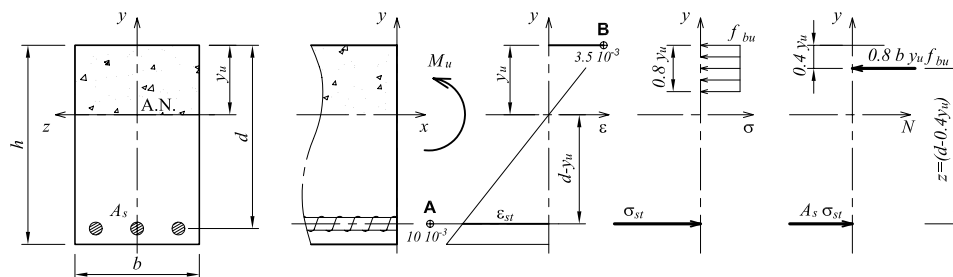


Exercices de Béton Armé



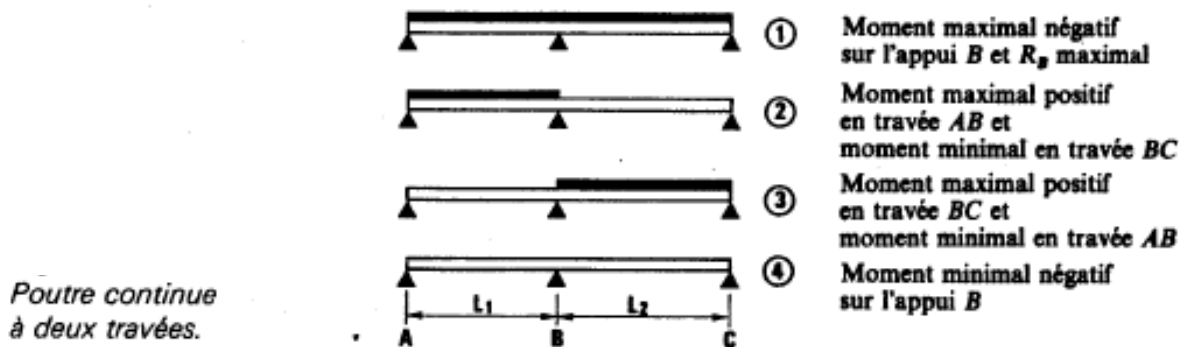
Enseigné par : M Badr Asri

Décembre 2024

Cas de charge

1. POUTRE CONTINUE À DEUX TRAVÉES

- Reconnaître pour chaque cas de charge ci-dessous, la sollicitation de calcul aux E.L.U. à déterminer.



2. POUTRE CONTINUE À TROIS TRAVÉES

- Trouver la sollicitation de calcul recherchée en fonction de chaque cas de charge.
- Utiliser les indications données à l'application 1.

Réponses

- 1 Moment maximal sur l'appui B et R_B maximal
- 2 Moment minimal en travée BC et moment maximal positif en travées AB et CD
- 3 Moment maximal en travée BC et moment minimal en travées AB et CD
- 4 Moment sur appui C déterminant pour la longueur des chapeaux en travée BC

Poutre continue (structure symétrique).



3. POUTRE CONTINUE AVEC PORTE-À-FAUX

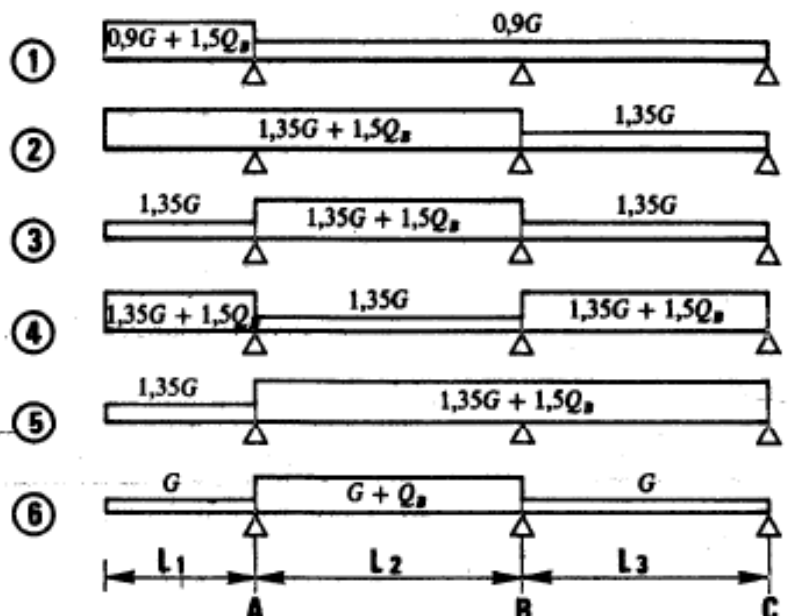
- Indiquer en fonction du cas de charge ① ② ... ⑥

- l'état limite ultime ou l'état limite de service qui est considéré;
- la sollicitation de calcul qui est à déterminer.

