159,13	0,745		17,175	39,783	0,865	137,647	138,512	12,715	52,498	258,456	1311,218
	VL4	3,060	159,13	0,745		17,175	39,783	0,865	137,647	138,512	12,715	52,498	258,456	1311,218
	VL1	3,060	127,3	0,745		0,1	31,825	0,865	110,115	110,980	0,074	31,899	239,723	1714,607
<b>4</b>	VL2	3,060	127,3	0,745	2,980	0,1	31,825	0,865	110,115	110,980	0,074	31,899	239,723	1714,607
	VL3	3,060	127,3	0,745		17,175	31,825	0,865	110,115	110,980	12,696	44,521	302,976	2102,092
	VL4	3,060	127,3	0,745		17,175	31,825	0,865	110,115	110,980	12,696	44,521	302,976	2102,092

**Distribution des efforts sismique dans les refends longitudinaux**

	<b>VL1</b>	<b>3,060</b>	<b>95,48</b>	<b>0,745</b>		<b>0,1</b>	<b>23,870</b>	<b>0,865</b>	<b>82,590</b>	<b>83,455</b>	<b>0,074</b>	<b>23,944</b>	<b>263,667</b>	<b>2448,159</b>
<b>3</b>	VL2	3,060	95,48	0,745	2,980	0,1	23,870	0,865	82,590	83,455	0,074	23,944	263,667	2448,159
	VL3	3,060	95,48	0,745		17,175	23,870	0,865	82,590	83,455	12,663	36,533	339,509	3029,200
	VL4	3,060	95,48	0,745		17,175	23,870	0,865	82,590	83,455	12,663	36,533	339,509	3029,200
	VL1	3,060	63,65	0,745		0,1	15,913	0,865	55,057	55,922	0,073	15,986	279,653	3254,979
<b>2</b>	VL2	3,060	63,65	0,745	2,980	0,1	15,913	0,865	55,057	55,922	0,073	15,986	279,653	3254,979
	VL3	3,060	63,65	0,745		17,175	15,913	0,865	55,057	55,922	12,597	28,510	368,019	4068,098
	VL4	3,060	63,65	0,745		17,175	15,913	0,865	55,057	55,922	12,597	28,510	368,019	4068,098
	VL1	3,060	31,89	0,745		0,1	7,973	0,865	27,585	28,450	0,072	8,045	287,697	4110,716
<b>1</b>	VL2	3,060	31,89	0,745	2,980	0,1	237,581	0,865	27,585	28,450	0,072	237,653	517,305	4110,716
	VL3	3,060	31,89	0,745		17,175	7,973	0,865	27,585	28,450	12,406	20,379	388,398	5194,236
	VL4	3,060	31,89	0,745		17,175	7,973	0,865	27,585	28,450	12,406	20,379	388,398	5194,236

**VIII-1 Introduction :**

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul des armatures et pour les vérifications imposées par le BAEL 91 et le RPA99 sont combinées de façon à prévoir les efforts les plus défavorables contre lesquels la structure sera amenée à résister.

**Combinaisons du BAEL :**

E.L.U :  $1.35G + 1.5Q$

E.L.S :  $G + Q$

**Combinaisons du RPA99 :**

$G + Q + E$  pour les poutres

$0.8G + E$  pour les poteaux et les poutres

$G + Q + 1.2 E$  pour les poteaux

Où :

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation

E : effet du séisme

Dans notre cas, du faite que la totalité des charges horizontales (séisme) sera reprise par les voiles, les portiques seront calculés uniquement sous chargement vertical ; les combinaisons à prendre sont comme suit :

Elément	E.L.U	E.L.S	RPA 99			
			G + Q		0.8G + Q	
Voiles pleins	$1.35G+1.5Q$	$G + Q$	$G + Q$		$0.8G + Q$	
Voiles avec ouvertures	$1.35G+1.5Q$	$G + Q$	$G+Q+E$	$G+Q-E$	$0.8G+E$	$0.8G-E$
Poteaux	$1.35G+1.5Q$	$G + Q$	/			
poutres	$1.35G+1.5Q$	$G + Q$	/			

**Remarque :**

*Les résultats du calcul sont donnés dans les tableaux ci-après :*

VIII-2 Superpositions des sollicitations dans les portiques :

Portique B-B : Moments et efforts tranchants combinés dans les poutres :

Niveau	Nœuds	1,35G+1,5Q					G+Q				
		KNm			KN	KN	KNm			KN	KN
		Mw	Me	Mt	Tw	Te	Mw	Me	Mt	Tw	Te
8	console 1	0,00	2,32	15,38	10,89	-14,75	0,00	1,69	11,24	7,96	-10,78
	1_2	5,73	7,23	5,52	14,07	-14,98	4,20	5,29	4,04	10,31	-10,98
	2_3	7,23	6,44	5,16	14,77	-14,29	5,29	4,72	3,78	10,82	-10,47
	3_4	4,64	4,64	1,18	10,13	-10,13	3,40	3,40	0,86	7,42	-7,42
	4_5	6,44	7,23	5,16	14,29	-14,77	4,72	5,29	3,78	10,47	-10,82
	5_6	7,23	5,73	5,52	14,98	-14,07	5,29	4,20	4,04	10,98	-10,31
	console 2	2,32	0,00	15,38	14,75	-10,89	1,69	0,00	11,24	10,78	-7,96
7	console 1	0,00	2,30	15,30	10,83	-14,67	0,00	1,67	11,10	7,86	-10,65
	1_2	6,27	7,20	5,23	14,22	-14,78	4,57	5,24	3,81	10,36	-10,76
	2_3	7,20	6,65	5,04	14,67	-14,33	5,24	4,84	3,67	10,68	-10,44
	3_4	4,28	4,28	1,53	10,11	-10,11	3,12	3,12	1,11	7,36	-7,36
	4_5	6,65	7,20	5,04	14,33	-14,67	4,84	5,24	3,67	10,44	-10,68
	5_6	7,20	6,27	5,23	14,78	-14,22	5,24	4,57	3,81	10,76	-10,36
	console 2	2,30	0,00	15,30	14,67	-10,83	1,67	0,00	11,10	10,65	-7,86
6	console 1	0,00	2,30	15,30	10,83	-14,67	0,00	1,67	11,10	7,86	-10,65
	1_2	6,31	7,20	5,21	14,23	-14,77	4,60	5,24	3,80	10,37	-10,75
	2_3	7,20	6,67	5,03	14,66	-14,34	5,24	4,86	3,66	10,68	-10,44
	3_4	4,26	4,26	1,56	10,11	-10,11	3,10	3,10	1,13	7,36	-7,36
	4_5	6,67	7,20	5,03	14,34	-14,66	4,86	5,24	3,66	10,44	-10,68
	5_6	7,20	6,31	5,21	14,77	-14,23	5,24	4,60	3,80	10,75	-10,37
	console 2	2,30	0,00	15,30	14,67	-10,83	1,67	0,00	11,10	10,65	-7,86

**Portique B-B : Moments et efforts tranchants combinés dans les poutres :**

5	console 1	0,00	2,30	15,30	10,83	-14,67	0,00	1,67	11,10	7,86	-10,65
	1_2	6,31	7,20	5,21	14,23	-14,77	4,60	5,24	3,80	10,37	-10,75
	2_3	7,20	6,67	5,03	14,66	-14,34	5,24	4,86	3,66	10,68	-10,44
	3_4	4,26	4,26	1,56	10,11	-10,11	3,10	3,10	1,13	7,36	-7,36
	4_5	6,67	7,20	5,03	14,34	-14,66	4,86	5,24	3,66	10,44	-10,68
	5_6	7,20	6,31	5,21	14,77	-14,23	5,24	4,60	3,80	10,75	-10,37
	console 2	2,30	0,00	15,30	14,67	-10,83	1,67	0,00	11,10	10,65	-7,86
4	console 1	0,00	2,30	15,30	10,83	-14,67	0,00	1,67	11,10	7,86	-10,65
	1_2	6,31	7,20	5,21	14,23	-14,77	4,60	5,24	3,80	10,37	-10,75
	2_3	7,20	6,67	5,03	14,66	-14,34	5,24	4,86	3,66	10,68	-10,44
	3_4	4,26	4,26	1,56	10,11	-10,11	3,10	3,10	1,13	7,36	-7,36
	4_5	6,67	7,20	5,03	14,34	-14,66	4,86	5,24	3,66	10,44	-10,68
	5_6	7,20	6,31	5,21	14,77	-14,23	5,24	4,60	3,80	10,75	-10,37
	console 2	2,30	0,00	15,30	14,67	-10,83	1,67	0,00	11,10	10,65	-7,86
3	console 1	0,00	2,30	15,30	10,83	-14,67	0,00	1,67	11,10	7,86	-10,65
	1_2	6,31	7,20	5,21	14,23	-14,77	4,60	5,24	3,80	10,37	-10,75
	2_3	7,20	6,67	5,03	14,66	-14,34	5,24	4,86	3,66	10,68	-10,44
	3_4	4,26	4,26	1,56	10,11	-10,11	3,10	3,10	1,13	7,36	-7,36
	4_5	6,67	7,20	5,03	14,34	-14,66	4,86	5,24	3,66	10,44	-10,68
	5_6	7,20	6,31	5,21	14,77	-14,23	5,24	4,60	3,80	10,75	-10,37
	console 2	2,30	0,00	15,30	14,67	-10,83	1,67	0,00	11,10	10,65	-7,86

**Portique B-B : Moments et efforts tranchants combinés dans les poutres :**

2	console 1	0,00	2,30	15,30	10,83	-14,67	0,00	1,67	11,10	7,86	-10,65
	1_2	6,31	7,20	5,21	14,23	-14,77	4,60	5,24	3,80	10,37	-10,75
	2_3	7,20	6,67	5,03	14,66	-14,34	5,24	4,86	3,66	10,68	-10,44
	3_4	4,26	4,26	1,56	10,11	-10,11	3,10	3,10	1,13	7,36	-7,36
	4_5	6,67	7,20	5,03	14,34	-14,66	4,86	5,24	3,66	10,44	-10,68
	5_6	7,20	6,31	5,21	14,77	-14,23	5,24	4,60	3,80	10,75	-10,37
	console 2	2,30	0,00	15,30	14,67	-10,83	1,67	0,00	11,10	10,65	-7,86
1	console 1	0,00	3,42	22,68	16,05	-21,75	0,00	2,41	16,02	11,34	-15,36
	1_2	8,81	9,99	7,20	19,76	-20,48	6,26	7,11	5,12	14,05	-14,56
	2_3	9,99	9,26	6,97	20,34	-19,89	7,11	6,58	4,96	14,46	-14,15
	3_4	5,91	5,91	2,15	14,02	-14,02	4,20	4,20	1,53	9,97	-9,97
	4_5	9,26	9,99	6,97	19,89	-20,34	6,58	7,11	4,96	14,15	-14,46
	5_6	9,99	8,81	7,20	20,48	-19,76	7,11	6,26	5,12	14,56	-14,05
	console 2	3,42	0,00	22,68	21,75	-16,05	2,41	0,00	16,02	15,36	-11,34

COMBINAISON DES CHARGES

Portique 2-2 : Moments et efforts tranchants combinés dans les poutres :

Niveau	trvées	1,35G+1,5Q					G+Q				
		KNm			Kn		KNm			Kn	
		Mw	Me	Mt	Tw	Te	Mw	Me	Mt	Tw	Te
8	A_B	25,16	35,43	28,63	63,38	-69,16	18,37	25,86	20,90	46,27	-50,49
	B_C	35,43	35,43	23,39	66,27	-66,27	25,86	25,86	17,07	48,38	-48,38
	C_D	35,43	25,16	28,63	69,16	-63,38	25,86	18,37	20,90	50,49	-46,27
7	A_B	28,96	35,22	26,42	64,12	-67,65	20,98	25,52	19,15	46,46	-49,02
	B_C	35,22	35,22	23,25	65,88	-65,88	25,52	25,52	16,85	47,74	-47,74
	C_D	35,22	28,96	26,42	67,65	-64,12	25,52	20,98	19,15	49,02	-46,46
6	A_B	29,25	35,22	26,27	64,20	-67,57	21,20	25,52	19,04	46,52	-48,96
	B_C	35,22	35,22	23,25	65,88	-65,88	25,52	25,52	16,85	47,74	-47,74
	C_D	35,22	29,25	26,27	67,57	-64,20	25,52	21,20	19,04	48,96	-46,52
5	A_B	29,25	35,22	26,27	64,20	-67,57	21,20	25,52	19,04	46,52	-48,96
	B_C	35,22	35,22	23,25	65,88	-65,88	25,52	25,52	16,85	47,74	-47,74
	C_D	35,22	29,25	26,27	67,57	-64,20	25,52	21,20	19,04	48,96	-46,52
4	A_B	29,25	35,22	26,27	64,20	-67,57	21,20	25,52	19,04	46,52	-48,96
	B_C	35,22	35,22	23,25	65,88	-65,88	25,52	25,52	16,85	47,74	-47,74
	C_D	35,22	29,25	26,27	67,57	-64,20	25,52	21,20	19,04	48,96	-46,52

**Portique 2-2 : Moments et efforts tranchants combinés dans les poutres :**

3	A_B	29,25	35,22	26,27	64,20	-67,57	21,20	25,52	19,04	46,52	-48,96
	B_C	35,22	35,22	23,25	65,88	-65,88	25,52	25,52	16,85	47,74	-47,74
	C_D	35,22	29,25	26,27	67,57	-64,20	25,52	21,20	19,04	48,96	-46,52
2	A_B	29,25	35,22	26,27	64,20	-67,57	21,20	25,52	19,04	46,52	-48,96
	B_C	35,22	35,22	23,25	65,88	-65,88	25,52	25,52	16,85	47,74	-47,74
	C_D	35,22	29,25	26,27	67,57	-64,20	25,52	21,20	19,04	48,96	-46,52
1	A_B	44,15	53,16	39,65	96,90	-101,97	31,13	37,48	27,96	68,32	-71,89
	B_C	53,16	53,16	35,09	99,43	-99,43	37,48	37,48	24,74	70,10	-70,10
	C_D	53,16	44,15	39,65	101,97	-96,90	37,48	31,13	27,96	71,89	-68,32



**Portique B-B: Efforts normaux et moments combinés dans les poteaux :**

Niveau	poteaux	Sous G		Sous G	Sous Q		Sous Q
		Mn	Ms	Ncum	Mn	Ms	Ncum
8	1	0,00	2,28	18,70	0,00	0,22	2,39
	2	0,00	0,00	19,60	0,00	0,00	2,19
	3	0,00	-1,18	16,08	0,00	-0,13	1,80
	4	0,00	1,18	16,08	0,00	0,13	1,80
	5	0,00	0,00	19,60	0,00	0,00	2,19
	6	0,00	-2,28	18,70	0,00	-0,22	2,39
7	1	1,18	1,33	44,13	0,18	0,21	14,03
	2	0,00	0,00	45,80	0,00	0,00	13,50
	3	-0,69	-0,77	39,19	-0,12	-0,14	12,56
	4	0,69	0,77	39,19	0,12	0,14	12,56
	5	0,00	0,00	45,80	0,00	0,00	13,50
	6	-1,18	-1,33	44,13	-0,18	-0,21	14,03
6	1	1,27	1,27	69,56	0,20	0,20	25,67
	2	0,00	0,00	71,98	0,00	0,00	24,81
	3	-0,74	-0,74	62,29	-0,13	-0,13	23,32
	4	0,74	0,74	62,29	0,13	0,13	23,32
	5	0,00	0,00	71,98	0,00	0,00	24,81
	6	-1,27	-1,27	69,56	-0,20	-0,20	25,67
5	1	1,27	1,27	95,00	0,20	0,20	37,30
	2	0,00	0,00	98,17	0,00	0,00	36,12
	3	-0,74	-0,74	85,40	-0,13	-0,13	34,07
	4	0,74	0,74	85,40	0,13	0,13	34,07
	5	0,00	0,00	98,17	0,00	0,00	36,12
	6	-1,27	-1,27	95,00	-0,20	-0,20	37,30
4	1	1,27	1,27	120,44	0,20	0,20	48,94
	2	0,00	0,00	124,35	0,00	0,00	47,43
	3	-0,74	-0,74	108,51	-0,13	-0,13	44,83
	4	0,74	0,74	108,51	0,13	0,13	44,83
	5	0,00	0,00	124,35	0,00	0,00	47,43
	6	-1,27	-1,27	120,44	-0,20	-0,20	48,94
3	1	1,27	1,27	145,87	0,20	0,20	60,58
	2	0,00	0,00	150,54	0,00	0,00	58,74
	3	-0,74	-0,74	131,62	-0,13	-0,13	55,59
	4	0,74	0,74	131,62	0,13	0,13	55,59
	5	0,00	0,00	150,54	0,00	0,00	58,74

	<b>6</b>	-1,27	-1,27	145,87	-0,20	-0,20	60,58
<b>2</b>	<b>1</b>	1,27	1,27	171,31	0,20	0,20	72,22
	<b>2</b>	0,00	0,00	176,72	0,00	0,00	70,05
	<b>3</b>	-0,74	-0,74	154,73	-0,13	-0,13	66,35
	<b>4</b>	0,74	0,74	154,73	0,13	0,13	66,35
	<b>5</b>	0,00	0,00	176,72	0,00	0,00	70,05
	<b>6</b>	-1,27	-1,27	171,31	-0,20	-0,20	72,22
<b>1</b>	<b>1</b>	1,27	1,27	196,74	0,66	0,66	92,26
	<b>2</b>	0,00	0,00	202,91	0,00	0,00	88,96
	<b>3</b>	-0,74	-0,74	177,84	-0,45	-0,45	83,42
	<b>4</b>	0,74	0,74	177,84	0,45	0,45	83,42
	<b>5</b>	0,00	0,00	202,91	0,00	0,00	88,96
	<b>6</b>	-1,27	-1,27	196,74	-0,66	-0,66	92,26

Niveau	poteaux	1,35G+1,5Q			G+Q		
		KNm		KN	KNm		KN
		Mn	Ms	Ncum	Mn	Ms	Ncum
<b>8</b>	<b>1</b>	0,00	3,41	28,83	0,00	2,50	21,09
	<b>2</b>	0,00	0,00	29,75	0,00	0,00	21,79
	<b>3</b>	0,00	-1,80	24,41	0,00	-1,32	17,88
	<b>4</b>	0,00	1,80	24,41	0,00	1,32	17,88
	<b>5</b>	0,00	0,00	29,75	0,00	0,00	21,79
	<b>6</b>	0,00	-3,41	28,83	0,00	-2,50	21,09
<b>7</b>	<b>1</b>	1,87	2,10	80,61	1,36	1,53	58,16
	<b>2</b>	0,00	0,00	82,08	0,00	0,00	59,30
	<b>3</b>	-1,11	-1,25	71,74	-0,81	-0,91	51,74
	<b>4</b>	1,11	1,25	71,74	0,81	0,91	51,74
	<b>5</b>	0,00	0,00	82,08	0,00	0,00	59,30
	<b>6</b>	-1,87	-2,10	80,61	-1,36	-1,53	58,16
<b>6</b>	<b>1</b>	2,01	2,01	132,41	1,46	1,46	95,23
	<b>2</b>	0,00	0,00	134,40	0,00	0,00	96,80
	<b>3</b>	-1,21	-1,21	119,07	-0,88	-0,88	85,61
	<b>4</b>	1,21	1,21	119,07	0,88	0,88	85,61
	<b>5</b>	0,00	0,00	134,40	0,00	0,00	96,80
	<b>6</b>	-2,01	-2,01	132,41	-1,46	-1,46	95,23
<b>5</b>	<b>1</b>	2,01	2,01	184,21	1,46	1,46	132,30
	<b>2</b>	0,00	0,00	186,71	0,00	0,00	134,29
	<b>3</b>	-1,21	-1,21	166,40	-0,88	-0,88	119,48
	<b>4</b>	1,21	1,21	166,40	0,88	0,88	119,48
	<b>5</b>	0,00	0,00	186,71	0,00	0,00	134,29

	<b>6</b>	-2,01	-2,01	184,21	-1,46	-1,46	132,30
<b>4</b>	<b>1</b>	2,01	2,01	236,00	1,46	1,46	169,38
	<b>2</b>	0,00	0,00	239,03	0,00	0,00	171,79
	<b>3</b>	-1,21	-1,21	213,74	-0,88	-0,88	153,34
	<b>4</b>	1,21	1,21	213,74	0,88	0,88	153,34
	<b>5</b>	0,00	0,00	239,03	0,00	0,00	171,79
	<b>6</b>	-2,01	-2,01	236,00	-1,46	-1,46	169,38
<b>3</b>	<b>1</b>	2,01	2,01	287,80	1,46	1,46	206,45
	<b>2</b>	0,00	0,00	291,34	0,00	0,00	209,28
	<b>3</b>	-1,21	-1,21	261,07	-0,88	-0,88	187,21
	<b>4</b>	1,21	1,21	261,07	0,88	0,88	187,21
	<b>5</b>	0,00	0,00	291,34	0,00	0,00	209,28
	<b>6</b>	-2,01	-2,01	287,80	-1,46	-1,46	206,45
<b>2</b>	<b>1</b>	2,01	2,01	339,59	1,46	1,46	243,53
	<b>2</b>	0,00	0,00	343,66	0,00	0,00	246,78
	<b>3</b>	-1,21	-1,21	308,41	-0,88	-0,88	221,08
	<b>4</b>	1,21	1,21	308,41	0,88	0,88	221,08
	<b>5</b>	0,00	0,00	343,66	0,00	0,00	246,78
	<b>6</b>	-2,01	-2,01	339,59	-1,46	-1,46	243,53
<b>1</b>	<b>1</b>	2,70	2,70	403,99	1,92	1,92	289,00
	<b>2</b>	0,00	0,00	407,36	0,00	0,00	291,87
	<b>3</b>	-1,67	-1,67	365,21	-1,19	-1,19	261,26
	<b>4</b>	1,67	1,67	365,21	1,19	1,19	261,26
	<b>5</b>	0,00	0,00	407,36	0,00	0,00	291,87
	<b>6</b>	-2,70	-2,70	403,99	-1,92	-1,92	289,00

**Portique 2-2: Efforts normaux et moments combinés dans les poteaux :**

Niveau	poteaux	Sous G		Sous G	Sous Q		Sous Q
		Mn	Ms	Ncum	Mn	Ms	Ncum
8	A	0,00	15,94	40,16	0,00	2,43	6,11
	B	0,00	0,00	85,81	0,00	0,00	13,06
	C	0,00	0,00	85,81	0,00	0,00	13,06
	D	0,00	-15,94	40,16	0,00	-2,43	6,11
7	A	7,88	8,89	85,32	1,98	2,23	23,47
	B	0,00	0,00	171,17	0,00	0,00	40,52
	C	0,00	0,00	171,17	0,00	0,00	40,52
	D	-7,88	-8,89	85,32	-1,98	-2,23	23,47
6	A	8,47	8,47	130,54	2,13	2,13	40,84
	B	0,00	0,00	256,48	0,00	0,00	67,97
	C	0,00	0,00	256,48	0,00	0,00	67,97
	D	-8,47	-8,47	130,54	-2,13	-2,13	40,84
5	A	8,47	8,47	175,75	2,13	2,13	58,22
	B	0,00	0,00	341,80	0,00	0,00	95,41
	C	0,00	0,00	341,80	0,00	0,00	95,41
	D	-8,47	-8,47	175,75	-2,13	-2,13	58,22
4	A	8,47	8,47	220,96	2,13	2,13	75,59
	B	0,00	0,00	427,11	0,00	0,00	122,86
	C	0,00	0,00	427,11	0,00	0,00	122,86
	D	-8,47	-8,47	220,96	-2,13	-2,13	75,59
3	A	8,47	8,47	266,17	2,13	2,13	92,96
	B	0,00	0,00	512,42	0,00	0,00	150,30
	C	0,00	0,00	512,42	0,00	0,00	150,30
	D	-8,47	-8,47	266,17	-2,13	-2,13	92,96
2	A	8,47	8,47	311,39	2,13	2,13	110,33
	B	0,00	0,00	597,73	0,00	0,00	177,75
	C	0,00	0,00	597,73	0,00	0,00	177,75
	D	-8,47	-8,47	311,39	-2,13	-2,13	110,33
1	A	8,47	8,47	356,60	7,09	7,09	149,50
	B	0,00	0,00	683,05	0,00	0,00	250,50
	C	0,00	0,00	683,05	0,00	0,00	250,50
	D	-8,47	-8,47	356,60	-7,09	-7,09	149,50

Niveau	poteaux	1,35G+1,35Q			G+Q		
		KNm		KN	KNm		KN
		Mn	Ms	Ncum	Mn	Ms	Ncum
8	A	0,00	25,16	63,38	0,00	18,37	46,27
	B	0,00	0,00	135,43	0,00	0,00	98,87
	C	0,00	0,00	135,43	0,00	0,00	98,87
	D	0,00	-25,16	63,38	0,00	-18,37	46,27
7	A	13,61	15,35	150,39	9,86	11,12	108,79
	B	0,00	0,00	291,86	0,00	0,00	211,69
	C	0,00	0,00	291,86	0,00	0,00	211,69
	D	-13,61	-15,35	150,39	-9,86	-11,12	108,79
6	A	14,63	14,63	237,49	10,60	10,60	171,38
	B	0,00	0,00	448,20	0,00	0,00	324,45
	C	0,00	0,00	448,20	0,00	0,00	324,45
	D	-14,63	-14,63	237,49	-10,60	-10,60	171,38
5	A	14,63	14,63	324,58	10,60	10,60	233,96
	B	0,00	0,00	604,54	0,00	0,00	437,21
	C	0,00	0,00	604,54	0,00	0,00	437,21
	D	-14,63	-14,63	324,58	-10,60	-10,60	233,96
4	A	14,63	14,63	411,68	10,60	10,60	296,55
	B	0,00	0,00	760,88	0,00	0,00	549,97
	C	0,00	0,00	760,88	0,00	0,00	549,97
	D	-14,63	-14,63	411,68	-10,60	-10,60	296,55
3	A	14,63	14,63	498,77	10,60	10,60	359,13
	B	0,00	0,00	917,23	0,00	0,00	662,73
	C	0,00	0,00	917,23	0,00	0,00	662,73
	D	-14,63	-14,63	498,77	-10,60	-10,60	359,13
2	A	14,63	14,63	585,87	10,60	10,60	421,72
	B	0,00	0,00	1073,57	0,00	0,00	775,49
	C	0,00	0,00	1073,57	0,00	0,00	775,49
	D	-14,63	-14,63	585,87	-10,60	-10,60	421,72
1	A	22,07	22,07	705,66	15,56	15,56	506,10
	B	0,00	0,00	1297,86	0,00	0,00	933,55
	C	0,00	0,00	1297,86	0,00	0,00	933,55
	D	-22,07	-22,07	705,66	-15,56	-15,56	506,10

**VII-3 Superposition des sollicitations dans les voiles :**

a) Voiles pleins : tableau des combinaisons des charges des efforts tranchants :

Niveaux	voiles	G [t]	Q [t]	E [t]	1,35G+1,5Q	G+Q	Combinaisons		0,8G+E	0,8G-E
							G+Q+E	G+Q-E		
8	VL1	85,73	36,74	64,384	170,8455	122,47	186,854	58,086	132,968	4,2
	VL2	85,73	36,74	64,384	170,8455	122,47	186,854	58,086	132,968	4,2
	VL3	85,73	36,74	77,056	170,8455	122,47	199,526	45,414	145,64	-8,472
	VL4	85,73	36,74	77,056	170,8455	122,47	199,526	45,414	145,64	-8,472
7	VL1	169,55	46,33	120,153	298,3875	215,88	336,033	95,727	255,793	15,487
	VL2	169,55	46,33	120,153	298,3875	215,88	336,033	95,727	255,793	15,487
	VL3	169,55	46,33	145,489	298,3875	215,88	361,369	70,391	281,129	-9,849
	VL4	169,55	46,33	145,489	298,3875	215,88	361,369	70,391	281,129	-9,849
6	VL1	253,36	55,91	167,967	425,901	309,27	477,237	141,303	370,655	34,721
	VL2	253,36	55,91	167,967	425,901	309,27	477,237	141,303	370,655	34,721
	VL3	253,36	55,91	205,958	425,901	309,27	515,228	103,312	408,646	-3,27
	VL4	253,36	55,91	205,958	425,901	309,27	515,228	103,312	408,646	-3,27
5	VL1	337,18	65,5	207,824	553,443	402,68	610,504	194,856	477,568	61,92
	VL2	337,18	65,5	207,824	553,443	402,68	610,504	194,856	477,568	61,92
	VL3	337,18	65,5	258,456	553,443	402,68	661,136	144,224	528,2	11,288
	VL4	337,18	65,5	258,456	553,443	402,68	661,136	144,224	528,2	11,288
4	VL1	420,99	75,08	239,723	680,9565	496,07	735,793	256,347	576,515	97,069
	VL2	420,99	75,08	239,723	680,9565	496,07	735,793	256,347	576,515	97,069
	VL3	420,99	75,08	302,976	680,9565	496,07	799,046	193,094	639,768	33,816
	VL4	420,99	75,08	302,976	680,9565	496,07	799,046	193,094	639,768	33,816

