

III-I-Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol ; ils assurent deux fonctions principales :

- Fonction de résistance : les planchers supportant leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- Fonction d'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Comme notre projet est à usage bureautique, on adopte un plancher à corps creux qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les entrevous.

Les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

III-2-Méthode de calcul des poutrelles :

III-2-1-Planchers RDC et étages courant :

Méthode forfaitaire :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée applicable pour les planchers courants si les conditions ci-après sont satisfaites.

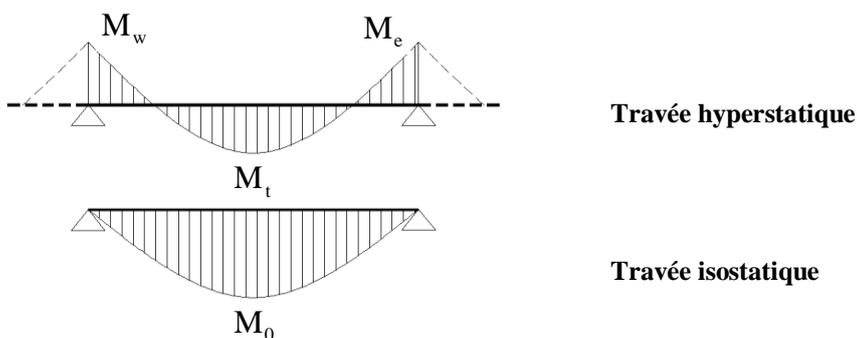
1. Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Cette méthode est applicable si les quatre conditions suivantes sont remplies :

- 1-La charge d'exploitation $Q \leq \max (2G ; 5KN/m^2)$
- 2-Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
- 3-Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25
 $0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$
- 4- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

2. Principe de calcul :

Il exprime les maximaux en travée et sur appuis (droit et gauche) en fonction des moments fléchissant isostatiques "M₀" de la travée indépendante.



Selon le BAEL 91 les valeurs de M_w, M_t, M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - (M_w+M_e) /2.$$

$M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0/2$ Cas d'une travée intermédiaire.

$M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0/2$ Cas d'une travée de rive.

Avec :

M_0 : Le moment maximal isostatique dans la travée indépendante.

M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée.

M_w : Le moment sur l'appui gauche de la travée.

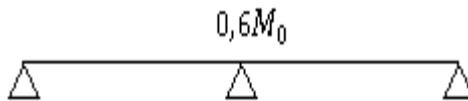
M_e : Le moment sur l'appui droit de la travée.

$\alpha = Q / (G+Q)$ le rapport des charge d'exploitation a la somme des charges permanentes et d'exploitation.

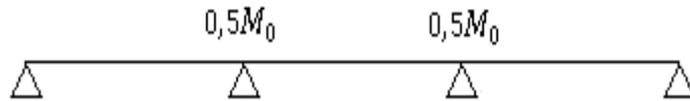
3. Les valeurs des moments aux appuis :

Les valeurs absolues des moments sur appuis sont évaluées selon le nombre des travées :

- Poutre continue à deux travées :



- Poutre contenue à trois travées :



- Poutre contenue a plus de quatre travées :

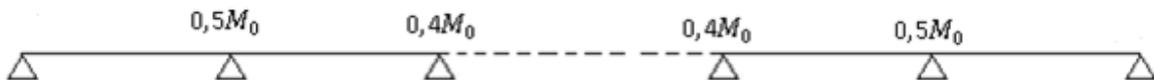
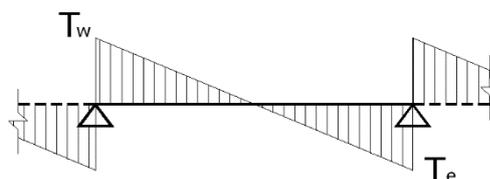


Figure III-1 : Schémas explicatifs (méthode forfaitaire).

4. Efforts tranchants :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épaisseur d'arrêt des armatures longitudinales

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :



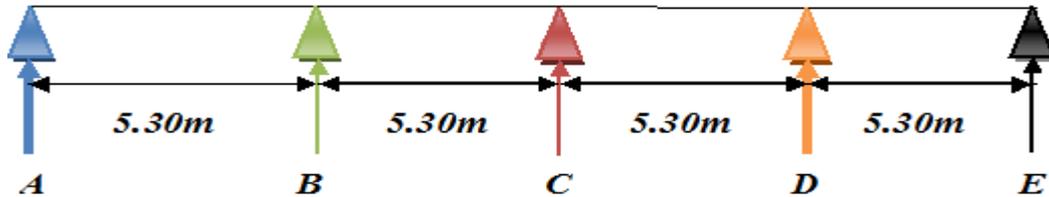
- $T_w = Ql/2 + (M_w - M_e) / l$

- $T_e = Ql/2 - (M_w - M_e) / l$

➤ Etude des poutrelles :

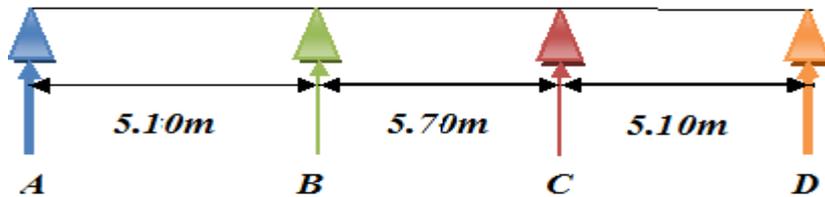
1. Les type des poutrelles :

Bloc A1 : on a un seul type :

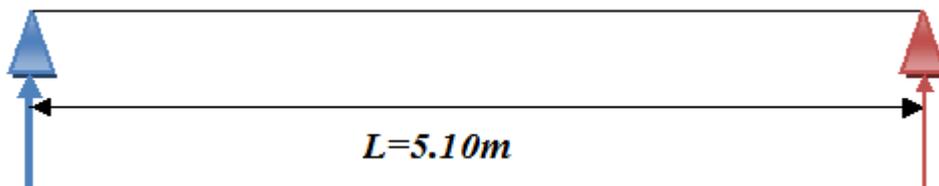


Bloc A2 : on a deux type de poutrelle :

- 1^{ère} type :

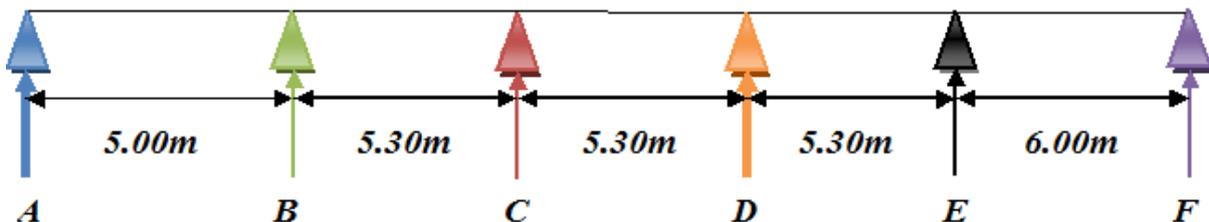


- 2^{ème} type :

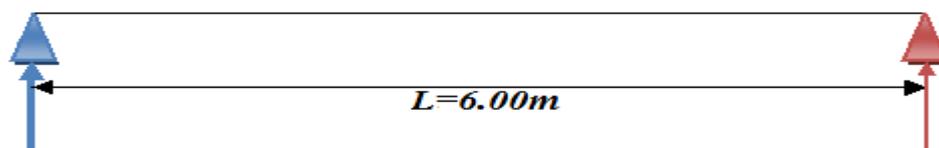


Bloc B1 : on a deux type :

- 1^{ère} type :

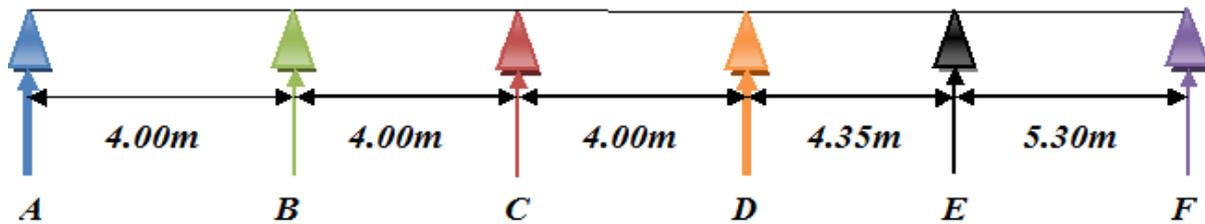


- 2^{ème} type :

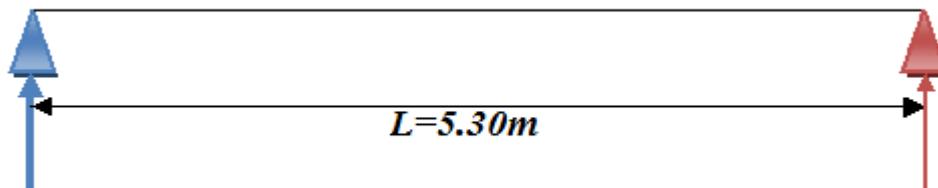


Bloc B2 : on deux type de poutrelle :

- 1^{ère} type :



- 2^{ème} type :



On a pris comme un exemple de calcul le bloc A1 :

BLOC A1 :

2. Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire :

1-la charge d’exploitation $Q \leq \max(2G, 5\text{KN/m}^2)$

Planchers étages courant : $G = 5,30 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,60 \text{ KN/m}^2$condition vérifiée

2-le rapport entre les travées successives :

Tableau III-1 : le rapport entre les travées successives du plancher RDC et e.c

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
Portée	5,30	5,30	5,30	5,30	5,30
Rapport	1,00	1,00	1,00	1,00	

$0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$ condition vérifiée

3-Poutrelle à d’inertie constante ($I=\text{cte}$).....condition vérifiée

4-Fissuration peu préjudiciable (cas de plancher étage).