- Analyser et exploiter

- les notions du paragraphe 2,1 (poutre sur deux appuis avec porte-à-faux);
- les cas proposés dans l'application 1.

Poutre continue à deux travées avec un porte-à-faux.



Cas	État limite	But recherché
1	E.L.U. (Stabilité)	Vérification de l'équilibre statique avec 0,9G
2	E.L.U.R. (Résistance)	Moment maximal en A et $R_{A\max}$
3	E.L.U.R.	Moment maximal en travée AB
4	E.L.U.R.	Moment minimal en travée AB
5	E.L.U.R.	Moment maximal en B
6	E.L.S.	Moment maximal en travée AB aux états limites de service.

Poteaux en compression centrée

APPLICATION 1

Déterminer les armatures d'un poteau de bâtiment en BA soumis à un effort de compression supposé centré.

Données

Poteau intérieur P_8 : $N_u = 1,040$ MN

Matériaux :

béton : $f_{c28} = 25$ MPa

acier HA : $f_e = 400$ MPa ; $\gamma_s = 1,15$

Section du poteau BA : 25 cm × 25 cm.

Longueur libre : $l_0 = 300$ cm.

Longueur de flambement : $l_f = 0,7l_0 = 210$ cm.

Chargement appliqué après 90 jours ($j > 90$)

Bâtiment contreventé par des murs de refend.

Calcul à l'état limite ultime : poteau à section carrée ou rectangulaire

Rappel des formules

- $N_u = 1,35G + 1,5Q$

• Calcul de l'élancement mécanique

– rayon minimal de giration

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}} = \frac{a\sqrt{3}}{6}$$

– élancement $\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{2\sqrt{3}l_f}{a}$

– Contrôle possible avec les valeurs $\frac{l_f}{a}$ du tableau paragraphe 4

Calcul numérique détaillé

- $N_u = 1,040$ MN

• Élancement λ

– $i_{\min} = \frac{25}{6} \sqrt{3} = 7,217$ cm

– $\lambda = \frac{210}{7,217} = 29,10 < 50$

(λ est un coefficient sans dimension)

– Contrôle : $\frac{l_f}{a} = 8,4 < 14,434 \Rightarrow \lambda < 50$

• Valeur de α pour :

$$\lambda < 50 \text{ et } j > 90 \text{ jours}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

• Section réduite B_r

$$B_r = (a - 2)(b - 2)$$

• Section théorique

$$A = \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{1,35} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

• Section réelle

⇒ choix des diamètres et sections

• Dispositions constructives

– Section minimale d'acier $A \geq \frac{8(a+b)}{100}$

– Pourcentage d'armature

$$\frac{0,2B}{100} < A < \frac{5B}{100}$$

– Armatures transversales (cadres, étriers)

$$\text{Diamètre } \Phi_t \geq \frac{\Phi_1}{3}$$

Espacement

$$s_t \leq \min \{ 15 \Phi_1 \text{ min}, 40 \text{ cm}, a + 10 \text{ cm} \}$$

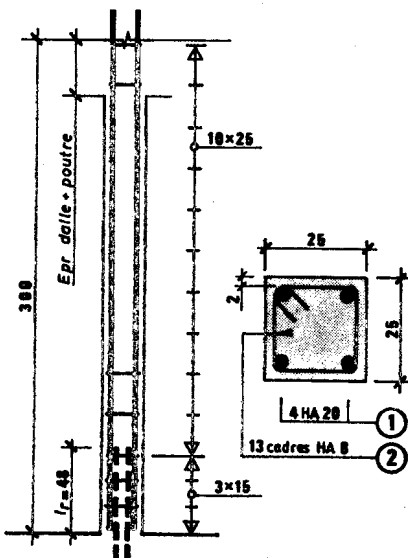
Longueur de recouvrement : $l_r \geq 24\Phi$

Nombre de cours sur la longueur l_r :

$$v \geq 3 \text{ cours}$$

Enrobage et bétonnage correct

(B.A.E.L. A.7).



• Coefficient α pour $j \geq 90$ jours

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,20 \left(\frac{29,10}{35} \right)^2} = 0,7468$$

• Section réduite du poteau

$$B_r = (25 - 2)^2 = 529 \text{ cm}^2 \text{ ou } 529 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

• Section théorique

$$A = \left[\frac{1,04}{0,7468} - \frac{0,0529 \times 25}{1,35} \right] \frac{1,15}{400}$$

Valeur de A théorique : $11,87 \text{ cm}^2$

• Section réelle

$$4 \text{ HA } 20 \Rightarrow 12,56 \text{ cm}^2$$

• Dispositions constructives

– Section minimale d'acier

$$A \geq 8 \left(\frac{25 + 25}{100} \right) = 4 \text{ cm}^2$$

– Contrôle du pourcentage d'armature

$$\frac{0,2 \times 625}{100} < A < \frac{5 \times 625}{100}$$

$$1,25 \text{ cm}^2 < A = 12,56 \text{ cm}^2 < 31,25 \text{ cm}^2$$

– Cadres du poteau

$$\Phi_1 = 20 \text{ mm} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Espacement

$$s_t \leq \min \{ 15 \times 20 = 300 \text{ mm ou } 30 \text{ cm}, 40 \text{ cm}, 25 + 10 = 35 \text{ cm} \}$$

On peut prendre $s_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$.

$$l_r = 24 \times 20 = 480 \text{ mm ou } 48 \text{ cm}$$

La longueur de recouvrement étant de 48 cm, on place 3 cadres espacés de 15 cm. L'épaisseur du béton d'enrobage sur les cadres est $c = 2 \text{ cm}$.