**COMBINAISON DES CHARGES**

**a) Voiles pleins : tableau des combinaisons des charges des efforts tranchants :**

	<b>VL1</b>	<b>504,81</b>	<b>84,67</b>	263,667						
					808,4985	589,48	853,147	325,813	667,515	140,181
<b>3</b>	<b>VL2</b>	<b>504,81</b>	<b>84,67</b>	263,667						
					808,4985	589,48	853,147	325,813	667,515	140,181
	<b>VL3</b>	<b>504,81</b>	<b>84,67</b>	339,509						
					808,4985	589,48	928,989	249,971	743,357	64,339
	<b>VL4</b>	<b>504,81</b>	<b>84,67</b>	339,509						
					808,4985	589,48	928,989	249,971	743,357	64,339
	<b>VL1</b>	<b>588,62</b>	<b>94,25</b>	279,653						
					936,012	682,87	962,523	403,217	750,549	191,243
<b>2</b>	<b>VL2</b>	<b>588,62</b>	<b>94,25</b>	279,653						
					936,012	682,87	962,523	403,217	750,549	191,243
	<b>VL3</b>	<b>588,62</b>	<b>94,25</b>	368,019						
					936,012	682,87	1050,889	314,851	838,915	102,877
	<b>VL4</b>	<b>588,62</b>	<b>94,25</b>	368,019						
					936,012	682,87	1050,889	314,851	838,915	102,877
	<b>VL1</b>	<b>672,44</b>	<b>126,2</b>	287,697						
					1097,094	798,64	1086,337	510,943	825,649	250,255
<b>1</b>	<b>VL2</b>	<b>672,44</b>	<b>126,2</b>	517,305						
					1097,094	798,64	1315,945	281,335	1055,257	20,647
	<b>VL3</b>	<b>672,44</b>	<b>126,2</b>	388,398						
					1097,094	798,64	1187,038	410,242	926,35	149,554
	<b>VL4</b>	<b>672,44</b>	<b>126,2</b>	388,398						
					1097,094	798,64	1187,038	410,242	926,35	149,554

**COMBINAISON DES CHARGES**

**b) Voiles pleins : tableau des combinaisons des charges des moments fléchissant :**

<b>Combinaisons</b>										
<b>Niveaux</b>	<b>voiles</b>	<b>G [t]</b>	<b>Q [t]</b>	<b>E [t]</b>	<b>1,35G+1,5Q</b>	<b>G+Q</b>	<b>G+Q+E</b>	<b>G+Q-E</b>	<b>0,8G+E</b>	<b>0,8G-E</b>
	<b>VL1</b>	<b>85,73</b>	<b>36,74</b>	0	170,8455	122,47	122,47	122,47	68,584	68,584
	<b>VL2</b>	<b>85,73</b>	<b>36,74</b>	0	170,8455	122,47	122,47	122,47	68,584	68,584
<b>8</b>	<b>VL3</b>	<b>85,73</b>	<b>36,74</b>	0	170,8455	122,47	122,47	122,47	68,584	68,584
	<b>VL4</b>	<b>85,73</b>	<b>36,74</b>	0	170,8455	122,47	122,47	122,47	68,584	68,584
	<b>VL1</b>	<b>169,55</b>	<b>46,33</b>	197,016	298,3875	215,88	412,896	18,864	332,656	-61,376
<b>7</b>	<b>VL2</b>	<b>169,55</b>	<b>46,33</b>	197,016	298,3875	215,88	412,896	18,864	332,656	-61,376
	<b>VL3</b>	<b>169,55</b>	<b>46,33</b>	235,791	298,3875	215,88	451,671	-19,911	371,431	-100,151
	<b>VL4</b>	<b>169,55</b>	<b>46,33</b>	235,791	298,3875	215,88	451,671	-19,911	371,431	-100,151
	<b>VL1</b>	<b>253,36</b>	<b>55,91</b>	564,685	425,901	309,27	873,955	-255,415	767,373	-361,997
	<b>VL2</b>	<b>253,36</b>	<b>55,91</b>	564,685	425,901	309,27	873,955	-255,415	767,373	-361,997
<b>6</b>	<b>VL3</b>	<b>253,36</b>	<b>55,91</b>	680,987	425,901	309,27	990,257	-371,717	883,675	-478,299
	<b>VL4</b>	<b>253,36</b>	<b>55,91</b>	680,987	425,901	309,27	990,257	-371,717	883,675	-478,299
	<b>VL1</b>	<b>337,18</b>	<b>65,5</b>	1078,666	553,443	402,68	1481,346	-675,986	1348,41	-808,922
<b>5</b>	<b>VL2</b>	<b>337,18</b>	<b>65,5</b>	1078,666	553,443	402,68	1481,346	-675,986	1348,41	-808,922
	<b>VL3</b>	<b>337,18</b>	<b>65,5</b>	1311,218	553,443	402,68	1713,898	-908,538	1580,962	-1041,474
	<b>VL4</b>	<b>337,18</b>	<b>65,5</b>	1311,218	553,443	402,68	1713,898	-908,538	1580,962	-1041,474
	<b>VL1</b>	<b>420,99</b>	<b>75,08</b>	1714,607	680,9565	496,07	2210,677	-1218,537	2051,399	-1377,815
<b>4</b>	<b>VL2</b>	<b>420,99</b>	<b>75,08</b>	1714,607	680,9565	496,07	2210,677	-1218,537	2051,399	-1377,815
	<b>VL3</b>	<b>420,99</b>	<b>75,08</b>	2102,092	680,9565	496,07	2598,162	-1606,022	2438,884	-1765,3
	<b>VL4</b>	<b>420,99</b>	<b>75,08</b>	2102,092	680,9565	496,07	2598,162	-1606,022	2438,884	-1765,3

a) Voiles pleins : tableau des combinaisons des charges des moments fléchissant :

	<b>VL1</b>	<b>504,81</b>	<b>84,67</b>	2448,159	808,4985	589,48	3037,639	-1858,679	2852,007	-2044,311
<b>3</b>	<b>VL2</b>	<b>504,81</b>	<b>84,67</b>	2448,159	808,4985	589,48	3037,639	-1858,679	2852,007	-2044,311
	<b>VL3</b>	<b>504,81</b>	<b>84,67</b>	3029,2	808,4985	589,48	3618,68	-2439,72	3433,048	-2625,352
	<b>VL4</b>	<b>504,81</b>	<b>84,67</b>	3029,2	808,4985	589,48	3618,68	-2439,72	3433,048	-2625,352
	<b>VL1</b>	<b>588,62</b>	<b>94,25</b>	3254,979	936,012	682,87	3937,849	-2572,109	3725,875	-2784,083
<b>2</b>	<b>VL2</b>	<b>588,62</b>	<b>94,25</b>	3254,979	936,012	682,87	3937,849	-2572,109	3725,875	-2784,083
	<b>VL3</b>	<b>588,62</b>	<b>94,25</b>	4068,098	936,012	682,87	4750,968	-3385,228	4538,994	-3597,202
	<b>VL4</b>	<b>588,62</b>	<b>94,25</b>	4068,098	936,012	682,87	4750,968	-3385,228	4538,994	-3597,202
	<b>VL1</b>	<b>672,44</b>	<b>126,2</b>	4110,716	1097,094	798,64	4909,356	-3312,076	4648,668	-3572,764
<b>1</b>	<b>VL2</b>	<b>672,44</b>	<b>126,2</b>	4110,716	1097,094	798,64	4909,356	-3312,076	4648,668	-3572,764
	<b>VL3</b>	<b>672,44</b>	<b>126,2</b>	5194,236	1097,094	798,64	5992,876	-4395,596	5732,188	-4656,284
	<b>VL4</b>	<b>672,44</b>	<b>126,2</b>	5194,236	1097,094	798,64	5992,876	-4395,596	5732,188	-4656,284

**b) Voiles avec une seule file d'ouverture :**

**Tableau des combinaisons des charges des efforts tranchants :**

Niveaux	voiles	G [t]	Q [t]	E [t]	1,35G+1,5Q	G+Q	G+Q+E	G+Q-E	0,8G+E	0,8G-E	M <sub>E</sub> [t.m]
	<b>VL1</b>	<b>107,24</b>	<b>10,73</b>	64,31	160,869	117,97	182,28	53,66	150,102	21,482	64,31
	<b>VL2</b>	<b>107,24</b>	<b>10,73</b>	64,31	160,869	117,97	182,28	53,66	150,102	21,482	64,31
<b>8</b>	<b>VL3</b>	<b>107,24</b>	<b>10,73</b>	64,328	160,869	117,97	182,298	53,642	150,12	21,464	64,328
	<b>VL4</b>	<b>107,24</b>	<b>10,73</b>	64,328	160,869	117,97	182,298	53,642	150,12	21,464	64,328
	<b>VL1</b>	<b>211,26</b>	<b>26,83</b>	120,005	325,446	238,09	358,095	118,085	289,013	49,003	120,005
<b>7</b>	<b>VL2</b>	<b>211,26</b>	<b>26,83</b>	120,005	325,446	238,09	358,095	118,085	289,013	49,003	120,005
	<b>VL3</b>	<b>211,26</b>	<b>26,83</b>	120,038	325,446	238,09	358,128	118,052	289,046	48,97	120,038
	<b>VL4</b>	<b>211,26</b>	<b>26,83</b>	120,038	325,446	238,09	358,128	118,052	289,046	48,97	120,038
	<b>VL1</b>	<b>315,28</b>	<b>42,92</b>	167,745	490,008	358,2	525,945	190,455	419,969	84,479	167,745
	<b>VL2</b>	<b>315,28</b>	<b>42,92</b>	167,745	490,008	358,2	525,945	190,455	419,969	84,479	167,745
<b>6</b>	<b>VL3</b>	<b>315,28</b>	<b>42,92</b>	167,791	490,008	358,2	525,991	190,409	420,015	84,433	167,791
	<b>VL4</b>	<b>315,28</b>	<b>42,92</b>	167,791	490,008	358,2	525,991	190,409	420,015	84,433	167,791
	<b>VL1</b>	<b>419,3</b>	<b>59,02</b>	207,528	654,585	478,32	685,848	270,792	542,968	127,912	207,528
<b>5</b>	<b>VL2</b>	<b>419,3</b>	<b>59,02</b>	207,528	654,585	478,32	685,848	270,792	542,968	127,912	207,528
	<b>VL3</b>	<b>419,3</b>	<b>59,02</b>	207,584	654,585	478,32	685,904	270,736	543,024	127,856	207,584
	<b>VL4</b>	<b>419,3</b>	<b>59,02</b>	207,584	654,585	478,32	685,904	270,736	543,024	127,856	207,584

**b) Voiles avec une seule file d'ouverture :**

**Tableau des combinaisons des charges des efforts tranchants :**

	<b>VL1</b>	<b>523,31</b>	<b>75,11</b>	239,353	819,1335	598,42	837,773	359,067	658,001	179,295	239,353
<b>4</b>	<b>VL2</b>	<b>523,31</b>	<b>75,11</b>	239,353	819,1335	598,42	837,773	359,067	658,001	179,295	239,353
	<b>VL3</b>	<b>523,31</b>	<b>75,11</b>	239,418	819,1335	598,42	837,838	359,002	658,066	179,23	239,418
	<b>VL4</b>	<b>523,31</b>	<b>75,11</b>	239,418	819,1335	598,42	837,838	359,002	658,066	179,23	239,418
	<b>VL1</b>	<b>627,33</b>	<b>91,21</b>	263,223	983,7105	718,54	981,763	455,317	765,087	238,641	263,223
<b>3</b>	<b>VL2</b>	<b>627,33</b>	<b>91,21</b>	263,223	983,7105	718,54	981,763	455,317	765,087	238,641	263,223
	<b>VL3</b>	<b>627,33</b>	<b>91,21</b>	263,295	983,7105	718,54	981,835	455,245	765,159	238,569	263,295
	<b>VL4</b>	<b>627,33</b>	<b>91,21</b>	263,295	983,7105	718,54	981,835	455,245	765,159	238,569	263,295
	<b>VL1</b>	<b>731,35</b>	<b>107,3</b>	279,136	1148,2725	838,65	1117,786	559,514	864,216	305,944	279,136
<b>2</b>	<b>VL2</b>	<b>731,35</b>	<b>107,3</b>	279,136	1148,2725	838,65	1117,786	559,514	864,216	305,944	279,136
	<b>VL3</b>	<b>731,35</b>	<b>107,3</b>	279,211	1148,2725	838,65	1117,861	559,439	864,291	305,869	279,211
	<b>VL4</b>	<b>731,35</b>	<b>107,3</b>	279,211	1148,2725	838,65	1117,861	559,439	864,291	305,869	279,211
	<b>VL1</b>	<b>835,37</b>	<b>160,95</b>	287,108	1369,1745	996,32	1283,428	709,212	955,404	381,188	287,108
<b>1</b>	<b>VL2</b>	<b>835,37</b>	<b>160,95</b>	287,108	1369,1745	996,32	1283,428	709,212	955,404	381,188	287,108
	<b>VL3</b>	<b>835,37</b>	<b>160,95</b>	287,186	1369,1745	996,32	1283,506	709,134	955,482	381,11	287,186
	<b>VL4</b>	<b>835,37</b>	<b>160,95</b>	287,186	1369,1745	996,32	1283,506	709,134	955,482	381,11	287,186

**b) Voiles avec une seule file d'ouverture :**

**Tableau des combinaisons des charges des moments fléchissant :**

Niveaux	voiles	G [t]	Q [t]	E [t]	1,35G+1,5Q	G+Q	G+Q+E	G+Q-E	0,8G+E	0,8G-E	M <sub>E</sub> [t.m]
	VL1	107,24	10,73	0	160,869	117,97	117,97	117,97	85,792	85,792	0
	VL2	107,24	10,73	0	160,869	117,97	117,97	117,97	85,792	85,792	0
8	VL3	107,24	10,73	0	160,869	117,97	117,97	117,97	85,792	85,792	0
	VL4	107,24	10,73	0	160,869	117,97	117,97	117,97	85,792	85,792	0
	VL1	211,26	26,83	196,789	325,446	238,09	434,879	41,301	365,797	-27,781	196,789
7	VL2	211,26	26,83	196,789	325,446	238,09	434,879	41,301	365,797	-27,781	196,789
	VL3	211,26	26,83	196,842	325,446	238,09	434,932	41,248	365,85	-27,834	196,842
	VL4	211,26	26,83	196,842	325,446	238,09	434,932	41,248	365,85	-27,834	196,842
	VL1	315,28	42,92	564,005	490,008	358,2	922,205	-205,805	816,229	-311,781	564,005
	VL2	315,28	42,92	564,005	490,008	358,2	922,205	-205,805	816,229	-311,781	564,005
6	VL3	315,28	42,92	564,158	490,008	358,2	922,358	-205,958	816,382	-311,934	564,158
	VL4	315,28	42,92	564,158	490,008	358,2	922,358	-205,958	816,382	-311,934	564,158
	VL1	419,3	59,02	1077,306	654,585	478,32	1555,626	-598,986	1412,746	-741,866	1077,306
5	VL2	419,3	59,02	1077,306	654,585	478,32	1555,626	-598,986	1412,746	-741,866	1077,306
	VL3	419,3	59,02	1077,599	654,585	478,32	1555,919	-599,279	1413,039	-742,159	1077,599
	VL4	419,3	59,02	1077,599	654,585	478,32	1555,919	-599,279	1413,039	-742,159	1077,599

**b) Voiles avec une seule file d'ouverture :**

**Tableau des combinaisons des charges des moments fléchissant :**

	<b>VL1</b>	<b>523,31</b>	<b>75,11</b>	1712,342	819,1335	598,42	2310,762	-1113,922	2130,99	-1293,694	1712,342
<b>4</b>	<b>VL2</b>	<b>523,31</b>	<b>75,11</b>	1712,342	819,1335	598,42	2310,762	-1113,922	2130,99	-1293,694	1712,342
	<b>VL3</b>	<b>523,31</b>	<b>75,11</b>	1712,807	819,1335	598,42	2311,227	-1114,387	2131,455	-1294,159	1712,807
	<b>VL4</b>	<b>523,31</b>	<b>75,11</b>	1712,807	819,1335	598,42	2311,227	-1114,387	2131,455	-1294,159	1712,807
	<b>VL1</b>	<b>627,33</b>	<b>91,21</b>	2444,762	983,7105	718,54	3163,302	-1726,222	2946,626	-1942,898	2444,762
<b>3</b>	<b>VL2</b>	<b>627,33</b>	<b>91,21</b>	2444,762	983,7105	718,54	3163,302	-1726,222	2946,626	-1942,898	2444,762
	<b>VL3</b>	<b>627,33</b>	<b>91,21</b>	2445,426	983,7105	718,54	3163,966	-1726,886	2947,29	-1943,562	2445,426
	<b>VL4</b>	<b>627,33</b>	<b>91,21</b>	2445,426	983,7105	718,54	3163,966	-1726,886	2947,29	-1943,562	2445,426
	<b>VL1</b>	<b>731,35</b>	<b>107,3</b>	3250,225	1148,2725	838,65	4088,875	-2411,575	3835,305	-2665,145	3250,225
<b>2</b>	<b>VL2</b>	<b>731,35</b>	<b>107,3</b>	3250,225	1148,2725	838,65	4088,875	-2411,575	3835,305	-2665,145	3250,225
	<b>VL3</b>	<b>731,35</b>	<b>107,3</b>	3251,107	1148,2725	838,65	4089,757	-2412,457	3836,187	-2666,027	3251,107
	<b>VL4</b>	<b>731,35</b>	<b>107,3</b>	3251,107	1148,2725	838,65	4089,757	-2412,457	3836,187	-2666,027	3251,107
	<b>VL1</b>	<b>835,37</b>	<b>160,95</b>	4104,38	1369,1745	996,32	5100,7	-3108,06	4772,676	-3436,084	4104,38
<b>1</b>	<b>VL2</b>	<b>835,37</b>	<b>160,95</b>	4104,38	1369,1745	996,32	5100,7	-3108,06	4772,676	-3436,084	4104,38
	<b>VL3</b>	<b>835,37</b>	<b>160,95</b>	4105,494	1369,1745	996,32	5101,814	-3109,174	4773,79	-3437,198	4105,494
	<b>VL4</b>	<b>835,37</b>	<b>160,95</b>	4105,494	1369,1745	996,32	5101,814	-3109,174	4773,79	-3437,198	4105,494

**INTRODUCTION :**

Plusieurs programmes de calcul sont développés afin de modéliser le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit.

Pour notre projet on utilise le logiciel de calcul **ETABS**.

**IX- 1-DESCRIPTION DE L'ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSES****BUILDING SYSTEMS):**

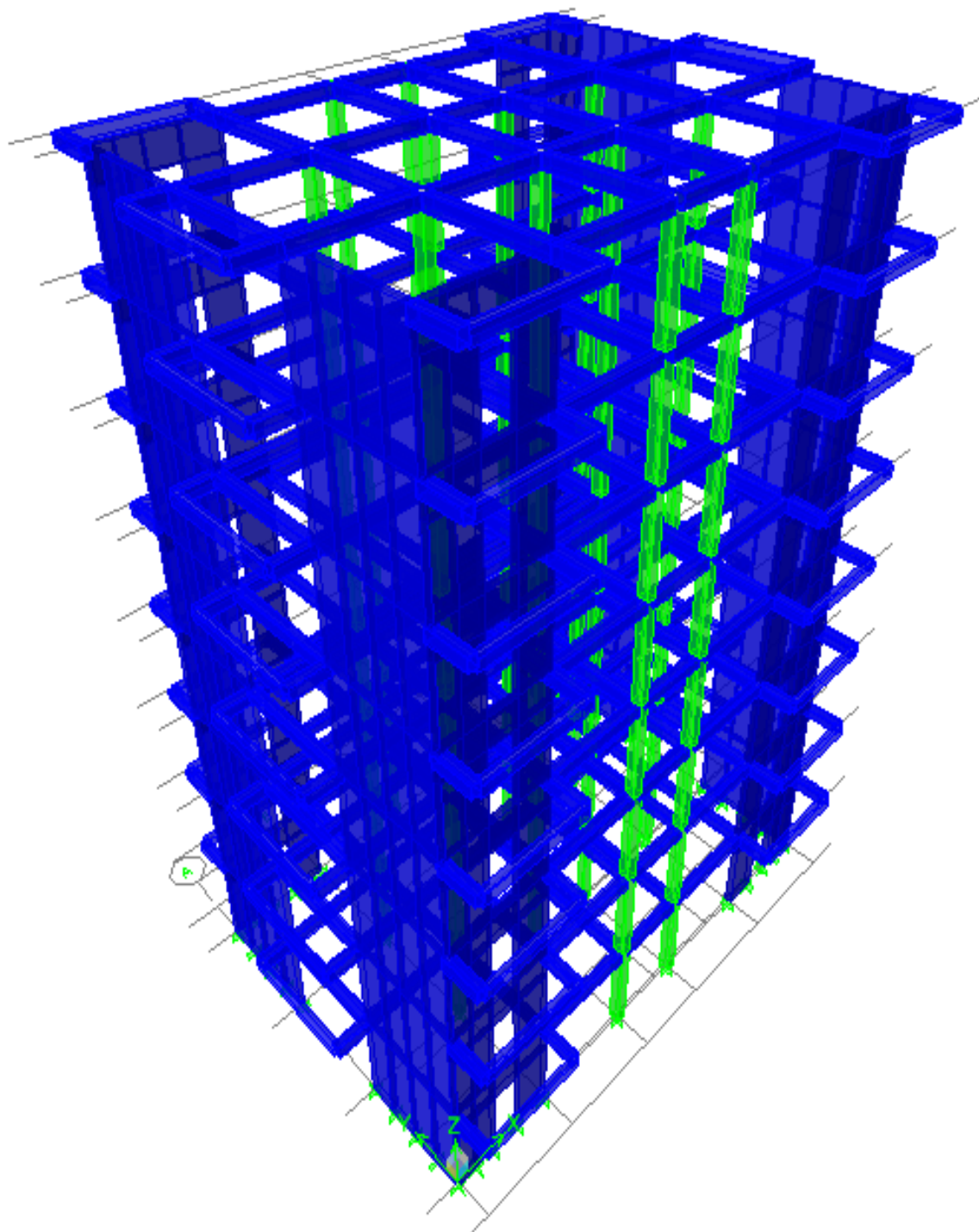
L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil.

L'ETABS 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.

**IX- 2-ETAPES DE MODELISATION :**

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...).
- 4- Définition des charges (G, Q)
- 5- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 6- Définition du séisme.
- 7- Introduction des combinaisons d'actions.
- 8- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- 9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 10- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.



**Figure IX-1-Vue en trois dimensions de la structure**

- Le calcul des efforts horizontaux peut être mené suivant trois méthodes :
  - ❖ Par la méthode statique équivalente.
  - ❖ Par la méthode d'analyse modale spectrale.
  - ❖ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Le calcul des efforts verticaux se fait par les méthodes directes.

**IX- 3-CARACTERISTIQUES DU SPECTRE DE REPONSE:**

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d' après les règles du RPA99 version 2003(article 4.1.3).

**IX- 3-1- PRINCIPE DE LA METHODE :**

Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul .Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**IX- 3-2- DEFINITION DU SPECTRE DE REPONSE :**

Courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.

**IX- 3- CARACTERISTIQUES DU SPECTRE DE REPONSE :**

Les caractéristiques du spectre de réponse sont les suivantes :

**Tableau IV-1-Caractéristiques du spectre de réponse**

Caractéristiques	Désignation	Article du RPA
Le site	S2	Tableau 4.7
La zone	II <sub>a</sub>	Annexe 1
Le groupe d'usage	2	Article 3.2
Remplissage	dense	Tableau 4.2
Facteur de qualité	1.00	Tableau 4.2.3
coefficient de comportement	4	Tableau 4.3

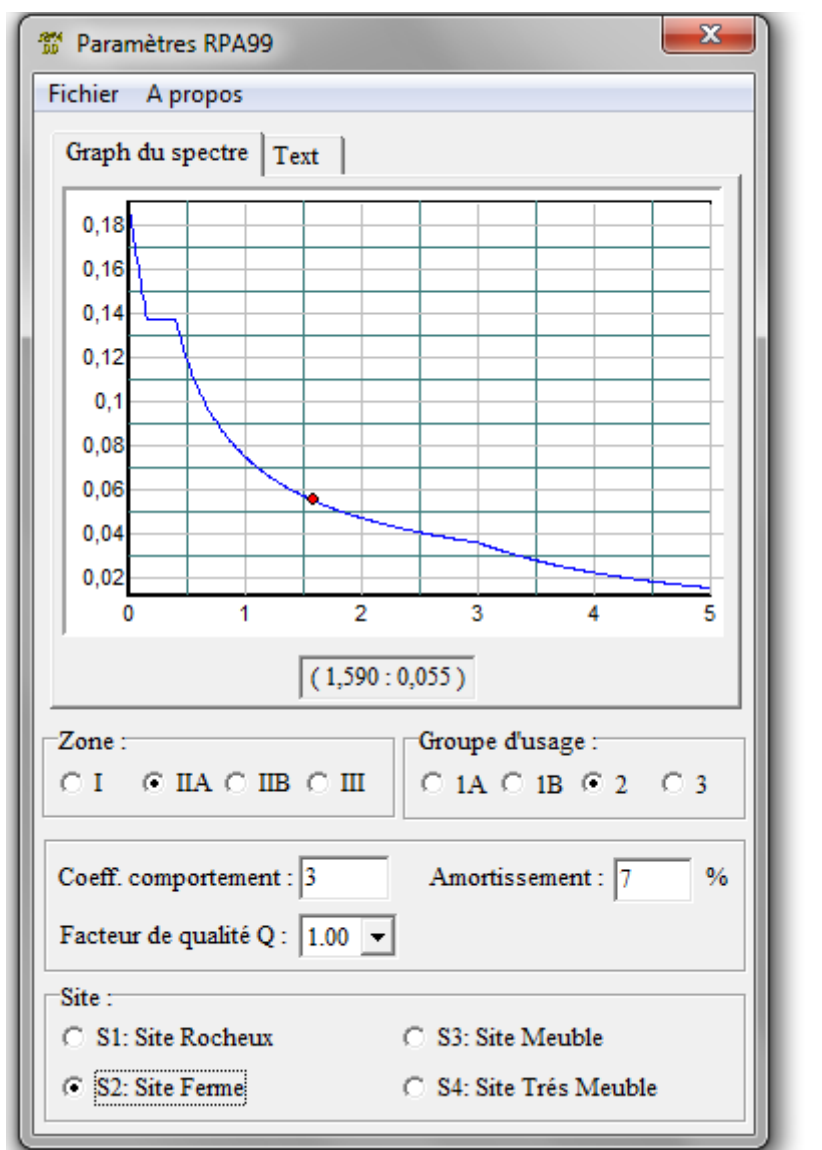


Figure IX-2-Logiciel donnant les caractéristiques du spectre de réponse

**IX- 4- ETUDE DU CONTREVENTEMENT :**

**Sens x-x**

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	0	0
End Point	18,3045	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8,7265	0,8185	0,	357,9598

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	3,1753	0,1131	9,719E-05
Moment	0,	0,	0,	0,6699	18,7957	16,3312

Close Refresh

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	0	0
End Point	17,7844	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8,4337	1,0103	0,	1,625

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	123,2406	10,3396	222,8639
Moment	0,	0,	0,	1314,972	330,5532	634,2442

Close Refresh

Sens Y-Y

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

X Y

Start Point 0 0

End Point 12,8796 0

Resultant Force Location and Angle

X Y Z Angle

6,0268 1,3419 0, 1,2936

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	0,0487	2,1581	1,215E-04
Moment	0,	0,	0,	108,3196	2,4459	5,8672

Close Refresh

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

X Y

Start Point 0 0

End Point 12,8796 0

Resultant Force Location and Angle

X Y Z Angle

6,0268 1,3419 0, 1,2936

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	3,0236	133,9068	1,215E-04
Moment	0,	0,	0,	2212,7205	49,9683	477,9759

Close Refresh

**Sens x - x :**

Effort repris par les portiques = 2.51 %

Effort repris par les voiles = 97.53 %

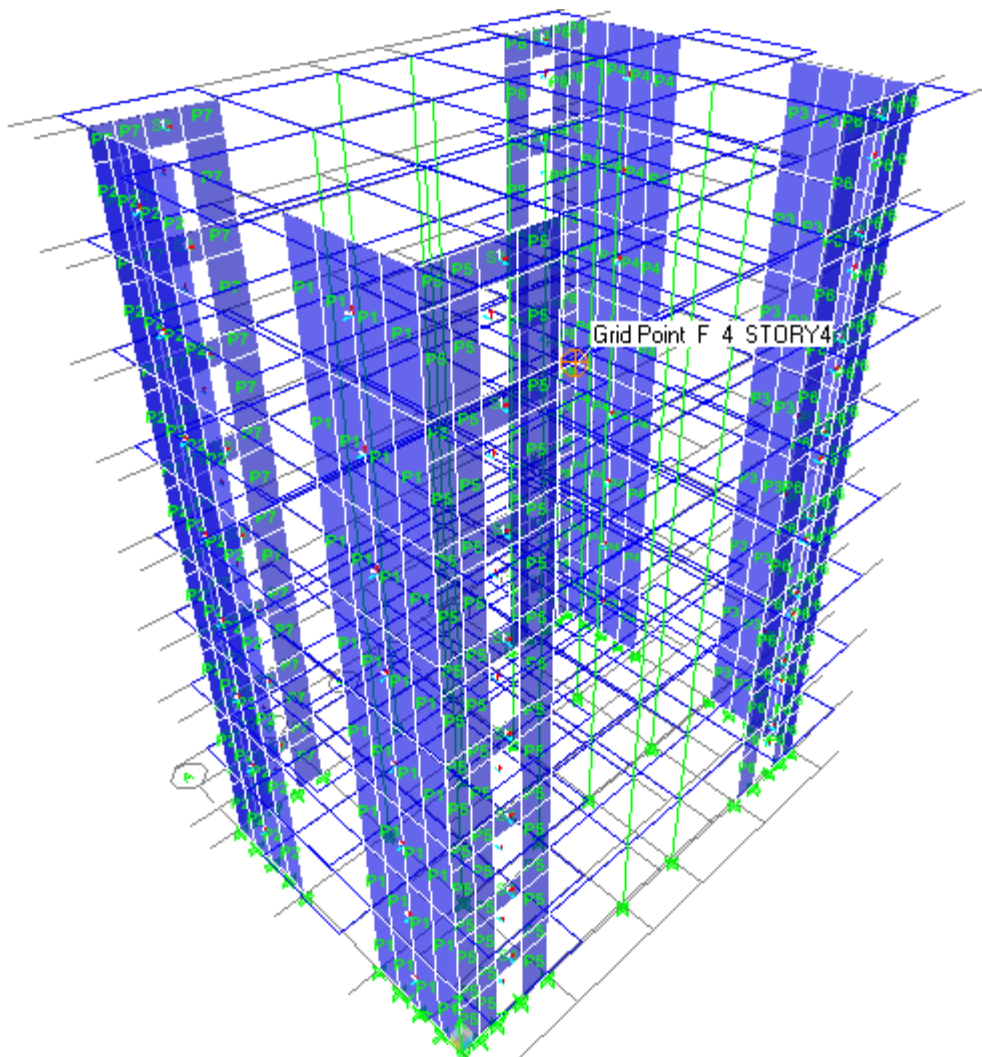
**Sens y - y :**

Effort repris par les portiques = 1.58 %

Effort repris par les voiles = 98.43%

**Conclusion :**

D'après les résultats ci-dessus, la structure est contreventée par voiles.



