

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention d'un diplôme d'études universitaire Master 2en Génie Civil.
Option : Construction Civile et Industrielle.*

THEME

Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation et commercial à ossature mixte avec l'application du Logiciel ETABS V.9.7



Dirigé par : M^r Mansouri.A

**Etudié par: M^r Bouarour Mahrez
M^r Oukacine hocine**

Année 2013-2014



Remerciements

Nous remercions avant tous Allah

De nous avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.

Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre Encadreur Mr MANSOURI, qui nous a témoigné de sa confiance et de son Aide scientifique et qui par son expérience et sa compétence, nous a transmis Sa passion pour le calcul des Structures en Béton Armé.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et Les travailleurs du département de Génie-Civil.

Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront Dans le but d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, Leur compréhension et leur encouragement.

Mr: Bouarour Mahrez

Mr: Oukacine Houcine

Sommaire

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	1
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	10
Chapitre III : Calcul des éléments :	
Ø Acrotère	26
Ø Balcon	33
Ø Plancher	41
Ø Escalier	58
Ø Poutre palière	80
Ø Salle machine	88
Chapitre IV : Présentation du logiciel ETABS et modélisation	98
Chapitre V : Etude du contreventement	123
Chapitre VI : Vérification selon le RPA	136
Chapitre VII : Ferrailage de la structure	147
Ø Poteaux	147
Ø Poutres	160
Ø Voiles	176
Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure	191
Bibliographie	

Conclusion générale

I -Introduction :

Notre projet consiste en l'étude et le calcul des éléments principaux (voiles, poteaux, poutres) d'un bâtiment(R+9)à ossature mixte à usage d'habitation et commercial. Cependant ces derniers doivent être bien calculés pour assurer la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec le moindre coût. Pour cela nous allons conformer dans nos calculs aux règlements en vigueur, à savoir les règles parasismiques Algériennes (RPA 99 modifié 2003) et les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BEAL 91 .)

I -1) Présentation de l'ouvrage:

Le bâtiment comporte :

- *Un rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial.*
- *Du 1^{ème} au 9^{ème} étage à usage d'habitation.*
- *Une cage d'escalier et un ascenseur.*

Cet ouvrage sera implanté à Tizi-Ouzou classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 modifié en 2003) comme zone de moyenne sismicité (**zone II a**).et de moyenne importance (groupe d'usage 2).

I - 2) Caractéristiques géométriques :**En plan :**

Longueur totale.....26.65 m

Largeur totale20.30 m

En élévation :

Hauteur totale 31.62 m

Hauteur d'étage courant 3.06m

Hauteur de RDC 4.08 m

Hauteur de l'acrotère 0,60m

I -3) Les éléments de l'ouvrage :**I-3-1) L'ossature :**

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

I-3-2) Planchers :

Les planchers peuvent être des planchers à corps creux ou dalle pleine limitant les étages et supportant les revêtements chargés. Les planchers assurent deux fonctions :

1-Fonction de résistance mécanique :

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

2-Fonction d'isolation :

Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Le plancher terrasse comportera une épaisseur d'étanchéité et le béton en forme de pente (2%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

I-3-3) Maçonnerie : on a deux types**-Murs extérieurs :**

Ils sont réalisés en double cloison de brique creuse de 10cm d'épaisseur séparée par une lame d'air de 5cm.

-Murs intérieurs :

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

I-3-4) Les revêtements :

Les revêtements seront comme suite :

- carrelage pour les planchers et les escaliers.
- céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- mortier de ciment pour les murs de façades
- plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I-3-5) Les escaliers :

La tour est munie d'une cage d'escalier assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Ils sont réalisés en béton à deux volés coulé sur place.

I-3-6) Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte aussi une cage d'ascenseur réalisée en voiles et coulés sur place.

I-3-7) Système de Coffrage :

On opte pour un coffrage classique en bois et un coffrage métallique de façon à limiter le temps d'exécution

I-4) Les différents états limites :**a) Etat limite ultime (ELU) :**

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante :

- Equilibre statique de la construction (pas de renversement).
- Résistance de chacun des matériaux (Pas de rupture).
- Stabilité de forme (pas de flambement).
- Etats limites de déformation (instantanée ou différée) et l'ouverture des fissures.

b) Etat limite de service (ELS) :

Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue :

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

I-5) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I-5-1) Béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de ciment, de granulats et d'eau, il est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

La composition du béton sera établie par un laboratoire spécialisé dans le domaine en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leur provenance. Le béton utilisé est dosé (dans le cas courant) à 350 kg/m³ de ciment artificiel 425(CPj425).

A titre indicatif, nous avons pour 1 m³ de béton armé :

- Granulat :
 - Sable : 380 à 450 L (D_g ≤ 5mm).
 - Gravillons : 750 à 850 L (D_g ≤ 25mm).
- Ciment : 300 à 400 Kg.
- Eau : 150 à 180 L.

a) La résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours de temps de durcissement notée f_{c28} ,

Pour l'étude de ce projet on prend $f_{c28} = 25 [MPa]$.

La résistance caractéristique à la compression à $j \leq 28$ jours est définie par :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \quad [\text{Art A.2.1, 11 /BAEL91}]$$

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

Pour $j > 28$ jours, f_{cj} est conventionnellement prise égale a f_{c28} lorsqu'il s'agit de vérifier la résistance des sections

b) La résistance caractéristique de béton à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Avec: } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa.} \quad [\text{Art A.2.1,12/BAEL 91}]$$

Dans notre cas :

$$\text{À } t = 28 \text{ jours, } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

C) Contraintes limites du béton:

C-1) Etat limite ultime « ELU »:

La contrainte ultime en compression est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{q \cdot g_b} \quad \text{en [MPa]} \quad \text{[Art A.4.3,41/BAEL 91]}$$

q : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.

$q = 1$: si la durée d'application est > 24 heures.

$q = 0,9$: si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$q = 0,85$: si la durée d'application est < 1 heure.

g_b : Coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

$g_b = 1,5$ dans le cas d'une situation courante.

$g_b = 1,15$ dans le cas d'une situation accidentelle.

Pour $j = 28j$ $f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 MPa$ (situation courante)

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.15} = 18.47 MPa \quad \text{(Situation accidentelle)}$$

J : la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérées

Nous adoptons le diagramme parabole rectangle défini ci-dessous:

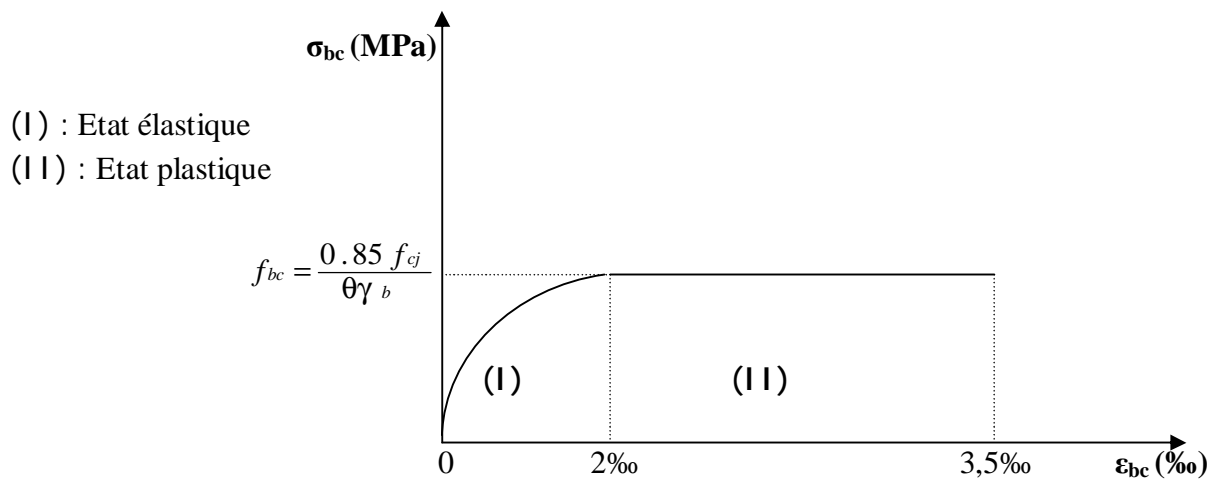


Figure 1-1- Diagramme contrainte déformation du béton (ELU)

C -2) Etat limite de service « ELS » :

Le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte – déformation est illustrée sur la figure (1-2)

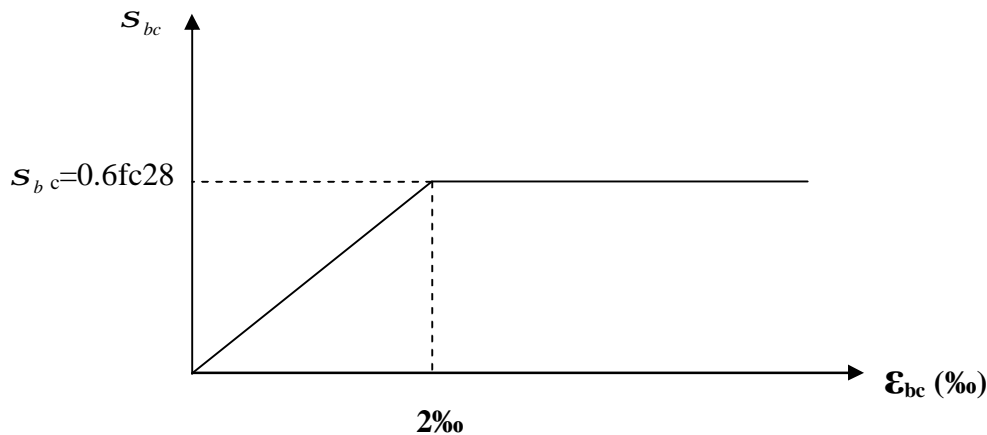


Figure 1-2- diagramme contrainte- déformation à [ELS]

La contrainte limite du service est donnée par : [ART /A – 4. 5. 2 BAEL 91]

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}, \text{ contrainte limite de service en compression.}$$

D) Déformations longitudinales du béton :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules:

1-Module de déformation longitudinale instantanée du béton à j jours :

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

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}. \quad [\text{Art A.2.1,21/BAEL 91 modifié 99}]$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$

2-Module de déformation différée du béton à j jours :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}.$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $E_{vj} = 10818,87 \text{ MPa}$.

3-Module de déformation transversale :

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

Avec : E : Module de Young.

n : Coefficient de poisson.

• **Le coefficient de poisson n :**

Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale il est égal à :

- $n = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations.
- $n = 0,2$ (à l'ELS) pour le calcul des déformations.

E) Contrainte tangentielle conventionnelle : [Art 5.1, 21 /BAEL91 modifié 99]

Elle est donnée par la formule suivante : $t_u = \frac{V_u}{b_0.d}$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas d'une fissuration non préjudiciable :

$$t_u \leq \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{g_b}, 5 [MPa] \right)$$

- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$t_u \leq \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{g_b}, 4 MPa \right).$$

I -5-2) Les aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

A) Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de $[\psi]$ scellement
Aciers en Barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 (F<6)	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

B) module d'élasticité longitudinale :

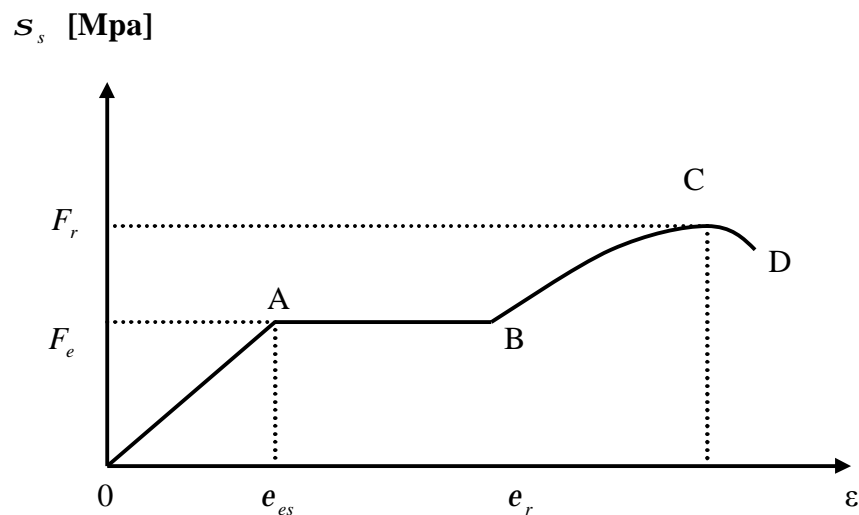
Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200000 \text{ MPa} \quad [\text{A.2.2,1/BEAL 91}]$$

C) Diagramme contraintes déformations:

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

Le diagramme contraintes- déformations a pour allure:



F_r : Résistance à la rupture.

F_e : Limite d'élasticité.

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

ϵ_r : Allongement relatif correspondant à la résistance à la rupture.

Le diagramme comprend quatre zones :

Zone **OA** : Domaine d'élasticité linéaire.

Zone **AB** : Domaine plastique.

Zone **BC** : Domaine de raffermissment.

Zone **CD** : Domaine de striction.

D) - Contraintes limites:**d-1/ A L'ELU :**

La contrainte limite de calcul est égale à :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad [\text{Art.4.3,2/ BAEL 91}]$$

Avec:

f_e : Contrainte limite d'élasticité.

g_s : coefficient de sécurité,

$g_s = 1.15$ pour les situations durables (courantes)

$g_s = 1.00$ pour les situations accidentelles.

d-2/ Vérification à l'ELS:

La vérification des contraintes des aciers se fera à l'état d'ouverture des fissures.

d-2/1 Fissuration peu préjudiciable : [BAEL 91 Art A.4.5, 32]

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable lorsque les éléments en cause sont situés dans des locaux couverts, non soumis à des condensations.

d-2/2 Fissuration préjudiciable : [BAEL 91 Art A.4.5, 33]

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il faut vérifier que la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} \quad (\text{Mpa})$$

f_e : la limite d'élasticité des aciers utilisés

f_{ij} : la résistance caractéristique à la traction du béton.

η : Coefficient de fissuration qui vaut:

1,0 pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses.

1,6 pour les HA dont $\varnothing \geq 6$ mm

1,3 pour les HA dont $\varnothing \leq 6$ mm

d-2/3 Fissuration très préjudiciable : [BAEL 91 Art A.4.5, 34]

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\}$$

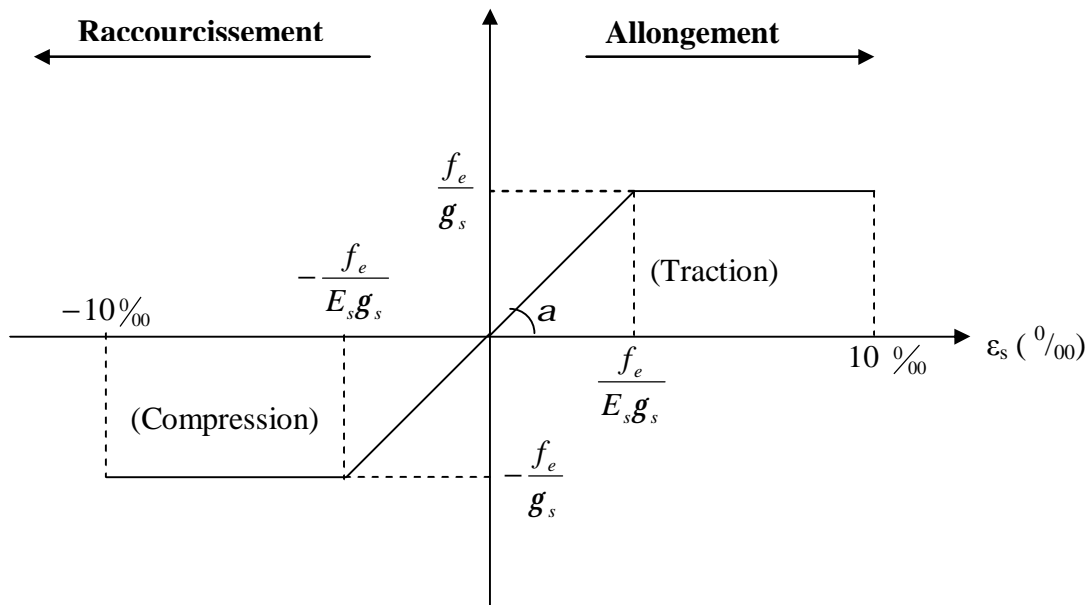
Avec: η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ Pour les RL.

$\eta = 1.6$ Pour les HA.

E) Diagrammes des contraintes déformation de l'acier : [ArtA.2.2,1/BAEL91modifié99]

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant



F) Protection des armatures: [art A. 7.1. BAEL 91]

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

- Ø **5cm** pour les ouvrages exposés à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères agressives.
- Ø **3cm** pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou susceptible de l'être) à des actions agressives, à des intempéries, et des condensations, que encore, en égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux...).
- Ø **1cm** pour les parois qui seront situées dans les locaux couverts et clos et qui seront non exposées aux condensations.

• Conclusion

A ce niveau on a défini l'ensemble des éléments qui contiennent notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux utilisés dans la construction, on respectant les règles de **BAEL91 modifié99**, et le règlement parasismique algérien (**RPA**).

II-1) Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de notre structure, ainsi que les matériaux, nous procédons au pré dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment tel que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux, les voiles ainsi que les refends.

II-2) Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Leur rôle principal est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

II.2.1) Plancher en corps creux :

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soit pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

- $h_t \geq \frac{L}{22,5}$ D'après le BAEL 91 modifié en 99

Avec :

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher.

Le RPA exige :

-min (b , h) \geq 25 cm en (zone II a) on prend min=25cm

On a:

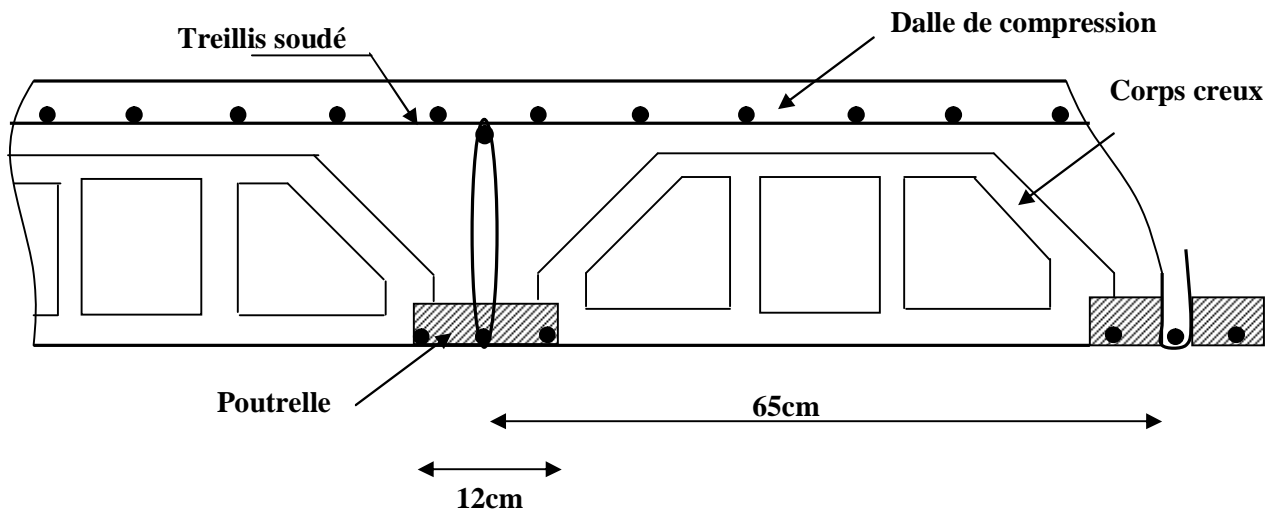
$$L = 445 - 25 = 420 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{420}{22,5} = 18,66 \text{ cm}$$

$$h_t = 18,66 \text{ cm}$$

Conclusion

On adoptera un plancher de 20cm d'épaisseur composé d'un corps creux de 16cm et d'une dalle de compression de 4cm.



II. 2. 2) Plancher dalle pleine :

Les dalles assurent la transmission des charges aux différents éléments, comme elles constituent une séparation entre les différents niveaux.

Leur pré dimensionnement est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

II. 2. 2.1) Résistance au feu :

$e_p = 11 \text{ cm}$...pour les planchers présentant un risque particulier contre l'incendie.

$e_p \geq 7 \text{ cm}$...pour les planchers ne présentant aucun risque particulier contre l'incendie.

II. 2. 2.2) Isolation acoustique :

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la 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^2

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

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

II-3) Pré dimensionnement des poutres:

ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dans le rôle est l'acheminement des charges et des surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

Pour le pré dimensionnement des poutres :le (RPA2003-ART7-5-1) exige :

1. Largeur: $b \geq 20 \text{ cm}$.
2. Hauteur: $h \geq 30 \text{ cm}$.
3. Le rapport : $\frac{h}{b} \leq 4$.
4. $b_{\text{max}} \leq 1.5 + b_1$.

II.3.1).Poutres principales : Elles sont les poutres porteuses.

a)La hauteur h: La hauteur des poutres principales est donnée par : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

Avec : L : portée entre nus d'appuis
h: hauteur totale de la poutre

Donc : $L=465 - 25 = 440\text{cm}$

$$(440/15) \leq h \leq (440/10) \longrightarrow 29.33\text{cm} \leq h \leq 44\text{cm}.$$

On adopte : $h = 40\text{cm}$.

b) La largeur b: est déterminée par $0.4h \leq b \leq 0.7h$

$$16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}.$$

On adopte $b = 30\text{cm}$

Donc :

La section des poutres principales est: $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

c) Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003(Art 7-4-1) :

- $b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $h = 40\text{cm} > 30\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} = 1.33 < 4$ Condition vérifiée.

II.3.2) Poutres secondaires : Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles. elles assurent le chaînage.

a)La hauteur h:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{Avec : } L: \text{ longueur libre entre nus d'appuis ;}$$

h : hauteur totale de la poutre.

Donc: $L = 445 - 25 = 420\text{cm}$.

$$(420/15) \leq h \leq (420/10) \longrightarrow 28\text{cm} \leq h \leq 42\text{cm}.$$

On opte pour $h = 35\text{cm}$.

b) La largeur b: est déterminée par : $0.4h \leq b \leq 0.7h$

$$14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}.$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$.

c) Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7-4-1) :

- $b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $h = 40\text{cm} > 30\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} = 1.33 < 4$Condition vérifiée.

Conclusion:

Nous adopterons des poutres de dimensions suivantes:

Poutres principales : (30×40) cm².

Poutres secondaires :(30×35) cm².

II-4) Pré dimensionnement des voiles :

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

Selon le RPA 99 modifié 2003, Art 7.7.1 ; on considère comme voile les éléments satisfaisant à la condition suivante: $L \geq 4 e$.

Avec e : épaisseur des voiles

L : portée min des voiles.

II. 4.1) L'épaisseur :

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15cm.

On a: $h_e = h - e_{\text{dalle}}$. $e \geq \frac{h_e}{20}$.

Avec h_e : hauteur libre max d'étage.

e_{dalle} : épaisseur de la dalle.

Dans notre cas $h_e = 4.08 - 0.20 = 3.88$ m

$$e \geq \frac{388}{20} = 19.40 \text{ cm}$$

On prend : $e = 20$ cm

II.4.2) Vérification des exigences du RPA99:

On considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant à la condition :

- $L_{\min} \geq 4. e$
 $L_{\min} = 1.60 \text{ m} > 4 \times 0.20 = 0.80 \text{ m}$. Condition vérifiée.
- $e = 20 > e_{\min} = 15 \text{ cm}$
 $e = 20 \text{ cm} > e_{\min} = 15 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

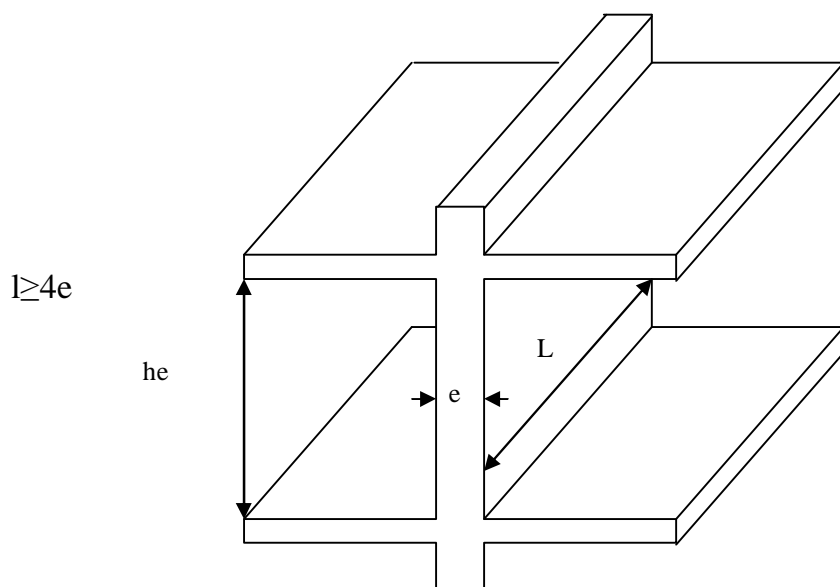
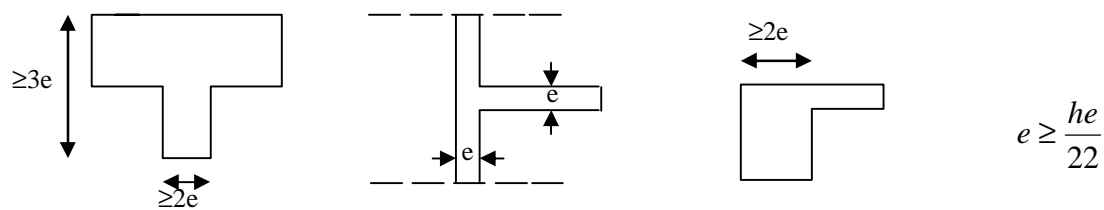
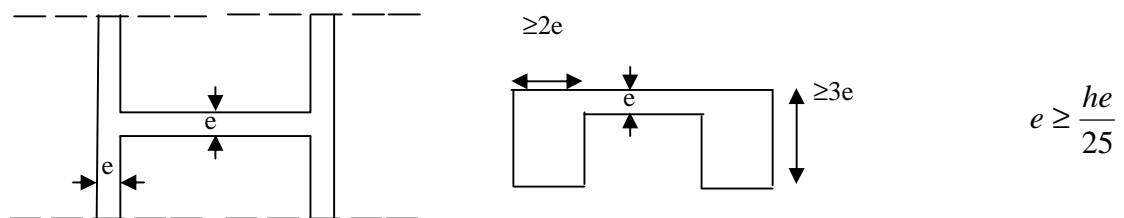


Fig. II.1 : Coupe de voile en élévation

II-5) pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple en considérant un effort N qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité. Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{bc}} \quad \text{Avec} \quad N=G + Q$$

N : effort de compression repris par les poteaux.

S : section transversale du poteau.

G : charge permanente. Q : surcharge d'exploitation.

$\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte limite de service du béton en compression.

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

Selon le (RPA 99.A 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm.} \rightarrow \text{En zone I et II}_a$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm.} \rightarrow \text{En zone III et II}_b$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

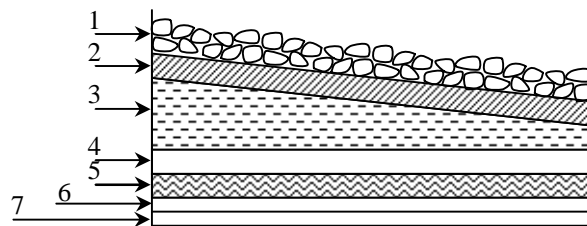
II.5.1) Détermination des charges et surcharges :**1. Charges permanentes :****1.1. Les planchers :****a) Plancher terrasse (corps creux) : (Fig.II.2)**

Fig.II.2 : Coupe verticale d'un plancher

Élément	Épaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1. Couche de gravier roulé	5	0,85
2. Étanchéité multicouche	2	0,12
3. béton en forme de pente	5	1,1
4. pare vapeur (feuille polyrane)	/	1,00
5. Isolant thermique	4	0,16
6. Plancher à corps creux	20	2,85
7. enduit en plâtre	2	0,20
		G = 6,28

b) Plancher d'étage courant (corps creux) :(Fig .II.3)

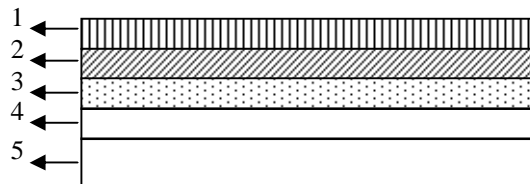
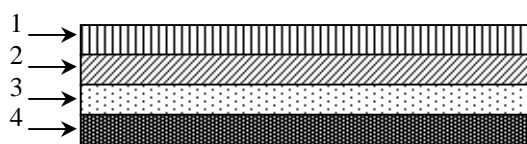


Fig .II.3 : Coupe verticale d'un plancher étage courant

N°	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN / m ²)	G (KN / m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.20	/	2.80
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison en brique creuse	0.10	/	1
7	Enduit sur les deux cotes de la cloison	0.04	10	0.40
			G Total	5.60

c) Plancher d'étage courant (dalle pleine) :(Fig .II.4)



N°	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison en brique creuse	0.10	9	0.90
7	Enduit sur les deux côtes de la cloison	0.04	0.10	0.40
G Total				6.49

1.2) Les Murs :

a) Murs extérieurs: (Fig.II.5)

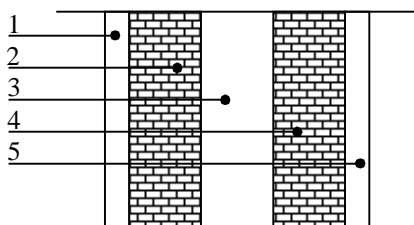


Fig.II.5 : Coupe verticale d'un mur

N°	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
1	Enduit ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Lame d'air	0.05	/	0.00
4	Briques creuses	0.10	9	0.90
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
G Total				2.36

b) Murs intérieurs :(Fig.II.6)

Ils sont constitués de briques creuses de 10cm et un enduit plâtre des 2 faces.

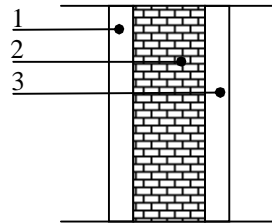


Fig.II.6 : Coupe horizontale

N°	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	9	0.9
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
G_{Total}				1.3

1.3) Balcon:(Fig.II.7)

N°	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
G_{Total}				5.35

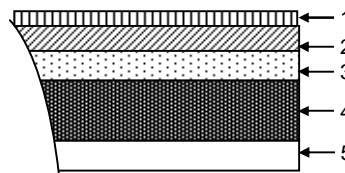


Fig.II.7 : Coupe d'un balcon

1.4) L'acrotère :

1. Calcul de son poids propre

$$G = Sxr$$

$$G = \left[(0.5 \times 0.1) + (0.07 \times 0.2) + (0.1 \times 0.03) + \left(0.03 \times \frac{0.1}{2} \right) \right] \times 25$$

$$G = 1.712 \text{ KN / ml}$$

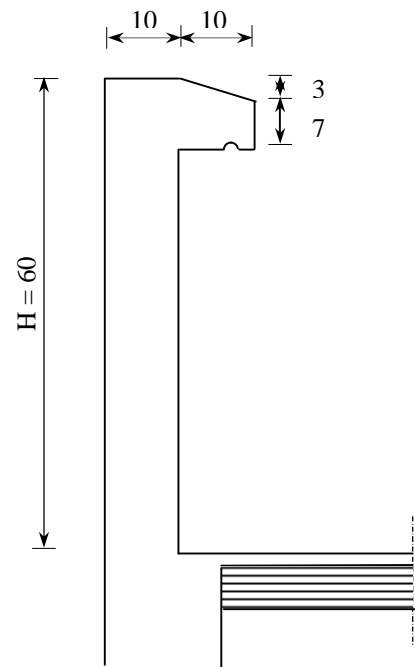


Fig .II.8 : Coupe verticale de

2) Surcharges d'exploitation :

Plancher terrasse.....	1,00 KN /m ²
Plancher étages courants	1,50 KN /m ²
Plancher du RDC (commercial)	2.50KN/m ²
Balcon.....	3, 50KN/m ²
Escalier	2, 50 KN /m ²
Acrotère	1,00KN/m ²

II-6) Descente de charges:

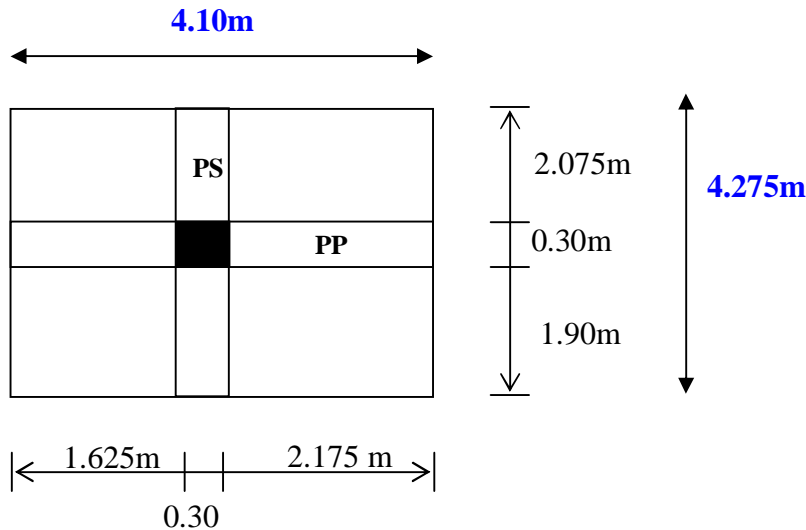
II.6.1) Calcul de l'effort normal sous poteau (D6) :

1) Surface d'influence revenant au poteau :

$$S = (1.625+2.175) \times (1.9+2.075)=15.11 \text{ m}^2$$

Surface totale est:

$$S = (4.10 \times 4.275)=17.53 \text{ m}^2$$



2) Poids propre des poutres :

Poutres principales : $G_{pp} = 0,30 \times 0,40 \times 25 \times 4,10 = 12,3 \text{ KN}$.

Poutres secondaire : $G_{ps} = 0,30 \times 0,35 \times 25 \times 4,275 = 11,22 \text{ KN}$.

D'où le poids des poutres : $G_p = 12,3 + 11,22 = 23,52 \text{ KN}$.

3) Poids des planchers :

Plancher terrasse : $G_t = 6,28 \times 15,11 = 94,89 \text{ KN}$.

Plancher courant : $G_c = 5,60 \times 15,11 = 84,77 \text{ KN}$.

4) Poids propre des poteaux :

Le poids propre des poteaux sera pris en compte dans le calcul, au fur et à mesure que leur section réelle serait fixée.

Poteaux de RDC :

$G_p = 25 \times (0,25 \times 0,25) \times 4,08 = 6,37 \text{ KN}$

Poteaux d'étage courant :

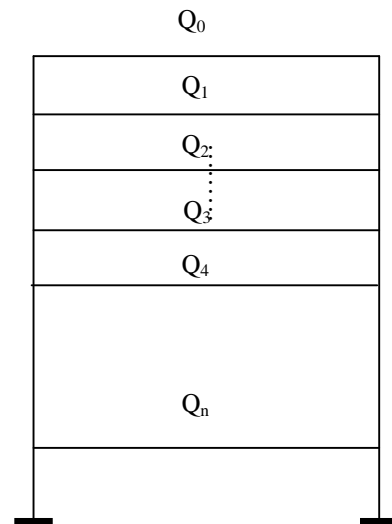
$G_p = 25 \times (0,25 \times 0,25) \times 3,06 = 4,78 \text{ KN}$

II-7) Loi de dégression des surcharges :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas du bâtiment étudié.

$$\begin{aligned} \Sigma_0 &= Q_0 \\ \Sigma_1 &= Q_0 + Q_1 \\ \Sigma_2 &= Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) \\ \Sigma_3 &= Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) \\ &\vdots \\ \Sigma_n &= Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \Sigma_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n \geq 5 \end{aligned}$$



• Coefficients de dégression

Niveau	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefficient	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.688	0.667	0.65

• Calcul des surcharges d’exploitations selon la loi de dégression :

Avec : **Q₀**: surcharge d’exploitation du plancher terrasse inaccessible:

$$Q_0 = 1 \times 15.11 = 15.11 \text{ KN.}$$

Q₁ à Q₉ surcharges d’exploitation du plancher d’étage courant :

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = Q_7 = Q_8 = Q_9 = 1.5 \times 15.11 = 22.66 \text{ KN.}$$

$$S_{10} = Q_0 = 15.11 \text{ KN.}$$

$$S_9 = Q_0 + Q_1 = 37.77 \text{ KN.}$$

$$S_8 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 58.164 \text{ KN.}$$

$$S_7 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 76.292 \text{ KN.}$$

$$S_6 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 92.154 \text{ KN.}$$

$$S_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 105.75 \text{ KN.}$$

$$S_4 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 117.08 \text{ KN.}$$

$$S_3 = Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 127.73 \text{ KN.}$$

$$S_2 = Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 140.19 \text{ KN.}$$

$$S_1 = Q_0 + 0.67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 151.74 \text{ KN.}$$

- Tableau récapitulatif de la descente de charges sur le poteau (F2) :

Niveaux	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (Kn)	Efforts normaux (KN)	Sections [cm ²]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G	G Cumul	Q cumul	N = G _c + Q _c	S = N/S _{bc}	Section adoptée
10	94.89	23.52	0	118.41	118.41	15.11	133.52	89.01	30x30
9	84.77	23.52	4.78	113.07	231.48	37.77	269.25	179.5	30x30
8	84.77	23.52	4.78	113.07	344.55	58.164	402.71	268.47	30x30
7	84.77	23.52	4.78	113.07	457.62	76.292	533.91	355.94	35x35
6	84.77	23.52	4.78	113.07	570.69	92.154	662.84	441.89	35x35
5	84.77	23.52	4.78	113.07	683.76	105.75	789.51	526.34	35x35
4	84.77	23.52	4.78	113.07	796.83	117.08	913.91	609.27	40x40
3	84.77	23.52	4.78	113.07	909.9	127.73	1037.63	691.75	40x40
2	84.77	23.52	4.78	113.07	1022.97	140.19	1163.16	775.44	40x40
1	84.77	23.52	6.37	114.66	1238.31	151.74	1390.05	926.7	40x40

Conclusion :

La section des poteaux adoptés :

RDC $\implies (40 \times 40) \text{cm}^2$

Niveau 1,2,3 $\implies (40 \times 40) \text{cm}^2$

Niveau 4,5,6 $\implies (35 \times 35) \text{cm}^2$

Niveau 7,8,9 $\implies (30 \times 30) \text{cm}^2$

Remarque :

On a passé d'une section de (25x25) a une section de (40x40) pour deux raisons telle-que

- Pour ne pas avoir la rotule plastique dans les poteaux avant les poutres.
- Pour une meilleure disposition des armatures.

II-8) Vérification relative au coffrage [RPA 99 version 2003 Art 7.4.1] :

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois.

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes:

$$\emptyset \min (b_1, h_1) \geq 25 \text{cm}$$

$$\emptyset \min (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\emptyset \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

Poteau (30x30) :

$$\text{Min } (30,30) = 30 \text{cm} \geq 25 \text{cm}$$

$$\text{Min } (30,30) = 30 \geq 14.3 \text{cm}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{30}{30} = 1 < 4$$

Poteau (35x35) :

$$\text{Min } (35,35) = 35 \text{cm} > 25 \text{cm}$$

$$\text{Min } (35,35) = 35 \text{cm} > 14.3 \text{cm}$$

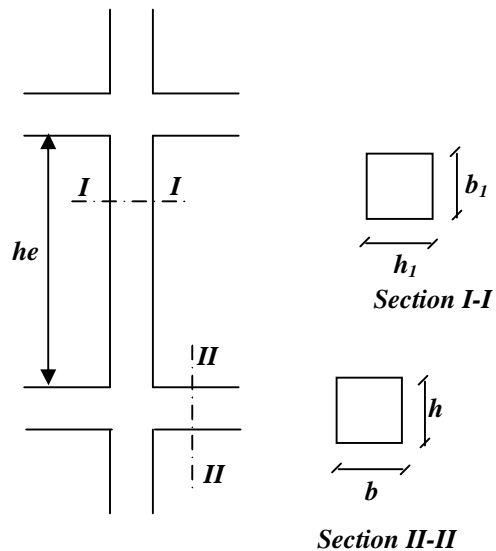
$$\frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4$$

Poteau (40x40) :

$$\text{Min } (40,40) = 40 \text{cm} > 25 \text{cm}$$

$$\text{Min } (40,40) = 40 \text{cm} > 14.3 \text{cm}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4$$



Poteau (40x40) RDC :

$$\text{Min (40,40)} = 40\text{cm} > 25\text{cm}$$

$$\text{Min (40,40)} = 40\text{cm} > 388/20 = 19.4\text{cm}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4$$

Conclusion :

Les sections des poteaux sont toutes carrées, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA 99 version 2003**.

II-9) Vérification au flambement :

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

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

I : Elancement du poteau.

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

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$).

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

B : Section transversale du poteau ($B = hxb$)

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

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

$$I = 2.42 \frac{L_0}{h}$$

- Poteau (40x40) RDC
- Poteau(40x40) niveau 1 ,2,3
- Poteau (35x35) niveau 4,5,6
- Poteau (30x30) niveau 7,8,9

$$I = 2,42 \times 4,08 / 0.40 = 24.68 < 50 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$I = 2,42 \times 3,06 / 0.40 = 18.51 < 50 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$I = 2,42 \times 3,06 / 0.35 = 21.15 < 50 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$I = 2,42 \times 3,06 / 0.30 = 24.68 < 50 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

CONCLUSION :

A se niveau on a pré dimensionnée tout les éléments structuraux de notre ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changés l'étude dynamique.

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

	Les dimensions	
plancher	16+4	
voiles	e=20cm	
Poutres principales	b=30cm h=40cm	
Poutres secondaires	b=30cm h=35cm	
poteaux	RDC .1 .2.3	40x40
	4 ,5 ,6	35x35
	7,8,9	30x30

Tableau : les dimensions des sections trouvées.

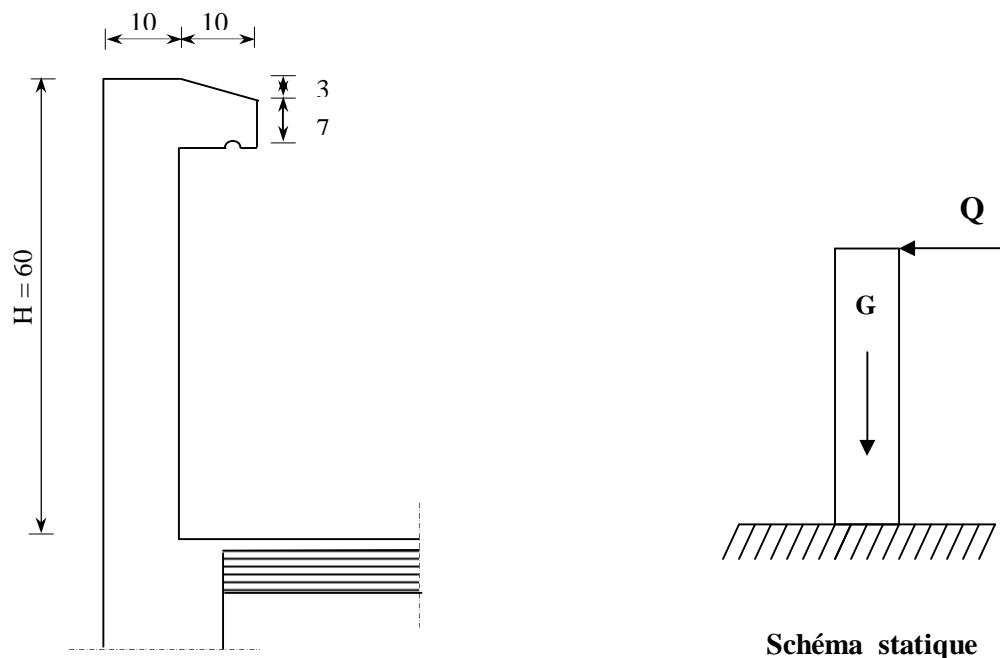
Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui suivent.

Introduction :

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être étudiés isolément sous l'effet des seules charges qu'ils leur reviennent. Le calcul se fera conformément aux règles (BAEL99).

III-1) ACROTÈRE :

L'acrotère est assimilé à une console, encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse, soumise à l'effort «G» dû à son poids propre et à une poussée latérale «Q» due à la main courante provoquant un moment de renversement «M» dans la section de l'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.



FigIII.1 : Coupe verticale de l'acrotère

III-1-1) Calcul des sollicitations :

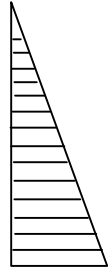
- Poids propre : $G = r.S.1m$

Avec : r : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

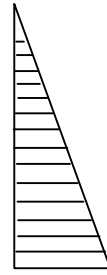
$$G = 25 \times 1 \left(0.6 \times 0.1 + 0.1 \times 0.07 + \frac{0.03 \times 0.1}{2} \right) = 1.712 \text{ KN/ml.}$$

- **Surcharge due à la poussée latérale : $Q = 1 \text{ KN/ml}$**
- **Effort normal dû au poids propre : $N_G = G \cdot 1 = 1.712 \text{ KN}$**
- **Moment de renversement dû à Q : $M_Q = Q \times h = 1 \cdot 0.6 = 0.6 \text{ KN m}$**



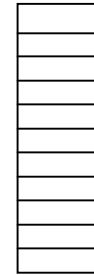
$$N = 1.712 \text{ KN}$$

Effort normal



$$M = 0.6 \text{ KN.m}$$

Moment de renversement



$$T = 1 \text{ KN}$$

Effort tranchant

Diagrammes du moment fléchissant, de l'effort normal et de l'effort tranchant.

III-1-2) Combinaisons de charges :

✓ A l'E.L.U. : 1.35G+1.5Q

- Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 \cdot 1.712 = 2.31 \text{ KN}$
- Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 1.5 \cdot 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$
- effort tranchant dû à T : $T_u = 1.5 T = 1.5 \text{ KN}$

✓ A l'E.L.S. : Q+G

- Effort normal: $N_s = N_G + N_Q = 1.712 \text{ KN}$
- Moment de renversement: $M_s = M_G + M_Q = M_Q = 0.6 \text{ KN m}$
- effort tranchant dû à T : $T_s = T_Q = 1 \text{ KN.}$

III-1-3) Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire, pour le calcul en considère une section (bxh) cm² soumise à la flexion composée (fig :3-1-3)

Le calcul se fera à l'ELU puis vérifié à l'ELS.

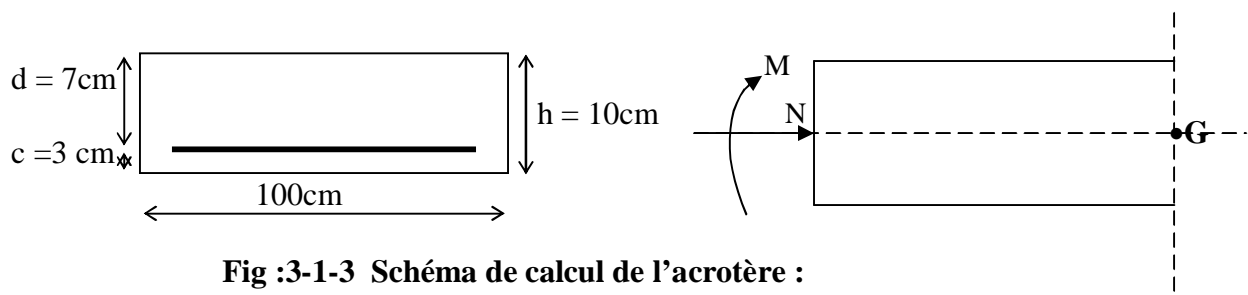


Fig :3-1-3 Schéma de calcul de l'acrotère :

h : Epaisseur de la section : 10cm

b : largeur de la section : 100cm

c et c' : Enrobage : 3cm

d : hauteur utile (h-c) : 7cm

C : Centre de pression

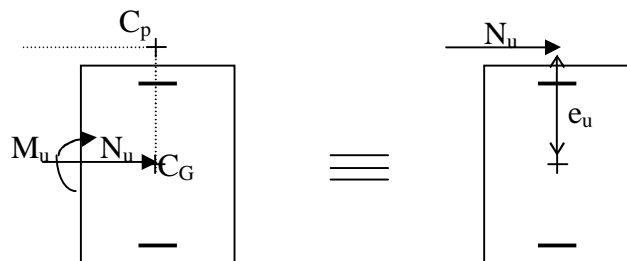
e : Excentricité

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

a) Calcul à L'ELU :

Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} \times 100 = 38.96 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$



$e_u > \frac{h}{2} - c \Rightarrow$ le centre de pression « C_p » se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f , puis on se ramènera à la flexion composée ou la section d'armature sera déterminée en fonction de celle préalablement calculée.

Ø Armatures principales

ü Section des armatures fictives (en flexion simple)

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

$$M_f = 0.9 + 2.31(0.02) = 0.946 \text{ KN m.}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.946 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.0136$$

$$\mu = 0.0136 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.0136 \Rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_f = \frac{M_f}{b d s_{st}} = \frac{0.946 \times 10^3}{0.993 \times 7 \times 348} = 0.391 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{stf} = 0.393 \text{ cm}^2$$

ü Section des armatures réelles (en flexion composée) :

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

$$A_u = 0.391 - \frac{2.31 \times 10}{348} = 0.325 \text{ cm}^2$$

III-1-4) Vérifications à L'ELU :

a) **Vérification de la condition de non fragilité** (Art A-4.2.1/BAEL 91):

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

$$\text{C N F : } A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec}$$

$$A_{\min} = 0.23 \frac{100 \times 7 \times 2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.325 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité étant non vérifiée, on adoptera la section minimale d'armatures (A_{\min}).

$$A = A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{\text{adopté}} = 4\text{HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$

Ø Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.51 \text{ cm}^2$$

Soit $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de $St = 15 \text{ cm}$

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

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{avec : } \tau_u : \text{ contrainte de cisaillement.}$$

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

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{10^3 \times 70} = 0.0214 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

c) **Vérification de l'adhérence :**

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

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.05} = 0.23 \text{ MPa.}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres. $\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$.

$$\tau_{se} = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

d) Espacement des barres

- Armatures principales : $S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$. Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$.
- Armatures de répartition : $S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$. Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.

e) Ancrages des barres verticales

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{f_{fe}}{4\bar{f}_s} = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 281.69 \text{ mm} \quad \text{soit } L_s = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Avec: } \tau_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$$

III-1-5) Vérification a L'ELS :

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{h f_{t28}}) \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$r = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.916 \Rightarrow K_1 = 44.52$$

$$s_s = \frac{M_s}{A_s b d} = \frac{0.6 \times 10^3}{2.01 \times 10^2 \times 0.916 \times 0.07} = 54.31 \text{ MPa} \leq \bar{s}_{st} \text{ (vérifier)}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{s_s}{K_1} = \frac{54.31}{44.52} = 1.21 \text{ Mpa} \leq \bar{s}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

III-1-8) Vérification de l'acrotère au séisme (Art 6.2.3 / RPA 99) :

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale

$$F_p = 4AC_p w_p$$

avec :

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

$A = 0.15$ (Zone IIa, groupe d'usage 2).

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires.

$C_p = 0.8$

w_p : poids de l'élément.

$w_p = 1.712 \text{ KN/ml}$.

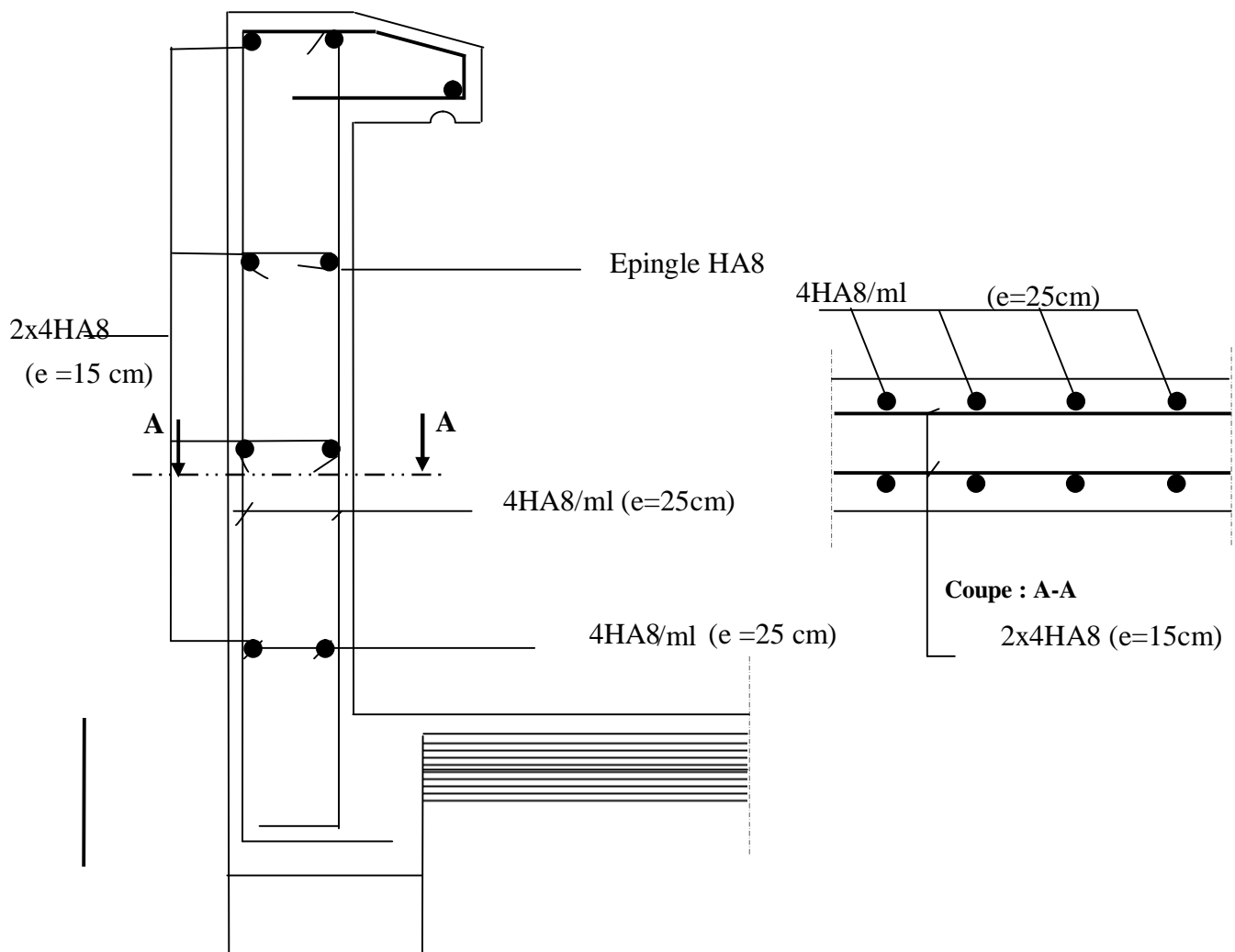
Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.712 = 0.821 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$.

Conclusion

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte pour ferrailage celui adopté précédemment.