Armature du poteau P_8

APPLICATION 2

Calculer l'effort de compression que peut supporter à l'E.L.U. un poteau de bâtiment chargé axialement,

Données

Poteau intérieur d'un bâtiment contreventé par refends

Matériaux : béton et acier HA

$$f_{c28} = 22 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15.$$

Chargement : 60 % des charges sont appliquées avant 90 jours

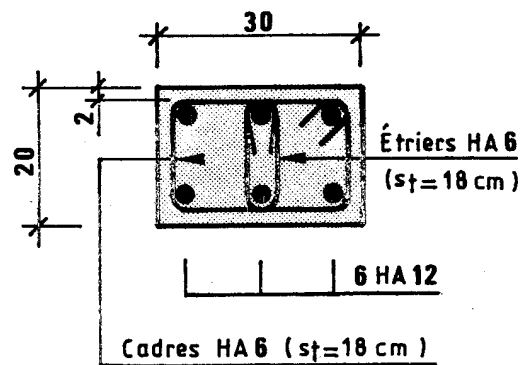
Longueur de flambement à prendre à compte :

$$l_f = 320 \text{ cm}$$

Section du poteau : 20 cm × 30 cm

Armatures 6 HA 12 totalisant 6,78 cm²

cadres et étriers en acier HA 6 avec un espacement $s_t = 18 \text{ cm}$



Solution

Rappel des formules

- Élancement pour un poteau de section rectangulaire :

$$- \text{rayon minimal de giration } i_{\min} = \frac{a\sqrt{3}}{6}$$

$$- \text{élancement } \lambda = \frac{l_f}{i_{\min}}$$

$$- \text{Contrôle éventuel : } \frac{l_f}{a}$$

(voir tableau paragraphe 4)

- Valeur du coefficient α pour :

$$50 < \lambda < 70$$

$$\alpha = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$$

Si plus de la moitié des charges est appliqué avant 90 jours, α est divisé par 1,10.

- Section réduite B_r (en cm²)

$$B_r = (a - 2)(b - 2)$$

- Effort normal ultime N_u

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{1,35} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \text{ unités : } \begin{matrix} B_r \text{ et } A \text{ en m}^2 \\ f_{c28} \text{ et } f_e \text{ en MPa} \end{matrix}$$

Dispositions constructives minimales

- Armatures longitudinales

$$\text{Section minimale d'armature : } A \text{ cm}^2 \geq 8 \frac{(a + b)}{100}$$

Pourcentage minimal d'armature

$$\frac{0,2B}{100} < A < \frac{5B}{100}$$

Calcul numérique

- Élancement du poteau

$$i_{\min} = \frac{20\sqrt{3}}{6} = 5,773 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{320}{5,773} = 55,43 ; 50 < \lambda < 70$$

$$- \text{Contrôle : } \frac{320}{20} = 16 \Rightarrow \lambda < 70$$

La condition nécessaire pour le calcul en compression centrée est ainsi vérifiée.

- Valeur de α :

$$\alpha = 0,60 \left(\frac{50}{55,43} \right)^2 = 0,4882$$

$$\text{Chargement } > \frac{N_u}{2} \text{ avant 90 jours :}$$

$$\alpha = \frac{0,4882}{1,10} = 0,4438$$

- Section réduite

$$B_r = (20 - 2)(30 - 2) = 504 \text{ cm}^2$$

- Valeur maximale de N_u

$$N_u = 0,4438 \left[\frac{0,504 \times 22}{1,35} + \frac{6,78 \times 400}{10^4 \times 1,15} \right]$$

$$N_u = 0,4692 \text{ MN}$$

Dispositions constructives à vérifier

- Armatures longitudinales

$$A = 6,78 \text{ cm}^2 > 8 \frac{(20 + 30)}{100} = 4 \text{ cm}^2$$

La section de béton étant de 600 cm², on vérifie : $1,2 \text{ cm}^2 < A < 30 \text{ cm}^2$.

• Armatures transversales

Diamètre des cadres et étriers

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l}{3}$$

Espacement des cadres et étriers

$$s_t \leq \min \{ 15\Phi_l \text{ min}, 40 \text{ cm}, a + 10 \text{ cm} \}$$

• Armatures transversales

Diamètre des cadres ($\Phi_l = 12 \text{ mm}$)

$$\Phi_t = 6 \text{ mm} > \frac{12 \text{ mm}}{3}$$

Espacement maximal des cadres

$$s_t = 15\Phi_l = 18 \text{ cm}$$

$$l_r = 24 \times 12 = 288 \text{ mm} \approx 29 \text{ cm}$$

Espacement des cadres sur la longueur de recouvrement $l_r s_t = 8 \text{ cm}$

Enrobage prévu sur les cadres $c = 2 \text{ cm}$

Les conditions d'enrobage et bétonnage correct sont respectées.