Puisque toutes les conditions sont satisfaites pour les plancher étage la méthode forfaitaire est applicable.

3. Sollicitation :

Les charges et surcharges du plancher RDC et étage courant est comme suite :

$G = 5,46 \text{ KN/m}^2$

$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

À P.E.L. U :

- **Plancher RDC, étage courant et sous-sol :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,46 \times 0,65 = 3,55 \text{ KN/ml} \\ Q = 2,5 \times 0,65 = 1,63 \text{ KN/ml} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 7,24 \text{ KN/ml} \\ Q_s = G + Q = 5,17 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

- **Moments fléchissant (isostatiques) :**

Calcul des moments isostatiques sur travées :

$$\text{Travée AB : } M = q_u L^2 / 8 = 25.42 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M = q_u L^2 / 8 = 25.42 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M = q_u L^2 / 8 = 25.42 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée DE : } M = q_u L^2 / 8 = 25.42 \text{ kN.m}$$

Calcul les moments sur appuis :

$$M_A = 0,2 M_{AB} = 5.08 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{AB}, M_{BC}) = 0,5 M_{BC} = 12.71 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} (M_{BC}, M_{CD}) = 0,4 M_{CD} = 10.17 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0,5 \text{Max} (M_{CD}, M_{DE}) = 0,5 M_{DE} = 12.71 \text{ kN.m}$$

$$M_E = 0,2 M_{EF} = 5.08 \text{ kN.m}$$

Moments En travées :

$$M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - (M_w + M_e) / 2.$$

$$M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0 / 2 \dots \dots \dots \text{Cas d'une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0 / 2 \dots \dots \dots \text{Cas d'une travée de rive.}$$

$$\alpha = \frac{Q}{(Q + G)} = 0,314$$

$$M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - (M_w + M_e) / 2$$

$$\Rightarrow M_t \geq \max [1,05M_0 ; 1,09M_0] - M_w + M_e / 2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,09M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \frac{1 + 0,3 \alpha}{2} = 0,547 \text{ (travée intermédiaire)} \\ (1,2 + 0,3\alpha) / 2 = 0,647 \text{ (travée de rive)} \end{array} \right.$$

Travée AB :(travée de rive)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,09M_{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 18,81 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,647 M_{AB} = 16,45 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow M_t = 18.81 \text{ KN.m}$$

Travée BC : (travée intermédiaire)

$$\begin{cases} M_t \geq 1.09M_{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 16.27 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,547 M_{BC} = 13.90 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t = 16.27 \text{ KN.m}$$

Travée CD : (travée intermédiaire)

$$\begin{cases} M_t \geq 1.09M_{CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 16.27 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,547 M_{CD} = 13,90 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t = 16.27 \text{ KN.m}$$

Travée DE : (travée de rive)

$$\begin{cases} M_t \geq 1.09M_{DE} - \frac{M_A + M_B}{2} = 18,81 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,647 = 16.45 \text{ KN.m} \end{cases} \rightarrow M_t = 18.81 \text{ KN.m}$$

4. Efforts tranchants :

Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée étant calculées selon la formule suivant :

$$\begin{cases} Tw = \frac{M_i - M_{i+1}}{Li} + q_u \frac{Li}{2} \\ Te = \frac{M_i - M_{i+1}}{Li} - q_u \frac{Li}{2} \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} Tw : \text{effort tranchant a droit} \\ Te : \text{effort tranchant a gauche} \end{cases}$$

$$\text{Travée (A-B)} \quad \begin{cases} Tw = \frac{5.08 - 12.71}{5,30} + 7,24 \frac{5,30}{2} = 17,74 \text{ KN} \\ Te = \frac{5.08 - 12.71}{5,30} - 7,24 \frac{5,30}{2} = -20.63 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (B-C)} \quad \begin{cases} Tw = \frac{12,71 - 10.17}{5,30} + 7,24 \frac{5,30}{2} = 19,66 \text{ KN} \\ Te = \frac{12,71 - 10,17}{5,30} - 7,24 \frac{5,30}{2} = -18,71 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (C-D)} \quad \begin{cases} Tw = \frac{10.17 - 12.71}{5,30} + 7,24 \frac{5,30}{2} = 18,71 \text{ KN} \\ Te = \frac{10.17 - 12.71}{5,30} - 7,24 \frac{5,30}{2} = -19,66 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (D-E)} \quad \begin{cases} Tw = \frac{12,71 - 5.08}{5,30} + 7,24 \frac{5,30}{2} = 20.63 \text{ KN} \\ Te = \frac{12,71 - 5.08}{5,30} - 7,24 \frac{5,30}{2} = -17,74 \text{ KN} \end{cases}$$

- Les diagrammes :

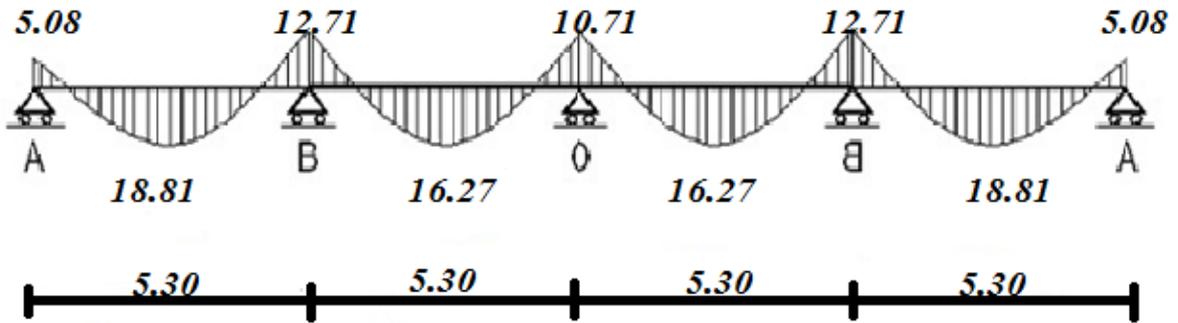


Figure II-2 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU.

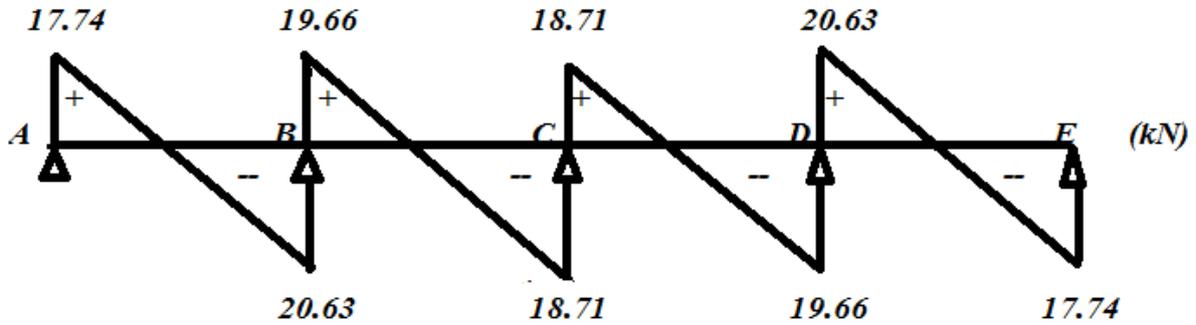


Figure III-3 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELU.

À l'ELS :

- Sollicitation :

$$q_s = [5, 46 + 2,50] \times 0,65 = 5.17 \frac{\text{kN}}{\text{mL}}$$

Les moments fléchissant :

Les moments isostatiques en travées :

$$\text{Travée AB : } M = q_u L^2 / 8 = 18.15 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M = q_u L^2 / 8 = 18.15 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M = q_u L^2 / 8 = 18.15 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée DE : } M = q_u L^2 / 8 = 18.15 \text{ kN.m}$$

Moments En appuis :

$$M_A = M_E = 0,2 M_{AB} = 3,63 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0.5 \text{Max} (M_{AB}, M_{BC}) = 0.5 M_{BC} = 9.08 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0.4 \text{Max} (M_{BC}, M_{CD}) = 0.4 M_{BC} = 7.26 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0.5 \text{Max} (M_{CD}, M_{DE}) = 0.5 M_{CD} = 9.08 \text{ kN.m}$$

- Les moments en travées :

Travée AB : (travée de rive)

$$\begin{cases} M_t \geq 1.09M_{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 13,42 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,648 M_{AB} = 11,76 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t = 13,42 \text{ KN.m}$$

Travée BC : (travée intermédiaire)

$$\begin{cases} M_t \geq 1.09M_{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 11,61 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,548 M_{BC} = 9,95 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t = 11,61 \text{ KN.m}$$