Ferraillage de l'acrotère



République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de T.O
 Faculté de Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

Proposé par
 Bureau d'étude

Etudié par

Mr : Oukacine Hocine
 Mr : Bouarour Mahrez

Echelle : 1/25

Dirigé par

M : Mansouri

Mai 2014

III-2) Balcon :

Le balcon est assimilé à une console encastrée à une extrémité, réalisé en dalle pleine.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

- 1) Poids propre de la dalle pleine.
- 2) Poids de la couche de sable
- 3) Poids de mortier
- 4) Poids de carrelage
- 5) Enduit de ciment
- 6) Brique creuse

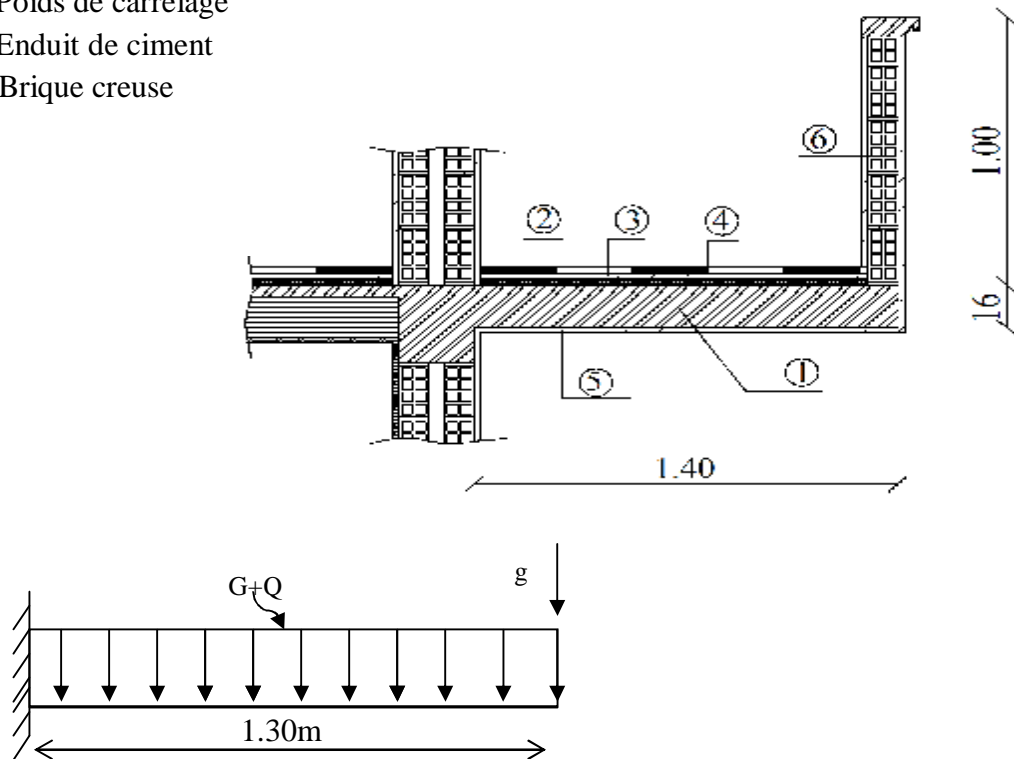


Fig III.2.1. Schéma statique du balcon

G : charge permanente uniformément répartie revenant à la dalle pleine

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

g : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du garde corps en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

III.2.1) Dimensionnement du balcon :

L'épaisseur du balcon est déterminée comme suite :

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{130}{10} = 13 \text{ cm} \quad \text{soit } e_p = 15 \text{ cm}$$

III.2.2) Détermination des charges et surcharges :**§ Les charges permanentes :**

Poids de la dalle pleine :	$25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$.
Poids des revêtements : - Carrelage	$22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$.
- Mortier de pose	$22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$.
- Couche de sable	$18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/m}^2$.
- Enduit de ciment	$18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/m}^2$.
	<hr/> $G = 5.35 \text{ KN/m}^2$.

Charge concentrée (poids de garde corps) :

Poids de la brique :	$0.1 \times 9 = 0.9 \text{ KN/m}^2$.
Poids de l'enduit ciment :	$0.02 \times 18 \times 2 = 0.72 \text{ KN/m}^2$.
	<hr/> $g = 1.62 \text{ KN/m}^2$

§ Charge concentrée horizontale F :

Charge due à la main courante $F = 1 \text{ KN}$

§ Surcharge d'exploitation :

$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ (D'après le DTR)

III.2.3) Calcul à L'ELU :

Le balcon est calculé en flexion simple

1) Combinaisons de charges : $1.35G + 1.5Q$

§ Dalle pleine :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) l m = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5 = 12.47 \text{ KN/m} .$$

§ Garde corps :

$$F_u = (1.35xg) \times 1m = 1.62 \times 1.35 = 2.187 \text{ KN/m}.$$

Le moment provoqué par la charge q_u est :

$$M_{qu} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{12.47 \times 1.30^2}{2} = 10.53 \text{ KN.m}.$$

Le moment provoqué par la charge g est :

$$M_{gu} = 2.187 \times 1.30 = 2.843 \text{ KNm}.$$

Le moment total est :

$$M_u = M_{qu} + M_{gu} = (10.53) + (2.843) = 13.37 \text{ KNm}.$$

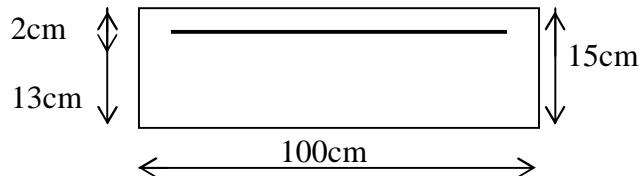
III.2.4) Ferrailage : a L'ELU :

Il consiste a l'étude d'une section rectangulaire soumise a la flexion simple.

§ Armatures principales :

$$m = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13.37 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.056 < m_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.



$$m = 0.056 \Rightarrow b = 0.971$$

$$A_s = \frac{M_u}{bd s_{st}} = \frac{13.37 \times 10^3}{0.971 \times 13 \times 348} = 3.043 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5HA10 = 3.93 cm² avec : St₁ = 20 cm

§ Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.982 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte : 5HA10 = 3.93 cm}^2 \quad \text{avec : S}_{t2} = 20 \text{ cm}$$

III.2.5) Vérification à L'E LU :**a) Vérification de la condition de non fragilité [Art 4.21/BAEL 91] :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_s = 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la condition de l'adhérence des barres [Art6.13/BAEL 91] :

$$V_u = q_u \times 1.30 + g = 12.47 \times 1.30 + 2.187 = 18.40 \text{ KN.}$$

$$\text{Avec : } \begin{aligned} \bar{t}_{se} &= y_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa} \\ \Sigma u_i &= 3.14 \times 5 \times 10 = 157 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$t_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \cdot \Sigma U_i} \leq \bar{t}_u$$

$$t_{se} = \frac{18.40 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 157} = 1.001 \text{ MPa} < \bar{t}_{se} \quad \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification au cisaillement :

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

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$t_u = \frac{18.40 \times 10}{100 \times 13} = 0.141 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Vérification de l'écartement des barres :

Armatures principales : $S_{t1} \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$$S_{t1} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures secondaires: $S_{t2} \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

$$S_{t2} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.6) Calcul à L'ELS :**a) Combinaison de charge : G + Q**

§ Dalle pleine :

$$q_s = (G + Q)1 \text{ m} = (5.35 + 3.5) \times 1 = 8.85 \text{ KN / ml}$$

§ Garde corps :

$$F_s = g \times 1 \text{ m} = 1.62 \text{ KN / ml}$$

b) Moment fléchissant :

Le moment provoqué par la charge q_s :

$$M_{qs} = \frac{q_s l^2}{2} = \frac{8.85 \times 1.30^2}{2} = 7.47 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Le moment provoqué par la charge g est :

$$M_s = 1.62 \times 1.30 = 2.106 \text{ KNm.}$$

Moment fléchissant total :

$$M_s = (7.47) + (2.106) = 9.57 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$s_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{h f_{ij}} \right\} \quad \text{avec } n=1.6 \text{ (coefficient de fissuration)}$$

$$s_s = \min \left\{ \frac{2}{3} fe; 110 \sqrt{hf_{ij}} \right\} = \min \{ 266.66 ; 201.63 \}$$

Donc on prend : $s_s = 202 \text{ Mpa}$

$$m_1 = \frac{M_s}{bd^2 s_s} = \frac{9.57 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 202} = 0.0028$$

$$m = 0.0028 \quad b = 0.913 \Rightarrow k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{42.47} = 0.023$$

c) Vérification des contraintes dans le béton :

On fixe $s_s = 202 \text{ MPa}$; puis on vérifie $s_{bc} = k s_s$; $s_{bc} \leq 0.6 f_{c28}$

$$s_{bc} = 4.64 \text{ MPa}$$

$s_{bc} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

d) Calcul d'armatures :

$$m_1 = \frac{M_s}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9.57 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.04 \Rightarrow b_1 = 0.769$$

$$A_s = \frac{M_s}{b_1 d s_s} = \frac{9.57 \times 10^3}{0.769 \times 13 \times 202} = 4.73 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2, \text{ avec } e = 20 \text{ cm.}$$

Armatures finales : 6HA12

e) Longueur de scellement droit :

La longueur de scellement droit est donnée par la relation suivante

$$L_s = \frac{f \times fe}{4 t_{su}} \quad \text{Avec : } t_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.84} = 422.53 \text{ mm.} \quad \text{Soit : } L_s = 45 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratique on adopte un crocher normale.

La longueur de recouvrement d'après le BAEL 91 (Art6-1-2-5-3) est fixée pour les aciers HA à :

$$s_s = \min \left\{ \frac{2}{3} fe; 110 \sqrt{hf_{ij}} \right\}$$

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.25 = 16.9 \text{ cm}$$

On prend $L_r = 17 \text{ cm}$

f) Vérification de la flèche : [BAEL 91.modifié 99. /ART B.6.5, 2]

Puisque les conditions ci_ après sont vérifiées, alors il est inutile de calculer la flèche

Ø Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{4 \cdot E_V \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = \frac{l}{250} = \frac{130}{250} = 0,52 \text{ cm}$$

$$M_t^S = 9,57 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad ; \quad l = 130 \text{ cm}$$

$$E_V = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,88 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

$$r = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{6,78}{100 \times 13} = 0,00521$$

$$y_1 = \frac{b \cdot \frac{h^2}{2} + 15 \cdot A_{st} \cdot d}{b \cdot h + 15 \cdot A_{st}} = \frac{100 \cdot 15^2 / 2 + 15 \cdot 6,78 \cdot 13}{100 \cdot 15 + 15 \cdot 6,78}$$

$$y_1 = 7,84 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 15 - 7,84 = 7,15 \text{ cm.}$$

$$I_0 = \frac{b \cdot (y_1^3 + y_2^3)}{3} + 15 A_{st} (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \cdot (7,84^3 + 7,15^3)}{3} + 15 \times 6,78 (7,15 - 2)^2$$

$$\text{On aura } I_0 = 30944,54 \text{ cm}^4$$

$$I_V = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot r} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3) \times 0,00521} = 1,612$$

$$m = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot r \cdot S_S + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

$$m = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00521 \times 202 + 2,1}; 0 \right\} = 0,584$$

$$I_{fv} = 17533,14 \text{ cm}^4$$

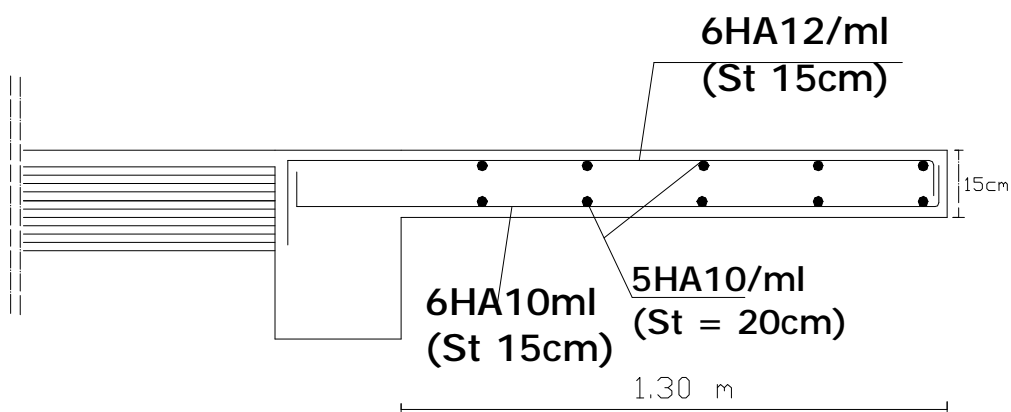
D'ou la flèche

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{4 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{9,57 \times 10^2 \times 1300^2}{4 \times 10818,88 \times 17533,14} = 0,213 \text{ cm}$$

Donc $f = 0,213 \text{ cm} < \bar{f} = 0,52 \text{ cm} \Rightarrow$ condition est vérifiée.

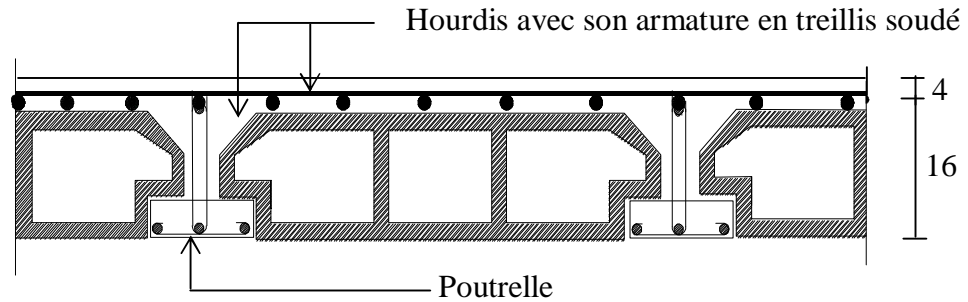
Ferraillage de Balcon



<i>République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil</i>		<i>Proposé par Bureau d'étude</i>
<i>Etudié par</i>	<i>M^f : Oukacine Hocine M^f : Bouarour Mahrez</i>	<i>Echelle : 1/25</i>
<i>Dirigé par</i>	<i>M^f : Mansouri.A</i>	<i>Mai2014</i>

III-3) Les planchers :**III-3-A) Plancher en corps creux :**

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, constitué en corps creux et d'une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée.

**Figure.III .3.1****3-1) Dalle de compression :**

La dalle de compression est coulée sur place, elle aura une épaisseur de 4 cm et sera armée d'un treillis soudé TLE520 ($f \leq 6\text{mm}$), qui doit satisfaire les conditions mentionnées dans l'article suivant :

[BAEL91/B.6.8,423] : Hourdis sur entrevous de terre cuite ou béton.

§ Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

- 20cm pour les armatures \perp aux poutrelles.
- 30cm pour les armatures // aux poutrelles.

3-1-1) calcul des Armatures :**Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

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

L : distance entre axe des poutrelles (L=65cm)

Nous adaptons :

$$\text{Soit : } 6\text{HA6/ml} \quad , A = 1.7 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \quad (\text{distance entre les armatures})$$

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 1.7 / 2 = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA6/ml} \quad ; A = 1.7 \text{ cm}^2$$

Finalemment :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression pour un treillis soudé (TLE520) de dimension (15x15) cm^2 .

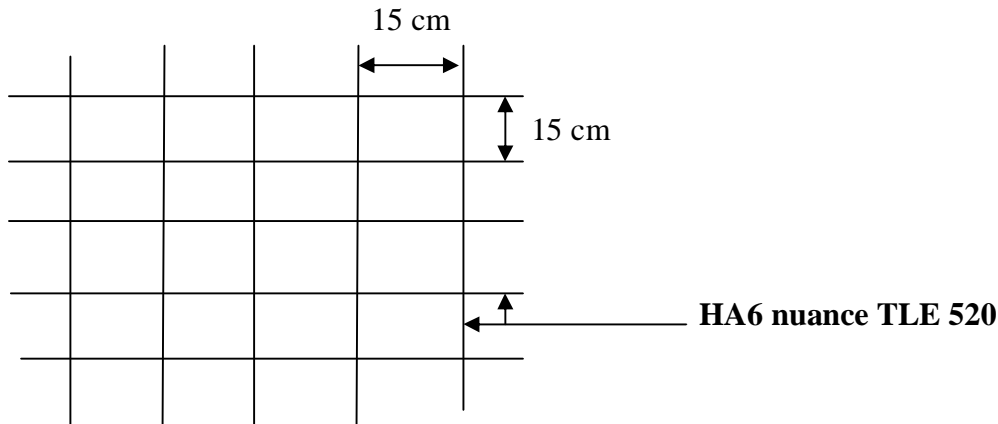


Figure.III .3.2 : Treillis soudé de 15x15 cm

Calcul des poutrelles :

On s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est-à-dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation. Elle se calcule comme une section en **T**.

a) dimensionnement de la poutrelle :

$$b_1 \leq \min(L/2 ; L_1/10 ; 8h_0)$$

Avec :

L : distance entre deux parement voisins de deux poutrelles. ($65 - 12 = 53 \text{ cm}$)

L_1 : longueur de la plus grande travée. ($L_1 = 445 \text{ cm}$)

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

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4 \text{ cm}$)

b) Application :

$$b_1 \leq \min(26.5, 43.5, 32)$$

$$b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$

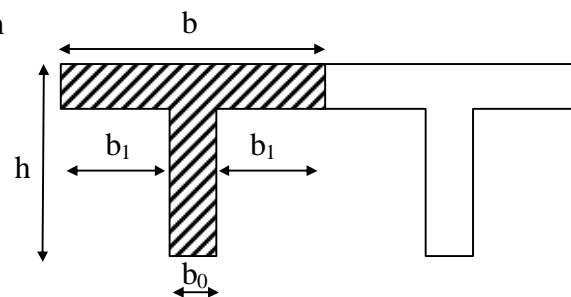


Fig III .3.3 : construction de la section en T

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

a) 1^{ère} étape : Calcul avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme une poutre de section $(12 \times 4) \text{ cm}^2$, simplement appuyée sur ses deux extrémités. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axes des deux poutrelles.

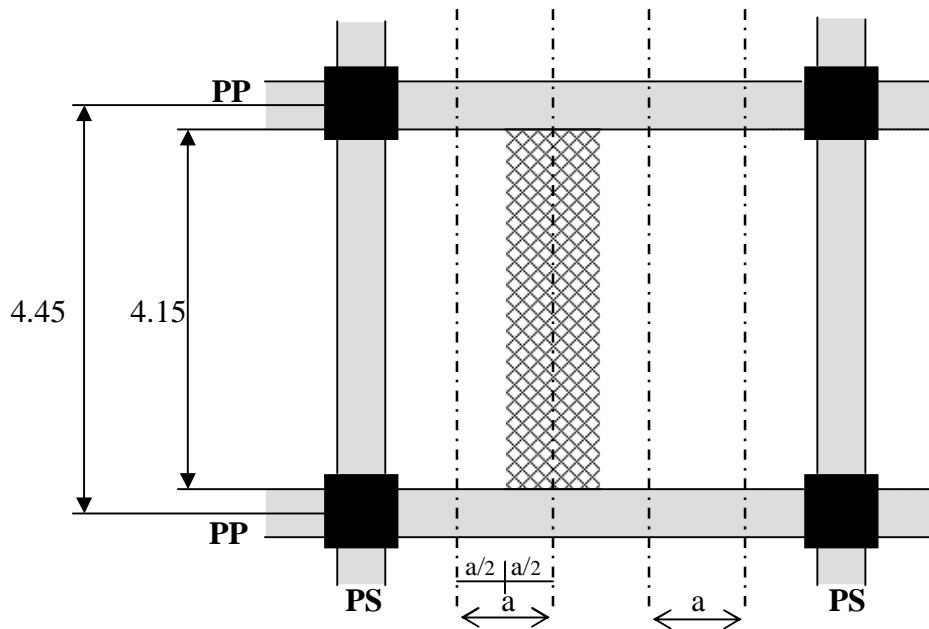
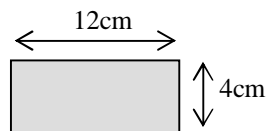


Figure.III.3.4

$a = 0,65 \text{ m}$: largeur du plancher repris par la poutrelle

La poutrelle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier :



§ Poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ [KN/ ml]}$

§ Poids du corps creux : $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ [KN/ml]}$

§ Surcharge due à l'ouvrier : 1 [KN/m]

Charge permanente : $G = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ [KN/m]}$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ [KN/m]}$

► Ferrailage à l'état limite ultime ELU :

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

$$q_u = 1,35(0,74) + 1,5(1)$$

$$q_u = 2,5 \text{ [KN/m]}$$

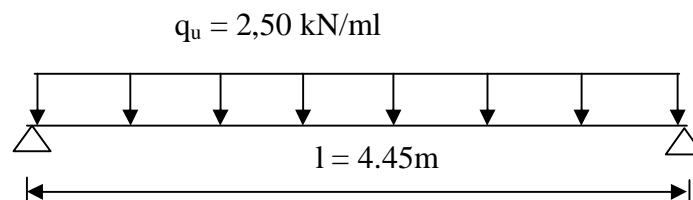


Figure.III.3.5: Chargement avant coulage

Le moment max :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2,5 \times (4,45)^2}{8} = 6,18 \text{ KN.m}$$

Soit l'enrobage $c = 2\text{cm}$

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

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{g_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{M_0}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,18}{0,12 \times (0,02)^2 \times 14,17 \times 10^3} = 9,08$$

$m \gg m_c = 0,392 \Rightarrow$ section doublement armée.

Comme la section de la poutrelle est très réduite 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 120cm)

b) 2^{ème} étape : Calcul après coulage de la dalle de compression

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre de section en T, partiellement encadrée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

Charges et surcharges

Nous considérerons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable Le plancher le plus chargé qui est dans notre cas le plancher RDC.

$$4 \text{ Poids propre du plancher : } G = 5,60 \times 0,65 = 3,64 \text{ KN/m}$$

$$4 \text{ Charge d'exploitation : } Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/m}$$

Combinaison de charge à l'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(3,64) + 1,5(1,625) \Rightarrow q_u = 7,35 \text{ KN/m}$$

Combinaison de charge à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 3,64 + 1,625 \Rightarrow q_s = 5,26 \text{ KN/m}$$

3-3) Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher, à l'aide des méthodes usuelles :

- 1- Méthode forfaitaire.
- 2- Méthode de Caquot.
- 3- Méthode des trois moments.

1) Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1- les charges et surcharges reprises par le plancher considéré, sont :

$$G = 5,60 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \leq \max \{ 2 \times G = 11,20 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2 \}$$

2- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.

3- Les portées successives des poutres sont dans un rapport compris entre 0,8 & 1,25.

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

$$\text{On a } \frac{L_1}{L_2} = \frac{3,60}{4,10} = 0,87 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{L_2}{L_3} = \frac{4,10}{4,45} = 0,92 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{L_3}{L_4} = \frac{4,45}{4,10} = 1,08 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{L_4}{L_5} = \frac{4,10}{3,60} = 1,14 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4- Fissurations non préjudiciables à la tenue du béton armé et de ses revêtements.

Conclusion :

Notre plancher est considéré comme plancher à charge d'exploitation modérée.

Toutes les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées, on va donc opter pour cette méthode.

2) Principe de la méthode forfaitaire :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées M_t et au niveau des appuis M_w et M_e à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison qui est supposée isostatique indépendante, de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

Les valeurs des moments : M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

a : Rapport des charges.

$$a = \frac{Q}{Q + G}$$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} \{ 1,05M_0 ; (1 + 0,3a)M_0 \}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3a}{2} \right) M_0 \Rightarrow \text{Travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3a}{2} \right) M_0 \Rightarrow \text{Travée de rive.}$$

- La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire ne doit pas être inférieure à :

$0,6M_0$ Pour une poutre à deux travées.

$0,5M_0$ Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$0,4M_0$ Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

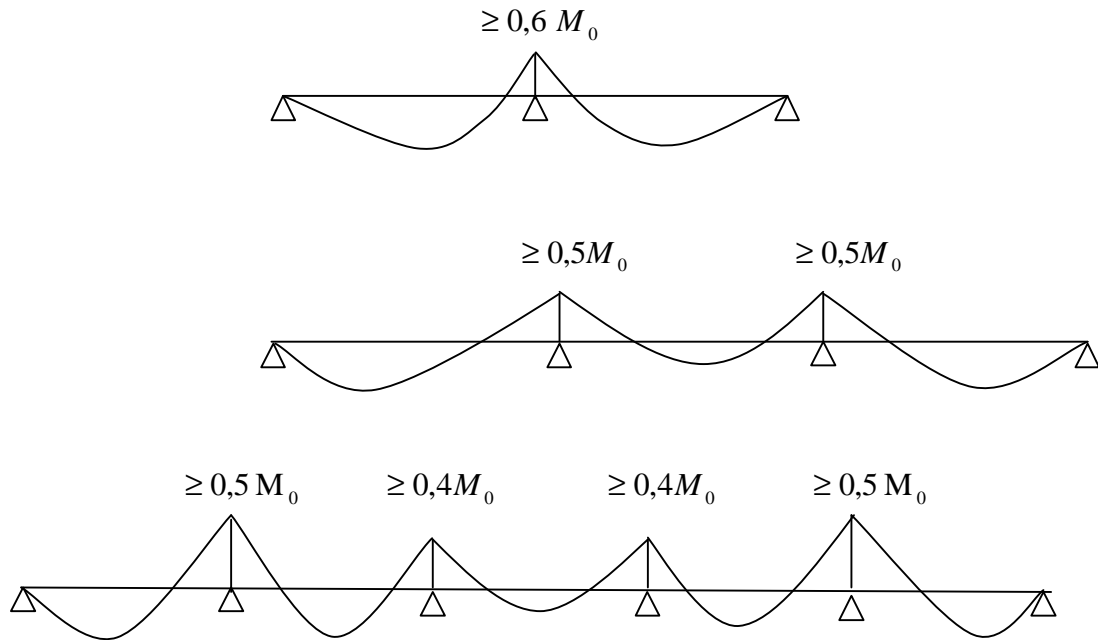


Figure.III.3.6

Avec :

M_t : Moment max en travée, pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

M_w : Moment en valeur absolue sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_e : Moment en valeur absolue sur l'appui de droit de la travée considérée.

M_0 : moment max dans la travée indépendante (de comparaison), de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

a : Rapport des charges.

$$a = \frac{Q}{Q + G}$$

3) Calcul des moments isostatiques à l'ELU :

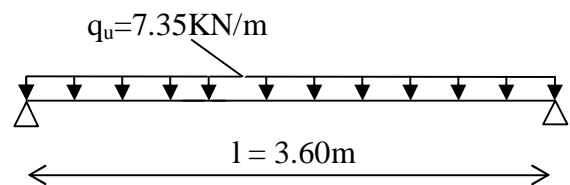
Poutre continue à cinq travées :

-Pour les travées (1-2) et (5-6):

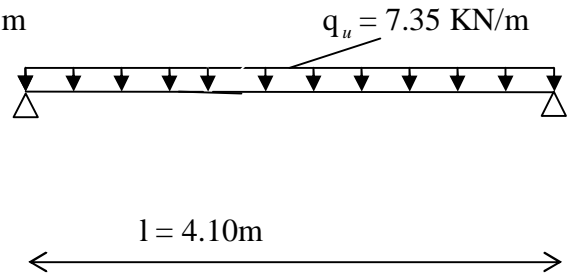
$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7.35 \times (3,60)^2}{8} = 11.9 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 11.90 \text{ KN .m}$$

- pour les travées (2-3),(4-5)



$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7,35 \times (4.10)^2}{8} = 15.44 \text{KN.m}$$

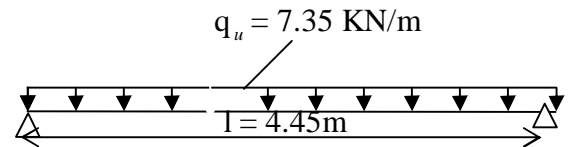


$$M_0 = 15.44 \text{KN.m}$$

-pour la travée (3-4)

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7.35 \times (4.45)^2}{8} = 18.19 \text{KN.m}$$

$$M_0 = 18.19 \text{ KN .m}$$

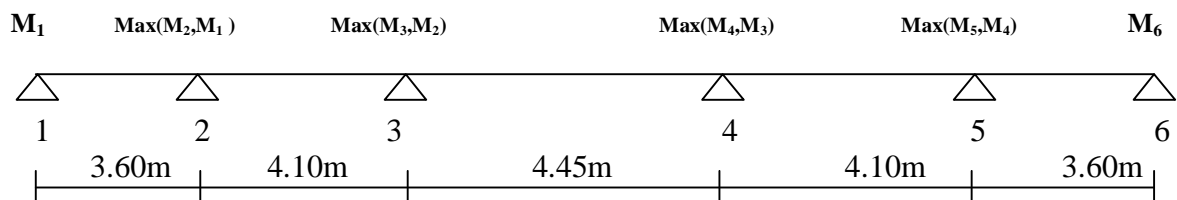


Calcul coefficient (α)

$$a = \frac{2,5}{5,60 + 2,5} \Rightarrow a = 0,30$$

Nous aurons besoin pour nos calculs des valeurs suivantes :

α	1+0.3α	$\frac{1+0,3a}{2}$	$\frac{1,2+0,3a}{2}$
0,30	1,09	0,545	0,645



-Etudes des travées :

Ø Calcul des moments fléchissant sur appuis:

$$M_1 = M_6 = 0,3M_0 = 0,3 \times 11.90 = 3.57 \text{ KN .m}$$

$$M_2 = M_5 = 0,5M_0 = 0,5 \times 15.44 = 7.72 \text{ KN .m}$$

$$M_3 = M_4 = 0,4M_0 = 0,4 \times 18.19 = 7.27 \text{ KN .m}$$

Ø Calcul des moments en travée :

§ Travée de rive :

$$M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3a}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,645M_0$$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3a)M_0 \Rightarrow M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,09M_0$$

Avec : $1 + 0,3a \geq 1,05$

§ Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3a}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,545M_0$$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3a)M_0 \Rightarrow M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,09M_0$$

Avec : $1 + 0,3a \geq 1,05$

4) Calcul des efforts tranchants :

$$T_i = \frac{M_{i+1} - M_i}{L} + \frac{q_u L}{2}$$

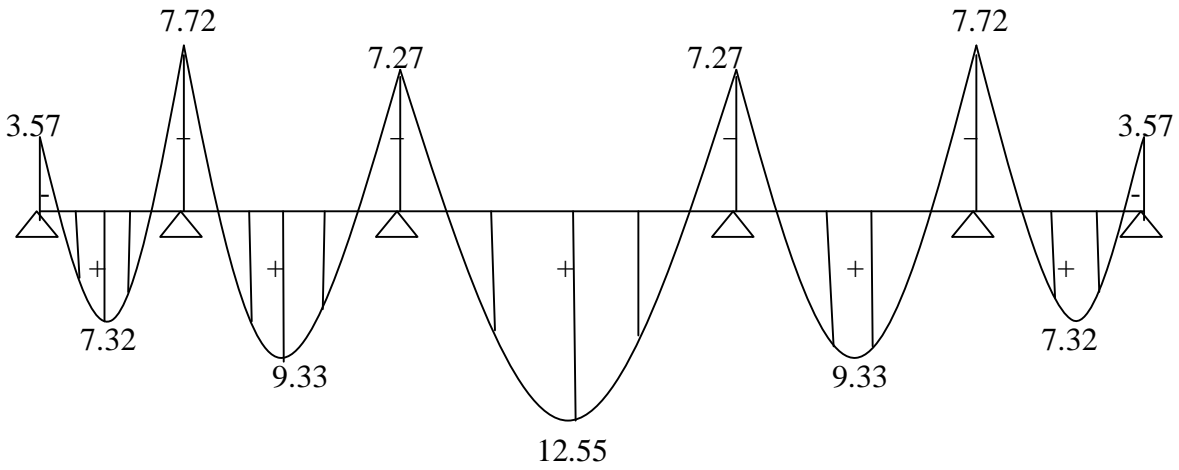
$$T_{i+1} = \frac{M_{i+1} - M_i}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

Avec T_i, T_{i+1} : l'effort tranchant sur appui de gauche et de droite respectivement de la travée considérée.

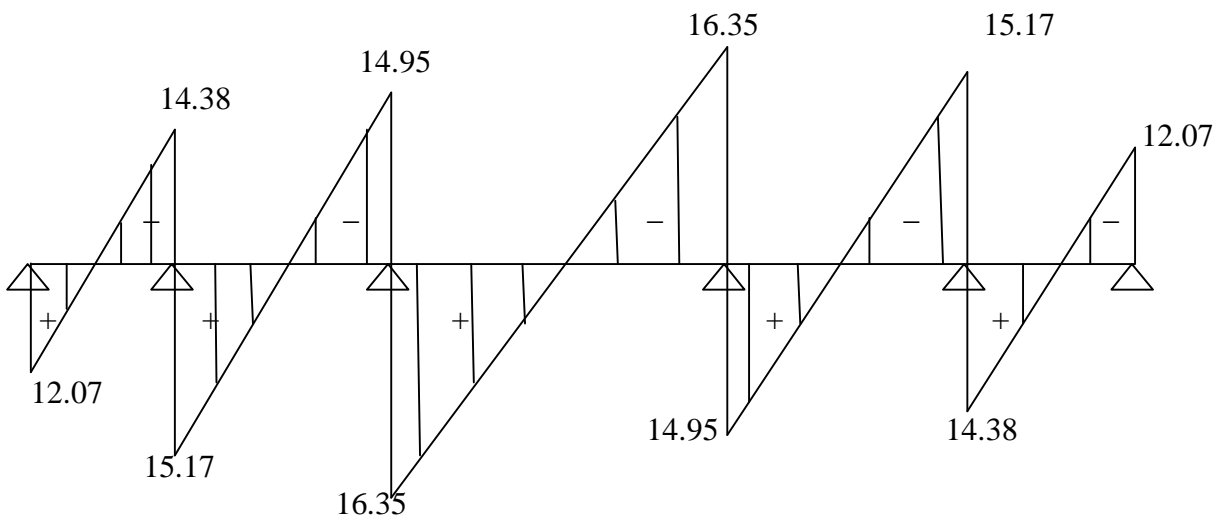
Travée	(1- 2)	(2- 3)	(3- 4)	(4 -5)	(5- 6)
M_i (KN .m)	3.57	7.72	7.27	7.27	7.72
M_{i+1} (KN .m)	7.72	7.27	7.27	7.72	3.57
T_i (KN)	12.07	15.17	16.35	14.95	14.38
T_{i+1} (KN)	-14.38	-14.95	-16.35	-15.17	-12.07
M_t (KN .m)	7.32	9.33	12.55	9.33	7.32

5) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

a) Diagramme des moments :



b) Diagramme des efforts tranchants :



3-3) Ferrailage des poutrelles

Les poutrelles seront ferrillées à l'état limite ultime et vérifiées à l'état limite de service.

a) Armatures longitudinales

▪ En travée

Le moment max en travée est : $M_t^{\max} = 10,12 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

Si : $M_t^{\max} > M_{tab} \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la nervure.

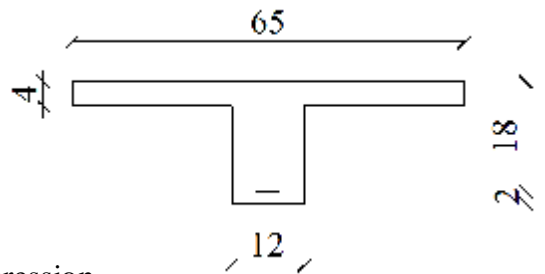
Si : $M_t^{\max} < M_{tab} \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression.

M_{tab} : le moment équilibré par la table de compression.

$$M_{tab} = f_{bu} \times b \times h_0 \times (d - \frac{h_0}{2})$$

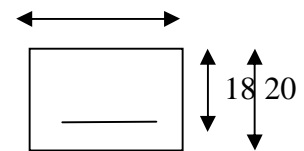
$$M_{tab} = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 (0,18 - \frac{0,04}{2}) = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} = 12,55 \text{ KN.m} < M_{tab} = 59,072 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression.



On conduit le calcul comme si la section étant rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table

$$m = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{12,55}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,042$$



$$m = 0,042 < 0,392 = m_e \Rightarrow S.S.A$$

$$m = 0,042 \Rightarrow b = 0,979$$

$$A_{St} = \frac{M_t^{\max}}{b d s_{st}} \quad \text{avec } s_s = 348 \text{ MPa} (F_e E400 \text{ et } g_s = 1,15)$$

$$A_{St} = \frac{12,55}{0,979 \times 0,18 \times 348 \times 10^3} \times 10^4 \Leftrightarrow A_{St} = 2,04 \text{ cm}^2$$

On prend 3HA10=2.35

§ Aux appuis :

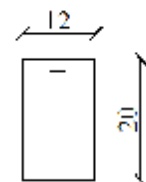
Puisque le béton tendu est négligeable on fait le calcul pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

Le moment max aux appuis est : $M_a^{\max} = 7,72 \text{ KNm}$

$$m = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{7,72}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,140$$

$$m = 0,140 < 0,392 = m_e \Rightarrow S.S.A$$

$$m = 0,140 \Rightarrow b = 0,924$$



$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{bd s_{st}} = \frac{7.72}{0,924 \times 0,18 \times 348 \times 10^3} \times 10^4 = 1,33 \text{ cm}^2$$

On prend **2HA10=1.57 cm²**

Conclusion :

En travée, on prend 3HA10.

Aux appuis, on prend 2HA10.

b)- Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)

D'après l'article A.7.2.2/BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales est donné

$$\text{par : } f_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; f_L; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$f_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35}; 10; \frac{120}{10} \right\} = 5,7 \text{ mm}$$

Avec :

f_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

f_t : Diamètre des armatures transversales.

h : hauteur du planché.

b_0 : largeur de lame.

Soit : $A_t = 2HA 8 = 1.00 \text{ cm}^2$

c) Espacement des armatures : (cadres) (Art. A.5.22. BAEL91)

$$s_t \leq \min (0.9d, 40\text{cm})$$

$$s_t \leq \min (16.2, 40 \text{ cm})$$

$$s_t = 16.2 \text{ cm}$$

3-4) Vérification à l'ELU

1)- Condition de non fragilité [BAEL91/A.4.2,1]

$$\frac{A_s}{b_0 d} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = A_{\min}$$

En travée :

$$A_{\min} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis :

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

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

2) Détermination de la longueur des chapeaux et arrêt des barres inférieure de second lit :(Art E.1.3/BAEL91 modifiée99)

La longueur des chapeaux, à partir du nu des appuis, est au moins égale :

- 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.
- 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.

3)- Justifications sous sollicitations d'efforts tranchant[BAEL91/A.5.1]

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime. Cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente t_u , prise conventionnellement égale à :

$$t_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} \quad \text{Avec} \quad T_{\max} = 16,35 \text{ KN}$$

$$t_u = \frac{16,35}{0,12 \times 0,18} \times 10^{-3} \quad \Rightarrow t_u = 0,757 \text{ MPa}$$

§ [BAEL91/A.5.1,21] : état limite ultime du béton de l'âme

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites et les fissurations sont peu nuisibles, la contrainte t_u doit vérifier :

$$t_u \leq \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{g_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{t}_u$$

$$\bar{t} = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$t_u = 0,757 \text{ MPa} < \bar{t}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

§ [BAEL91/A.5.1,3] : Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{2T_{\max}}{b_0 a} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{g_b} \Leftrightarrow T_{\max} \leq \frac{0,4 b_0 \cdot a \cdot f_{c28}}{g_b} = V_{\max} \quad \text{[BAEL91/A.5.1,31]}$$

a : longueur d'appui de la bielle $a \leq 0,9d$

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

$$T_{\max} = 16,35 \text{ KN} < V_{\max} = 129,6 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifier que : $A \geq g_s / f_e \left(V_U^{\max} + \frac{M_{a \max}}{0,9d} \right)$

Ø Appui de rive :

$$A = 1.57 \text{ cm}^2 \geq \left[\frac{1.15}{400 \times 0.1} \right] x \left(14.38 - \frac{3.57}{.09 \times 0.18} \right) = -0.22 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{p} \ 0$$

→ Condition vérifiée.

Ø Appui intermédiaire :

$$A = 1.57 \text{ cm}^2 \geq \left[\frac{1.15}{400 \times 0.1} \right] x \left(16.35 - \frac{7.72}{.09 \times 0.18} \right) = -0.90 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{p} \ 0$$

4) vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement : [BAEL91/A.6.1,3]

$$t_{se} \leq \bar{t}_{se} = y f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$t_{se} = V_u / 0.9d \sum u_i \quad \text{avec} \quad \sum u_i = n \times 3.14 \times \Phi = 3.14 \times (2 \times 10) = 62.8 \text{ mm}$$

$$t_{se} = 16.35 \times 10^3 / 0.9 \times 180 \times 62.8 = 1.60 \text{ Mpa}$$

$$t_{se} = 1.60 \leq \bar{t}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \quad \Longrightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

5) l'ancrage des barres :

$$t_{su} = 0.6 y_s^2 f_{tj} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ Mpa} ; \quad \text{avec} \quad y_s = 1.5 \quad \text{pour HA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \Phi \frac{f_e}{4 t_{su}} = 1.0 \frac{400}{4 \times 2.10} = 47.62 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (Art .6.1.253 modifiée 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal et assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet (L_c) est moins égale à $0.4.L_s$ pour les aciers H.A.

$$L_c = 0.4.L_s = 0.4 \times 47.62 = 19.05 \text{ cm.}$$

3-5) Vérification à l'ELS

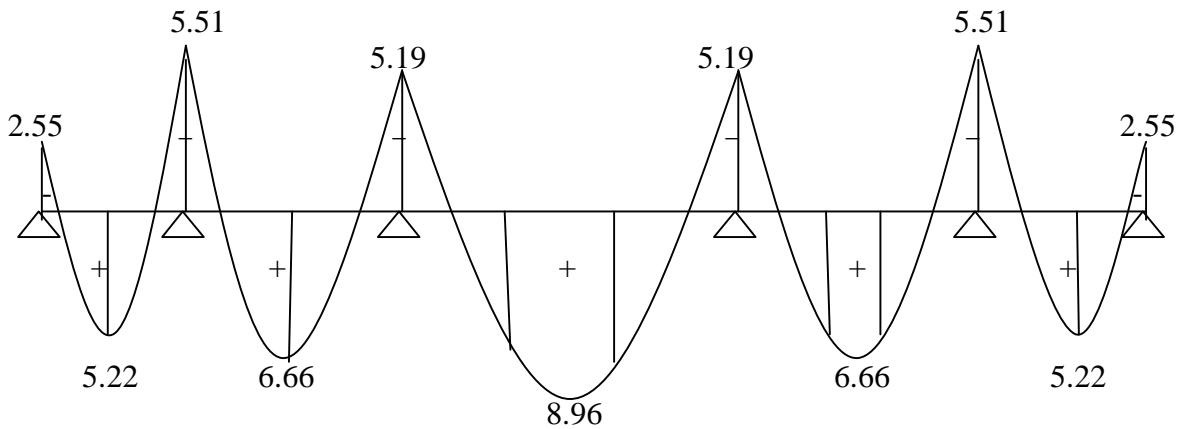
La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculées à l'ELU sont proportionnelles à cette charge (q_u). Il suffit donc de multiplier les résultats du calcul à l'ELU par (q_s) et de diviser par (q_u), pour obtenir les valeurs à l'ELS, c'est-à-dire par le coefficient :

$$I = \frac{q_s}{q_u} = \frac{5.26}{7.36} = 0.714$$

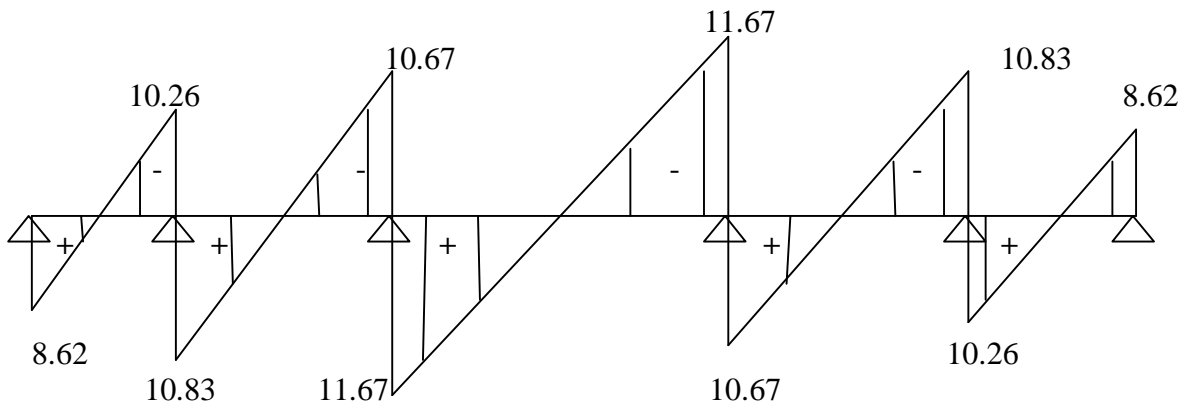
Après Application de la méthode forfaitaire (exposée précédemment), on obtient les valeurs des Moments donnés ci- dessous sous forme de diagrammes.

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

a) Diagramme des moments



b) Diagramme des efforts tranchants



§ Vérification de la résistance à la compression du béton :

$$s_{bc} \leq \bar{s}_{bc} = 0,6 \times f_{cj} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

▫ Aux appuis :

$$M_s = 5.51 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$r_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,726 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0,877 \\ K_1 = 25,65 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$s_s = \frac{M_s}{b_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{5.51 \times 10^6}{0,877 \times 180 \times 1,57 \times 10^2} = 222,32 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = \frac{s_s}{K_1} = \frac{222,32}{25,65} = 8,67 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

▫ **En travées :**

$$M_s = 8,96 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$r_1 = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,35}{65 \times 18} = 0,200 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0,928 \\ K_1 = 54,44 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$s_s = \frac{M_s}{b_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{8,96 \times 10^6}{0,928 \times 180 \times 2,35 \times 10^2} = 228,25 \text{ MPa.}$$

$$s_{bc} = \frac{s_s}{K_1} = \frac{228,25}{54,44} = 4,19 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

b) Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont acceptables :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_1}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

$$1) \frac{h}{L} = \frac{20}{405} = 0,049 < \frac{1}{16} = 0,062 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

Donc la première condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire.

Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée ($E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ Mpa}$)

I_{fv} : Inertie fissurée de la section pour les charges de longue durée.

I_{fv} Est donné par la formule suivante $I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + 0,4 \cdot u \cdot I_v}$.

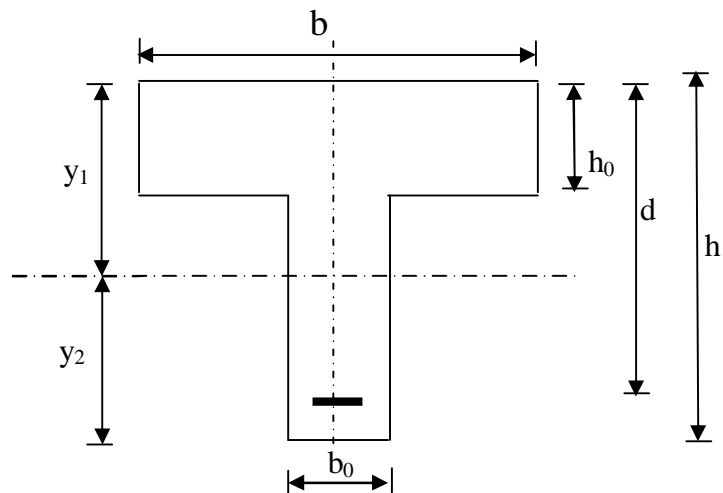
I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène.

$u = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot r \cdot S_s + f_{t28}}$; Si la valeur de u résultant de cette expression est positive et zéro dans le cas contraire.

r : Le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de

la nervure $r = \frac{A}{b_0 \cdot d}$.

$$I_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) r}$$



Calcul du moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \cdot (Y_1^3 + Y_2^3) + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \cdot h_0 \cdot \left(Y_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \cdot A_t \cdot (Y_2 - c)^2$$

La position de l'axe neutre :

$$S_{xx} = b_0 \cdot h \cdot \frac{h}{2} + (b - b_0) \cdot h_0 \cdot \frac{h_0}{2} + (15 \cdot A_t \cdot d) = 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2,35 \times 18)$$

$$= 3458,5 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = (b_0 \cdot h) + (b - b_0) \cdot h_0 + (15 \cdot A_t) = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2,35) = 487,25 \text{ cm}^2.$$

$$Y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,09 \text{ cm}.$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 20 - 7,09 = 12,91 \text{ cm}.$$

A.N :

$$I_0 = 20003,26 \text{ cm}^4.$$

$$r = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,010 \Rightarrow b_1 = 0,982$$

$$s_s = \frac{M_t}{b_1 \cdot d \cdot A} = \frac{8,96 \times 10^6}{0,982 \times 180 \times 2,35 \times 10^2} = 215,70 \text{ MPa}.$$

$$u = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,010 \times 215,70 + 2,1} = 0,657$$

Donc on doit calculer I_v :

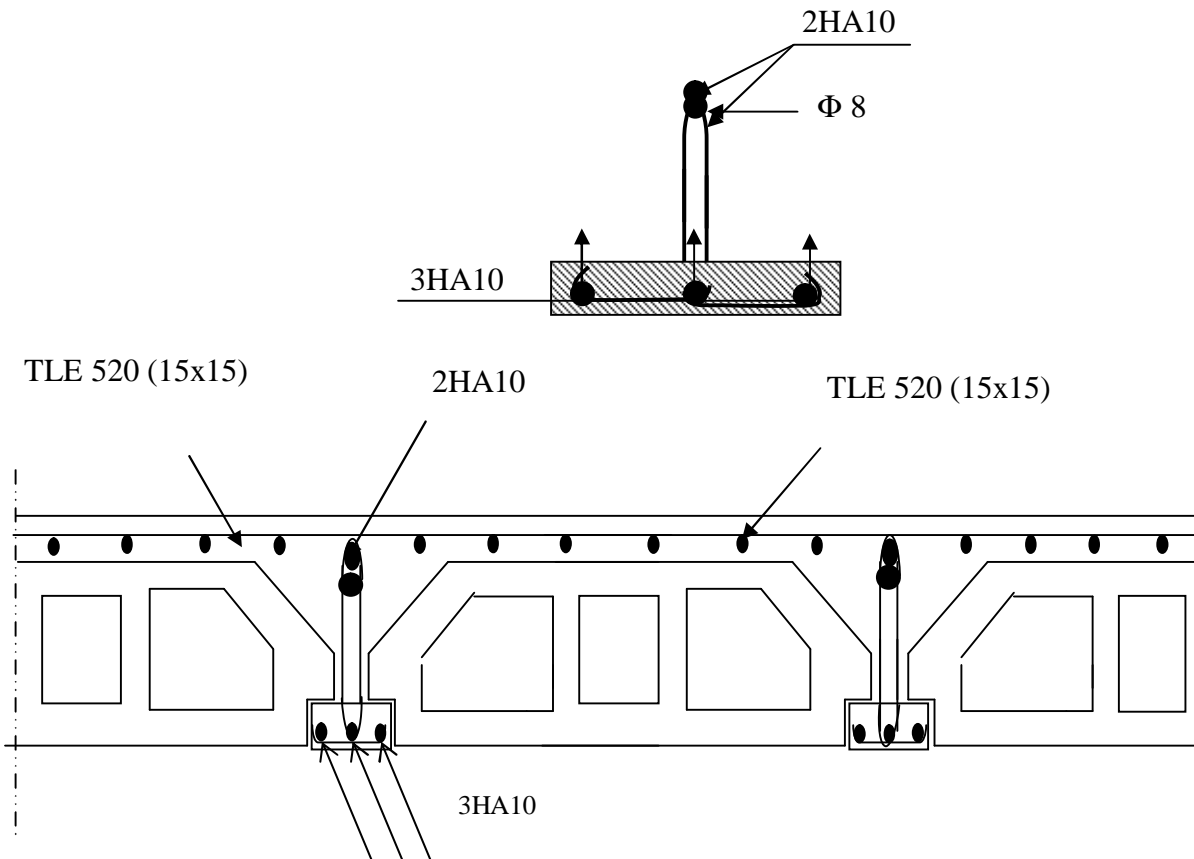
$$I_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,010} = 1,64.$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 20003,26}{1 + 0,4 \times 0,657 \times 1,64} = 15376,45 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{8,96 \times 10^2 \times 405^2}{10 \times 10819 \times 15376,45} = 0,883 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{405}{500} = 0,81 \text{ cm}. f = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}.$$

Donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'E.L.S.

Ferraillage de la poutrelle :



Plan de Ferraillage du plancher.

III.4. Calcul des escaliers :

III.4.1. Définition :

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

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

III.4.2. Terminologie :

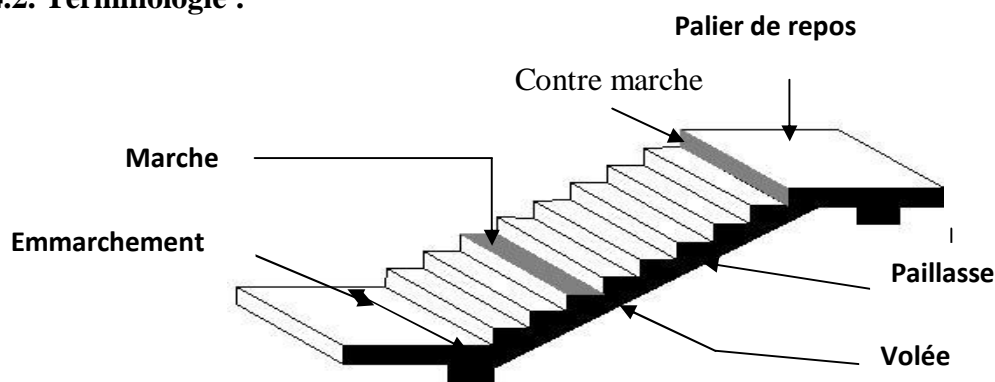


Figure III.6.1: Principaux termes relatifs à un escalier

Marche : c'est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

Le nombre de marches est pris comme suit : $m = n - 1$.

Contre marche : c'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.

n : nombre de contre marches donné par : $n = H/h$.

Avec : H : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

Hauteur de la contre marche « h » : c'est la différence de niveau entre deux marches successives.

h le plus courant varie de 14 à 20 cm (17 cm en moyenne).

Giron « g » : c'est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; $22\text{ cm} \leq g \leq 33\text{ cm}$.

La volée : est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.

Le palier : est la plate forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

L'emmarchement : représente la largeur de la marche.

Dans un immeuble collectif, l'emmarchement doit être : $L \geq 120\text{ cm}$. Ou $L \geq 3g$.

Le rapport ($r = \frac{h}{g}$) est appelé raideur de l'escalier.

III.4.3. Les différents types d'escaliers :

On peut pratiquement, à condition naturellement que les dimensions le permettent, adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- À cartier tournants ;
- À palier intermédiaire ;
- À la Française (limon apparent sur le coté) ;
- À l'anglaise (marche en débord sur le limon).

La **figure III.6.a** donne quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron. On peut en imaginer des formes et des dispositions très variées, la **figure III.6.b** donne quelques exemples :

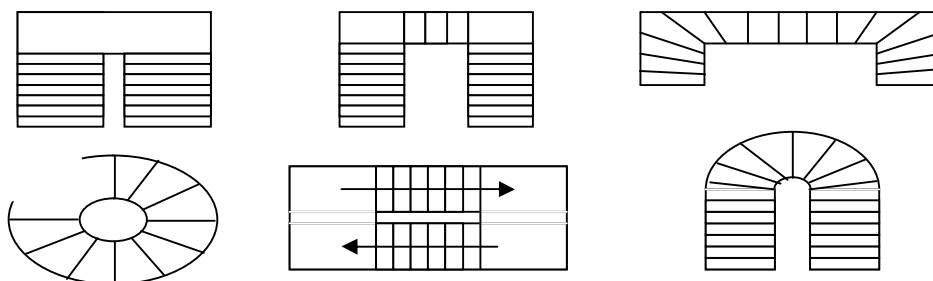


Fig III.6..a

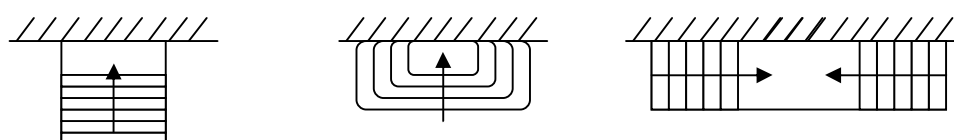


Fig III.6..b

Figure III.6.2 : Différents types d'escaliers

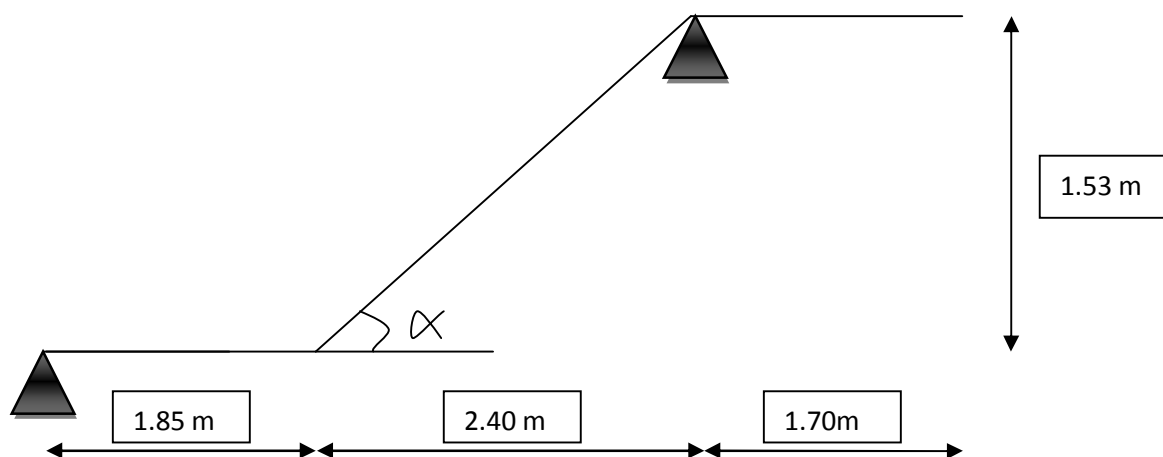
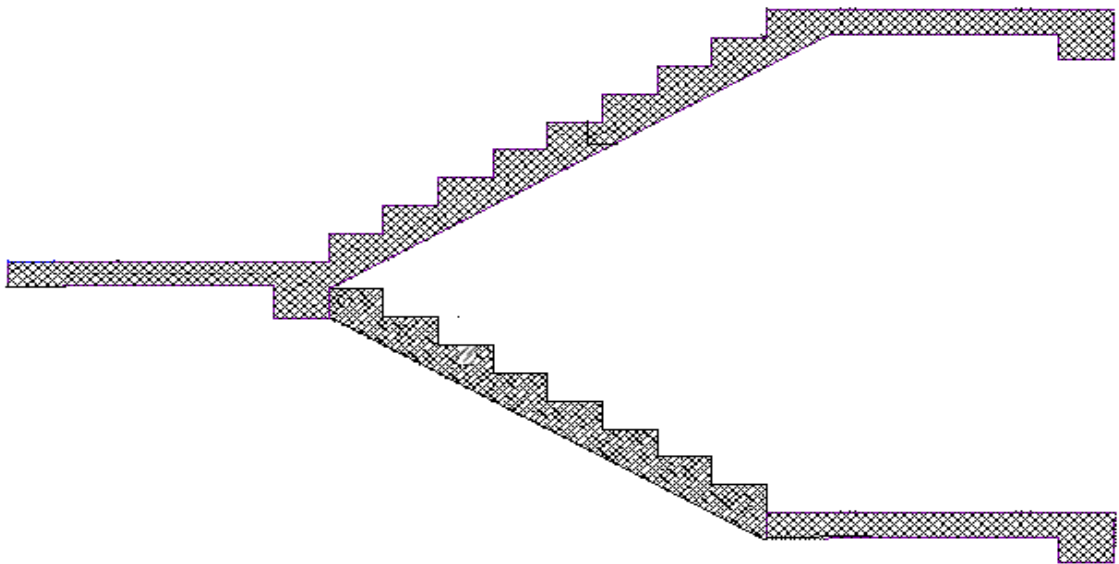
Dans notre calcul on va s'intéresser au cas le plus défavorable.