**Figure IX-3- Vue en 3D DE la disposition des voiles**

**IX- 5- VERIFICATIONS DES EXIGENCES DE RPA :**

**IX- 5-1-La période : (Art4.2.4 /RPA99 version 2003) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{(3/4)} \quad (\text{Article 4-6 /RPA99 version 2003})$$

**h<sub>N</sub>** : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

**C<sub>T</sub>** : Coefficient ; fonction du système de contreventement, du type de remplissage (Tableau 4-6/RPA99version 2003).

Dans le cas des portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie et le cas où le contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie, on peut utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09h_N/\sqrt{D}$$

**D** : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

**Tableau IX-2-Période et participation massique**

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,560878	68,5021	0	UZ	68,5021	0	0
2	0,494994	0	67,7946	0	68,5021	67,7946	0
3	0,288385	0	0	0	68,5021	67,7946	0
4	0,122644	20,0586	0	0	88,5607	67,7946	0
5	0,10138	0	20,078	0	88,5607	87,8725	0
6	0,060847	0	0	0	88,5607	87,8725	0
7	0,055137	6,0818	0	0	94,6425	87,8725	0
8	0,04321	0	6,5678	0	94,6425	94,4403	0
9	0,035115	2,6464	0	0	97,2889	94,4403	0
10	0,02808	0	0	0	97,2889	94,4403	0
11	0,026613	1,168	0	0	98,4569	94,4403	0
12	0,026422	0	2,8425	0	98,4569	97,2828	0

La période analytique est tirée du tableau donné par le logiciel ETABS :

$$T_{\text{analytique}} = 0.56 \text{ sec}$$

La première formule empirique donne :S

$$T_{\text{empirique}} = 0.05 * (24.48)^{\frac{3}{4}} = 0.55 \text{ sec}$$

$T_{\text{empirique}} \square T_{\text{analytique}}$  .....Condition vérifiée.

### **IX- 5-2-Pourcentage de participation de la masse modale :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales ,le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90%au moins de la masse totale de la structure .(article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Le mode fondamental est un mode de translation suivant X avec une mobilisation de masse de 68.50% et translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 67,79%.

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment, d'où la condition du RPA est vérifiée

Tableau IX-3- Participation massique

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0,560878	68,50	0	0	68,50	0	0	0	98,25	0	0	98,25	
2	0,494994	0	67,79	0	68,50	67,79	0	98,01	0	0	98,01	98,25	
3	0,288385	0	0	0	68,50	67,7	0	0	0	67,85	98,01	98,25	67,8575
4	0,122644	20,05	0	0	88,56	67,79	0	0	1,50	0	98,01	99,75	67,8575
5	0,10138	0	20,07	0	88,56	87,87	0	1,69	0	0	99,71	99,75	67,8575
6	0,060847	0	0	0	88,56	87,87	0	0	0	20,82	99,71	99,75	88,6841
7	0,055137	6,08	0	0	94,64	87,87	0	0	0,19	0	99,71	99,94	88,6841
8	0,04321	0	6,56	0	94,64	94,44	0	0,22	0	0	99,94	99,94	088,6841
9	0,035115	2,64	0	0	97,28	94,44	0	0	0,03	0	99,94	99,97	88,6841
10	0,02808	0	0	0	97,28	94,44	0	0	0	5,65	99,94	99,97	94,3353
11	0,026613	1,16	0	0	98,45	94,44	0	0	0,01	0	99,94	99,99	94,3353
12	0,026422	0	2,84	0	98,45	97,28	0	0,03	0	0	99,97	99,99	94,3353

**IX- 5-3-Déplacements relatifs :**

D’après le RPA 99 (art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d’étage.

D’après le RPA 99 (art 4-43) :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l’effet de torsion) .

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

**Suivant Ex :**

**Tableau IX-4- Déplacements relatifs suivant Ex**

Niveau	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_{k+1} - \delta_k$	$\delta_{relatif}$ (m)	Condition
8	0,0124	0.0029	3.06	Vérifiée
7	0,0105	0.002	3.06	Vérifiée
6	0,0085	0.0019	3.06	Vérifiée
5	0,0066	0.0019	3.06	Vérifiée
4	0,0047	0.0017	3.06	Vérifiée
3	0,003	0.0015	3.06	Vérifiée
2	0,0015	0.001	3.06	Vérifiée
1	0,0005	0,0005	3.06	Vérifiée

**Suivant Ey:**

**Tableau IX-5- Déplacements relatifs suivant Ey**

Niveau	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_{k+1} - \delta_k$	$\delta_{relatif}$ (m)	Condition
8	0,0106	0.0017	3.06	Vérifiée
7	0,0089	0.0017	3.06	Vérifiée
6	0,0072	0.0017	3.06	Vérifiée
5	0,0055	0.0016	3.06	Vérifiée
4	0,0039	0.0015	3.06	Vérifiée
3	0,0024	0.0012	3.06	Vérifiée
2	0,0012	0.0008	3.06	Vérifiée
1	0,0004	0,0004	3.06	Vérifiée

**Remarque :**

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors du calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement).

**IX- 5-4-Déplacement maximal :**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

f : la flèche admissible.

Ht : la hauteur totale du bâtiment.

**Suivant Ex :**

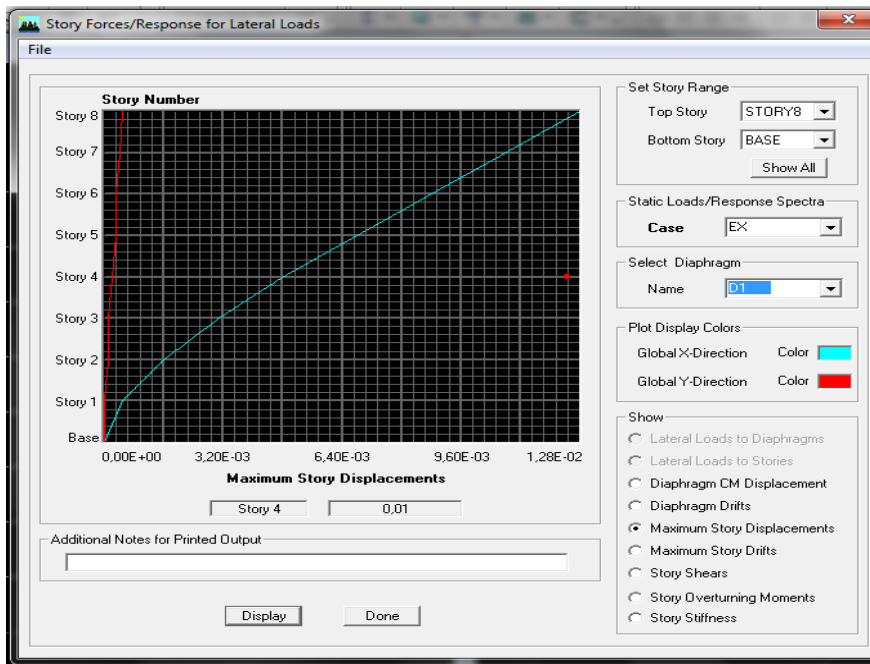
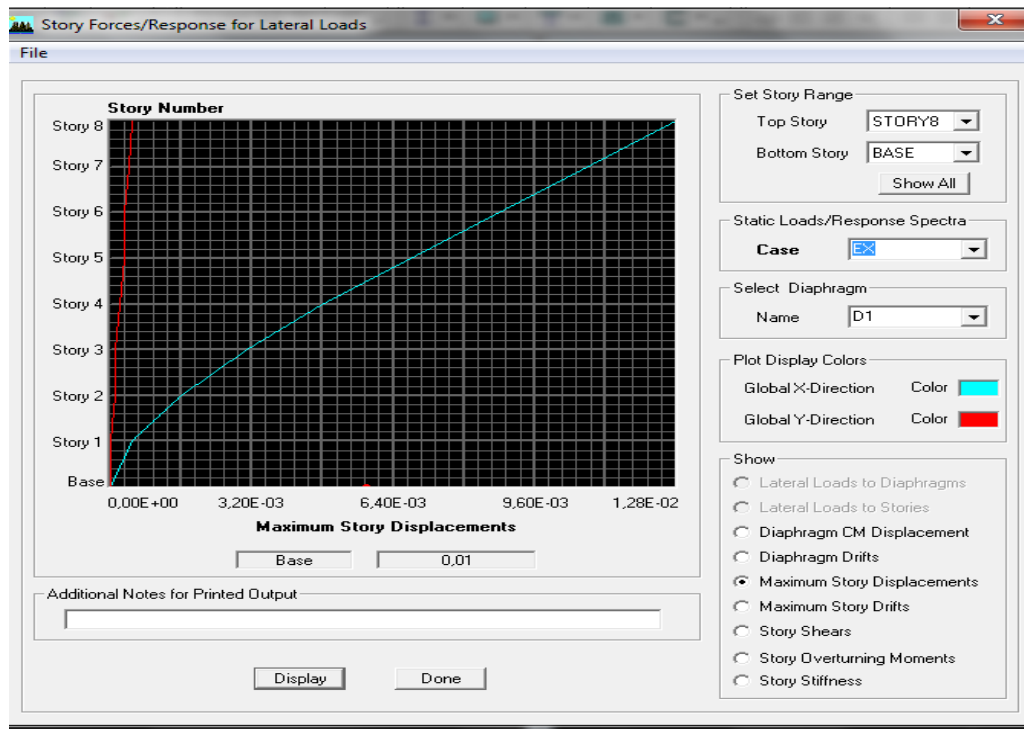


Figure IX-4- Déplacement maximal dans le sens x-x

**Déplacement maximal dans le sens x-x**

$$\delta_{\max} = 0,01\text{m} \quad \square \quad f = \frac{ht}{500} = \frac{24.48}{500} = 0.04 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Suivant Ey :



**Figure IX-5- Déplacement maximal dans le sens y-y**

$$\delta_{\max} = 0,01\text{m} \times f = ht/500 = 24.48/500 = 0.04 \text{ m} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**IX- 5-6-Vérification de l’effort tranchant à la base :( RPA Version 2003 ART 4.3.6) :**

La résultante des forces sismiques 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  $V_D \leq 0.8 V_t$  ; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ;.....) dans le rapport  $0.8V_t / V_D$

❖ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \quad \text{RPA 99 [formule 4-1]}$$

▪ **Calcul des coefficients A,D,R :**

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : 2
- Zone sismique II<sub>a</sub>

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA99, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure(T) :

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

T<sub>2</sub> : Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau (Tab 4.7) de RPA99 :

Site ferme → S<sub>2</sub> ⇒ T<sub>2</sub> = 0.4 sec

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (Tab 4-2)

le système est contreventé par voiles ⇒ ξ = 7%

D'où ⇒ η = 0.81 ≥ 0.70 vérifiée

-La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

C<sub>T</sub> : Coefficient, fonction du système de contreventement type de remplissage donné par (Tab 4-6 du RPA99)

R : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement donné par le (Tab 4-3).

Les valeurs de A.D. R. Ct et T sont données dans le tableau suivant :

**Tableau IX-5- Tableau donnant les valeurs de A ,D,R,T,C<sub>t</sub>**

Paramètre	Valeur	Article du RPA
Coefficient de zone A	0.15	Tablea 4.1
Période caractéristique	0.4 secondes	Tablea 4.7
Coefficient C <sub>t</sub>	0.05	Tableau 4.6
Facteur d'amplification D	1.64	formule 4.2
Coefficient de comportement R	4	Tableau 4.3

▪ **Calcul du facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q=1+\sum P_q$$

**P<sub>q</sub>** : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** " est satisfait ou non".

**Tableau IX-6- Valeurs de pénalités P<sub>q</sub>**

Critère	P <sub>q</sub>	
	Observé	Non observé
Régularité en plan	0	/
Régularité en élévation	0	/
Conditions minimales sur les fils de contreventement	0	/
Redondance en plan	0	/
Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier:	0	/

⇒ **Q = 1.00**

Du logiciel ETABS :

Group	SelfMass	SelfWeight	TotalMassX	TotalMassY	TotalMassZ
ALL	0	6168.63	1603,797	1603,797	0

$$W_t = 6168.631 \text{ KN}$$

$$V_{st} = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W_T = V_{st} = \frac{0,15 \cdot 1,64 \cdot 1,0}{4} \cdot 6168.63 = 379.37 \text{ KN} = 37.937 \text{ t}$$

$$V_{Stx} = V_{Sty} = 37.937 \text{ t}$$

$$V_x = 37.937 \times 0,8 = 30.34 \text{ t}$$

$$V_y = 37.937 \times 0,8 = 30.34 \text{ t}$$

$$V_{x \text{ dyn}} = 1270,2 > 80\% V_x = 30.34 \text{ t} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = 1360.80 > 80\% V_x = 30.34 \text{ t} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

**IX- 5-7-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.

Soit :

$C_M$  : centre de masse

$C_R$  : centre de rigidité

**Suivant le sens x-x :**

**On doit vérifier que :**

$$| C_M - C_R | \leq 5\%L_X$$

**Tableau IX-7- Excentricité suivant x-x**

Story	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	0.05 L <sub>x</sub>	0.05L <sub>y</sub>
STORY1	8,531	5,869	8,5	5,85	0,031	0,019	0.74	0.865
STORY2	8,519	5,864	8,5	5,85	0,019	0,014		
STORY3	8,519	5,864	8,5	5,85	0,019	0,014		
STORY4	8,519	5,864	8,5	5,85	0,019	0,014		
STORY5	8,519	5,864	8,5	5,85	0,019	0,014		
STORY6	8,519	5,864	8,5	5,85	0,019	0,014		
STORY7	8,519	5,864	8,5	5,85	0,019	0,014		
STORY8	8,514	5,861	8,5	5,85	0,014	0,011		

**IX- 5-8-Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux:**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

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

Avec

$N_d$  : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$N_d = 1401,5$  KN

$B_c$  : l'aire (section brute) de la section de béton.

$f_{c28}$  = la résistance caractéristique du béton.

$$\frac{N_d}{B_c f_{c28}} = 0,27 \leq 0,30 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

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

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

Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage de la structure.

**X.1.Introduction :**

Après avoir lancé l'analyse et obtenu les résultats, on procède à leurs exploitations, en faisant une **étude comparative** entre la METHODE MANUELLE et le LOGICIEL (ETABS V9.7).

**X.2.METHODE MANUEL LE:**

Le principe de cette méthode est de prendre les résultats trouvés dans les chapitres calculés manuellement comme CAQUOT, SEISME, méthode des rotations et la méthode d'ALBIGES (calcul des refends).

Aussi c'est une méthode inexacte, elle travaille en plan (2D)

**X.3. METHODE LOGICIEL :**

Le principe de cette méthode est de prendre les résultats donnés par le logiciel ETABS.

C'est une méthode exacte, elle travaille avec la méthode de MEF, et aussi elle travaille en 3D

On va comparer entre les deux méthodes, en tenant compte des éléments suivants :

1. La période.
2. Les déplacements absolus ainsi les des déplacements inter -étages relatif.
3. Les efforts internes pour les éléments structuraux (poutres principales, poutres secondaires et les poteaux, les voiles).

**X.4. La Période :**

Pour estimer une période fondamentale de la structure, on a calculé **T** suivant :

- La méthode manuel : la structure répond aux conditions exigés par RPA 99/version2003 (bâtiment régulier) →  **$T_{MM}= 0.55s$  (par la formule empirique)**
- La méthode logiciel → le **mode fondamental** :  **$T_{ML}=0.56s$**

**Commentaire :**

Il ya pas de différence entre les résultats de la méthode manuel et la méthode logiciel tel que la période obtenue par les deux méthodes est la même.

période	MM	ML	Observation
<b>T</b>	<b>0,55</b>	<b>0,56</b>	<b><math>T_{MM}=T_{ML}</math></b>

### X.5. Les déplacements absolus et les déplacements inter-étages relatifs :

Les déplacements et leurs pourcentages de variations entre les deux méthodes sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau X.1 : Variations des déplacements dans le sens longitudinal :

	MM	ML	Variation	MM	ML	Variation
Niveau	$\delta k$	$\delta k$	%	$\Delta k$	$\Delta k$	%
8	0,02	0,0124	38	0,0027	0.0029	6,890
7	0,017	0,0105	38,23529412	0,0025	0.002	20,000
6	0,015	0,0085	43,33333333	0,0025	0.0019	24,000
5	0,012	0,0066	45	0,0025	0.0019	24,000
4	0,01	0,0047	53	0,0025	0.0017	32,000
3	0,007	0,003	57,14285714	0,0025	0.0015	40,000
2	0,001	0,0015	33,33	0,002	0.001	50,00
1	0,0006	0,0005	16,66666667	0,00063	0,0005	20,630

Tableau X.2 : variations des déplacements dans le sens transversal :

	MM	ML	Variation	MM	ML	Variation
Niveau	$\delta k$	$\delta k$	%	$\Delta k$	$\Delta k$	%
8	0,011	0,0106	3,636	0,0016	0.0017	5,880
7	0,01	0,0089	11,000	0,0014	0.0017	17,640
6	0,008	0,0072	10,000	0,0014	0.0017	17,640
5	0,007	0,0055	21,429	0,0014	0.0016	12,500
4	0,005	0,0039	22,000	0,0014	0.0015	6,660
3	0,004	0,0024	40,000	0,0014	0.0012	14,280
2	0,0015	0,0012	20,000	0,0024	0.002	16,00
1	0,0004	0,0004	0,000	0,0004	0,0004	0,000

#### Commentaire :

Il y a une augmentation des déplacements absolus et relatifs dans la méthode manuelle par rapport à la méthode logicielle.

**La variation des déplacements absolus entre les deux méthodes est important tel que :**

- Le pourcentage maximum est donné par le 3<sup>ème</sup> niveau .... 57.14 % (sens longitudinal) et 40.00% (sens transversal).
- Le pourcentage minimum est donné par le 1<sup>er</sup> niveau... 16.66% (sens longitudinal) et 0.% (sens transversal).

- ✓ **La variation des déplacements relatifs est aussi importante tel que :**
  - Le pourcentage maximum est donné par le 2<sup>ème</sup> niveau 50.00% (sens longitudinal) et 16,00% (sens transversal).
  - Le pourcentage minimum est donné par le 8<sup>ème</sup> niveau ..... 6.89% (sens longitudinal) et 0% par le 1<sup>ème</sup> niveau (sens transversal).

### **X.7.2. Justification des déplacements latéraux inters-étages :**

Les déplacements latéraux inters-étages sont vérifiés dans:

- Le chapitre VI (Séisme) pour la **méthode manuelle**.
- Le chapitre IX (Présentation de l'ETABS) pour la **méthode logicielle**.

#### **REMARQUE :**

- Au-delà de 1% de « He les maçonneries se fissure

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 version 2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article **5.10 du RPA99 version 2003**, l'inégalité ci-dessous

Doit nécessairement être vérifiée :

$$\bar{\Delta} = h/100 = 3,06/100 = 0,0306 \text{ m} = 3.06\text{cm} ; \text{ pour tout les étages.}$$

Avec :

$$\delta x_k = \delta e_{x_k} \cdot R$$

$$\delta y_k = \delta e_{y_k} \cdot R$$

$$\Delta k_x = \delta x_k - \delta x_{k-1}$$

$$\Delta k_y = \delta y_k - \delta y_{k-1}$$

$\delta e_x k$  : Déplacement absolu x

$\delta e_y k$  : Déplacement absolu selon y (à partir du ETABS)

R : Coefficient de comportement de la structure.

$\Delta k_x$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x.

$\Delta k_y$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens y.

$\bar{\Delta}$  : déplacement relatif admissible.

Les déplacements des deux méthodes sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau X.19 Les déplacements relatifs :

	MM	ML	MM	ML	1%He	OBS
Niveau	deltak	deltak	deltak	deltak	(m)	CV
8	0,274	0.0029	0,16	0.0017	3,06	CV
7	0,253	0.002	0,148	0.0017	3,06	CV
6	0,253	0.0019	0,148	0.0017	3,06	CV
5	0,253	0.0019	0,148	0.0016	3,06	CV
4	0,253	0.0017	0,148	0.0015	3,06	CV
3	0,253	0.0015	0,148	0.0012	3,06	CV
2	0,444	0.001	0,246	0.0008	3,06	CV
1	0,063	0,0005	0,049	0,0004	3,06	CV

### X.7.3) Justification vis-à-vis de l'effet « P-Delta » :

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

La valeur de la force axiale appliquée.

La rigidité ou la souplesse de la structure globale.

La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet « **P-Delta** » est souvent gérée de telle manière à être considérée négligeable et donc ignorée dans le calcul.

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

- **Le grand effet P-Δ** : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.

- **Le petit effet P-δ**: au niveau des éléments de la structure.

Le RPA99 version 2003 ne préconise que les effets du 2<sup>ème</sup> ordre ou les effets « **P-Delta** » peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

-  $\theta_k < 0,10$  : 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.

$$\theta_k = \frac{P_k X \Delta_k}{V_k X H_k}$$

**Avec :**

$P_K$  : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau K.

$V_K$  : effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

$\Delta_K$  : déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

$H_K$  : hauteur de l'étage 'K'.

Tableau X.20 Effet P- $\Delta$  :

niveaux	P kN	$H_k$ cm	Sens X-X				sens Y-Y			
			$\Delta_{kx}$ cm	$V_x.H$ Kn.m	$P_k.\Delta_k$ kN.m	$\theta_x$	$\Delta_{ky}$ cm	$V_y.H$ KN.m	$P_k.\Delta_k$ kN.m	$\theta_y$
<b>8</b>	2281,37	306	<b>0.0029</b>	112179,6	6,615973	0,000058	<b>0.0017</b>	112179,6	3,878329	0,000034
<b>7</b>	4517,21	306	<b>0.002</b>	196513,2	9,03442	0,000045	<b>0.0017</b>	196513,2	7,679257	0,000039
<b>6</b>	6753,05	306	<b>0.0019</b>	259304,4	12,830795	0,000049	<b>0.0017</b>	259304,4	11,480185	0,000044
<b>5</b>	8988,89	306	<b>0.0019</b>	308784,6	17,078891	0,000055	<b>0.0016</b>	308784,6	14,382224	0,000046
<b>4</b>	11224,73	306	<b>0.0017</b>	349207,2	19,082041	0,000054	<b>0.0015</b>	349207,2	16,837095	0,000048
<b>3</b>	13460,57	306	<b>0.0015</b>	381337,2	20,190855	0,000052	<b>0.0012</b>	381337,2	16,152684	0,000042
<b>2</b>	15696,41	306	<b>0.001</b>	404715,6	15,69641	0,000038	<b>0.0008</b>	404715,6	12,557128	0,000031
<b>1</b>	17932,25	306	<b>0,0005</b>	416404,8	8,966125	0,000021	<b>0,0004</b>	416404,8	7,1729	0,000017

Puisque les coefficients  $\theta_k < 0,1$  pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P-Delta dans le calcul des éléments structuraux.

**X.6. La variations des efforts internes (M.N.T)****A) Les poutres :**

**Tableau X.3 : variations des moments en appuis et en travées entre MM et ML dans les poutres longitudinales sous la combinaison (ELU) : Portique (2-2) travée B-C**

1.35G +1,5Q						
	MM		ML		Variation %	
Niveau	Mt	Ma	Mt	Ma	Mt	Ma
8	23,39	35,43	25,39	33,25	7,877117	6,1529777
7	23,25	35,22	24,67	33,76	5,7559789	4,1453719
6	23,25	35,22	24,65	33,78	5,6795132	4,088586
5	23,25	35,22	24,52	33,91	5,1794454	3,7194776
4	23,25	35,22	24,35	34,08	4,5174538	3,2367973
3	23,25	35,22	24,1	34,33	3,526971	2,5269733
2	23,25	35,22	23,96	34,47	2,9632721	2,1294719
1	53,16	35,09	52,33	34,59	1,5613243	1,4249074

**Tableau X.4 : variations des moments en appuis et en travées entre MM et ML dans les poutres transversal sous les deux combinaisons (ELU) : Portique (B-B) travée 2-3**

1.35G+1, 5Q						
	MM		ML		Variation %	
Niveau	Mt	Ma	Mt	Ma	Mt	Ma
8	5,16	7,23	6,91	9,19	25,325615	21,32753
7	5,04	7,2	6,24	10	19,230769	28
6	5,03	7,2	6,32	6,79	20,411392	5,6944444
5	5,03	7,2	6,15	9,6	18,211382	25
4	5,03	7,2	5,96	9,29	15,604027	22,497309
3	5,03	7,2	5,72	8,91	12,062937	19,191919
2	5,03	7,2	5,42	8,32	7,195572	13,461538
1	6,97	9,99	2,59	4,15	62,840746	58,458458

**Commentaires :**✓ **La combinaison 1.35G+1.5Q :**

Le moment maximum en travée est donné par la combinaison ELU dans le sens transversal par la méthode logicielle.