Travée CD : (travée intermédiaire)

$$\begin{cases} M_t \geq 1.09M_{CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 17,61 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,548 M_{CD} = 9,95 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t = 11,61 \text{ KN.m}$$

Travée DE : (travée de rive)

$$\begin{cases} M_t \geq 1.09M_{DE} - \frac{M_D + M_E}{2} = 13,42 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,648 M_{DE} = 11,76 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t = 13,42 \text{ KN.m}$$

- Efforts tranchants :

Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée étant calculées selon la formule suivant :

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i} + q_u \frac{L_i}{2} \\ T_e = \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i} - q_u \frac{L_i}{2} \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} T_w : \text{effort tranchant a droit} \\ T_e : \text{effort tranchant a gauche} \end{cases}$$

$$\text{Travée (A-B)} \quad \begin{cases} T_w = \frac{3,63 - 9,08}{5,30} + 5,17 \frac{5,30}{2} = 12,67 \text{ KN} \\ T_e = \frac{3,63 - 9,08}{5,30} - 5,17 \frac{5,30}{2} = -14,73 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (B-C)} \quad \begin{cases} T_w = \frac{9,08 - 7,26}{5,30} + 5,17 \frac{5,30}{2} = 14,04 \text{ KN} \\ T_e = \frac{9,08 - 7,26}{5,30} - 5,17 \frac{5,30}{2} = -13,36 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \text{Travée (C-D)} \quad & \begin{cases} T_w = \frac{7,26 - 9,08}{5,30} + 5,17 \frac{5,30}{2} = 13,36 \text{ KN} \\ T_e = \frac{7,26 - 9,08}{5,30} - 5,17 \frac{5,30}{2} = -14,04 \text{ KN} \end{cases} \\ \\ \text{Travée (D-E)} \quad & \begin{cases} T_w = \frac{9,08 - 3,63}{5,30} + 5,17 \frac{5,30}{2} = 14,73 \text{ KN} \\ T_e = \frac{9,08 - 3,63}{5,30} - 5,17 \frac{5,30}{2} = -12,67 \text{ KN} \end{cases} \end{aligned}$$

• Les diagrammes :

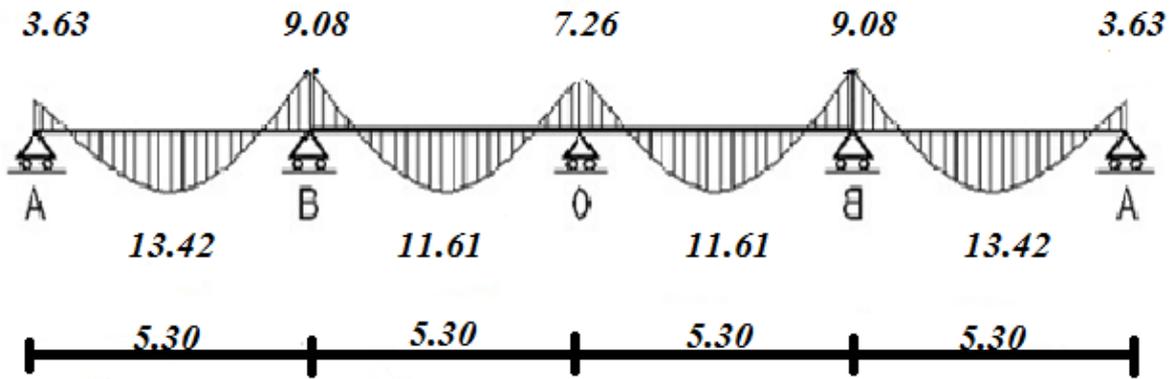


Figure III-4 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELS.

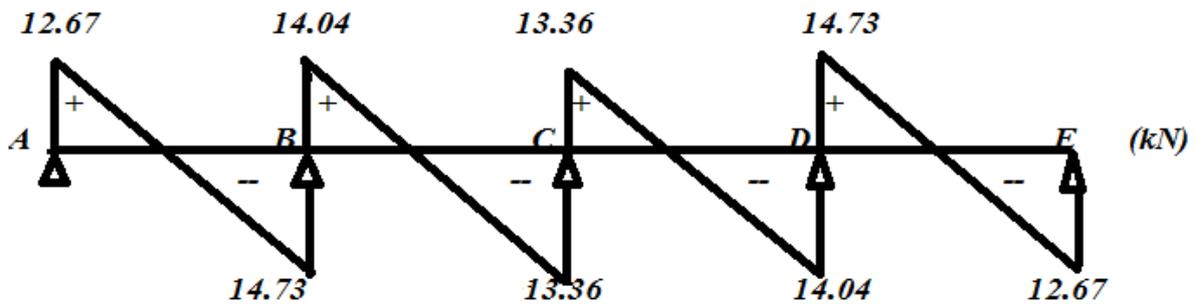


Figure III-5 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELS.

➤ **Ferraillage des poutrelles :**

Dans ce projet on a plusieurs types des poutrelles, donc on prend un seul type

« Type1 » comme un exemple de calcul au niveau du plancher et on pose les résultats trouvés pour les autres types dans un tableau récapitulatif.

ELU :

• En travée :

$$M_{\text{max}} = 18,81 \text{ kN.m}$$

Le moment de résistance de la table :

$$M_{tb} = \sigma_{bc} \times h_0 \times b \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tb} = 0.65 \times 0.04 \times 14.17 \times \left(0.9 \times 0.24 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$M_{tb} = 72.21 \text{ kN.m}$$

Alors : $M_{tmax} < M_{tb}$

Donc : l'axe neutre est dans la table, et le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire (b×h).

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{18.81 \times 10^3}{65 \times 21.6^2 \times 14.17} = 0.044 \rightarrow \beta = 0.978$$

$$A_t = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18.81 \times 10^3}{0.978 \times 21.6 \times 348} = 2.56 \text{ cm}^2 \rightarrow 1T12 + 2T10 \text{ (soit: } 2.70 \text{ cm}^2)$$

• **Sur appui intermédiaire :**

$$M_{app \text{ int}} = 12.71 \text{ kN.m}$$

$M_{appui} > 0 \rightarrow$ le béton tendu est négligé, le calcul sera fait pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$\mu = \frac{M_{app \text{ int}}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{12.71 \times 10^3}{17 \times 21.6^2 \times 14.17} = 0.113 \rightarrow \beta = 0.9395$$

$$A_t = \frac{M_{app \text{ int}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12.71 \times 10^3}{0.9395 \times 21.6 \times 348} = 1.80 \text{ cm}^2 \rightarrow 1T12 + 1T10 \text{ (soit: } 1.92)$$

• **Sur appui de rive :**

$$M_{app \text{ rive}} = 5.08 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{app \text{ rive}}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{5.08 \times 10^3}{17 \times 21.6^2 \times 14.17} = 0.045 \rightarrow \beta = 0.9765$$

$$A_t = \frac{M_{app \text{ int}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.08 \times 10^3}{0.9765 \times 21.6 \times 348} = 0.69 \text{ cm}^2 \rightarrow 1T12 \text{ (soit: } 1.13 \text{ cm}^2)$$

Tableau III-2 : Ferrailage des poutrelles du plancher RDC et étage.c et sous-sol

Blocs	M (kN.m)									Effort tranchant T _{max} (kN)
	En travée			Sur appui intermédiaire			Sur appu de rive			
	M _{tmax}	A _{tcal}	A _{tchoisi}	M _{tmax}	A _{tcal}	A _{tchoisi}	M _{tmax}	A _{tcal}	A _{tchoisi}	
A1	18.81	2.56	1T12 + 2T10	12.71	1.80	1T12 + 1T10	5.08	0.79	1T12	14.73
A2	17.35	2.35	1T12 + 2T10	14.70	2.62	1T12 + 2T10	4.71	0.78	1T12	14.58
B1	24.12	3.30	1T12 + 3T10	11.64	1.64	1T12 + 2T10	4.65	0.69	1T12	16.68
B2	18.81	2.56	1T12 + 2T10	12.71	1.80	1T12 + 1T10	5.08	0.69	1T12	14.73

Remarque : Pour le ferrailage des poutrelles du siège APC on a pris le type le plus défavorable du chaque bloc et on a majorée ce type le bloc complet.

➤ **Ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression, sera armée par des treillis soudés continus, totalement ancrés dans les appuis de rive.

- **Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{CBA93(B.6.8.4.2.3)}$$

- **Les armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :

$$\begin{cases} A_{\perp} = 5\phi6 \text{ m/ml} \rightarrow A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm.} \\ A_{//} = 5\phi6 \text{ m/ml} \rightarrow A_{//} = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm.} \end{cases}$$

On prend un treillis soudé : $\phi6$ (150 × 150)

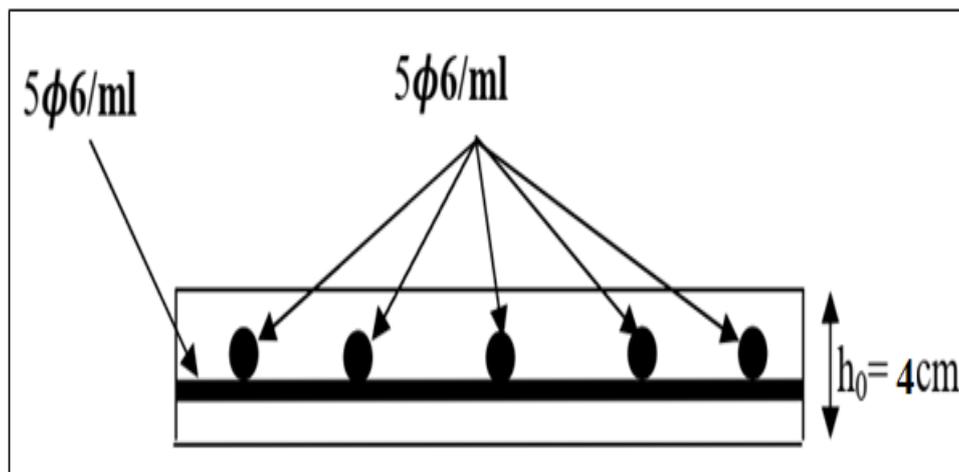


Figure III-6 : Ferrailage de la dalle de compression du plancher RDC et e.c.