Les escaliers constituant le bâtiment sont en béton armé coulé sur place, ils sont constitués des paliers et paillasse dans le calcul à des poutre isostatiques.

III.4.4. Pré-dimensionnement :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).



a) **Calcul de n, h et g :**

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont pré-dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** :

- **La hauteur de la marche h :**

On a : $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{ cm}$; on prend **h = 17 cm**.

- **Nombre de marches n :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ marches.}$$

Donc on a 18 marches qui se divisent sur deux volées identiques telles que chacune comporte 9 marches.

- **Le giron g :**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm.}$$

b) **Vérification de la relation de BLONDEL :**

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

$$2h+g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm.}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g = 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm.}$$

La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

1) Epaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation : $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

Avec :

L : longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis) : $L = L_1 + L_2$.

L_1 : longueur de la paillasse projetée.

L_2 : longueur du palier.

$$\operatorname{tg} \alpha = 17 / 30 = 0.566 \quad \Longrightarrow \quad \alpha = 29.54^\circ$$

$$L_1 = \frac{240}{\cos \alpha} = 276 \text{ cm} \quad L_2 = 185 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } L = 276 + 185 = 461 \text{ cm.}$$

$$\text{D'où : } \frac{461}{30} \leq ep \leq \frac{461}{20} \quad \Longrightarrow \quad 15.36 \text{ cm} \leq ep \leq 23.05 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } ep = 20 \text{ cm.}$$

N.B : On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

2) Détermination des charges et surcharges :

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

Ø Les charges permanentes :

Le palier :

Eléments	Epaisseur (cm)	Masse volumique(KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	0.2	0.40
Mortier de pose	2	0.2	0.40
Dalle pleine	18	0.25	4.5
Enduit de ciment	2	0.18	0.36
			G=5.66

Tableau III.6.2 : Charge totale du palier.

- La volée :

Eléments	Epaisseur (cm)	Masse volumique(KN/m ²)	Charge (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	0.2	0.40
Mortier de pose	2	0.2	0.40
Marches	17/2	0.25	2.125
Dalle pleine	18/cos29.54	0.25	5.17
Garde-corps	10	0.02	0.2
			G=8.30

Tableau III.6.2 : Charge totale du volée.

Ø Les surcharges d'exploitation :DTR B.C 2.2/Art7.

ELEMENTS	CHARGES (KN/m ²)
PALIER	2.5
VOLEE	2.5

- **La charge concentrée :**

Une surcharge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (p)

$$P=(3.06-0.20)\times 2.36\times 1\text{m}=6.75\text{kn}$$

- Combinaison des charges :**

ELU: $Q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m}.$

Palier : $Q_{u1} = (1.35 \times 5.66 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.40\text{KN} / \text{ml}.$

Volée : $q_{u2} = (1.35 \times 8.30 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 14.95 \text{ KN / ml}$.

Mur extérieure : $P = 1.35G = 1.35 \times 6.75 = 9.11 \text{ KN}$.

ELS: $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$.

Palier : $q_{s1} = (5.66 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8.16 \text{ KN / ml}$.

Volée : $q_{s2} = (8.30 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 10.80 \text{ KN / ml}$.

Mur extérieure : $P = (3.06 - 0.20) \times 2.36 \times 1 \text{ m} = 6.75$

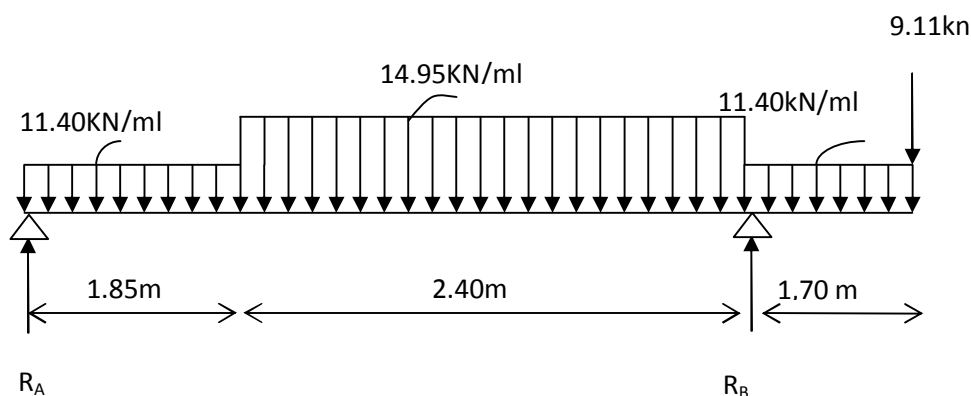
P = 6.75 KN.

Calcul des moments et effort tranchant a l'ELU :

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et les paliers, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + paliers) comme une poutre reposant sur deux appuis simples et en considérant la projection horizontale de la charge q sur la paillasse d'une portée projetée $L_p = 2.4 \text{ m}$.

- Les réactions aux appuis :

D'après les formules de la RDM :



III.4.4.1) Calcul des efforts internes

• Réactions d'appuis :

• $\Sigma FV=0 \Rightarrow R_A+R_B=11.40 \times 1.7+14.95 \times 2.40+11.40 \times 1.85+9.11=85.46 \text{ KN}$

• $R_A+R_B = 85.46 \text{ KN}$.

$\Sigma M /_A = 0 \Rightarrow R_B \times 4.25 - 9.11 \times 5.95 - 19.38 \times 5.10 - 35.88 \times 3.05 - 21.09 \times 0.92 = 0 \Rightarrow R_B = 66.32 \text{ KN}$

$R_B = 66.32 \text{ KN}$.

$R_A = 19.14 \text{ KN}$.

• Moments fléchissant et efforts tranchants

Tronçon I : $0 \leq x \leq 1.85 \text{ m}$

Efforts tranchants :

$T_y = - 19.14 + 11.40 x$

Pour $x = 0 \quad T(0) = - 19.14 \text{ KN}$

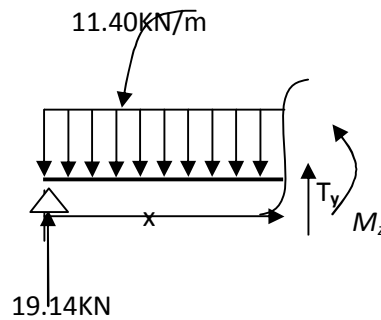
Pour $x = 1,85 \quad T(1.85) = 1.95 \text{ KN}$.

Moments fléchissant

$M_z = 19.14 x - 11.40 \frac{x^2}{2}$

$M(0) = 0$

$M(1,85) = 15.90 \text{ KN.m}$



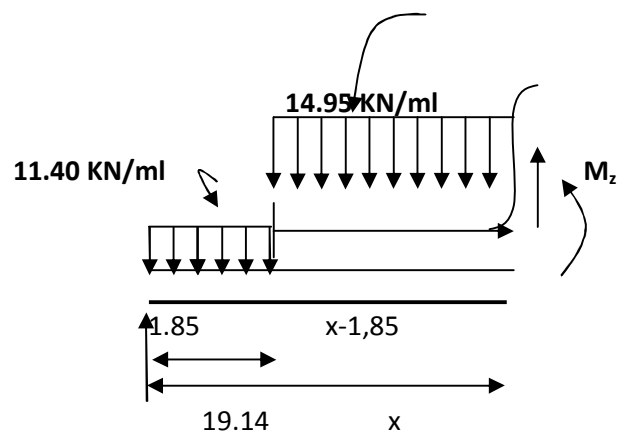
Tronçon II : $1.85 \leq x \leq 4.25 \text{ m}$

Efforts tranchants :

$T_y = -19.14 + (11.40 \times 1,85) + 14.95 (x - 1.85)$

Pour $X = 1.85 \quad T(1.85) = 1.95 \text{ KN}$

Pour $X = 4.25 \quad T(4.25) = 37.83 \text{ KN}$



Moments fléchissant :

$$M_z = 19.14x - 11.40 \times 1.85(x - 0.92) - 14.95 \frac{(x - 1.85)^2}{2}$$

$$M(1.85) = 15.79 \text{ KN.m}$$

$$M(4.25) = -31.94 \text{ KN}$$

Tronçon III : $0 \leq x \leq 1.70\text{m}$

§ Efforts tranchant s:

$$T_y = -11.40x - 9.11$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad T(0) = -9.11 \text{ KN}$$

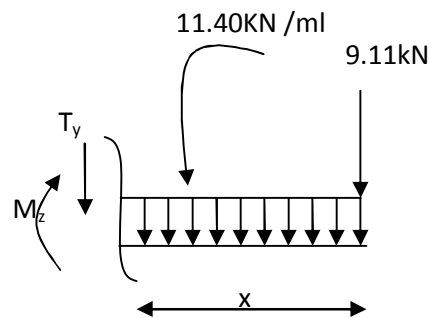
$$\text{Pour } x = 1.70 \quad T(1.70) = -28.50 \text{ KN.}$$

§ Moments fléchissant :

$$M_z = -11.40 \frac{x^2}{2} - 9.11x$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } x = 1.70 \quad M(1.70) = -31.96 \text{ KN.m}$$

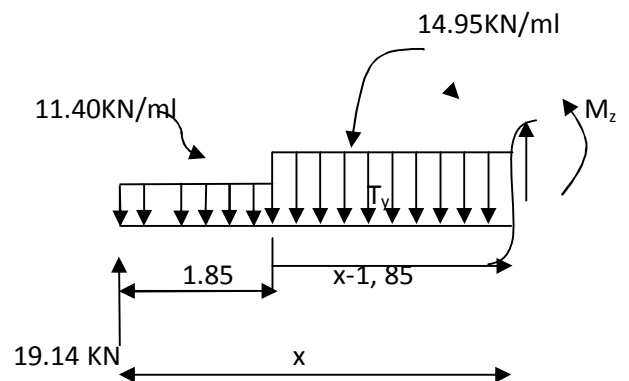


Calcul du point du moment max :

Tronçon II : $1.85 \leq x \leq 4.25 \text{ m}$

$$T_y = -19.14 + 11.40 \times 1.85 + 14.95(x - 1.85) = 0$$

$$x = 1.72 \text{ m}$$



$$M_z = 19.14x - 11.40 \times 1.85(x - 0.92) - 14.95 \frac{(x - 1.85)^2}{2}$$

$$M_{\text{max.}}(1.72) = 15.92 \text{ Kn.m}$$

En tenant du semi encastré de la poutre nous obtenons:

$$M_{A\text{appui}} = -0,3M_{\text{max}} = -0,3 \times 15,92 = -4,77 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\text{travée}} = 0,85M_{\text{max}} = 0,85 \times 15,92 = 13,53 \text{ KN.m.}$$

$$M_{B\text{appui}} = -31,94 \text{ KN.m}$$

Tronçon (m)	Effort tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	x (m)	Ty (kn)	Mz (kn.m)
$0 \leq x \leq 1,85$	$-19,14 + 11,40X$	$19,14X - 11,40X^2/2$	0	-19,14	0
			1,85	1,95	15,90
$1,85 \leq x \leq 4,25$	-	$(19,14X) - 11,40 \times 1,85(X - 0,92) - 14,95(X - 1,85)^2/2$	1,85	1,95	15,90
			4,25	37,83	-31,94
$0 \leq x \leq 1,70$	$-11,40X - 9,11$	$-11,40X^2/2 - 9,11X$	0	-9,11	0
			1,70	-28,50	-31,94

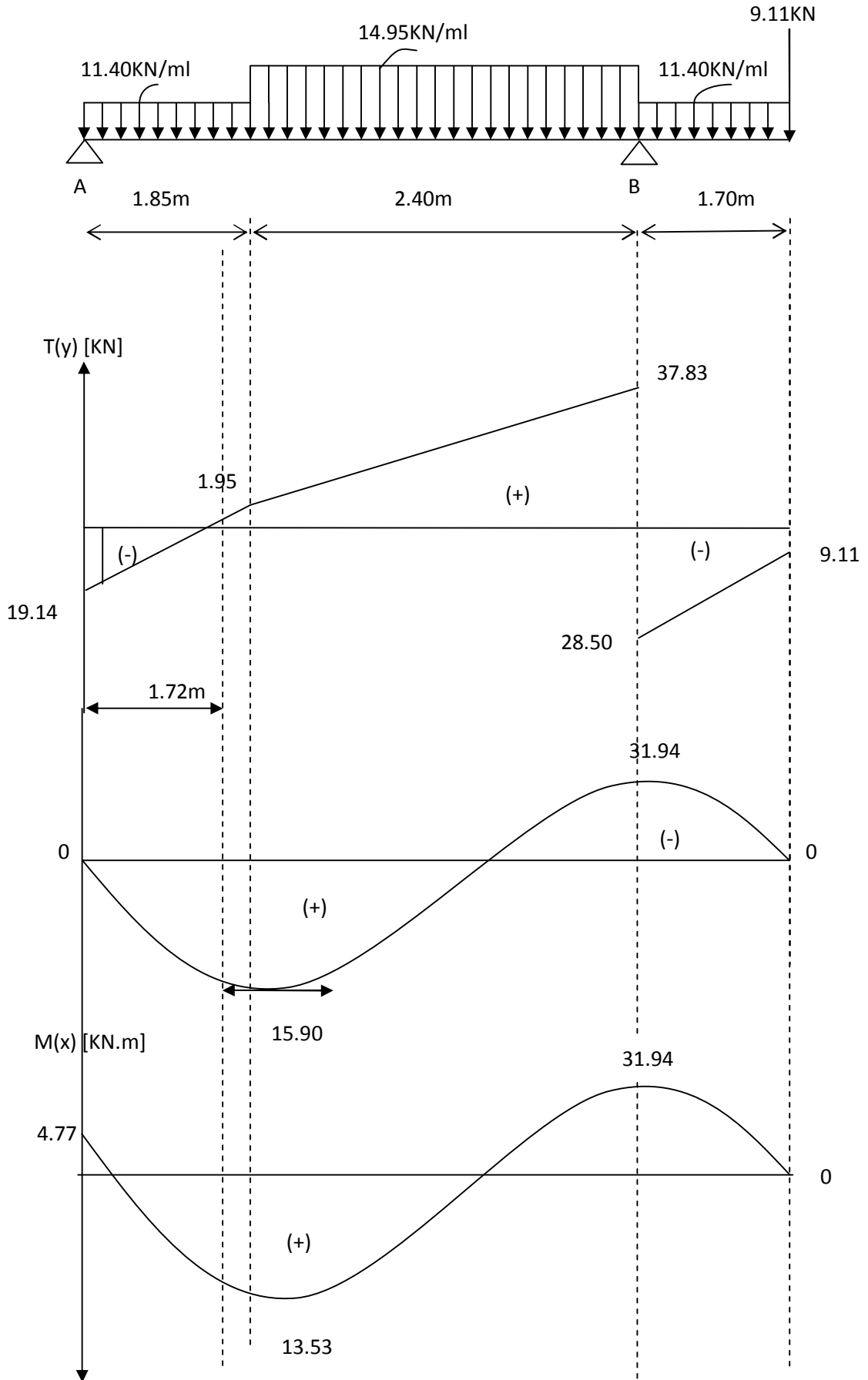
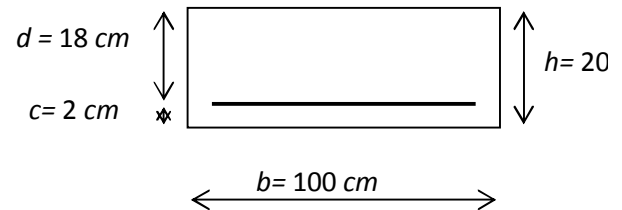


Fig.III.4.1 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'E.L.U

2. Ferrailage :

Etude d'une section rectangulaire, soumis à la flexion simple.

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$.



Ø Aux appuis :

- Appui A: $M_u^a = 4.77 \text{ KN.m}$.

Ø Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{4.77 \times 1000}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.010$$

$$\mu_a = 0.010 < m_l = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.010 \quad \Longrightarrow \quad b_1 = 0.995$$

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4.77 \times 1000}{0.995 \times 18 \times 348} = 0.765 \text{ cm}^2$$

$A_A = 5\text{HA}10 / \text{ml} = 3.92 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

Ø Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_A}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 5\text{HA}10 / \text{ml} = 3.92 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Appui B: $M_u^b = 31.94 \text{ KN.m}$.
- Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{31.94 \times 1000}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.046$$

$$\mu_b = 0.046 < m_f = 0.392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.046 \implies b_1 = 0.976$$

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{31.94 \times 1000}{0.976 \times 18 \times 348} = 5.22 \text{ cm}^2$$

$$A_b = 5\text{HA}14 / \text{ml} = 7.69 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement de } S_t = 20 \text{ cm}.$$

Ø Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_b}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 5\text{HA}10 / \text{ml} = 3.92 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement de } S_t = 20 \text{ cm}.$$

Ø En travée : $M_t = 13.53 \text{ KN.m}$

Ø Armatures principales :

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{13.53 \times 1000}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.030$$

$$\mu_t = 0.030 < m_f = 0.392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu_t = 0.030 \quad b_1 = 0.985$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13.53 \times 1000}{0.980 \times 18 \times 348} = 2.20 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5\text{HA}10 / \text{ml} = 3.92 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement de } S_t = 20 \text{ cm}.$$

Ø **Armatures de répartition** : $A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$

Soit : $A_{rt} = 5\text{HA}10 / \text{ml} = 3.92 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

1) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (BEAL 91 modifié 99 / Art. A.4.2.1):

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.173 \text{ cm}.$$

Ø **Aux appuis :**

$A_a = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.173 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

$A_b = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.173 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Ø **En travées :**

$A_t = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.173 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

b) Espacement des barres :

Armatures principales : $S_t \text{ max} = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$ condition vérifiée.

Armatures répartitions : $S_t \text{ max} = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$ condition vérifiée.

c) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 99, Art-5.1.2.1) :

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

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{bd} = \frac{37.83 \times 1000}{1000 \times 180} = 0.21 \text{ Mpa}$$

Avec T_{umax} : effort tranchant maximal

$$T_{\text{umax}} = 37.83 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{g_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3.33, 5 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,21 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) - Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : BAEL 99, Art 5-1-313) :

✓ Influence sur la contrainte du béton :

$$V_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{g_s} \quad \text{avec : } a = 0,9d$$

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

$$V_u^{\max} = 76.11 < 1080 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ Influence sur Les armatures:

Il faut avoir :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left(V_u^{\max} + \frac{M_b}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left(37.83 + \frac{(-31.94) \times 10^2}{0,9 \times 18} \right) = -0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 7.69 \text{ cm}^2 \geq -0.45 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

e) Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres

(BAEL99, Art A.6.1.3) :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$ Pour HA : $\Psi_s = 1.5$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Ø Appui A :

$$\sum U_i = n \cdot p \cdot \Phi = 5 \times 3.14 \times 1.0 = 15.7 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.14}{0.9 \times 180 \times 15.70} = 0.0075 \text{ Mpa.}$$

$$t_{se} = 0.0075 \text{MPa} < \bar{t}_{se} = 3.15 \text{MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Ø **Appui B :**

$$\sum U_i = n.p.\Phi = 5 \times 3.14 \times 1.4 = 21.98 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{37.83}{0.9 \times 180 \times 21.98} = 0.010 \text{ Mpa}$$

$$t_{se} = 0.010 \text{MPa} < \bar{t}_{se} = 3.15 \text{MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

f) **Ancrage des barres aux appuis : (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.221) :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

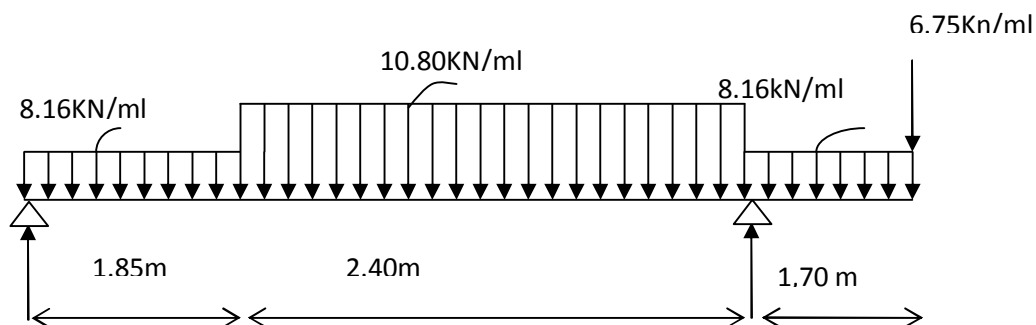
$$L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ j cm} = 35.27 \times 1 = 35.27 \text{ cm}$$

Pour l'appui A : $\phi_A = 1 \text{ cm.} \quad L_{sa} = 35.27 \times 1 = 35.27 \text{ cm.}$

Pour l'appui B : $\phi_B = 1.4 \text{ cm.} \quad L_{sb} = 35.27 \times 1.4 = 49.37 \text{ cm.}$

$$L_B = 0.4 \times L_{sb} = 0.4 \times 49.37 = 19.74 \text{ cm.}$$

Calcul des moments et effort tranchant a l'ELS :



Les réactions aux appuis : D'après les formules de la RDM :

$$\Sigma F = 0 ; \quad R_A + R_B = 61.63 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M / A = 0 ; \quad R_B = 47.96 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M / B = 0 ; \quad R_A = 13.67 \text{ KN.}$$

Tronçon (m)	Effort tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	x (m)	Ty (kn)	Mz (kn.m)
0 ≤ x ≤ 1.85	-13.67 + 8.16x	13.67x - 8.16x ² /2	0	- 13.67	0
			1.85	1.42	11.30
1.85 ≤ x ≤ 4.25	- 13.67 + 8.16x1.85 + 10.80(x - 1.85)	(13.67X) - 8.16x1.85(X - 0.92) - 10.80(X - 1.85) ² /2	1.85	1.42	11.30
			4.25	54.68	-23.27
0 ≤ x ≤ 1.70	-8.16x - 6.75	-8.16x ² /2 - 6.75x	0	- 6.75	0
			1.70	- 20.62	-23.27

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement a l'extrémité de l'appui A, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau de l'appui A et en travée.

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0$$

$$8.16x - 13.67 = 0 \quad \longrightarrow \quad X = 1.67 \text{ m (de la gauche)}$$

Le moment M_z(x) est maximum pour la valeur X = 1.67 m. Donc M_zMAX = 11.33 KN.m.

- M_A appui = -0.3 x 11.33 = - 3.40 KN.m.
- M_T travée = 0.85 x 11.33 = 9.63 KN.m.
- M_B appui = -23.27 KN.m.
- M_{console} = -23.27 KN.m.

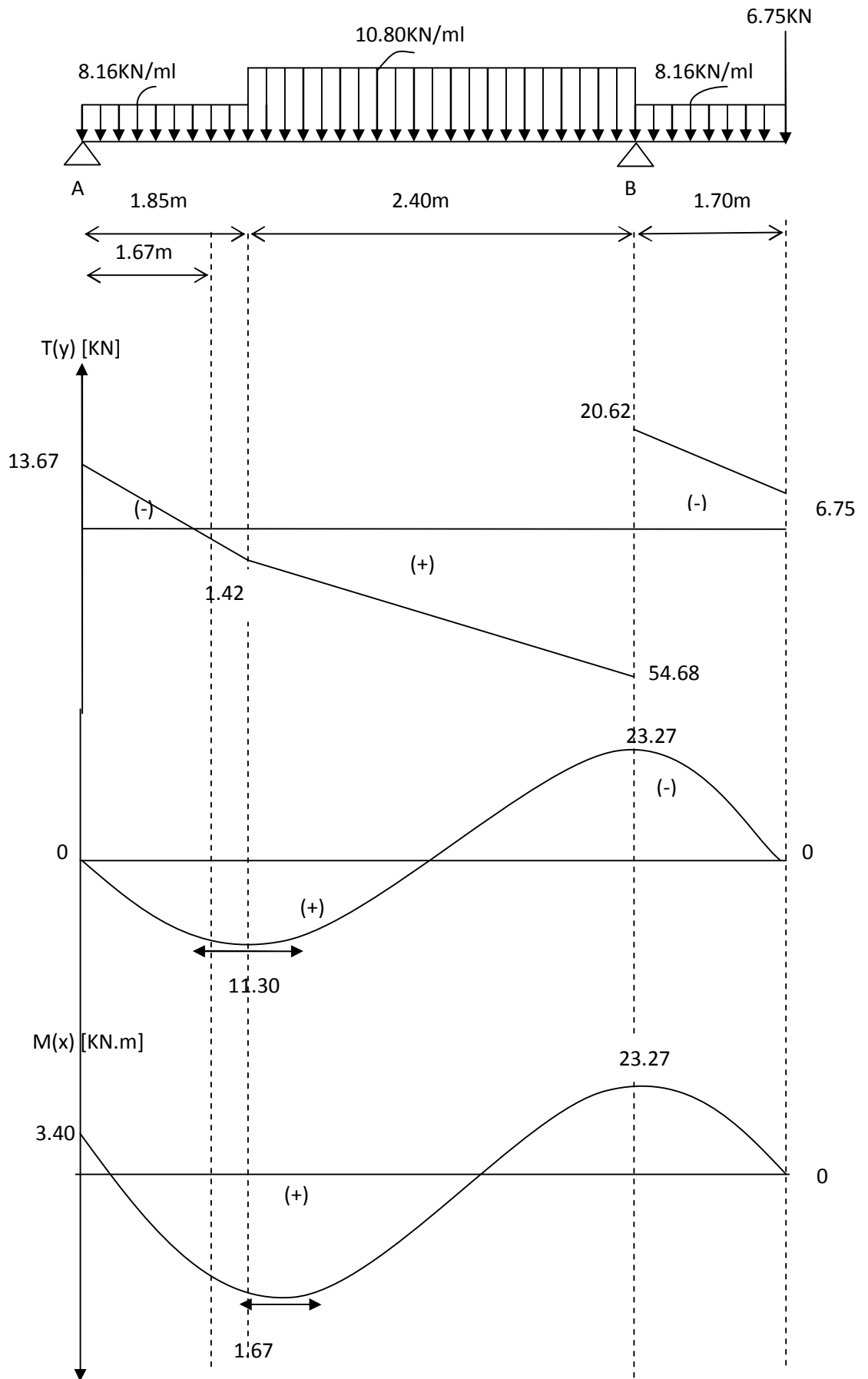


Fig.III.4.1 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'E.L.S

1. vérifications à l'ELS :

a. contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad s_{bc} = \frac{S_s}{k_1}$$

σ_{bc} : contrainte de calcul du béton a l'ULS.

ρ : Coefficient.

$\beta ; K$:Coefficient en fonction de ρ .

σ_s : Contrainte dans les armatures dans la section de béton.

M_{bs} : moment de flexion a l'ULS.

d : hauteur utile.

b : largeur de l'âme du béton .

A : section d'armature dans la section du béton.

Aux appuis :

▼ Appui A :

$$r = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 18} = 0,217$$

$$r = 0,217 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0,925 \\ K = 0.019 \end{cases}$$

$$S_s = \frac{M_{as}}{b_1 \times d \times A} = \frac{3.40 \times 10^3}{0,925 \times 18 \times 3.92} = 52.09 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = K \times S_s = 0.019 \times 52.09 = 1 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▼ Appui B :

$$r = \frac{100 \times A_b}{b \times d} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 18} = 0.427$$

$$r = 0,427 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0,90 \\ K = 0,028 \end{cases}$$

$$s_s = \frac{M_{bs}}{b_1 \times d \times A} = \frac{23,27 \times 10^3}{0,90 \times 18 \times 7,69} = 186,80 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = K \times s_s = 0,028 \times 186,8 = 5,23 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▼ En travée :

$$r = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 18} = 0,210$$

$$r = 0,210 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0,926 \\ K = 0,019 \end{cases}$$

$$s_s = \frac{M_{ts}}{b_1 \times d \times A} = \frac{9,63 \times 10^3}{0,926 \times 18 \times 3,92} = 147,38 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = K \times s_s = 0,019 \times 147,38 = 2,80 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la flèche :

- Pour paillasse :

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{461} = 0,043 < \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_u \times I} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

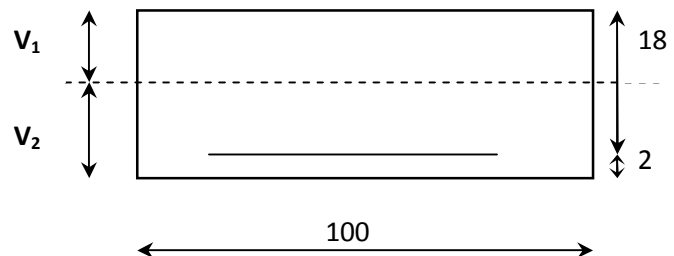
Avec : $q_s = 10,80 \text{ KN/ml}$.

E_u : Module de déformation différé.

$$E_u = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I_{fv} : moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + I_i \times m}$$



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

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times (20)^2}{2} + (15 \times 3.92 \times 18) = 21058.4 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 3.92) = 2058.8 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{21058.4}{2058.8} = 10.22 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.22 = 9.78 \text{ cm.}$$

Donc, le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3} (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A \times (y_2 - c)^2 = 28776.696 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times ((10.22)^3 + (9.78)^3) + 15 \times 3.92 \times (9.78 - 2)^2$$

$$I_0 = 70322.53 \text{ cm}^4.$$

$$r = \frac{A}{b \times d} = \frac{3.92}{100 \times 18} = 0,00217$$

-Calcul des coefficients λ et μ :

$$I = \frac{0,02 \times f_{t28}}{r \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,00217 \times \left(2 + \frac{3 \times 100}{100} \right)} = 3.87$$

$$m = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times r \times s_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00217 \times 156.56 + 2,1} = -0.062$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + I_i \times m} = \frac{1,1 \times 70322.53}{1 + 3.87 \times (-0.062)} = 101774.57 \text{ cm}^3$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.80 \times 10^3 \times 4.61^4}{1081886 \times 10^6 \times 7032253 \times 10^{-8}} = 0.0083 \text{ m} \quad \bar{f} = \frac{461}{500} = 0.922 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **La console :**

Pour que la flèche soit vérifiée les conditions suivantes doivent être satisfaites :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$; $\frac{h}{l} = \frac{20}{170} = 0.117 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ condition vérifiée.
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$; $\frac{h}{l} = 0.117 \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$ condition vérifiée.
- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$; $\frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.92}{100 \times 18} = 0.00217 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$

On remarque que toutes les conditions précédentes sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

C) Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

Résultats :

Après toute vérification on a adopté le ferrailage suivant :

- **Appuis A : 5HA 10=3.92cm²/ml** avec un espacement de **20cm**
- **Appuis B : 5HA 14=7.69cm²/ml** avec un espacement de **20cm**
- **Travée : 5HA 10=3.92cm²/ml** avec un espacement de **20cm**

III-5) poutre palière :

C'est une poutre qui se situe au niveau du palier intermédiaire à mi-étage, elle est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

Sa portée est de 2.90 m (entre nu d'appuis).

III-5-1) Pré dimensionnement

♦ Hauteur :

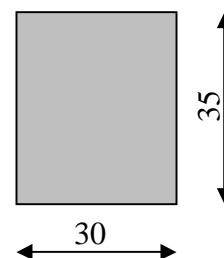
$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{290}{15} \leq h_t \leq \frac{290}{10} \Rightarrow 19.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 29 \text{ cm}$$

h_t : la hauteur de la poutre

L : portée libre de la poutre

Selon le RPA99, $h_t \geq 30$ cm.

On adopte $h_t = 35$ cm.



Section de la poutre palière.

♦ Largeur :

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm.}$$

b : largeur de la poutre.

Selon le RPA99, $b \geq 20$ cm.

On adopte $b = 30$ cm.

La poutre aura donc une section de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

III-5-2) détermination des charges permanentes

♦ Poids propre de la poutre : $25 \times 0,3 \times 0,35 = 2.625 \text{ KN / ml.}$

♦ Réaction du palier (ELU) : $R_{ub} = 58.15 \text{ KN.}$

♦ Réaction du palier (ELS) : $R_{sb} = 42.10 \text{ KN.}$

III-5-3) combinaison des charges

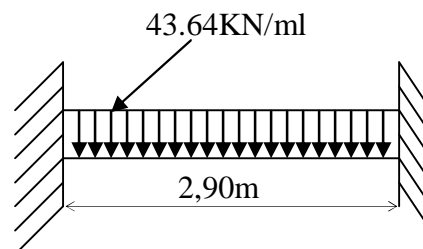
♦ A l'ELU

$$q_u = (1,35G + 2R_B/L) = (1,35 \times 2.625 + 40.10) = 43.64 \text{ KN/ml}$$

III-5-4) Calcul des efforts tranchant

$$\text{Efforts tranchants : } T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{43.64 \times 2,90}{2} = 63.28 \text{ KN.}$$

$$T = 63.28 \text{ KN.}$$



Moments fléchissant

$$M_o = M_{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{43.64 \times 2,90^2}{8} = 45.87 \text{ KN.}$$

N.B :

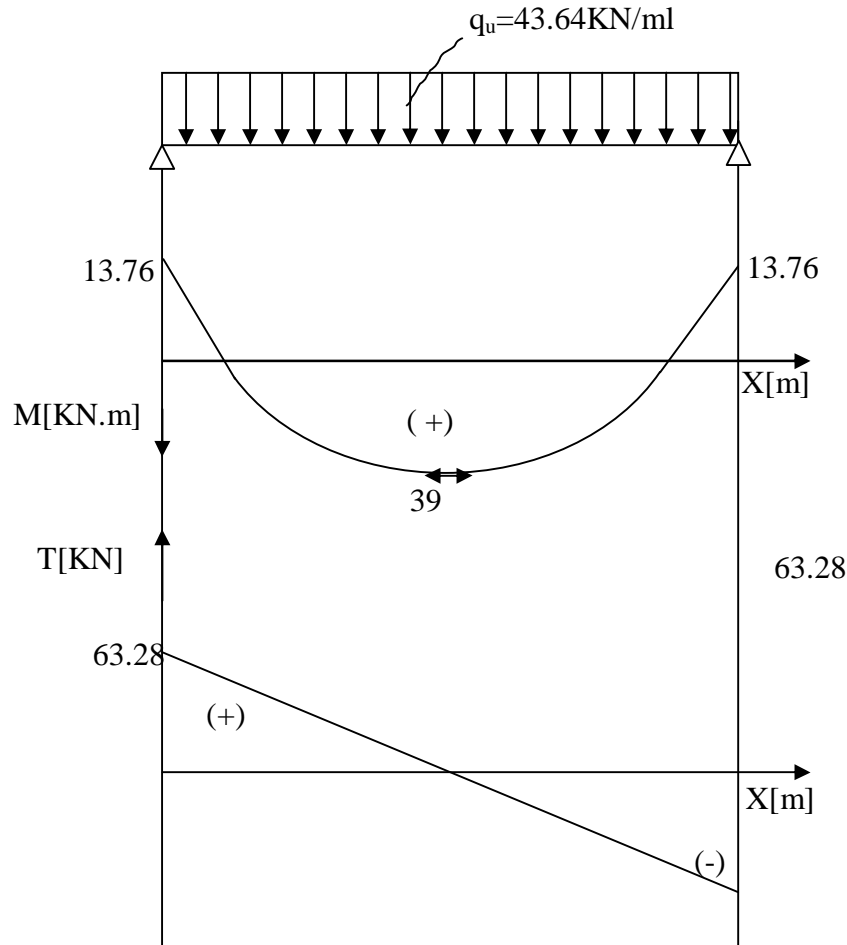
Afin de tenir compte du semi encastrement de l'extrémité droite, on apporte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment au niveau de l'appuis

($M = 0,3M_{tmax}$) et en travée ($M = 0,85M_{tmax}$), ce qui donne le diagramme suivant :

$$M_{travée} = 0,85 M_0 = 0,85 \times 45,87 = 39 \text{ KN.m}$$

$$M_{appuis} = -0,3 M_0 = -0,3 \times 45,87 = -13,76 \text{ KN.m}$$

Diagrammes M et de T :



III-5-5) Calcul des armatures :

$b = 30 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$, $d = 33 \text{ cm}$.

◆ Aux appuis :

- Armatures principales :

$$m_b = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{13,76 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,030$$

$$m_b = 0,030 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$m_b = 0,030 \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A^a = \frac{M_u^a}{b \cdot d \cdot f_e / g_s} = \frac{13,76 \times 10^3}{0,985 \times 33 \times 348} = 1,21 \text{ cm}^2$$

$A^a = 1,21 \text{ cm}^2$, soit $3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de 10 cm

◆ En travée :

- Armatures principales : $M_u^t = 39 \text{ KN.m}$

$$m_b = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{39 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2}$$

$$m_b = 0,084 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$m_b = 0,084 \Rightarrow \beta = 0,956$$

$$A^t = \frac{M_u^t}{b \cdot d \cdot f_e / g_s} = \frac{39 \times 10^3}{0,956 \times 33 \times 348} = 3,55 \text{ cm}^2$$

$$A^t = 3,55 \text{ cm}^2, \text{ soit } 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2. \text{ Avec un espacement de } 10 \text{ cm}$$

Calcul des armatures transversales :

Diamètre: (B.A.E.L91 article : A.7.2,2)

$$f_t \leq \min\left(\frac{b}{10}; f_L; \frac{h}{35}\right)$$

Avec :

f_t : Diamètre des barres.

b : Largeur de la poutre ; $b = 30 \text{ cm}$.

h : Hauteur de la poutre $h = 35 \text{ cm}$.

f_L : Le diamètre minimal des aciers longitudinaux ; $f_L = 1,2 \text{ cm}$

$$f_t \leq \min\left(\frac{30}{10}; 1,6; \frac{35}{35}\right) = \min(3; 1,6; 1)$$

On prend $f_t = 8 \text{ mm}$.

$$A_t = \frac{p \cdot f^2}{4} = \frac{3,14 \times 0,8^2}{4} = 0,50 \text{ cm}^2.$$

Les armatures transversales seront constituées d'un seul cadre, et un étrier.

$$A_t = 4f8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

Espacement des armatures transversales :

Les espacements seront donnés comme suit :

-Selon le (B.A.E.L91 article : A.5.1,22) :

$$S_{t1} \leq \min(0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq \min(29,7 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

$$S_{t1} = 25 \text{ cm}.$$

La section d'armature doit transversale doit vérifiée :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{s_t \cdot b} \geq 0,4 \text{ Mpa} \quad (\text{BAEL 91 Art 5.1.23})$$

On obtient :

$$\frac{2,01 \times 400}{30 \times 25} \geq 0,4 \text{ Mpa} \quad (\text{non vérifiée})$$

-Vérification selon le (R.P.A99 article 7.5.2.2) :

L'espacement minimum entre les armatures transversales exigé par le R.P.A est déterminé comme suit :

$$\text{Dans la zone nodale et en travée : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot f_L\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12.1.2\right) = \min(8.75, 14.4)$$

Soit $S_t = 8 \text{ cm}$

$$\text{En dehors de la zone nodale : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

Vérification de la quantité d'armature transversale :

$$A_{r, \min} = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{r, \min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III-5-6) Vérification à L'E L U :

► **Condition de non fragilité** : [BAEL 91 /ART.A.4.2,1]

En travée :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2 \quad \text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 4.62 \text{ cm}^2.$$

Aux appuis :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 35 \times \frac{2,1}{400} = 1.26 \quad \text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 3,39 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée.

► **Contrainte tangentielle :**

Fissuration peu préjudiciable et les cadres à 90°.

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

La contrainte tangentielle maximale dans notre poutre est :

$$t_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{63.28 \times 10^3}{300 \times 333} = 0,633 \quad \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

► **Influence de l'effort tranchant sur le béton et les armatures :**

Influence sur le béton :

$$s_{bc} = \frac{2 V_u}{b a} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{g_b}$$

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

Avec $a : 0.9 \times d = 0.9 \times 33 = 29.7 \text{ cm}$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 29.7 \times 10 \times 300 \times 25 = 594742.5 \text{ N}$$

$$V_u^{\max} = 63.28 \text{ Kn} < 594.7425 \text{ kn} \quad \text{condition vérifiée}$$

Influence sur l'acier:

$$A_a \geq \frac{V_u + \frac{M_a}{0.9d}}{f_e / g_s} \Rightarrow A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left\{ V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right\}$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left\{ 63.28 \times 10^3 - \frac{13.76 \times 10^6}{0.9 \times 330} \right\} = 48.73 \text{ mm}^2$$

$3.39 \text{ cm}^2 > 0.487 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

► Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres
[BAEL 91/ART A.6.1.3]

$$t_{se} \leq \bar{t}_{se}$$

$$\bar{t}_{se} = \gamma_s \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$t_{se} = \frac{V_U}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

$$\sum u_i = n \cdot p \cdot f = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,30 \text{ cm.}$$

$$t_{se} = \frac{63.28 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 113} = 1.88 \text{ MPa.}$$

$$t_{se} = 1.88 \text{ MPa} < \bar{t}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$t_{se} < \bar{t}_{se} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

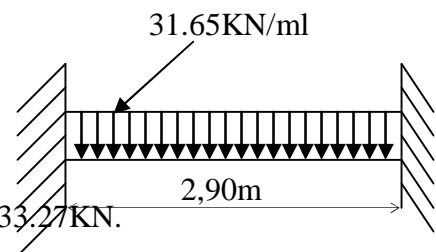
III-5-7) Calcul à L'ELS :

♦ Combinaison de charges :

$$q_s = (G + 2R_B/L) = (2.625 + 29.03) = 31.65 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Efforts tranchants : } T = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{31.65 \times 2,90}{2} = 45.89 \text{ KN/ml}$$

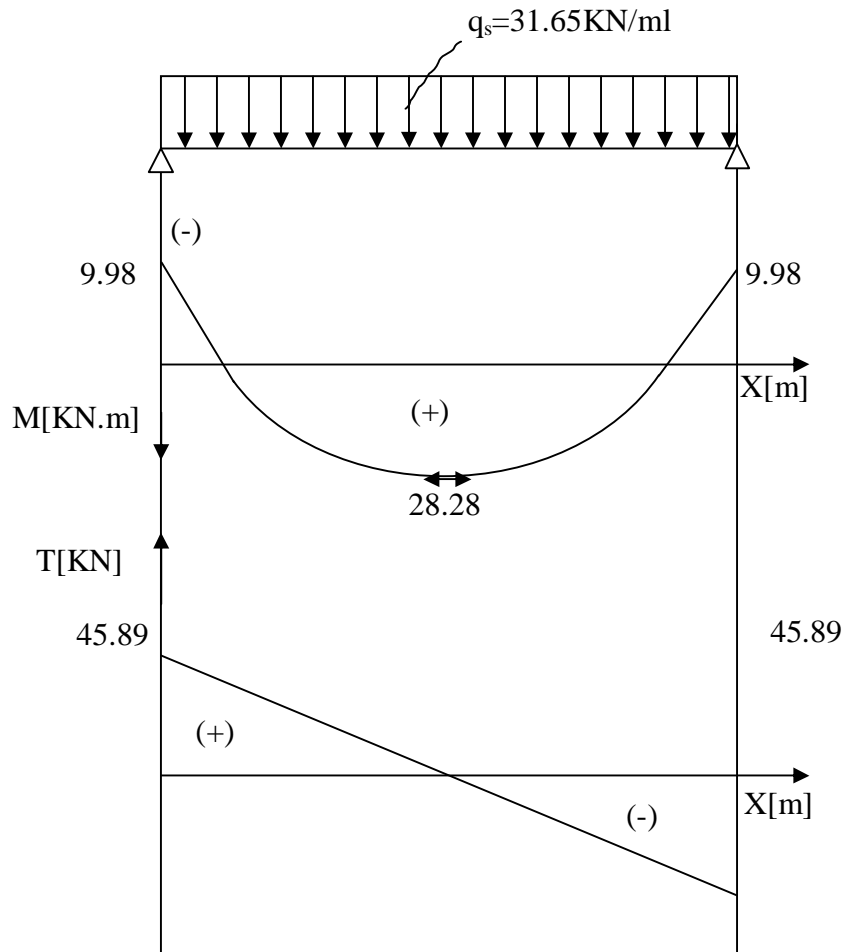
$$\text{Moments isostatique : } M_0 = M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{31.65 \times 2,90^2}{8} = 33.27 \text{ KN.}$$



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

$$M_{\text{travées}} = 0,85 M_0 = 0,85 \times 33.27 = 28.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appuis}} = -0,3 M_0 = -0,3 \times 33.27 = -9.98 \text{ KN.m}$$



III-5-8) Vérification à L'ELS :
Vérification de la résistance à la compression du béton :

$$s_{bc} \leq \bar{s}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Aux appuis :

$$M_A = 9.98 \text{ KN.m.}$$

$$r_1 = \frac{100 \times A_A}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 33} = 0,342 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0,909. \\ K_1 = 39.95. \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$s_s = \frac{M_A}{b_1 \times d \times A_A} = \frac{9.98 \times 10^6}{0,909 \times 330 \times 3,39 \times 10^2} = 98.14 \text{ MPa.}$$

$$s_{bc} = \frac{s_s}{K_1} = \frac{98.14}{32,62} = 3 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$M_t = 28.28 \text{ KN.m} ; A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2.$$

$$r_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 4.62}{30 \times 33} = 0,461 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0,897. \\ K_1 = 33.54. \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$s_s = \frac{M_s}{b_1 \times d \times A_{st}} = \frac{28.28 \times 10^6}{0,897 \times 330 \times 4.62 \times 10^2} = 206.80 \text{ MPa}.$$

$$s_{bc} = \frac{s_s}{K_1} = \frac{206.80}{33.54} = 6.16 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration peu préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire

► **Vérification de la flèche :** [BAEL 91.modifié 99. /ART B.6.5, 2]

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

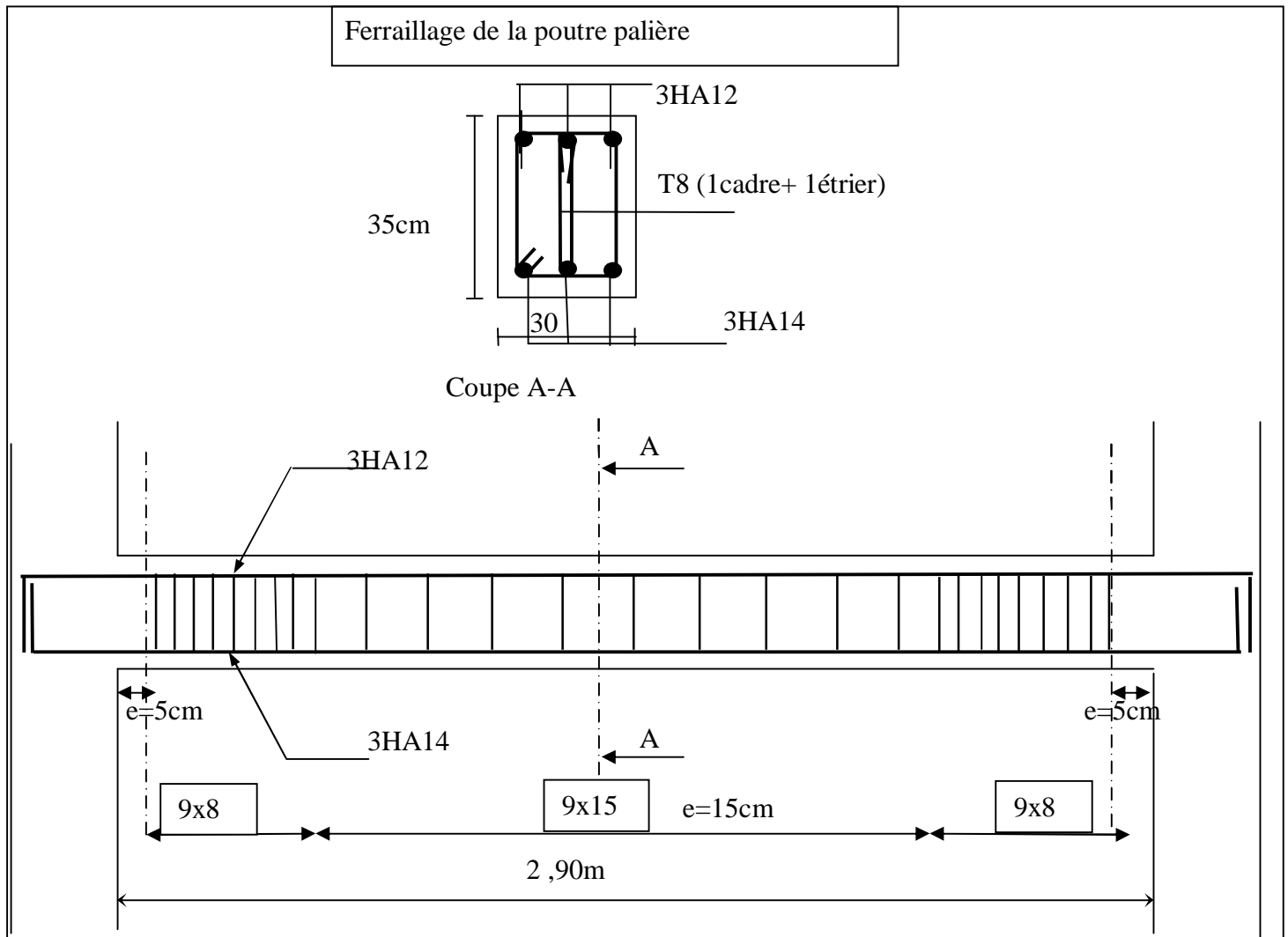
$$\text{c) } \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{on a} \quad \frac{35}{290} = 0,12 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{35}{290} = 0,12 \geq \frac{1}{10} \times \frac{28.28}{33.27} = 0,0850 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{30 \times 33} = 0,0046 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		Proposé par Bureau d'étude
Etudié par	M ^r : Oukacine Hocine M ^r : Bouarour Mahrez	Echelle : 1/25
Dirigé par	M ^r : « Mansouri »	Mai 2014

III-6) Salle machine

III-6-1) Introduction :

Notre immeuble comprend une cage d'ascenseur, de vitesse d'entraînement $V = (1\text{m/s})$, la surface de la cabine est de : $L_x \times L_y = 1.60 \times 1.80 = 2.88\text{m}^2$.

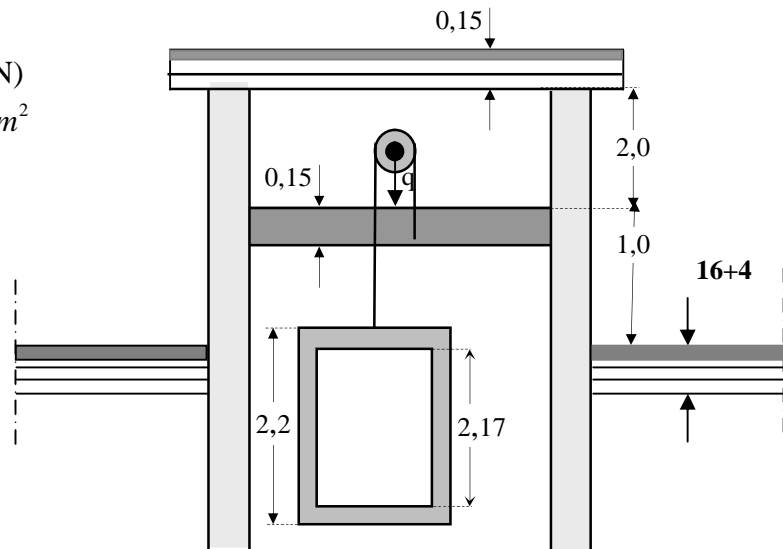
Les constructeurs fixent pour chacun de leurs appareils une charge nominale pour un nombre de personnes données, pour lesquels ils garantissent un fonctionnement nominal.

Pour notre cas on a :

Charge : 630kg \Leftrightarrow 8 personne

Poids total : $P = 9$ tonnes(90KN)

la surface de la cabine : $S = 2.88\text{m}^2$

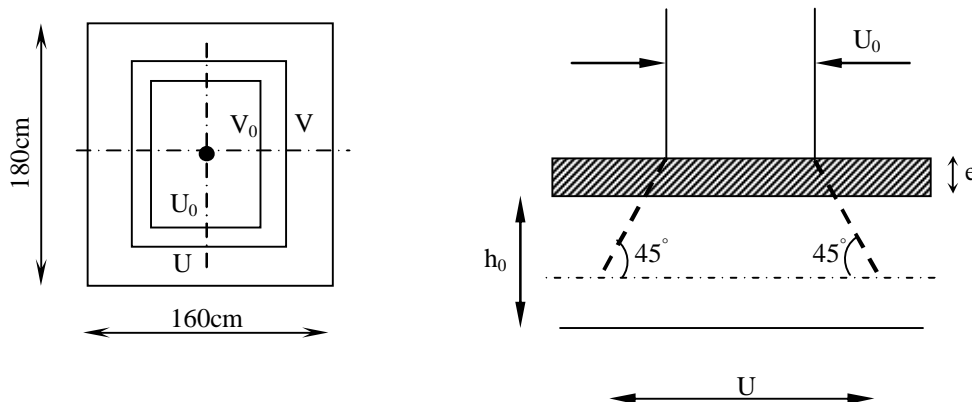


« Fig. III-6-1 »

III-6-2) Calcul de la dalle pleine :

L'étude des dalles reposant librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

Avec : $l_x = 1.60\text{m}$, $l_y = 1.80\text{m}$



« fig. III-6-2 »

- **Hypothèse :**

La dalle est soumise aux charges suivantes :

1. Charges uniformément réparties sur toute la surface de la dalle ; dans ce cas les

Moments au centre de la dalle, pour une bande de largeur unité, ont pour expressions :

$$\text{-Dans le sens de la petite portée : } M_x = m_x \times q \times l_x^2$$

$$\text{-Dans sens de la grande portée : } M_y = m_y \times M_x$$

$$\text{Avec : } M_y / M_x \text{ ne doit jamais être } \leq 0.25$$

2. Charges concentriques sur un rectangle concentrique de la dalle.

$$M_x = p(M_1 + n.M_2)$$

$$M_y = p(n.M_1 + M_2)$$

Avec : (M_1 et M_2) : coefficients données par les abaques de PIGEAUD

P : intensité de la charge concentrée.

n : Coefficient de poisson ; dont les valeurs sont :

$$v = 0 \text{ à l'ELU}$$

$$v = 0.2 \text{ à l'ELS}$$

Pré dimensionnement:

Epaisseur de la dalle :(h)

$$h \geq \frac{L_x}{30} = \frac{160}{30} = 5.33 \text{ cm}$$

Avec : h qui doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003) ;

On optera pour une hauteur $h = 15 \text{ cm}$

Calcul de U et V:

$$r_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.60}{1.80} = 0.89$$

On a : $0.4 \leq r_x \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\text{On a: } U = U_0 + K \times e + h$$

$$V = V_0 + K \times e + h$$

Avec : e : Epaisseur du revêtement (e = 5cm)

h = Epaisseur de la dalle (h = 15cm)

K : Revêtement aussi solide que le béton (K = 2).