On remarque dans les valeurs des moments en travée ont une variation importante dans le sens transversal tel que le pourcentage maximum est donné par le 1<sup>er</sup> niveau (62.84%), et le minimum par le 2<sup>er</sup> niveau (7.19%), quand au pourcentage maximum des moments en appuis est donné par le 1<sup>er</sup> étage (58.45%) dans sens transversal, et le minimum par le 1<sup>er</sup> niveau

**2- Les efforts tranchants dans les poutres :**

**Tableau X.5 : La variation des efforts tranchants dans les poutres longitudinales : Portique (2-2) travée B-C**

	ELU		Variation
	T max	T max	
Niveau	ML	MM	%
8	66,27	66,10	0,26
7	65,88	65,80	0,12
6	65,88	65,80	0,12
5	65,88	65,80	0,12
4	65,88	65,80	0,12
3	65,88	65,80	0,12
2	65,88	65,80	0,12
1	99,43	97,90	1,54

**Tableau X.6 La variation des efforts tranchants dans les poutres transversales :  
Portique (B-B) travée 2-3**

	ELU		Variation
	T max	T max	
Niv	ML	MM	%
8	14,77	15,90	7,11
7	14,67	16,80	12,68
6	14,66	16,80	12,74
5	14,66	16,60	11,69
4	14,66	16,30	10,06
3	14,66	16,00	8,38
2	14,66	15,50	5,42
1	20,34	7,20	64,60

**Commentaires :**

✓ **La combinaison 1.35G+1.5Q :**

Une variation légère dans le sens longitudinal atteint un maximum de 1.54% au 1<sup>er</sup> niveau et un minimum de 0.12% ; et dans le sens transversal atteint un maximum de 64.60% au 1<sup>er</sup> niveau et un minimum de 7.11% au 8<sup>ieme</sup> niveau.

❖ **Conclusion**

La variation entre les résultats trouvés avec la méthode manuelle et la méthode logiciel est due à la façon de calcul des deux méthodes :

- ML: les calculs se font entre nus d'appuis.
- MM : les calculs se font entre axes.

**B. Les poteaux :**

**Tableau X.7 La variation des efforts normaux maximaux entre MM et ML dans sens longitudinal :**

ELU				
		MM	ML	variation
Niveau	poteau	N max	N max	%
8	30X35	135,43	168,20	19,48
7		291,60	332,40	12,27
6		448,20	483,60	7,32
5		604,54	644,80	6,24
4		760,88	806,60	5,67
3		917,23	964,20	4,87
2		1073,57	1132,10	5,17
1		1297,86	1281,70	1,25

**Commentaire :**

Les résultats maximums de l'effort normal est donnés par la méthode **ML** sous la combinaison **1.35G+1.5Q** (ELU)

On voit bien qu'il ya une variation moyenne dans les valeurs de N .

**Tableau X.8 La variation des efforts normaux maximaux entre MM et ML dans sens transversal :**

ELU				
		MM	ML	variation
Niveau	poteau	N max	N max	%
8	30X35	29,75	168,20	82,31
7		82,08	332,40	75,31
6		134,40	498,80	73,06
5		186,71	667,30	72,02
4		239,03	838,80	71,50
3		291,34	1014,00	71,27
2		343,66	1193,70	71,21
1		407,36	1433,80	71,59

**Commentaire :**

Les résultats maximaux de l'effort normal sont donnés par la méthode ML sous la combinaison 1.35G+1.5Q (ELU)

On voit bien qu'il ya une variation un peu élevée dans N max

**Tableau X.8 La variation des efforts normaux maximaux entre MM et ML dans sens transversal et le sens longitudinal :**

ELU					
	MM	ML			
Niveau	N max lon	Nmax trans	Nmax calculé	N max donné	Variation %
8	135,43	29,75	165,18	168,20	1,80
7	291,60	82,08	373,68	332,40	11,05
6	448,20	134,40	582,60	498,80	14,38
5	604,54	186,71	791,25	667,30	15,67
4	760,88	239,03	999,91	838,80	16,11
3	917,23	291,34	1208,57	1014,00	16,10
2	1073,57	343,66	1417,23	1193,70	15,77
1	1297,86	407,36	1705,22	1433,80	15,92

**Commentaire :**

Dans ce tableau on a calculés la somme des efforts normaux de la MM, et on la comparés avec les efforts normaux de la ML

Une variation légère qui atteint un maximum de 15.92% au 1<sup>er</sup> niveau et un minimum de 1.80% au 8<sup>eme</sup> niveau.

**Tableau X.11 La variation des moments fléchissant maximaux entre MM et ML dans sens longitudinal :**

1,35G+1,5Q				
		MM	ML	Variation
Niveau	poteau	M max	M max	%
8	30X35	25,16	9,65	61,65
7		15,35	8,08	47,36
6		14,63	7,39	49,49
5		14,63	6,28	57,07
5		14,63	4,72	67,74
3		14,63	3,50	76,08
2		14,63	1,22	91,66
1		22,07	1,53	93,07

**Commentaire :**

Les résultats maximum des moments fléchissent sont donnés par la méthode **MM** et la combinaison **ELU**

On remarque qu'il y a une variation élevée ( $47\% < M \text{ max} < 93\%$ ).

**Tableau X.12 La variation des moments fléchissant maximaux entre MM et ML dans sens transversal :**

1,35G+1,5Q				
		MM	ML	Variation
Niveau	poteau	M max	M max	%
8	30X35	3,41	10,92	68,77
7		2,10	9,08	76,87
6		2,01	8,55	76,49
5		2,01	7,51	73,24
5		2,01	6,23	67,74
3		2,01	4,61	56,40
2		2,01	3,10	35,16
1		2,70	1,52	43,70

**Commentaire :**

Les résultats maximaux des moments fléchissants sont donnés par la méthode **ML** et la combinaison **ELU**,

La variation des moments et de leurs efforts normaux correspondants est très élevée tel que ( $43\% < \%M_{max} < 76\%$ ).

**❖ Conclusion**

La variation entre les résultats trouvés avec la méthode manuelle et la méthode logiciel est due à la façon de calcul des deux méthodes :

N {  
 -MM : les calculs se font en 2D (plan).  
 -ML : les calculs se font en 3D.

M {  
 -MM : c'est une méthode approximative.  
 -ML : c'est une méthode plus exacte , elle prend l'effet de l'autre portique.

**C) Voiles :****Tableau X. 13** La variation des efforts tranchants maximaux entre MM et ML dans sens longitudinal sous la combinaison G+Q+Ex

	<b>MM</b>	<b>ML</b>	
<b>Niveau</b>	T max	T max	Variation %
<b>8</b>	199,526	141,7	28,981687
<b>7</b>	361,369	214,8	40,559373
<b>6</b>	515,228	269,5	47,69306
<b>5</b>	661,136	318	51,90097
<b>4</b>	799,046	358,6	55,121482
<b>3</b>	928,989	393,6	57,631361
<b>2</b>	1050,889	426,2	59,443861
<b>1</b>	1187,038	420,7	64,558843

**Commentaire :**

Les résultats maximaux des efforts tranchants sont donnés par la méthode **MM**

La variation des efforts tranchants est élevée tel que **(28% < %Tmax < 64%)**.

**Tableau X.16 La variation des efforts sismiques entre MM et ML dans sens longitudinal a G+Q+Ey:**

G+Q+Ey			
	MM	ML	Variation %
niveau	M max	M max	
8	122,47	244,55	12,571388
7	451,671	394,5	12,657665
6	990,257	654,17	33,939371
5	1713,898	967,5	43,549733
4	2598,162	1330,37	48,795726
3	3618,68	1751,64	51,594504
2	4750,968	2234,94	52,958218
1	5992,876	2835,8	52,680483

**Commentaire :**

Les résultats maximaux des efforts sismiques sont donnés par la méthode **ML** et la combinaison **G+Q+E**.

La variation des efforts sismiques est moyenne tel que **(12% < Mmax < 52%)**.

**X.7) Vérification de l'effort tranchant à la base :**

➤ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode manuelle :**

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

- **A = 0.15.**
- **R = 4** (structure contreventé par voiles).
- **D = 1.64** (facteur d'amplification dynamique).
- **Q = 1.00** Dans les deux sens

- **Application numérique**

$$V_x = V_y = 1148.461 \text{ KN}$$

**Tableau X.17 les efforts tranchants à la base du bâtiment de la méthode logiciel**

Spectre	$V_x$	$V_y$
E	<b>1270.2</b>	<b>1360.8</b>

$$\begin{cases} V_x \times 0.8 = 0.8 \times 1148.461 = 918.76 \text{ KN} < V_{tx} = 1270.2 \text{ KN} \\ V_y \times 0.8 = 0.8 \times 1148.461 = 918.76 \text{ KN} < V_{ty} = 1360,80 \text{ KN} \end{cases}$$

**Conclusion:**

$V$  analytique  $> 0.8V_{MM}$  (l'article 4.3.6 du RPA99 version 2003) condition vérifiée.

**X.18) participations massiques :**

Les valeurs des périodes et facteurs de participations massiques modales calculés par **ETABS V9.7** sont données dans le tableau suivant

Tableau X.7.b : les valeurs des périodes et de facteurs de participations massiques :

<b>Mode</b>	<b>Period</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>UZ</b>	<b>SumUX</b>	<b>SumUY</b>	<b>SumUZ</b>	<b>RX</b>	<b>RY</b>	<b>RZ</b>	<b>SumRX</b>	<b>SumRY</b>	<b>SumRZ</b>
<b>1</b>	0,560878	68,50	0	0	68,50	0	0	0	98,25	0	0	98,25	
<b>2</b>	0,494994	0	67,79	0	68,50	67,79	0	98,01	0	0	98,01	98,25	
<b>3</b>	0,288385	0	0	0	68,50	67,7	0	0	0	67,85	98,01	98,25	67,8575
<b>4</b>	0,122644	20,05	0	0	88,56	67,79	0	0	1,50	0	98,01	99,75	67,8575
<b>5</b>	0,10138	0	20,07	0	88,56	87,87	0	1,69	0	0	99,71	99,75	67,8575
<b>6</b>	0,060847	0	0	0	88,56	87,87	0	0	0	20,82	99,71	99,75	88,6841
<b>7</b>	0,055137	6,08	0	0	94,64	87,87	0	0	0,19	0	99,71	99,94	88,6841
<b>8</b>	0,04321	0	6,56	0	94,64	94,44	0	0,22	0	0	99,94	99,94	088,6841
<b>9</b>	0,035115	2,64	0	0	97,28	94,44	0	0	0,03	0	99,94	99,97	88,6841
<b>10</b>	0,02808	0	0	0	97,28	94,44	0	0	0	5,65	99,94	99,97	94,3353
<b>11</b>	0,026613	1,16	0	0	98,45	94,44	0	0	0,01	0	99,94	99,99	94,3353
<b>12</b>	0,026422	0	2,84	0	98,45	97,28	0	0,03	0	0	99,97	99,99	94,3353

La condition de la participation de masse est vérifiée dans les deux sens (elle dépasse les 90% dans les deux sens)

**D) Les sections d'armatures :**

**1) POUTRE :**

**Tableau X.21 : variations des sections d'armatures entre MM et ML dans le Sens des poutres principales a l'ELU**

NIVEAUX	1,35G+1,5Q					
	MM		ML		Variation%	
	Atravé	Aappui	Atravé	Aappui	Atravé	Aappui
8	4,1641016	4,703473	3,1633648	5,0168202	24,032479	6,2459309
7	3,9195403	3,8225906	3,1444306	4,9870846	19,775528	23,350195
6	3,8779904	4,1099683	3,1444306	4,9870846	18,91598	17,587757
5	3,8087406	4,405454	3,1444306	4,9870846	17,441725	11,662737
4	3,7783552	4,8174029	3,1444306	4,9870846	16,777793	3,4024229
3	3,7645656	5,3760946	3,1444306	4,9870846	16,47295	7,235922
2	3,7231967	6,0296191	3,1444306	4,9870846	15,544872	17,290222
1	5,9673386	12,595144	4,9686768	8,1668139	16,735464	35,159027

➤ **Commentaire :**

✓ **La combinaison  $1.35 \times G + 1.5 \times Q$  :**

- Une variation croissante des sections en appuis dans le sens longitudinal atteint un maximum de **35.15%** au **1<sup>ème</sup>** niveau et un minimum **6.24%** au **8<sup>ème</sup>** niveau.
- Une variation déséquilibrée des sections en travée dans le sens longitudinal atteint un maximum **24.03%** au **8<sup>ème</sup>** niveau et un minimum **16.73%** au **1<sup>er</sup>** niveau

**IX-1- Ferrailage des portiques :**

**IX-1-1 Ferrailage des poutres :**

Les poutres seront ferrillées en flexion simple à L'ELU, sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront vérifiées à L'ELS, sous la combinaison G+Q.

**Recommandations du RPA 99 pour le ferrailage des poutres :**

**Armatures longitudinales :**

• Le pourcentage total minimum :

$A_{\min} = 0,5 \% (b \times h)$  en toute section.

- Poutres principales de (25×30) :  $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$ .
- Poutres secondaires de (25×30) :  $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$ .

• Le pourcentage total maximum :

$A_{\max} = 4 \% (b \times h)$  en zone courante.

$A_{\max} = 6 \% (b \times h)$  en zone de recouvrement.

- Poutres principales de (25×30):  
 $A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$  (en zone courante).  
 $A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$  (en zone de recouvrement).
- Poutres secondaires de (25×30):  
 $A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$  (en zone courante).  
 $A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$  (en zone de recouvrement).

• Longueur minimale de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de  $50\Phi$  en zone III.

**Armatures transversales :**

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :  $A_t = 0,003 \times S_t \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :  
 $S_t^{\max} = \min \left( \frac{h}{4}, 12\Phi \right)$  en zone nodale si les armatures comprimées sont nécessaires.  
 $S_t \leq \frac{h}{2}$  en zone de recouvrement.

Avec :  $\Phi$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

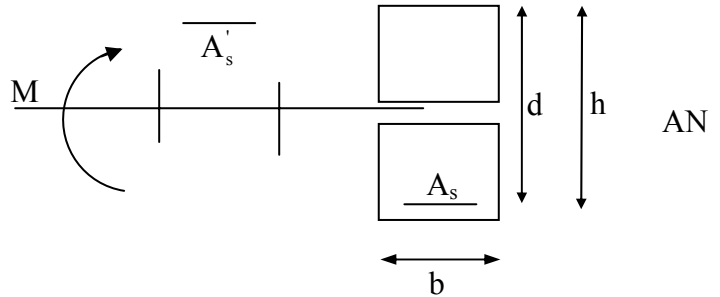
- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**Etapas de calcul à L'ELU :**

Calcul du moment réduit «  $\mu$  » :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$$

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



Calcul du moment réduit limite «  $\mu_l$  » :

$$\left. \begin{array}{l} \text{FE400} \\ \gamma_s = 1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_l = 0,392$$

En comparant les deux moments réduits «  $\mu_l$  » et «  $\mu$  », deux cas se présente :

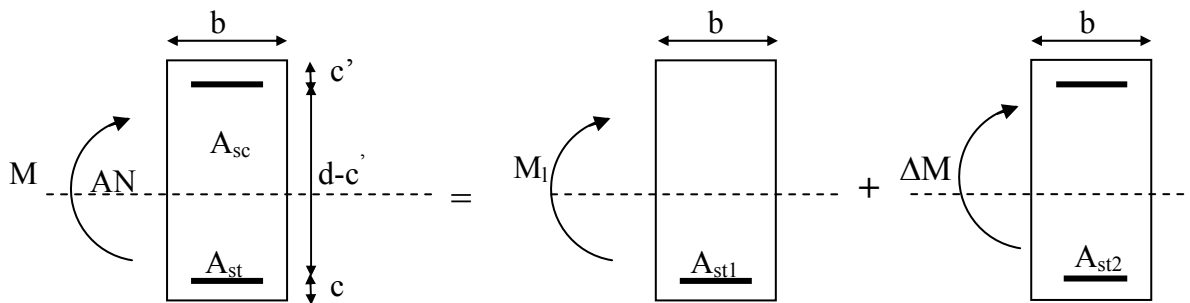
- $\mu \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (**SSA**).

Pas besoin d'aciers supérieurs (comprimés)  $A_s = 0$  et la section d'aciers inférieurs (tendus)

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{tel que :} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- $\mu \geq \mu_l = 0,392$  la section est doublement armée (**SDA**).

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



$$M = M_1 + \Delta M$$

$$M_1 = \mu_l b d^2 f_{bu} \quad \text{et} \quad \Delta M = M - M_1$$

Finalement :

$$\begin{cases} A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_r}{\beta_l \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \\ A_s' = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \end{cases}$$

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants.

### Ferrailage des poutres secondaire à l'ELU

**Armatures aux appuis**

niveaux	M(knm)	As(cm <sup>2</sup> )	ferrailage	Aadop(cm <sup>2</sup> )
8	55,01	7,02	3T12+3T14	8,01
7	50,96	6,40	3T12+3T14	8,01
6	50,04	6,27	3T12+3T14	8,01
5	48,61	6,06	6T12	6,78
4	46,73	5,78	6T12	6,78
3	44,58	5,48	6T12	6,78
2	41,04	4,80	6T12	6,78
1	54,25	6,59	6T12	6,78

**Armatures en travées**

niveaux	M(knm)	As(cm <sup>2</sup> )	ferrailage	Aadop(cm <sup>2</sup> )
8	21,02	2,41	3T14	4,62
7	23,12	2,66	3T14	4,62
6	21,33	2,44	3T14	4,62
5	19,74	2,35	3T14	4,62
4	17,46	1,98	3T14	4,62
3	14,64	1,65	3T14	4,62
2	11,18	1,22	3T14	4,62
1	8,42	0,79	3T14	4,62

**Vérification de la condition de non fragilité**

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

- Poutres secondaire de (25×30):  $A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,815\text{cm}^2$ .

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

**Vérification à l'ELS :**
**ELS vis-à-vis de la durabilité de la structure :**

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

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

- **Etat limite de 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 :

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

► **Vérification de l'effort tranchant [BAEL91/Art A.5.1 ,21] :**

Contrainte tangente conventionnelle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,13 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 MPa \right\} = 3,33 MPa$$

$$\tau_u = \frac{20,86 \cdot 10^3}{(250 \times 270)} = 0,30 MPa.$$

La condition est vérifiée pour tous les niveaux

► **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$V_u \leq 0,267 . a . b . f_{c28} = 0,267 \times 0,25 \times 0,27 \times 25 \times 10^3 = 450,56 KN$$

$$V_u = 20,86 < 450,56 KN$$

La condition est vérifiée.

► **Vérification de l'adhérence des barres :**

Pour qu'il n'y ait pas d'entraînement des barres, il faut vérifier que :

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

$$\tau_{se} = \frac{20,86 \times 1000}{(0,9 \times 270 \times 244,92)} = 0,35 MPa$$

$$\tau_{se} = 0,35 MPa < \overline{\tau_{se}} = \psi_s f_{t28} = 3,15 MPa$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

**Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres secondaire :**  
Armatures aux appuis

niveaux	M <sub>smax</sub>	A <sub>u</sub>	r <sub>1</sub>	B <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	ss	sbc	sbc
8	4015	8,01	1,18666667	0,879	18,78	21,1203151	1,12461742	1,5
7	3698	8,01	1,18666667	0,879	18,78	19,4527834	1,03582446	
6	3631	8,01	1,18666667	0,879	18,78	19,1003398	1,0170575	
5	3527	6,78	1,00444444	0,86	20,71	22,4033803	1,08176631	
4	3391	6,78	1,00444444	0,86	20,71	21,539513	1,04005374	
3	3234	6,78	1,00444444	0,86	20,71	20,5422545	0,99190027	
2	2979	6,78	1,00444444	0,86	20,71	18,9225035	0,91368921	
1	3841	6,78	1,00444444	0,86	20,71	24,3978972	1,17807326	

Armatures en travées

niveaux	M <sub>smax</sub>	A <sub>u</sub>	r <sub>1</sub>	B <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	ss	sbc	sbc
8	1525	4,62	0,68444444	0,879	26,32	13,9083378	0,52843229	1,5
7	1675	4,62	0,68444444	0,879	26,32	15,276371	0,58040923	
6	1544	4,62	0,68444444	0,879	26,32	14,081622	0,53501603	
5	1429	4,62	0,68444444	0,879	26,32	13,0327965	0,49516704	
4	1263	4,62	0,68444444	0,879	26,32	11,5188397	0,43764589	
3	1058	4,62	0,68444444	0,879	26,32	9,64919433	0,36661073	
2	806	4,62	0,68444444	0,879	26,32	7,35089852	0,27928946	
1	597	4,62	0,68444444	0,879	26,32	5,44477223	0,20686825	

► **Etat limite de déformation du béton : [BAEL 91/Art B.6.5, 2]**

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si nous avons :

1)  $\frac{h}{L} = \frac{30}{360} = 0,083 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow$  La condition est vérifiée.

2)  $\frac{h}{L} = 0,085 > \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{17,724}{10 \times 12,43} = 0,082 \rightarrow$  La condition est vérifiée.

3)  $\frac{A}{bd} = \frac{6,15}{30 \times 32} = 0,0064 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow$  La condition est vérifiée

- Armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \Phi_1^{\min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{10 \text{ mm} , 8,5 \text{ mm} , 25 \text{ mm}\} = 8,5 \text{ mm} .$$

$$\Phi_t = \frac{\Phi_1^{\max}}{3} = \frac{14}{3} = 4,66 \text{ mm} . \text{ Soit } 8 \text{ mm}$$

On prend un cadre + un étrier soit  $A_t = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- Espacement maximal des armatures :

$$S_t \leq \min \{0,9.d ; 40 \text{ cm}\} = \{24,3 ; 40 \text{ cm}\}$$

On prend  $S_t = 20 \text{ cm}$

D'après le RPA 99 :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_1 \right\} = 7,50 \text{ cm} . \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} . \text{ En zone courante.}$$

On prendra :

$S_t = 8 \text{ cm}$  ..... En zone nodale.

$S_t = 15 \text{ cm}$ ..... En zone courante.

- Section d'armatures transversales minimales :

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > 0,003 . S_t . b = 0,003 . 15 . 25 = 1,125 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ la section est vérifiée.}$$

**Ferrailage des poutres principales à l'ELU**

Armatures aux appuis

niveaux	M(knm)	As(cm <sup>2</sup> )	ferrailage	Aadop(cm <sup>2</sup> )
8	45,49	5,61	3T12+3T14	8,01
7	54,69	6,97	3T12+3T14	8,01
6	52,66	6,66	3T12+3T14	8,01
5	51,29	6,45	3T12+3T14	8,01
4	49,23	6,15	3T12+3T14	8,01
3	46,54	5,76	3T12+3T14	8,01
2	44,14	5,41	3T12+3T14	8,01
1	55,76	7,13	3T12+3T14	8,01

Armatures en travées

niveaux	M(knm)	As(cm <sup>2</sup> )	ferraillage	Aadop(cm <sup>2</sup> )
8	29,74	3,49	3T14	4,62
7	27,53	3,21	3T14	4,62
6	27,40	3,19	3T14	4,62
5	27,32	3,18	3T14	4,62
4	27,27	3,18	3T14	4,62
3	27,26	3,18	3T14	4,62
2	26,87	3,13	3T14	4,62
1	41,75	5,08	3T14	4,62

### 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 (25×30):  $A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,815\text{cm}^2$ .

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

### Vérification à l'ELS :

#### ELS vis-à-vis de la durabilité de la structure :

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

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

- **Etat limite de 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  $\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd}$

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

-les contraintes valent alors :

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

**► Vérification de l'effort tranchant [BAEL91/Art A.5.1 ,21] :**

Contrainte tangente conventionnelle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,13 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right\} = 3,33 MPa$$

$$\tau_u = \frac{4,89 \cdot 10^3}{(270 \times 250)} = 0,072 MPa.$$

La condition est vérifiée pour tous les niveaux

**► Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28} = 0,267 \times 0,27 \times 0,25 \times 25 \times 10^3 = 450,56 KN$$

$$V_u = 4,89 < 450,56 KN$$

La condition est vérifiée.

**► Vérification de l'adhérence des barres :**

Pour qu'il n'y ait pas d'entraînement des barres, il faut vérifier que :

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

$$\tau_{se} = \frac{18,40 \times 10}{(0,9 \times 32 \times 15,07)} = 0,414 MPa$$

$$\tau_{se} = 0,414 MPa < \overline{\tau_{se}} = \psi_s f_{t28} = 3,15 MPa$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

**2) Vérification à ELS**

**Etat limite de compression du béton des poutres principales :**

Armatures aux appuis

niveaux	M <sub>smax</sub>	A <sub>u</sub>	r <sub>1</sub>	B1	K1	ss	sbc	sbc
8	3317	8,01	1,18666667	0,852	18,78	18,0015374	0,95854832	1,5
7	3968	8,01	1,18666667	0,852	18,78	21,5345494	1,14667462	
6	3820	8,01	1,18666667	0,852	18,78	20,7313454	1,10390551	
5	3721	8,01	1,18666667	0,852	18,78	20,1940671	1,07529644	
4	3571	8,01	1,18666667	0,852	18,78	19,380009	1,03194936	
3	3376	8,01	1,18666667	0,852	18,78	18,3217335	0,97559817	
2	3198	8,01	1,18666667	0,852	18,78	17,355718	0,92415964	
1	3919	8,01	1,18666667	0,852	18,78	21,2686237	1,13251458	

Armatures en travées

niveaux	M <sub>smax</sub>	A <sub>u</sub>	r <sub>1</sub>	B1	K1	ss	sbc	sbc
8	2170	4,62	0,68444444	0,879	26,32	19,7908806	0,75193315	1,5
7	1994	4,62	0,68444444	0,879	26,32	18,1857216	0,69094687	
6	1984	4,62	0,68444444	0,879	26,32	18,0945194	0,68748174	
5	1978	4,62	0,68444444	0,879	26,32	18,0397981	0,68540266	
4	1975	4,62	0,68444444	0,879	26,32	18,0124374	0,68436312	
3	1973	4,62	0,68444444	0,879	26,32	17,994197	0,6836701	
2	1947	4,62	0,68444444	0,879	26,32	17,7570712	0,67466076	
1	2940	4,62	0,68444444	0,879	26,32	26,8134512	1,01874814	

**► Etat limite de déformation du béton : [BAEL 91/Art B.6.5, 2]**

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si nous avons :

- 4)  $\frac{h}{L} = \frac{30}{390} = 0,089 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow$  La condition est vérifiée.
- 5)  $\frac{h}{L} = 0,089 > \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{5,341}{10 \times 14,33} = 0,039 \rightarrow$  La condition est vérifiée.
- 6)  $\frac{A}{bd} = \frac{6,15}{30 \times 32} = 0,0064 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow$  La condition est vérifiée

• Armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \Phi_1^{\min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 10 \text{ mm} , 8,5 \text{ mm} , 30 \text{ mm} \} = 8,5 \text{ mm} .$$

$$\Phi_t = \frac{\Phi_1^{\max}}{3} = \frac{14}{3} = 4,66 \text{ mm} . \text{ Soit } 8 \text{ mm}$$

On prend un cadre + un étrier soit  $A_t = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- Espacement maximal des armatures :

$$S_t \leq \min \{0,9.d ; 40 \text{ cm}\} = \{24,3 ; 40 \text{ cm}\}$$

On prend  $S_t = 20 \text{ cm}$

D'après le RPA 99 :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_1 \right\} = 7,50 \text{ cm.} \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm.} \text{ En zone courante.}$$

On prendra :

$S_t = 8 \text{ cm}$  ..... En zone nodale.

$S_t = 16 \text{ cm}$ ..... En zone courante.

- Section d'armatures transversales minimales :

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > 0,003 . S_t . b = 0,003 . 15 . 25 = 1,125 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ la section est vérifiée.}$$

**Remarque :** toutes les conditions sont vérifiées. Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

**Disposition constructive :**

Conformément au CBA 93 annexe E<sub>3</sub>, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

- La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale
- A  $\frac{1}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- A  $\frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- 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.

**B .Ferrailage des poteaux:**

**Les recommandations du RPA :**

❖ **Les armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal est de :

**0,8%(bxh)** en zone **IIa**.

- Leur pourcentage maximal est de :

**4%(bxh)** en zone courante.

**6%(bxh)** en zone de recouvrement.

- Leur diamètre minimal est de **12mm**.

La longueur minimale de recouvrement est de **40φ** .

- La distance entre barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

❖ **les d'armatures transversales:**

La section d'armatures transversales est donnée par:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

$V_u$ : Effort tranchant de calcul.

$h_t$  : Hauteur totale de la section de calcul.

$f_e$  : Contrainte limite élastique d'armatures transversales.

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

$\rho_a = 2,5$  si  $\lambda_g$  (élancement géométrique)  $\geq 5$  dans la direction considérée.

$\rho_a = 3,75$  si  $\lambda_g < 5$ .

$S_t$  : C'est l'espacement des armatures transversales.

- $S_t \leq \min(10\phi_L, 15 \text{ cm}) \Rightarrow$  en zone nodale.

- $S_t \leq 15\phi_L \Rightarrow$  en zone courante.

$\phi_L$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

**Armatures transversales minimales:**

$A_t / S_t \cdot b$  en % sera comme suit:

Si:  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow$  **0,3%**.

Si:  $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow$  **0,8%**.

Si:  $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$  interpolé entre les valeurs précédentes.

$\lambda_g = (l_f/a, l_f/b)$ . Les cadres et les étiers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimum.