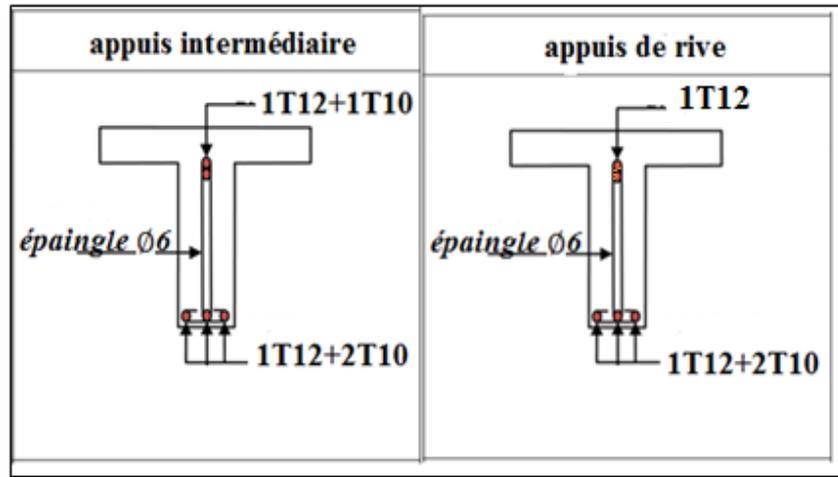


Figure III-7 : Ferrailage des poutrelles du bloc A1 et B2 de siège APC.

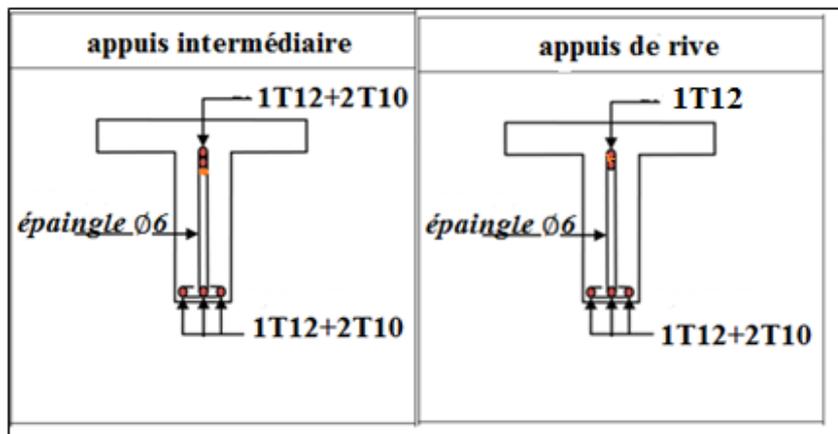


Figure III-8 : Ferrailage des poutrelles du bloc A2.

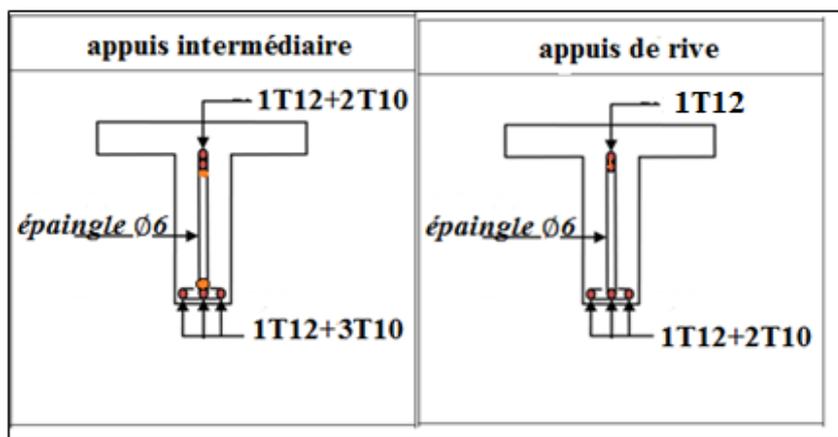


Figure III-9 : Ferrailage des poutrelles du bloc B1.

III-2-2-Plancher terrasse :

Méthode des trois moments :

Cette méthode est appliquée pour les poutres hyperstatiques.

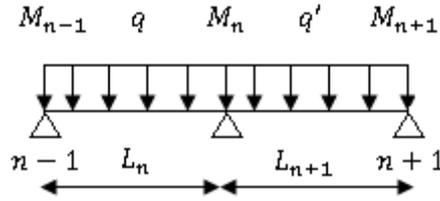


Figure III-10 : schéma statique (méthode des trois moments).

En isolant deux travées adjacentes de notre poutre, qui sont chargées d’une manière quelconque ; On a un système statistiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d’autres méthodes basées sur la déformation du système.

Avec :

M_{n-1}, M_n et M_{n+1} : Les moments de flexion aux appuis (n-1), (n) et (n+1), Ils supposés positifs.

Suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité on a : $\theta' = \theta''$.

Les moments de flexion pour chacune des travées L_n et L_{n+1} sous les charges connues q et q' peuvent être tracé selon la méthode classique, M_{n-1}, M_n et M_{n+1} sont provisoirement omis.

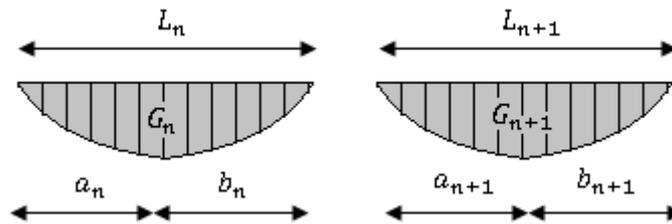


Figure III-11 : Schéma expliquant la méthode des trois moments.

G_n et G_{n+1} : Les centres de gravité des aires des diagrammes des moments.

a_n, b_n, a_{n+1} et b_{n+1} : Les longueurs de part et d’autre du centre de gravité.

S_n et S_{n+1} : Les aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1}.

$$\theta' = \theta'_{(M_{n-1})} + \theta'_{(M_n)} + \theta'(q)$$

Selon le théorème des aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \times a_n}{L_n \times EI} + \frac{M_{n-1} \times L_n}{6EI} + \frac{M_n \times L_n}{3EI}$$

$$\theta'' = \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1} \times EI} + \frac{M_n \times L_{n+1}}{3EI} + \frac{M_{n+1} \times L_{n+1}}{6EI}$$

$$\theta' = \theta'' \Rightarrow (M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1})$$

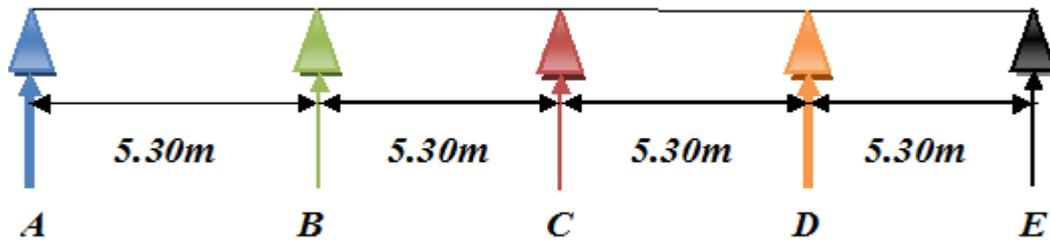
$$\theta' = \theta'' = -6 \left[\frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

Cette équation est appelée « équation de Clapeyron », le théorème des trois moments est applicable à tous types de chargement

➤ **Etude des poutrelles :**

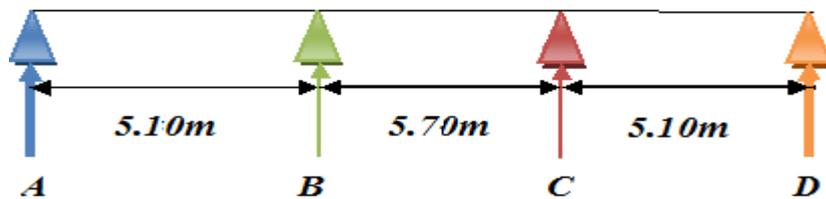
1. Les type des poutrelles :

Bloc A1 : on a un seul type :

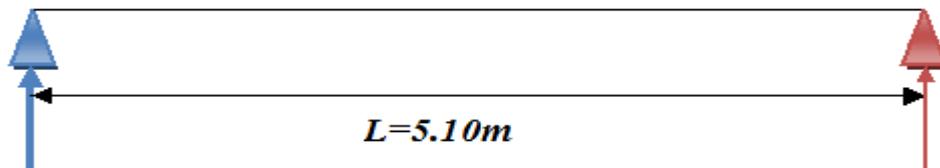


Bloc A2 : on a deux type de poutrelle :