$U_0 = V_0 = 0,80 \text{ m}$ (côte de rectangle dans laquelle q est concentrée), pour $V = 1 \text{ m/s}$

$$\Rightarrow U = 0.8 + 2 \times 0.05 + 0.15 = 1.05 \text{ m}$$

$$V = 0.8 + 2 \times 0.05 + 0.15 = 1.05 \text{ m}$$

- Les moments M_{x1} , M_{y1} du système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + v M_2) q. \\ M_{y1} = (M_2 + v M_1) q. \end{cases}$$

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(r_x; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

Après l'interpolation

$$\left. \begin{aligned} r_x = \frac{l_x}{l_y} = 0.89 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{160} = 0.656 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{180} = 0.583 \end{aligned} \right\} \text{Après une double interpolation on trouve :}$$

$$M_1 = 0.0718 \text{ et } M_2 = 0.0559$$

A l'ELU

$$M_{x1} = P M_1$$

$$M_{y1} = P M_2$$

$$P = 1,35 \times 90 = 121,50 \text{ KN}$$

D'où: $M_{x1} = 121,50 \times 0.0781 = 8.723 \text{ KN.m}$

$$M_{y1} = 121,50 \times 0.0559 = 6.80 \text{ KN.m}$$

- Les moments dus aux poids propre de la dalle pleine M_{x2} ; M_{y2} :

$$\begin{cases} M_{x2} = m_x \times q \times l_x^2 \\ M_{y2} = m_y \times q \times l_y^2 \end{cases}$$

Les valeurs des coefficients m_x , m_y sont données, en fonction du rapport $r_x = \frac{l_x}{l_y}$ et du

coefficient de poisson n , avec : $r_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.60}{1.80} = 0.89$

$0.4 \leq r_x \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travail dans les deux sens.

$$r_x = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} m_x = 0.0468 \\ m_y = 0.759 \end{cases} \rightarrow (\text{Abaques de PIGEAUD})$$

Avec : $q_u = 1.35G + 1.5Q$;

Poids propre de la dalle : $G = 25 \times 0.15 \times 1 = 3.75 \text{ KN/ml}$

La surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

$$\Rightarrow q_u = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.56 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0.0468 \times 6.56 \times (1.60)^2 = 0.786 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0.759 \times 0.786 = 0.596 \text{ KN.m.}$$

- **Superposition des moments agissant au centre du panneau**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.723 + 0.786 = 9.51 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.80 + 0.596 = 7.40 \text{ KN.m}$$

- **Détermination des moments dans les deux sens l_x et l_y en travée et en appuis en tenant compte des encastremets :**

Remarque :

Les facteurs 0,85 et 0,3 sont dus à l'existence d'un encastrement partielle au niveau des appuis et de plus notre dalle n'est pas continue.

Sens l_x :

-aux appuis : $M_x^a = 0.3M_x = 0.3 \times 9.51 = 2.85 \text{ KNm}$

-en travée : $M_x^t = 0.85M_x = 0.85 \times 9.51 = 8.08 \text{ KNm}$

Sens l_y :

-aux appuis : $M_y^a = 0.3M_y = 0.3 \times 7.40 = 2.22 \text{ KNm}$

-en travée : $M_y^t = 0.85M_y = 0.85 \times 7.40 = 6.30 \text{ KNm}$

III-6-3) Ferrailage :

Il se fera à L'ELU pour une bande de 1m de largeur

1) calcul de la section d'armature :

Sens x-x :

§ **Aux appuis :**

$$m_b = \frac{M_x^a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2.85 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.014 \leq m_l = 0.392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \Rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_x^a = \frac{M_x^a}{b \cdot d \cdot \frac{f_e}{g_s}} = \frac{2.85 \times 10^3}{0.993 \times 12 \times 348} = 0.687 \text{ cm}^2$$

Soit : $5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

§ **En travée :**

$$m_b = \frac{8.08 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.040 \leq m_l = 0.392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \Rightarrow \beta = 0.980$$

$$A_x^t = \frac{8.08 \times 10^3}{0.980 \times 12 \times 348} = 1.97 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA10/ml = 3.92 cm²/ml Avec un espacement St = 20cm

Sens y-y

§ Aux appuis

$$m_b = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{2.22 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.010 \leq m_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow b = 0.995$$

$$A_y^a = \frac{M_y^a}{b d f_e / g_s} = \frac{2.22 \times 10^3}{0.995 \times 12 \times 348} = 0.53 \text{ cm}^2.$$

Soit : 5HA8 = 2,51 cm² / ml Avec un espacement St = 20cm

§ En travée :

$$m_b = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6.30 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0,030 \leq m_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow b = 0.985$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{6.30 \times 10^3}{0.985 \times 12 \times 348} = 1.53 < \text{cm}^2.$$

Soit : 5HA10 = 3.92 cm² avec un espacement St = 20cm.

III-6-4) Vérifications à l'ELU :

a)- Condition de non fragilité du béton : [Art :B-7-4/BAEL91]

Sens x-x

$$W_x = \frac{A_x}{b \times h} \geq W_0 \left(\frac{3 - r_x}{2} \right) \Rightarrow A_x^{\min} \geq \left(\frac{3 - r_x}{2} \right) b \times h \times W_0$$

Avec :

W_x = pourcentage d'acier égale au rapport la section des armatures dans une direction
Donnée de la section totale du béton.

W_0 : pourcentage d'acier minimal.

$$A_x^{\min} = \left(\frac{3 - 0.89}{2} \right) 100 \times 15 \times 0.8 \times 10^{-3} \Rightarrow A_x^{\min} = 1.266 \text{ cm}^2$$

Sens y-y

$$W_y = \frac{A_y^{\min}}{b \times h} \geq W_0 \Rightarrow A_y^{\min} \geq W_0 \times b \times h$$

$$A_y^{\min} = 0.8 \times 10^{-3} \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_y^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_x = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

$$A_y = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

En appuis :

$$A_x = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

$$A_y = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

b)- Diamètre des barres :

On doit vérifier que : $\Phi \leq \Phi_{\max} = \frac{h}{10}$

Φ : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\Phi = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$\Phi = 10 \text{ mm} < 15 \text{ mm} \longrightarrow$ condition vérifiée

c)-Condition de non Poinçonnement :

$$P \leq 0,045 m_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec } m_c : \text{périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge}$$

Dans le plan de feuillet moyen.

$$m_c = 2(u + v) = 2(1.05 + 1.05) = 4.2 \text{ m.}$$

$$P = 121,50 \text{ KN} \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^2}{1.5} = 472,5 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

c) Espacement des barres : [Art : A-8-2.42/BAEL91modifiées 99] :

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à une charge concentrée doit être égale :

$$\S \quad \text{La direction la plus sollicitée : } S_t \leq \min \{ 2h ; 25 \text{ cm} \}.$$

$$\S \quad \text{Direction perpendiculaire : } S_t \leq \min \{ 3h ; 33 \text{ cm} \}$$

Armatures supérieures :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min \{ 2h ; 25 \text{ cm} \} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{ la condition est vérifiée.}$$

Armatures inférieures :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min \{ 3h ; 33 \text{ cm} \} = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{ La condition est vérifiée.}$$

d)- Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\text{On doit vérifier que : } t_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{t}_u = \min \{ 0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPA} \} = 3.25 \text{ MPA}$$

Au milieu de U :

$$T_u = \frac{P}{2u + v}, \quad \text{avec : } u = v = 1.05 \text{ m}$$

$$P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{121.5}{2 \times 1.05 + 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

Au milieu de V :

$$T_u = \frac{P}{3u} \quad \text{D'ou} \quad T_u = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{KN}$$

On doit vérifier que :

$$t_u = \frac{38.57 \times 10}{100 \times 12} = 0.32 \text{MPa}$$

$$t_u = 0.32 \text{MPa} < \bar{t}_u = 3.25 \text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III-6-5) Vérification à l'ELS :

1) Calcul des moments engendrés par le système de levage (M_{x1} et M_{y1}):

A l'ELS: $n = 0.2$; $P = 90 \text{KN}$

$$\begin{cases} M_{x1} = P (M_1 + 0.2M_2) = 90 (0.0718 + 0.2 \times 0.0559) = 7.468 \text{KN.m} \\ M_{y1} = P (M_2 + 0.2 M_1) = 90 (0.0559 + 0.2 \times 0.0718) = 6.323 \text{KN.m} \end{cases}$$

2) Calcul des moments dus au poids de la dalle (M_{x2} et M_{y2}):

$$\begin{cases} M_{x2} = m_x q_s L_x^2 \\ M_{y2} = m_y M_{x2} \end{cases} \quad \text{Avec : } q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN}$$

$$r_x = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} m_x = 0.0468 \\ m_y = 0.759 \end{cases} \rightarrow (\text{Abaques de PIGEAUD})$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0468 \times 4.75 \times 1.60^2 = 0.569 \text{KN.m} \\ M_{y2} = 0.759 \times 0.569 = 0.431 \text{KN.m} \end{cases}$$

Les moments globaux:

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.468 + 0.569 = 8.03 \text{KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.323 + 0.431 = 6.754 \text{KN.m} \end{cases}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel de la dalle a ses extrémités on aura :

Sens I_x :

$$\text{-aux appuis : } M_x^a = 0.3M_x = 0.3 \times 8.03 = 2.41 \text{KNm}$$

$$\text{-en travée : } M_x^t = 0.85M_x = 0.85 \times 8.03 = 6.82 \text{KNm}$$

Sens I_y :

$$\text{-aux appuis : } M_y^a = 0.3M_y = 0.3 \times 6.754 = 2.02 \text{KNm}$$

$$\text{-en travée : } M_y^t = 0.85M_y = 0.85 \times 6.754 = 5.74 \text{KNm}$$

a)- Etat limite de fissuration [Art : A-4-5.32/BAEL91modifiées 99] :
La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

Vérification de la résistance à la compression du béton :

$$s_{bc} \leq \bar{s}_{bc} = 0,6 \times f_{cj} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

Sens x-x :

§ Aux appuis :

$$M_s = 2.41 \text{KN.m}$$

$$A_{st} = 2,51 \text{cm}^2$$

$$r_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 12} = 0,209 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0,926 \\ K_1 = 52.57 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$s_s = \frac{M_s}{b_1.d.A_{st}} = \frac{2,41 \times 10^6}{0,926 \times 120 \times 2,51 \times 10^2} = 86.40 \text{MPa}$$

$$s_{bc} = \frac{s_s}{K_1} = \frac{86.40}{52.57} = 1,64 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

§ En travées :

$$M_s = 6.82 \text{KN.m}$$

$$A_{st} = 3,92 \text{cm}^2$$

$$r_1 = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 12} = 0,32 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0,911 \\ K_1 = 41.18 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$s_s = \frac{M_s}{b_1.d.A_{st}} = \frac{6.82 \times 10^6}{0,911 \times 120 \times 3,92 \times 10^2} = 159.14 \text{MPa.}$$

$$s_{bc} = \frac{s_s}{K_1} = \frac{159.14}{41.18} = 3,86 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

Sens y-y

§ Aux appuis :

$$M_s = 2.02 \text{KN.m}$$

$$A_{st} = 2,51 \text{cm}^2$$

$$r_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 12} = 0,20 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0,926 \\ K_1 = 52.57 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$s_s = \frac{M_s}{b_1.d.A_{st}} = \frac{2.02 \times 10^6}{0,926 \times 120 \times 2,51 \times 10^2} = 72.42 \text{MPa}$$

$$s_{bc} = \frac{s_s}{K_1} = \frac{72.42}{52.57} = 1,37 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

§ En travées :

$$M_s = 5.74 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 3,92 \text{ cm}^2$$

$$r_1 = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 12} = 0,32 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0,911 \\ K_1 = 41,18 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

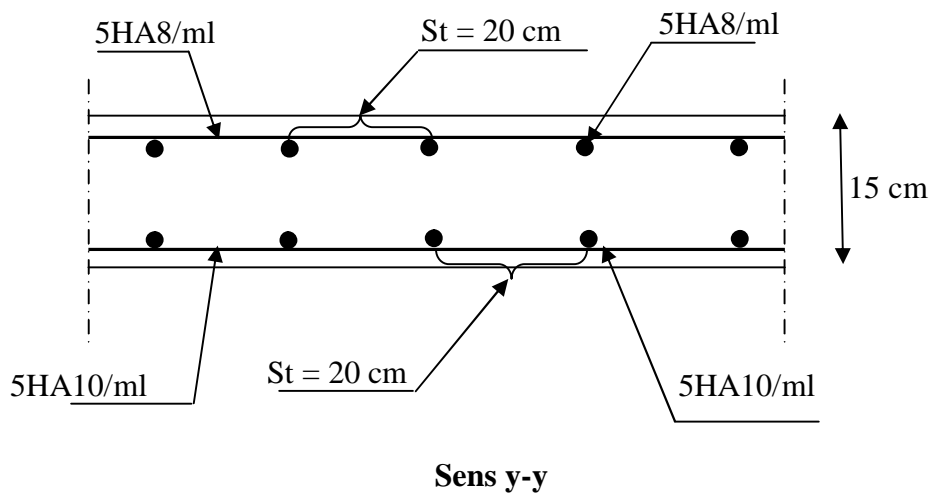
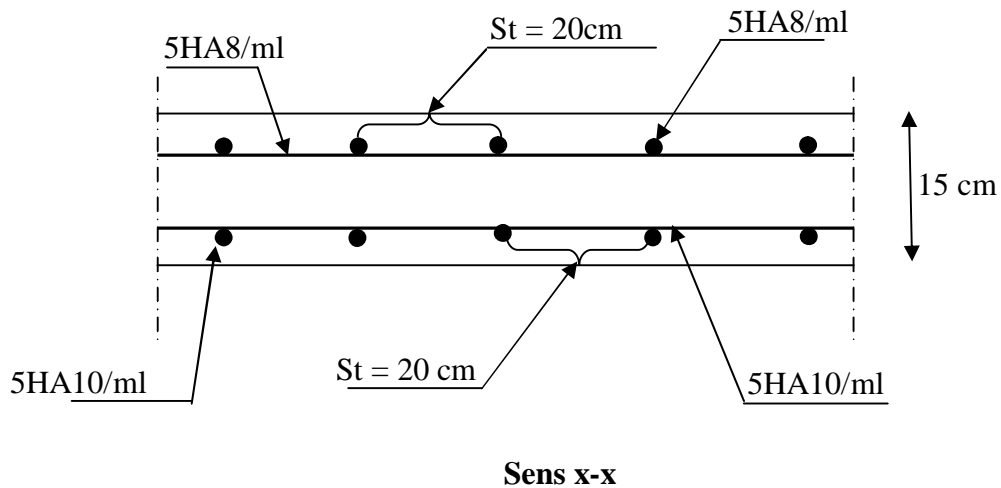
$$s_s = \frac{M_s}{b_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{5.74 \times 10^6}{0,911 \times 120 \times 3,92 \times 10^2} = 133,94 \text{ MPa.}$$

$$s_{bc} = \frac{s_s}{K_1} = \frac{133,94}{41,18} = 3,25 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

Conclusion :

La condition est vérifiée dans tout les cas, donc on peut se dispenser du calcul de la contrainte de compression.

III-6-6) Ferrailage de la dalle pleine salle machine :



IV-1 : Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenue indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

Pour notre projet, on utilise le logiciel de calcul **ETABS**.

IV-2 : Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds. La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV-3: Description du logiciel ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSES BUILDING SYSTEMS):

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). En plus de sa spécificité pour le

calcul des bâtiments, ETABS offre un certain avantage par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ses diverses fonctions, il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

Rappel : (terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Restraints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Materials : matériaux

Concrete : béton

Uniformedloads : point d'application de la charge

Define : définir

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

IV-4: Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS 9.70

Pour choisir l'application ETABS on clic sur l'icône de l'ETABS



IV- 5 : Etapes de modalisation :

IV-5-1 : Première étape:

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

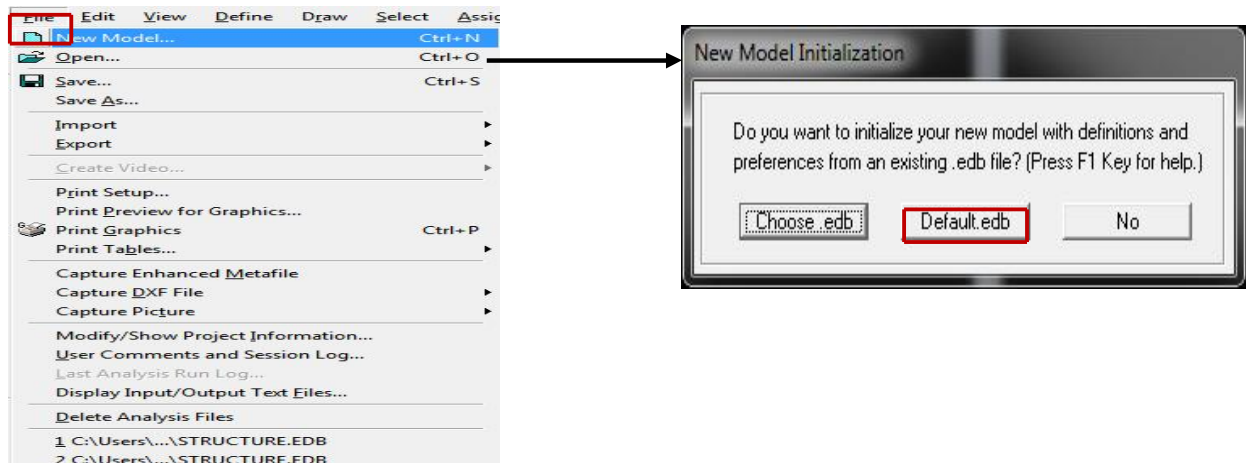
a- **Choix d'unité :**

On doit choisir un système d'unité pour la saisie des données dans l'ETABS.

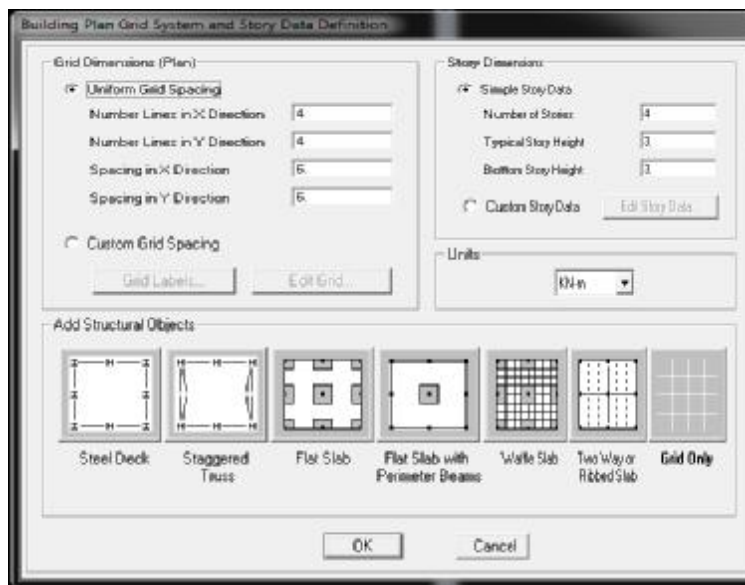
Au bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unité de base pour les forces et déplacement :

b- Géométrie de la structure :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne :

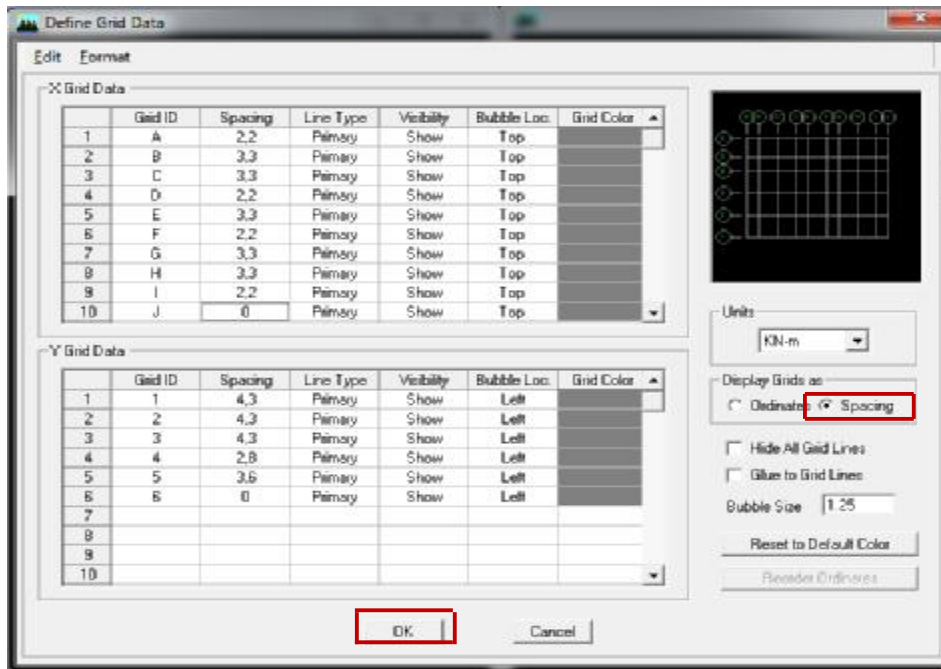


On clic sur **Default.edb** et on aura la fenêtre ci-dessous :



Cette option nous permet d'introduire le nombre de portique suivant la direction X et suivant la direction Y ; ainsi que le nombre des étages.

- ▼ Cliquons sur la case **Custom Grid Spacing** puis **Edit Grid**, la fenêtre suivante s'affiche ; cocher **Spacing**



Pour chaque élément vertical ou horizontal, il faut dessiner une grille qui lui correspond ; les valeurs à introduire sont les suivantes :

ü Selon x : 3.25 , 4.65, 3.55, 3.30, 3.55, 4.65, 3.25

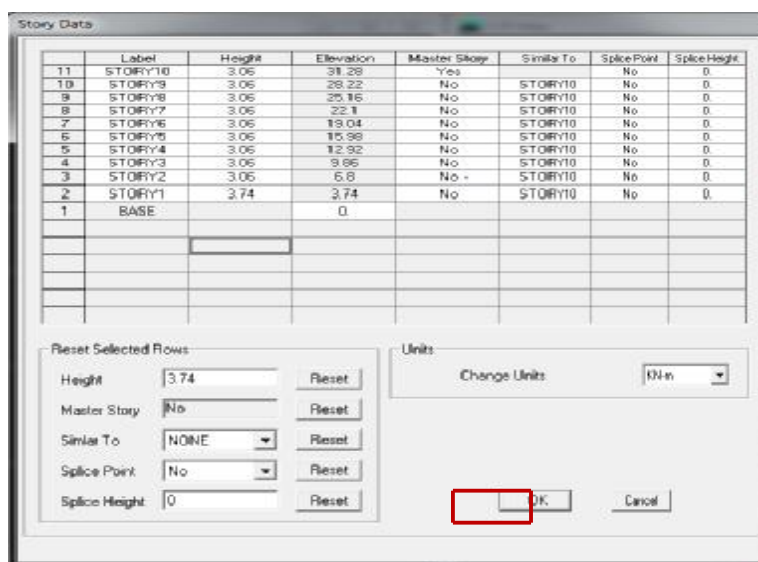
ü Selon y : 3.60, 4.15, 4.45, 4.15, 3.60

=> **OK** => **OK**

✓ Pour modifier la hauteur d'étage on clic sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.

- RDC a une hauteur de 4.08m

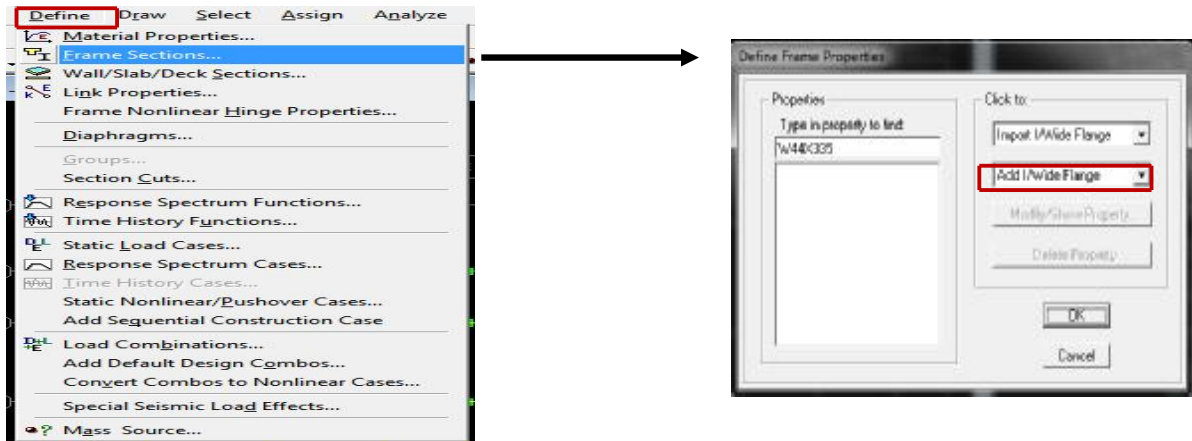
- Les Etages courants ont une hauteur de 3.06 m



IV-5-2 : Deuxième étape:

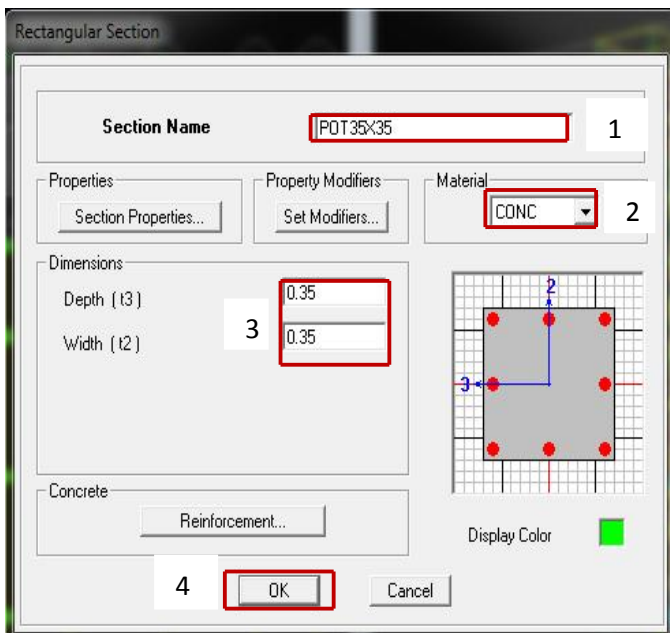
a- Définition des sections :

Cette étape consiste à déterminer les sections des poteaux et des poutres, sans oublier de choisir le matériau de construction à utiliser (béton) ; tous ça est résumé dans les fenêtres suivantes:



On choisit **add/wide rectangular**

✓ Poteaux (35*35) :

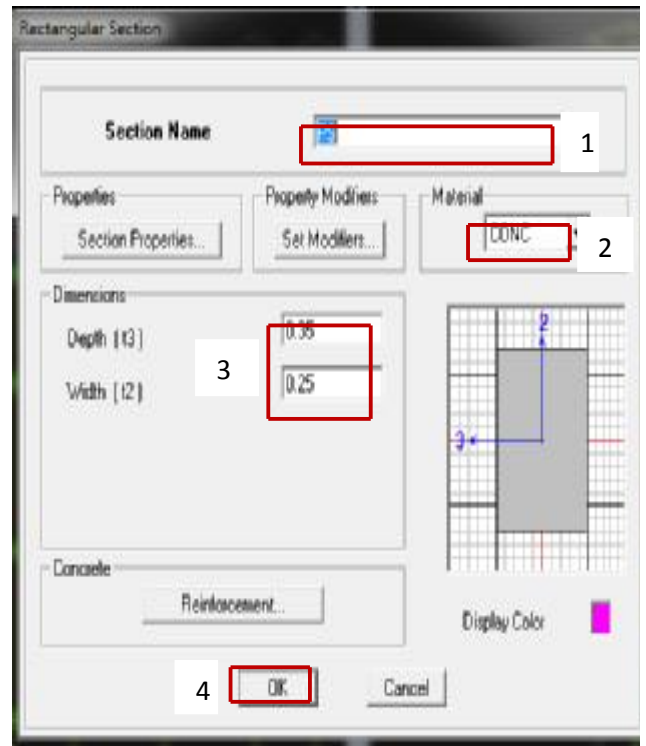
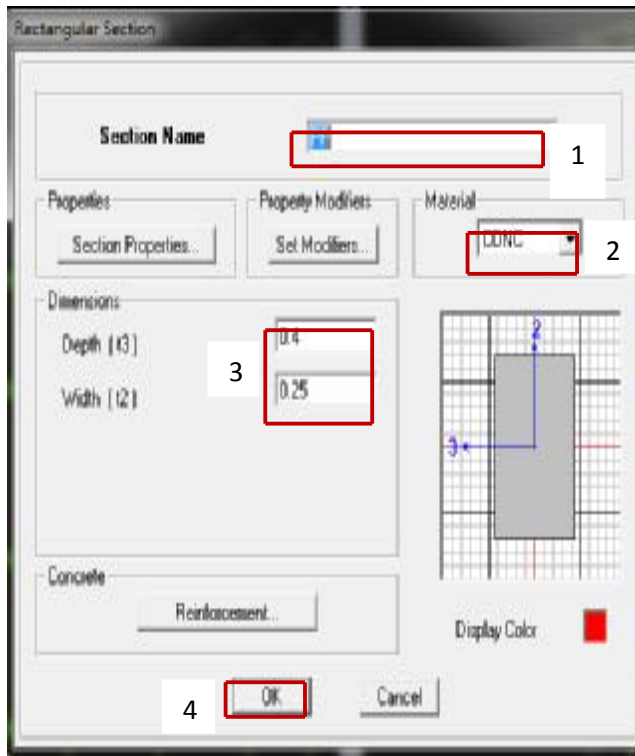


✓ Cette boîte de dialogue nous permet de :

- ü définir la géométrie de la section :
- ü Nom de la section : **Section Name**
- ü **Material : CONC**
- ü Hauteur: **Depth**
- ü Largeur: **width**

✓ Poutre Principale (0.40*0.30) :

✓ Poutre secondaire (0.35*0.30)

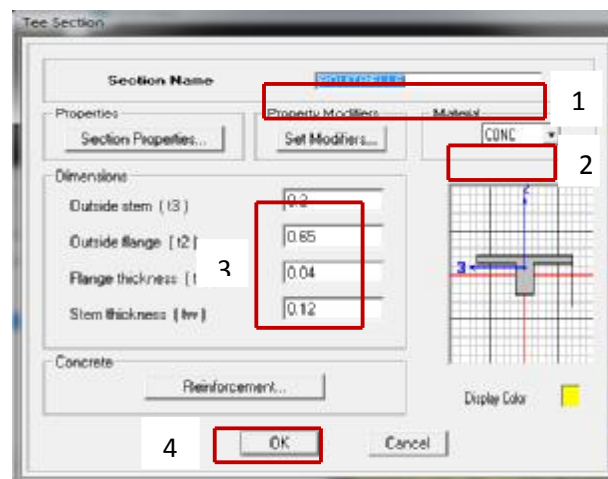


Même procédé pour :

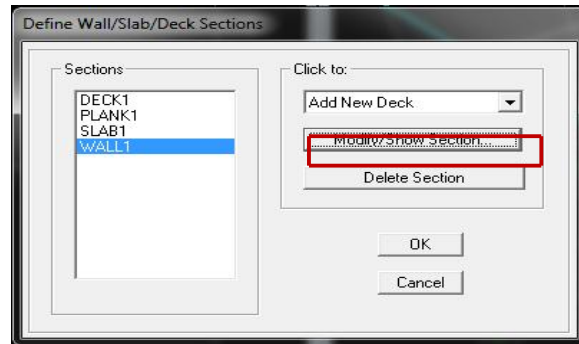
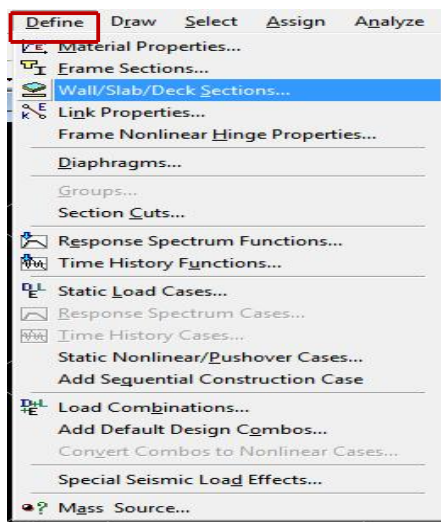
- ü Les poteaux (40 x40)
- ü Les poteaux (30 x30)

✓ Poutrelle :

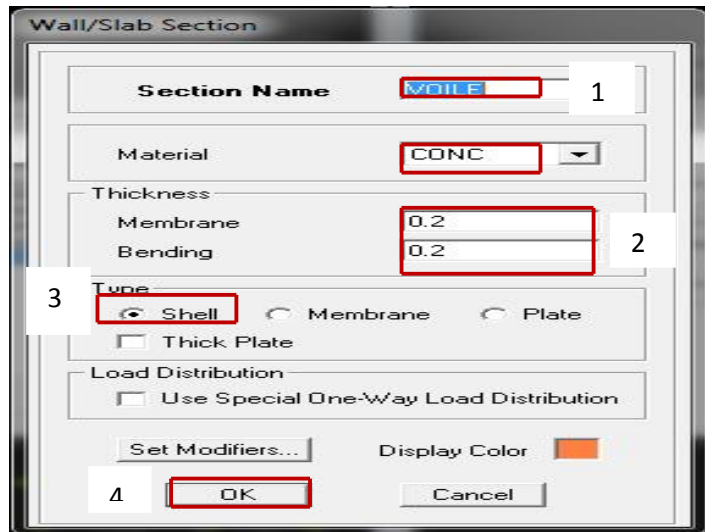
Choisir Add Tee



▼ Voile :

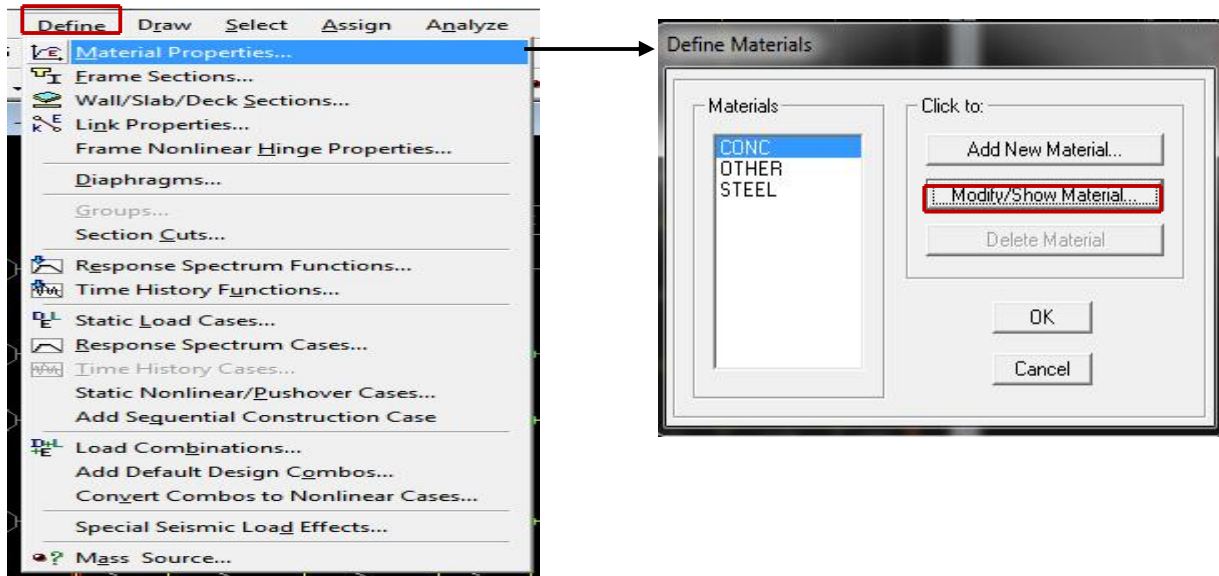


Modify/Show Section

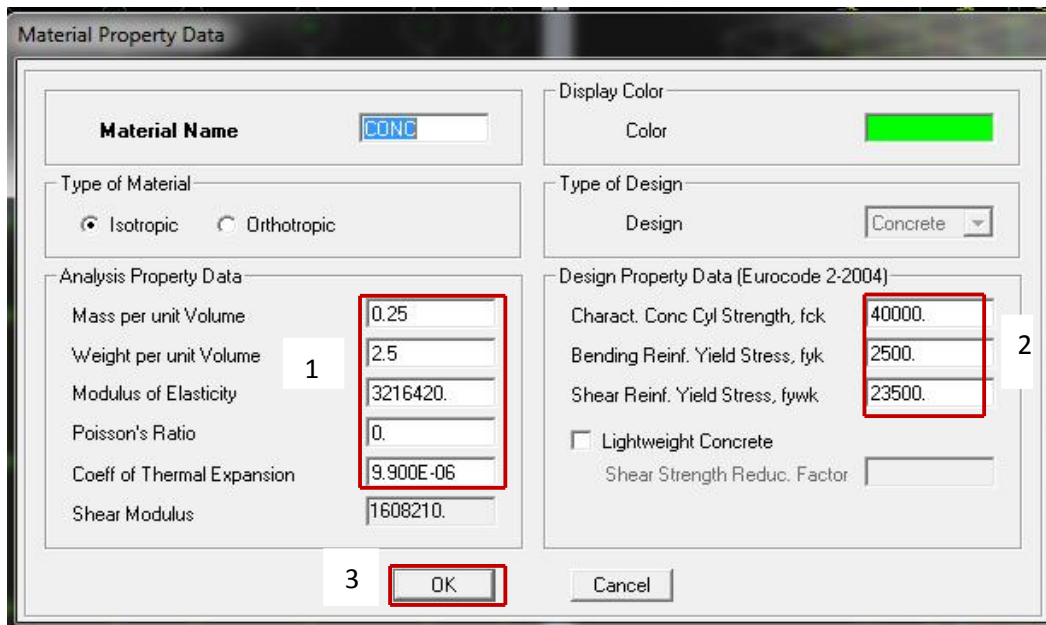


b- Matériau :

Cette étape consiste à définir les caractéristiques du matériau béton :



La fenêtre suivante s'affiche :



Dans cette fenêtre, on introduit les valeurs suivantes :

- 1- Masse volumique du béton = 2.5 kn/m^3
- 2- Poids volumique du béton = 25 kn/m^3
- 3- Module d'élasticité du béton = $11000^3 \sqrt{f_{cj}} = 32164220 \text{ kn/m}^3$

4- Coefficient de poisson à l'E.L.U = 0

IV-5-3 : Troisième étape: Introduction du spectre de réponse :

▼ Charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse, Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

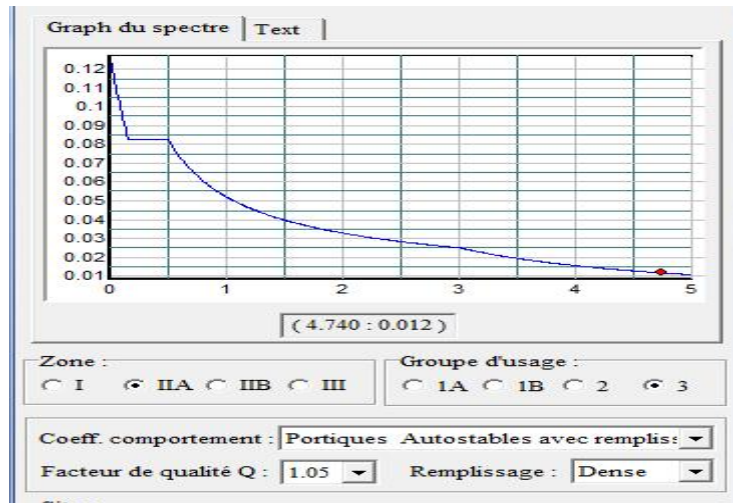
▼ CARACTERISTIQUES DU SPECTRE DE REPONSE:

Caractéristiques	Désignation
Zone	IIa
Groupe d'usage	3
Coefficient de comportement	Portique Auto stable avec remplissage
Remplissage	Dense (Cloisons en maçonnerie)
Facteur de qualité (Q)	1.05

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône :

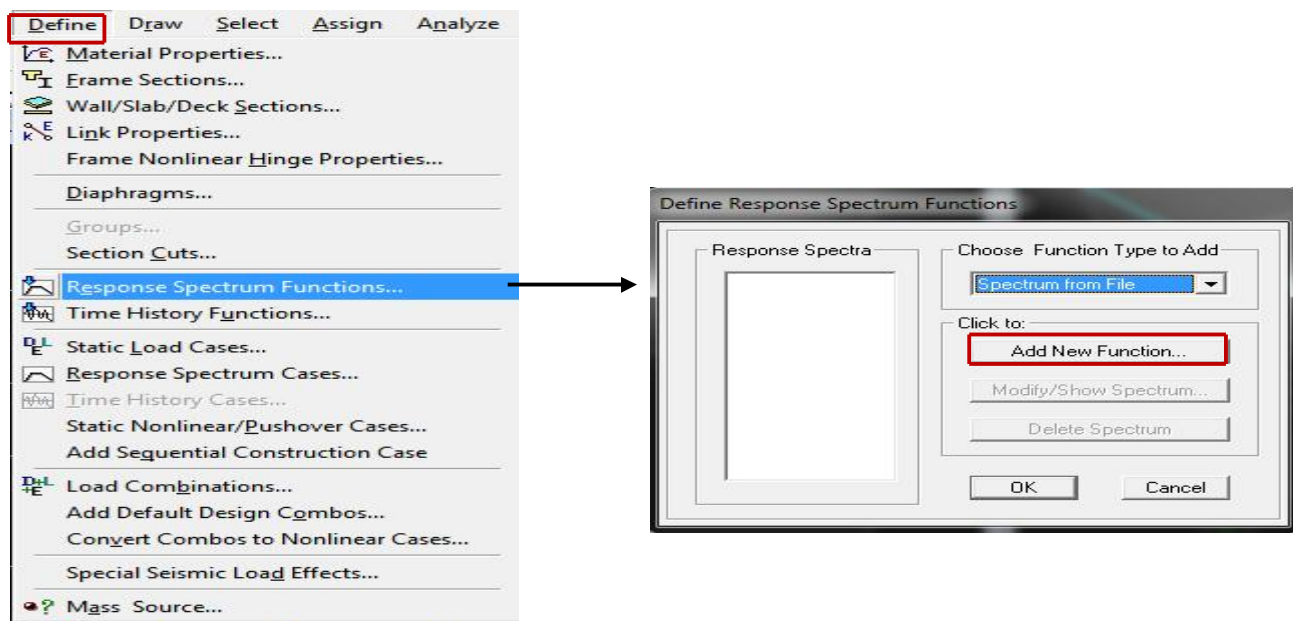


Une fois tous les paramètres sont déterminés, on peut les introduire dans le Spectre RPA99



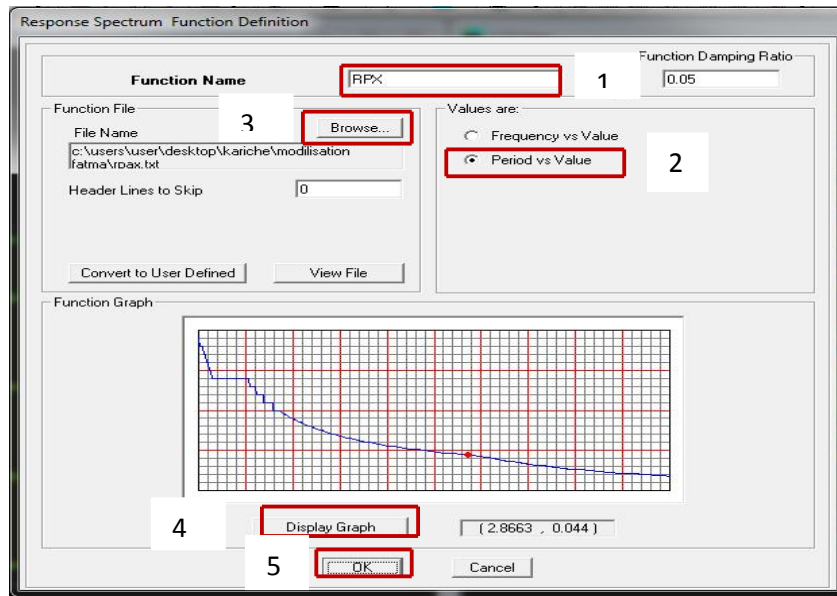
Enregistrer le fichier RPA sous le nom **RPAX** ; puis sous le nom **RPAY**.

✓ Pour charger la structure avec le spectre :

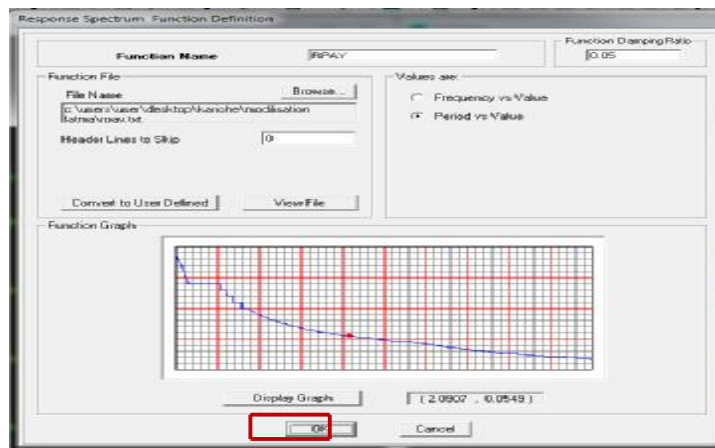


Dans la fenêtre qui s'affiche, on donne le nom **RPAX**, on coche **Period vs Value**, on cherche le fichier spectre par le bouton **Browse...**

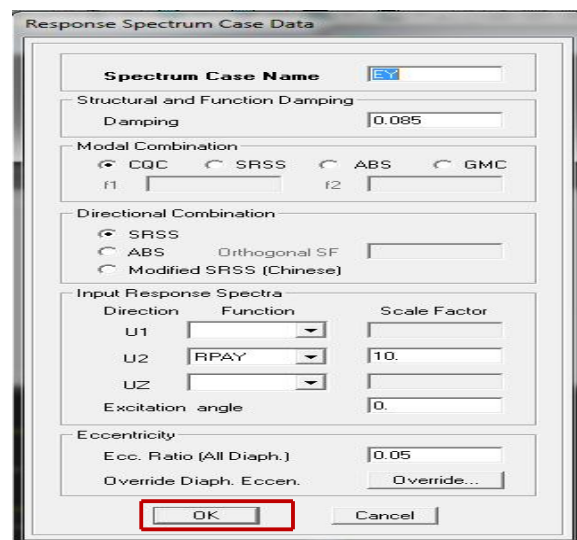
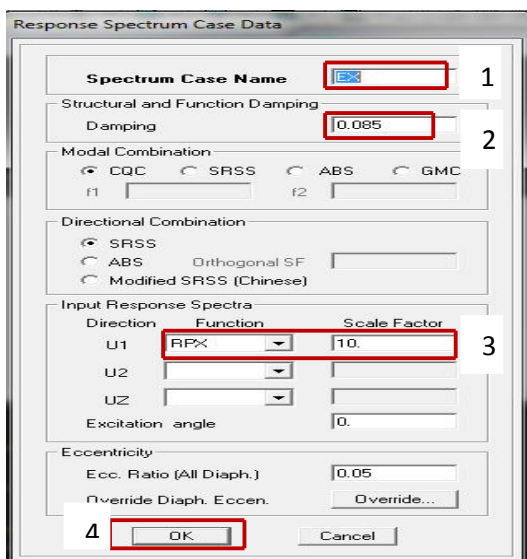
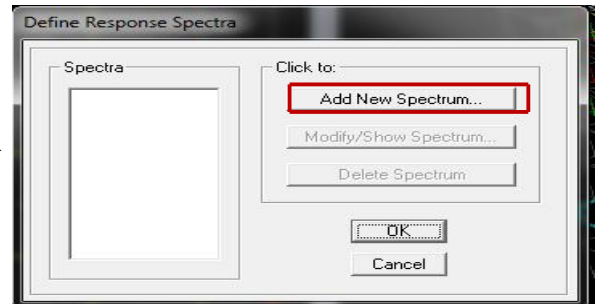
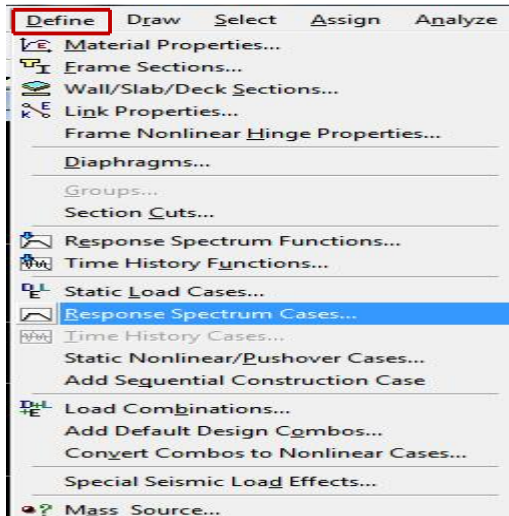
Add New Function
 →



Puis le sous le nom **RPAY**:

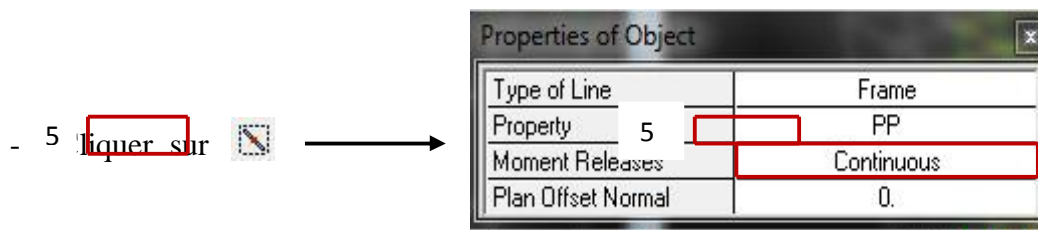


Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E_X** et **E_Y** (séisme).




IV-5-4 : Quatrième étape : Affectation des sections aux éléments des portiques :

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :



Ensuite on clic sur une ligne de grille et un nouvel élément sera tracé entre deux croisements de lignes successives horizontalement ou verticalement ça dépend de la ligne visée (une clique suffira pour tracer soit la PP ou la PS)

- Pour tracer librement l'élément on choisit  et on clic sur le point de départ ensuite sur le point final il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes.

- Pour tracer les poteaux :

On clic sur 



Property	POT35x35
Moment Releases	Continuous
Angle	0.
Plan Offset X	0.
Plan Offset Y	0.

Cliquer dans les points ou il situe les poteaux

NB : Pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils 

- Pour définir les poutrelles :

On clic sur 

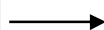


Property	POUTRELLE
Moment Releases	Continuous
Spacing	Max Spacing
Max Spacing	0.65
Approx. Orientation	Parallel to X or T

Ensuite on clic a l'intérieure du vide de la grille

Pour ajouter des voiles :

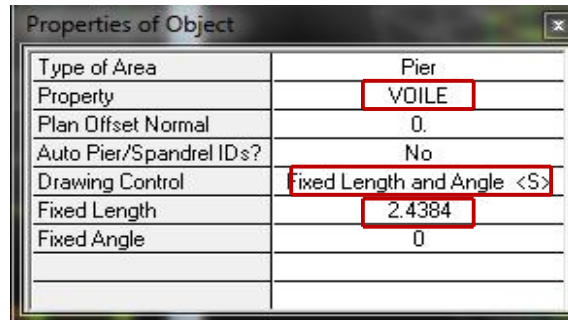
Cliquer sur 



Type of Area	Pier
Property	VOILE
Plan Offset Normal	0.
Auto Pier/Spandrel IDs?	No

Cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontale dans la fenêtre de travail.

Ou bien cliquer sur  →

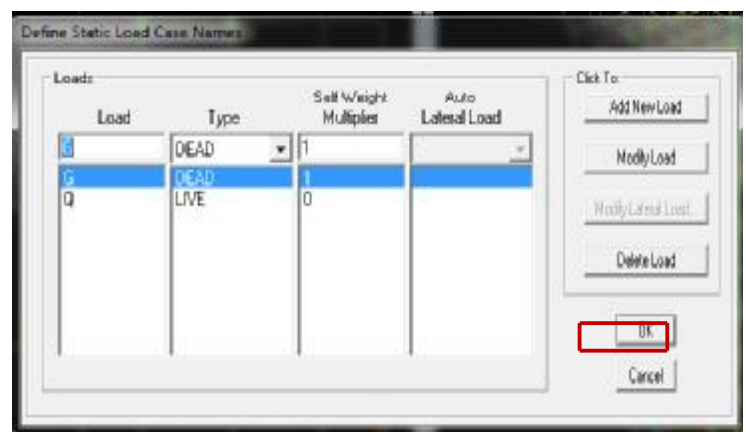
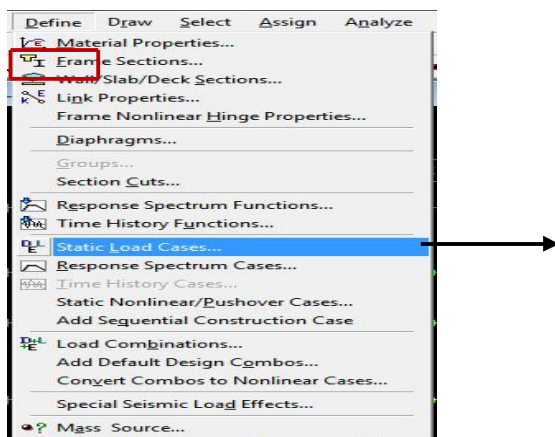


Après avoir choisir **Voile (Property)**, on spécifie la longueur du voile dans la case **Fixed Length**, puis dessiner la Voile.

IV-5-5 : Cinquième étape : Chargement de la structure :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

▼ Attribution des charges :



On donne le nom et le type de la charge : **G** la charge permanent, **Q** la charge d'exploitation

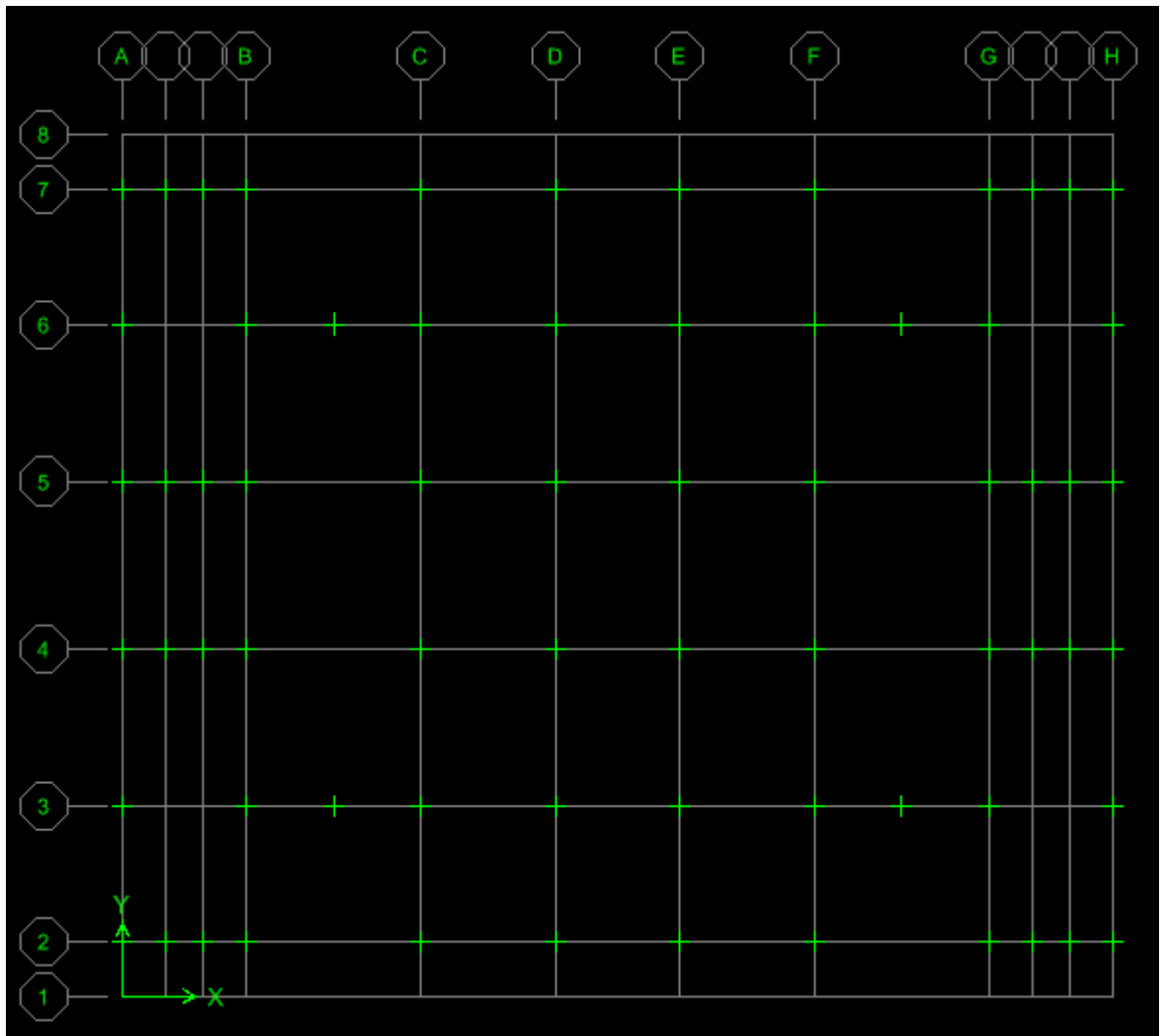
Avec: $G = DEAD = 1$; $Q = LIVE = 0$.