Le présent poteau peut donc supporter : $N_u \leq 0,4692 \text{ MN}$

APPLICATION 5

Déterminer les armatures des poteaux de la file n° 2.

Données

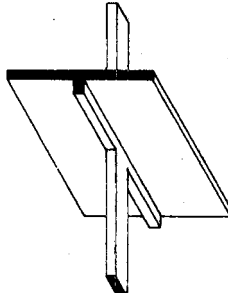
Niveaux considérés	Section du poteau (file n° 2)	Charge permanente G en newton	Charge d'exploitation Q en newton	à P.E.L.U. $1,35G + 1,5Q$
4 ^e	20 × 20	93 540	19 200	0,155 MN
3 ^e	20 × 20	215 496	48 000	0,3629 MN
2 ^e	20 × 30	340 472	76 800	0,5748 MN
1 ^{er}	20 × 40	466 568	105 600	0,7883 MN
R.d.C.	20 × 50	595 534	134 400	1,0056 MN

• Matériaux

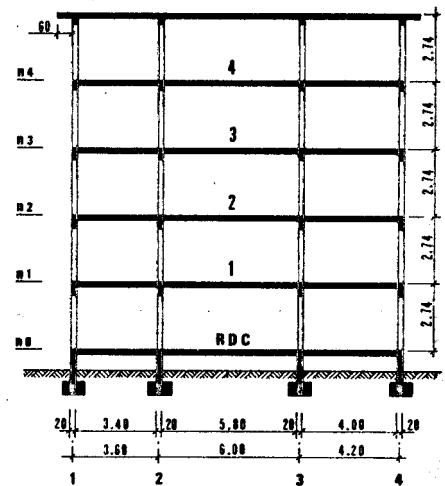
Résistance caractéristique du béton $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,5$

Limite élastique de l'acier HA $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1,15$.

- Longueur de flambement
 l_f est prise égale à l_0 pour les poteaux de la file n° 2.
- Contreventement du bâtiment assuré par un noyau central en B.A.
- Les charges sont appliquées avant 90 jours.
- Les poteaux sont situés dans des locaux couverts et clos.
- Hypothèse de calcul : poteaux soumis à un effort de compression réputé centré.



Vue de dessous
du plancher



Structure B.A. : fondations, murs,
poteaux, poutres, dalles.

Tableau de calcul des 5 poteaux		Niveau RdC P_0	1 ^{er} étage P_1	2 ^e étage P_2	3 ^e étage P_3	4 ^e étage P_4
a	Effort de compression N_u en MN	1,005 6	0,788 3	0,574 8	0,362 9	0,155
b	Longueur de flambement $l_f = l_0$ en cm	274	274	274	274	274
c	Section du poteau a et b en cm B en cm^2	20×50 1 000 cm^2	20×40 800 cm^2	20×30 600 cm^2	20×20 400 cm^2	20×20 400 cm^2
d	Valeur de λ $\lambda = \frac{2\sqrt{3}}{a} l_f$	47,46	47,46	47,46	47,46	47,46
e	Valeur de $\frac{\alpha}{1,10}$ • $\lambda < 50$ • $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$	0,565	0,565	0,565	0,565	0,565
f	Section réduite B_r en cm^2 $B_r = (a - 2)(b - 2)$	$a = 18$ $b = 48$ $B_r = 864$	$a = 18$ $b = 38$ $B_r = 684$	$a = 18$ $b = 28$ $B_r = 504$	$a = 18$ $b = 18$ $B_r = 324$	$a = 18$ $b = 18$ $B_r = 324$
g	$A = \frac{N_u}{\left(\frac{\alpha}{1,10}\right)} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{1,35} \frac{1,15}{f_c}$	14,37 cm^2	10,98 cm^2	7,78 cm^2	4,67 cm^2	$A < 0$
h	% Max $\Rightarrow A < \frac{5}{100B}$	43,2 cm^2	34,2 cm^2	25,2 cm^2	16,2 cm^2	16,2 cm^2