- 1^{ère} type :

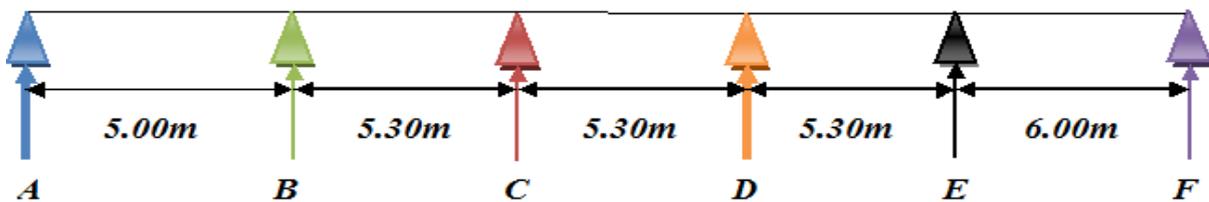


- 2^{ème} type :

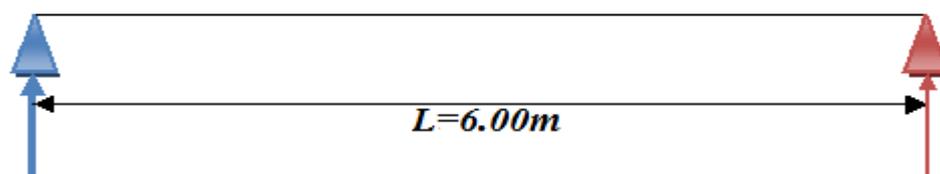


Bloc B1 : on a deux type :

- 1^{ère} type :

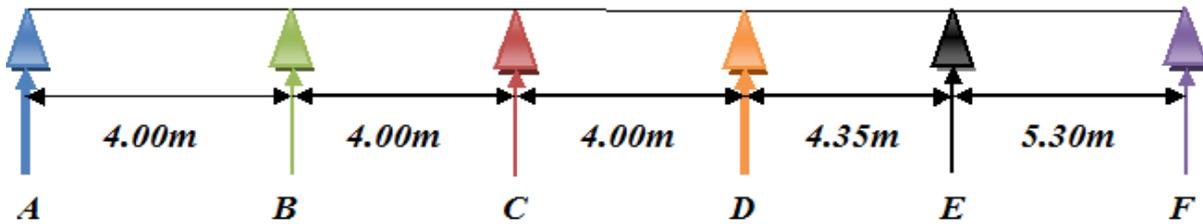


- 2^{ème} type :

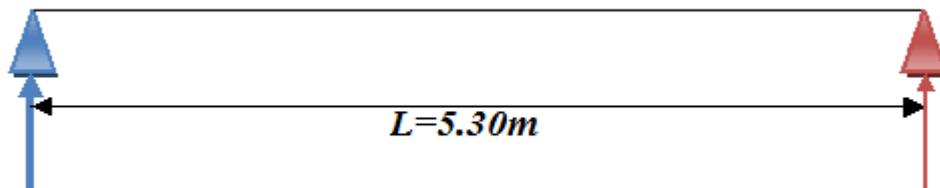


Bloc B2 : on deux type de poutrelle :

- 1^{ère} type :



- 2^{ème} type :



On a pris comme un exemple de calcul le bloc B1 :

BLOC A1 :

2. Vérification des conditions d'application de la méthode des trois moments :

1-la charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5\text{KN/m}^2)$

Planchers terrasse : $G = 6.88 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,60 \text{ KN/m}^2$condition vérifiée

2-le rapport entre les travées successives :

Tableau III-3 : le rapport entre les travées successives du plancher terrasse.

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
Portée	5,30	5,30	5,30	5,30	5,30
Rapport	1,00		1,00	1,00	1,00

$0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$ condition vérifiée

3-Poutrelle à d'inertie constante ($I=\text{cte}$).....condition vérifiée

4-Fissuration très préjudiciable (cas de plancher terrasse).

Puisque toutes les conditions sont satisfaites pour les plancher terrasse cette méthode est applicable.

3. Sollicitation :

Pour La plancher terrasse : $G = 6,88 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = (1,35G+1,5Q) \times 0,65 = [(1,35 \times 6,88) + (1,5 \times 1,00)] \times 0,65 \dots \Rightarrow q_u = 7.01 \text{ kN/ml}$$

$$q_s = (G+Q) \times 0,65 = (6.88+1,00) \times 0,65 \dots \Rightarrow q_s = 5.12 \text{ kN/ml}$$

Le calcul se fait selon la formule :

$$M_{(n-1)} \cdot L_n + 2M_n \left(L_n + L_{(n+1)} \right) + M_{(n+1)} \cdot L_{(n+1)} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{(n+1)} \cdot b_{(n+1)}}{L_{(n+1)}} \right] \dots (1)$$

Avec :

M_{n-1} , M_n et M_{n+1} : Les moments de flexion aux appuis (n-1), (n) et (n+1), Ils supposés positifs.

- En isolant deux travées, on prend A-B et B-C

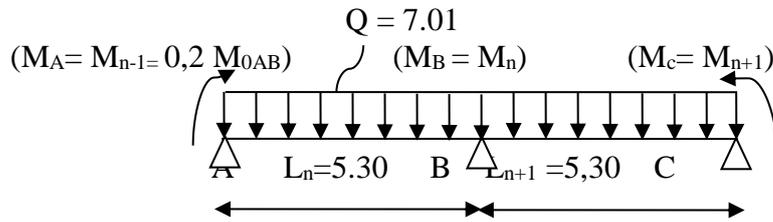


Figure III-12 : schéma statique des deux travées AB et BC

- Travée AB

$$M_{0AB} = \frac{Ql^2}{8} = 24.61 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = 2.65 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} \cdot L_n \cdot M_{0AB} = \frac{2}{3} \cdot 5.30 \times 24.61 = 86.96 \text{ m}^2$$

- Travée BC

$$M_{0BC} = \frac{Ql^2}{8} = 24.61 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 2,65 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3} \cdot L_{n+1} \cdot M_{0BC} = \frac{2}{3} \times 5,30 \times 24.61 = 86.96 \text{ m}^2$$

$$5,30M_A + 2(5,30 + 5,30)M_B + 5,30M_C = -6 [24,61 \times 2,65/5,30) + (24,61 \times 2,65/5,30)]$$

$$M_A = -0,2 \cdot M_{0AB} = -4.92 \text{ KN.m}$$

$$-4.38 + 21,2M_B + 5.30M_C = -147.66$$

$$21.2M_B + 5.30M_C + 142.74 = 0 \dots (α)$$

- En isolant deux travées, on prend B-C et C-D:

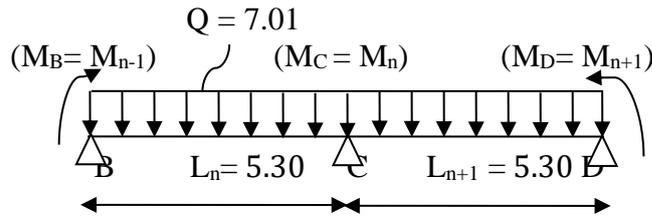


Figure III-13 : Schéma statique des deux travée BC et CD

• Travée BC :

$$M_{0BC} = \frac{Ql^2}{8} = 24.61 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = 2,65 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} \cdot L_n \cdot M_{0BC} = \frac{2}{3} \cdot 5,30 \cdot 24.61 = 86.96 \text{ m}^2$$

• Travée CD :

$$M_{0CD} = \frac{Ql^2}{8} = 24.61 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 2,65 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3} \cdot L_{n+1} \cdot M_{0CD} = \frac{2}{3} \cdot 5,30 \cdot 24.61 = 86.96 \text{ m}^2.$$

$$5,30M_B + 2(5,30 \times 5,30) \cdot M_C + 5,30M_D = -6\left[\left(24.61 \times \frac{2,65}{5,3}\right)\right] + (24.61 \times 2,65/5,30)]$$

$$5,30M_B + 21,20M_C + 5,30M_D + 147.66 = 0 \dots\dots\dots (\beta)$$

• En isolant deux travées, on prend C-D et D-E:

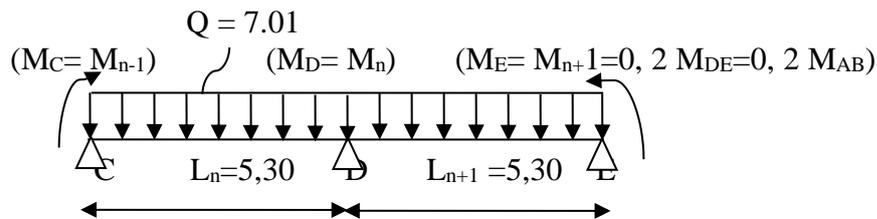


Figure III-14 : schéma statique des deux travée CD et DE

• Travée CD :

$$M_{0CD} = \frac{Ql^2}{8} = 24.61 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = 2,65 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} \cdot L_n \cdot M_{0CD} = \frac{2}{3} \cdot 5,30 \cdot 24.61 = 86.96 \text{ m}^2$$