IV-5-6 : Sixième étape :

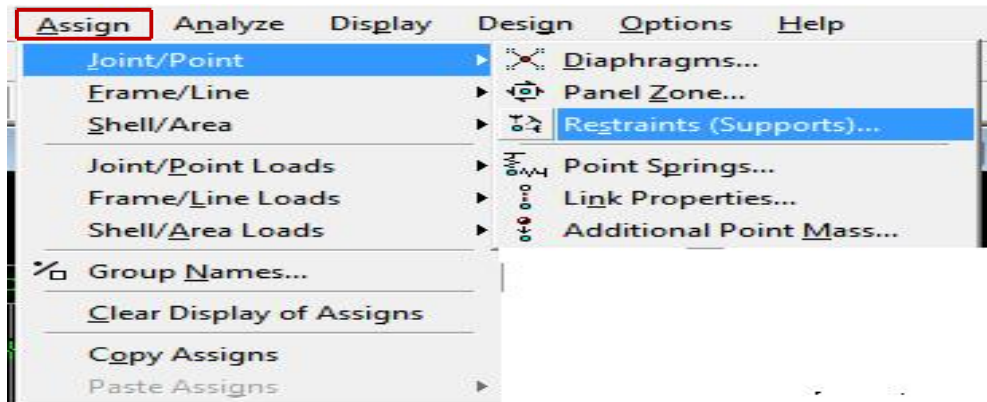
Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure à modélisée.

▼ Appuis :

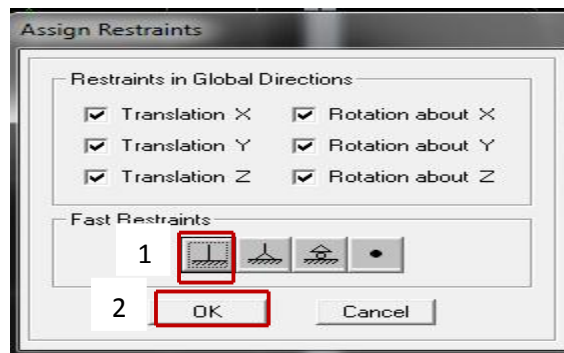
On doit encasturer les neuods a la base du bâtiment , pour ce faire : on selection ces neuods (comme le montre la figure ci-dessous) :



Puis :



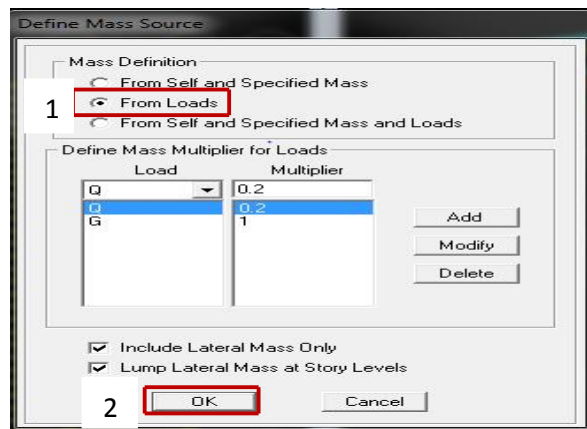
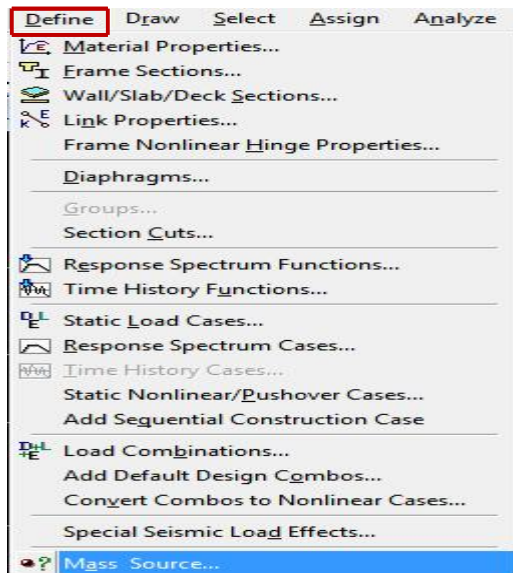
La fenêtre suivante s'affiche →



On clic sur le symbole de l'encastrement puis sur **OK**

✓ Introduction de la Mass-Source :

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**.



Cette fenêtre s'affiche :

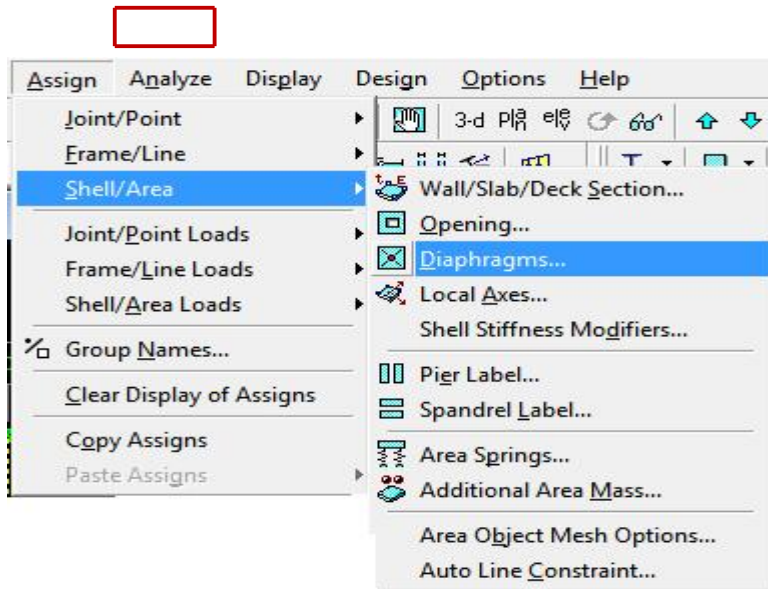
- Cocher **From Loads**.
- On donne la valeur **1** pour la charge permanente (G) => **Add**
- On introduit la valeur de β pour la surcharge Q suivant la nature de la structure (Dans notre cas $\beta= 0.2$) => **Add**

⊞ OK

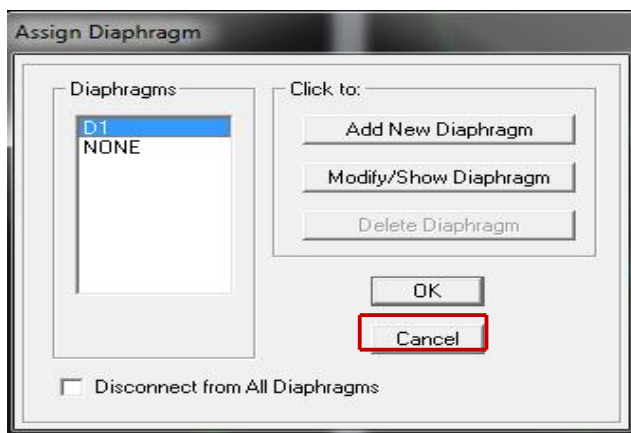
✓ **Hypothèse du plancher infiniment rigide (Diaphragme) :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne le premier plancher puis on clic sur :

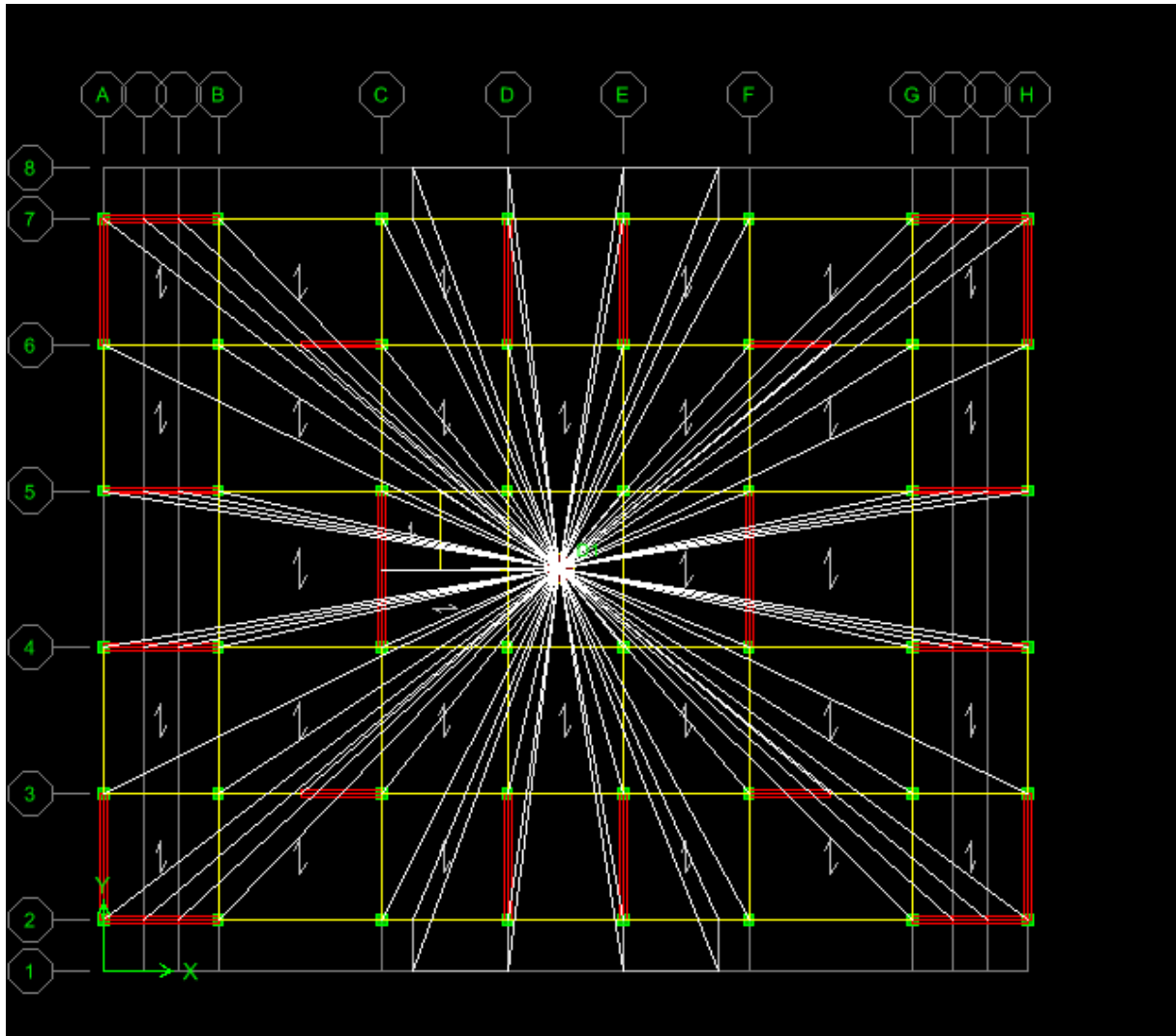


On aura la fenêtre ci-dessous :

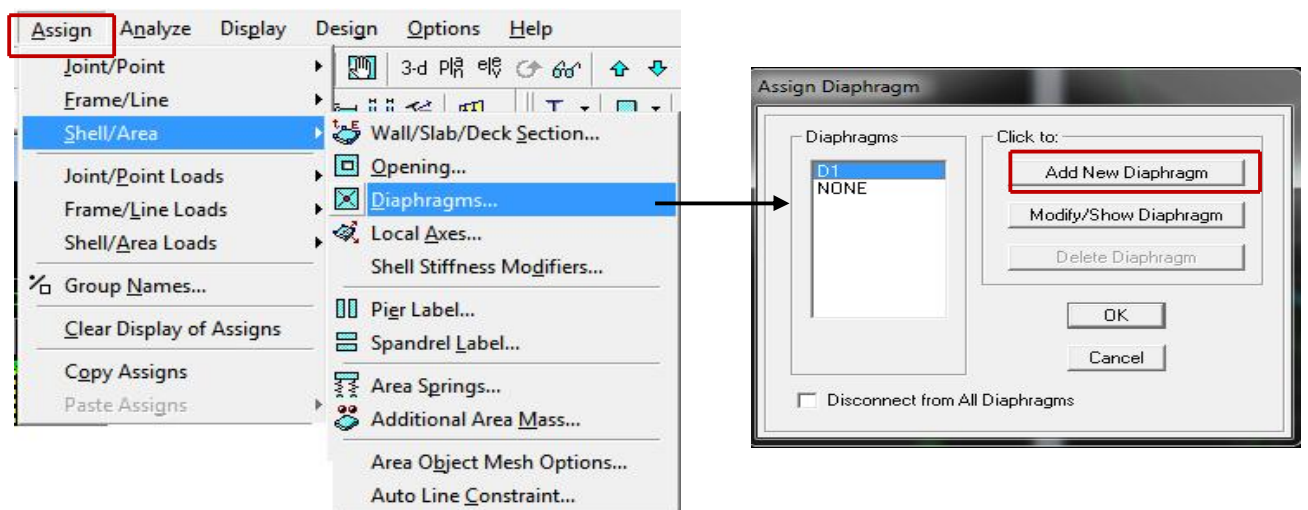


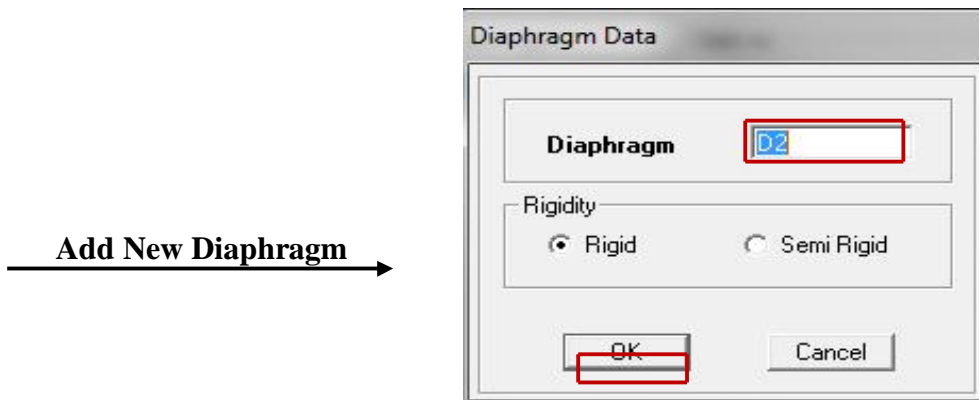
Choisir D1 => OK

On aura :



- Sélectionner le deuxième étage puis :






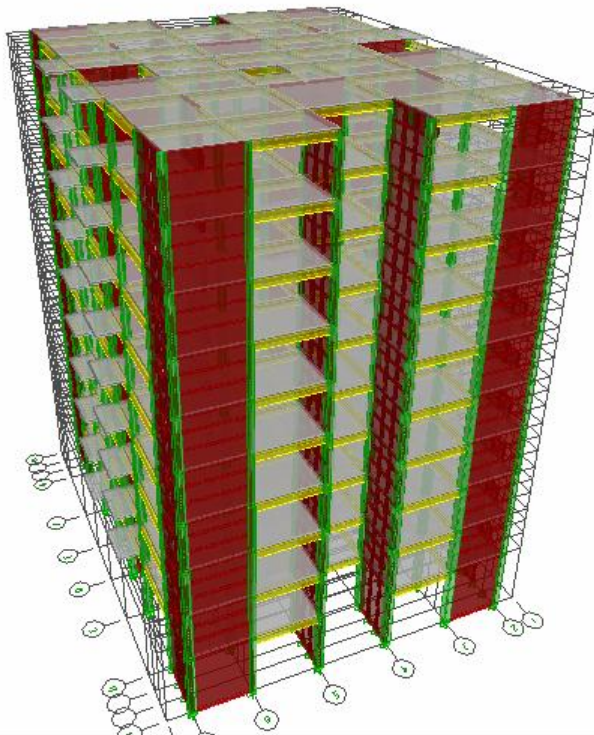
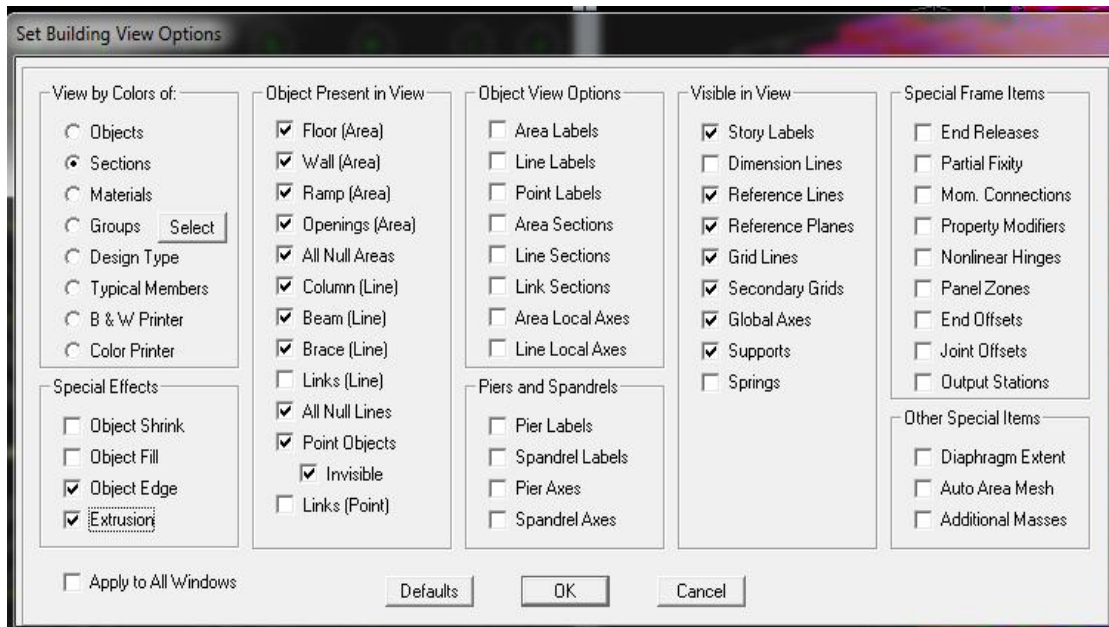
=> **OK** => **OK**

- Même procédure pour les autres étages.

Remarque :

Il est possible d'afficher les différentes informations (numéro des nœuds, des éléments,...etc.) sur le modèle. Pour ce faire on sélectionne la fenêtre 3D du modèle en cliquant à l'intérieur, puis on clic sur  Nous pouvons choisir les options d'affichage suivantes :

Nom des poutres et des poteaux et numéros des nœuds *Pier labels*),
Restreints : DDL, Constraints : Diaphragme, Masses, Axes locaux, Section
des éléments, Hide pour faire cacher l'élément



IV-5-7 : Septièmes étape :

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

✓ **Les combinaisons d'actions :**

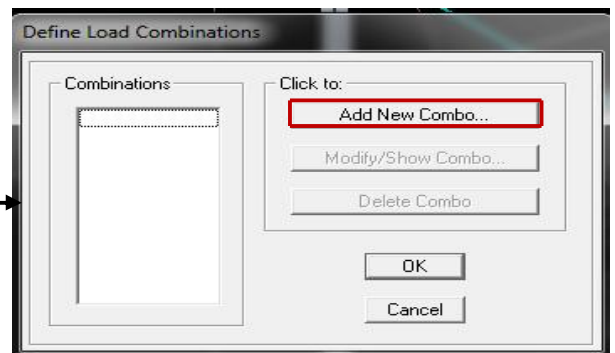
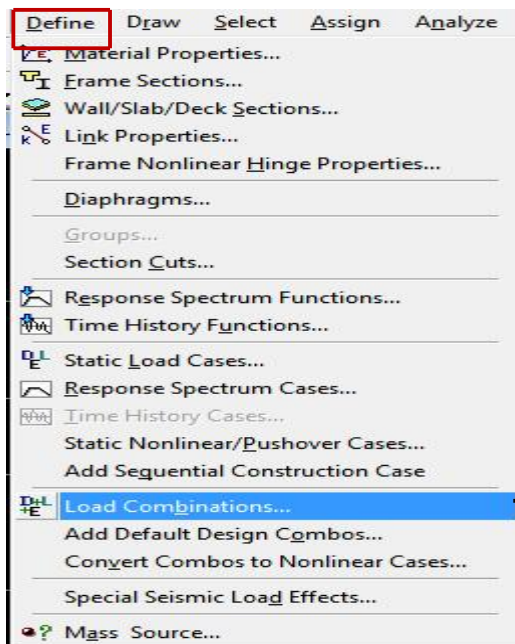
Les combinaisons d'action à prendre en considération, pour la détermination des sollicitations de calcul sont imposées par le BAEL et le RPA, de façon à prévoir les efforts les plus défavorables contre lesquels la structure sera amenée à résister.

• **Les combinaisons du BAEL :**

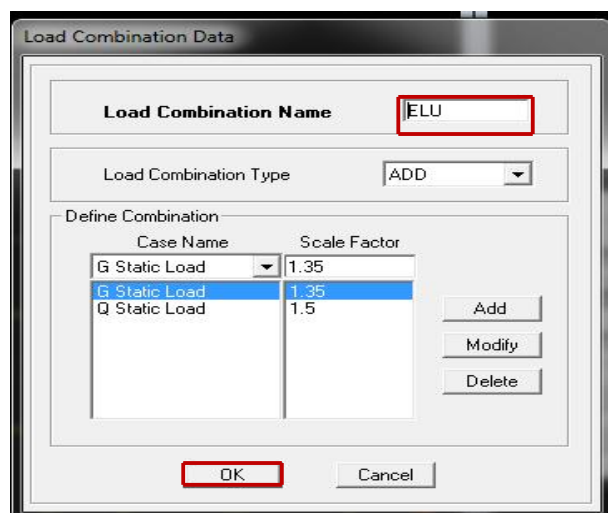
- Etat limite ultime : $1.35G + 1.5Q$
- Etat limite de service : $G + Q$

• **Les combinaisons de l'RPA:**

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$



Add New Combo →



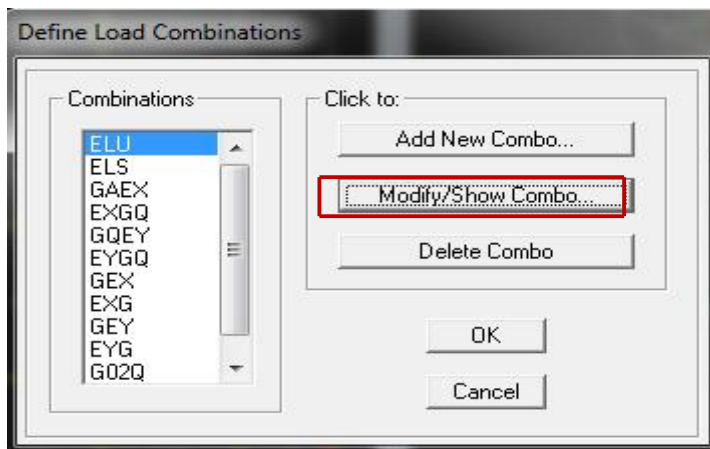
Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **Add New Combo**, on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour l'**ELU** ($1.35G + 1.5Q$):

- Choisir **G** dans **Case Name** et introduire **1.35** dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**
- Choisir **Q** dans **Case Name** et introduire **1.5** dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**
- Valider avec **OK**.

Pour définir une autre combinaison on refait le même travail

Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec **modify**

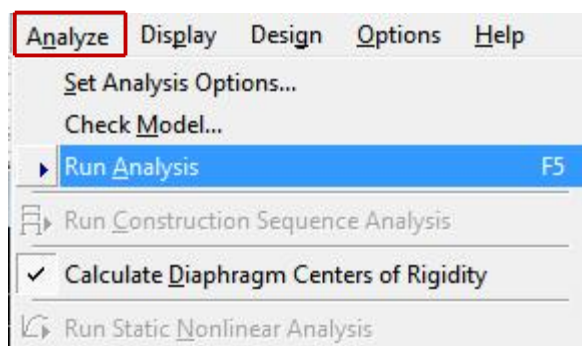
Pour modifier une combinaison : sélectionner la combinaison et cliquer sur **Modify/ShowCombo**



IV-5-8 : Huitième étape : Analyse et visualisation des résultats.

▼ Analyse :

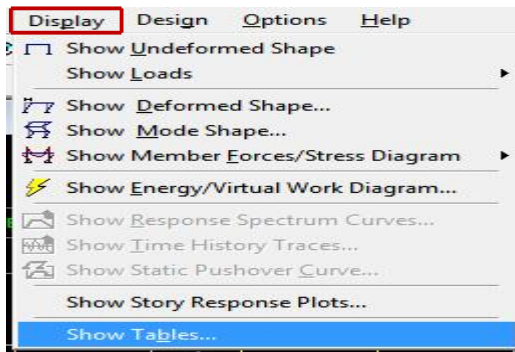
On lance l'analyse pour avoir la période et la déformée de notre structure ; pour ce faire :



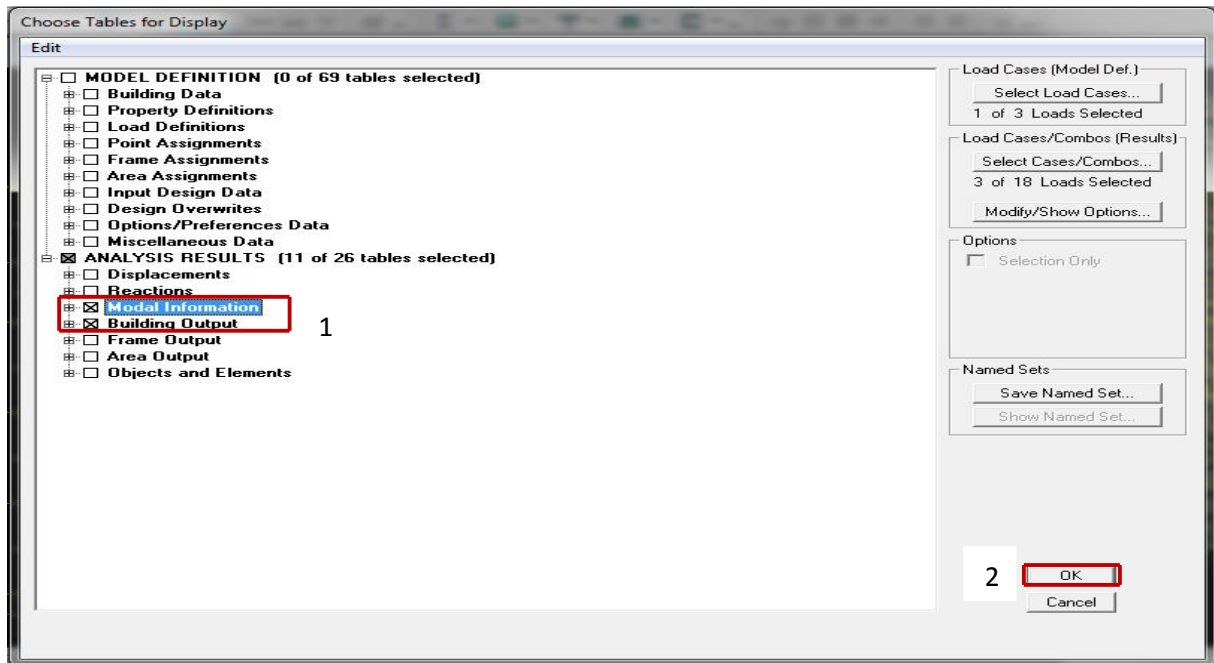
✓ Visualisation des résultats :

Ø Vérification de la période :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne :



- Une fenêtre s'affiche ; cocher **Modal Information** et **Building Output**



Pour avoir la période on sélectionne **Modal Participation Mass Ratios** comme le montre la figure ci-dessous :

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Mode	Period	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.765968	69.7285	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	92.8046	88.1815	0.0000
2	0.529795	0.0000	67.3638	0.0000	0.0000	0.0000	92.8814	88.1815	0.0000	0.0000
3	0.380048	0.0004	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	92.8814	95.2213	0.0000	0.2036
4	0.204881	16.2896	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	96.5474	95.2213	0.0000	0.0000
5	0.121405	0.0000	20.8177	0.0000	0.0000	0.0000	96.5591	95.2213	0.0000	0.0000
6	0.090829	6.7861	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	98.4459	95.2213	0.0000	0.0000
7	0.087945	0.0769	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	98.4459	98.0960	0.0000	0.0000
8	0.054674	0.0000	7.0398	0.0000	0.0000	0.0000				
9	0.052718	3.6659	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000				
10	0.039753	0.0117	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000				
11	0.035502	1.8869	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000				
12	0.034367	0.0000	2.8748	0.0000	0.0000	0.0000				0.0269

Modal Participating Mass Ratios

- Building Modes
- Center Mass Rigidity
- Modal Load Participation Ratios
- Modal Participating Mass Ratios
- Modal Participation Factors
- Response Spectrum Accelerations
- Response Spectrum Base Reactions
- Response Spectrum Modal Amplitudes

OK

V .1.Introduction:

Dans ce chapitre, nous étudierons le système structurel d'éléments assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des efforts horizontaux.

L'étude du contreventement est une étape importante et décisive dans l'étude de tout Bâtiment, elle mérite le plus grand soin. Elle consiste à parer la structure contre les deux Types de sollicitations horizontales ; vent et séisme. Un contreventement peut être assuré par

- § Des voiles ou murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- § Du système (poteaux – poutres) formant portiques étages.
- § Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou gaines présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- § Une combinaison des deux systèmes suscités, formant un contreventement mixte ou portiques et refends rigidement liés travaillant conjointement pour faire face aux séismes.

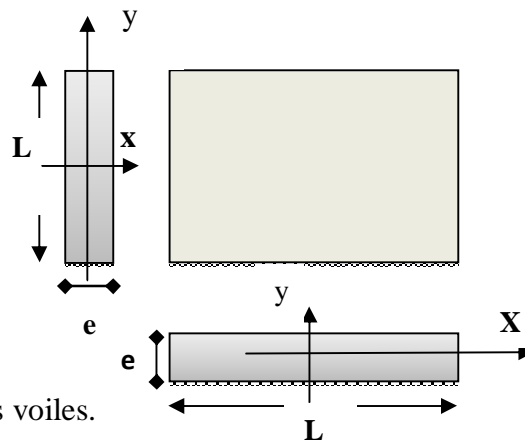
V .2.Caractéristiques géométriques des voiles :

1. Inertie des voiles :

a. Voiles longitudinaux :

$$I_y = \frac{eL^3}{12}$$

$$I_x = \frac{Le^3}{12} \ll I_y \implies \text{On néglige l'inertie des voiles.}$$



Longitudinaux par rapport à l'axe (x-x)

b. Voiles transversaux :

$$I_x = \frac{eL^3}{12}$$

$$I_y = \frac{Le^3}{12} \ll I_x \implies \text{On néglige l'inertie des voiles transversaux par rapport à l'axe (y-y)}$$

Ø Sens Longitudinal :

Niveau	voile	L(m)	e (m)	I _x (m ⁴)	Somme(m ⁴)
RDC Etages1_9	VL1	3.25	0,2	0.572	5.384
	VL2	3.25	0,2	0.572	
	VL3	2.30	0,2	0,202	
	VL4	2.30	0,2	0,202	
	VL5	3.25	0,2	0.572	
	VL6	3.25	0,2	0,572	
	VL7	3.25	0,2	0,572	
	VL8	3.25	0,2	0,572	
	VL9	2.30	0,2	0,202	
	VL10	2.30	0,2	0,202	
	VL11	3.25	0,2	0.572	
	VL12	3.25	0,2	0.572	

Tableau IV.1 : Inertie des voiles transversaux.

Ø Sens transversale :

Niveau	voile	L(m)	e (m)	I _y (m ⁴)	Somme(m ⁴)
RDC Etages	VT13	3.60	0,2	0.777	9.152
	VT14	3.60	0,2	0.777	
	VT15	3.60	0,2	0.777	
	VT16	3.60	0,2	0.777	

(1-9)	VL17	4.45	0,2	1.468
	VL18	4.45	0,2	1.468
	VL19	3.60	0,2	0.777
	VL20	3.60	0,2	0.777
	VL21	3.60	0,2	0.777
	VL22	3.60	0,2	0.777

Tableau V.2 : Inertie des voiles longitudinaux.

V.3. Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :

Dans le but de comparer l’inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l’ouvrage d’Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME » qui consiste à attribuer une inertie Fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l’effet d’une série de forces horizontales égale à **1tonne**, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l’ouvrage sous l’effet du même système de forces horizontales (1 tonne a chaque niveau).

En fixant l’inertie du refend a **1[m4]**, il sera alors possible d’attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l’hypothèse de la raideur infinies des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refonds et pour les portiques.

V.3.1. Calcul des flèches du refonds :

Le calcul des flèches du refend dont l’inertie I= 1[m4], soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ». Le diagramme des moments fléchissants engendrés par la série de forces horizontales égales a 1tonne est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure (IV.2), au-dessous est donnée par :

$$f_i = \frac{\sum s_i d_i}{EI}$$

Avec :

Si : surface du trapèze.

di : distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$$S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \cdot h}{2}$$

La distance du centre de gravité d’un trapèze a sa plus petite base : $d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \cdot h}{3(b_i + b_{i+1})}$

Niveau	h(m)	b _i (m)	b _{i+1} (m)	S _i (m)	d _i (m)	S _i × d _i	∑ s _i × d _i = EI . f _i
9	3,06	3.06	0.00	4.682	2.040	9.551	47026.002
8	3,06	9.18	3.06	18.727	1.785	33.428	40817.04
7	3,06	18.36	9.18	42.136	1.700	71.632	34640.76
6	3,06	30.6	18.36	74.909	1.658	124.161	28556.707
5	3,06	45.9	30.6	117.045	1.632	191.017	22649.11
4	3,06	64.26	45.9	168.545	1.615	272.200	17031.75
3	3.06	85.68	64.26	229.408	1.603	367.709	11756.09
2	3.06	110.16	85.68	299.635	1.594	477.544	7394.49
1	3.06	137.7	110.16	379.226	1.587	601.705	3839.78
RDC	4.08	169.32	137.7	626.32	2.110	1321.53	1321.53

Tableau V.3 : Valeurs de la flèche pour chaque niveau.

$$F_{RDC} = \frac{1}{EI} (s_i \cdot d_i) = \frac{1321.53}{EI}$$

$$F_1 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=2} s_i d_i = \frac{626.32 \times 5.17 + 379.22 \times 1.587}{EI} = (3839.78)/EI$$

$$F_2 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=3} s_i d_i = \frac{626.32 \times 8.23 + 379.22 \times 4.647 + 299.635 \times 1.594}{EI} = (7394.49)/EI$$

$$F_3 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=4} s_i d_i = (626.32 \times 11.29 + 379.22 \times 7.707 + 299.635 \times 4.654 + 229.408 \times 1.603)/EI$$

$$F_4 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=5} s_i d_i = \frac{17031.75}{EI}$$

$$F_5 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=6} s_i d_i = \frac{22649.11}{EI}$$

$$F_6 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=7} s_i d_i = \frac{28556.707}{EI}$$

$$F_7 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=8} s_i d_i = \frac{34640.76}{EI}$$

$$F_8 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=9} s_i d_i = \frac{40817.04}{EI}$$

$$F_9 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{10} S_i d_i = \frac{47026.002}{EI}$$

V.3.2 Déplacement des portiques :

Le déplacement de chaque niveau : $\Delta_n = \Psi_n \times h$

Avec : $E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$

Le déplacement du portique au niveau « i » : $\Delta_i = \sum \Delta_n$

Ø Rotation d'étage :

-La rotation d'un poteau encasté à la base au 1^{er} niveau : $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$

-La rotation de chaque poteau encasté au 1^{er} niveau : $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$

-La rotation d'un poteau des étages courants : $E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$

Avec : $M_n = T_n \times h$

K_{tn} : raideur des poutres $\rightarrow K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$

K_{pn} : raideur des poteaux $\rightarrow K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$

h : hauteur d'étage.

L : portée libre de la poutre.

V.2.3 Inertie fictive :

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n}$$

Avec : $D_n = \sum \Delta_n$

I_{en} : Inertie fictive du portique au niveau i.

f_n : flèche du refend au même niveau i.

D_n : déplacement du niveau i (somme des déplacements des portiques du niveau i).

Δ_n : déplacement du portique au niveau i

$\sum K_{tn}$: Somme des raideurs des poutres du niveau n.

$\sum K_{pn}$: Somme des raideurs des poteaux du niveau n.

E : module de Young.

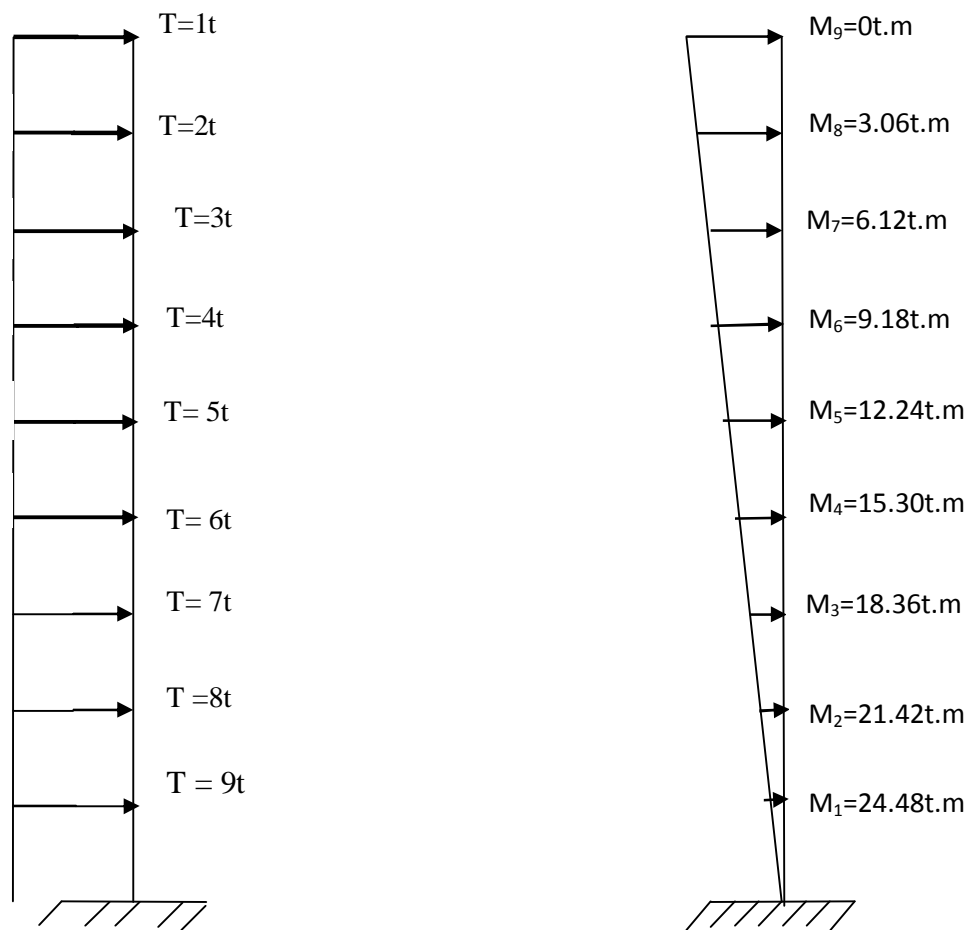


Fig.V.3.Les valeurs des efforts tranchants et des moments fléchissant par niveaux

Remarque:

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux
 Sont résumées dans les tableaux qui suivent :

Ø Sens longitudinal :

Inertie fictive des portiques longitudinaux

niv	portique	M_{n+1}	M_n	$\Sigma K_{poteaux} \times 10^3$	$\Sigma K_{poutres} \times 10^3$	$E\theta_n \times 10^3$	$E\psi_n \times 10^3$	$E\Delta_i \times 10^3$	$\Sigma E\Delta_i \times 10^3$	EF_i	$I_{eiy} (m^4)$	$\Sigma I_{eiy} (m^4)$
9	A-A	0	3.06	1.76	3.05	0.042	0.228	0.699	25.847	47026.002	1.819	10.961
	B-B	0	3.06	1.76	3.05	0.042	0.228	0.699	25.847		1.819	
	C-C	0	3.06	1.76	3.05	0.042	0.228	0.699	25.847		1.819	
	D-D	0	3.06	1.76	3.05	0.042	0.228	0.699	25.847		1.819	
	E-E	0	3.06	1.76	3.05	0.042	0.228	0.699	25.535		1.842	
	F-F	0	3.06	1.76	3.05	0.042	0.228	0.699	25.535		1.842	
8	A-A	3.06	6.12	1.76	3.05	0.125	0.457	1.398	25.148	40817.04	1.623	9.779
	B-B	3.06	6.12	1.76	3.05	0.125	0.457	1.398	25.148		1.623	
	C-C	3.06	6.12	1.76	3.05	0.125	0.457	1.398	25.148		1.623	
	D-D	3.06	6.12	1.76	3.05	0.125	0.457	1.398	25.148		1.623	
	E-E	3.06	6.12	1.76	3.05	0.125	0.457	1.398	24.836		1.643	
	F-F	3.06	6.12	1.76	3.05	0.125	0.457	1.398	24.836		1.643	
7	A-A	6.12	9.18	1.76	3.05	0.209	0.685	2.098	23.749	34640.760	1.459	8.790
	B-B	6.12	9.18	1.76	3.05	0.209	0.685	2.098	23.749		1.459	
	C-C	6.12	9.18	1.76	3.05	0.209	0.685	2.098	23.749		1.459	
	D-D	6.12	9.18	1.76	3.05	0.209	0.685	2.098	23.749		1.459	
	E-E	6.12	9.18	1.76	3.05	0.209	0.685	2.098	23.437		1.478	
	F-F	6.12	9.18	1.76	3.05	0.209	0.685	2.098	23.437		1.478	
6	A-A	9.18	12.24	3.27	3.05	0.293	0.646	1.978	21.652	28556.707	1.319	7.952
	B-B	9.18	12.24	3.27	3.05	0.293	0.646	1.978	21.652		1.319	
	C-C	9.18	12.24	3.27	3.05	0.293	0.646	1.978	21.652		1.319	
	D-D	9.18	12.24	3.27	3.05	0.293	0.646	1.978	21.652		1.319	
	E-E	9.18	12.24	3.27	3.05	0.293	0.646	1.978	21.340		1.338	
	F-F	9.18	12.24	3.27	3.05	0.293	0.646	1.978	21.340		1.338	
5	A-A	12.24	15.3	3.27	3.05	0.376	0.808	2.472	19.674	22649.11	1.151	6.944
	B-B	12.24	15.3	3.27	3.05	0.376	0.808	2.472	19.674		1.151	
	C-C	12.24	15.3	3.27	3.05	0.376	0.808	2.472	19.674		1.151	
	D-D	12.24	15.3	3.27	3.05	0.376	0.808	2.472	19.674		1.151	
	E-E	12.24	15.3	3.27	3.05	0.376	0.808	2.472	19.362		1.170	
	F-F	12.24	15.3	3.27	3.05	0.376	0.808	2.472	19.362		1.170	
4	A-A	15.3	18.36	3.27	3.05	0.460	0.972	2.974	17.202	17031.75	0.990	5.977

	B-B	15.3	18.36	3.27	3.05	0.460	0.972	2.974	17.202		0.990	
	C-C	15.3	18.36	3.27	3.05	0.460	0.972	2.974	17.202		0.990	
	D-D	15.3	18.36	3.27	3.05	0.460	0.972	2.974	17.202		0.990	
	E-E	15.3	18.36	3.27	3.05	0.460	0.972	2.974	16.890		1.008	
	F-F	15.3	18.36	3.27	3.05	0.460	0.972	2.974	16.890		1.008	
3	A-A	18.36	21.76	5.57	3.05	0.548	0.918	3.120	14.228	11756.09	0.826	4.995
	B-B	18.36	21.76	5.57	3.05	0.548	0.918	3.120	14.228		0.826	
	C-C	18.36	21.76	5.57	3.05	0.548	0.918	3.120	14.228		0.826	
	D-D	18.36	21.76	5.57	3.05	0.548	0.918	3.120	14.228		0.826	
	E-E	18.36	21.76	5.57	3.05	0.548	0.918	2.808	13.916		0.845	
	F-F	18.36	21.76	5.57	3.05	0.548	0.918	2.808	13.916		0.845	
2	A-A	21.76	24.82	5.57	3.05	0.636	1.049	3.211	11.107	7394.49	0.666	3.994
	B-B	21.76	24.82	5.57	3.05	0.636	1.049	3.211	11.107		0.666	
	C-C	21.76	24.82	5.57	3.05	0.636	1.049	3.211	11.107		0.666	
	D-D	21.76	24.82	5.57	3.05	0.636	1.049	3.211	11.107		0.666	
	E-E	21.76	24.82	5.57	3.05	0.636	1.049	3.211	11.107		0.666	
	F-F	21.76	24.82	5.57	3.05	0.636	1.049	3.211	11.107		0.666	
1	A-A	24.82	27.88	5.57	3.05	0.720	1.186	3.629	7.896	3839.78	0.486	2.918
	B-B	24.82	27.88	5.57	3.05	0.720	1.186	3.629	7.896		0.486	
	C-C	24.82	27.88	5.57	3.05	0.720	1.186	3.629	7.896		0.486	
	D-D	24.82	27.88	5.57	3.05	0.720	1.186	3.629	7.896		0.486	
	E-E	24.82	27.88	5.57	3.05	0.720	1.186	3.629	7.896		0.486	
	F-F	24.82	27.88	5.57	3.05	0.720	1.186	3.629	7.896		0.486	
RDC	A-A	27.88	31.96	4.18	3.05	0.817	1.046	4.267	4.267	1321.53	0.000	0.310
	B-B	27.88	31.96	4.18	3.05	0.817	1.046	4.267	4.267		0.000	
	C-C	27.88	31.96	4.18	3.05	0.817	1.046	4.267	4.267		0.000	
	D-D	27.88	31.96	4.18	3.05	0.817	1.046	4.267	4.267		0.000	
	E-E	27.88	31.96	4.18	3.05	0.817	1.046	4.267	4.267		0.000	
	F-F	27.88	31.96	4.18	3.05	0.817	1.046	4.267	4.267		0.310	

Ø Sens transversal :

Inertie fictive des portiques Transversaux

v	portique	M_{n+1}	M_n	$\Sigma K_{poteaux} \times 10^3$	$\Sigma K_{poutres} \times 10^3$	$E\theta_n \times 10^3$	$E\psi_n \times 10^3$	$E\Delta_i \times 10^3$	$\Sigma E\Delta_i \times 10^3$	EF_i	$I_{eiy} (m^4)$	$\Sigma I_{eiy} (m^4)$
	A-A	0	3.06	1.76	1.95	0.065	0.276	0.844	32.528	47026.002	1.446	12.513
	B-B	0	3.06	1.76	1.95	0.065	0.276	0.844	29.351		1.602	
	C-C	0	3.06	1.76	1.95	0.065	0.276	0.844	32.350		1.454	
	D-D	0	3.06	1.76	1.95	0.065	0.276	0.844	29.351		1.602	
	E-E	0	3.06	1.76	1.95	0.065	0.276	0.844	29.351		1.602	
	F-F	0	3.06	1.76	1.95	0.065	0.276	0.844	29.351		1.602	
	G-G	0	3.06	1.76	1.95	0.065	0.276	0.844	29.351		1.602	
	H-H	0	3.06	1.76	1.95	0.065	0.276	0.844	29.351		1.602	
	A-A	3.06	6.12	1.76	1.95	0.196	0.551	1.687	31.684	40817.04	1.288	11.175
	B-B	3.06	6.12	1.76	1.95	0.196	0.551	1.687	28.507		1.432	
	C-C	3.06	6.12	1.76	1.95	0.196	0.551	1.687	31.507		1.296	
	D-D	3.06	6.12	1.76	1.95	0.196	0.551	1.687	28.507		1.432	
	E-E	3.06	6.12	1.76	1.95	0.196	0.551	1.687	28.507		1.432	
	F-F	3.06	6.12	1.76	1.95	0.196	0.551	1.687	28.507		1.432	
	G-G	3.06	6.12	1.76	1.95	0.196	0.551	1.687	28.507		1.432	
	H-H	3.06	6.12	1.76	1.95	0.196	0.551	1.687	28.507		1.432	
	A-A	6.12	9.18	1.76	1.95	0.327	0.827	2.531	29.997	34640.760	1.155	10.066
	B-B	6.12	9.18	1.76	1.95	0.327	0.827	2.531	26.820		1.292	
	C-C	6.12	9.18	1.76	1.95	0.327	0.827	2.531	29.820		1.162	
	D-D	6.12	9.18	1.76	1.95	0.327	0.827	2.531	26.820		1.292	
	E-E	6.12	9.18	1.76	1.95	0.327	0.827	2.531	26.820		1.292	
	F-F	6.12	9.18	1.76	1.95	0.327	0.827	2.531	26.820		1.292	
	G-G	6.12	9.18	1.76	1.95	0.327	0.827	2.531	26.820		1.292	
	H-H	6.12	9.18	1.76	1.95	0.327	0.827	2.531	26.820		1.292	
	A-A	9.18	12.24	3.27	1.95	0.458	0.835	2.555	27.466	28556.707	1.040	9.391
	B-B	9.18	12.24	3.27	1.95	0.458	0.835	2.555	24.290		1.176	
	C-C	9.18	12.24	3.27	1.95	0.458	0.835	2.555	27.289		1.046	
	D-D	9.18	12.24	3.27	1.95	0.458	0.835	2.555	24.290		1.176	
	E-E	9.18	12.24	3.27	1.95	0.458	0.835	2.555	24.290		1.426	
	F-F	9.18	12.24	3.27	1.95	0.458	0.835	2.555	24.290		1.176	
	G-G	9.18	12.24	3.27	1.95	0.458	0.835	2.555	24.290		1.176	

H-H	9.18	12.24	3.27	1.95	0.458	0.835	2.555	24.290		1.176	
A-A	12.24	15.3	3.27	1.95	0.588	1.044	3.371	24.911		0.909	
B-B	12.24	15.3	3.27	1.95	0.588	1.044	3.194	21.735		1.042	
C-C	12.24	15.3	3.27	1.95	0.588	1.044	3.194	24.734		0.916	
D-D	12.24	15.3	3.27	1.95	0.588	1.044	3.194	21.735		1.042	
E-E	12.24	15.3	3.27	1.95	0.588	1.044	3.194	21.735		1.042	
F-F	12.24	15.3	3.27	1.95	0.588	1.044	3.194	21.735		1.042	
G-G	12.24	15.3	3.27	1.95	0.588	1.044	3.194	21.735		1.042	
H-H	12.24	15.3	3.27	1.95	0.588	1.044	3.194	21.735	22649.11	1.042	8.077
A-A	15.3	18.36	3.27	1.95	0.719	1.256	3.844	21.540		0.791	
B-B	15.3	18.36	3.27	1.95	0.719	1.256	3.844	18.541		0.919	
C-C	15.3	18.36	3.27	1.95	0.719	1.256	3.844	21.540		0.791	
D-D	15.3	18.36	3.27	1.95	0.719	1.256	3.844	18.541		0.919	
E-E	15.3	18.36	3.27	1.95	0.719	1.256	3.844	18.541		0.919	
F-F	15.3	18.36	3.27	1.95	0.719	1.256	3.844	18.541		0.919	
G-G	15.3	18.36	3.27	1.95	0.719	1.256	3.844	18.541		0.919	
H-H	15.3	18.36	3.27	1.95	0.719	1.256	3.844	18.541	17031.75	0.919	7.093
A-A	18.36	21.76	5.57	1.95	0.857	1.252	3.831	17.696		0.664	
B-B	18.36	21.76	5.57	1.95	0.857	1.252	3.831	14.697		0.800	
C-C	18.36	21.76	5.57	1.95	0.857	1.252	3.831	17.696		0.664	
D-D	18.36	21.76	5.57	1.95	0.857	1.252	3.831	14.697		0.800	
E-E	18.36	21.76	5.57	1.95	0.857	1.252	3.831	14.697		0.800	
F-F	18.36	21.76	5.57	1.95	0.857	1.252	3.831	14.697		0.800	
G-G	18.36	21.76	5.57	1.95	0.857	1.252	3.831	14.697		0.800	
H-H	18.36	21.76	5.57	1.95	0.857	1.252	3.831	14.697	11756.09	0.800	6.128
A-A	21.76	24.82	5.57	1.95	0.995	0.869	2.659	13.866		0.533	
B-B	21.76	24.82	5.57	1.95	0.995	0.869	2.659	10.866		0.680	
C-C	21.76	24.82	5.57	1.95	0.995	0.869	2.659	13.866		0.533	
D-D	21.76	24.82	5.57	1.95	0.995	0.869	2.659	10.866		0.680	
E-E	21.76	24.82	5.57	1.95	0.995	0.869	2.659	10.866		0.680	
F-F	21.76	24.82	5.57	1.95	0.995	0.869	2.659	10.866		0.680	
G-G	21.76	24.82	5.57	1.95	0.995	0.869	2.659	10.866		0.680	
H-H	21.76	24.82	5.57	1.95	0.995	0.869	2.659	10.866	7394.49	0.680	5.150
A-A	24.82	27.88	5.57	1.95	1.126	0.980	2.999	11.207		0.343	
B-B	24.82	27.88	5.57	1.95	1.126	0.980	2.999	8.207		0.468	
C-C	24.82	27.88	5.57	1.95	1.126	0.980	2.999	8.207		0.468	
D-D	24.82	27.88	5.57	1.95	1.126	0.980	2.999	8.207	3839.79	0.468	3.618

C	E-E	24.82	27.88	5.57	1.95	1.126	0.980	2.999	8.207	1321.53	0.468
	F-F	24.82	27.88	5.57	1.95	1.126	0.980	2.999	8.207		0.468
	G-G	24.82	27.88	5.57	1.95	1.126	0.980	2.999	8.207		0.468
	H-H	24.82	27.88	5.57	1.95	1.126	0.980	2.999	8.207		0.468
	A-A	27.88	31.96	4.18	1.95	1.279	1.276	5.208	5.208		0.254
	B-B	27.88	31.96	4.18	1.95	1.279	1.276	5.208	5.208		0.254
	C-C	27.88	31.96	4.18	1.95	1.279	1.276	5.208	5.208		0.254
	D-D	27.88	31.96	4.18	1.95	1.279	1.276	5.208	5.208		0.254
	E-E	27.88	31.96	4.18	1.95	1.279	1.276	5.208	5.208		0.254
	F-F	27.88	31.96	4.18	1.95	1.279	1.276	5.208	5.208		0.254
	G-G	27.88	31.96	4.18	1.95	1.279	1.276	5.208	5.208		0.254
	H-H	27.88	31.96	4.18	1.95	1.279	1.276	5.208	5.208		0.254
	2.030										

VI-2-4) Inerties moyennes des portiques :

Tableau IV-6) Inertie moyennes sens longitudinal :

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Iey (m ⁴)	10.961	9.779	8.790	7.952	6.944	5.997	4.995	3.994	2.918	0.301
Imoy	6.262%									

Tableau I-7) Inertie moyennes sens transversal :

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Iey (m ⁴)	12.513	11.175	10.066	9.398	8.077	7.093	6.128	5.150	3.618	2.030
Imoy	7.52%									

V-2-5) Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

Tableau IV-8) pourcentage des inerties sens longitudinal

	Imoy par niveau (m ⁴)	% de participation
Portique	6.262	53.77%

Voile	5.384	46.23%
Somme	11.646	100 %

Tableau I-9) pourcentage des inerties sens transversal :

	Imoy par niveau (m⁴)	% de participation
Portique	7.52	45.10%
Voile	9.152	54.89%
Somme	16.672	100 %

✓ Conclusion :

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens Transversal que longitudinal.

§ Du fait que l'inertie des portiques dépasse les **25 %** (tel que prévu par le RPA) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **un Contreventement mixte avec interaction voile-portique** dans les deux sens principaux.

§ D'où le coefficient de comportement **R = 5 (tableau 4.3. RPA 99 révisé 2003)**.

✓ Rappel :

Pour concevoir une structure contreventée par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles, le RPA recommande ce qui suit :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20 %** des sollicitations dues aux charges verticales ;
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux ;
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins **25 %** de l'effort tranchant d'étage.

VI.1 Introduction

- Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que 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

VI.2 Caractéristique de la structure

Ü Evaluation du poids de la poutre

Notre ouvrage est considéré comme étant un bâtiment à usage d'habitation, bureautique est commerciale ou assimilés. Le poids propre de la structure doit comprendre la totalité des charges permanent et 20% des charges d'exploitations ; RPA 4.5 2003..... [1]

VI.3 Vérification de la période

Estimation de la période fondamentale de la structure

Ø La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

Ø La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 ———> du RPA2003.... [1]

$C_T=0.05$.