❖ **Calcul des armatures longitudinales :**

Les poteaux sont calculés à l'ELU selon les deux directions principales puis vérifiés à l'ELS en flexion composée, sous un effort de compression N et un moment de flexion M.

Le calcul s'effectuera en considérant les combinaisons suivantes:

- Nmax et Mcorr
- Mmax et Ncorr
- Nmin et Mcorr

• **Calcul du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N}$$

Deux cas peuvent se présenter :

• **Section partiellement comprimée (SPC).**

$$SPC \Rightarrow e = \frac{M}{N} > \frac{h}{2} - c$$

$$N(d - c') - M_f \leq (0,337h - 0,81c).b.h.f_{bc}$$

$M_f$ : Moment par rapport au centre de gravité des armatures inférieures.

$$M_f = N.g \quad \text{Avec } g = e + \frac{h}{2} - c$$

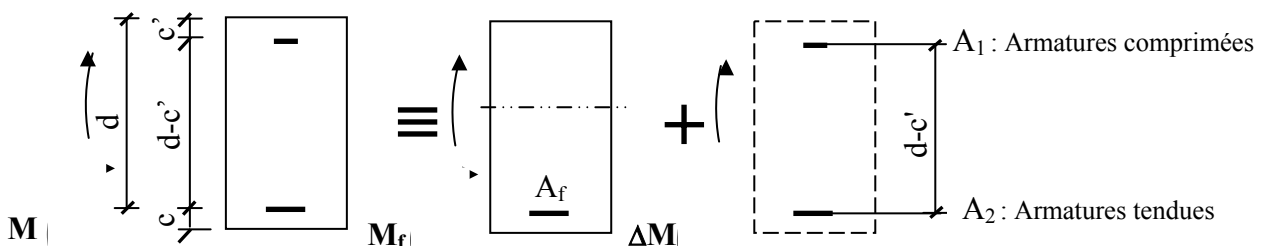
✓ **Calcul des armatures :**

$$SSA \Rightarrow \mu_f = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{avec : } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,2 MPa \quad \text{et } \gamma_b = 1,5$$

Si:  $\mu_f < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  section simplement armée (S.S.A).

La section réelle d'armature est :  $A = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}}$  avec  $A_f = \frac{M_f}{\beta.d.\sigma_{st}}$

SDA  $\Rightarrow$  Si:  $\mu_f > \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  section doublement armée (S.D.A).



$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_{st}} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_{st}}$$

• **Section entièrement comprimée (SEC).**

SEC  $\Rightarrow$  dans le cas contraire.  $e = \frac{M}{N} < \frac{h}{2} - c$

$$N(d - c') - M_f > (0,337h - 0,81c) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

Si:  $N(d - c') - M_f > (0,5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$

$$A_1 = \frac{[M_f - (d - 0,5h) \cdot b \cdot f_{bc}]}{(d - c') \cdot \sigma_{st}} \quad \Rightarrow \quad A_2 = \frac{(N - h \cdot b \cdot f_{bc})}{\sigma_{st}} - A_1$$

Si:  $N(d - c') - M_f \leq (0,5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \Rightarrow A_1 = \frac{(N - \Psi \cdot h \cdot b \cdot f_{bc})}{\sigma_{st}} \quad A_2 = 0$

$$\text{Avec } \Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

**Calcul des armatures des poteaux :**

Niveaux	Sollicitation	Sens transversal		Sens longitudinal		Somme A (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Choix (mm)	Section adoptée (cm <sup>2</sup> )
		A1 (cm <sup>2</sup> )	A2 (cm <sup>2</sup> )	A1 (cm <sup>2</sup> )	A2 (cm <sup>2</sup> )				
8	Mmax	Mmax	/	/	/	/	/	8,4	4HA14+4HA12
	Nmin	Nmin	/	/	/	/	/	8,4	4HA14+4HA12
	Nmax	Nmax	/	/	/	/	/	8,4	4HA14+4HA12
7	Mmax	Mmax	/	/	/	/	/	8,4	4HA14+4HA12
	Nmin	Nmin	/	/	/	/	/	8,4	4HA14+4HA12
	Nmax	Nmax	/	/	/	/	/	8,4	4HA14+4HA12
6	Mmax	Mmax	/	/	/	/	/	8,4	4HA14+4HA12
	Nmin	Nmin	/	/	/	/	/	8,4	4HA14+4HA12
	Nmax	Nmax	/	/	/	/	/	8,4	4HA14+4HA12
5	Mmax	Mmax	/	/	/	/	/	8,4	4HA14+4HA12
	Nmin	Nmin	/	/	/	/	/	8,4	4HA14+4HA12
	Nmax	Nmax	/	/	/	/	/	8,4	4HA14+4HA12
4	Mmax	Mmax	/	/	/	/	/	8,4	4HA14+4HA12
	Nmin	Nmin	/	/	/	/	/	8,4	4HA14+4HA12
	Nmax	Nmax	/	/	/	/	/	8,4	4HA14+4HA12
3	Mmax	Mmax	/	/	/	/	/	8,4	4HA14+4HA12
	Nmin	Nmin	/	/	/	/	/	8,4	4HA14+4HA12
	Nmax	Nmax	/	/	/	/	/	8,4	4HA14+4HA12
2	Mmax	Mmax	/	/	/	/	/	8,4	4HA14+4HA12
	Nmin	Nmin	/	/	/	/	/	8,4	4HA14+4HA12
	Nmax	Nmax	/	/	/	/	/	8,4	4HA14+4HA12
1	Mmax	Mmax	/	/	/	/	/	8,4	4HA14+4HA12
	Nmin	Nmin	/	/	/	/	/	8,4	4HA14+4HA12
	Nmax	Nmax	/	/	/	/	/	8,4	4HA14+4HA12

**Calcul des armatures transversales:**

Les armatures transversales sont disposées dans des plans perpendiculaires à l'axe longitudinal de la pièce entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher tout mouvement de celle-ci vers la paroi.

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales doit être:  $\phi_t \geq \frac{\phi_L^{\max}}{3} = 14 / 3 = 4,66\text{mm}$ .

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

Les armatures longitudinales seront encadrées avec deux cadres de section

Transversales :  $A_t = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2$  <sup>2</sup>

**L'espace des armatures transversales :**

- en zone nodale :  $St = 10 \text{ cm}$
- en zone courante :  $St = 15 \text{ cm}$

**Délimitation de la zone nodale :**

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6} ; b_1 ; 60 \text{ cm} \right) = 60 \text{ cm}$$

❖ **Les vérifications :**

**A. La quantité minimale d'armatures transversales:**

Calcul de l'élanement géométrique  $\lambda_g$ :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{avec } l_f = 0,7l_0 \quad \text{avec } l_0: \text{Longueur libre d'étage.}$$

$$h=3,06\text{m} \Rightarrow l_0=3,06-0,30=2,76\text{m} \Rightarrow l_f=0,7 \times 2,76=1,93\text{m.}$$

<b>Poteaux</b>	30x35
$\lambda_g$	6,44

Nous avons  $\lambda_g > 5 \Rightarrow A_t / St.b = 0,3\%$

$$A_{\min} = 0,3\% . St . b = 0,3.15.35 = 1,575\text{cm}^2$$

$A_t = 2,01\text{cm}^2 > A_{\min}$       Donc nous adoptons :  $\phi_t = 8\text{mm}$

**B. Les armatures longitudinales :**

- Leur pourcentage minimal est de :

$$A_{\min} = 0,8\%(bxh) = 8,4\text{cm}^2 < A = 9,23 \text{ cm}^2$$

- Leur pourcentage maximal est de :

✓ en zone courante :  $A_{\max} = 4\%b.h = 0,04. 30. 35 = 42 \text{ cm}^2$

✓ en zone de recouvrement :  $A_{\max} = 6\%b.h = 0,06. 30. 35 = 63 \text{ cm}^2$

- La longueur minimale de recouvrement :

$$l_r = 40\phi = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$$

On prend :  $l_r = 60 \text{ cm}$

**Vérification à L'ELS :**

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton

➤ **Vérification d'une section partiellement comprimée :**  $e_s > \frac{h}{6}$

Pour vérifier les contraintes du béton on doit calculer :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec :

$y_1$  : la distance entre l'axe neutre à L' ELS et la fibre la plus comprimée ;

$y_2$  : la distance entre l'axe neutre à L' ELS et le centre de pression  $C_p$  ;

$l_c$  : la distance entre l'axe de pression  $C_p$  et la fibre la plus comprimée ;

$y_2$  est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

Avec :

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6.n.A'_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6.n.A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6.n.A'_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6.n.A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul  $\Delta$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q); u = \sqrt[3]{t}; y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

Si  $\Delta > 0 \Rightarrow$  l'équation admet trois racines

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right); y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 120\right); y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 240\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right); a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :  $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc :  $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times \left[ A_u \cdot (d - y_1)^2 + A'_u \cdot (y_1 - d')^2 \right]$$

► Vérification des contraintes de compression dans le béton (BAEL91 Art .A.4.5.2)

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \overline{\sigma}_b$$

► Vérification d'une section entièrement comprimée : ( $e_s < h/6$ )

On calcule l'aire de la section homogène totale :  $S = b \cdot h + 15 \cdot (A_1 + A_2)$

On détermine la position du centre de gravité résistant qui est situé à une distance  $X_G$  au dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A_1 \cdot (0,5h - c') - A_2 \cdot (d - 0,5h)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_1 + A_2)}$$

On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \cdot [A_1 \cdot (0,5h - c' - X_G)^2 + A_2 \cdot (d - 0,5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont données par les formules suivantes :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

**Remarque :**

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée. On vérifie que la plus grande de ces contraintes ne dépasse pas la contrainte admissible du béton.

$$\overline{\sigma}_b$$

# CHAPITRE XI

## FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

Vérification à L'ELS :

❖ SENS TRANSVERSAL :

Niveaux	Section	Solli	Ns (kN)	Ms (kNm)	e (cm)	h/6	Nature	A1 = A2	S (cm <sup>2</sup> )	XG	I (cm <sup>4</sup> )	h	sigma	sigma	sigmabc	OBS
													sup(kN/cm <sup>2</sup> )	inf(kN/cm <sup>2</sup> )	barre	
		Mmax	110,1	5,87	5,33	5,83	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	35	0,19	0,00	1,5	Vérif
<b>8</b>	30*35	Nmin	110,1	5,48	4,98	5,83	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	35	0,18	0,00	1,5	Vérif
		Nmax	110,1	5,48	4,98	5,83	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	35	0,18	0,00	1,5	Vérif
		Mmax	232,3	4,95	2,13	5,83	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	35	0,27	0,12	1,5	Vérif
<b>7</b>	30*35	Nmin	225	4,04	1,8	5,83	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	35	0,25	0,12	1,5	Vérif
		Nmax	236,8	3,72	1,57	5,83	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	35	0,26	0,14	1,5	Vérif
		Mmax	348,3	4,5	1,29	5,83	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	35	0,37	0,22	1,5	Vérif
<b>6</b>	30*35	Nmin	341	3,8	1,11	5,83	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	35	0,35	0,23	1,5	Vérif
		Nmax	353,4	3,36	0,95	5,83	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	35	0,35	0,24	1,5	Vérif
		Mmax	465,6	3,81	0,82	5,83	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	35	0,45	0,33	1,5	Vérif
<b>5</b>	30*35	Nmin	577,5	3,29	0,57	5,83	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	35	0,54	0,43	1,5	Vérif
		Nmax	470,1	2,92	0,62	5,83	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	35	0,44	0,35	1,5	Vérif
		Mmax	584,7	2,81	0,48	5,83	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	35	0,54	0,45	1,5	Vérif
<b>4</b>	30*35	Nmin	577,5	2,61	0,45	5,83	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	35	0,53	0,44	1,5	Vérif
		Nmax	587,4	2,2	0,37	5,83	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	35	0,53	0,46	1,5	Vérif
		Mmax	706,1	2,09	0,3	5,83	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	35	0,63	0,56	1,5	Vérif
<b>3</b>	30*35	Nmin	698	1,51	0,22	5,83	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	35	0,61	0,56	1,5	Vérif
		Nmax	706,1	2,09	0,3	5,83	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	35	0,63	0,56	1,5	Vérif
		Mmax	823,5	0	0	5,83	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	35	0,69	0,69	1,5	Vérif
<b>2</b>	30*35	Nmin	816,2	0,8	0,1	5,83	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	35	0,70	0,67	1,5	Vérif
		Nmax	830,2	0,74	0,09	5,83	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	35	0,71	0,69	1,5	Vérif
		Mmax	1006,4	1,17	0,12	5,83	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	35	0,87	0,83	1,5	Vérif
<b>1</b>	30*35	Nmin	968,5	0,48	0,05	5,83	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	35	0,82	0,81	1,5	Vérif
		Nmax	1013,7	0,6	0,06	5,83	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	35	0,86	0,84	1,5	Vérif

❖ SENS LONGITUDINAL :

Niveaux	Section	Solli	Ns (kN)	Ms (kNm)	e (cm)	h/6	Nature	A1 = A2	S (cm <sup>2</sup> )	XG	I (cm <sup>4</sup> )	h	sigma	sigma	sigmabc	OBS
													sup(kN/cm <sup>2</sup> )	inf(kN/cm <sup>2</sup> )	barre	
		Mmax	110,1	12,52	11,37	5	SPC	4,615	1188,45	/	/	30	/	/	/	/
<b>8</b>	30*35	Nmin	110,1	12,52	11,37	5	SPC	4,615	1188,45	/	/	30	/	/	/	/
		Nmax	117,4	11,7	9,97	5	SPC	4,615	1188,45	/	/	30	/	/	/	/
		Mmax	225	7,02	3,12	5	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	30	0,30	0,08	1,5	Vérif
<b>7</b>	30*35	Nmin	225	7,02	3,12	5	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	30	0,30	0,08	1,5	Vérif
		Nmax	232,3	9,23	3,97	5	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	30	0,34	0,05	1,5	Vérif
		Mmax	341	7,57	2,22	5	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	30	0,41	0,17	1,5	Vérif
<b>6</b>	30*35	Nmin	341	7,57	2,22	5	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	30	0,41	0,17	1,5	Vérif
		Nmax	348,3	9,1	2,61	5	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	30	0,44	0,15	1,5	Vérif
		Mmax	458,4	6,93	1,51	5	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	30	0,50	0,27	1,5	Vérif
<b>5</b>	30*35	Nmin	630,2	9,55	1,52	5	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	30	0,68	0,38	1,5	Vérif
		Nmax	639,9	11,51	1,8	5	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	30	0,72	0,35	1,5	Vérif
		Mmax	575,5	6,34	1,1	5	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	30	0,59	0,38	1,5	Vérif
<b>4</b>	30*35	Nmin	794,2	5,59	0,7	5	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	30	0,76	0,58	1,5	Vérif
		Nmax	804	3,87	0,48	5	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	30	0,74	0,61	1,5	Vérif
		Mmax	698	5,49	0,79	5	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	30	0,68	0,50	1,5	Vérif
<b>3</b>	30*35	Nmin	961,3	7,58	0,79	5	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	30	0,93	0,69	1,5	Vérif
		Nmax	971	8,48	0,87	5	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	30	0,95	0,68	1,5	Vérif
		Mmax	823	4,93	0,6	5	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	30	0,77	0,61	1,5	Vérif
<b>2</b>	30*35	Nmin	1132,2	6,83	0,6	5	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	30	1,06	0,84	1,5	Vérif
		Nmax	1142	9,61	0,84	5	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	30	1,11	0,81	1,5	Vérif
		Mmax	1013,7	4,28	0,42	5	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	30	0,92	0,78	1,5	Vérif
<b>1</b>	30*35	Nmin	1392,7	6,04	0,43	5	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	30	1,27	1,08	1,5	Vérif
		Nmax	1401,7	3,48	0,25	5	SEC	4,615	1188,45	0	109143,1	30	1,24	1,12	1,5	Vérif

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire, car la fissuration est non préjudiciable

**XI-3- FERRAILLAGE DES VOILES :**

**INTRODUCTION :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

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

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

- **Zone I** : 1<sup>er</sup> ; 2<sup>ème</sup> ; 3<sup>ème</sup>
- **Zone II** : 4<sup>ème</sup> ; 5<sup>ème</sup> ; 6<sup>ème</sup>
- **Zone III** : 7<sup>ème</sup> ; 8<sup>ème</sup>

**XI-3-1 Combinaisons d'actions :**

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

$$\text{Selon le BAEL 90} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{array} \right.$$

**XI-3-2 Ferrailage des trumeaux :**

La méthode utilisée est la méthode de la RDM qui se fait pour une bande largeur (d).

**XI-3-3 Exposé de la méthode :**

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

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

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec : B : section du béton ;  
I : moment d'inertie du trumeau ;

$$V \text{ et } V' : \text{ bras de levier ; } V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2} .$$

Dans ce cas, le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat. Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donnée par :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

$h_e$  : hauteur entre nus de planchers du voile considéré ;

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée ;

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

$L_t$  : longueur tendue.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues ci-dessous :

- **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec  $e$  : épaisseur du voile

- **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

- **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

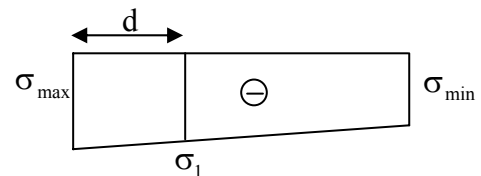
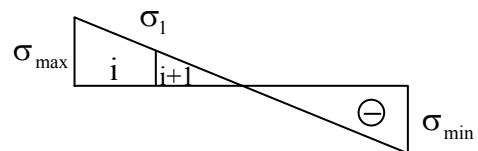
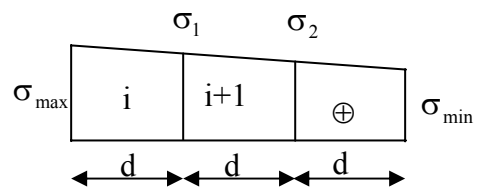
**A-Armatures verticales :**

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

Avec :  $B$  : section du voile

$\sigma_{s2}$  : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa



- **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

Avec  $\sigma_{s10}$  : Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 400 MPa

- **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

Avec  $\sigma_{s2}$  : contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

**B-Armatures minimales :**

**\*Compression simple (Art.A.8.1,2 BAEL91) :**

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$  par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures ;
- $0.2 \text{ ‰} \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \text{ ‰}$  avec B : section du béton comprimée.

**\*Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_e}$$

Avec : B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 ‰ de la section horizontale du béton tendu.

- Exigences de RPA 2003(article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 ‰
- En zone courantes 0.10 ‰

**C-Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10  $\Phi$ .

- D'après le **BEAL 91** :  $A_H = \frac{A_v}{4}$

- D'après le **RPA 2003** :  $A_H \geq 0.15 \text{ ‰} \cdot B$

-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.

**D-Armatures transversales** : (article 7.7.4.3 du RPA 2003)

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

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

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

**E- Armatures de coutures** :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \text{ (Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)}$$
$$T = 1.4 V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculée 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.

**F-Potelet** :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$

**G-Espacement**

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

**H-Longueur de recouvrement** :

Elles doivent être égales à :

-  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

-  $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**I-Diamètre minimal :**

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

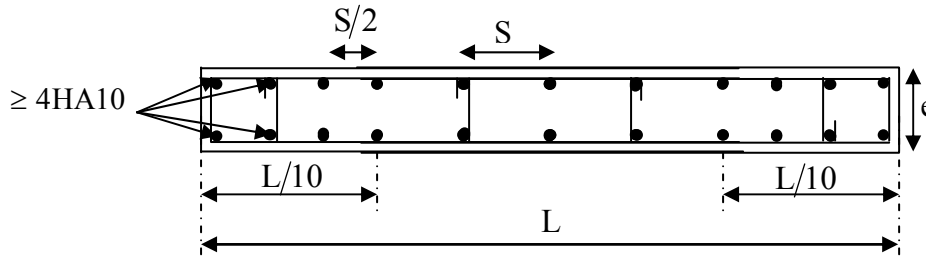


Figure V-11 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

**XI-3-4Vérification :**

**A-Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :  $N_{ser}$  : Effort normal appliqué ;

B : Section du béton ;

A : Section d'armatures adoptée.

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

D'après le RPA 2003 :  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

Avec :  $b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile .

d : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ ) .

h : Hauteur totale de la section brute.

• **D'après le BAEL :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

**XI-3-5 Exemple de calcul :**

Soit à Ferrailer le voile longitudinal VL<sub>1</sub>:

Zone I : S-sol ; 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> niveau

❖ **Caractéristiques géométriques :**

$$L = 3,90 \text{ m}, e_p = 20 \text{ cm}$$

**Sollicitation :** les cas les plus défavorables :

$$\sigma_{min}^{max} = \frac{N}{S} \mp \frac{M \times V}{I} ;$$

$$\sigma_{min} = -5344.80 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 5198.90 \text{ KN/m}^2$$

On voit que la section est partiellement comprimée (SPC) :

$$d \leq \min\left(\frac{he}{2}, \frac{2}{3} Lt\right)$$

Lt : Longueur tendue.

$$d \leq \min\left(\frac{3,06}{2}, \frac{2}{3} \cdot 1,97\right) = \min(1,53\text{m}; 1,31)$$

On prend **d = 1,30m**

**1<sup>er</sup> tronçon :**

$$\sigma_1 = \sigma_{max} - (\sigma_{max} - \sigma_{min}) \frac{d}{L} = 3465.93 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2}\right) d \cdot e = 1145.39 \text{ KN}$$

❖ **Armatures verticales :**

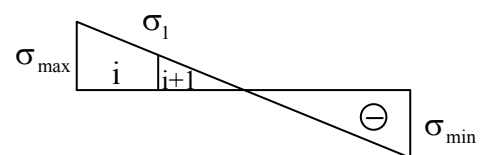
$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 32.91 \text{ cm}^2$$

**2<sup>eme</sup> tronçon :**

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 444.33 \text{ KN}$$

❖ **Armatures verticales :**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 12.76 \text{ cm}^2$$



❖ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = \max \left( 0.15 \% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\min} = 11.07 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage à adopter sur toute la surface de la bande du voile est :

$$\text{Soit } : A_{v1} = 12 \text{ HA } 20 = 37.68 \text{ cm}^2 / \text{nappe}, S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_{v2} = 10 \text{ HA } 14 = 15.40 \text{ cm}^2 / \text{nappe}, S_t = 12 \text{ cm}$$

❖ **Armatures horizontales :**

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_v}{4} = 8.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA99 (version 2003) : } A_H \geq 0.15 \% \cdot B = 4.095 \text{ m}^2$$

$$\text{Soit } 8 \text{ A } 12 = 9.03 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ **Armatures transversales : Art(7.7.4.3/RPA99 version 2003)**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

❖ **Armatures de couture: Art(7.7.4.3/RPA99 version 2003)**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 338.8}{400}$$

$$A_{vj} = 13.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 6 \text{ HA } 12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

**XI-3-6 Vérification des contraintes :**

$$\text{- BAEL 99 : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{338 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9 \times 3.9} = 0.48 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\text{- RPA 2003 : } \tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 338 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9 \times 3.9} = 0.67 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.67 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

**1- Vérification à l'ELS : (BAEL91/révisé 99) :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

$$N_s = 1181,10KN$$

$$\sigma_b = \frac{1181,10.1000}{780000 + 15.3768} = 1,41MPa$$

1,41MPa < 15MPa → Condition vérifiée.

**NB:** Les résultants pour les autres voiles sont donnés dans les tableaux suivants:

Tableau -XI-1 Voile longitudinal VL1, VL2, VL3, VL4 :

	Zones	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,9	3,9	3,9	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m <sup>2</sup> )	0,78	0,78	0,78	
	I (m <sup>4</sup> )	0,98	0,98	0,98	
	V = L/2	1,95	1,95	1,95	
sollicitations de calcul	M (KN. m)	1649,44	1237,55	193,63	
	T (KN)	338,8	328,2	45,4	
	N <sub>max</sub> (KN)	-56,9	-264,8	-14,6	
	N <sub>min</sub> (KN)	-56,9	264,8	-14,6	
	Ns (KN)	150,348	739,700	287,700	
	σ <sub>max</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	5198,896	2122,980	366,567	
	σ <sub>min</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	-5344,794	-2802,000	-404,002	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	Lc(m)	1,923	2,220	1,850	
	Lt (m)	1,977	1,680	2,044	
	d (m)	1,300	1,479	1,236	
	σ <sub>1</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	3465,930	1867,970	244,380	
	N <sub>1</sub> (t)	1129,545	590,352	80,194	
	N <sub>2</sub> (t)	444,336	276,315	30,226	
Armatures minimale	A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	11,070	11,070	11,070	
Armatures verticales	Av1/bande(cm <sup>2</sup> )	32,910	27,711	23,044	
	Av2/bande (cm <sup>2</sup> )	12,76	14,54761	8,68	
Armatures de coutures	Avj(cm2)	13,040	10,149	8,730	
Armatures verticales adoptées	A <sub>v1/2</sub> +Avj/4(cm2)/bondes	23,15	18,92	15,18	
	A <sub>v2/2</sub> +Avj/4(cm2)/bondes	13,08	12,34	8,680	
	A1(adopté)	12HA16	12HA16	10HA14	
	choix de la section	24,13	24,13	15,39	
	A2 adopté (cm <sup>2</sup> )	10HA14	10HA14	10HA12	
	choix de la section	15,4	15,4	11,31	
Armatures Horizontales	Ah (cm2)	6,03	6,03	3,84	
	Ah adoptes (cm2)	8HA12	8HA12	8HA10	
	choix de la section	9,030	9,030	6,28	
Armatures transversales	A <sub>t</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	4épingle de HA8			
vérifications	$\tau_b = 5MPa$	$\tau_b$	0,670	0,650	0,570
	$\tau_u = 2,5MPa$	$\tau$	0,480	0,490	0,400
	$\sigma_{bc} = 15MPa$	$\sigma_{bc}$	1,410	0,900	0,340

**XI-3-7-Ferraillage des trumeaux :**

❖ P5 :

	Zones	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,52	1,52	1,52
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m <sup>2</sup> )	0,3	0,3	0,3
	I (m <sup>4</sup> )	0,058	0,058	0,058
	V = L/2	0,76	0,76	0,76
solicitations de calcul	M (t. m)	148,33	137,1	80,04
	T (KN)	208	204,39	199,96
	N <sub>max</sub> (KN)	909,8	700,7	196
	N <sub>min</sub> (KN)	909,8	700,7	196
	Ns (KN)	537,8	354,8	143,3
	σ <sub>max</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	4978,52	4130,14	1702,13
	σ <sub>min</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	-1086,8	-537,18	-395,49
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc(m)	1,24	1,34	1,23
	Lt (m)	0,28	0,19	0,29
	d (m)	0,82	0,89	0,84
	σ <sub>1</sub> (t/m <sup>2</sup> )	2879,03	2026,36	980,39
	N <sub>1</sub> (KN)	644,31	547,92	225,3
	N <sub>2</sub> (KN)	236,08	180,34	82,35
Armatures minimale	A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	15,75	15,75	15,75
Armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande(cm <sup>2</sup> )	13,51	11,74	6,47
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	6,78	5,18	2,36
Armatures de coutures	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	6,08	5,25	4,98
Armatures verticales adoptées	A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /2(cm <sup>2</sup> )/bondes	15,97	14,11	8,94
	A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /2(cm <sup>2</sup> )/bondes	9,82	7,85	4,85
	A1(adopté)	8HA16	8HA16	8HA14
	choix de la section	16,08	16,08	12,31
	A2 adopté (cm <sup>2</sup> )	8HA14	8HA14	8HA12
	choix de la section	12,31	12,31	9,05

Armatures Horizontales	Ah (cm <sup>2</sup> )	4,02	4,02	3,07	
	Ah adoptes (cm <sup>2</sup> )	8HA10	8HA10	6HA10	
	choix de la section	6,28	6,28	4,71	
Armatures transversales	$\tau_b$ A <sub>t</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	4épingle de HA8			
vérifications	$\overline{\tau}_b = 5MPa$	$\tau_b$	1,06	1,04	1,032
	$\overline{\tau}_u = 2,5MPa$	$\tau_u$	0,76	0,74	0,73
	$\overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$	$\sigma_{bc}$	3,59	2,39	1,29

❖ P6 :

	Zones	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)	0,76	0,76	0,76
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m <sup>2</sup> )	0,152	0,152	0,152
	I (m <sup>4</sup> )	0,0073	0,0073	0,0073
	V = L/2	0,38	0,38	0,38
	solicitations de calcul	M (t. m)	112,62	22,56
T (KN)		125	104	100,13
N <sub>max</sub> (KN)		57,9	63	32,6
N <sub>min</sub> (KN)		57,9	63	32,6
Ns (KN)		476	27,03	106,9
σ <sub>max</sub> (KN/m <sup>2</sup> )		3754,89	3427,87	1239,84
σ <sub>min</sub> (KN/m <sup>2</sup> )		-2273,05	-3131,03	-1068,26
Nature de la section		SPC	SPC	SPC
Lc(m)		0,47	0,39	0,37
Lt (m)		0,29	0,37	0,39
d (m)		0,31	0,26	0,27
σ <sub>1</sub> (t/m <sup>2</sup> )		927,6	814,6	337,34
N <sub>1</sub> (KN)		145,14	110,29	37,85
N <sub>2</sub> (KN)		28,74	21,16	10
Armatures minimale		A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	7,98	7,98
Armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande(cm <sup>2</sup> )	4,42	3,16	1,08
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	1,82	1,6	0,8
Armatures de coutures	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	4,46	4,01	3,85
Armatures verticales adoptées	A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /2(cm <sup>2</sup> )/bondes	6,8	5,16	3,01
	A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /2(cm <sup>2</sup> )/bondes	4,04	3,6	2,72
	A1(adopté)	4HA16	4HA14	AHA12
	choix de la section	8,04	6,15	4,52
	A2 adopté (cm <sup>2</sup> )	4HA14	4HA12	4HA12
	choix de la section	6,15	4,52	4,52

Armatures Horizontales	Ah (cm <sup>2</sup> )		2,01	1,53	0,68
	Ah adoptes (cm <sup>2</sup> )		8HA10	6HA10	4HA10
	choix de la section		6,28	4,71	2,52
Armatures transversales	$\tau_b$ $A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> )		4épingle de HA8		
vérifications	$\overline{\tau}_b = 5MPa$	$\tau_b$	1,27	1,06	1,1
	$\overline{\tau}_u = 2,5MPa$	$\tau_u$	0,93	0,8	0,78
	$\overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$	$\sigma_{bc}$	3,95	2,67	1,66

**XI-3-8 Ferrailage des linteaux :**

- Premier cas :  $\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V) il devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion  $\Rightarrow A_l$
- des aciers transversaux  $\Rightarrow A_t$
- Des aciers en partie courants (de peau)  $\Rightarrow A_c$

-Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_c}, \quad \text{Avec : } z = h - 2d \quad \text{ou : } h : \text{ est la hauteur totale du linteau}$$

d: est l'enrobage .