• Travée DE :

$$M_{0DE} = \frac{Ql^2}{8} = 24.61 \text{ KN.m}$$

$$a_n + 1 = b_n + 1 = 2,65 \text{ m}$$

$$S_n + 1 = \frac{2}{3} \cdot L_n + 1 \cdot M_{0DE} = \frac{2}{3} \times 5,30 \times 24.61 = 86.96 \text{ m}^2.$$

$$5,30M_C + 2(5,30 + 5,30) \cdot M_D + 5,30M_E = -6 \left[\left(24.61 \times \frac{2,65}{5,30} \right) \right] + (24.61 \times 2,65/5,30)$$

$$5,30M_C + 21,20M_D + 5,3M_E + 147.66 = 0$$

$$M_E = 0, 2M_{DE} = 0, 2M_{AB} = -0,2 \times 24.61 = -4,92 \text{ KN.m}$$

$$3,55M_C + 13,96M_D - 4,92 + 147.66 = 0.$$

$$5,3M_C + 21,20 M_D + 142.74 = 0 \dots\dots\dots (\gamma)$$

De(α) et(β) et (γ) on trouve :

- **Les moments sur appuis sont :**

$$M_A = -4.92 \text{ kN.m}$$

$$M_B = -5.86 \text{ kN.m}$$

$$M_C = -3.47 \text{ kN.m}$$

$$M_D = -5.86 \text{ kN.m}$$

$$M_E = -4.92 \text{ kN.m}$$

- **Les moments en travées :**

$$M_{tAB} = \left[\frac{M_A + M_B}{2} \right] + M_{0AB} = 19.22 \text{ kN.m}$$

$$M_{tBC} = \left[\frac{M_B + M_C}{2} \right] + M_{0BC} = 19.95 \text{ kN.m}$$

$$M_{tCD} = \left[\frac{M_C + M_D}{2} \right] + M_{0CD} = 19.95 \text{ kN.m}$$

$$M_{tDE} = \left[\frac{M_D + M_E}{2} \right] + M_{0DE} = 19.22 \text{ kN.m}$$

- **Diagramme de (M) :**

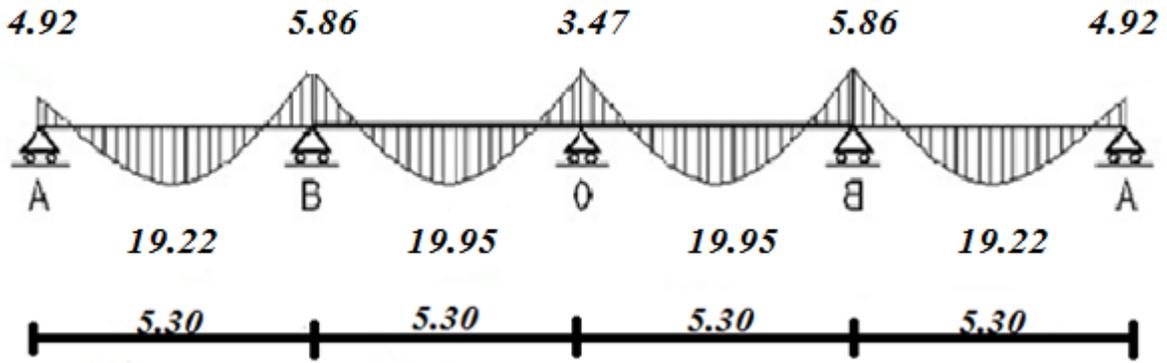


Figure III-15 : Diagramme des moments fléchissant du plancher terrasse.

4. Efforts tranchants :

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i} + q_u \frac{L_i}{2} \\ T_e = \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i} - q_u \frac{L_i}{2} \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} T_w : \text{effort tranchant a droit} \\ T_e : \text{effort tranchant a gauche} \end{cases}$$

$$\text{Travée (A-B)} \begin{cases} T_w = \frac{-4,92 + 5,86}{5,30} + 7,01 \frac{5,30}{2} = 18,75 \text{ kN} \\ T_e = \frac{-4,92 + 5,86}{5,30} - 7,01 \frac{5,30}{2} = -18,40 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (B-C)} \begin{cases} T_w = \frac{-5,86 + 3,47}{5,30} + 7,01 \frac{5,30}{2} = 18,13 \text{ kN} \\ T_e = \frac{-5,86 + 3,47}{5,30} - 7,01 \frac{5,30}{2} = -19,03 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (C-D)} \begin{cases} T_w = \frac{-3,47 + 5,86}{5,30} + 7,01 \frac{5,30}{2} = 19,03 \text{ kN} \\ T_e = \frac{-3,47 + 5,86}{5,30} - 7,01 \frac{5,30}{2} = -18,13 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (D-E)} \begin{cases} T_w = \frac{-5,86 + 4,92}{5,30} + 7,01 \frac{5,30}{2} = 18,40 \text{ kN} \\ T_e = \frac{-5,86 + 4,92}{5,30} - 7,01 \frac{5,30}{2} = -18,75 \text{ kN} \end{cases}$$

- Diagramme de (T) :

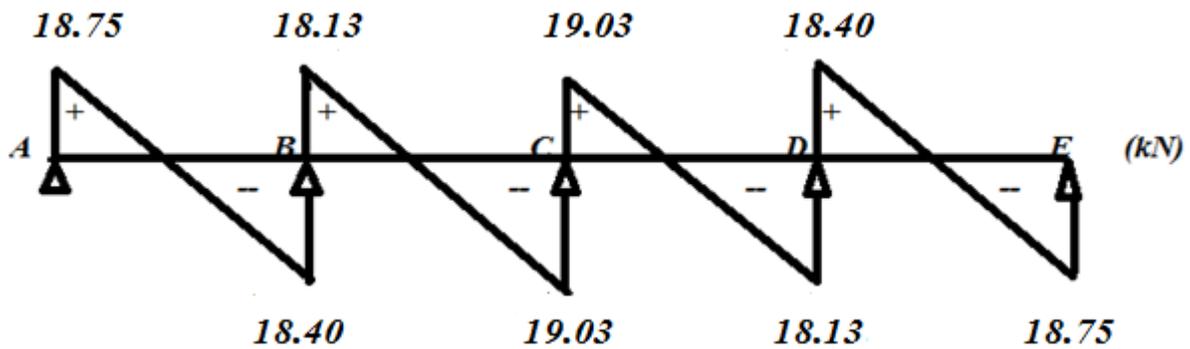


Figure III-16 : Diagramme des efforts tranchants du plancher terrasse.

➤ Ferrailage des poutrelles :

Dans ce projet on a plusieurs types des poutrelles, donc on prend un seul type « Type1 » comme un exemple de calcul au niveau du plancher terrasse, et on a pris aussi le type le plus défavorable du chaque bloc, et les résultats sont dans un tableau récapitulatif.

ELU :

- En travée :

$$M_{tmax} = 19.95 \text{ kN.m}$$

Le moment de résistance de la table :

$$M_{tb} = \sigma_{bc} \times h_0 \times b \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tb} = 0.65 \times 0.04 \times 14.17 \times \left(0.9 \times 0.24 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$M_{tb} = 72.21 \text{ kN.m}$$

Alors : $M_{tmax} < M_{tb}$

Donc : l'axe neutre est dans la table, et le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{19.95 \times 10^3}{65 \times 21.6^2 \times 14.17} = 0.046 \rightarrow \beta = 0.976$$

$$A_t = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19.95 \times 10^3}{0.976 \times 21.6 \times 348} = 2.72 \text{ cm}^2 \rightarrow 1T10 + 2T12 \text{ (soit: 3.05)}$$

- Sur appui intermédiaire :

$$M_{app \text{ int}} = 5.86 \text{ kN.m}$$

$M_{appui} > 0 \rightarrow$ le béton tendu est négligé, le calcul sera fait pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$\mu = \frac{M_{app \text{ int}}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{5.86 \times 10^3}{17 \times 21.6^2 \times 14.17} = 0.052 \rightarrow \beta = 0.973$$

$$A_t = \frac{M_{app \text{ int}}}{\beta \times d^2 \times \sigma_s} = \frac{5.86 \times 10^3}{0.973 \times 21.6 \times 348} = 0.80 \text{cm}^2 \rightarrow 1\text{T12 (soit: 1.13cm}^2)$$

- **Sur appui de rive :**

$$M_{app \text{ rive}} = 4.92 \text{kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{app \text{ rive}}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4.92 \times 10^3}{17 \times 21.6^2 \times 14.17} = 0.044 \rightarrow \beta = 0.978$$

$$A_t = \frac{M_{app \text{ int}}}{\beta \times d^2 \times \sigma_s} = \frac{4.92 \times 10^3}{0.978 \times 21.6 \times 348} = 0.67 \text{cm}^2 \rightarrow 1\text{T12 (soit: 1.13cm}^2)$$

Tableau III-4 : Ferrailage des poutrelles du plancher terrasse.