Remarque

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

$$T = 0,05 \times 31,62^{3/4} = 0,667 \text{sec}$$

D'où : $T = 1,3 \times 0,667 = 0,86 \geq T_{\text{etaps}} = 0,78 \text{ [s]} \dots \dots \dots$ (Condition vérifiée).

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	0.781822	69.3131	0.0001	0	69.3131	0.0001	0	0.0001	98.3789	0.0099
2	0.761649	0.0001	67.8535	0	69.3132	67.8536	0	97.8892	0.0001	0.0025
3	0.596944	0.0092	0.0024	0	69.3223	67.856	0	0.0034	0.0142	67.798
4	0.187887	17.8296	0	0	87.152	67.856	0	0	1.2225	0.0128
5	0.164802	0	19.5333	0	87.152	87.3893	0	1.7492	0	0.008
6	0.131797	0.02	0.0008	0	87.172	87.39	0	0.0001	0.0018	20.2176
7	0.081344	6.3859	0	0	93.5579	87.39	0	0	0.2843	0.0157
8	0.069064	0	6.8356	0	93.5579	94.2257	0	0.2775	0	0.0004
9	0.057941	0.0286	0.0004	0	93.5865	94.2261	0	0	0.0008	6.6209
10	0.048029	3.0671	0	0	96.6537	94.2261	0	0	0.0574	0.0314
11	0.040717	0	3.1044	0	96.6537	97.3305	0	0.0546	0	0.003
12	0.035802	0.037	0.0004	0	96.6907	97.3309	0	0	0.0005	2.8263

Tableau : périodes et participations massiques

- La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le mode 8.

6.4 Vérification de l'effort tranchant à la base

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

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

- A = 0.15.
- R = 5 (structure mixte avec interaction).
- W=45097.208.
- D = 1.40 (facteur d'amplification dynamique)

	SelfMass	SelfWeight	TotalMassX	TotalMassY	TotalMassZ
ALL	0	45097.208	6074.9593	6074.9593	0

Ø Coefficient d'accélération de zone (A)

Le coefficient A est donné par le tableau 4-1-RPA 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

A = 0.15 (groupe d'usage 2, zone IIa)..... [1]

Ø Coefficient de comportement global de la structure (R)

Le coefficient R est donné par le tableau (4.3 RPA 2003)..... [1] en système de contreventement mixte (portiques/voiles avec interaction), dans notre cas :
R=5

Ø Facteur d'amplification moyen D

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

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

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99 ver 2003)..... [1]

Site 3 \longrightarrow $T_2=0.5$ [s] (Site meuble)

h : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

ζ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux.

Voiles ou murs : remplissages en Béton armé/ maçonnerie $\Rightarrow \zeta = 10\%$.

$$h = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 > 0,7 \text{ vérifiée.}$$

Ø Facteur de qualité (Q)

P_q : pénalité à retenir selon la satisfaction au non dU critère de qualité, sa valeur est donné par le tableau suivant :

Calcul de 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 :

✓ Tableau donnant les critères de qualités :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

Sens x-x :

Critère q	Observé (oui ou non)	P_q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Oui	0,00
4- Régularité en élévation	Oui	0,00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	non	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	non	0,10

Sens y-y :

Critère q	Observé (oui ou non)	P_q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en plan	non	0,05
4- Régularité en élévation	Oui	0,00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	non	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	non	0,10

On aura : $Q_x = 1,15$ et $Q_y = 1,20$, selon le RPA, on prend la valeur la plus pénalisante :

MSE (RPA2003)	sensX		sensY	
Coefficient	A	0.15	A	0.15
	D	1.40	D	1.40
	Q	1.15	Q	1.20
	R	3.5	R	3.5
Forces sismiques V(Kn)	3111.70		3246.99	

Ø Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA 2003 Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ;calculée par ETABS ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par *la méthode statique équivalente V_{max}* pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ($V_t > 0.80 V$)

- Si $V_t < 0.80 V_{max}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

Forces sismiques KN				Vérification	
MSE (V_{max})		ETABS(V_t)		V_t/V	
		Ex	Ey	X	Y
X	Y	X	Y	>0.80	>0.80
3111.70	3246.99	4704.32	4742.58	CV	CV

Tableau : Vérification de la résultante des forces sismiques

✓ Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :

Story	MASSE		Centre de masse (m)		Centre de torsion (m)		exsentricité		Exsentricité accidentelle
	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	
STORY1	647.4074	647.4074	13.132	11.333	13.1	11.377	0.032	-0.044	1.33
STORY2	608.0501	608.0501	13.134	11.346	13.1	11.571	0.034	-0.225	
STORY3	608.0501	608.0501	13.134	11.346	13.1	11.595	0.034	-0.249	
STORY4	601.0294	601.0294	13.134	11.345	13.1	11.568	0.034	-0.223	
STORY5	594.8576	594.8576	13.134	11.345	13.099	11.534	0.035	-0.189	
STORY6	594.8576	594.8576	13.134	11.345	13.099	11.503	0.035	-0.158	
STORY7	588.7729	588.7729	13.135	11.345	13.099	11.477	0.036	-0.132	
STORY8	583.5372	583.5372	13.135	11.344	13.099	11.457	0.036	-0.113	
STORY9	583.5372	583.5372	13.135	11.344	13.099	11.440	0.036	-0.096	
STORY10	549.5116	549.5116	13.143	11.385	13.099	11.433	0.044	-0.048	
La condition est vérifié									

Tableau 5.3 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

l'excentricité :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides Dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a 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 de part et d'autre du centre de torsion).
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle: (RPA 2003 Art 4.2.7)

Le RPA dicte que : $e_x = e_y = 0.05 \times 26.60 = 1.33 \text{ m}$

5.9.7) Vérification des déplacements :

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 2003 article 5.10].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

1- Déplacement maximal :

- ✓ Sens transversal :

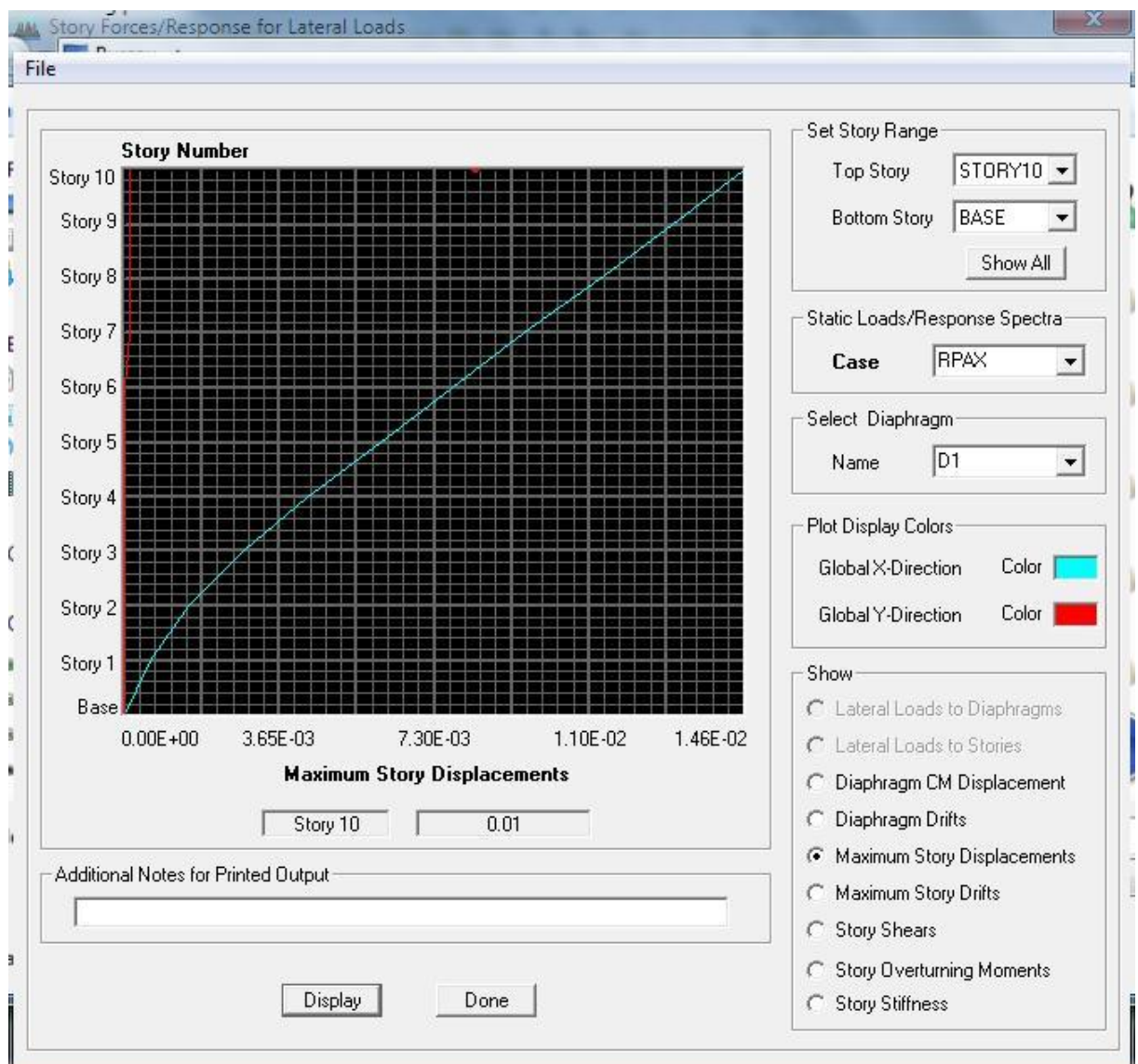


Fig : Vérification des déplacements selon Ex.

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

f : La flèche admissible.

Ht : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0.01 \leq f = 0.063 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

▼ Sens longitudinal :

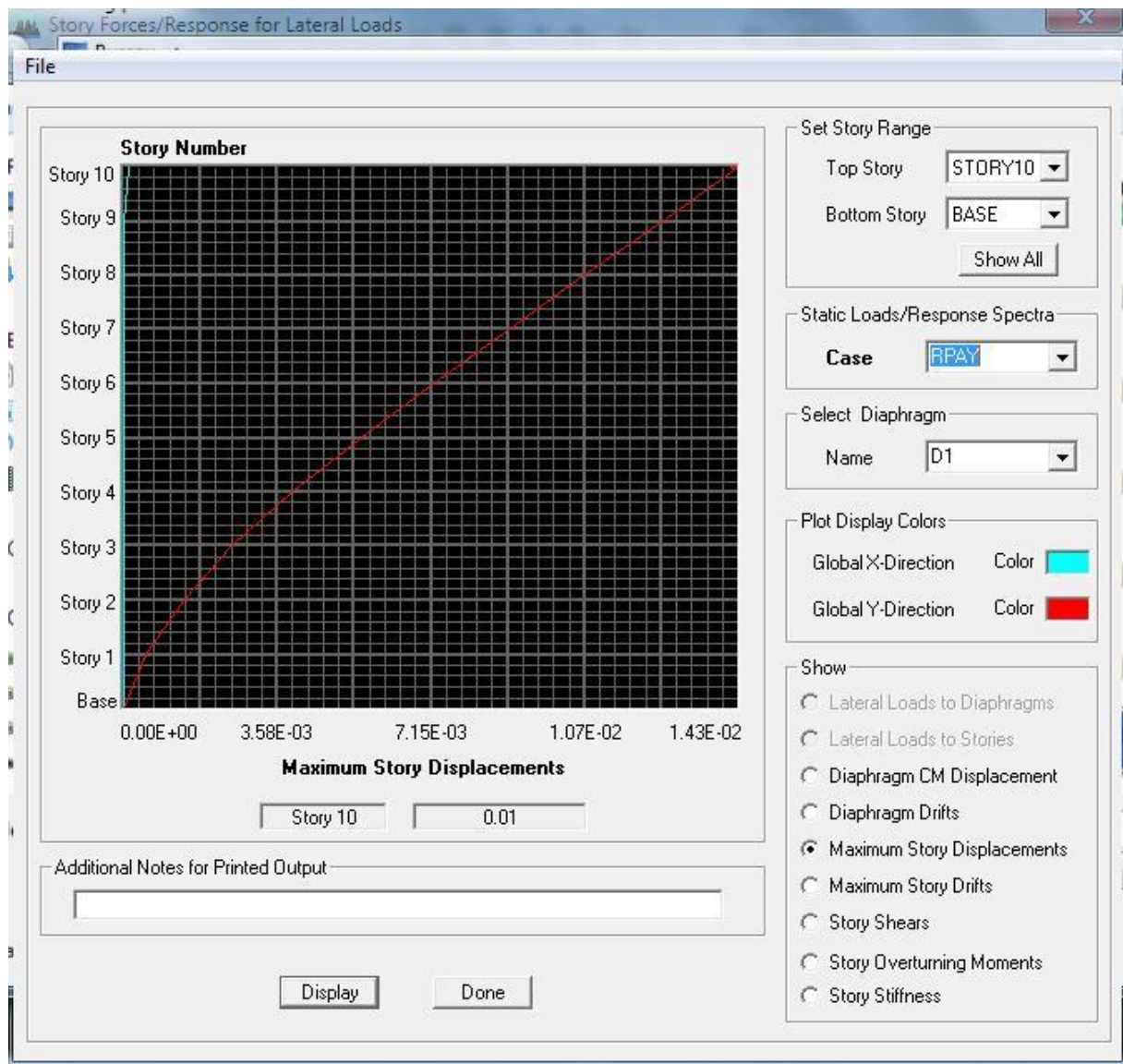


Fig.5.27 :Vérification des déplacements selon Ey.

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

f : La flèche admissible.

H_t : La hauteur totale du bâtiment.

$\delta_{max} = 0.01 \leq f = 0.063$Condition vérifié

2- 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.

Ø Le déplacement horizontal : à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

D'après le RPA 99 (Art 4.4.3) : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

Avec : δ_k : déplacement du aux forces sismique.F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Niveau (m)	δ_x (m)	δ_y (m)	Δ_{kx} (m)	Δ_{ky} (m)	1% _{xh} (m)	Obs.
10	0.0239	0.0233	0.0027	0.0028	0.0306	vérifiée
9	0.0212	0.0205	0.0028	0.0029	0.0306	vérifiée
8	0.0184	0.0176	0.0029	0.003	0.0306	vérifiée
7	0.0155	0.0146	0.0028	0.0028	0.0306	vérifiée
6	0.0127	0.0118	0.0029	0.0028	0.0306	vérifiée
5	0.0098	0.009	0.0027	0.0026	0.0306	vérifiée
4	0.0071	0.0064	0.0023	0.0023	0.0306	vérifiée
3	0.0046	0.0041	0.0021	0.0019	0.0306	vérifiée
2	0.0025	0.0022	0.0009	0.0014	0.0306	vérifiée
1	0.0009	0.0008	0.0016	0.0008	0.0408	vérifiée

Tableau : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey

Remarque :

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse).

VI.6 Vérification de l'effet P-Delta

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K}$$

D'où : $\theta_K \leq 0.1 \Rightarrow$ effet P-Delta peut être négligé

Si non ::

$0.1 \leq \theta_K \leq 0.2 \Rightarrow$ Amplifiant les effets de l'action sismique par $1 / (1 - q_K)$

$\theta_K \geq 0,2 \Rightarrow$ Structure instable et doit être redimensionnée.

- Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre (ou effet P- Δ)

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

Niveau	P(KN)	Sens x-x			Sens y-y		
		D _K (cm)	V _K ×H _K	q _x	D _K (cm)	V _K ×H _K	q _y
1	1970.8	0.20	9787.20	4. 10 ⁻⁴	0.20	9306	4. 10 ⁻⁴
2	1663.42	1.45	13501.5	1,8.10 ⁻³	0.75	12987.4	9.10 ⁻⁴
3	1498.40	0.85	8448.21	1,4.10 ⁻³	0.80	8200.99	9.10 ⁻⁴
4	1308.18	0.95	7919.45	1,5. 10 ⁻³	0.95	7710.90	1.10 ⁻³
5	1121.12	1.05	7328.97	1,5. 10 ⁻³	1.05	7128.17	1.10 ⁻³
6	1035.40	1.10	6614.30	1,4.10 ⁻³	1.05	6435.04	1.10 ⁻³
7	852.90	1.10	5808.25	1,2. 10 ⁻³	1.10	5671.52	1.10 ⁻³

8	571.68	1.10	4990.54	$1,8 \cdot 10^{-3}$	1.00	4814.80	$9 \cdot 10^{-4}$
9	390.67	1.10	4065.19	$1 \cdot 10^{-3}$	1.00	3795.38	$7 \cdot 10^{-4}$
10	236.34	1.15	3218.27	$5 \cdot 10^{-4}$	0.90	2754.06	$4 \cdot 10^{-4}$
11	136.34	1.2	3118.27	$3 \cdot 10^{-4}$	0.90	2754.06	$2 \cdot 10^{-4}$

Les effets du second ordre peuvent être négligés

VI.7 Justification vis à vis des déformations

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Cette condition a déjà été vérifiée dans le chapitre précédent

✓ Conclusion

Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage de la structure.

▼ Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans le sens le plus défavorable, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$\begin{array}{lcl}
 1.35G + 1.5Q & \longrightarrow & ELU \\
 G + Q & \longrightarrow & ELS \\
 \left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{array} \right\} & \longrightarrow & RPA99 \text{ révisé } 2003
 \end{array}$$

Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle :

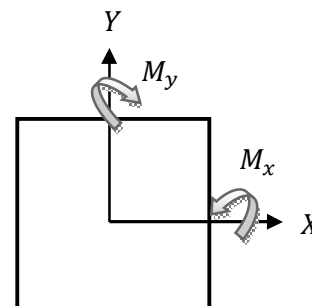
Situation :	F_e (MPa)	f_{c28} (Mpa)	γ_b	γ_s	f_{bu} (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	400	25	1.5	1.15	14.2	348
Accidentelle	400	25	1.15	1	18.48	400

Tableau VII.1

- Ø Les armatures seront calculées suivants les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte de trois types de sollicitations :
- Ä Effort normal maximal et moment correspondant. Nmax - Mcorr
- Ä Effort normal minimal et moment correspondant. Nmin - Mcorr
- Ä Moment fléchissant maximal et effort normal correspondant. Mmax – Ncorr

M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal

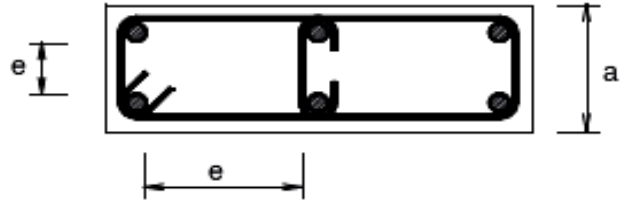
M_y : moment du poteau dans le sens transversal



Recommandation du RPA 2003VI-1 Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 (zone IIa),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement.
- Les jonctions par recouvrement doit être si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Ø Pourcentage minimal :

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.8%** de la section du béton :

Poteaux 40x40 : = 12.8 cm²

Poteaux 35x35 : = 9.8 cm²

Poteaux 30x30 : = 7.2 cm²

Ø Pourcentage maximal :

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

a) Zone courante :

Poteaux 40x40 : = 0.04(40x40)=64 cm².

Poteaux 35x35 : =0.04(35x35)= 49 cm².

Poteaux 30x30 : = 0.04(30x30)= 36 cm².

b) Zone de recouvrement :

Poteaux 40x40 : = 0.06(40x40)=96cm².

Poteaux 35x35 : = 0.06(35x35)=73.5 cm².

Poteaux 30x30 : = 0.06(30x30)=54 cm².

VI-2 Armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures

Longitudinales.

Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

Positionner les armatures longitudinales

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante : (RPA 99 révisé 2003 / Art 7.4.2.2)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales ; $f_e = 400$ [MPa].

A_t : Armatures transversales.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 2.50 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

S_t : Espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(10\emptyset, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodal.} \\ S_t \leq 15 \emptyset \text{ en zone courante.} \end{array} \right.$$

Avec \emptyset : diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

La quantité d'armatures transversales minimale :

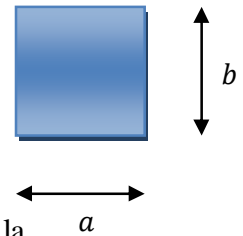
$\frac{A_t}{b \cdot S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Par interpolation entre les valeurs précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

Calcul d'élanement géométrique :

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 Ø minimum

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$



Avec : « a » et « b » représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

VI-3 Calcul du ferrailage à L'ELU :

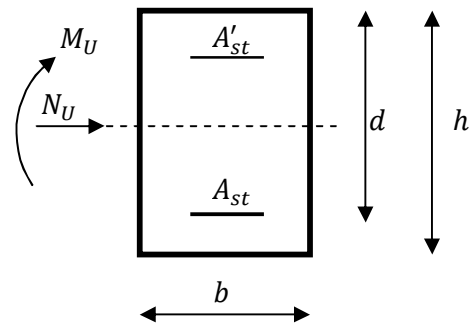
VI-3-1 Les armatures longitudinales :

VI-3-1-1 Exposé de la méthode de calcul à l'ELU:

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Ä Section partiellement comprimée (SPC).
- Ä Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$



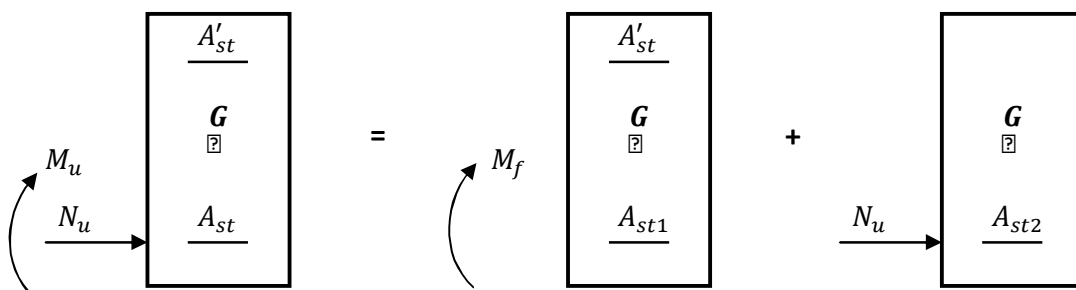
a) Section partiellement comprimée : (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{aligned} e = \frac{M_u}{N_u} &\geq \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ (d - c')N_u - M_f &\leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \end{aligned} \right.$$

Avec : M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

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



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

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$\mu \leq \mu_l = 0.392 \implies$ la section est simplement armée (SSA) $\implies \beta$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \quad ; \quad A' = 0$$

D'ou la section réelle est : $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$ si l'effort est négatif.

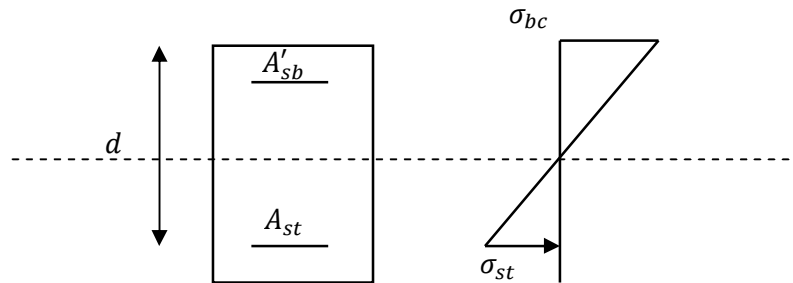
Si A_{st} est négative $A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}, 0, 23bh \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$

- Si : $\mu > \mu_l = 0.392 \implies$ la section est doublement armée (SDA).

On calcul:

$$M_r = \mu_l bd^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d'armature est $A'_{st} = A'$, $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

b) Section entièrement comprimée : (SEC)

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u(d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

Il y a deux cas possible de ferrailage, après vérification de la condition ci-dessus :

1^{er} Cas : S.S.A (Section Simplement Armée) :

Ø Si : $N_u(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \implies A'_{st} \neq 0 ; A_{st} = 0$

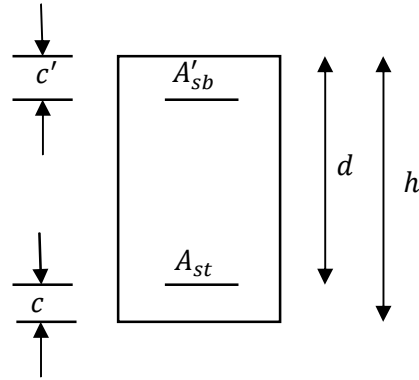
Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}} ; A_{st} = 0$$

Avec :
$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100M_u}{100bh^2f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

2^{eme} Cas : S.D.A (Section Doublement Armée) :

Ø Si : $N_u(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$



Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{M_u - (d - 0.5h)bf_{bu}}{(d - c')\sigma_{st}} ; A_{st} = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_{st}} - A'_{st}$$

Ø Si : $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera a l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - Bf_{bu}}{\sigma_{st}}$

Avec B : Aire de la section du béton seul

σ_{st} : Contrainte de l'acier

Remarque :

Nous allons ferrailer par zone ; car on a constate qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

Zone I : RDC, 1^{er}, 2^{eme}, 3^{eme} étage.

Zone II : 4^{eme}, 5^{eme}, 6^{eme} étage.

Zone III : 7^{eme}, 8^{eme}, 9^{eme} étage.

Calcul du ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique a l'aide du

Logiciel « SOCOTEC ». Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)		Obs :	As (cm ²)	As' (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adpt} (cm ²)	Ferraillag
		M _{3corr}	M _{2corr}						
Zone I (40x40)	N _{max} = -1704.72	M _{3corr} = -1.641	M _{2corr} = -2.772	SEC	0	0	12.8	16.08	8HA16
	N _{min} = -201.81	M _{3corr} = 47.579	M _{2corr} = 5.877	SPC	0	1.11	12.8		
	N _{corr} = -667.5	M _{max} = -65.432	M _{max} = -46.88	SEC	0	0	12.8		
Zone II (35x35)	N _{max} = -938.9	M _{3corr} = 2.772	M _{2corr} = -10.98	SEC	0	0	9.8	14.2	4HA16+ 4HA14
	N _{min} = -115.27	M _{3corr} = 43.114	M _{2corr} = 6.443	SPC	0	3.05	9.8		
	N _{corr} = -426.68	M _{max} = -58.529	M _{max} = -48.444	SEC	0	0	9.8		
Zone III (30x30)	N _{max} = -464.55	M _{3corr} = 5.977	M _{2corr} = -11.88	SEC	0.6 8	0	7.2	12.32	8HA14
	N _{min} = -35.53	M _{3corr} = 29.294	M _{2corr} = 1.97	SPC	0	0	7.2		
	N _{corr} = -118.21	M _{max} = -45.214	M _{max} = -40.199	SPC	3.5 1	4.56	7.2		

Tableau VI.1 : Ferrailage des poteaux a l'ELU suivant les deux sens

Ä Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures

As (min) correspondante recommandée par le règlement « RPA.99-V 2003 » en zone IIa.

VI-3-2 Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.
- Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

a) **Diamètre des armatures transversales :**

D'après le **BAEL99** Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures

longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{max} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \text{ soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_L^{max} : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en HA8

Donc $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

b) Espacements des armatures transversales: (ART 7.4.2.2 RPA 2003)

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale** : $S_t \leq \min(10\phi_L^{min}; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$
Nous adoptons : $S_t = 10 \text{ cm}$.
- **Dans la zone courante** : $S_t \leq 15 \phi_L^{min} = 18 \text{ cm}$
Nous adoptons $S_t = 15 \text{ cm}$.

Avec : $\phi_L = 12 \text{ mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

Û Vérification de la quantité d'armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$

Calcul de λ_g et de $A_{t \min}$:

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7L_0}{a}$$

Si : $\lambda_g \geq 5$ 0.3% (RPA .4.2.2)

$\lambda_g \leq 3$ 0.8%

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau. $L_f = 0.707 \times l_0$

a : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Poteaux (40x40) :

pour le cas le plus défavorable : RDC=4.08m

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.707L_0}{a} = \frac{2.85}{0.4} = 7.21 \longrightarrow \lambda_g > 5 \longrightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.3\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_{tmin} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_{tmin} = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Poteaux (35x 35) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.707L_0}{a} = \frac{2.16}{0.35} = 6.18 \longrightarrow \lambda_g > 5 \longrightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.3\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_{tmin} = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_{tmin} = 0.003 \times 35 \times 15 = 1.575 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Poteaux (30x 30) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7L_0}{a} = \frac{2.16}{0.30} = 6.18 \longrightarrow \lambda_g > 5 \longrightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.3\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_{tmin} = 0.003 \times 30 \times 10 = 0.9 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_{tmin} = 0.003 \times 30 \times 15 = 1.35 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Conclusion : les armatures transversales des poteaux seront composées de :

2 cadres T8 soit $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.575 \text{ cm}^2$

▼ Délimitation de la zone nodale :

Selon le RPA 2003, la zone nodale est délimitée comme suit :

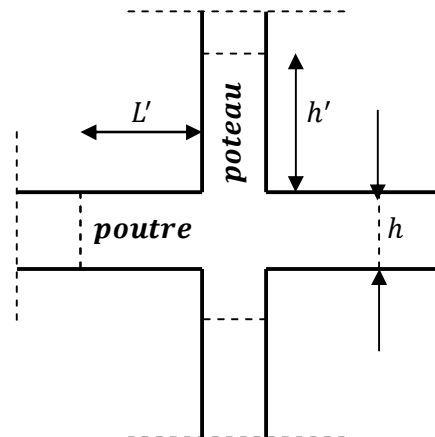
$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 44.33, 40, 40, 60 \} \text{ cm}$$

b_1 et h_1 : dimension du poteau

h_e : hauteur entre nue des poutres

On aura : $h' = 60 \text{ cm}$



Remarque

Les cadres d'armatures transversales doit être disposé a 5cm au plus du nu d'appui

VI-4 Vérifications à l'ELS :

La vérification de nos poteaux a l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$

a) Vérification des contraintes :

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

Ä L'état limite d'ouverture des fissures : Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

Ä La contrainte dans le béton :

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

Hypothèse de calcul :

Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \implies$ section entièrement comprimée.

Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \implies$ section entièrement comprimée.

Ä Vérification d'une section entièrement comprimée :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$$

• On calcule l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \times h + 15(A_s + A'_s)$$

• On détermine la position de centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

• $X_G = 15 \frac{A'_s(0.5h-d') - A_s(d-0.5 \times h)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)}$ On calcule l'inertie de la section homogène totale

• On calcule l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{bh^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15[A'_s \times (0.5 \times h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0.5 \times h - X_G)^2]$$

D'où les contraintes dans le béton :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure.}$$

Remarque :

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

§ on vérifie que : $\max(\sigma_{sup}, \overline{\sigma}_{inf}) \leq \sigma_{bc}$

Ä Vérification d'une section partiellement comprimée :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$$

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

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec :

y_1 : la distance entre l'axe neutre a l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : la distance entre l'axe neutre a l'ELS et le centre de pression C_P .

l_c : la distance entre le centre de pression C_P et la fibre la plus comprimée.

y_2 :est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + P \cdot y_2 + q = 0$

Avec :

- $l_c = \frac{h}{2} - e_s$ et $e_s = \frac{M_s}{N_s}$
- $p = -3 \times l_c^2 - 6 \cdot n \cdot \overline{A}_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \cdot n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$
- $q = -2 \times l_c^3 - 6 \cdot n \cdot \overline{A}_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \cdot n \cdot A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$

pour la résolution de l'équation , on calcul Δ :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

- Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$, $= \sqrt[3]{t}$, $y_2 = u - \frac{p}{3u}$
- Si $\Delta \leq 0$: l'équation admet trois racines

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3}\right) , \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) , \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

avec :

$$a = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{2}}\right) , \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l < h \quad \text{Donc : } y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s \cdot (y_1 - c')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Puis on fait la vérification Le tableau qui suit résume tous les résultats de calcul :

Zone	Effort normal [KN]	Moment [KN.m]	e_s [m]	$\frac{h}{6}$ [m]	Obs	$\sigma_{st\ sup}$ [Mpa]	$\sigma_{st\ inf}$ [Mpa]	$\overline{\sigma}_s$ [Mpa]	$\sigma_{bc\ sup}$ [Mpa]	$\sigma_{bc\ inf}$ [Mpa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	Obs
III	Nmin= -64.35	Mcor = -8.673	0,13	0,05	SPC	19.5	18.5		1.3	1.2		vér
	Nmax = -340.01	Mcor=-8.008	0.023	0.05	SEC	99.0	135.1	400	6.4	9.2	15	vér
	Ncor= -116.01	Mmax=-16.749	0.14	0.05	SPC	152.4	49.4		10.6	2.8		vér
II	Nmin= -255.92	Mcor = -2.804	0,011	0,058	SEC	32.4	148.0		1.5	10.50		vér
	Nmax = -686.49	Mcor=-8.008	0.11	0,058	SEC	12.4	13.6	400	0.8	0.9	15	vér
	Ncor= -410.64	Mmax=-15.745	0,038	0,058	SEC	131.6	32.2		9.7	0.0		vér
I	Nmin= -502.46	Mcor = -2.43	0.0048	0,066	SEC	1.1	2		0.1	0.1		vér
	Nmax = -1244.7	Mcor=-2.003	0.0016	0,066	SEC	58.1	139.1	400	0	10.6	15	vér
	Ncor= -844.37	Mmax=-16.013	0,018	0,066	SEC	128.8	385.0		12	0		vér

Tableau VI.3 : Vérification de l'état limite de compression du béton à l'ELS.

b) Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455.d}{e_s - 0,185.d} . b.d$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants

Niveaux	N(KN)	M(KN.m)	e_s (cm)	d(cm)	b(cm)	A_{\min} (cm ²)	A_s (cm ²)	Obs
Zone III	Nmin= -64.35	Mcor = -8.673	0,13	27.5	30	2.45	12.32	Vérifiée
	Nmax = -340.01	Mcor=-8.008	0.023	27.5	30	2.44	12.32	Vérifiée
	Ncor= -116.01	Mmax=-16.749	0.14	27.5	30	2.47	12.32	Vérifiée
Zone II	Nmin= -255.92	Mcor = -2.804	0,011	32.5	35	3.37	14.2	Vérifiée
	Nmax = -686.49	Mcor=-8.008	0.11	32.5	35	3.36	14.2	Vérifiée
	Ncor= -410.64	Mmax=-15.745	0,038	32.5	35	3.41	14.2	Vérifiée
Zone I	Nmin= -502.46	Mcor = -2.43	0.0048	37.5	40	4.45	16.08	Vérifiée
	Nmax = -1244.7	Mcor=-2.003	0.0016	37.5	40	4.41	16.08	Vérifiée
	Ncor= -844.37	Mmax=-16.013	0,018	37.5	40	4.69	16.08	Vérifiée

Ferraillage des poutresIntroduction :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux .Elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux. Les poutres comportent des armatures longitudinales et transversales.

Le calcul de la section d'armature se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Situation	η_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	25	18.48	400	400

Ø Les combinaisons de calcul :

- $1.35G+1.5Q$ (ELU).
- $G + Q$ (ELS).
- $G + Q \pm E$ (RPA 99 révisé en 2003).
- $0.8G \pm E$ (RPA 99 révisé en 2003).

VII-1-1 Recommandation de RPA version 2003 :

▼ Armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est 0.5% en toute section :

Poutres principales PP : $A_{min} = 6 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires PS : $A_{min} = 5.25 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

- la longueur de recouvrement est de $40f$ (zone IIa).

Ø Poutres principales pp :

- Zone courante : $A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$.
- Zone de recouvrement : $A_{\max} = 72 \text{ cm}^2$.

Ø Poutre secondaire Ps :

- Zone courante : $A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$.
- Zone de recouvrement : $A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$

▼ Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times s_t \times b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$s_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12f_t\right) \dots\dots\dots \text{En zone nodale.}$$

$$s_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{En dehors de la zone nodale.}$$

Avec :

f Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VII-1-2 Etapas de calcul de ferrailage :

▼ Calcul du moment réduit (μ):

$$m_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Pour les Fe400

Si $m_b \leq m_l \Rightarrow$ Section simplement armée.

Si $m_b > m_l \Rightarrow$ Section doublement armée.

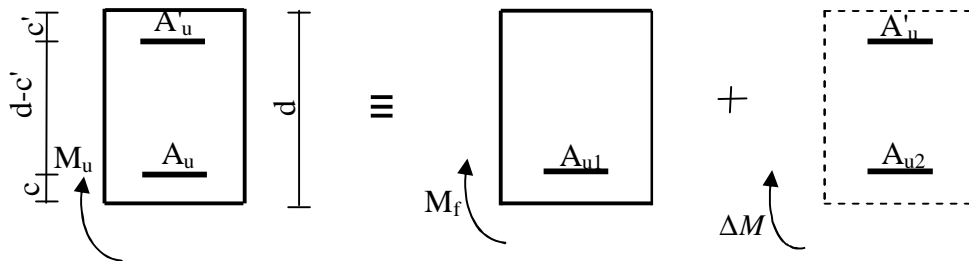
Ø Section sans armatures comprimées ($A'_u = 0$)

$$\text{Si } m_b < m_l = 0.392 \Rightarrow A_u = \frac{M_u}{b \times d \times S_s}$$

Ø Section avec armatures comprimées ($A'_u \neq 0$)

$$m_b > m_l = 0.392$$

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



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

A'_u : La section supérieure la plus comprimée.

$$M_u = M_f + \Delta M$$

$$M_f = m_l \times b \times d^2 \times f_{bc} \quad \text{et} \quad \Delta M = M_u - M_f$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_u = A_{u1} + A_{u2} = \frac{M_f}{b_l \times d \times S_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') S_{st}} \\ A'_u = \frac{\Delta M}{(d - c') S_s} \end{cases}$$

VII-2-3 Ferraillage des poutres :

Après avoir extrait les moments en utilisant ETABS, on va ferrailer avec le moment maximum que ce soit aux appuis ou bien en travées puis on adopte leur section de ferraillage.

VII-2-3-1 Etude des poutres secondaires PS:

▼ Ferrailage en travée :

Ferrailage des PS en travée							
Niveaux	M_{\max} (KN.m)	μ	Obs	A_s (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	Ferrailage	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)
ETG 9	27.823	0.063	SSA	2.59	5.25	3HA14	4.62
ETG 8	30.102	0.069	SSA	2.81	5.25	3HA14	4.62
ETG 7	27.424	0.062	SSA	2.55	5.25	3HA14	4.62
ETG 6	26.259	0.060	SSA	2.44	5.25	3HA14	4.62
ETG 5	24.817	0.056	SSA	2.30	5.25	3HA14	4.62
ETG 4	21.119	0.048	SSA	1.95	5.25	3HA14	4.62
ETG 3	20.133	0.046	SSA	1.85	5.25	3HA14	4.62
ETG 2	19.441	0.044	SSA	1.79	5.25	3HA14	4.62
ETG 1	19.091	0.043	SSA	1.76	5.25	3HA14	4.62
RDC	19.997	0.045	SSA	1.84	5.25	3HA14	4.62

Tableau VI-II-1: Ferrailage des poutres secondaire en travée.

▼ Ferrailage aux appuis :

Ferrailage des PS aux appuis							
Niveaux	M_{\max} (KN.m)	μ	Obs	A_s (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	Ferrailage	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)
ETG 9	40.149	0.092	SSA	3.80	5.25	3HA14	4.62
ETG 8	46.444	0.106	SSA	4.43	5.25	3HA14	4.62
ETG 7	43.818	0.100	SSA	4.16	5.25	3HA14	4.62
ETG 6	40.951	0.093	SSA	3.88	5.25	3HA14	4.62
ETG 5	39.043	0.089	SSA	3.69	5.25	3HA14	4.62
ETG 4	35.843	0.082	SSA	3.37	5.25	3HA14	4.62
ETG 3	31.881	0.073	SSA	2.98	5.25	3HA14	4.62
ETG 2	29.144	0.066	SSA	2.72	5.25	3HA14	4.62
ETG 1	25.663	0.058	SSA	2.38	5.25	3HA14	4.62
RDC	23.999	0.055	SSA	2.22	5.25	3HA14	4.62

Tableau VI-II-2: Ferrailage des poutres secondaires aux appuis

Conclusion :

Les poutres secondaires seront ferrillées comme suit :

- Du RDC jusqu'au 9^{ème} étage :

En travées : 3HA14.

Aux appuis: 3HA14 .

✓ Vérifications des sections minimales pour les poutres secondaires :

Ø condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section minimale des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b \times d \times f_t \times 28}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 32 \times 2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2 \quad A_s > A_{\min}.$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

Ø Exigences du RPA pour les aciers transversaux : (Art 7.5.2.1/RPA2003)

Le pourcentage total minimum des aciers transversaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

La section minimale adoptée est égale : 3HA14+3HA14= 9.24 cm², elle est supérieure aux sections minimales exigées par les règlements.

VI-2-3-2 Ferrailage des poutres principales PP:

▼ Ferrailage en travée :

Ferrailage des PP en travée							
Niveaux	M_{max} (KN.m)	μ	Obs	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferrailage	$A_{adoptée}$ (cm ²)
ETG 9	42.936	0.073	SSA	3.47	6	3HA14	4.62
ETG 8	39.433	0.067	SSA	3.18	6	3HA14	4.62
ETG 7	39.882	0.068	SSA	3.22	6	3HA14	4.62
ETG 6	39.767	0.068	SSA	3.21	6	3HA14	4.62
ETG 5	39.69	0.068	SSA	3.20	6	3HA14	4.62
ETG 4	39.741	0.068	SSA	3.20	6	3HA14	4.62
ETG 3	39.581	0.068	SSA	3.19	6	3HA14	4.62
ETG 2	39.442	0.068	SSA	3.18	6	3HA14	4.62
ETG 1	39.31	0.067	SSA	3.17	6	3HA14	4.62
RDC	43.202	0.074	SSA	3.5	6	3HA14	4.62

Tableau VI-2-3 : Ferrailage des poutres principales en travée.

▼ Ferrailage aux appuis :

Ferrailage des PP aux appuis							
Niveaux	M_{max} (KN.m)	μ	Obs	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferrailage	$A_{adoptée}$ (cm ²)
ETG 9	69.131	0.118	SSA	5.75	6	3HA14+2HA12	6.88
ETG 8	70.711	0.121	SSA	5.89	6	3HA14+2HA12	6.88
ETG 7	69.221	0.119	SSA	5.76	6	3HA14+2HA12	6.88
ETG 6	68.979	0.118	SSA	5.73	6	3HA14+2HA12	6.88
ETG 5	67.42	0.116	SSA	5.59	6	3HA14+2HA12	6.88
ETG 4	63.601	0.109	SSA	5.26	6	3HA14+2HA12	6.88
ETG 3	60.982	0.104	SSA	5.03	6	3HA14+2HA12	6.88
ETG 2	60.031	0.103	SSA	4.94	6	3HA14+2HA12	6.88
ETG 1	58.84	0.101	SSA	4.84	6	3HA14+2HA12	6.88
RDC	66.732	0.114	SSA	5.53	6	3HA14+2HA12	6.88

Tableau VI-2-4 : Ferrailage des poutres principales aux appuis.

Conclusion :

Les poutres secondaires seront ferrillées comme suit :

- Du RDC jusqu'au 9^{ème} étage :

En travée : 3HA14.

En appui : 3HA14.

Les poutres principales seront ferrillées comme suit :

En travée : 3HA14

En appui : 3HA14+2HA12

✓ Vérifications des sections minimales pour les poutres principales :

∅ condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 37 \times 2.1}{400} = \mathbf{1.34} \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A_s > A_{\min}.$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

✓ Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux : (Art 7.5.2.1/RPA2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

La section adoptée est égale à 10.65 cm², elle est supérieure à la section minimale exigée par le règlement.

VII-2-4 Vérification à L'ELU :

✓ Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentielles : (BAEL91.art A.5.1)

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchant est définie par :

$$t_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$$

Avec : T_U^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

Ø Poutres principales PP :

$$t_u = \frac{116.72 \times 10^3}{300 \times 370} = 1.43 \text{ MPa}$$

Ø Poutres secondaires PS :

$$t_u = \frac{41.73 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.43 \text{ MPa}$$

✓ Vérification de la contrainte tangentielle du béton (BAEL91.art A.5.1.21)

La fissuration étant peu nuisible, la contrainte τ_u doit vérifier la relation suivante :

$$\bar{t}_u \leq \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{g_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

Ø Poutres principales PP: $t_u = 1.43 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Ø Poutres secondaires PS : $t_u = 0.43 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

✓ Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (BAEL91 art 5.1.32) :

$$T_u \leq \bar{T}_U = 0.4 \times \left(\frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{g_b} \right)$$

• Poutre principale :

$$T_u = 116.72 \text{ KN} < \bar{T}_U = 0.4 \left(\frac{0.9 \times 37 \times 30 \times 2.5}{1.5} \right) = 666 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• Poutre secondaire :

$$T_u = 41.73 \text{ KN} < \bar{T}_U = 0.4 \left(\frac{0.9 \times 32 \times 30 \times 2.5}{1.5} \right) = 576 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

Ø Appuis de rive : (Art A5.1.312 / BAEL91)

On doit prolonger au delà du bord de l'appui côté travée et y ancrer une section d'armature suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

- Poutres principales PP :

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{v_u^{max}}{f_{su}} = \frac{116.72}{34.8} = 3.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adoptée}} = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

- Poutres secondaires PS

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{v_u^{max}}{f_{su}} = \frac{41.73}{34.8} = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adoptée}} = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Ø Appuis intermédiaires : (Art A 5.1, 32 / BAEL9) :

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0.9 V_u \times d$, on doit prolonger au delà du bord d'appui (cote travée) et y ancrer une section d'armatures supérieur à:

$$A_s \geq \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{1.15}{f_e}$$

Si : $\left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) < 0 \Rightarrow$ La vérification n'est pas nécessaire.

- Poutres principales PP :

$$\left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) = (116.72 - \frac{7071.1}{0.9 \times 37}) = -95.62 \text{ cm}^2 < 0$$

- Poutres secondaires PS :

$$\left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) = (41.73 - \frac{4644.4}{0.9 \times 33}) = -114.64 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc aucune vérification n'est nécessaire.

✓ Vérification de l'entraînement des barres : (BAEL91 art. A6.1.3)

On doit vérifier que : $t_{se} \leq \bar{t}_{se}$

$$\text{Avec : } t_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{t}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

D'où U_i : le périmètre des barres.

$\psi_s = 1.5$ pour les aciers à hautes adhérence.

$$\bar{t}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Ø Poutres principales PP :

Ø Aux appuis : 3HA14+2HA12 $\Rightarrow \sum U_i = (3 \times 1.4 + 2 \times 1.2) = 18.27 \text{ cm}$

$$t_{se} = \frac{116.72 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 182.7} = 1.91 \text{ MPa} < \bar{t}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Ø En travées : 3HA14 $\Rightarrow \sum U_i = (3 \times 1.4) \times 3.14 = 13.18 \text{ cm}$

$$t_{se} = \frac{116.72 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 131.8} = 2.65 \text{ MPa} < \bar{t}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Ø Poutres secondaires PS :

Ø Aux appuis : 3HA14 $\Rightarrow \sum U_i = (3 \times 1.4) \times 3.14 = 13.18 \text{ cm}$

$$t_{se} = \frac{41.73 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 131.8} = 1.09 \text{ MPa} < \bar{t}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Ø En travées : 3HA14 $\Rightarrow \sum U_i = 3 \times 3.14 \times 1.4 = 13.18 \text{ cm}$

$$t_{se} = \frac{41.73 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 131.8} = 1.09 \text{ MPa} < \bar{t}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Longueur de scellement droit des barres : (art A.6.1.23/BAEL 91)

On définit la longueur de scellement droit l_s comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

$$L_s = \frac{f \times f_e}{4 \times t_{su}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :

$$t_{su} = 0.6 \times y_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

- Pour les HA12 : $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$
- Pour les HA14 : $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet (L_c) est au moins égale à $0.4 \times L_s$ pour les aciers H.A.

- Pour les HA12 : $l_s = 17.00 \text{ cm}$.
- Pour les HA14 : $l_s = 20.00 \text{ cm}$.

✓ Calcul des armatures transversales :

Diamètre des aciers:

$$\phi_t \geq \frac{f_L \max}{3} = \frac{14}{3} = 4.67 \text{ mm.} \quad \text{On prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

La section de la poutre va contenir 1cadre et 1étrier ce qui donne la section d'armatures transversale égale à :

$$A_t = \frac{4 \times p \times f_t^2}{4} \Rightarrow A_t = \frac{4 \times 3.14 \times 0.8^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{donc } A_t = 4\text{HA8}$$

✓ Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1, 22 / BAEL91)

Espacement des aciers :

Selon le RPA99 (art 7.4.22) [2], l'espacement entre les armatures transversales est :

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30 \right) \Leftrightarrow S_t \leq \min \left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.2; 30 \right) \Rightarrow \text{on prend: } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante } S_t \leq \frac{h}{2} \Leftrightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = \mathbf{20cm} \Rightarrow \text{on prend: } S_t = 20 \text{ cm}$$

▼ Vérification au cisaillement

$$\tau_u \leq \bar{t}_u \quad \text{Avec: } t_u = \frac{T_u \max}{b \times d}$$

$$\bar{t}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{g_b}; 5MPa \right) \Leftrightarrow \bar{t}_u = \min \left(0.2 \times \frac{25}{1.15}; 5MPa \right) = 4.35 MPa$$

Poutres principales PP :

$$t_u = \frac{T_u \max}{b \times d} = \frac{116.72}{30 \times 37} = 1MPa \quad \mathbf{p} \quad \bar{t}_u = 4.35MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires PS :

$$t_u = \frac{T_u \max}{b \times d} = \frac{41.73}{30 \times 32} = 0.43MPa \quad \mathbf{p} \quad \bar{t}_u = 4.35MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII-2-5 Vérification à L'ELS :

▼ Vis-à-vis de la durabilité de la structure:

Ø État limite d'ouverture des fissures:

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

Ø Etat limite de compression du béton :

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

Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$.

Contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

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

$$S_{bc} = \frac{S_s}{K_1} \quad \text{et} \quad S_s = \frac{M_{ser}}{b_1 \times d \times A_u}$$

β_1 et K_1 : sont obtenues a l'aide du coefficient ρ_1 avec : $r_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

σ_s : contrainte de traction des aciers.

A_{st} : armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats sont motionnées dans les tableaux ci-dessous :

▼ Poutres principales :

Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des PP							
Niveau	M_s KN.cm	A_u en cm ²	σ_s en KN/cm ²	σ_{bc} KN/cm ²	$\bar{\sigma}_s$ KN/cm ²	$\bar{\sigma}_{bc}$ KN/cm ²	Observation
ETG 9	4293	4.62	27.408	0.62	34.8	1.5	verifiée
ETG 8	3943		25.173	0.57			
ETG 7	3988		25.461	0.58			
ETG 6	3976		25.384	0.58			
ETG 5	3969		25.339	0.57			
ETG 4	3974		25.371	0.57			
ETG 3	3958		25.269	0.57			
ETG 2	3944		25.180	0.57			
ETG 1	3931		25.097	0.57			
RDC	4320		27.580	0.62			

Tableau VI-II-5 : Vérification des contraintes en travée à l'ELS pour les PP

Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des PP							
Niveau	M_s KN.cm	A_u en cm ²	σ_s en KN/cm ²	σ_{bc} KN/cm ²	$\bar{\sigma}_s$ KN/cm ²	$\bar{\sigma}_{bc}$ KN/cm ²	Observation
ETG 9	7492	6.88	4.76	1.39	34.8	1.5	vérifiée
ETG 8	7811		23.44	0.68			
ETG 7	7515		25.32	0.74			
ETG 6	6998		24.50	0.72			
ETG 5	6742		23.73	0.69			
ETG 4	6360		22.75	0.66			
ETG 3	6098		21.32	0.62			
ETG 2	6003		19.69	0.58			
ETG 1	5884		17.65	0.51			
RDC	6673		16.67	0.49			

Tableau VI-II-6 : Vérification des contraintes aux appuis à l'ELS pour les PP

▼ Poutres secondaires :

Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des PS							
Niveau	M_s KN.cm	A_u en cm ²	σ_s en KN/cm ²	σ_{bc} KN/cm ²	$\bar{\sigma}_s$ KN/cm ²	$\bar{\sigma}_{bc}$ KN/cm ²	Observation
ETG 9	2028.4	4.62	14.499	0.335	34.8	1.5	vérifiée
ETG 8	2197.5		15.315	0.354			
ETG 7	2011		14.018	0.324			
ETG 6	1915.4		13.351	0.309			
ETG 5	1810.3		12.619	0.292			
ETG 4	1550.5		10.808	0.250			
ETG 3	1478.1		10.303	0.238			
ETG 2	1427.3		9.949	0.230			
ETG 1	1401.7		9.771	0.226			
RDC	1461.3		10.186	0.236			

Tableau VII-II-7 : Vérification des contraintes en travées à l'ELS PS

Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des PS							
Niveau	M _s KN.cm	A _u en cm ²	σ _s en KN/cm ²	σ _{bc} KN/cm ²	σ̄ _s KN/cm ²	σ̄ _{bc} KN/cm ²	Observation
ETG 9	2938.8	4.62	22.355	0.0549	34.8	1.5	vérifiée
ETG 8	3396.8		25.838	0.635			
ETG 7	3204		24.372	0.599			
ETG 6	2993.9		22.774	0.559			
ETG 5	2854		21.709	0.533			
ETG 4	2619.6		19.926	0.489			
ETG 3	2329.7		17.721	0.435			
ETG 2	2129.3		16.197	0.398			
ETG 1	1874.5		14.259	0.350			
RDC	1741.9		13.250	0.325			

Tableau VII-II-8 : Vérification des contraintes aux appuis à l'ELS PS

ELS vis-à-vis des déformations :

Vérification de la flèche

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{460}{500} = 0.92\text{mm}$$

f=0.58 mm La valeur de la flèche trouvée par ETABS

} $f < \bar{f}$ Condition vérifiée

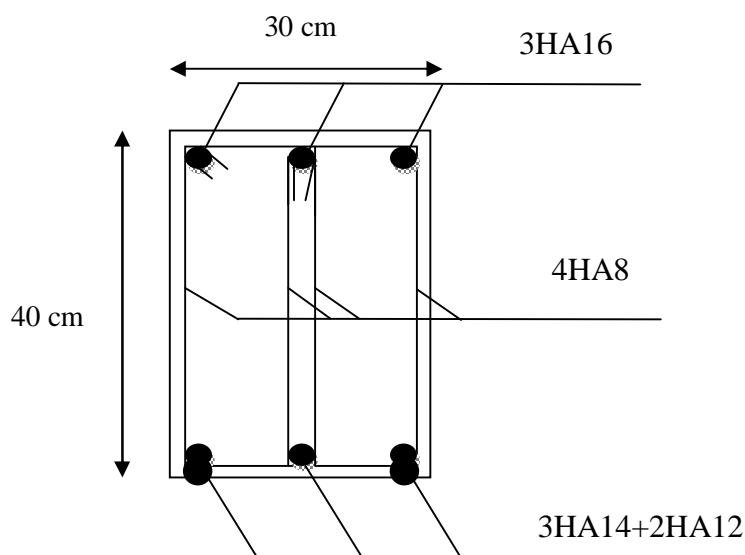
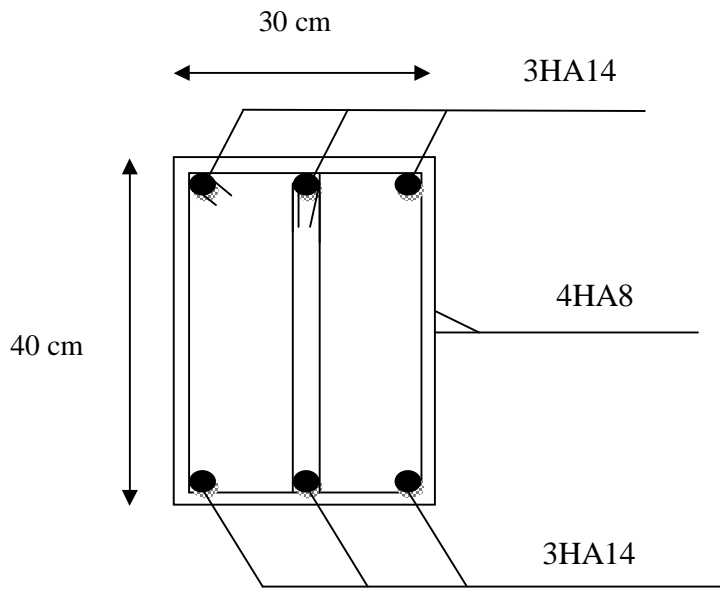
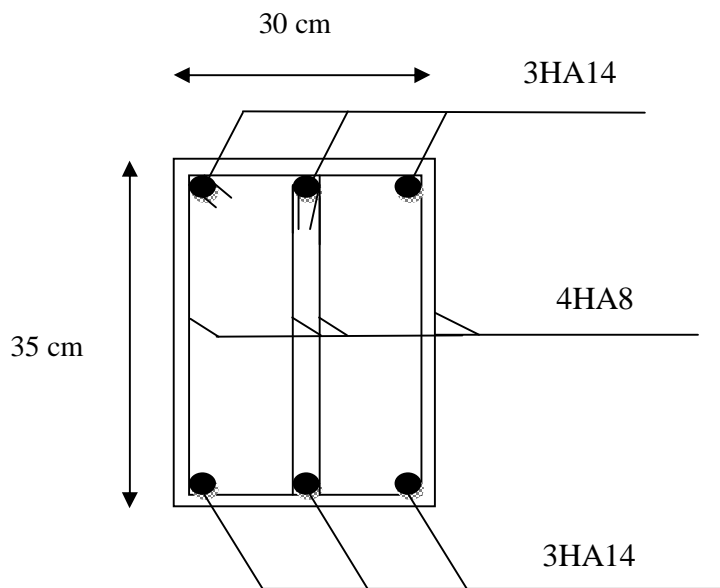


Fig. VII.1 : plan de ferrailage des PP aux appuis



Ø Fig. VII.2 : plan de ferrailage des PP en travées



Ø Fig.VII.2 : plan de ferrailage des PS en travées et aux appuis.