i	$\% \text{ min} \Rightarrow A > \frac{0,2B}{100}$ et $A \geq 8 \frac{(a+b)}{100}$	2 cm ²	1,6 cm ²	1,2 cm ²	0,8 cm ²	0,8 cm ²
		5,6 cm ²	4,8 cm ²	4 cm ²	3,2 cm ²	3,2 cm ²
j	Section A théorique (voir ligne g et i)	14,37 cm ²	10,98 cm ²	7,78 cm ²	4,67 cm ²	3,2 cm ²
k	Rapport des côtés (lire le paragraphe 5, $\lambda > 35$)	$\frac{b}{a} > 1,1$	$\frac{b}{a} > 1,1$	$\frac{b}{a} > 1,1$	$0,9 < \frac{a}{b} < 1,1$	$0,9 < \frac{a}{b} < 1,1$
l	Choix de la section réelle (1)	14,82 cm ² voir fig.	12,06 cm ² voir fig.	8,04 cm ² voir fig.	6,15 cm ² voir fig.	4,52 cm ² voir fig.
m	Diamètre minimal des cadres et étriers $\Phi_t \geq \frac{\Phi_1}{3}$	8 mm	8 mm	8 mm	6 mm	6 mm
n	$s_t \min \left\{ \begin{array}{l} 40 \text{ cm, } a + 10 \text{ cm} \\ 15\Phi_1 \text{ min} \end{array} \right\}$	$\leq 18 \text{ cm}$	$\leq 24 \text{ cm}$	$\leq 24 \text{ cm}$	$\leq 21 \text{ cm}$	$\leq 18 \text{ cm}$
o	Longueur minimale de recouvrement $l_r = 24\Phi_{\text{imax}}$	$\geq 48 \text{ cm}$ (2)	$\geq 39 \text{ cm}$ (2)	$\geq 39 \text{ cm}$ (2)	$\geq 34 \text{ cm}$ (2)	$\geq 29 \text{ cm}$ (2)

Notes

(1) Pas d'incidence de la valeur du rapport $\frac{b}{a}$ sur le choix de la section en raison de la disposition des armatures longitudinales (voir fig. 5 b).

(2) Nombre de cours d'armatures transversales sur la longueur de recouvrement : $v \geq 3$ cours.

Nota : les conditions d'enrobage et de bétonnage correct doivent être respectées (voir B.A.E.L. A.7).

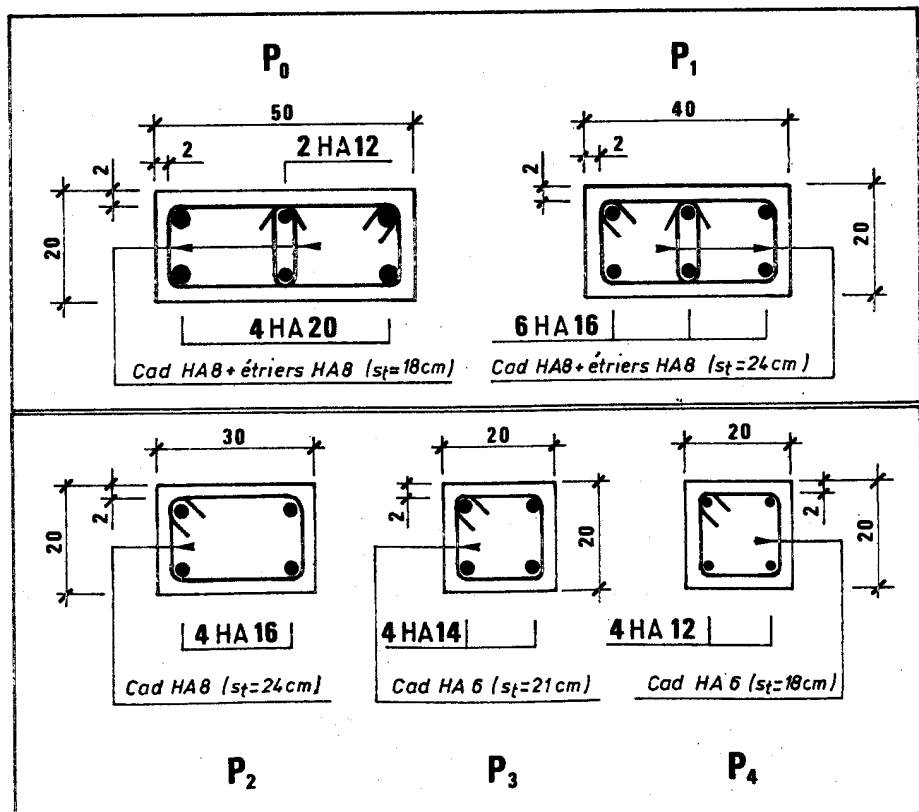


Fig. 23

APPLICATION 6

Déterminer la force portante des poteaux représentés sur la figure 6 sachant que :

Matériaux :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

longueur de flambement : l_f

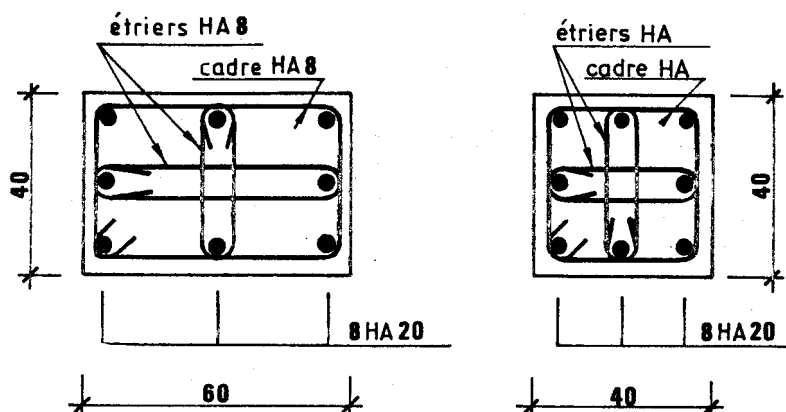
poteau F_1 : $l_f = 4,20 \text{ m}$

poteau F_2 : $l_f = 4,00 \text{ m}$

charges appliquées :