M : moment dû à l'effort tranchant ( $V = 1,4 \cdot V_u$ )

-Aciers transversaux :>

- Premier sous cas : linteaux longs ( $\lambda_s = \frac{l}{h} > 1$ )

$$\text{Avec : } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_c \cdot z}{V} \quad \text{ou : } S_t : \text{ espacement des cours d'armatures transversales}$$

$A_t$  : section d'un cours d'armatures transversales

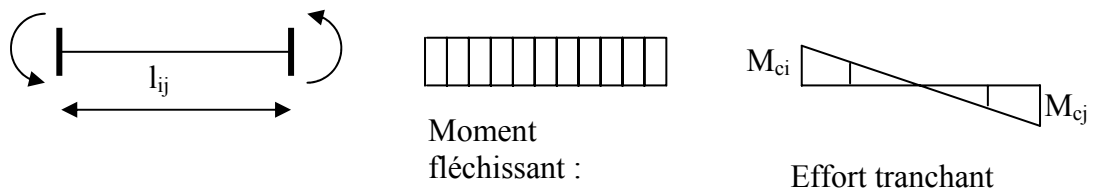
- Deuxième sous cas : linteaux courts ( $\lambda_s = \frac{l}{h} \leq 1$ )

$$\text{Avec : } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_c \cdot z}{V + A_t \cdot f_c} \quad \text{et } V = \min (V_1 ; V_2)$$

ou :  $V_1 = 2 \cdot V_u \text{ calcul}$

$$V_2 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

$M_{ci}$  et  $M_{cj}$  : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée  $l_{ij}$  sont calculés par :  $M_c = A_t \cdot f_c \cdot z$



- Deuxième cas :  $\tau_b \geq 0.06 \cdot f_{c28}$

Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferraillements longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

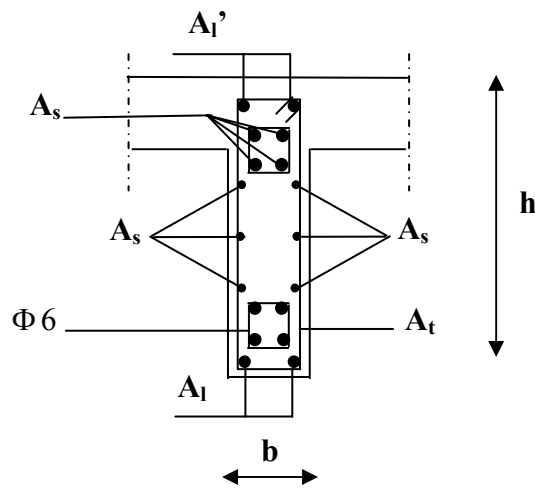
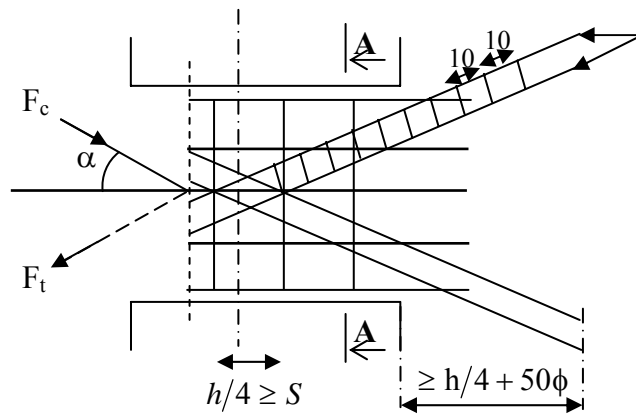
Les efforts (M ; N) sont repris suivant des bielles diagonales (de traction et de compression) suivant l'axe moyen des armatures diagonales  $A_d$  a disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_d = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

Avec :  $\text{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{l}$  et  $V = V_{\text{calcul}}$  (sans majoration).

$A_d$



Coupe A-A

**A) Ferrailage minimal**

-Armatures longitudinales :  $A_l, A'_l \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$

-Armatures transversales :  $A_t \geq 0.15\% \cdot b \cdot S_t$       Si  $\tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28}$   
 $A_t \geq 0.25\% \cdot b \cdot S_t$       Si  $\tau_b > 0.025 \cdot f_{c28}$

-Armatures de peau :  $A_c \geq 0.20\% \cdot b \cdot h$

-Armatures de diagonales :

$$A_D \geq 0.15\% \cdot b \cdot h \quad \text{Si } \tau_b > 0.06 \cdot f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{Si } \tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$$

**B) Exemple de calcul :**

Les caractéristiques géométriques du Linteau

$$h = 0,76 \text{ m}$$

$$l = 1,32 \text{ m}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

▪ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{V_0}{b_0 \cdot d} \quad ; V = 1,4 \cdot V_{calcul}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 16,86 \times 10^4}{200 \times 0,9 \times 760} = 1,72 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,72 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

▪ **Armatures longitudinales :**

$$\tau_b = 1,72 \text{ MPa} > 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}, \text{ donc le ferrailage minimal qui sera adopté (2<sup>ème</sup>)}$$

$$\text{Le RPA 2003 : } (A_{l\min} = A'_{l\min}) \geq 0,15\% \cdot e \cdot h = 0,0015 \times 20 \times 76 = 2,28 \text{ cm}^2$$

$$A_l = A'_l = 2,28 \text{ cm}^2 \text{ . Soit } 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2.$$

▪ **Armatures transversales**

$$\tau_b = 1,72 \text{ MPa} > 0,025 \cdot f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } S \leq \frac{h}{4} = \frac{76}{4} = 19 \text{ cm} \quad \text{avec } S = 18 \text{ cm}$$

$$A_t > 0,0025 \cdot b \cdot S = 0,0025 \times 20 \times 18 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 2\text{HA}10 \quad \Rightarrow A_t = 1,57 \text{ cm}^2$$

▪ **Armatures diagonales**

$$\tau_b = 1,72 \text{ MPa} > 0,06 \cdot f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

Donc ses armatures sont nécessaires.

$$A_D = \frac{V = V_{calcul}}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2c}{L} = \frac{76 - 2 \times 3}{132} = 0,53 \Rightarrow \alpha = 28^\circ$$

$$A_D = \frac{16,86 \times 10^4}{2 \times 400 \times 0,46} = 4,58 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA14  $\Rightarrow A_D = 6,15 \text{ cm}^2$   
Avec un cadre de HA8

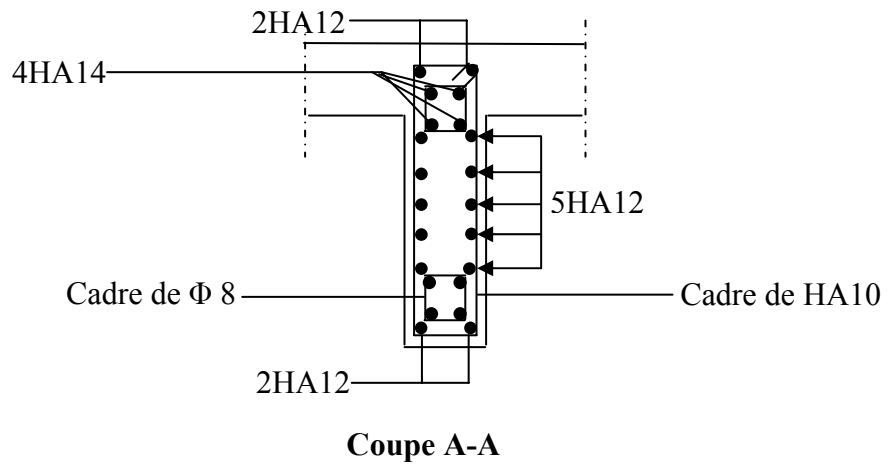
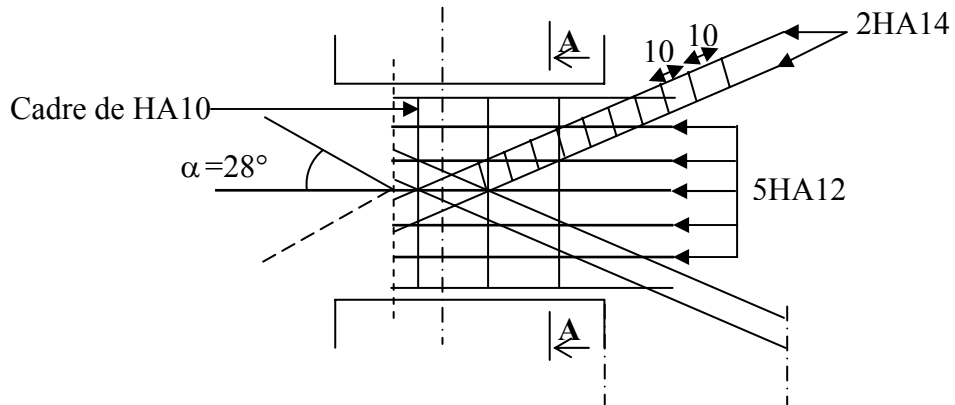
▪ **Armatures de peau**

$$A_c \geq 0,002 \cdot e \cdot h = 0,002 \times 20 \times 76 = 3,04 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA12  $\Rightarrow A_c = 5,65 \text{ cm}^2$

Zone		Zone I	Zone II	Zone III
<b>Caractéristiques Géométriques</b>	h (m)	0,76	0,76	0,76
	L(m)	1,32	1,32	1,32
	e (cm)	20	20	20
<b>Contraintes de cisaillement</b>	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5	5	5
	$\tau_b$ (MPa)	3,18	1,72	1,6
	$V_u$ (t)	31,08	16,86	14,66
<b>Ferrailage des linteaux</b>	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	1,5	1,5	1,5
	$\tau_b$ (MPa)	3,18	1,72	1,6
	$A_l = A_l$ (cm <sup>2</sup> )	4,52	4,52	4,52
	Choix des barres	4HA12	4HA12	4HA12
	$\lambda_g$	1,71	0,63	0,63
	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	1,57	1,57	1,57
	Choix des barres	2HA10	2HA10	2HA10
	$A_D$ (cm <sup>2</sup> )	8,04	6,15	4,58
	Choix des barres	4HA16	4HA14	4HA12
	$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	5,65	5,65	5,65
	Choix des barres	5HA12	5HA12	5HA12

Plan de ferrailage des linteaux :



**B .Ferrailage des poteaux:**

**Les recommandations du RPA :**

❖ **Les armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal est de :

$$0,8\%(b \times h) \text{ en zone IIa.}$$

- Leur pourcentage maximal est de :

$$4\%(b \times h) \text{ en zone courante.}$$

$$6\%(b \times h) \text{ en zone de recouvrement.}$$

- Leur diamètre minimal est de **12mm**.

La longueur minimale de recouvrement est de **40φ** .

- La distance entre barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

❖ **les d'armatures transversales:**

La section d'armatures transversales est donnée par:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

$V_u$ : Effort tranchant de calcul.

$h_t$  : Hauteur totale de la section de calcul.

$f_e$  : Contrainte limite élastique d'armatures transversales.

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

$$\rho_a = 2,5 \text{ si } \lambda_g \text{ (élanement géométrique)} \geq 5 \text{ dans la direction considérée.}$$

$$\rho_a = 3,75 \text{ si } \lambda_g < 5.$$

$S_t$  : C'est l'espacement des armatures transversales.

- $S_t \leq \min (10\phi_L , 15 \text{ cm}) \Rightarrow$  en zone nodale.

- $S_t \leq 15\phi_L \Rightarrow$  en zone courante.

$\phi_L$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

**Armatures transversales minimales:**

$A_t / S_t \cdot b$  en % sera comme suit:

Si:  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow$  **0,3%**.

Si:  $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow$  **0,8%**.

Si:  $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$  interpolé entre les valeurs précédentes.

$\lambda_g = (l_f/a, l_f/b)$ . Les cadres et les étiers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimum.

❖ **Calcul des armatures longitudinales :**

Les poteaux sont calculés à l'ELU selon les deux directions principales puis vérifiés à l'ELS en flexion composée, sous un effort de compression N et un moment de flexion M.

Le calcul s'effectuera en considérant les combinaisons suivantes:

- Nmax et Mcorr
- Mmax et Ncorr
- Nmin et Mcorr

• **Calcul du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N}$$

Deux cas peuvent se présenter :

• **Section partiellement comprimée (SPC).**

$$SPC \Rightarrow e = \frac{M}{N} > \frac{h}{2} - c$$

$$N(d - c') - M_f \leq (0,337h - 0,81c).b.h.f_{bc}$$

$M_f$ : Moment par rapport au centre de gravité des armatures inférieures.

$$M_f = N.g \quad \text{Avec } g = e + \frac{h}{2} - c$$

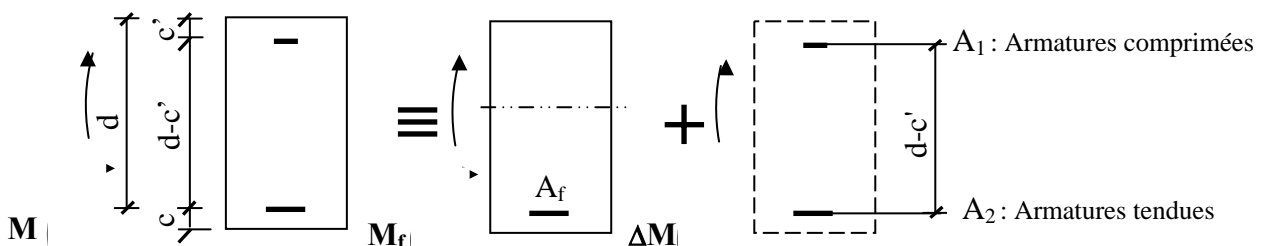
✓ **Calcul des armatures :**

$$SSA \Rightarrow \mu_f = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{avec : } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,2 MPa \quad \text{et } \gamma_b = 1,5$$

Si:  $\mu_f < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  section simplement armée (S.S.A).

La section réelle d'armature est :  $A = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}}$  avec  $A_f = \frac{M_f}{\beta.d.\sigma_{st}}$

SDA  $\Rightarrow$  Si:  $\mu_f > \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  section doublement armée (S.D.A).



$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_{st}} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_{st}}$$

• **Section entièrement comprimée (SEC).**

SEC  $\Rightarrow$  dans le cas contraire.  $e = \frac{M}{N} < \frac{h}{2} - c$

$$N(d - c') - M_f > (0,337h - 0,81c) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \cdot$$

Si:  $N(d - c') - M_f > (0,5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$

$$A_1 = \frac{[M_f - (d - 0,5h) \cdot b \cdot f_{bc}]}{(d - c') \cdot \sigma_{st}} \quad \Rightarrow \quad A_2 = \frac{(N - h \cdot b \cdot f_{bc})}{\sigma_{st}} - A_1$$

Si:  $N(d - c') - M_f \leq (0,5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \quad \Rightarrow \quad A_1 = \frac{(N - \Psi \cdot h \cdot b \cdot f_{bc})}{\sigma_{st}} \quad A_2 = 0$

$$\text{Avec } \Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

**Calcul des armatures des poteaux :**

Niveaux	Sollicitation	Sens transversal		Sens longitudinal		Somme A (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Choix (mm)	Section adoptée (cm <sup>2</sup> )
		A1 (cm <sup>2</sup> )	A2 (cm <sup>2</sup> )	A1 (cm <sup>2</sup> )	A2 (cm <sup>2</sup> )				
8	Mmax	/	/	/	/	/	8,4	6HA14	9,23
	Nmin	/	/	/	/	/	8,4	6HA14	9,23
	Nmax	/	/	/	/	/	8,4	6HA14	9,23
7	Mmax	/	/	/	/	/	8,4	6HA14	9,23
	Nmin	/	/	/	/	/	8,4	6HA14	9,23
	Nmax	/	/	/	/	/	8,4	6HA14	9,23
6	Mmax	/	/	/	/	/	8,4	6HA14	9,23
	Nmin	/	/	/	/	/	8,4	6HA14	9,23
	Nmax	/	/	/	/	/	8,4	6HA14	9,23
5	Mmax	/	/	/	/	/	8,4	6HA14	9,23
	Nmin	/	/	/	/	/	8,4	6HA14	9,23
	Nmax	/	/	/	/	/	8,4	6HA14	9,23
4	Mmax	/	/	/	/	/	8,4	6HA14	9,23
	Nmin	/	/	/	/	/	8,4	6HA14	9,23
	Nmax	/	/	/	/	/	8,4	6HA14	9,23
3	Mmax	/	/	/	/	/	8,4	6HA14	9,23
	Nmin	/	/	/	/	/	8,4	6HA14	9,23
	Nmax	/	/	/	/	/	8,4	6HA14	9,23
2	Mmax	/	/	/	/	/	8,4	6HA14	9,23
	Nmin	/	/	/	/	/	8,4	6HA14	9,23
	Nmax	/	/	/	/	/	8,4	6HA14	9,23
1	Mmax	/	/	/	/	/	8,4	6HA14	9,23
	Nmin	/	/	/	/	/	8,4	6HA14	9,23
	Nmax	/	/	/	/	/	8,4	6HA14	9,23

**Calcul des armatures transversales:**

Les armatures transversales sont disposées dans des plans perpendiculaires à l'axe longitudinal de la pièce entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher tout mouvement de celle-ci vers la paroi.

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales doit être:  $\phi_t \geq \frac{\phi_L^{\max}}{3} = 14 / 3 = 4,66\text{mm}$ .

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

Les armatures longitudinales seront encadrées avec deux cadres de section

Transversales :  $A_t = 3HA8 = 1,51\text{cm}^2$  <sup>2</sup>

**L'espaceur des armatures transversales :**

- en zone nodale :  $St = 10 \text{ cm}$
- en zone courante :  $St = 15 \text{ cm}$

**Délimitation de la zone nodale :**

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6} ; b_1 ; 60\text{cm} \right) = 60\text{cm}$$

❖ **Les vérifications :**

**A. La quantité minimale d'armatures transversales:**

Calcul de l'élançement géométrique  $\lambda_g$ :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{avec } l_f = 0,7l_0 \quad \text{avec } l_0: \text{Longueur libre d'étage.}$$

$$h=3,06\text{m} \Rightarrow l_0=3,06-0,30=2,76\text{m} \Rightarrow l_f=0,7 \times 2,76=1,93\text{m.}$$

<b>Poteaux</b>	30x35
$\lambda_g$	6,44

Nous avons  $\lambda_g > 5 \Rightarrow A_t / St.b = 0,3\%$

$$A_{\min} = 0,3\% \cdot St \cdot b = 0,3 \cdot 15 \cdot 35 = 1,575\text{cm}^2$$

$A_t = 2,01\text{cm}^2 > A_{\min}$  Donc nous adoptons :  $\phi_t = 8\text{mm}$

**B. Les armatures longitudinales :**

- Leur pourcentage minimal est de :

$$A_{\min} = 0,8\%(bxh) = 8,4\text{cm}^2 < A = 9,23 \text{ cm}^2$$

- Leur pourcentage maximal est de :

✓ en zone courante :  $A_{\max} = 4\%b.h = 0,04 \cdot 30 \cdot 35 = 42 \text{ cm}^2$

✓ en zone de recouvrement :  $A_{\max} = 6\%b.h = 0,06 \cdot 30 \cdot 35 = 63 \text{ cm}^2$

- La longueur minimale de recouvrement :

$$l_r = 40\phi = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$$

On prend :  $l_r = 60 \text{ cm}$

**Vérification à L'ELS :**

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton

➤ **Vérification d'une section partiellement comprimée :**  $e_s > \frac{h}{6}$

Pour vérifier les contraintes du béton on doit calculer :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec :

$y_1$  : la distance entre l'axe neutre à L' ELS et la fibre la plus comprimée ;

$y_2$  : la distance entre l'axe neutre à L' ELS et le centre de pression  $C_p$  ;

$l_c$  : la distance entre l'axe de pression  $C_p$  et la fibre la plus comprimée ;

$y_2$  est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

Avec :

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6.n.A'_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6.n.A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6.n.A'_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6.n.A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul  $\Delta$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

Si  $\Delta \geq 0$  :  $t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q)$ ;  $u = \sqrt[3]{t}$ ;  $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

Si  $\Delta < 0 \Rightarrow$  l'équation admet trois racines

$$y_1^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right); y_1^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 120\right); y_1^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 240\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right); a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :  $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc :  $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times \left[ A_u \cdot (d - y_1)^2 + A'_u \cdot (y_1 - d')^2 \right]$$

► Vérification des contraintes de compression dans le béton (BAEL91 Art .A.4.5.2)

$$\overline{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$$

$$\sigma_b = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \overline{\sigma}_b$$

► Vérification d'une section entièrement comprimée :(e<sub>s</sub><h/6)

On calcul l'aire de la section homogène totale : S = b.h +15.(A<sub>1</sub>+A<sub>2</sub>)

On détermine la position du centre de gravité résistant qui est situé à une distance X<sub>g</sub> au dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A_1 \cdot (0,5h - c') - A_2 \cdot (d - 0,5h)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_1 + A_2)}$$

On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_g^2 + 15 \cdot [A_1 \cdot (0,5h - c' - X_G)^2 + A_2 \cdot (d - 0,5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont données par les formules suivantes :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_g) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_g) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

**Remarque :**

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée. On vérifie que la plus grande de ces contraintes ne dépasse pas la contrainte admissible du béton.

$$\overline{\sigma}_b$$

Vérification à L'ELS :

❖ **SENS TRANSVERSAL :**

Niveaux	Section	Solli	Ns (kN)	Ms (kNm)	e (cm)	h/6	Nature	A1 = A2	S (cm <sup>2</sup> )	XG	I (cm <sup>4</sup> )	h	sigma	sigma	sigmabc	OBS
													sup(kN/cm <sup>2</sup> )	inf(kN/cm <sup>2</sup> )	barre	
8	30*35	Mmax	110,10	5,87	5,33	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,17	0,01	1,50	Vérif
		Nmin	110,10	5,48	4,98	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,17	0,02	1,50	Vérif
		Nmax	110,10	5,48	4,98	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,17	0,02	1,50	Vérif
7	30*35	Mmax	232,30	4,95	2,13	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,26	0,13	1,50	Vérif
		Nmin	225,00	4,04	1,80	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,24	0,13	1,50	Vérif
		Nmax	236,80	3,72	1,57	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,25	0,15	1,50	Vérif
6	30*35	Mmax	348,30	4,50	1,29	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,35	0,23	1,50	Vérif
		Nmin	341,00	3,80	1,11	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,34	0,24	1,50	Vérif
		Nmax	353,40	3,36	0,95	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,34	0,25	1,50	Vérif
5	30*35	Mmax	465,60	3,81	0,82	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,44	0,34	1,50	Vérif
		Nmin	577,50	3,29	0,57	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,53	0,44	1,50	Vérif
		Nmax	470,10	2,92	0,62	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,44	0,36	1,50	Vérif
4	30*35	Mmax	584,70	2,81	0,48	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,53	0,45	1,50	Vérif
		Nmin	577,50	2,61	0,45	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,52	0,45	1,50	Vérif
		Nmax	587,40	2,20	0,37	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,52	0,46	1,50	Vérif
3	30*35	Mmax	706,10	2,09	0,30	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,62	0,57	1,50	Vérif
		Nmin	698,00	1,51	0,22	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,61	0,57	1,50	Vérif
		Nmax	706,10	2,09	0,30	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,62	0,57	1,50	Vérif
2	30*35	Mmax	823,50	0,00	0,00	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,69	0,69	1,50	Vérif
		Nmin	816,20	0,80	0,10	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,70	0,68	1,50	Vérif
		Nmax	830,20	0,74	0,09	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,71	0,69	1,50	Vérif
1	30*35	Mmax	1006,40	1,17	0,12	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,86	0,83	1,50	Vérif
		Nmin	968,50	0,48	0,05	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,82	0,81	1,50	Vérif
		Nmax	1013,70	0,60	0,06	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,86	0,84	1,50	Vérif

❖ SENS LONGITUDINAL :

Niveaux	Section	Solli	Ns (kN)	Ms (kNm)	e (cm)	h/6	Nature	A1 = A2	S (cm <sup>2</sup> )	XG	I (cm <sup>4</sup> )	h	sigma			OBS
													sup(kN/cm <sup>2</sup> )	inf(kN/cm <sup>2</sup> )	sigmabc barre	
8	30*35	Mmax	110,10	12,52	11,37	5,83	SPC	4,615	1188,45	/	/	35,00	/	/	/	/
		Nmin	110,10	12,52	11,37	5,83	SPC	4,615	1188,45	/	/	35,00	/	/	/	/
		Nmax	117,40	11,70	9,97	5,83	SPC	4,615	1188,45	/	/	35,00	/	/	/	/
7	30*35	Mmax	225,00	7,02	3,12	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,28	0,09	1,50	Vérif
		Nmin	225,00	7,02	3,12	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,28	0,09	1,50	Vérif
		Nmax	232,30	9,23	3,97	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,32	0,07	1,50	Vérif
6	30*35	Mmax	341,00	7,57	2,22	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,39	0,18	1,50	Vérif
		Nmin	341,00	7,57	2,22	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,39	0,18	1,50	Vérif
		Nmax	348,30	9,10	2,61	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,42	0,17	1,50	Vérif
5	30*35	Mmax	458,40	6,93	1,51	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,48	0,29	1,50	Vérif
		Nmin	630,20	9,55	1,52	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,66	0,40	1,50	Vérif
		Nmax	639,90	11,51	1,80	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,69	0,38	1,50	Vérif
4	30*35	Mmax	575,50	6,34	1,10	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,57	0,40	1,50	Vérif
		Nmin	794,20	5,59	0,70	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,74	0,59	1,50	Vérif
		Nmax	804,00	3,87	0,48	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,73	0,62	1,50	Vérif
3	30*35	Mmax	698,00	5,49	0,79	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,66	0,51	1,50	Vérif
		Nmin	961,30	7,58	0,79	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,91	0,71	1,50	Vérif
		Nmax	971,00	8,48	0,87	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,93	0,70	1,50	Vérif
2	30*35	Mmax	823,00	4,93	0,60	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,76	0,63	1,50	Vérif
		Nmin	1132,20	6,83	0,60	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	1,05	0,86	1,50	Vérif
		Nmax	1142,00	9,61	0,84	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	1,09	0,83	1,50	Vérif
1	30*35	Mmax	1013,70	4,28	0,42	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	0,91	0,80	1,50	Vérif
		Nmin	1392,70	6,04	0,43	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	1,25	1,09	1,50	Vérif
		Nmax	1401,70	3,48	0,25	5,83	SEC	4,615	1188,45	0,00	129391,26	35,00	1,23	1,13	1,50	Vérif

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire, car la fissuration est non préjudiciabl



**V-3- FERRAILLAGE DES VOILES :****INTRODUCTION :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

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

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

- **Zone I** : 1<sup>er</sup> ; 2<sup>ème</sup> ; 3<sup>ème</sup>
- **Zone II** : 4<sup>ème</sup> ; 5<sup>ème</sup> ; 6<sup>ème</sup>
- **Zone III** : 7<sup>ème</sup> ; 8<sup>ème</sup>

**V-3-3- Combinaisons d'actions :**

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

$$\text{Selon le BAEL 90} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{array} \right.$$

**V-3-4- Ferrailage des trumeaux :**

La méthode utilisée est la méthode de la RDM qui se fait pour une bande largeur (d).