Ferraillage des voiles**Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges permanent et surcharges), et à des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

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

Les voiles seront calculés en flexion composé sous les combinaisons les plus défavorables. Pour cela nous allons utiliser la méthode des contraintes.

VII-1 Combinaison d'action

Les combinaisons à prendre en compte sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le RPA version 2003 : } \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le BAEL 91 : } \left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

Dans le but de faciliter la réalisation et les calculs on décompose notre structure en trois zones :

- Ø Zone I : RDC au 3^{ème} étages .
- Ø Zone II : du 4^{ème} étages au 6^{ème} étages
- Ø Zone III : du 7^{ème} étages jusqu'au 9^{ème} étages.

VII-2 Ferrailage des voiles :

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la **RDM**, qui se fait pour une bande de largeur (d).

1- Exposé de la méthode de calcul :

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

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

$$S_{\min} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V'}{I}$$

Avec : **B** : section du voile. , **B = L × e**.

I : moment d'inertie du voile considéré.

V=V' : bras de levier du voile : $V = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur (**d**) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) \text{ RPA 99 (Art.7.7.4).}$$

Avec : h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée, avec $L_c = \frac{S_{\max}}{S_{\max} + S_{\min}} \times L$

L_t = L - L_c avec L_t : longueur de la zone tendue.

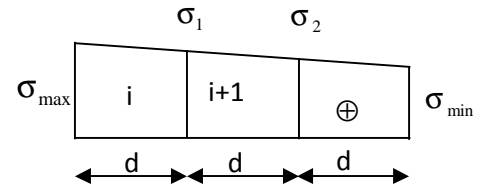
En fonction des contraintes agissant sur le voile, **trois** cas peuvent se présenter :

1. section entièrement comprimée (SEC).
2. Section partiellement comprimée (SPC).
3. Section entièrement tendue (SET).

▼ Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{S_{\max} + S_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{S_1 + S_2}{2} \times d \times e$$



Avec e : épaisseur du voile.

Figure VI-III-1: Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)

▼ Section partiellement comprimée :

$$N_{i+1} = \frac{S_1}{2} \times d \times e$$

$$N_i = \frac{S + S_1}{2} \times d \times e$$

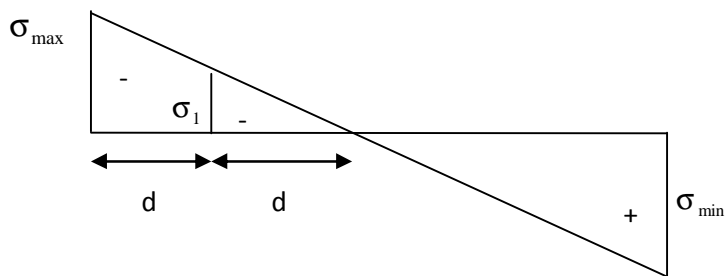


Figure VI-III-2: Diagramme des contraintes d'une (S.P.C)

▼ Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{S_{\max} + S_1}{2} \times d \times e$$

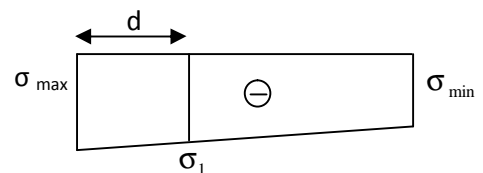


Figure VI-III-3: Diagramme des contraintes d'une (S.E.T)

2- Armatures verticales :

▼ Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{S_{s2}}$$

Avec : B : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa.

✓ **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

Avec σ_{s10} : Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 400 MPa.

✓ **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

3- 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.

- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ avec B : section du béton comprimée.

✓ **Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

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.

4- Exigences de R PA 99 révisé 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 %**.

5- Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

Ø D'après le **BEAL 91** : $A_H = \frac{A_v}{4}$

Ø D'après le **RPA 2003** : $A_H \geq 0.15 \% \times B$

- 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.

6- 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.

7- 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.

8- 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**.

9- Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA 99 modifier 2003, 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).

10- Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

11- Diamètre minimal :

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

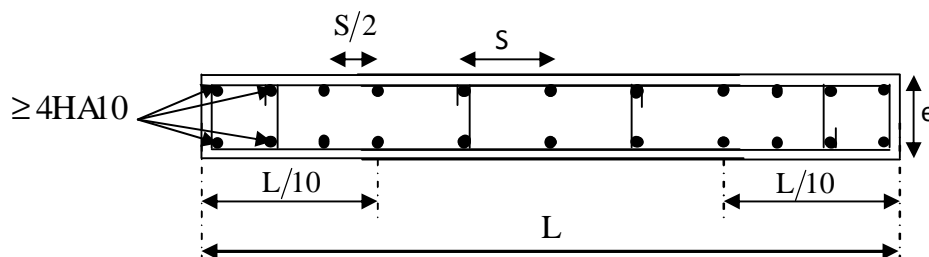


Figure VI-III-4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VI-II-3 Vérifications**✓ Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère l'effort : $N_s = G + Q$

$$s_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{s}_b$$

$$\bar{s}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement :**Ø D'après le RPA 2003**

$$t_b \leq \bar{t}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$t_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad \text{Avec : } V = 1.4 \times V_{u, \text{calcul}}$$

D'ou : b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0.9 \times h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

Ø D'après le BAEL :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{g_b}, 4 \text{ MPa} \right); \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

VI-II-4 Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile **VL1** de la **zone III** :

✓ Caractéristiques géométriques :

$$L = 3.25 \text{ m} ; e = 0.20 \text{ m} ; B = 0.65\text{m}^2$$

✓ Sollicitation de calcul :

$$S_{\max} = 1706.57 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$S_{\min} = -3395.35 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Selon les contraintes donnée par ETABS, la section est **partiellement comprimée (S.P.C)**.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de longueur d :

✓ Longueur de la zone comprimée : L_c

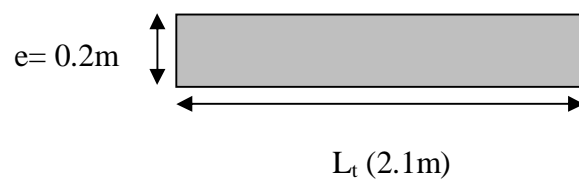
$$L_c = \frac{S_{\max}}{S_{\max} + S_{\min}} \cdot L = \frac{1706.57}{1706.57 + 3395.35} \times 3.25 = 1.08\text{m}.$$

✓ Longueur de la zone tendue : L_t

$$L_t = L - L_c = 3.25 - 1.08 = 2.1\text{m}$$

✓ Calcul de la longueur :(d)

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} \times L_c \right) = 0.71 \text{ m}$$



Soit un tronçon : $d = \frac{L_t}{2} = \frac{2.1}{2} = 1.05\text{m}.$

✓ **Calcul de la contrainte :**

$$s_1 = \frac{s_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{3395.35(2.1 - 1.05)}{2.1} = 1697.67 \text{ kN/m}^2$$

✓ **Détermination des efforts normaux :**

$$N_1 = \frac{s_{\min} + s_1}{2} \times d \times e = \frac{1706.57 + 1697.67}{2} \times 1.05 \times 0.20 \Rightarrow N_1 = 357.44 \text{ kN.}$$

$$N_2 = \frac{s_1}{2} \times (L_t - d) \times e = \frac{1697.67}{2} \times (2.1 - 1.05) \times 0.20 \Rightarrow N_2 = 178.25 \text{ kN.}$$

✓ **Espacement :**

zone courante (d_2) $S_t \leq \min\{1,5 \times e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$ soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

zone d'extrémité (d_1) $D = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$ soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

✓ **Calcul des armatures :**

Ø **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{s_{st}} = \frac{357.44}{40} \Rightarrow A_1 = 8.93 \text{ cm}^2.$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{s_{st}} = \frac{178.25}{40} \Rightarrow A_2 = 4.45 \text{ cm}^2.$$

Ø **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max\left\{\frac{B \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\% \times B\right\} \Rightarrow \text{Max}(11.02 \text{ cm}^2, 4.2 \text{ cm}^2) \dots \dots A_{\min} = 11.02 \text{ cm}^2.$$

Ø **Armature de coutures :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 19.03 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 0.73 \text{ cm}^2$$

Ø **Les armatures calculées :**

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 8.93 + \frac{0.73}{4} = 9.11 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 4.45 + \frac{0.73}{4} = 4.63 \text{ cm}^2$$

$A_1 = 9.11 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 11.02 \text{ cm}^2$ On ferraille avec $A_{\min} = 11.02 \text{ cm}^2$.

$A_2 = 4.63 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 11.02 \text{ cm}^2$ On ferraille avec $A_{\min} = 11.02 \text{ cm}^2$

Ø Le ferrailage adopté :

$A_1 = 2 \times 6 \text{ HA12} = 13.56 \text{ cm}^2$, soit $S_t = 10 \text{ cm}$.

$A_2 = 2 \times 6 \text{ HA12} = 13.56 \text{ cm}^2$, soit $S_t = 10 \text{ cm}$.

Ø Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91: $A_H = \frac{AV}{4} = \frac{13.56}{4} = 3.39 \text{ cm}^2$.

D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15 \% B = 9.75 \text{ cm}^2$.

Soit $2 \times 6 \text{ HA12} = 13.56 \text{ cm}^2$

Ø Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carre soit HA8.

Soit $4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$.

Ø Pour les potelets :

Vu que la section d'armatures doit être dans le poteau supérieur à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

✓ **Vérification des contraintes :**

Selon le **BAEL 91**:

$$t_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{19.03 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3250} = 0.032 \text{ MPa}$$

$$\bar{t}_u = \min\left(0.15 \times \frac{25}{1.15}, 4 \text{ MPa}\right) = 3.26$$

$$t_u = 0.066 \text{ MPa} < \bar{t}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

Selon le **RPA 99** (version 2003) :

$$t_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1.4 \times 19.03 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3250} = 0.045 \text{ MPa} .$$

$$t_b = 0.045 \text{ MPa} < t_b = 5 \text{ MPa}$$

✓ **Vérification à ELS :**

$$s_b = \frac{Ns}{B + 15 \times A}$$

$$s_b = \frac{883.08 \times 1000}{200 \times 3250 + 15 \times 1356} = 1.31 \text{ MPa}$$

$$s_b = 1.31 \text{ MPa} \leq \bar{s}_b = 15 \text{ MPa}$$

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.25	3.25	3.25		
	e (m)	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.65	0.65	0.65		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	-499.38	-79.51	1706.57		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-4296.76	-3232.67	-3395.35		
	Nature de la section		SET	SET	SPC	
	V _u (kN)	12.14	16.64	19.03		
	L _t (m)	3.68	3.33	2.16		
	L _c (m)	-0.43	-0.08	1.09		
	d (m)	1.839	1.666	1.081		
	σ_1 [KN/m ²]	2148.380	1616.335	1697.675		
	N (kN)	N ₁	486.84	282.52	550.78	
		N ₂	486.843	282.524	183.594	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	12.17	7.06	13.77	
		A _{v2}	12.17	7.06	4.59	
	A _{vj} (cm ²)		0.47	0.64	0.73	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	12.29	7.22	13.95	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	12.29	7.22	4.77	
	A _{min} (cm ²)		19.31	17.49	11.36	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	24.12	18.48	13.56	
		Bonde 2	24.12	18.48	13.56	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 × 6HA16	2 × 6HA14	2 × 6HA12
			Bonde 2	2 × 7HA12	2 × 7HA12	2 × 7HA12
S _t (cm)		Bonde1	10cm	10 cm	10 cm	
		Bonde 2	16cm	16cm	16cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		11.03	10.00	6.49		
A _H /nappe (cm ²)		6.03	5.07	3.39		
Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA14	5HA12	4HA12		
Ah adopté /nappe		9.23cm ²	5.65cm ²	7.92cm ²		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	t _u (MPa)	0.021	0.028	0.033	
		t _b (MPa)	0.029	0.040	0.046	
	ELS	N _s (kN)	7704.45	4586.22	883.08	
s _b (MPa)		1.1E+01	6.5E+00	1.3E+00		

VOILE LONGITUDINALE 1

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.3	2.3	2.3		
	e (m)	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.46	0.46	0.46		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	-2052.78	-1130.78	141.34		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-6060.18	-4118.11	-2518.18		
	Nature de la section		SET	SET	SPC	
	V _u (kN)	9.519	0.88	0.85		
	L _t (m)	3.48	3.17	2.18		
	L _c (m)	-1.18	-0.87	0.12		
	d (m)	1.739	1.585	1.089		
	σ_1 [KN/m ²]	3030.090	2059.055	1259.090		
	N (kN)	N ₁	883.95	505.69	411.30	
		N ₂	883.954	505.686	137.100	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	22.10	12.64	10.28	
		A _{v2}	22.10	12.64	3.43	
	A _{vj} (cm ²)		0.37	0.03	0.03	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	22.19	12.65	10.29	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	22.19	12.65	3.44	
	A _{min} (cm ²)		18.26	16.65	11.43	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	24.12	18.48	13.56	
		Bonde 2	24.12	18.48	13.56	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 ^x 6HA16	2 ^x 6HA14	2 ^x 6HA12
			Bonde 2	2 ^x 6HA16	2 ^x 6HA14	2 ^x 6HA12
S _t (cm)		Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm	
		Bonde 2	14cm	14cm	14cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		10.43	9.51	6.53		
A _H /nappe (cm ²)		6.03	5.07	3.39		
Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA14	5HA12	4HA12		
Ah adopté /nappe		9.23cm ²	5.65cm ²	7.92cm ²		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	t _u (MPa)	0.023	0.002	0.002	
		t _b (MPa)	0.032	0.003	0.003	
	ELS	N _s (kN)	5236.34	8918.24	676.67	
s _b (MPa)		9.8E+00	1.7E+01	1.4E+00		

VOILE LONGITUDINALE 2

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.6	3.6	3.6	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.72	0.72	0.72	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	-209.33	1348.75	4482.35	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-4380.92	-3830.32	-5243.62	
	Nature de la section		SET	SPC	SPC
	V _u (kN)	12.147	15.772	19.035	
	L _t (m)	3.78	2.66	1.94	
	L _c (m)	-0.18	0.94	1.66	
	d (m)	1.890	1.331	0.970	
	σ_1 [KN/m ²]	2190.460	1915.160	2621.810	
	N (kN)	N ₁	453.64	764.86	763.30
		N ₂	453.638	254.953	254.432
	A _v (cm ²)	A _{v1}	11.34	19.12	19.08
		A _{v2}	11.34	6.37	6.36
	A _{vj} (cm ²)		0.47	0.61	0.73
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	11.46	19.27	19.27
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	11.46	6.53	6.54
	A _{min} (cm ²)		19.85	13.98	10.19
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	21.54	21.54	21.54
Bonde 2		22.60	18.08	18.08	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 ^x 7HA14	2 ^x 7HA14	2 ^x 7HA14
		Bonde 2	2 ^x 10HA12	2 ^x 8HA12	2 ^x 8HA12
	S _t (cm)	Bonde1	11 cm	11 cm	11 cm
		Bonde 2	16cm	20cm	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		11.34	7.99	5.82
	A _H /nappe (cm ²)		5.39	5.07	5.39
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA14	6HA12	4HA12
Ah adopté /nappe		9.23cm ²	5.65cm ²	7.92cm ²	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	t _u (MPa)	0.019	0.024	0.029
		t _b (MPa)	0.026	0.034	0.041
	ELS	N _s (kN)	9128.95	5024.37	883.08
s _b (MPa)		1.2E+01	6.5E+00	1.1E+00	

VOILE TRANSVERSALE 1

	Zones	Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.25	4.25	4.25	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.85	0.85	0.85	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	-1650.14	-962.08	450.26	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-5457.37	-3836.11	-2424.62	
	Nature de la section	SET	SET	SPC	
	V _u (kN)	2.007	7.83	9.166	
	L _t (m)	6.09	5.67	3.58	
	L _c (m)	-1.84	-1.42	0.67	
	d (m)	3.046	2.836	1.792	
	σ_1 [KN/m ²]	2728.685	1918.055	1212.310	
	N (kN)	N ₁	1333.80	816.90	651.81
		N ₂	1333.800	816.905	217.268
	A _v (cm ²)	A _{v1}	33.35	20.42	16.30
		A _{v2}	33.35	20.42	5.43
	A _{vj} (cm ²)		0.08	0.30	0.35
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	33.36	20.50	16.38
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	33.36	20.50	5.52
	A _{min} (cm ²)		31.98	29.78	18.82
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	32.18	32.18	21.54
		Bonde 2	32.18	32.18	22.6
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 \times 10HA14	2 \times 10HA14	2 \times 7HA14
		Bonde 2	2 \times 10HA14	2 \times 10HA14	2 \times 10HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	15cm	15cm	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		18.28	17.02	10.75
	A _H /nappe (cm ²)		8.05	5.07	5.39
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA14	6HA12	4HA12
	A _h adopté /nappe		9.23cm ²	5.65cm ²	7.92cm ²
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	t _u (MPa)	0.003	0.010	0.012
		t _b (MPa)	0.004	0.014	0.017
	ELS	N _s (kN)	4526.75	2551.8	560.31
		s _b (MPa)	4.8E+00	2.7E+00	6.1E-01

VOILE TRANSVERSALE 2

Ferraillage de l'infrastructure

Introduction :

Les fondations : sont la base de l'ouvrage qui se trouve en contact directe avec le terrain (sol) et qui a pour fonction de base d'interaction entre le sol et la structure, les fondations concernent toutes les catégories de structure (béton, béton armé charpente en bois....) et tous les ouvrages (bâtiment, ouvrage d'arts, mur de soutènement...).

VIII-I Les principaux rôles de la fondation :

- ✓ Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- ✓ Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas **tasser**, et la structure ne doit pas **déplacer**).

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

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

On distingue **trois** types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

✓ Fondations superficielles :

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et surcharges de la construction qui sont situées à **une faible** profondeur. Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Ø Les semelles continues sous murs,
- Ø Les semelles continues sous poteaux,
- Ø Les semelles isolées,
- Ø Les radiers

▼ Fondation semi profondes :

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et les surcharges de la construction.

On peut citer :

Les puits : qui sont des piliers de section rectangulaire ou circulaire, réalisés en gros béton, sollicités en tête par des semelles isolées armées destinées à répartir les charges de la structure.

▼ Fondations profondes :

Elles sont utilisées lorsque la couche de sol pouvant supporter la charge de la structure se trouve à une profondeur supérieure à **5 m**, on distingue :

Les pieux : qui sont des colonnes en béton armé, réalisées in situ ou préfabriquées, introduites dans des forages dans le sol.

VIII-I-1 Étude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $s_{sol} = 2.5 \text{ bars}$;
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VIII-I-2 Choix du type de fondation :

Les types de fondations sont choisis essentiellement selon les critères suivants :

- Capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ;
- Le tassement du sol ;
- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- L'économie.

Dans notre cas nous avons le choix entre les semelles continues et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement, en adoptera le type de fondation convenable.

VIII-I-3 Dimensionnement de la fondation :

VIII-I-3-1 Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{S}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = \frac{40}{40} = 1 \quad (\text{Poteau rectangulaire}).$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{S}_{sol}}}$$

$$N_{ser} = 1244.79 \text{ KN} ; \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 ; B \geq \sqrt{\frac{1244.79}{250}} = 2.23m$$

On opte pour : **B= 2.30 m** \Rightarrow **A=2.30m**

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il y a lieu d'opter pour des semelles filantes.

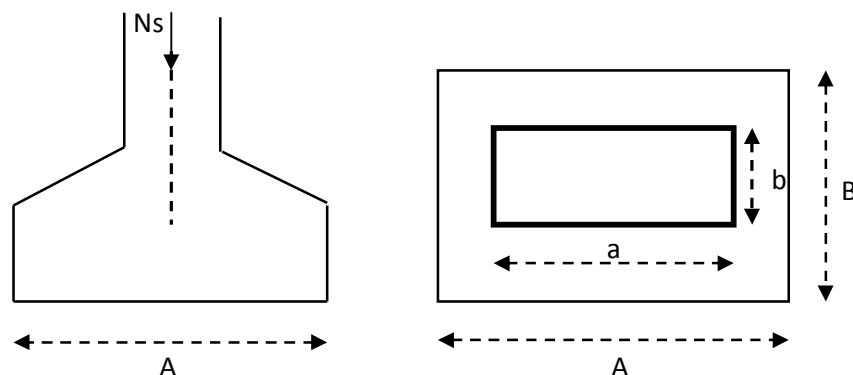


Figure VII-1 : Schéma d'une semelle

VIII-I-3-2 Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N , données par la condition la plus défavorable.

Avec : $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{s}_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \times L} \leq \bar{s}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{L \times \bar{s}_{sol}}$$

Avec : B : Largeur de la semelle ;

L : Longueur de la semelle sous voile ;

G : Charge permanent a la base du voile considéré ;

Q : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré ;

\bar{s}_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Ø Sens longitudinal :

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B*L (m ²)
VL1	-16638.79	3.25	20.47	66.52
VL2	-10932.77	2.30	19.01	43.72
Somme				110.24

Ø Sens transversal :

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B*L (m ²)
VT1	-18823.5	3.60	20.91	75.27
VT2	-9388.02	4.45	8.43	37.51
Somme				112.78

Tableau VII-1 : Surface des semelles filantes sous voiles

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 110.24 + 112.78 = \Rightarrow S_v = 223.02 \text{ m}^2$$

VIII-I-3-3 Semelles filantes sous poteaux :✓ **Hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.
Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

✓ **Etape de calcul :**

∅ Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

∅ Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$

∅ Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

Si : $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Si : $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous:

Poteau	N _s (KN)	M (KN.m)	e (m)	N _s *e
1	411.34	6.22	-9.975	-62.44
2	427.72	3.75	-6.375	-23.90
3	1114.14	5.48	-4.15	-22.74
4	796.98	3.74	4.15	15.52
5	408.84	5.28	6.375	33.66
6	400.82	6.1	9.975	60.84
SOMME	3559.84	30.57		0.94

Tableau VII-2 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

∅ **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces:**

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{30.57 + 0.94}{3559.84} = 0.0089m$$

Ø Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle :

On a : $e = 0.0089 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{20.30}{6} = 3.38 \text{ m} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{3559.84}{20.30} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.0089}{20.30}\right) = 174.89 \text{ KN / ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{3559.84}{20.30} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.0089}{20.30}\right) = 176.36 \text{ KN / ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{3559.84}{20.30} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.0089}{20.30}\right) = 176.37 \text{ KN / ml}$$

VIII-I-3-4 Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q(L/4)}{s_{sol}} = \frac{176.37}{250} = 0.70m$$

Donc on opte pour **B = 1.0 m**.

On aura : **S = 1.0 ´ 20.30 = 20.30 m²**

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 20.30 \times 8 = 162.24 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v = 162.24 + 223.02 = 385.26 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{bat} = 540.995 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{385.26}{540.995} = 0.71$$

$$S_t > 50 \% S_{bat}$$

Remarque:

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, Ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause de chevauchement des lignes de rupture crée par la pression sous la semelle, et elles occupent plus de la moitié de l'assise.

- La surface totale du bâtiment : $S_{\text{bât}} = 541 \text{ m}^2$;

- La surface totale des semelles représente : (71 %).

Conclusion :

Vu que les semelles filantes occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, nous opterons pour un radier général.

VIII-I-4 Etude du radier général :

Le radier général est type de fondation superficielle généralisée sur toute la superficie de la construction supportant plusieurs poteaux (ou murs) en plusieurs rangés. Ce type de fondation est choisi lorsque le taux de travail à la base des murs ou des poteaux est nettement supérieur à la contrainte admissible du sol disponible ; donc en présence de sol de très mauvaise qualité et qu'il n'est pas envisagé de fonder sur une couche profonde plus résistante.

Le radier se calcul comme une dalle renversée dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- ✓ Rigide en son plan horizontal ;
- ✓ Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- ✓ Facilité de coffrage ;
- ✓ Rapidité d'exécution ;
- ✓ Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VIII-I-5 Pré dimensionnement du radier :**VIII-I-5-1 Selon la condition d'épaisseur minimale :**

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

VIII-I-5-2 Selon la condition forfaitaire :

▼ **Sous voiles :** l'épaisseur du radier est sujette à deux conditions :

Ø **Condition de vérification de la longueur élastique.**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K_b}} \geq \frac{2}{p} \times L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{p}{2} \times L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit à } h_r \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{p} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m).

K : Coefficient de raideur de sol (ou coefficient de ballast).

$K = 40$ MPa pour un sol moyen.

De la condition précédente nous tirons h .

E : Module de déformation longitudinale déferée $E_{vj} = 3700 \cdot (f_{cj})^{1/3} = E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.45\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.87}} = 0.89 \text{ m}$$

Ø **Selon la Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 55.52 \leq h \leq 89$$

Avec : $L_{\max} = 445$ cm

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique : On adopte pour : $h_r = 90\text{cm}$

✓ Sous poteaux :

Ø Dalle : La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de } 25\text{cm}$$

On a : L_{max} : portée maximale ; $L_{max} = 4.45 \text{ m}$

$$h_d \geq \frac{445}{20} = 22.25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } h_d = 30 \text{ cm.}$$

Ø Nervures (poutres) : Elles doivent vérifier :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{445}{10} = 44.5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_n = 60 \text{ cm}$$

$0.4 \times h_n \leq b \leq 0.7 \times h_n \Rightarrow 24 \leq b \leq 42$; on prend $b_n = 40\text{cm}$.

Conclusion :

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

$h_r = 90\text{cm}$ Hauteur du radier

$h_n = 60\text{cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 30\text{cm}$ Hauteur de la dalle.

$b_n = 40\text{cm}$ Largeur de la nervure.

VIII-I-6 Détermination des efforts:

VIII-I-6-1 Charges revenant à la superstructure :

Charge permanente : $G = 59497.38 \text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q = 7303.05 \text{ KN}$

VIII-I-6-2 Combinaison d'actions :**▼ A l'ELU:**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 91276.038 \text{ KN.}$$

▼ A l'ELS:

$$N_s = G + Q = 66800.43 \text{ KN.}$$

VIII-I-6-3 Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{2 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{91276.038}{2 \times 250} = 182.55 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{66800.43}{250} = 267.20 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{rad}}^{\text{ELU}}; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 267.20 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bât}} = 541 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 267.20 \text{ m}^2$$

Remarque :

Étant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on aura des débords, les règles BAEL nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 45 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bât}} + S_{\text{deb}}$

$$\text{Avec : } S_{\text{deb}} = [(19.9 + 26.2) \times 0.5] \times 2 = 46.1 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc: } S_{\text{rad}} = 541 + 46.1 = 587.1 \text{ m}^2$$

VIII-I-7 Calcul des sollicitations à la base du radier :

Charge permanente : $G = 59497.38\text{KN}$

✓ Poids de radier :

$G = \text{Poids de la dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids de (T.V.O)} + \text{Poids de la dalle flottante}$

Ø Poids de la dalle:

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 134.45 \times 0.30 \times 25$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 1008.37 \text{ KN}$$

Ø Poids des nervures:

$$P_{\text{nerv}} = b_n \times (h_r - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$= 0.40 \times (0.90 - 0.30) \times (20.30 \times 8 + 26.65 \times 6) \times 25$$

$$P_{\text{ner}} = 1933.8\text{KN}$$

Ø Poids de la dalle flottante:

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b = (587.1 - 128.92) \times 0.1 \times 25$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 1145.45\text{KN}$$

Ø Poids de TVO :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - e_{\text{df}}) \times \rho = (587.1 - 128.92) \times (0.6 - 0.1) \times 17$$

$$P_{\text{TVO}} = 3894.53\text{KN}$$

$$\text{DONC: } G_{\text{rad}} = 7982.15\text{KN}$$

✓ Surcharges d'exploitations:

Surcharge de bâtiment : $Q = 7303.05 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q = 2.5 \times 587.1 = 1467.75 \text{ KN}$

✓ Poids total de la structure :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{bât}} = 7982.15 + 59497.38 = 67479.53 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{bât}} = 7303.05 + 1467.75 = 8770.8 \text{ KN}$$

VIII-I-8 Combinaison d'actions:

Ø Etat Limite Ultime :

$$N_{u \text{ total}} = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 104253.56 \text{ KN.}$$

Ø Etat Limite de Service :

$$N_{s \text{ total}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 76250.33 \text{ KN.}$$

VIII-I-9 Vérifications :

VIII-I-9-1 Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0.9 \times h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_{u \text{ tot}} \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{104253.56 \times 1}{587.1} \times \frac{4.45}{2} = 395.10 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{395.10 \times 1000}{1000 \times 270} = 1.46 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} \right); 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VIII-I-9-2 Vérification de la stabilité du radier :

✓ Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 13.32 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 10.15 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

▼ Moments d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} \quad ; \quad I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12}$$

$$I_{xx} = 32018.90 \text{ m}^4 \quad ; \quad I_{yy} = 18578.22 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales ;
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure.

I_{xx}, I_{yy} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$s_M = \frac{3 \times s_1 + s_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \times \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

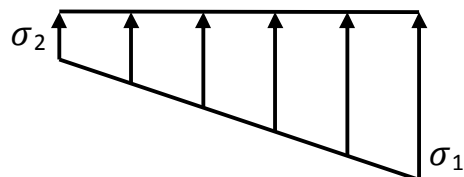


Figure VII-2 : Diagramme des contraintes

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

▼ Sens longitudinal :

A partir de l'ETABS on tire M_{0x} et T_{0x}

Ø A ELU :

$$M_{0x} = 36394.81 \text{ KN.m} ; T_{0x} = 3112.18 \text{ KN}$$

$$M_x = 36394.81 + 3112.18 \times 0.90 = 39195.77 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{YY}} \times X_G = \frac{104253.56}{587.1} + \frac{39195.77}{18578.23} \times 13.32 = 205.67 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{YY}} \times X_G = \frac{104253.56}{587.1} - \frac{39195.77}{18578.23} \times 13.32 = 149.47 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 205.67 - 149.47}{4} = 116.885 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 116.885 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \times \sigma_{sol} = 1.33 \times 250 = 332.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ø A ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{YY}} \times X_G = \frac{76250.33}{587.1} + \frac{39195.77}{18578.23} \times 13.32 = 157.97 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{YY}} \times X_G = \frac{76250.33}{587.1} - \frac{39195.77}{18578.23} \times 13.32 = 101.77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 157.97 - 101.77}{4} = 171.53 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 93.035 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▼ Sens transversal :

A partir de l'ETABS on tire M_{0y} et T_{0y}

Ø A ELU :

$$M_{0y} = 39303.22 \text{ KN.m} ; \quad T_{0y} = 3990.22 \text{ KN}$$

$$M_y = 39303.22 + 3990.22 \times 0.90 = 42894.82 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} + \frac{My}{I_{XX}} \times Y_G = \frac{104253.56}{587.1} + \frac{42894.82}{32018.90} \times 10.15 = 191.16 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} - \frac{My}{I_{XX}} \times Y_G = \frac{104253.56}{587.1} - \frac{42894.82}{32018.90} \times 10.15 = 163.98 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 191.16 + 163.98}{4} = 184.36 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 184.36 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \times \sigma_{\text{sol}} = 1.33 \times 250 = 332.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ø A ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{My}{I_{XX}} \times Y_G = \frac{76250.33}{587.1} + \frac{42894.82}{32018.90} \times 10.15 = 143.46 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{My}{I_{XX}} \times Y_G = \frac{76250.33}{587.1} - \frac{42894.82}{32018.90} \times 10.15 = 116.28 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 143.46 + 116.28}{4} = 136.66 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 136.66 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VIII-I-9-3 Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2, 42 BAEL 91)

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times m_c \times h \times f_{c28}}{g_b}$$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'E.L.U pour le poteau ou voile le plus sollicité ;

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan du feuillet moyen du radier ;

h : Hauteur de la nervure ;

a : Épaisseur du voile ou du poteau ;

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

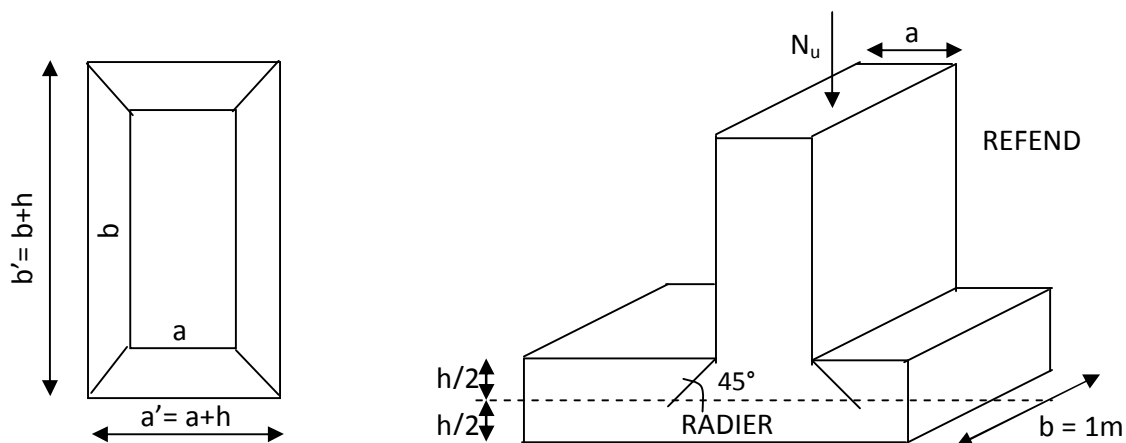


Figure VII-3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

▼ Calcul du Périmètre utile μ_c :

Ø Les Poteaux:

$$m_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0.40 + 0.40 + (2 \times 0.90)) = 5.2 \text{ m}$$

Ø Les Voiles:

$$m_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0.2 + 1 + (2 \times 0.90)) = 6 \text{ m}$$

✓ Vérification pour les poteaux :

Avec : $N_u = 2376.5 \text{ KN}$

$$N_u = 2376.05 \text{ KN} < \frac{(0.045 \times 5.2 \times 0.9 \times 25 \times 10^3)}{1.5} = 3510 \text{ KN}$$

✓ Vérification pour les voiles :

Avec : $N_u = 1615.32 \text{ KN}$

$$N_u = 1615.32 \text{ KN} < \frac{(0.045 \times 6 \times 0.9 \times 25 \times 10^3)}{1.5} = 4050 \text{ KN}$$

VIII-I-10 Ferraillage du radier:

Pour le calcul de ce radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL.91.

VIII-I-10-1 Ferraillage de la dalle:

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme, et encadrée sur quatre cotés, on distingue deux cas :

1^{er} Cas :

$\rho_x < 0.4 \Rightarrow$ La flexion longitudinale est négligeable

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

2^{ème} Cas :

$0.4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow$ Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho_x = \frac{l_x}{l_y}$ ($l_x < l_y$)

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

VII-I-10-2 Identification du panneau le plus sollicité :

$$r = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.1}{4.3} = 0.93 \Rightarrow \begin{cases} m_x = 0.0401 \\ m_y = 0.911 \end{cases}$$

$0.4 < \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

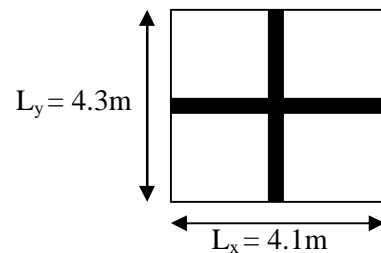


Figure VII-4 : Entre axes du panneau le plus sollicité

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Ø La contrainte moyenne max à l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{sup} + \sigma_{inf}}{4} = 184.36 \text{KN/m}^2$$

Ø La contrainte moyenne max à l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{sup} + \sigma_{inf}}{4} = 136.66 \text{KN/m}^2$$

A l'ELU : $q_{um} = \sigma_m (ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (184.36 - \frac{7982.15}{587.1}) \times 1 \text{ml} = 170.76 \text{KN/ml}$

A l'ELS : $q_{sm} = \sigma_m (ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (136.66 - \frac{7982.15}{587.1}) \times 1 \text{ml} = 123.06 \text{KN/ml}$

VIII-I-10-3 Calcul des armatures à l'ELU :

✓ Evaluation des moments M_x, M_y :

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0401 \times 170.76 \times 4.1^2 = 115.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x} = 0.911 \times 115.10 = 104.85 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

$$M_{app} \begin{cases} 0.3M_x & \text{Pour un appui de rive.} \\ 0.5M_x & \text{Pour un appui intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_{travée} \begin{cases} 0.85M_x & \text{Pour une travée de rive.} \\ 0.85M_x & \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

Ø Moments aux appuis :

$$M_{ax} = (-0.5) \times M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (-0.5) \times 115.10 \Rightarrow M_{ax} = 57.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = (-0.5) \times M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (-0.5) \times 104.85 \Rightarrow M_{ay} = 52.425 \text{ KN.m}$$

Ø Moments en travée :

$$M_{tx} = (0.85) \times M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0.85) \times 115.10 \Rightarrow M_{tx} = 97.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = (0.85) \times M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0.85) \times 104.85 \Rightarrow M_{ty} = 89.12 \text{ KN.m}$$

VIII-I-11 Ferraillage suivant X-X :**✓ Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{57.55 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.056 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.971$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{57.55 \times 10^2}{0.971 \times 27 \times 34.8} = 6.30 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA14 = 9.24 cm²/ml** avec un espacement de 15cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{97.84 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.0945 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.951$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{97.84 \times 10^2}{0.951 \times 27 \times 34.8} = 10.94 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA16 = 12.06 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm

✓ **Calcul de la section minimale :**

$$A_{\min} \geq b \times h \times \frac{\rho_0}{2} \times \left(3 - \frac{l_x}{l_y}\right) \text{ Avec } \rho_0 = 0.0008 \text{ pour HA } f_e E 400$$

$$A_{\min} \geq 100 \times 30 \times \frac{0.0008}{2} \times \left(3 - \frac{4.45}{4.65}\right) = 2.45 \text{ cm}^2$$

VIII-I-12 Ferrailage suivant v-v :

✓ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{52.425 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.050 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.974$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{52.425 \times 10^2}{0.974 \times 27 \times 34.8} = 5.72 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA14 = 7.70 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

✓ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{89.12 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.086 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.955$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{89.12 \times 10^2}{0.955 \times 27 \times 34.8} = 9.93 \text{ cm}^2$$

Soit : $5HA16 = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 20cm.

✓ **Calcul de la section minimale :**

$$A_{\min} \geq \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}$$

✓ **Tableau récapitulatif du ferrailage de la dalle :**

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Aux appuis	6HA14	5HA14
En travée	6HA16	5HA16

VIII-I-13 Vérification à l'état limite ultime :

✓ **Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que se soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

✓ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Ø **Sens (x-x) :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30 = 90\text{cm}; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm}$$

Ø **Sens (y-y):**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30 = 120\text{cm}; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm}$$

VIII-II Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie, le calcul se fera pour une bonde de 1m de largeur.

VIII-II-1 Sollicitation de calcul :

✓ A L'ELU : $q_u = 170.76 \text{ KN/ml}$

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{170.76 \times 0.50^2}{2} = 21.345 \text{ KN.m}$$

✓ A L'ELS : $q_s = 123.06 \text{ KN/ml}$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{123.06 \times 0.50^2}{2} = 15.38 \text{ KN.m}$$

VIII-II-2 Calcul des armatures :

✓ **Armatures principales** :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 27 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{21.345 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.020 < \mu_r = 0.392$$

$$\mu_u = 0.020 \Rightarrow \beta_u = 0.990$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{21.345 \times 10^2}{0.990 \times 27 \times 34.8} = 2.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

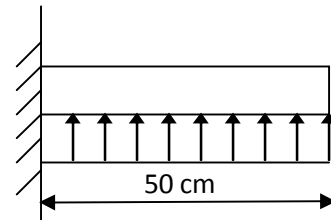


Figure VII-5 : Schéma statique du débord.

Soit : $A_U = 4HA12/ml = 4.52 \text{ cm}^2$ Avec : $S_t = 15\text{cm}$.

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord $A_{radier} > A_{débord}$ □ Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier .

Armatures de répartition :

$A_r = \frac{M}{f_e \times d} = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on adopte $3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2/ml$.

Avec un espacement de **20 (cm)**

VIII-II-3 Vérification à l'ELU :

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$A_u = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

VIII-III Etude de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel **ETABS**,

✓ **Sens longitudinal (X-X) :**

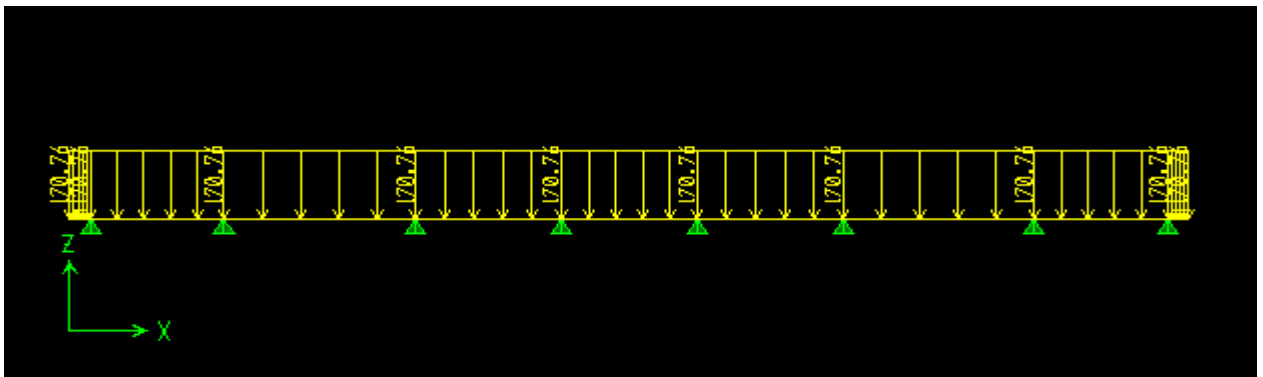


Figure VIII-6 Le chargement à ELU en KN

Figure VIII-7 Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m

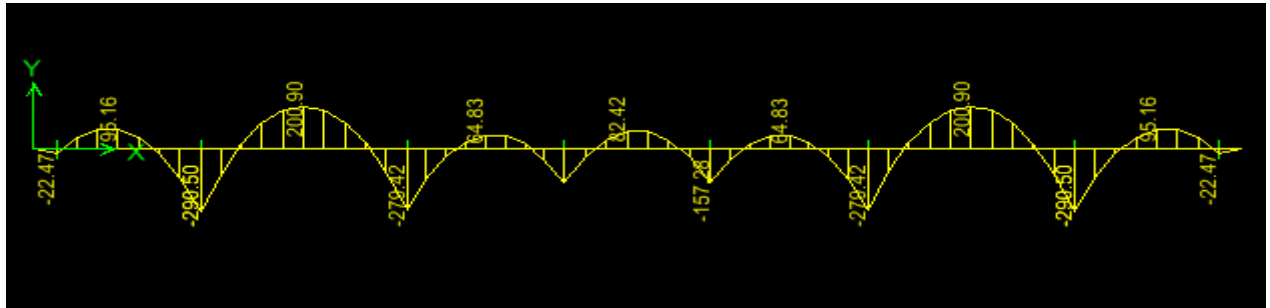


Figure VIII-8 Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN

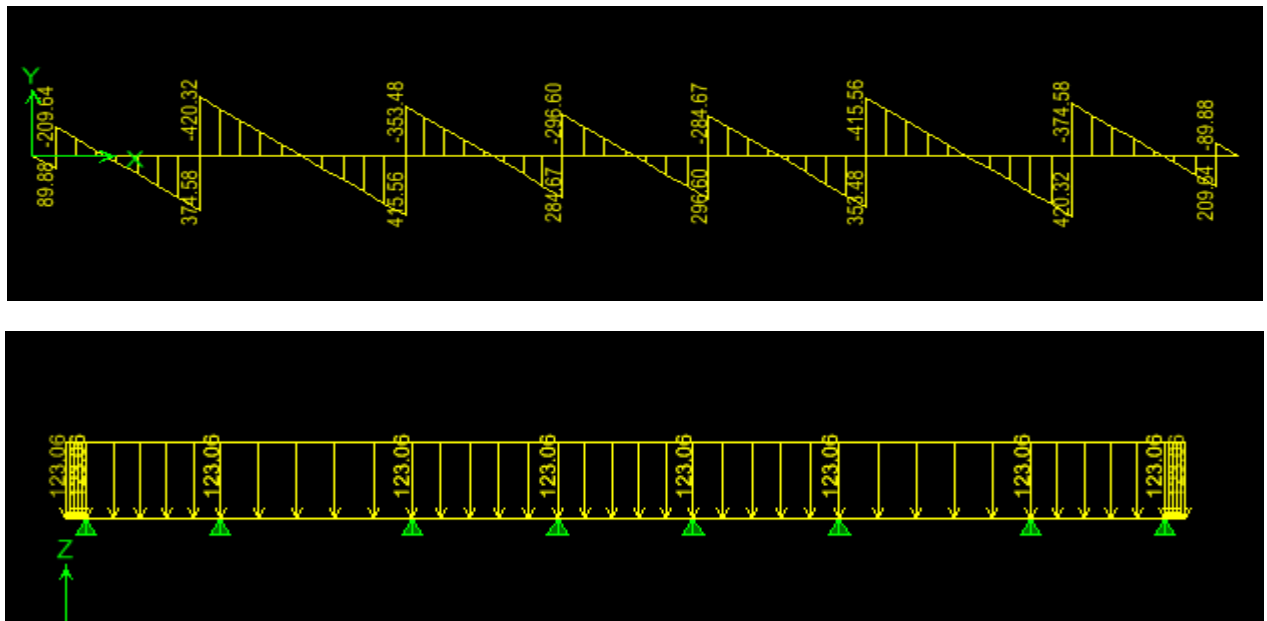


Figure VIII-9 Le chargement à ELS en KN

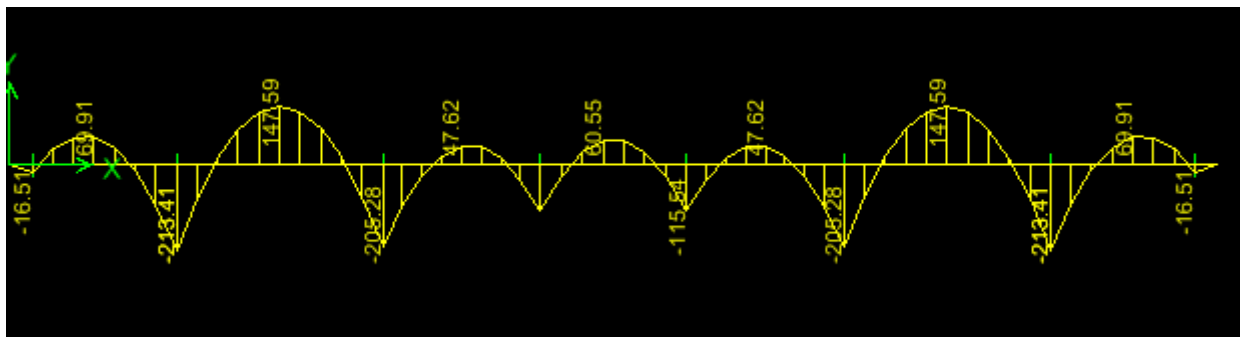


Figure VIII-10 Diagramme des moments fléchissant à ELS en KN.m

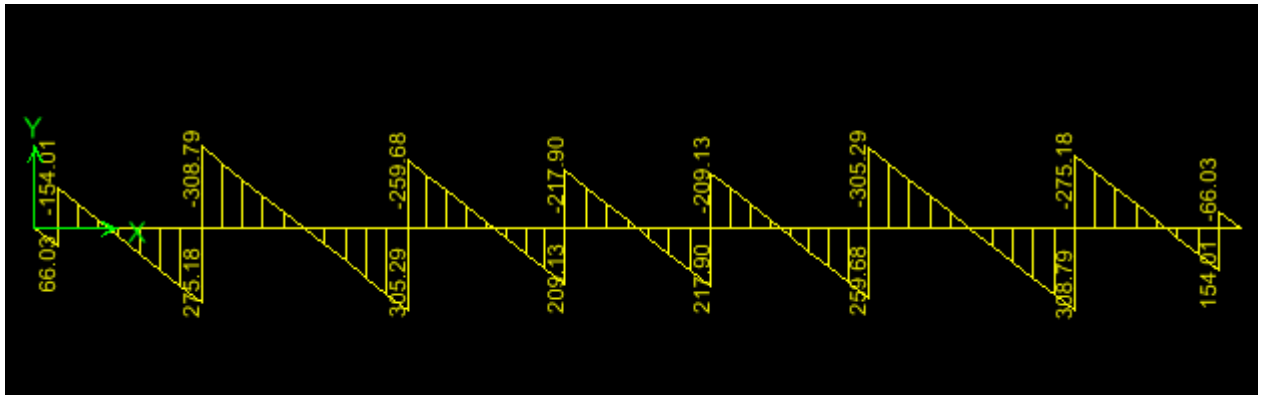


Figure VIII-11 Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN

Ø Sens transversal :

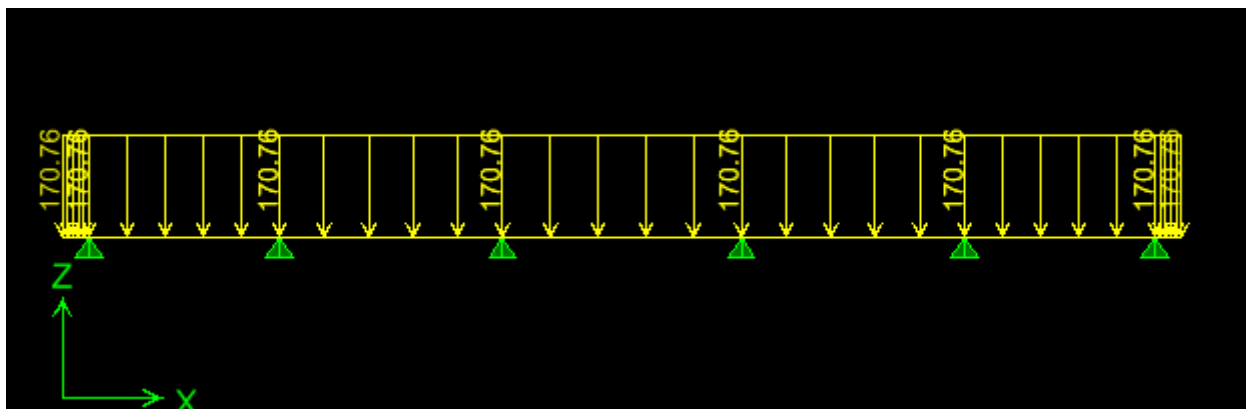


Figure VIII-12 Le chargement à ELU en KN

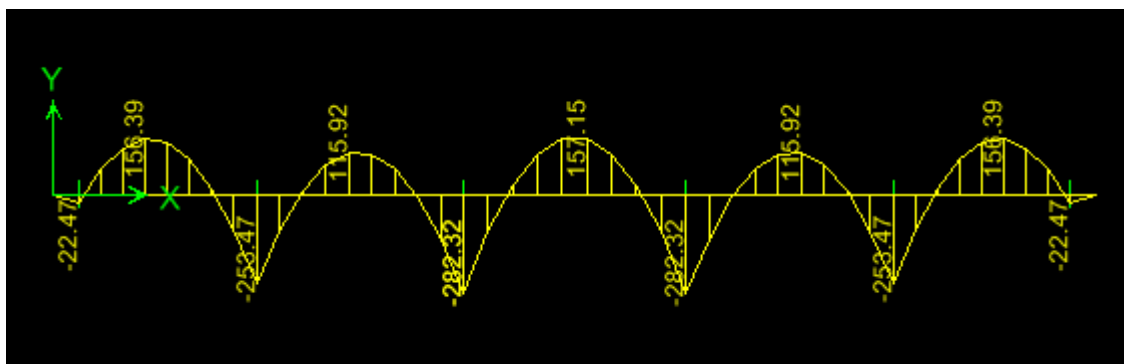


Figure VIII-13 Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m

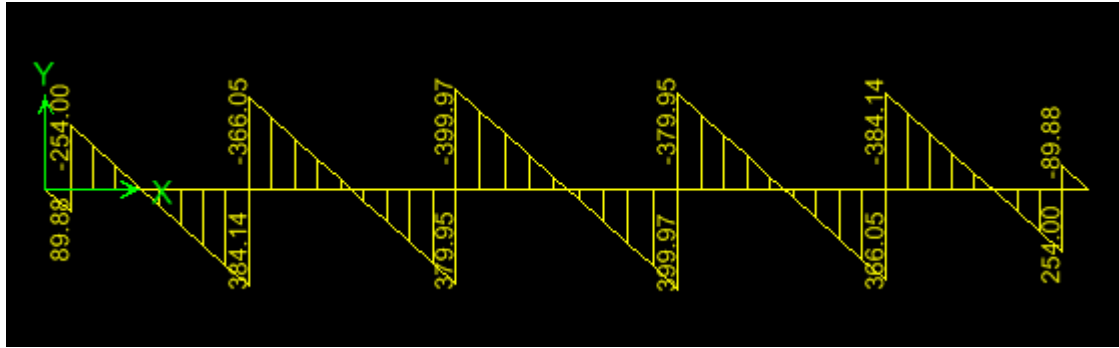


Figure VIII-14 Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN

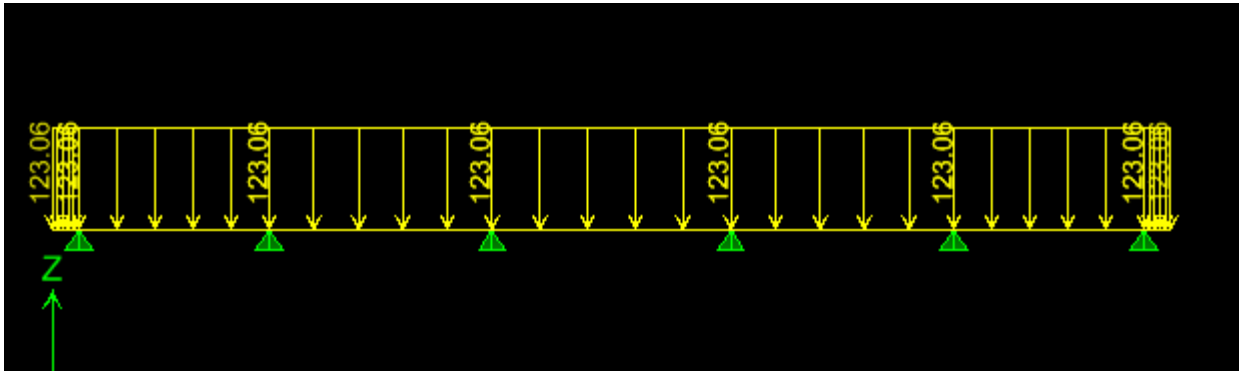


Figure VIII-15 Le chargement à ELS en KN

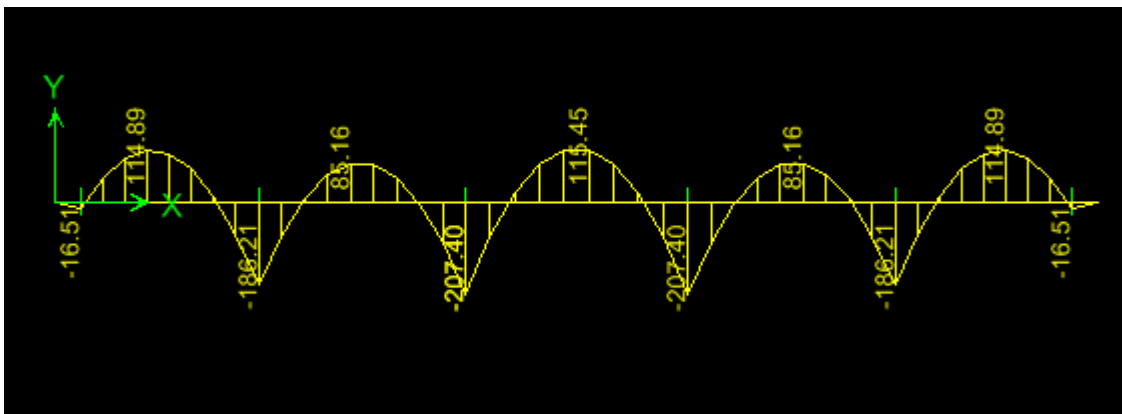


Figure VIII-16 Diagramme des moments fléchissant à ELS en KN.m

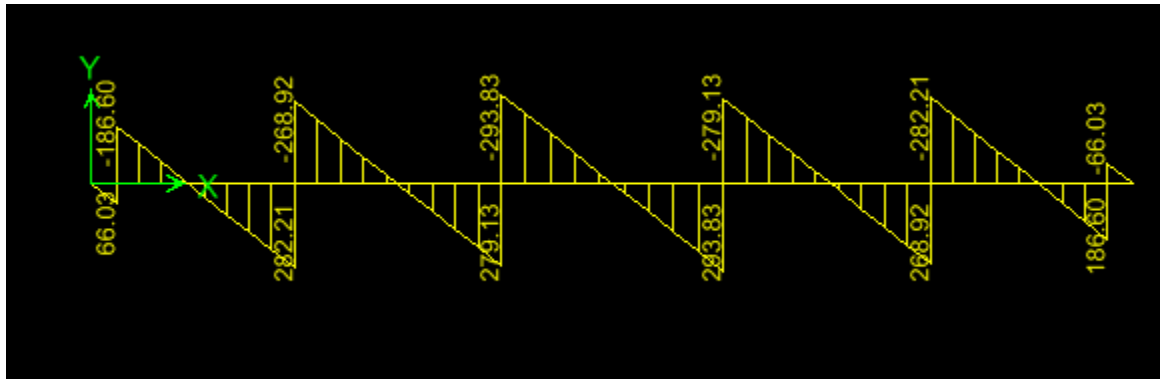


Figure VIII-17 Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN

- Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens (x-x)	Sens (y-y)
$M_{tu \max} = 200.9 \text{ KN.m}$	$M_{tu \max} = 157.15 \text{ KN.m}$
$M_{au \max} = 290.50 \text{ KN.m}$	$M_{au \max} = 282.32 \text{ KN.m}$
$M_{ts \max} = 147.59 \text{ KN.m}$	$M_{ts \max} = 114.89 \text{ KN.m}$
$M_{as \max} = 213.41 \text{ KN.m}$	$M_{as \max} = 207.40 \text{ KN.m}$
$T_{u \max} = 420.32 \text{ KN}$	$T_{u \max} = 423.53 \text{ KN}$

VIII-III-1 Calcul du ferrillage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 40 \text{ cm} \quad d = 87 \text{ cm} \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad A_{\min} = 0.5\% \times b \times h$$

		M (KN.m)	μ	β	A _{cal} (cm)	A _{min} (cm ²)	Choix	A _{adop} (Cm ²)
Sens (x-x)	Appui	282.32	0.065	0.966	9.65	18	4HA16+2HA12	10.30
	Travée	157.15	0.036	0.982	5.28		4HA16	9.42
Sens (y-y)	Appui	290.50	0.067	0.965	9.94	18	4HA16+2HA12	10.30
	Travée	200.90	0.046	0.976	6.80		4HA16	9.42

VIII-III-2 Vérification à l'état limite ultime :

✓ Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 4.01 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Armatures transversales :

✓ Diamètre minimal :

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

$$f_t \geq \frac{f_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

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

✓ Espacement des armatures :

• En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit: } S_t = 15 \text{ cm.}$$

• En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \times f_1 \right\} = \min \left\{ \frac{85}{4} ; 12 \times 2 \right\} = \min \{ 21.25 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} \} = 21.25 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 10 \text{ cm.}$

✓ Armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (2 cadres).