Blocs	Les moments (kN.m)									Effort tranchant T _{max} (kN)
	En travée			Sur appui inter			Sur appui de rive			
	M _{tmax}	A _{tcal}	A _{tchoisi}	M _{tmax}	A _{tcal}	A _{tchoisi}	M _{tmax}	A _{tcal}	A _{tchoisi}	
A1	19.95	2.72	1T10 + 2T12	5.86	0.80	1T12	4.92	0.67	1T12	19.03
A2	22.91	3.13	3T12	5.72	0.78	1T12	4.56	0.62	1T12	14.74
B1	25.30	3.37	3T12	6.19	0.85	1T12	6.31	0.86	1T12	15.38
B2	19.45	2.65	1T10 + 2T12	5.40	0.74	1T12	4.92	0.70	1T12	13.61

➤ **Ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression, sera armée par des treillis soudés continus, totalement ancrés dans les appuis de rive.

- **Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{CBA93(B. 6.8.4.2.3)}$$

- **Les armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :

$$\begin{cases} A_{\perp} = 5\phi 6 \text{ m/ml} \rightarrow A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de 20 cm.} \\ A_{//} = 5\phi 6 \text{ m/ml} \rightarrow A_{//} = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de 20 cm.} \end{cases}$$

On prend un treillis soudé : $\phi 6 (150 \times 150)$

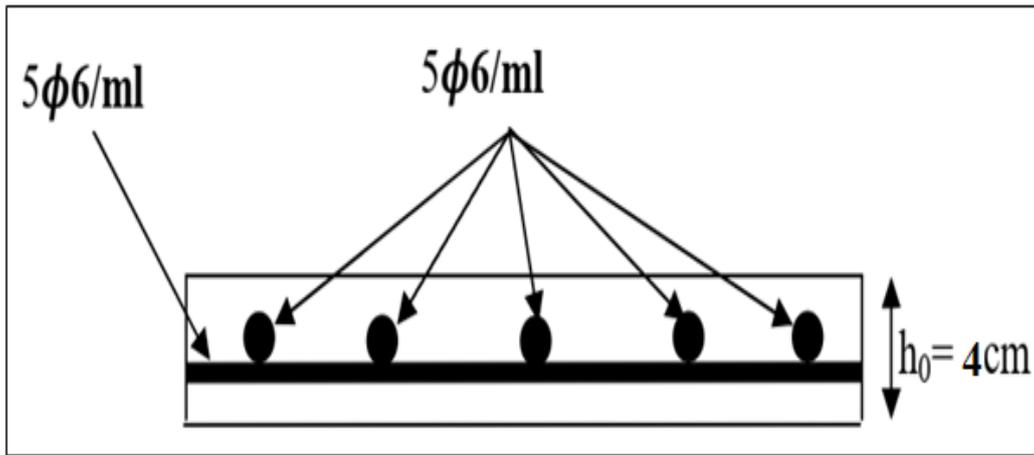


Figure III-17 : Ferrailage de la dalle de compression du plancher terrasse.

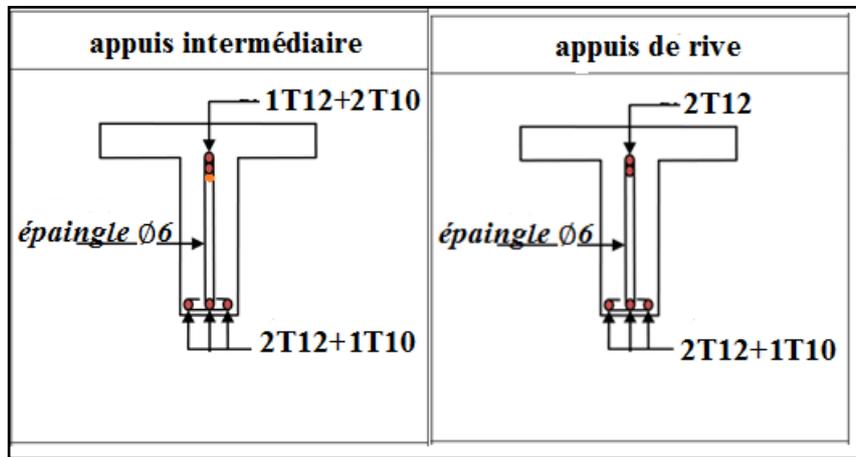


Figure III-18 : Ferrailage des poutrelles du bloc A1 et B2 de siège APC.

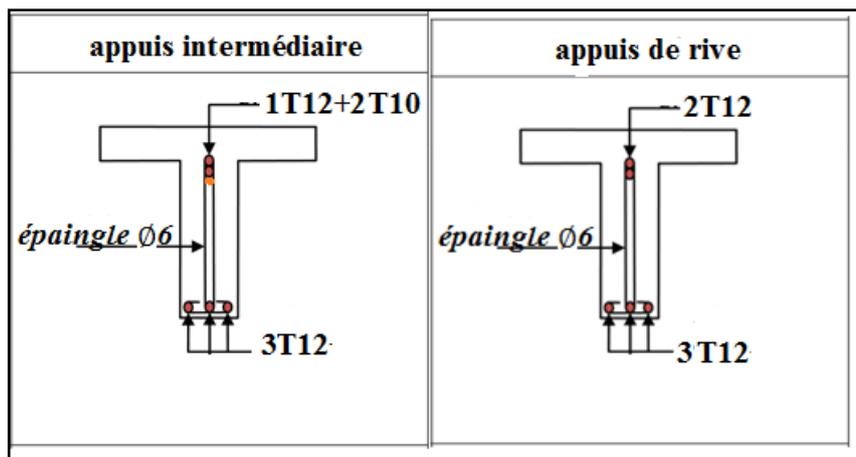


Figure III-19 : Ferrailage des poutrelles du bloc A2 et B1 de siège APC.

III-3-Les vérifications :

Vérification des contraintes à l'E-L-S

a. Plancher terrasse :

$M_{ser} \text{ maximal: } M_{ser} = \frac{N_{ser} \times L^2}{8}$ avec: $\begin{cases} N_{ser} = 5.17 \text{ kN/ml} \\ L_{max} = 5.30 \text{ m} \end{cases}$

$M_{ser} = \frac{5.17 \times 5.30^2}{8} = 17.80 \text{ kN.m}$

• **Détermination de l'axe neutre :**

Ton a: $d = 21.6 \text{ cm}$; $b = 65 \text{ cm}$; $\eta = 15$; $A'_s = 0 \text{ cm}^2$; $A_s = 3.05 \text{ cm}^2$

Déterminée avec l'équation des moments statiques :

$S = \frac{b \times y_1^2}{2} + \eta \times A'_s \times (h_0 - C') - \eta \times A_s \times (d - y_1) = 0$

$\rightarrow S = \frac{65 \times y_1^2}{2} - 15 \times 3.05 \times (21.6 - y_1)$

$\rightarrow 32.5y_1^2 + 45.75y_1 - 988.2 = 0$

$\rightarrow \sqrt{\Delta} = 361.33 \rightarrow \begin{cases} y_{1(1)} = -6.26 \text{ cm (inadmissible)} \\ y_{1(2)} = 4.86 \text{ cm} \end{cases}$

• **Calcul de moment d'inertie I_x :**

$I_x = \frac{b \times y_1^3}{3} + \eta \times A'_s \times (h_0 - C') + \eta \times A_s \times (d - y_1)^2$

$I_x = \frac{65 \times 5.64^3}{3} + 15 \times 4.62 \times (21.6 - 5.64)^2 = 15315.11 \text{ cm}^4$

$I_x = 15315.11 \text{ cm}^4$.

• **Calcul de contrainte maximale dans le béton comprimé « σ_{bc} » :**

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_x} \times y_1 = \frac{17.8}{15315.11 \times 10^{-8}} \times 4.86 \times 10^{-2}$

$\sigma_{bc} = 5578.80 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_{bc} = 5.58 \text{ MPa}$

Puisque la fissuration est peu nuisible donc :

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$\rightarrow \sigma_{bc} = 5.58 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} 15 \text{ MPa}$ condition vérifier

Tableau III-5 : Vérification de la contrainte maximale du béton au plancher terrasse de siège APC

Blocs	M_s (KN.m)	A_s (cm^2)	y (cm)	I_x (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
A2	20.79	3.39	5.08	16717.92	6.32	15	Condition vérifier
B1	17.98	3.39	5.08	16717.92	3.64	15	Condition vérifier
B2	23.04	3.05	4.86	15315.11	7.31	15	Condition vérifier

b. Plancher étage courant et R.D.C :

$M_{ser} \text{ maximal: } M_{ser} = \frac{N_{ser} \times L^2}{8}$ avec: $\begin{cases} N_{ser} = 5.17 \text{ kN/ml} \\ L_{max} = 5.30\text{m} \end{cases}$

$M_{ser} = \frac{5.12 \times 5.30^2}{8} = 18.15 \text{ kN.m}$

• **Détermination de l'axe neutre :**

on a: $d = 21.6 \text{ cm}$; $b = 65 \text{ cm}$; $\eta = 15$; $A'_s = 0\text{cm}^2$; $A_s = 2.70 \text{ cm}^2$

• **Position de l'axe neutre :**

Déterminée avec l'équation des moments statiques :

$S = \frac{b \times y_1^2}{2} + \eta \times A'_s \times (h_0 - C') - \eta \times A_s \times (d - y_1) = 0$

$\rightarrow S = \frac{65 \times y_1^2}{2} - 15 \times 2.70 \times (21.6 - y_1)$

$\rightarrow 32.5y_1^2 + 40.5y_1 - 874.8 = 0$

$\rightarrow \sqrt{\Delta} = 339.65 \rightarrow \begin{cases} y_{1(1)} = -5.85 \text{ cm (inadmissible)} \\ y_{1(2)} = 4.6 \text{ cm} \end{cases}$