à 90j pour F_1

à 36j pour F_2



Réponses

Force portante : N_u

pour F_1 , $\lambda > 35 \Rightarrow N_u = 3,311 \text{ MN}$; pour F_2 , $\lambda < 35 \Rightarrow N_u = 2,925 \text{ MN}$.

Nota : les dispositions constructives doivent être respectées pour Φ , s , l_f .

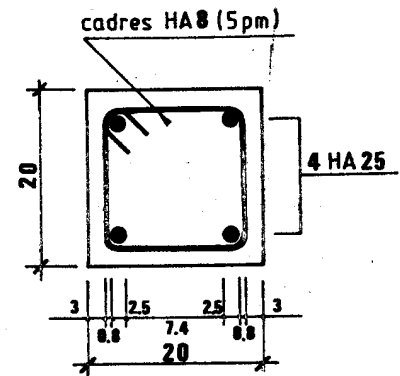
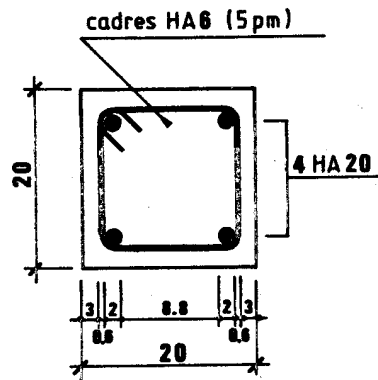
APPLICATION 7

Contrôler et comparer les résultats obtenus pour le calcul des poteaux G_1 et G_2

G_1			G_2		
$N_u = 0,9 \text{ MN}$ section : 962 cm^2 $l_f : 4,00 \text{ m}$ $j = 50j$ $A_{s\text{mini}} = 4,4 \text{ cm}^2$			$N_u = 0,9 \text{ MN}$ section : 1000 cm^2 $l_f : 4,00 \text{ m}$ $j = 90j$ $A_{\text{théor}} = 6,46 \text{ cm}^2$		
G_1 : section circulaire			G_2 : Section rectangulaire		
POTEAUX DE BÂTIMENTS (Art. B.8.4)			POTEAUX DE BÂTIMENTS (Art. B.8.4)		
Matériaux	$f_{c28} \text{ (MPa)}$	: ?25	Matériaux	$f_{c28} \text{ (MPa)}$	: ?25
	$f_e \text{ (MPa)}$	: ?400		$f_e \text{ (MPa)}$	: ?400
Flambement	$l_f \text{ (m)}$	: ?4	Flambement	$l_f \text{ (m)}$	: ?4
Section	1. Rectangle		Section	1. Rectangle	
	2. Cercle 1/2	: ?2		2. Cercle 1/2	: ?1
Diamètre	$d \text{ (cm)}$	: ?35	Rectangle $a < b$	$a \text{ (cm)}$	: ?25
Charge ultime	$N_u \text{ (MN)}$	: ? .9		$b \text{ (cm)}$	: ?40
$> N_u/2 a$	$j \text{ (jour)}$	: ?50	Charge ultime	$N_u \text{ (MN)}$	: ? .9
			$> N_u/2 a$	$j \text{ (jour)}$	: ?90
Armatures	$A_{s\text{mini}}$	= $4,4 \text{ cm}^2$	Armatures	A_s	= $6,46 \text{ cm}^2$
Détails	Lambda	= $45,71$	Détails	Lambda	= $55,43$
	Alpha	= $0,576$		Alpha	= $0,488$
$S = 962,11 \text{ cm}^2$	B_r	= $855,3 \text{ cm}^2$	$S = 1000 \text{ cm}^2$	B_r	= 874 cm^2
	$A_{\text{théor}}$	= $-0,63 \text{ cm}^2$		$A_{\text{théor}}$	= $6,46 \text{ cm}^2$
$U = 1,0996 \text{ m}$	$A(4u)$	= $4,4 \text{ cm}^2$	$U = 1,3 \text{ m}$	$A(4u)$	= $5,2 \text{ cm}^2$
	$A(.2 \%)$	= $1,92 \text{ cm}^2$		$A(.2 \%)$	= 2 cm^2

Remarques :

- la condition de non-fragilité est vérifiée par application de la formule (3)
- le calcul aux E.L.S. est déterminant pour trouver la section d'armatures tendues
- l'armature des tirants est représentée sur les figures 7 avec les cotes de détails des espacements.