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$t_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{g_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 423.53 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{423.53 \times 10^3}{400 \times 870} = 1.21 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

CONCLUSION

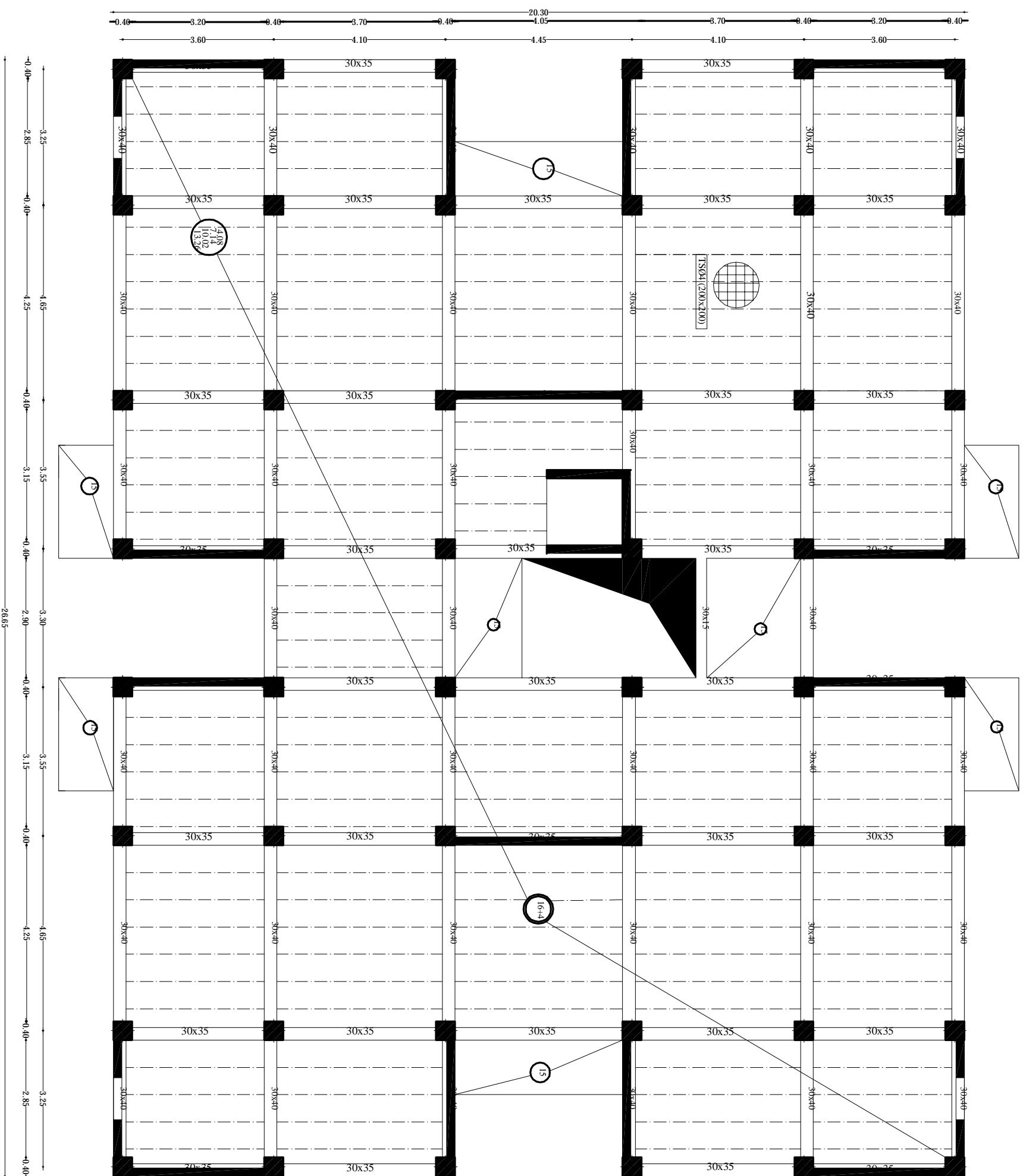
A travers la connaissance des différentes étapes de calcul nécessaire à l'étude des bâtiments à ossature mixte, le présent travail nous a utilement permis de mettre en application les concepts théoriques et les enseignements pratiques acquis durant notre formation D'ingénieur en Génie Civil (Spécialité Construction Civile et Industrielle).

Par ailleurs, ce travail nous a permis de constater que, lors de l'exécution d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en Génie Civil ne doit pas limiter son étude aux divers calculs théoriques indispensables ; Il doit aussi veiller à ce qu'une concordance entre les calculs théoriques effectués et les aspects pratiques soit établie en respectant trois critères indissociables : la résistance, la durabilité et l'économie.

Enfin, on souhaite que les promotions futures d'ingénieurs en Génie Civil de ma spécialité puissent tirer de ce travail des enseignements utiles et des compléments indispensables à leurs études.

BIBLIOGRAPHIE

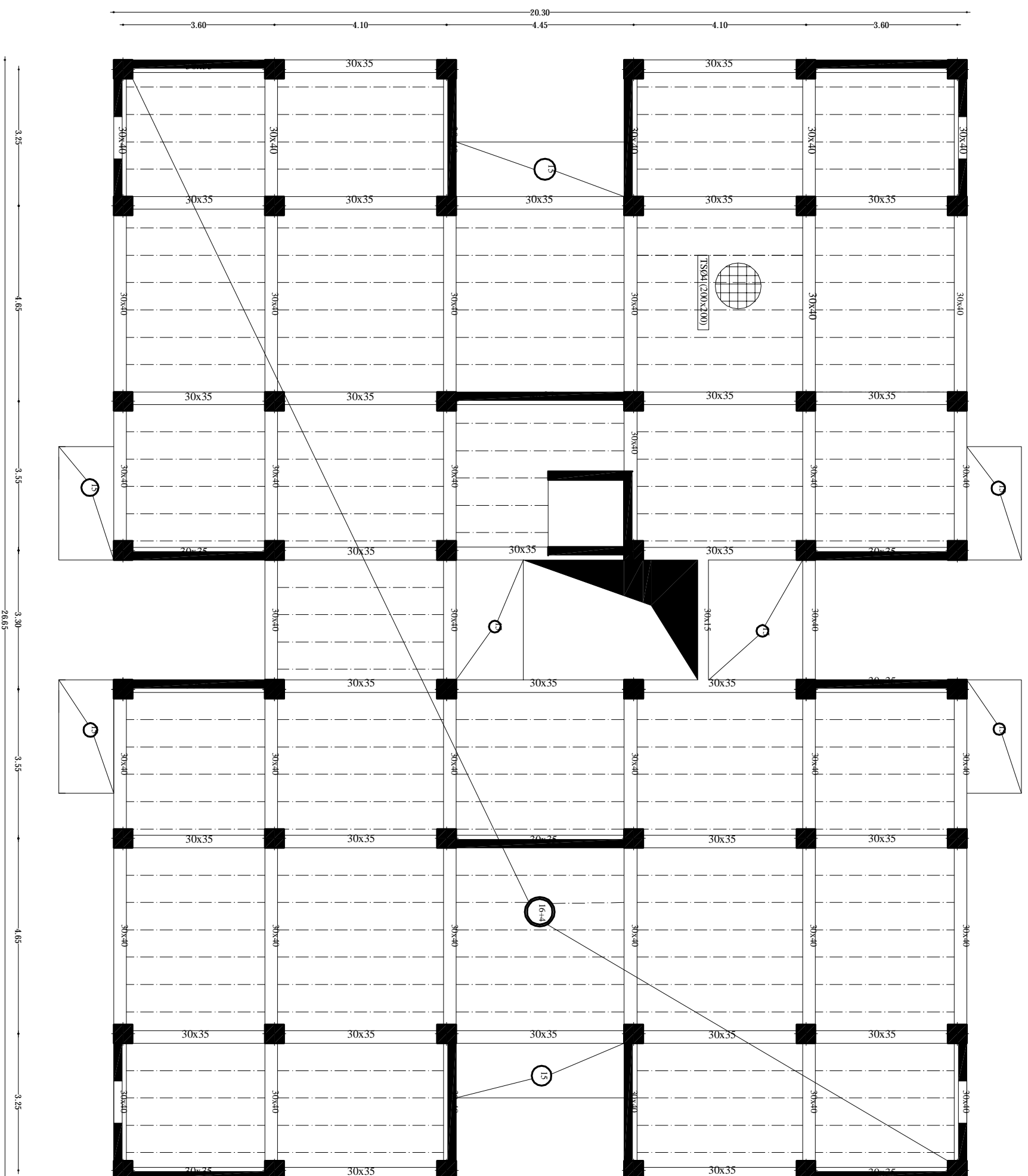
- *BAEL 91 modifié 99 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction*
En béton armé suivant la méthode des états limites.
 - *Pratiques du BAEL 91, cours et exercices corrigées.*
Jean Perchat, Jean Roux
 - *Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).*
 - *DTR B.C. 2.2 charges permanentes et charges d'exploitation.*
 - *Cours et TD des années de spécialité(béton, MDS ,RDM)*
 - *Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.*
 - *Manuel de logiciel ETABS V.9.7*



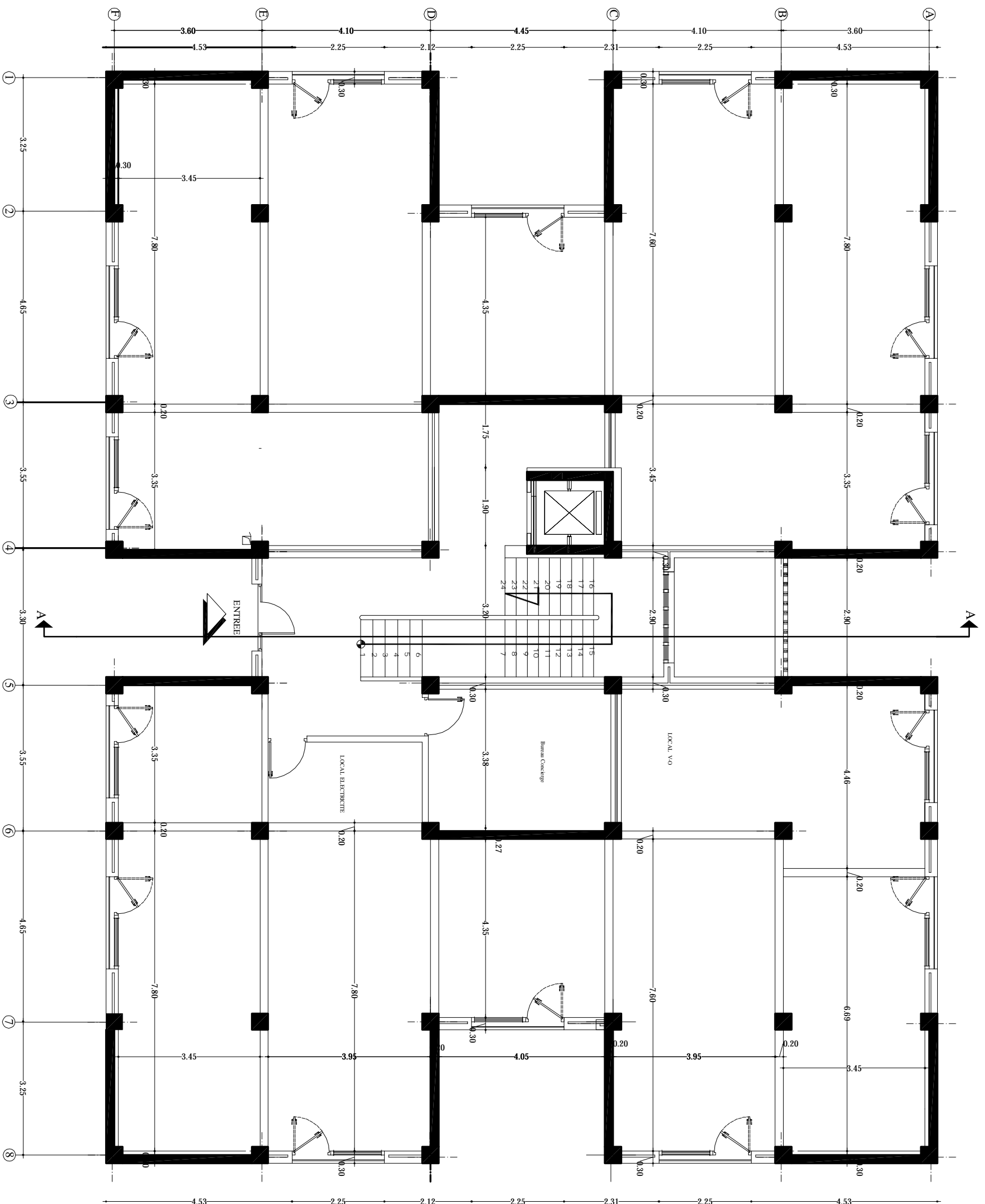
Plan de Coffrage DU RDC , 1er et 2eme , 3eme d'Etage Courant

Republique Algerienne Democratique et Populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de Genie de la Construction Departement de Genie Civil		proposé par Bureau d'etude
Etudié par Mr Bouarour Mahrez Mr Oukacine Hocine	Dirigé par Mr Mansouri	Echelle: 1/100 septembre 2014

Plan de Coffrage d'Etage Courant

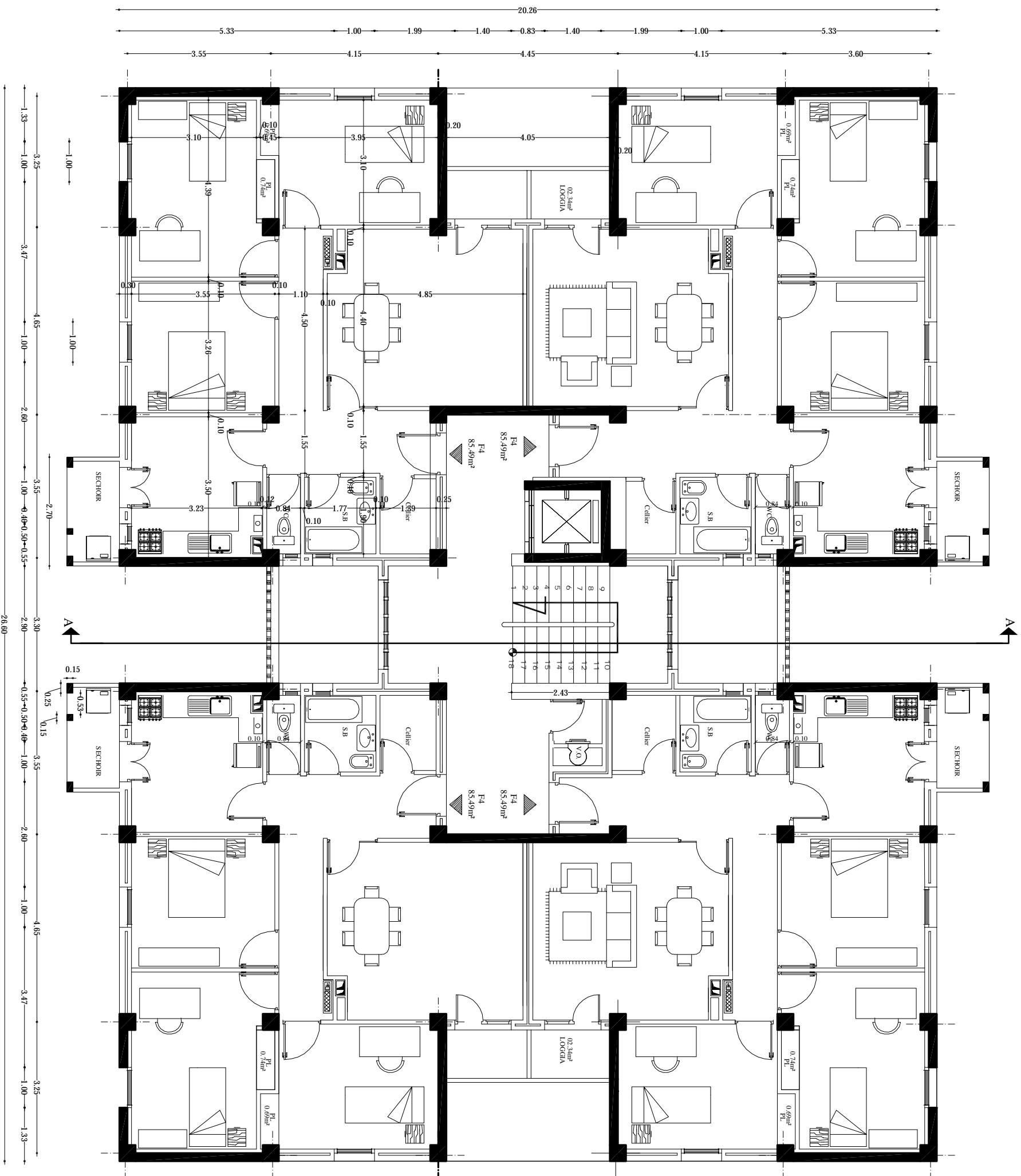


République Algérienne Démocratique et Populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		proposé par Bureau d'étude	
Etudié par Mr Bouarour Mahrez Mr Oukacine Hocine		Echelle: 1/100	
Dirigé par Mr Mansouri		septembre 2014	



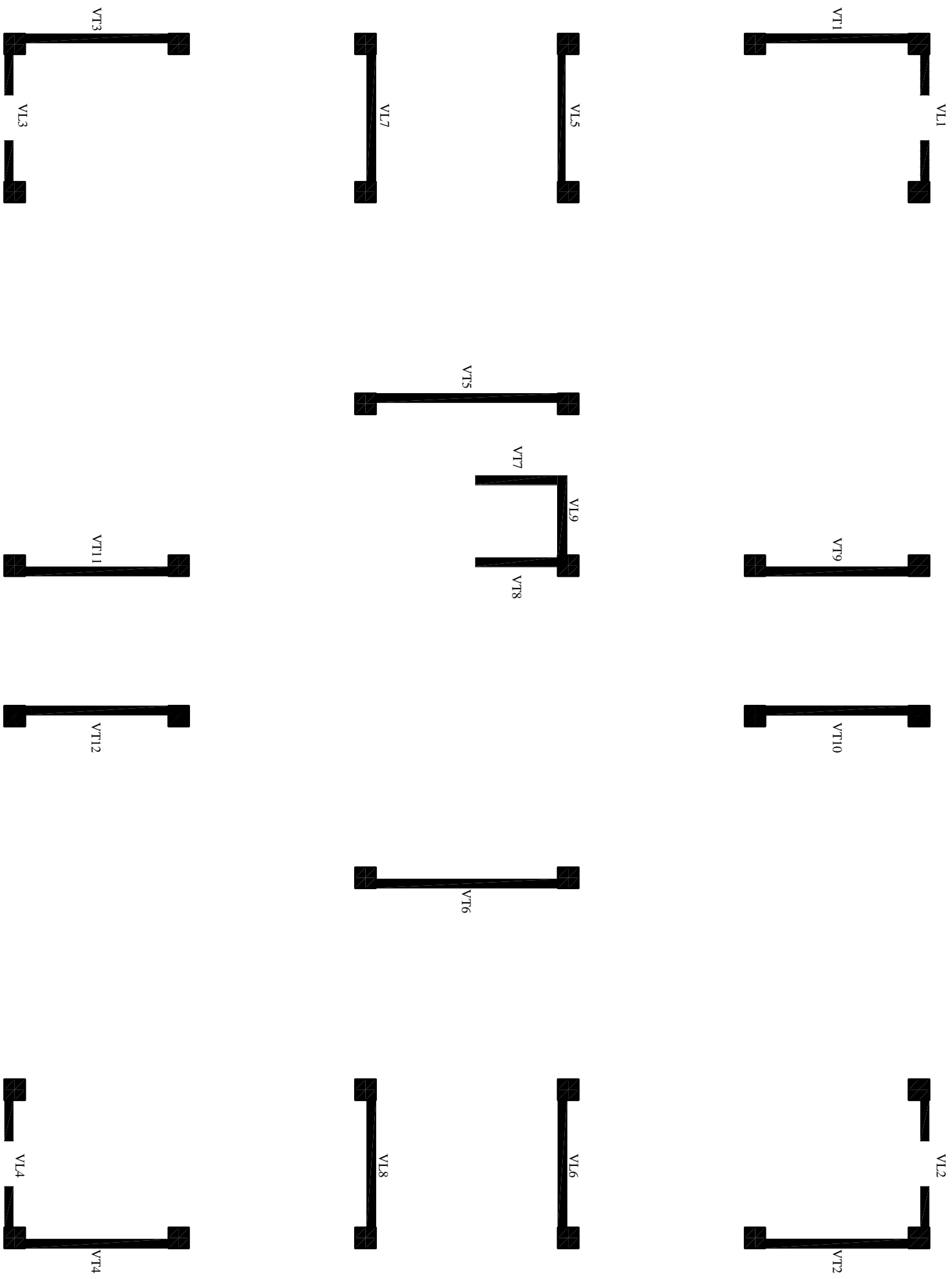
PLAN DU REZ DE CHAUSSEE

Republique Algerienne Democratique et Populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de Genie de la Construction Département de Genie Civil		proposé par Bureau d'étude	
Etudié par Mr Bouarour Mahrez Mr Oukacine Hocine	Dirigé par Mr Mansouri	Echelle: 1/100	septembre 2014



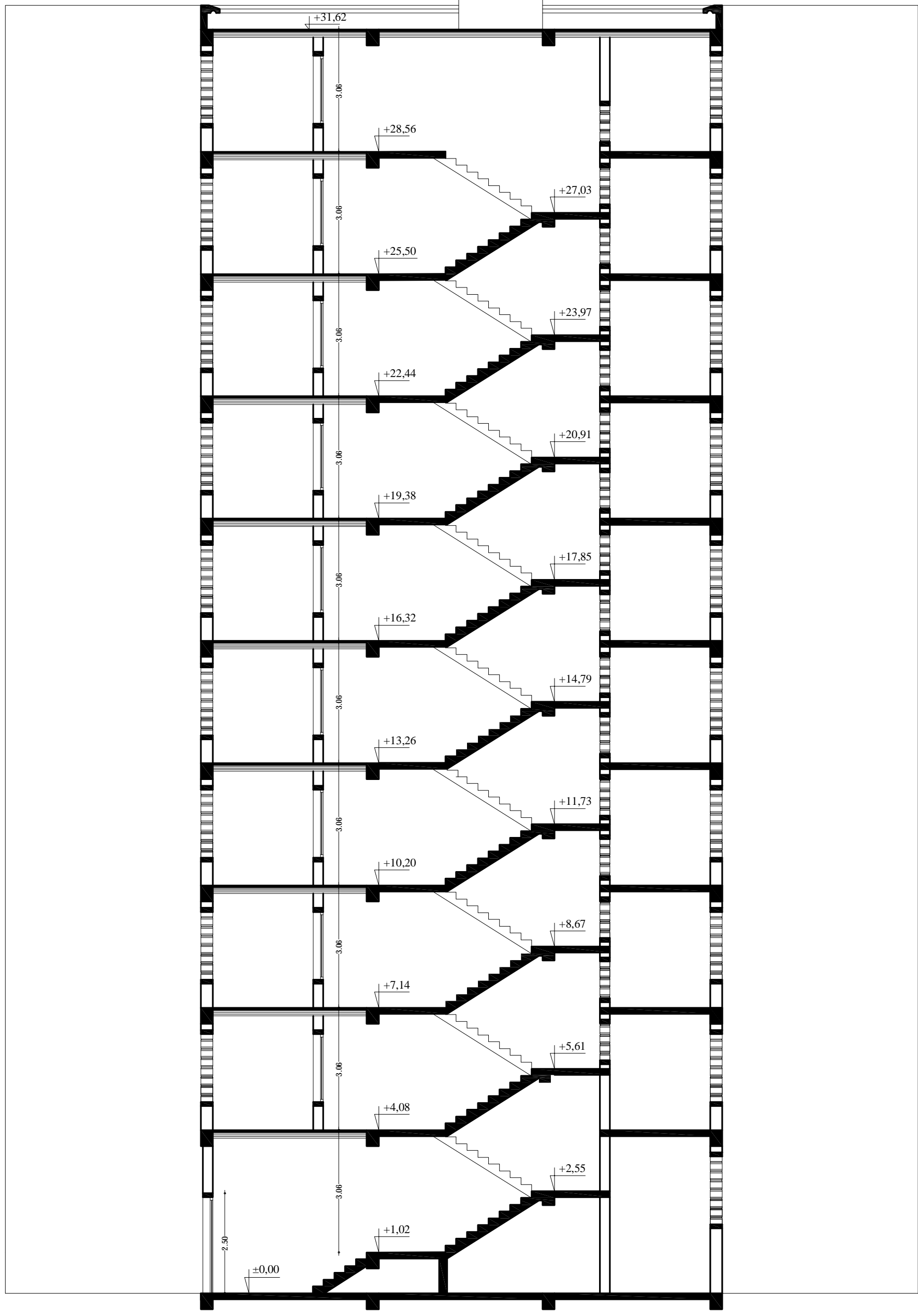
PLAN DE L'ETAGE COURANT

Republique Algérienne Démocratique et Populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		proposé par Bureau d'étude	
Etudié par Mr Bouarour Mahrez Mr Oukacine Hocine		Echelle: 1/100	
Dirigé par Mr Mansouri		septembre 2014	



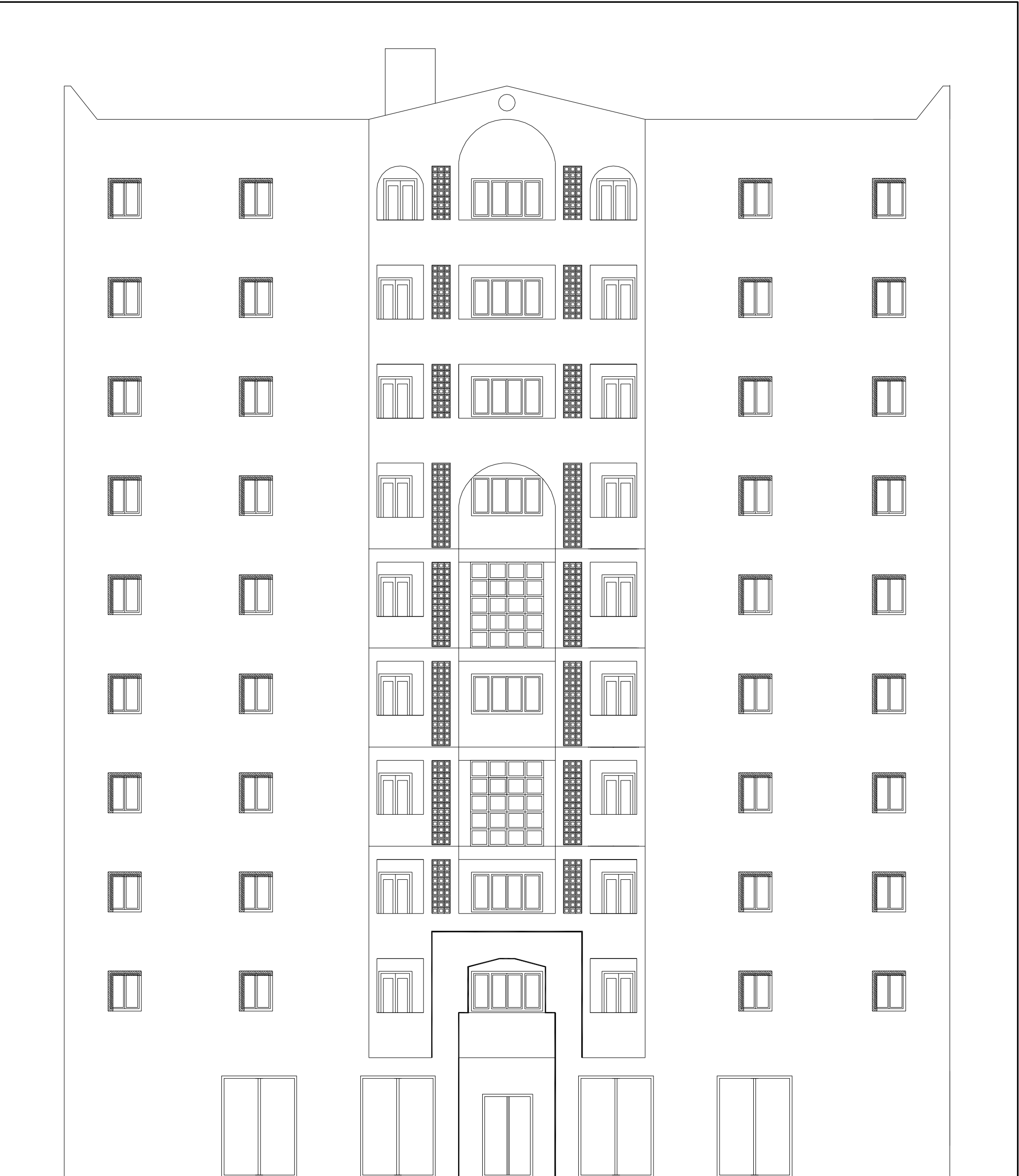
Identification des voiles

Republique Algerienne Democratique et Populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		proposé par Bureau d'étude
Etudié par Melle ACHAB LYNDIA Melle CHEHEB FERROUDJA Mr ABDERRAHMANI ABDE/K	Dirigé par Mr BOUDJEMIA	Echelle: 1/100 septembre 2008



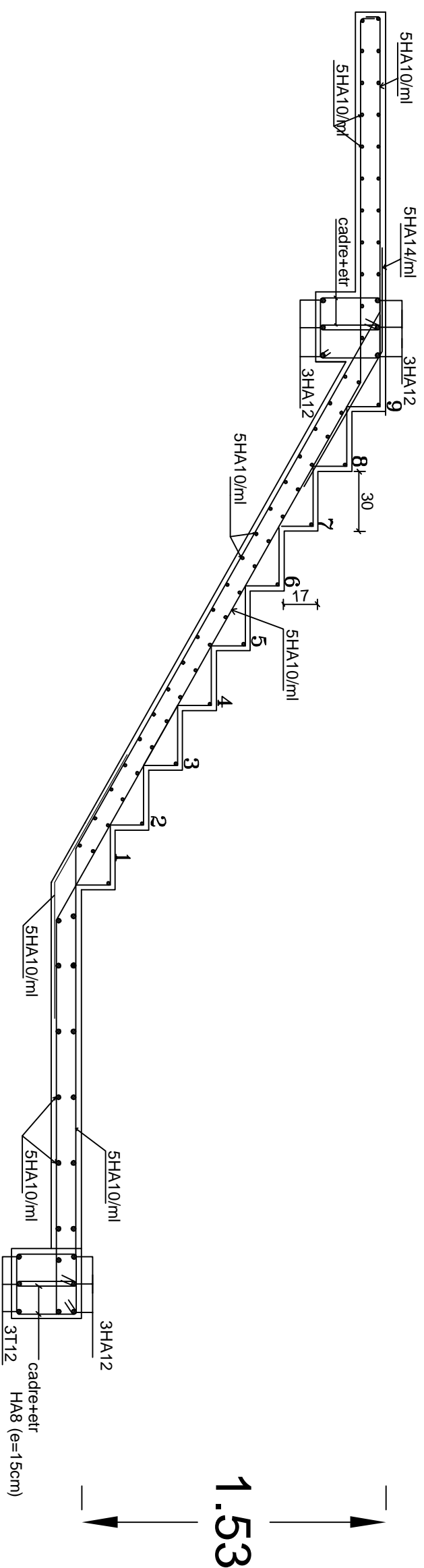
COUPE AA

Republique Algerienne Democratique et Populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de Genie de la Construction Departement de Genie Civil		proposé par Bureau d'etude
Etudié par	Mr Bouarour Mahrez Mr oukacine hocine	Echelle: 1/100
Dirigé par	Mr Mansouri	septembre 2014



FACADE PRINCIPALE

République Algérienne Démocratique et Populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		proposé par Bureau d'étude
Etudié par	Mr Bouarour Mahrez Mr Oukacine Hocine	Echelle: 1/100
Dirigé par	Mr Mansouri	septembre 2014



1.70m

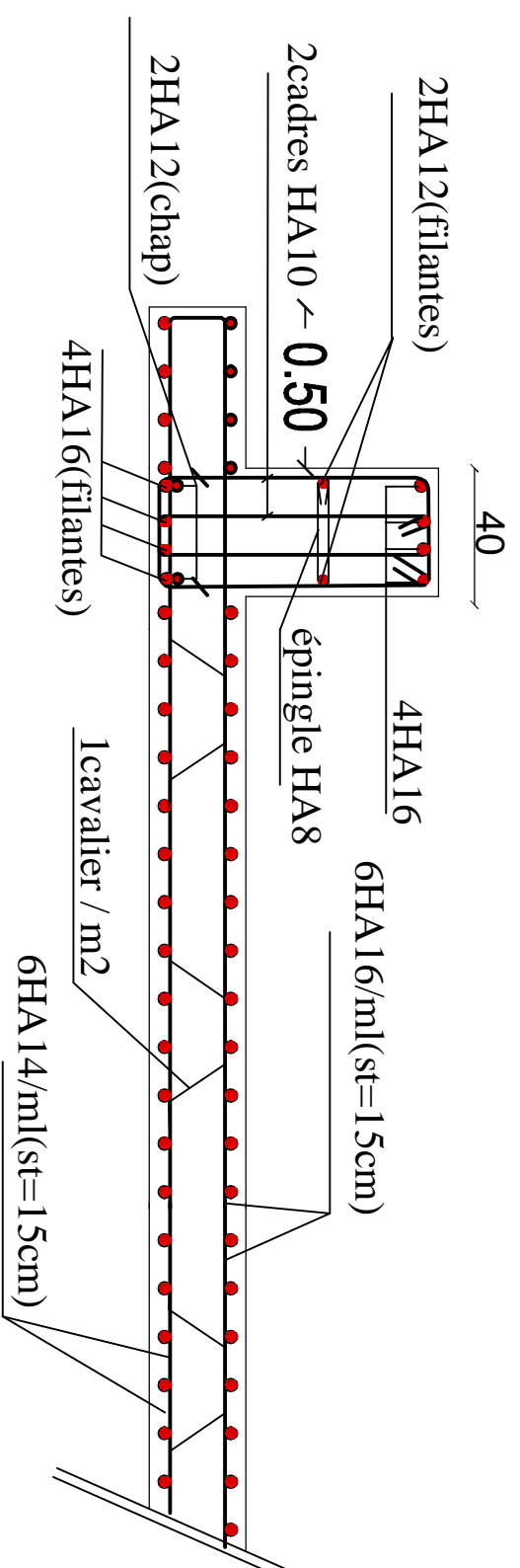
2.40m

1.85m

1.53

plan de ferrailage des escaliers d'étage courant

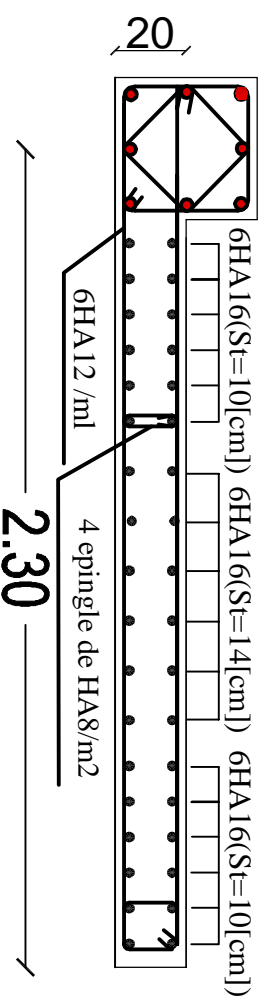
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL		
ETUDE PAR OURACINE HOCINE BOUAROUR MAHREZ	TITRE FERRAILLAGE DES ESCALIER	
DIRIGE PAR MANSOURI A		
PROMOTION 2013/2014	ECHELLE	N°PLANCHE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR OUKACINE HOCINE BOUAROUR MAHREZ	TITRE FERRAILLAGE Du radier général dans le sens XX	
DIRIGE PAR MANSOURI. A	ECHELLE	N°PLANCHE
PROMOTION 2013/2014		

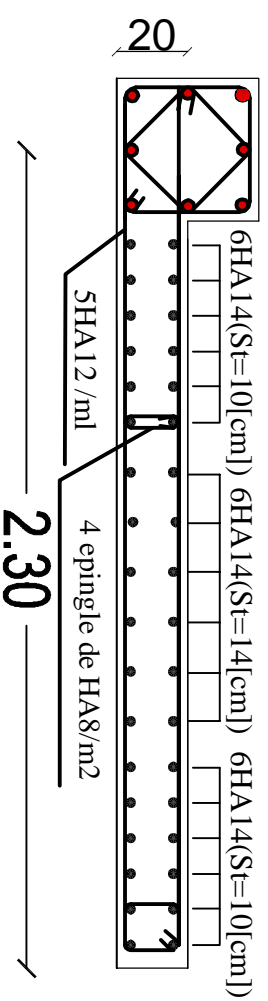
ZONE I

VL2



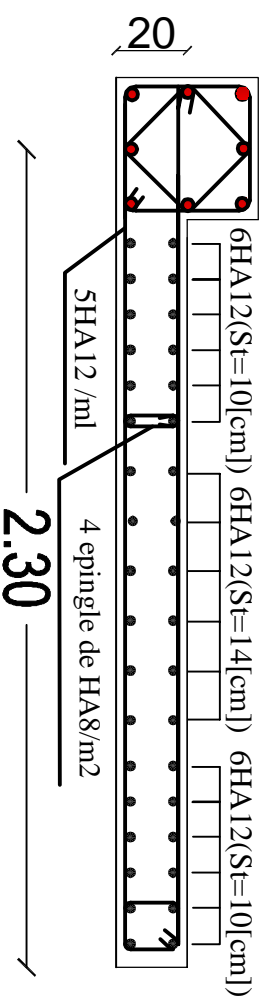
ZONE II

VL2

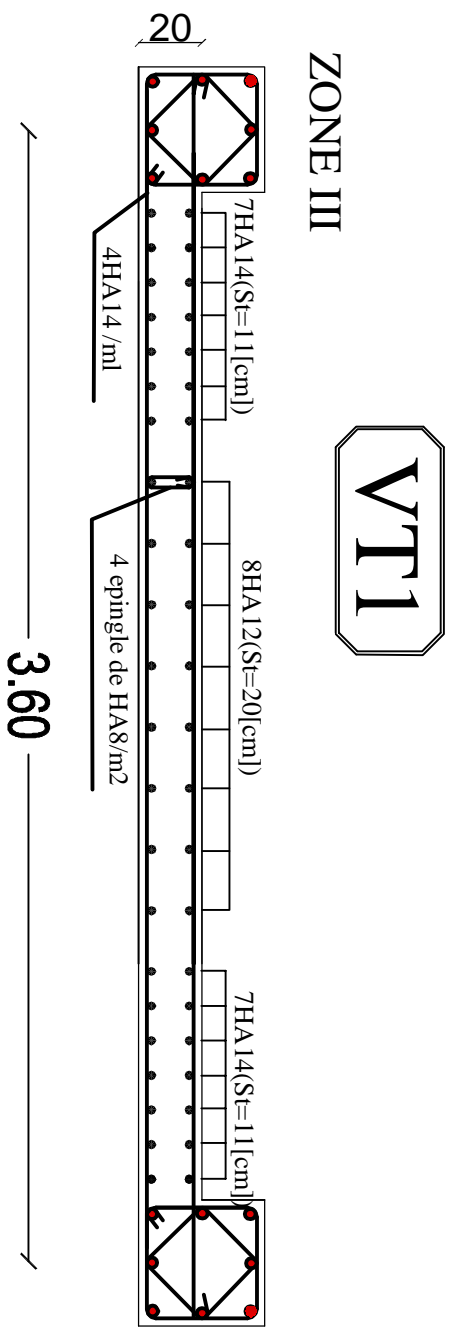
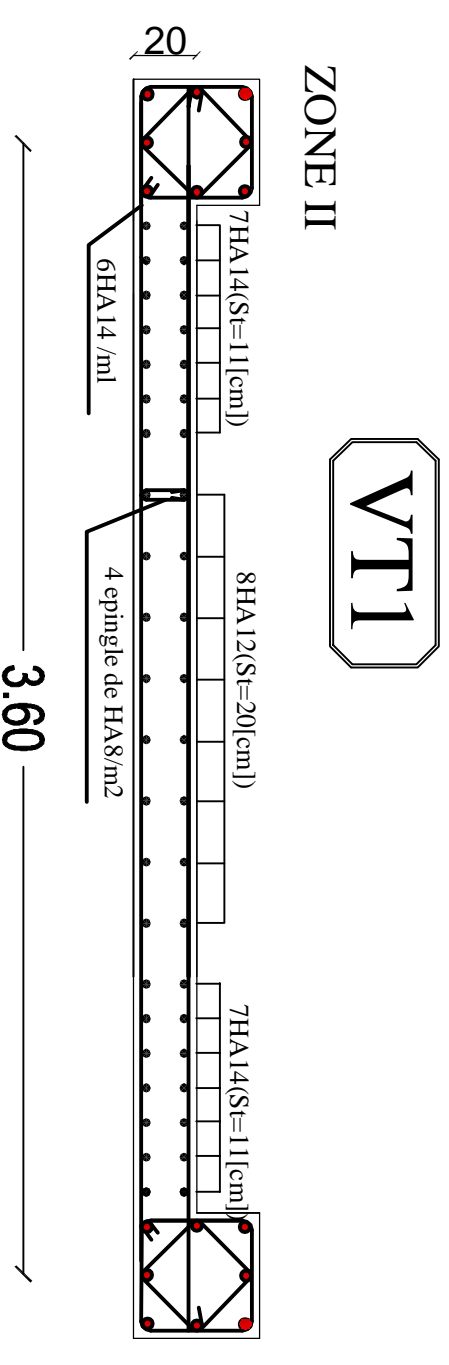
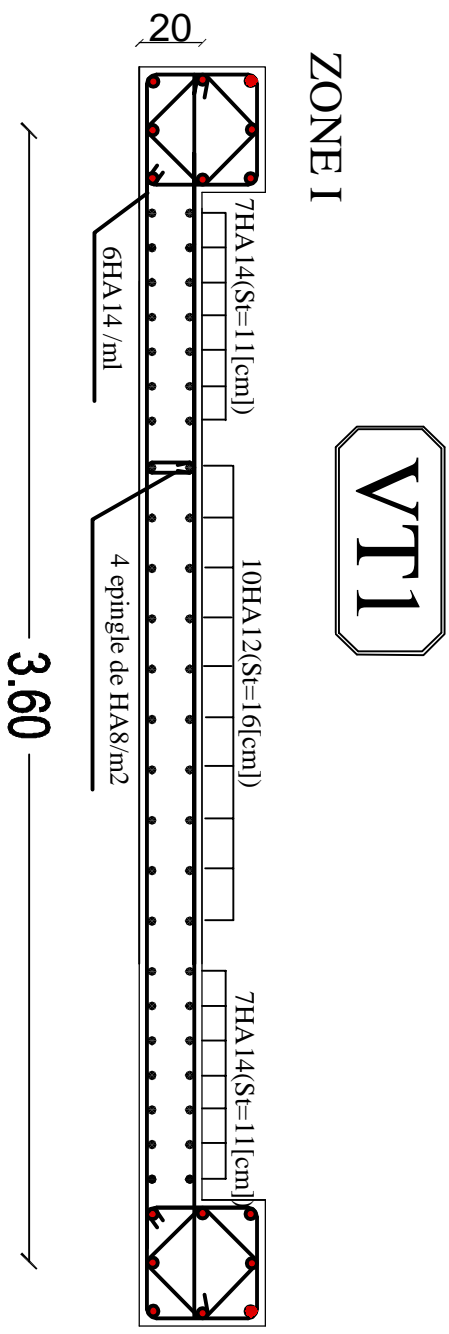


ZONE III

VL2



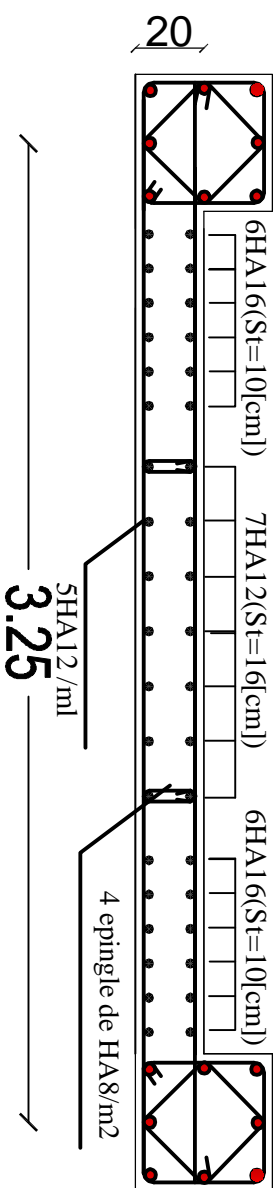
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL		
<u>ETUDE PAR</u>	<u>TITRE</u>	
OUKACINE HOCINE BOUAROUR MAHREZ	FERRAILLAGE DES VOILES	
<u>DIRIGE PAR</u>		
MANSOURI. A		
<u>PROMOTION</u>	<u>ECHELLE</u>	<u>N°PLANCHE</u>
2013/2014		



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL		
ETUDE PAR OUKACINE HOCINE BOUAROUR MAHREZ	TITRE FERRAILLAGE DES VOILES	
DIRIGE PAR MANSOURI A		
PROMOTION 2013/2014	ECHELLE	N°PLANCHE

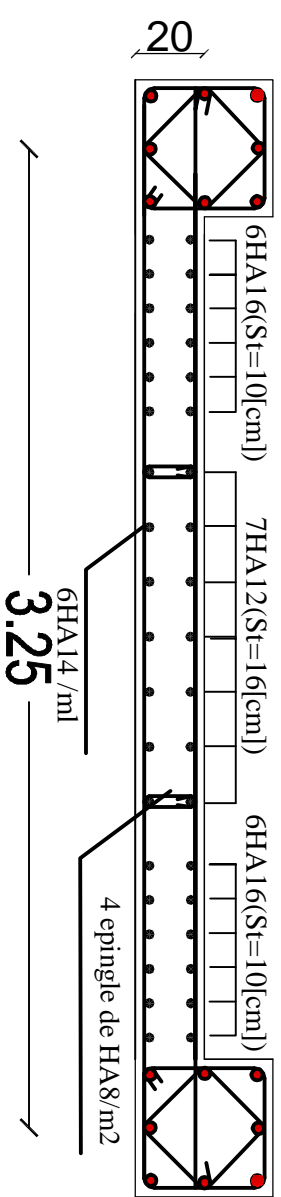
ZONE II

VLI



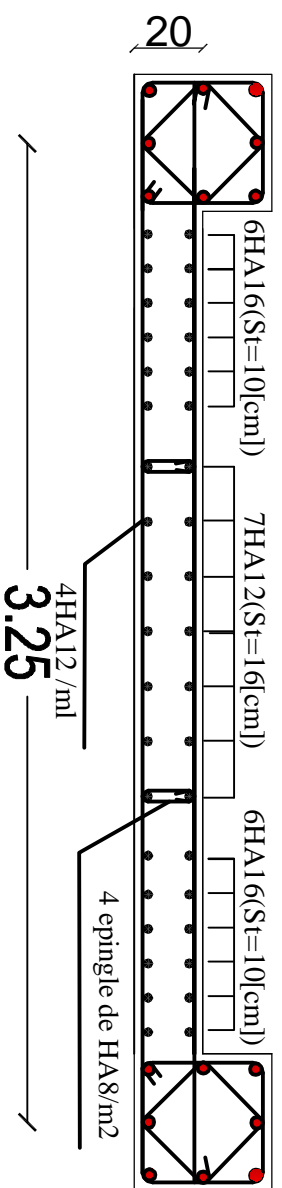
ZONE I

VLI



ZONE III

VLI



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE
TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA
CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDE PAR

OUKACINE HOCINE
BOUAROUR MAHREZ

TITRE

FERRAILLAGE DES VOILES

DIRIGE PAR

MANSOURI A

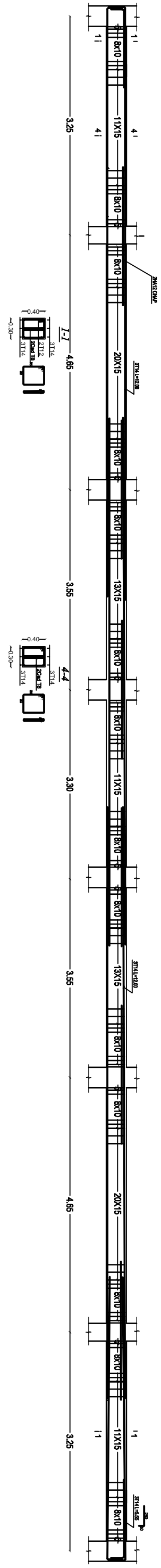
PROMOTION

2013/2014

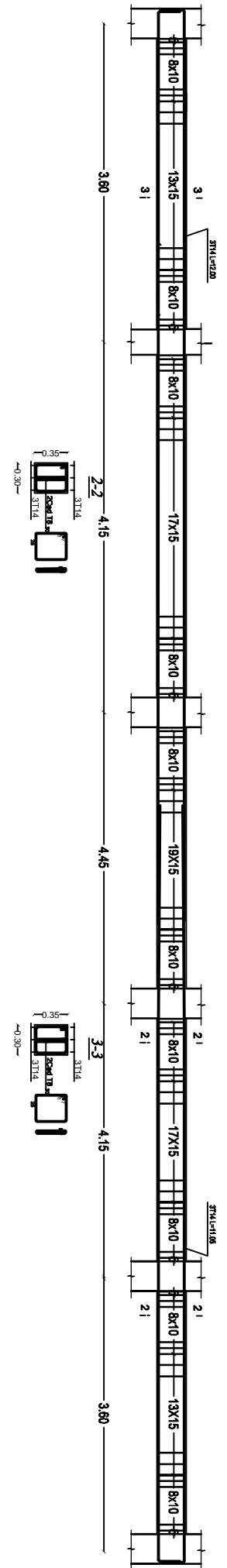
ECHELLE

N°PLANCHE

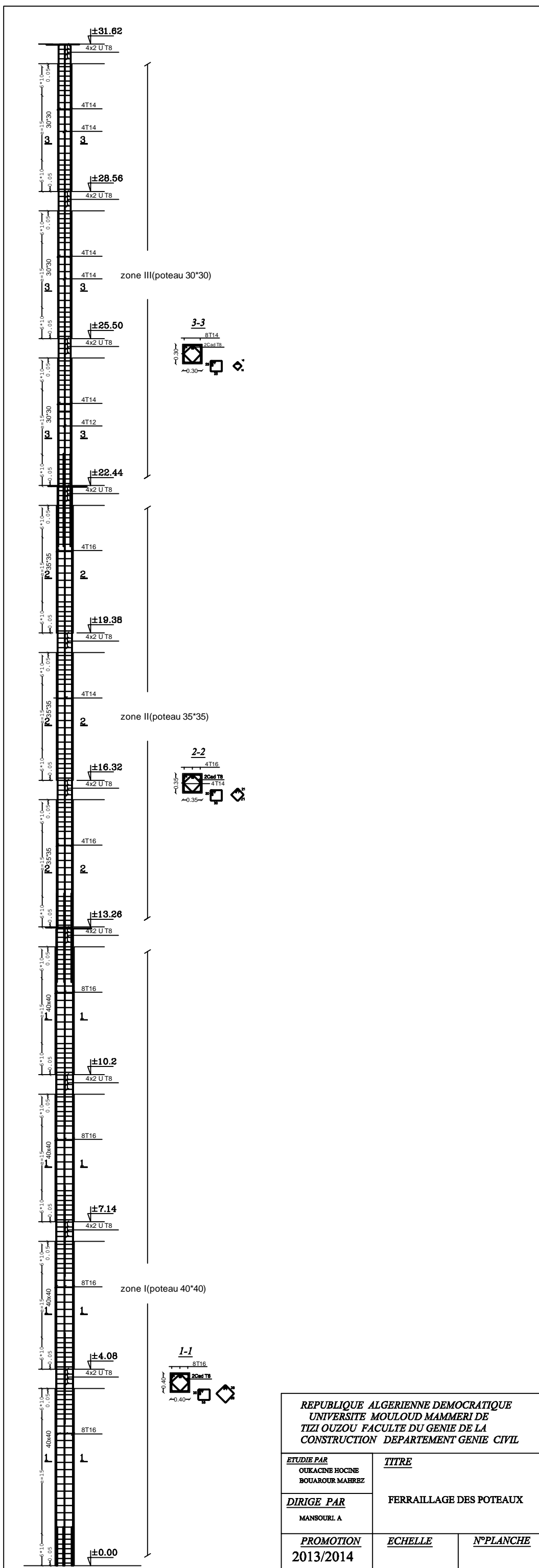
Poutres Porteuses (30x40)



Poutres secondaires (30x35)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL		
ETUDE PAR OURABNE HOCINE BOUKAROUR MAHREZ	TITRE FERRAILLAGE DES POUTRES	
DIRIGE PAR MANSOURI A	ECHILLE N°PLANCHE	
PROMOTION 2013/2014	N°PLANCHE	



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL		
ETUDE PAR OUKACINE HOCINE BOUAROUR MAHREZ	TITRE FERRAILLAGE DES POTEAUX	
DIRIGE PAR MANSOURI A	FERRAILLAGE DES POTEAUX	
PROMOTION 2013/2014	ECHELLE	N°PLANCHE