• **Calcul de moment d'inertie I_x :**

$I_x = \frac{b \times y_1^2}{3} + \eta \times A'_s \times (h_0 - C') + \eta \times A_s \times (d - y_1)^2$

$I_x = \frac{65 \times 4.6^2}{3} + 15 \times 2.70 \times (21.6 - 4.6)^2 = 13813.45\text{cm}^4$

• **Calcul de contrainte maximale dans le béton comprimé « σ_{bc} » :**

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_x} \times y_1 = \frac{18.15}{13813.45 \times 10^{-8}} \times 4.6 \times 10^{-2}$

$\sigma_{bc} = 7410.61 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_{bc} = 7.41 \text{ MPa}$

Puisque la fissuration est peu nuisible donc :

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$\rightarrow \sigma_{bc} = 7.41 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifier

Tableau III-6 : Vérification de la contrainte maximale du béton au plancher RDC et e.c de siège APC

Blocs	M_s (KN.m)	A_s (cm^2)	y (cm)	I_x (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
A2	21	2.70	4.60	13813.45	6.99	15	Condition vérifier
B1	18.15	3.49	5.15	17125.51	5.46	15	Condition vérifier
B2	23.27	2.90	4.60	13813.45	6.99	15	Condition vérifier

Conditions de non- fragilité : (BAEL 91 Article A-4-2-2 en page 30)

• **En travée :**

$A_{adopté} \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{\text{adopté}} \geq 0.23 \times 0.65 \times 0.216 \times \frac{2.1}{400} 10^4$$

$$A_{\text{adopté}} \geq 1.69 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifier}$$

- **Aux appuis :**

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

$$A_{\text{adopté}} \geq 0.23 \times 0.17 \times 0.216 \times \frac{2.1}{400} 10^4$$

$$A_{\text{adopté}} \geq 0.44 \text{ cm}^2$$

$$2.56 \geq 0.44 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifier}$$

a. plancher terrasse :

- **En travée:**

$$A_s \text{ adopté} = 2.70 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.69 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifier}$$

- **En appuis de rive:**

$$A_s \text{ adopté} = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.69 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifier}$$

- **En appuis intermédiaire :**

$$A_s \text{ adopté} = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.69 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifier}$$

Tableau III-7 : Vérification de la condition de non fragilité du siège APC de plancher RDC et e.c.

BLOC	En travée:	En appuis de rive	En appuis intermédiaire	$A_s \text{ adopté} > A_{\text{min}}$
A2	3.39	2.7	2.70	condition vérifier
B1	3.39	2.7	2.70	condition vérifier
B2	3.05	2.7	2.70	condition vérifier

b. plancher RDC et étage courant :

- **En travée:**

$$A_s \text{ adopté} = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.69 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifier}$$

- **En appuis de rive:**

$$A_s \text{ adopté} = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.69 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifier}$$

- **En appuis intermédiaire :**

$$A_s \text{ adopté} = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.69 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifier}$$

Tableau III-8 : Vérification de la condition de non fragilité du siège APC du plancher terrasse.

BLOC	En travée:	En appuis de rive	En appuis intermédiaire	$A_s \text{ adopté} > A_{\text{min}}$
A2	2.7	2.70	2.70	condition vérifier
B1	3.49	2.70	2.70	condition vérifier
B2	2.7	2.70	2.70	condition vérifier

Vérifications diverses :

a. Plancher terrasse :

Cisaillement (effort tranchant) :

On a : $T_{max} = V_{max} = 19.03 \text{ kN}$
 $\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \times d} = \frac{19.03}{17 \times 21.6 \times 10^{-4}} = 518.25 \text{ kN / m}^2 = 0.518 \text{ MPa}$

Fissuration peut nuisible :

$\bar{\tau}_u = \min(0.13 \times f_{c28} ; 5\text{MPa})$ BAEL 91 page 53

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

Alors : $\tau_u = 0.518 \text{ MPa} \leq 3.25 \text{ MPa}$ Pas de risque de cisaillement.

Tableau III-9 : Vérification au cisaillement du plancher terrasse du siège APC.

Blocs	T_{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
A2	14.74	0.401	3.25	Condition vérifier
B1	15.38	0.419	3.25	Condition vérifier
B2	13.61	0.371	3.25	Condition vérifier

Diamètre des armatures transversales :

On a : $\phi_t \leq \min(\phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10})$ BAEL 91 page 53

Avec : $\begin{cases} \phi_L = \text{diamètre des armatures longitudinales} = 10 \text{ mm} \\ h = 20 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \end{cases}$

$\phi_t \leq \min(10 ; \frac{24}{35} ; \frac{17}{10}) \rightarrow \phi_t \leq \min(10 \text{ mm} ; 6.7 \text{ mm} ; 17 \text{ mm})$

$\phi_t \leq 6.7 \text{ mm} \rightarrow$ On adopte: $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Espacement « s_t » :

$S_t \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm})$ BAEL 91 / 2003 (Art A.5.1,22)

$S_t \leq \min(0.9 \times 21.6 ; 40 \text{ cm})$

$S_t \leq \min(19.44 ; 40 \text{ cm})$

$S_t \leq 19.44 \text{ cm} \rightarrow S_t = 18 \text{ cm}$

b. Plancher RDC et étage courant :

Cisaillement (effort tranchant) :

On a : $T_{max} = V_{max} = 14.73 \text{ kN}$

$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \times d} = \frac{14.73}{17 \times 21.6 \times 10^{-4}} = 401.14 \text{ kN / m}^2 = 0.401 \text{ MPa}$

Fissuration peut nuisible :

$\bar{\tau}_u = \min(0.13 \times f_{c28} ; 5\text{MPa})$ BAEL 91 page 53

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

Alors : $\tau_u = 0.401 \text{ MPa} \leq 3.25 \text{ MPa}$ Pas de risque de cisaillement.

Tableau III-10 : Vérification au cisaillement du plancher RDC et e.c du siège APC.

Blocs	T_{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
A2	14.58	0.397	3.25	Condition vérifier
B1	16.68	0.454	3.25	Condition vérifier
B2	14.73	0.401	3.25	Condition vérifier

Diamètre des armatures transversales :

On a : $\phi_t \leq \min \left(\phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right)$ BAEL 91 page 53

Avec : $\begin{cases} \phi_L = \text{diamètre des armatures longitudinales} = 10 \text{ mm} \\ h = 20 \text{ cm} \\ b_0 = 17 \text{ cm} \end{cases}$

$\phi_t \leq \min \left(10 ; \frac{24}{35} ; \frac{17}{10} \right) \rightarrow \phi_t \leq \min (10 \text{ mm} ; 6.7 \text{ mm} ; 17 \text{ mm})$

$\phi_t \leq 6.7 \text{ mm} \rightarrow$ On adopte: $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Espacement « s_t » :

$S_t \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm})$ BAEL 91 / 2003 (Art A.5.1,22)

$S_t \leq \min(0.9 \times 21.6 ; 40 \text{ cm})$

$S_t \leq \min(19.44 ; 40 \text{ cm})$

$S_t \leq 19.44 \text{ cm} \rightarrow S_t = 18 \text{ cm}$

Récapitulatif :

✚ Ferrailage des poutrelles : Plancher RDC et étage courant

Bloc A1 :
 En travée : **1T12 + 2T10**
 Sur appuis intermédiaire : **1T12+1T10**
 Sur appuis de rive : **2T12**

Bloc A2 :
 En travée : **1T12 + 2T10**
 Sur appuis intermédiaire : **1T12+2T10**
 Sur appuis de rive : **2T12**

Bloc B1 :
 En travée : **1T12 + 3T10**
 Sur appuis intermédiaire : **1T12+2T10**
 Sur appuis de rive : **2T12**

Bloc B2 :
 En travée : **1T12 + 2T10**
 Sur appuis intermédiaire : **1T12+1T10**
 Sur appuis de rive : **2T12**

✚ Ferrailage de la dalle de compression : Plancher RDC et étage courant

$\begin{cases} A_{\perp} = 5\phi6 \text{ m/ml} \rightarrow A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm.} \\ A_{//} = 5\phi6 \text{ m/ml} \rightarrow A_{//} = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm.} \end{cases}$

 **Ferraillage des poutrelles : Plancher RDC et étage courant****Bloc A1 :***En travée : 2T12 + 1T10**Sur appuis intermédiaire : 2T12+1T10**Sur appuis de rive : 2T12***Bloc A2 :***En travée : 3T12**Sur appuis intermédiaire : 2T12+1T10**Sur appuis de rive : 2T12***Bloc B1 :***En travée : 3T12**Sur appuis intermédiaire : 2T12+1T10**Sur appuis de rive : 2T12***Bloc B2 :***En travée : 2T12 + 1T10**Sur appuis intermédiaire : 2T12+1T10**Sur appuis de rive : 2T12* **Ferraillage de la dalle de compression : Plancher RDC et étage courant**
$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} = 5\phi 6 \text{ m/ml} \rightarrow A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm.} \\ A_{//} = 5\phi 6 \text{ m/ml} \rightarrow A_{//} = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm.} \end{array} \right.$$