Flexion simple

PROBLÈMES SIMPLES SUR L'ÉQUILIBRE D'UNE SECTION B.A.

Il s'agit de problèmes d'entraînement relatifs à l'équilibre d'une section de poutre en B.A. sans armature comprimée.

Problème 1

Déterminer le moment de flexion maximum M_o dans une poutre en B.A. de section $20 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$ reposant librement à ses extrémités et de portée $4,00 \text{ m}$. Cette poutre supporte :

- une charge permanente uniformément répartie de $45\,870 \text{ N/m}$
- une charge d'exploitation uniformément répartie de $16\,000 \text{ N/m}$.

Indications

- Calculer le poids propre par mètre de poutre.
- Effectuer la combinaison d'action : $1,35G + 1,5Q$.
- Utiliser le formulaire des poutres : cas de charge n° 1.

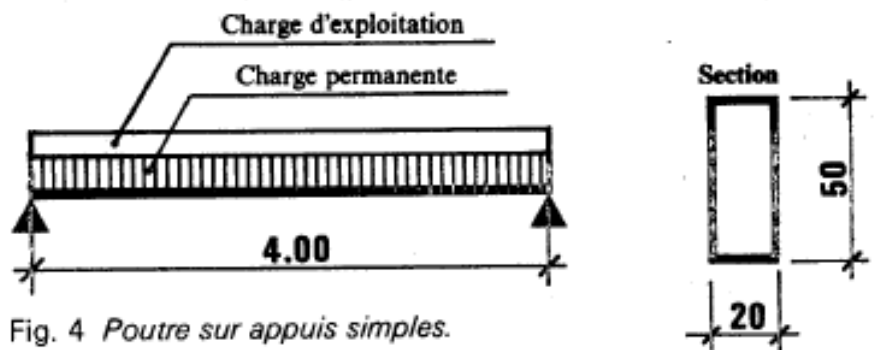


Fig. 4 Poutre sur appuis simples.

Réponse

$$M_o = 178\,600 \text{ Nm} \quad \text{ou} \quad 0,1786 \text{ MNm.}$$

Problème 2

Calculer l'effort de compression, symbole N_{bc} dans la section d'une poutre soumise à la flexion simple.

Données

- Section de la poutre : $S = 20 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$
 Moment de flexion max. : $M = 0,1786 \text{ MNm}$
 Bras de levier du couple de flexion des forces internes : $Z_1 = 38 \text{ cm}$.

Indication

Utiliser l'équation d'équilibre des moments.

Réponse

$$N_{bc} = \frac{M}{Z_1} = \frac{0,1786 \text{ MNm}}{0,38 \text{ m}} = 0,47 \text{ MN.}$$

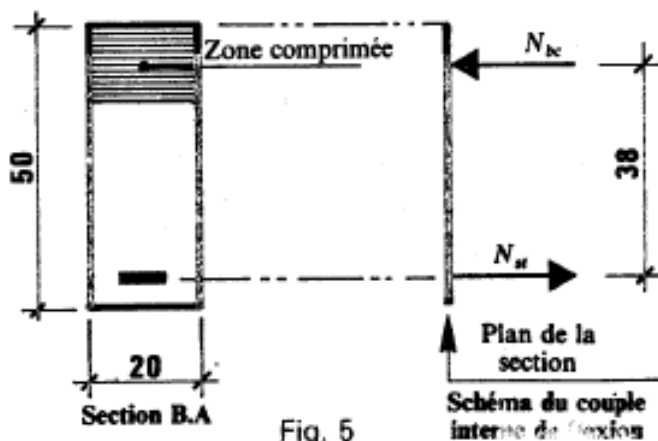


Fig. 5

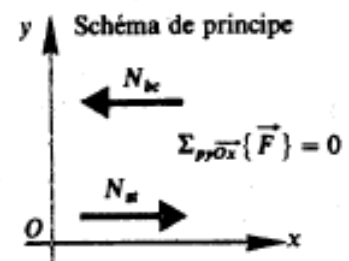


Fig. 6 Équilibre des efforts normaux.

Flexion simple à ELU

Section sans armatures comprimées

Méthode directe

Éléments connus

- Section rectangulaire : $b \times h$
- Hauteur utile : d
- Matériaux :
béton f_{c28}
acier f_e ; γ_s ; η
- Cas de fissuration :
peu nuisible
préjudiciable ou très préjudiciable.
- Moments appliqués :
E.L.U.R. : M_u
E.L.S. : M_{ser}

Problème posé :

Déterminer l'armature aux E.L.U.R.

Exemple de calcul

Données

- Section : $25 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}$
 $d = 54 \text{ cm}$
- Matériaux :
béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
acier : $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1,15$; $\eta = 1,6$.
- Cas de fissuration :
peu nuisible.
- Moments appliqués :
 $M_u = 260\,000 \text{ Nm}$ ou $0,26 \text{ MNm}$
 $M_{ser} = 179\,310 \text{ Nm}$ ou $0,1793 \text{ MNm}$

Calcul de l'armature tendue :

A_u ?