**V-3-4-1-Exposé de la méthode :**

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

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

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec : B : section du béton ;

I : moment d'inertie du trumeau ;

V et V' : bras de levier ;  $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$ .

Dans ce cas, le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat. Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

$h_e$  : hauteur entre nus de planchers du voile considéré ;

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée ;

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

$L_t$  : longueur tendue.

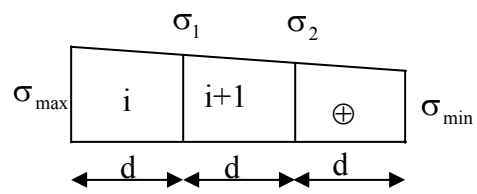
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues ci-dessous :

- **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

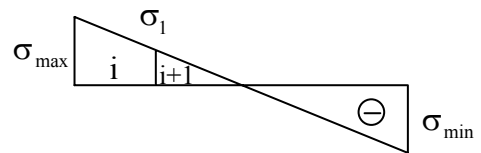
Avec  $e$  : épaisseur du voile



- **Section partiellement comprimée :**

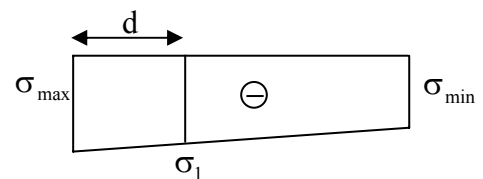
$$N_i = \frac{\sigma + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



- **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



**A-Armatures verticales :**

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

Avec :  $B$  : section du voile

$\sigma_{s2}$  : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

Avec  $\sigma_{s10}$  : Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 400 MPa

- **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

Avec :  $\sigma_{s2}$  contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

### **B-Armatures minimales :**

#### **\*Compression simple (Art.A.8.1,2 BAEL91) :**

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$  par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures ;
- $0.2 \text{ ‰} \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \text{ ‰}$  avec B : section du béton comprimée.

#### **\*Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_c}$$

Avec : B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 ‰ de la section horizontale du béton tendu.

- Exigences de RPA 2003(article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 ‰
- En zone courantes 0.10 ‰

### **C-Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10  $\Phi$ .

- D'après le **BEAL 91** :  $A_H = \frac{A_v}{4}$
- D'après le **RPA 2003** :  $A_H \geq 0.15 \text{ ‰} \cdot B$

-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.

### **D-Armatures transversales :** (article 7.7.4.3 du RPA 2003)

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

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

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

**E- Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

$$T = 1.4 V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculée 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.

**F-Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$

**G-Espacement**

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

**H-Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

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

**I-Diamètre minimal :**

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

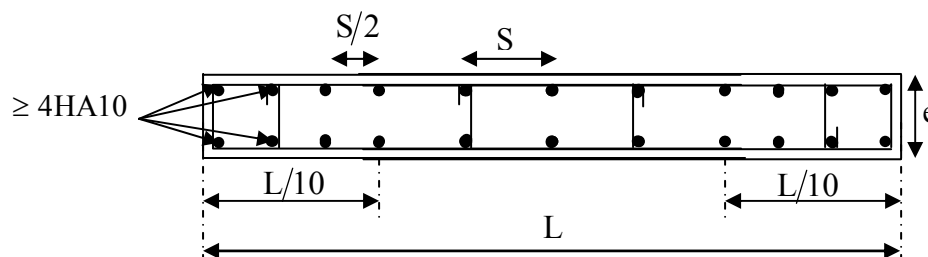


Figure V-11 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

**V-3-4-2-Vérification :****A-Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :  $N_{\text{ser}}$  : Effort normal appliqué ;

B : Section du béton ;

A : Section d'armatures adoptée.

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

- **D'après le RPA 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,\text{calcul}}$$

Avec :  $b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile .

d : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ ) .

h : Hauteur totale de la section brute.

- **D'après le BAEL :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

**V-3-6- Exemple de calcul :**

Soit à Ferrailer le voile longitudinal VL<sub>1</sub>:

Zone I : S-sol ; 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> niveau

❖ **Caractéristiques géométriques :**

$$L = 3,90 \text{ m}, e_p = 20 \text{ cm}$$

**Sollicitation** : les cas les plus défavorables :

$$\sigma_{min}^{max} = \frac{N}{S} \mp \frac{M \times V}{I} \quad ;$$

$$\sigma_{min} = -5344.80 \text{KN/ m}^2$$

$$\sigma_{max} = 5198.90 \text{KN/ m}^2$$

On voit que la section est partiellement comprimée (SPC) :

$$d \leq \min\left(\frac{he}{2}, \frac{2}{3} Lt\right)$$

Lt : Longueur tendue.

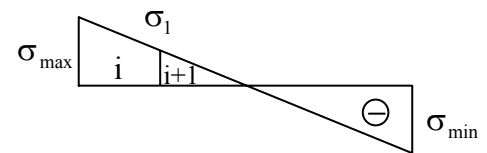
$$d \leq \min\left(\frac{3,06}{2}, \frac{2}{3} \cdot 1,97\right) = \min(1,53\text{m}; 1,31)$$

On prend **d = 1,30m**

**1<sup>er</sup> tronçon :**

$$\sigma_1 = \sigma_{max} - (\sigma_{max} - \sigma_{min}) \frac{d}{L} = 3465.93 \text{KN/ m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2}\right) d \cdot e = 1145.39 \text{KN}$$



❖ **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 32.91 \text{cm}^2$$

**2<sup>ème</sup> tronçon :**

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 444,33 \text{KN}$$

❖ **Armatures verticales :**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 12.76 \text{cm}^2$$

❖ **Armatures minimales :**

$$A_{min} = \max\left(0.15 \% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{min} = 11.07 \text{cm}^2$$

Le ferrailage à adopter sur toute la surface de la bande du voile est :

$$\text{Soit } : A_{v1} = 12 \text{ HA } 20 = 37.68 \text{ cm}^2 / \text{nappe} \quad , S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_{v2} = 10 \text{ HA } 14 = 15.40 \text{ cm}^2 / \text{nappe} \quad , S_t = 12 \text{ cm}$$

❖ **Armatures horizontales :**

D'après le **BAEL 91** : 
$$A_H = \frac{A_v}{4} = 8.22 \text{ cm}^2$$

D'après le **RPA99 (version 2003)** :  $A_H \geq 0.15\% \cdot B = 4.095 \text{ m}^2$

Soit  $8A12 = 9.03 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ **Armatures transversales : Art(7.7.4.3/RPA99 version 2003)**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

❖ **Armatures de couture: Art(7.7.4.3/RPA99 version 2003)**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 338.8}{400}$$

$$A_{vj} = 13.04 \text{ cm}^2$$

Soit  $6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2$

**V-3-7- Vérification des contraintes :**

- **BAEL 99** : 
$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{338 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9 \times 3.9} = 0.48 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

- **RPA 2003** : 
$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 338 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9 \times 3.9} = 0.67 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.67 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

**1- Vérification à l'ELS : (BAEL91/révisé 99) :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$N_s = 1181.10 \text{ KN}$$

$$\sigma_b = \frac{1181.10 \cdot 1000}{780000 + 15 \cdot 3768} = 1.41 \text{ MPa}$$

$$1.41 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**NB:** Les résultants pour les autres voiles sont donnés dans les tableaux suivants:

**Tableau -V-3-22-** Voile longitudinal VL1, VL2, VL3, VL4 :

	Zones	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,9	3,9	3,9
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m <sup>2</sup> )	0,78	0,78	0,78
	I (m <sup>4</sup> )	0,98	0,98	0,98
	V = L/2	1,95	1,95	1,95
solllicitations de calcul	M (t. m)	2649,44	1237,55	193,63
	T (t)	338,8	328,2	45,4
	N <sub>max</sub> (t)	-56,9	-264,8	-14,6
	N <sub>min</sub> (t)	-56,9	264,8	-14,6
	N <sub>s</sub> (t)	150,348	739,700	287,700
	σ <sub>max</sub> (t/m <sup>2</sup> )	5198,896	2122,980	366,567
	σ <sub>min</sub> (t/m <sup>2</sup> )	-5344,794	-2802,000	-404,002
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc(m)	1,923	2,220	1,850
	Lt (m)	1,977	1,680	2,044
	d (m)	1,300	1,479	1,236
	σ <sub>1</sub> (t/m <sup>2</sup> )	3465,930	1867,970	244,380
	N <sub>1</sub> (t)	1129,545	590,352	80,194
	N <sub>2</sub> (t)	444,336	276,315	30,226
Armatures minimale	A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	11,070	11,070	11,070
Armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande(cm <sup>2</sup> )	32,910	27,711	23,044
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	12,76	14,54761	8,68
Armatures de coutures	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	13,040	10,149	8,730
Armatures verticales adoptées	A <sub>v1/2</sub> +A <sub>vj</sub> /4(cm <sup>2</sup> )/bondes	36,170	16,393	23,044
	A <sub>v2/2</sub> +A <sub>vj</sub> /4(cm <sup>2</sup> )/bondes	16,020	9,811	8,680
	A1(adopté)	12HA20	6HA20	9HA12
	choix de la section	37,68	18,84	28,26
	A2 adopté (cm <sup>2</sup> )	10HA14	7HA14	10HA12
	choix de la section	15,4	10,77	15,4
	Sv1 (cm)	36,17	16,96	25,22
	Sv2 (cm)	16;02	7,94	13,04

Armatures Horizontales	Ah (cm <sup>2</sup> )	8,220	4,240	2,880	
	Ah adoptes (cm <sup>2</sup> )	8HA12	6HA12	4HA12	
	choix de la section	9,030	6,780	4,510	
Armatures transversales	A <sub>t</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	4épingle de HA8			
vérifications	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	$\tau_b$	0,670	0,650	0,570
	$\bar{\tau}_u = 2,5MPa$	$\tau_u$	0,480	0,490	0,400
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	$\sigma_{bc}$	1,410	0,900	0,340

**V-3-8- Ferrailage des trumeaux :**

	Zones	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,28	2,28	2,28
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m <sup>2</sup> )	0,45	0,45	0,45
	I (m <sup>4</sup> )	0,2	0,2	0,2
	V = L/2	1,14	1,14	1,14
	sollicitations de calcul	M (t. m)	2198,07	1076,24
T (t)		293,8	300,5	105,6
N <sub>max</sub> (t)		403,4	-1027,2	-37,6
N <sub>min</sub> (t)		403,4	-1027,2	-37,6
Ns (t)		834,500	407,500	203,900
$\sigma_{max}$ (t/m <sup>2</sup> )		13425,440	3851,901	950,481
$\sigma_{min}$ (t/m <sup>2</sup> )		-	-8417,235	1117,593
Nature de la section		SPC	SPC	SPC
Lc(m)		1,220	0,710	1,040
Lt (m)		1,058	1,560	1,232
d (m)		0,814	0,470	0,690
$\sigma_1$ (t/m <sup>2</sup> )		8950,295	2567,930	633,654
N <sub>1</sub> (t)		2805,249	1085,270	215,474
N <sub>2</sub> (t)		728,892	122,543	44,260
Armatures minimale		A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	6,750	6,750
Armatures verticales	Av1/bande(cm <sup>2</sup> )	48,140	15,060	3,510

	$A_{v2}/\text{bande (cm}^2)$	20,94	3,52	1,27	
Armatures de coutures	$A_{vj}(\text{cm}^2)$	11,310	11,560	2,030	
Armatures verticales adoptées	$A_{v1/2} + A_{vj}/4(\text{cm}^2)/\text{bondes}$	50,960	18,840	4,010	
	$A_{v2/2} + A_{vj}/4(\text{cm}^2)/\text{bondes}$	23,760	9,240	1,770	
	A1(adopté)	16HA20	6HA20	4HA16	
	choix de la section	50,24	18,84	8,03	
	A2 adopté (cm <sup>2</sup> )	16HA14	6HA14	4HA12	
	choix de la section	24,64	9,24	4,51	
	Sv1 (cm)	48,14	15,06	3,51	
	Sv2 (cm)	20,94	3,52	1,27	
Armatures Horizontales	Ah (cm <sup>2</sup> )	12,030	3,760	2,880	
	Ah adoptes (cm <sup>2</sup> )	12HA12	4HA12	4HA12	
	choix de la section	13,550	4,510	4,510	
Armatures transversales	$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> )	4épingle de HA8			
vérifications	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	$\tau_b$	1,000	1,020	0,250
	$\bar{\tau}_u = 2,5MPa$	$\tau_u$	0,710	0,730	0,250
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	$\sigma_{bc}$	1,580	0,770	0,380

3-b-2) Ferrailage des linteaux :

- Premier cas :  $\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V) il devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion  $\Rightarrow A_l$
- des aciers transversaux  $\Rightarrow A_t$
- Des aciers en partie courants (de peau)  $\Rightarrow A_c$

-Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e}, \quad \text{Avec : } z = h - 2d \quad \text{ou : } h : \text{ est la hauteur totale du linteau}$$

d: est l'enrobage .

M : moment dû à l'effort tranchant ( $V = 1,4 \cdot V_u$ )

-Aciers transversaux :>

- Premier sous cas : linteaux longs ( $\lambda_s = \frac{l}{h} > 1$ )

Avec :  $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$  ou :  $S_t$ : espacement des cours d'armatures transversales

$A_t$ : section d'un cours d'armatures transversales

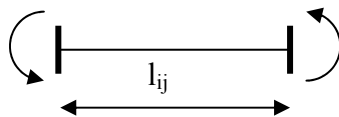
- Deuxième sous cas : linteaux courts ( $\lambda_s = \frac{l}{h} \leq 1$ )

Avec :  $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V + A_t \cdot f_e}$  et  $V = \min (V_1 ; V_2)$

ou :  $V_1 = 2 \cdot V_u \text{ calcul}$

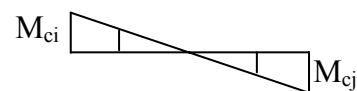
$$V_2 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

$M_{ci}$  et  $M_{cj}$  : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée  $l_{ij}$  sont calculés par :  $M_c = A_t \cdot f_e \cdot z$



Effort tranchant :

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$



Moment fléchissant

- Deuxième cas :  $\tau_b \geq 0.06 \cdot f_{c28}$

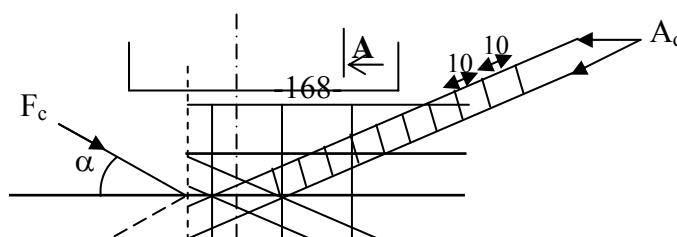
Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

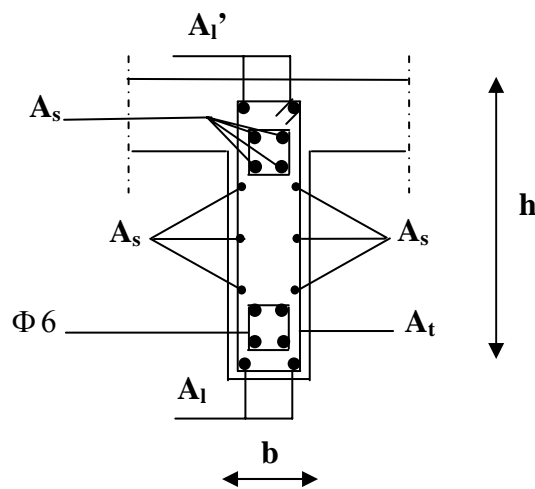
Les efforts (M ; N) sont repris suivant des bielles diagonales (de traction et de compression) suivant l'axe moyen des armatures diagonales  $A_d$  a disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_d = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

Avec :  $\text{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{l}$  et  $V = V_{\text{calcul}}$  (sans majoration).





Coupe A-A

**-3-b-3) Ferrailage minimal**

-Armatures longitudinales :  $A_1, A_1' \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$

-Armatures transversales :  $A_t \geq 0.15\% \cdot b \cdot S_t$       Si  $\tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28}$   
 $A_t \geq 0.25\% \cdot b \cdot S_t$       Si  $\tau_b > 0.025 \cdot f_{c28}$

-Armatures de peau :  $A_c \geq 0.20\% \cdot b \cdot h$

-Armatures de diagonales :

$$A_D \geq 0.15\% \cdot b \cdot h \quad \text{Si } \tau_b > 0.06 \cdot f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{Si } \tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$$

**3- c) Exemple de calcul :**

Les caractéristiques géométriques du Linteau

$$h = 0,76 \text{ m}$$

$$l = 1,32 \text{ m}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

▪ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{V_0}{b_0 \cdot d} \quad ; V = 1,4 \cdot V_{calcul}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 16,86 \times 10^4}{200 \times 0,9 \times 760} = 1,72 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,72 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

▪ **Armatures longitudinales :**

$\tau_b = 1,72 \text{ MPa} > 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$ , donc le ferrailage minimal qui sera adopté (2<sup>ème</sup>)

Le RPA 2003 :  $(A_{l_{min}} = A'_{l_{min}}) \geq 0,15\% \cdot e \cdot h = 0,0015 \times 20 \times 76 = 2,28 \text{ cm}^2$

$$A_l = A'_l = 2,28 \text{ cm}^2 \text{ . Soit } 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2.$$

▪ **Armatures transversales**

$$\tau_b = 1,72 \text{ MPa} > 0,025 \cdot f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } S \leq \frac{h}{4} = \frac{76}{4} = 19 \text{ cm} \quad \text{avec } S = 18 \text{ cm}$$

$$A_t > 0,0025 \cdot b \cdot S = 0,0025 \times 20 \times 18 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 2\text{HA}10 \quad \Rightarrow A_t = 1,57 \text{ cm}^2$$

▪ **Armatures diagonales**

$$\tau_b = 1,72 \text{ MPa} > 0,06 \cdot f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

Donc ses armatures sont nécessaires.

$$A_D = \frac{V = V_{calcul}}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h - 2c}{L} = \frac{76 - 2 \times 3}{132} = 0,53 \Rightarrow \alpha = 28^\circ$$

$$A_D = \frac{16,86 \times 10^4}{2 \times 400 \times 0,46} = 4,58 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}14 \quad \Rightarrow A_D = 6,15 \text{ cm}^2$$

Avec un cadre de HA8

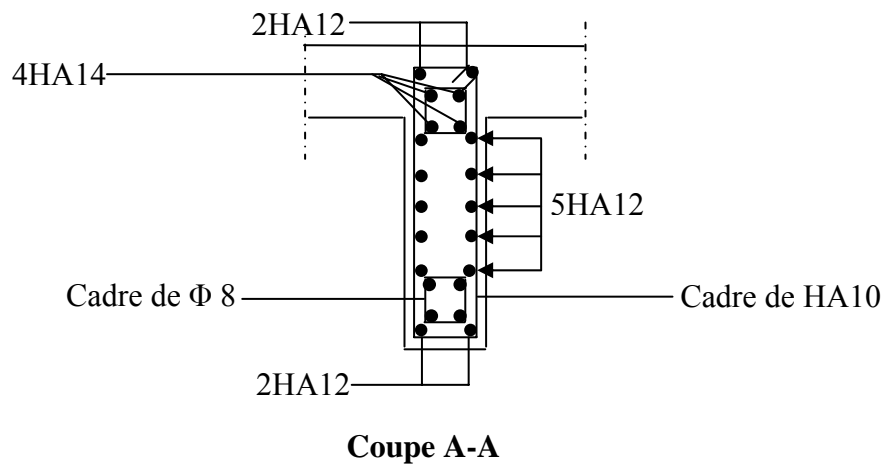
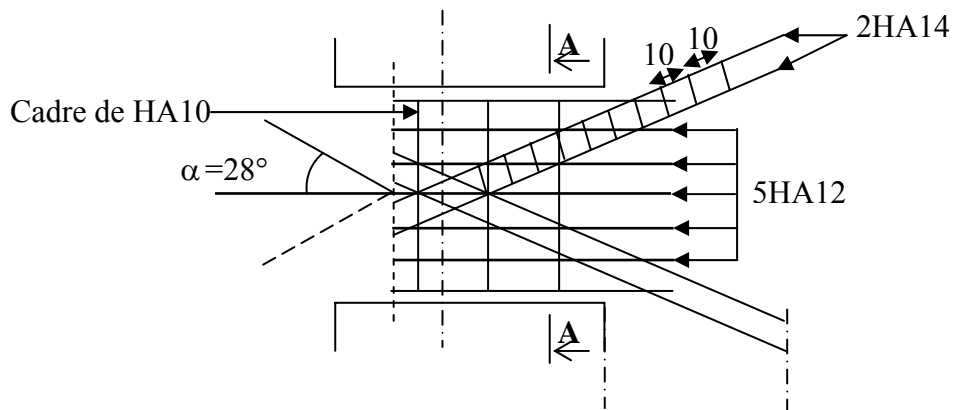
▪ **Armatures de peau**

$$A_c \geq 0,002 \cdot e \cdot h = 0,002 \times 20 \times 76 = 3,04 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA12  $\Rightarrow A_c = 5,65 \text{ cm}^2$

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	
<b>Caractéristiques Géométriques</b>	h (m)	0,76	0,76	0,76	
	L(m)	1,32	1,32	1,32	
	e (cm)	20	20	20	
<b>Contraintes de cisaillement</b>	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5	5	5	
	$\tau_b$ (MPa)	3,18	1,72	1,6	
	$V_u$ (t)	31,08	16,86	14,66	
<b>Ferraillage des linteaux</b>	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	1,5	1,5	1,5	
	$\tau_b$ (MPa)	3,18	1,72	1,6	
	$A_l = A_l'$ (cm <sup>2</sup> )	4,52	4,52	4,52	
	Choix des barres	4HA12	4HA12	4HA12	
	$\lambda_g$	1,71	0,63	0,63	
	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	1,57	1,57	1,57	
	Choix des barres	2HA10	2HA10	2HA10	
	$A_D$ (cm <sup>2</sup> )	8,04	6,15	4,58	
	Choix des barres	4HA16	4HA14	4HA12	
	$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	5,65	5,65	5,65	
	Choix des barres	5HA12	5HA12	5HA12	

Plan de ferrailage des linteaux :



**INTRODUCTION :**

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

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

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

**XII-1-ETUDE GEOTECHNIQUE DU SOL :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude selon le rapport du sol sont (voir annexe) :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 2$  bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

**XII-2-CHOIX DE LA FONDATION :**

**XII-2-1- Semelle isolée :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal «  $N_{ser}$  » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

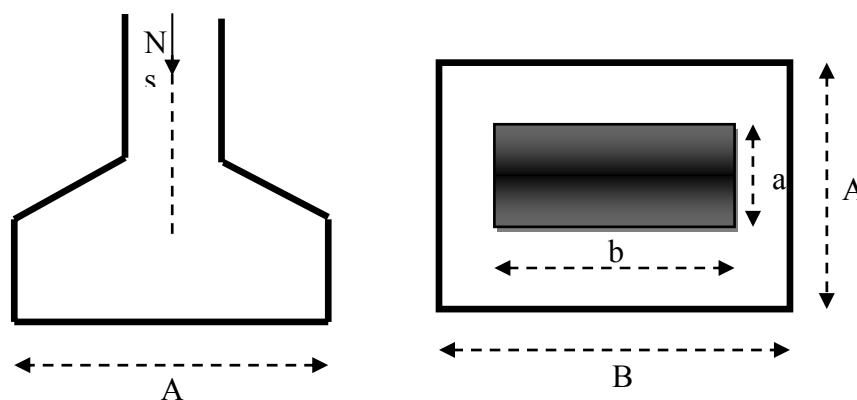
$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{35}{30} \Rightarrow A = 1,16B$$

$$D'où \quad A \geq \sqrt{\frac{N_s}{1,375\sigma_{sol}}}$$

On a :

$$N_{ser} = 3908,2 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN} / m^2 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} A = 2,66m \\ B = 3,66m \end{cases}$$

**Remarque** : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.



**XII-2-2- Semelle filante :**

**XII-2-2-1- Dimensionnement des semelles filantes sous voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

$\sigma_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\bar{\sigma}_{sol} = 200\text{KN/m}^2 = 0,20\text{MPa}$ )

**B** : Largeur de la semelle

**G et Q** : charge et surcharge à la base du voile ;

**L** : longueur de la semelle sous voile ;

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

**XII-2-2-2- Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :**

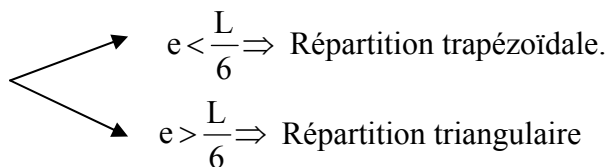
Le portique le plus sollicité est le Portique (2-2)

**A-Hypothèse de calcul :**

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissants sur la semelle.

**B-Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$
- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \qquad q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

**C- Calcul des semelles filantes sous poteaux :**

Poteaux	N <sub>s</sub>	e <sub>i</sub>	N <sub>s</sub> x e <sub>i</sub>	M <sub>i</sub>
A	1013,70	-6,025	-6107,5425	2,46
B	271,80	-1,95	-530,01	3,11
C	1013,70	6,025	6107,5425	2,46
D	271,80	1,95	530,01	3,11
	2571		Σ = 0,00	Σ = 11,14

**C- Calcul des semelles filantes sous voiles :**

Poteaux	N <sub>s</sub>	Seg SOL	L	B	S
VL1	1758,900	200	3,900	2,255	8,795
VL2	1758,900	200	3,900	2,255	8,795
VL3	1758,900	200	3,900	2,255	8,795
VL4	1758,900	200	3,900	2,255	8,795
					Σ = 35,178

- **Distribution de la réaction par mètre linéaire :**

$$e = 0,004 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{3,90}{6} = 0,65 \text{ m}$$

⇒ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{2571}{12,05} \times \left( 1 + \frac{3 \times (0,004)}{12,05} \right) = 213,57 \text{ kN/m}$$

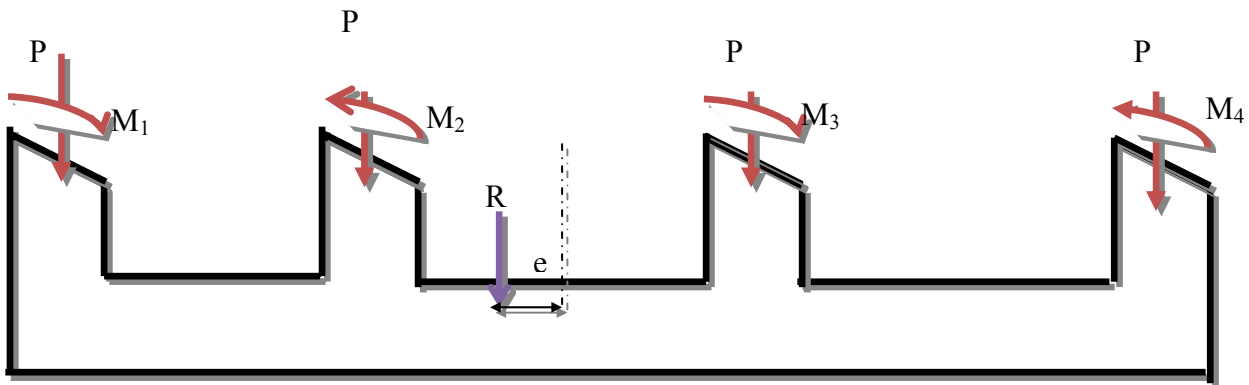


Figure XII-1 : Répartition des efforts dans la semelle

▪ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$A \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{213,57}{200} = 1,06 \text{ m} \text{ on prend } A = 1,2 \text{ m}$$

On aura donc,  $S = 1,2 \times 12,05 = 14,46 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

$$S_p = 14,46 \times 6 = 86,76 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 35,178 + 86,76 = 121,938 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{st} = 256,04 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{121,938}{256,04} = 0,47$$

$$S_t < 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 40 %

▪ **Conclusion :**

La surface totale des semelles filantes  $< 50\%$  de la surface du sol d'assise ( $S_t < 50 \% S_{bat}$ ), alors on opte pour des semelles filantes.

**XII-3- CALCUL DES SEMELLES FILANTES:**

**XII-3-1-Calcul de la semelle :**

**A-Calcul des contraintes sous la semelle :**

$$\sigma_{max} = \frac{N}{L} \left( 1 + \frac{6.e}{L} \right) = 213,78KN/ml$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{L} \left( 1 - \frac{6.e}{L} \right) = 212,93KN/ml$$

$$\sigma \left( \frac{L}{4} \right) = \frac{N}{L} \left( 1 + \frac{3.e}{L} \right) = 213,57KN/ml$$

**B-Dimensionnement de la semelle :**

❖ **Hauteur de la semelle :**

$$hs = \frac{A-a}{4} + 5$$

Avec :            A : Largeur de la semelle  
                       a : coté du poteau.

$$hs = \frac{120-35}{4} + 5 = 26,25cm$$

$$\frac{A-a}{4} \leq d \leq A - a \Rightarrow 21,25 \leq d \leq 85$$

Soit les dimensions suivantes :

L=3,90 m; A = 1.20m ; h<sub>s</sub> = 30cm ; c = c' = 5cm ; d<sub>a</sub> = 25cm

**C- Ferrailage de la semelle :**

$$As = \frac{Nu(A-a)}{8.da.\sigma_{st}} = \frac{1401,5 \times 1000(120-35)}{8 \times 25 \times 34800} = 17,11 \text{ cm}^2$$

On prend: 4HA12+6HA16 = 18.22 cm<sup>2</sup> avec espacement de 15cm.

Armatures de répartition:

$$Ar = \frac{As}{4} = \frac{17.11}{4} = 4,27cm^2$$

On prend: 3HA14 = 4.62cm<sup>2</sup>

**XII-3-2-Calcul de la poutre de rigidité :**

**A-Dimensionnement de poutre de rigidité :**

**La hauteur de la poutre de rigidité :**

$$\frac{l}{9} \leq hp \leq \frac{l}{6} \Rightarrow 0,43 \leq hp \leq 0,65m$$

Soit:  $hp = 100 \text{ cm}$

**Largeur de la poutre de rigidité :**

$$\frac{1}{3} hp \leq bp \leq \frac{2}{3} hp \Rightarrow 23,33 \leq bp \leq 46,66\text{cm}$$

Soit  $b_p = 50\text{cm}$ .

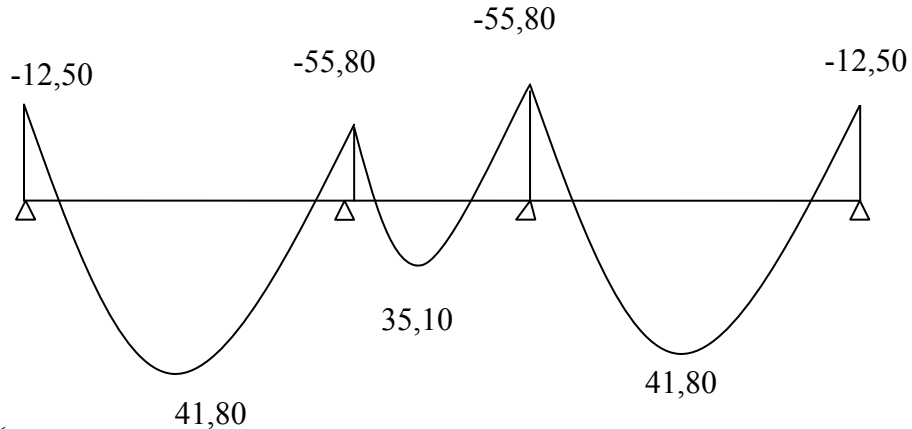
**B-Calcul des moments fléchissant :**

La détermination des moments de flexion se fera à l'aide de logiciel ETABS :

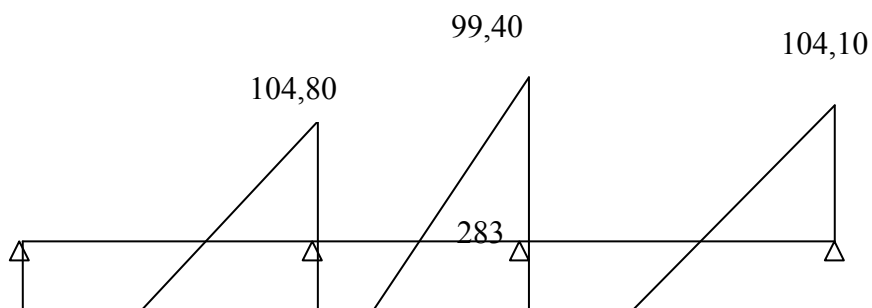
$$q = \sigma_{(L/4)} \times A_{\text{semelle}} = 213,57 \times 1.20 = 256,284\text{KN/ml}$$

Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant après correction :

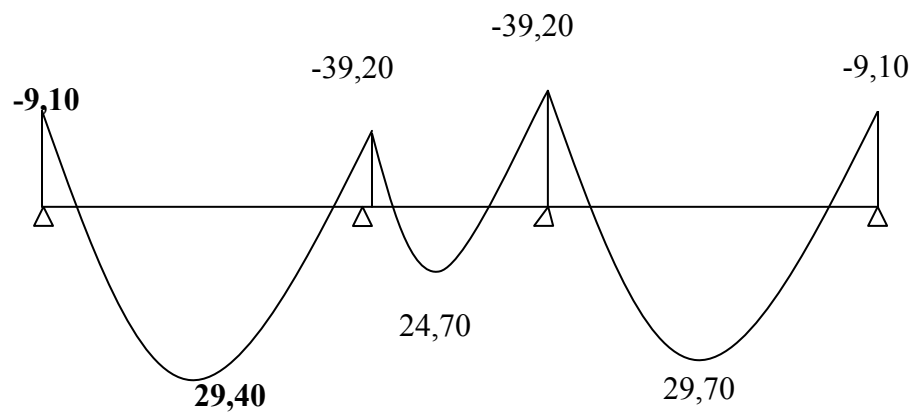
**Diagramme des moments fléchissant à l'ELU**



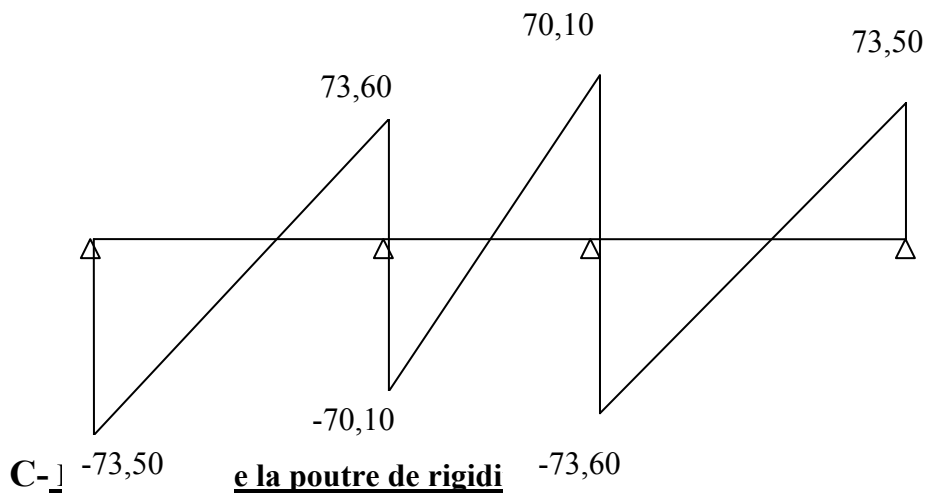
**- Diagramme des efforts tranchant à l'ELU**



**Diagramme des moments fléchissant à l'ELS**



**- Diagramme des efforts tranchant à l'ELS**



Le résumé de calcul sera donné dans les tableaux suivant :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

- **Aux appuis :**

**Tableau: XII-1- Ferrailage de la poutre de rigidité aux appuis**

M(KNm)	$\mu$	$\beta$	$A_{st}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
55.80	0.008	0.996	18.75	5.73

- **En travée :**

**Tableau: XII-2- Ferrailage de la poutre de rigidité en travée**

M(KNm)	$\mu$	$\beta$	$A_{st}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
41,80	0.006	0.997	14.08	5.73

- **Armatures adoptées :**

- **Aux appuis :**

**Tableau: XII-3- Armatures adoptées en appuis**

$A_s (cm^2)$	$A_{choisis} (cm^2)$	$A_{adoptées} (cm^2)$
18.73	6HA20	18,84

- **En travée:**

**Tableau: XII-4- Armatures adoptées en travée.**

$A_s (cm^2)$	$A_{choisis} (cm^2)$	$A_{adoptées} (cm^2)$
14,08	6HA20	18.84

**XII-3-3-Calcul des longrines:**

Les longrines ont pour rôle : rigidifier l'infrastructure et empêcher les semelles de se déplacer.

Elles seront calculées pour résister à la traction sous l'effet d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20\text{KN}$$

**N** : valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

**$\alpha$**  : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

**A-Dimensionnement des longrines :**

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines, toujours selon le RPA, (25×30) cm<sup>2</sup> pour les sites S<sub>2</sub> et S<sub>3</sub>.

**B-Ferraillage des longrines :**

La catégorie du site est : S<sub>2</sub> ⇒  $\alpha = 12$  (RPA 2003)

$$F = \frac{1401,5}{15} = 93,43 \geq 20\text{KN}$$

$$A_s = \frac{93,43 \times 10^3}{348 \times 100} = 2,68\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.6\%bh = 0.006 \times 25 \times 30 = 4.5\text{cm}^2$$

Soit 4HA14 ⇒ A<sub>s</sub> = 6.16cm<sup>2</sup>.

▪ **Armatures transversales :**

$$\Phi = \min \{h/35 ; \Phi_1 ; b/10\}$$

On prend  $\Phi = 8\text{mm}$

Soit un cadre T8 ⇒ A<sub>t</sub> = 1.01cm<sup>2</sup>

L'espace des cadres doit être :  $e \leq \min \{20\text{cm} ; 15\Phi_t\}$  ; soit  $e = 15\text{cm}$

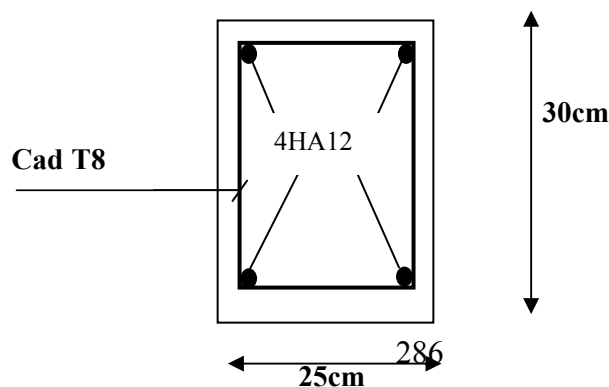


Figure : XII-2- ferrailage des longrines.

**XII-3-4- Calcul des semelles filantes sous mur :**

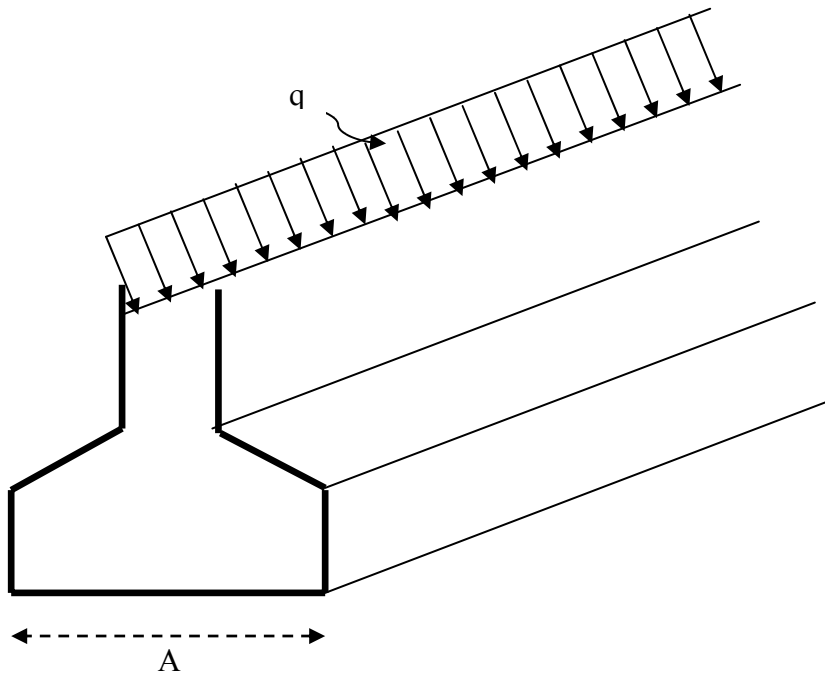


Figure : XII-3- Schéma de la semelle filante

**A-Dimensionnement des longrines :**

La hauteur de la semelle :  $h = 30 \text{ cm}$

La largeur de la semelle :  $b = 120 \text{ cm}$

**B- La charge due au poids propre de mur plaque :**

Le poids propre du mur plaque:

$$G_s = 25 \cdot 3,06 \cdot 0,2 = 15,30 \text{ KN.}$$

$$N_{ui} = 748,50 \text{ KN} \quad , \quad N_{ser} = 543,00 \text{ KN}, \quad L = 2,60 \text{ m.}$$

**C-Vérification des contraintes:**

On doit vérifier que :  $\sigma_{sol} \leq \bar{\sigma}_{sol}$ .

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser} + G_s}{A.L} = \frac{543 + 15,30}{1,2 \times 2,6} = 178,94 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 400 \text{ KN/ml}$$

**D-Ferrailage de la semelle sous mur :**

$$M_{eu} = N_u \frac{(A-a)^2}{8 \times A}$$

Avec :  $N_u = N_{ui} + 1,35 G_s$ .

$$N_u = 748,50 + 1,35 \cdot 15,30 = 769,155 \text{ KN.}$$

$$M_{eu} = 769,155 \frac{(1,2 - 0,35)^2}{8 \cdot 1,2} = 57,88 \text{ KN.}$$

$$e = \frac{M_{eu}}{N_u} = \frac{57,88}{769,155} = 0,07 \text{ m} = 7 \text{ cm}$$

$$e > \frac{A}{18} = \frac{120}{18} = 6,66 \text{ cm}$$

On utilise la méthode des consoles :

$$\frac{A}{18} \leq e \leq \frac{A}{6}$$

Les armatures sont déterminées pour équilibrer le moment  $M_u$  qui s'applique dans la section située à  $0,35b$  de l'axe du côté du moment  $M_{eu}$ .

$$M_u = \left( \frac{A}{2} - 0,35a \right)^2 \left( 1 + \frac{4e}{A} \right) \frac{N_u}{2 \times A}$$

$$M_u = \left( \frac{1,2}{2} - 0,35 \times 0,35 \right)^2 \left( 1 + \frac{4 \times 0,07}{1,2} \right) \frac{769,155}{2 \times 1,2} = 90,12 \text{ KN.m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{0,9d \times \sigma_{st}} = \frac{90,12 \times 10^6}{0,9 \times 250 \times 348 \times 10^2} = 11,50 \text{ cm}^2$$

Soit :  $8HA14 = 12.32\text{cm}^2$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{12.32}{4} = 3.08\text{cm}^2$$

Soit :  $4HA12 = 4.51\text{cm}^2$

- **Ancrage des barres :**

$$\frac{ls}{\varnothing} = 35.3 \Rightarrow ls = 35.3 \times 1,4 = 49.42\text{cm} > \frac{A}{4} = 30\text{cm}$$

Toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des crochets.  
Pour l'acier HA fe E400  $\rightarrow ls = 40\varnothing = 60\text{cm}$ .

### **XII-4- VERIFICATION A L'ELS :**

#### **XII-4- 1-Vérification de la contrainte dans le béton :**

La contrainte de compression dans le béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\rho = \frac{100 \times Au}{b \times d} = 0.24 \quad (Au: \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

$$\rho = 0.24 \Rightarrow \beta = 0.921 \Rightarrow K1 = 48.29$$

$$\sigma_s = \frac{Ms}{\beta \cdot d \cdot Au} = 53.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,027 \times 53.69 = 1,45\text{Mpa}.$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1.45 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### **XII-4- 2- Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} = \min \{ 3,26 ; 4\text{Mpa} \} = 3,26\text{MPa}$$

$$V_u = 104,10\text{KN}$$

$$\tau_u = 3,08 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### **XII-4- 3- Vérification en travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times Au}{b \times d} = 0,24$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_u} = 53.69 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = 0,24 \Rightarrow \beta_1 = 0.921 \Rightarrow K_1 = 48.29$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,027 \times 53.69 = 1,45 \text{ Mpa.}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1.45 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ **Contrainte dans les aciers :**

Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa}$

$$\sigma_s = 53.69 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**XII-4- 4- Vérification aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = 0,24$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_u} = 53.69 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = 0,24 \Rightarrow \beta_1 = 0.921 \Rightarrow K_1 = 48.29$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,027 \times 53.69 = 1,45 \text{ Mpa.}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1.45 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ **Contrainte dans les aciers :**

Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\sigma_s = 53.69 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**XII-4- 5- Détermination des espacements :**

**En zone nodale :**

$$\text{On a : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30\text{cm}\right) \Rightarrow S \leq \min\left(\frac{100}{4}; 14 \times 2; 30\text{cm}\right)$$

$$S \leq \min(25; 28; 30\text{cm})$$

$$\text{Soit : } S_t = 20\text{cm}$$

**En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{100}{2} \Rightarrow S_t \leq 50\text{cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 20\text{cm}$$

**XII-5- ARMATURES TRANSVERSALES :**

$$\Phi = \min \left\{ \frac{h_p}{35} ; \frac{b_p}{10} ; \Phi_1 \right\} = \min \{2, 3.5, 20\}$$

Soit  $A_t = 2$  cadres T8 .  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

**XII-6- VERIFICATION DE LA STABILITE AU RENVERSEMENT (ARTICLE**

10.1.5 /RPA99 VERSION 2003):

Quelque soit le type de fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ( $e = M/N \leq B/4$ ) .

$$e = \frac{M}{N} = \frac{582.32}{2571} = 0.15 \leq 1.20/4 = 0.3 \text{ (Condition vérifiée).}$$

**CONCLUSION :**

Après avoir dimensionné et calculer le ferrailage des différents éléments de la structure nous passons aux plans d'exécution.

**INTRODUCTION :**

Les murs de soutènement ont pour but de maintenir le sol en place. Dans notre projet un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussés des terres.

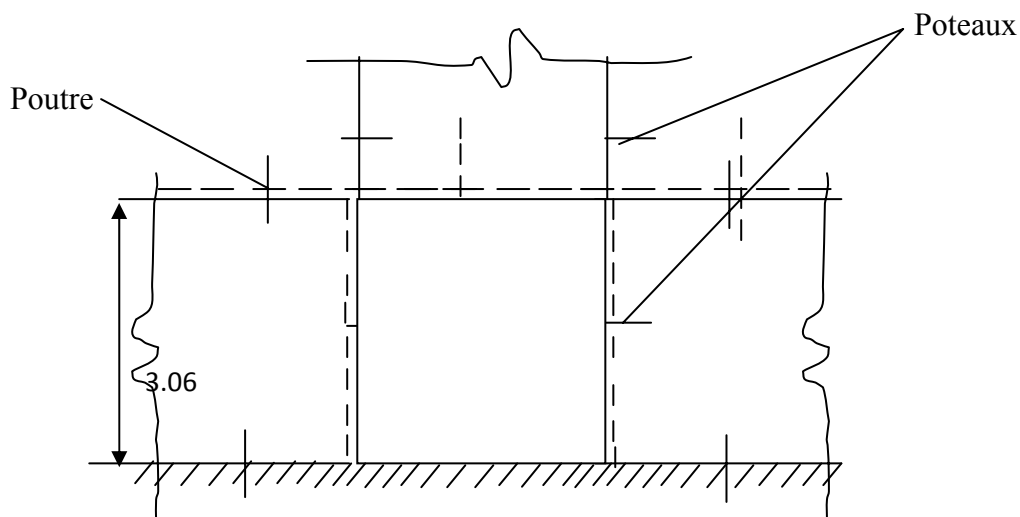
**XIII-1-PRE DIMENSIONNEMENT DU MUR PLAQUE:(Article : 10-1.2 RPA 2003)**

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues.

D'après l'article (7.7/ RPA99version 2003) l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de 20 cm.

**XIII-2-METHODE DE CALCUL :**

Le mur sera calculé en le considérant comme une plaque encadrée à la base et simplement appuyée sur les 03 autres cotés.



**Figure XIII-1: coupe du mur plaque**

**XIII-3-DETERMINATION DES SOLlicitATIONS :**

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

$\sigma_H$  : contrainte horizontale.

$\sigma_V$  : contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V$$

$K_a$  : coefficient de poussée des terres au repos.

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

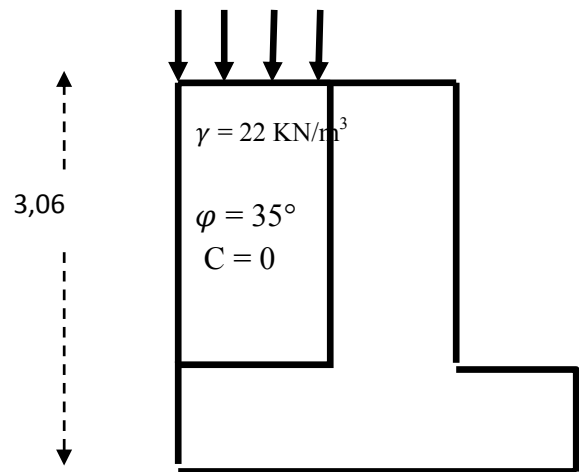
- Surcharge éventuelle :  $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Poids volumique des terres :  $\gamma = 22 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement :  $\varphi = 35^\circ$
- Cohésion :  $C = 0$

Calcul de  $K_0$

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) / \cos \varphi = 0.52$$

Avec

$$0 < h < H \Rightarrow 0 < h < 3,06 \text{ m}$$



❖ ELU :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1,5 \times 10 \times 0,52 = 7,8 \text{ KN} / \text{m}^2$$

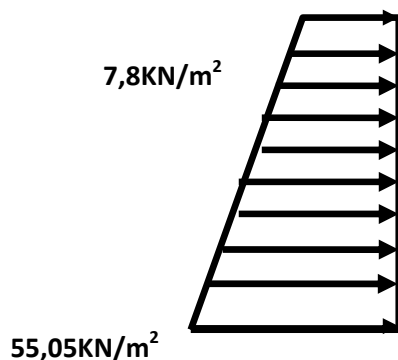
$$h = 3,06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,52 \times (1,35 \times 22 \times 3,06 + 1,5 \times 10) = 55,05 \text{ KN} / \text{m}^2$$

❖ ELS :

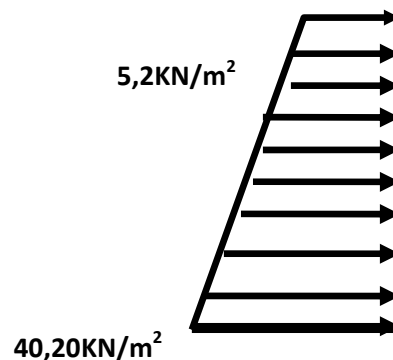
$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,52 \times 10 = 5,2 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$h = 3,06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,52(10 + 22 \times 3,06) = 40,20 \text{ KN} / \text{m}^2$$



ELU



ELS

**XIII-3-CHARGES MOYENNES :**

La charge moyenne a considéré dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

❖ ELU :

$$P_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 m = \frac{3 \times 55,05 + 7,8}{4} = 43,23 KN / ml$$

❖ ELS :

$$P_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 m = \frac{3 \times 40,20 + 5,2}{4} = 31,45 KN / ml$$

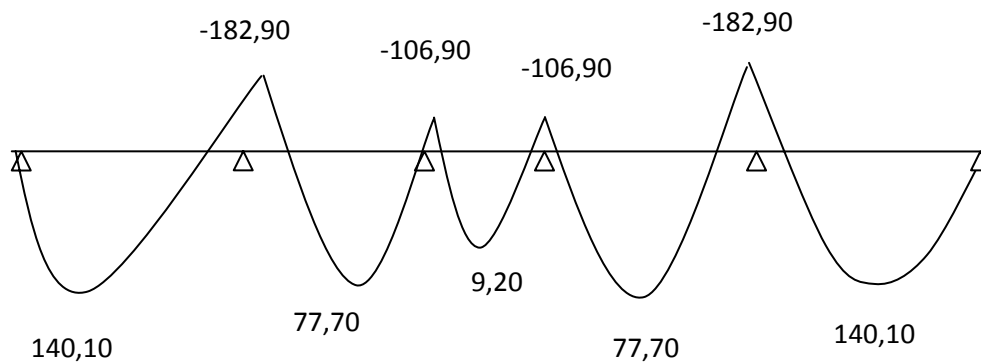
**VII-4-DETERMINATION DES MOMENTS FLECHISSANT :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m. (b = 1 m = 100 cm)

La détermination des moments de flexion se fera à l'aide de logiciel ETABS.

❖ ELS:

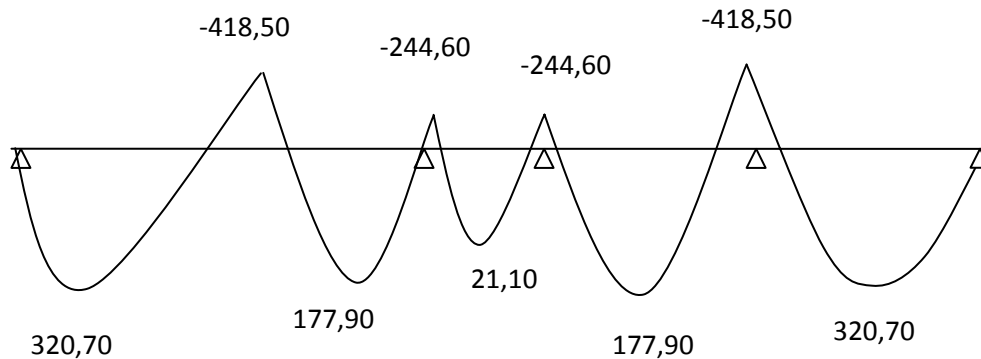
▪ Sens y-y:



- Diagramme des moments de mur plaque dans le sens y-y

❖ ELU:

▪ Sens y-y:



**Diagramme des moments de mur plaque dans le sens y-y**

Les valeurs du moment max sont résumées dans le tableau suivant

	Sens Y-Y	
	Aux appuis	En travée
ELS	-182.90	140.10
ELU	-418.50	320.70

**XIII-5 -FERRAILLAGE :**

Le ferrailage du mur plaque est récapitulé dans le tableau suivant

**Tableau XIII-1- Ferrailage du mur plaque**

Sens	Zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_U$	$\mu_l$	Section	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )	e (cm)
YY	Appuis	-418,50	0.057	0.392	SSA	0.970	2,99	2	4HA12 = 4,52	25
	travée	320,70	0.043	0.392	SSA	0.978	2,30	2	4HA12 = 4,52	25

**XIII-6 -RECOMMANDATION DU RPA :**

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,001 b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m<sup>2</sup> de HA8.

b = 1 m = 100 cm ; h : épaisseur du voile = 20 cm).

**XIII-7-VERIFICATION A L'ELS :**

▪ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

**Tableau XIII-2 Vérification des contraintes à l'ELS**

Sens	Zone	Ms	Mu	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Sens y - y	appui	182,90	418,50	0,43	0.0332	0.035	vérifiée
	travée	140,10	320,70	0,43	0.0279	0.035	vérifiée

▪ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_U}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{360} = 0,0555 > \frac{M_t}{20 M_U} = \frac{0,85 \times 320,70}{20 \times 32070} = 0,0425 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{4,52}{100 \times 17} = 0,0026 < \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

**CONCLUSION :**

- L'épaisseur du mur plaque est de 20 cm.
- Le calcul du mur plaque est fait pour une bande de 1m.
- Le ferrailage du mur plaque est comme suit :

En travée : 4HA12 avec un espacement de 25cm.

Aux appuis : 6HA12 avec un espacement de 25 cm.

## ***CONCLUSION***

**Vu les résultats obtenus par les deux méthodes appliquées le long de notre travail ; on peut conclure que dans la plus part des cas les résultats obtenus apparaissent plus défavorable dans la méthode logicielle que dans la méthode manuelle.**

**Durant notre travail on a pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs) ; comme par exemple ETABS qu'on a appris a utilisé durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte de préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie**

**Enfin, ce projet de fin d'étude est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.**

# BIBLIOGRAPHIE

- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction
- Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- Formulaire du béton armé

(Victor DAVIDOVICHI)

- DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- Cour et TD des années de spécialité.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.
- Recherche globale sur internet.
- Livre de calcul des tours en béton armé (MARIUS DIVER).