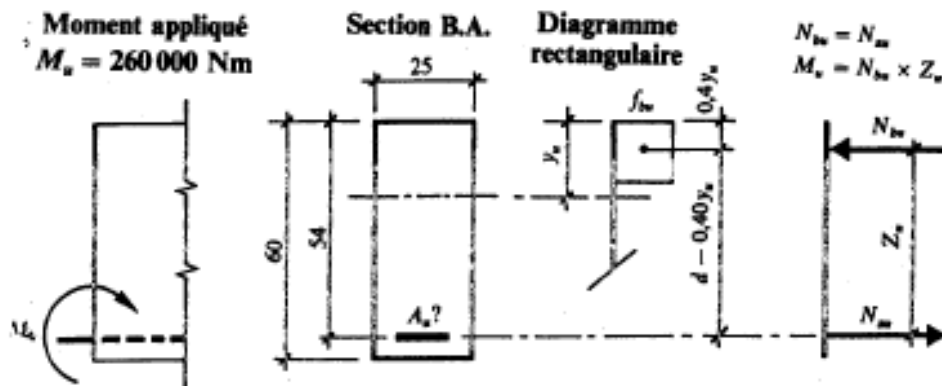


Fig. 10 Section rectangulaire sans aciers comprimés.

Calculer les contraintes limites

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}; \quad f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Calculer le moment réduit ultime

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

Contraintes de calcul

$$f_{bu} \approx 14,2 \text{ MPa}; \quad f_{su} \approx 348 \text{ MPa}$$

Moment réduit ultime

$$\mu_{bu} = \frac{0,26}{0,25 \times 0,54^2 \times 14,2} = 0,251$$

On a pas besoin d'armatures comprimées

Calculer la position de l'axe neutre

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$y_u = \alpha_u \cdot d$$

Position de l'axe neutre

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,251}) = 0,367$$

$$y_u = 0,367 \times 54 = 19,82 \text{ cm}$$

Calculer le bras de levier

$$Z_u = d - 0,40y_u = (1 - 0,40\alpha_u)d$$

Bras de levier

$$Z_u = (1 - 0,40 \times 0,367)54 = 46,06 \text{ cm}$$

Calculer la section théorique d'acier

$$A_u = \frac{M_u}{Z_u \sigma_{su}} \text{ formule (8)}$$

Déterminer la section réelle

Voir Annexe

Vérifier la condition de non fragilité

$$A_u > 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} bd$$

Calcul de l'armature

$$A_u = \frac{0,26}{0,4606 \times 348} \times 10^4$$

$$A_u = 16,22 \text{ cm}^2$$

Section réelle

$$2 \text{ HA } 16 \Rightarrow 4,02 \text{ cm}^2$$

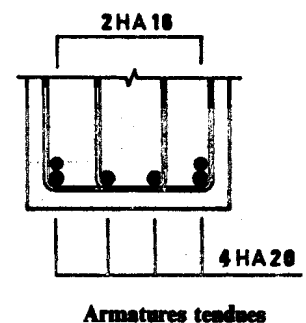
$$4 \text{ HA } 20 \Rightarrow 12,56 \text{ cm}^2$$

$$16,58 \text{ cm}^2$$

Armature minimale

$$A_s = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 25 \times 54$$

$$A_s = 1,63 \text{ cm}^2 \text{ et } A_u > A_s.$$



Remarque : si $\mu_{bu} > \mu_c$, il faut généralement des aciers comprimés.

Section avec armatures comprimées

Méthode directe

Éléments connus

- Dimensions b et h ,
 d et d'

(voir, fig. 18).

- Matériaux

$$f_{c28}$$

$$f_e, \gamma_s, \eta$$

- Cas de fissuration
- Moments appliqués
 M_u et M_{ser}

Exemple de calcul

Données

- Dimensions $b = 25 \text{ cm}$; $h = 60 \text{ cm}$
 $d = 54 \text{ cm}$; $d' = 4 \text{ cm}$

- Matériaux

$$f_{c28} = 20 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = 11,3 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}; \gamma_s = 1,15; \eta = 1,6$$

- Fissuration peu nuisible
- Moment ultime : $M_u = 364\,000 \text{ Nm}$
- Moment de service : $M_{ser} = 260\,000 \text{ Nm}$

Problème posé

- Déterminer si les aciers comprimés sont nécessaires

- Contrôler la part du moment de flexion, équilibrée par les aciers comprimés (BAEL B 6.6) $M_u - M_{u1} < 0,40M_u$, sinon redimensionner la section de béton.
- Calculer les sections d'armatures tendues et comprimées.
- Contrôler la condition de non fragilité.

- Calculer le moment réduit : μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

- Calculer y_c et Z_c

$$y_c = \alpha_c \cdot d$$

$$Z_c = (1 - 0,4\alpha_c)d$$

- Calculer le moment M_{u1}
1^{re} section fictive $M_{u1} = 0,80y_c \cdot b \cdot f_{bu} \cdot Z_c$

- Calculer le moment M_{u2}
2^{de} section fictive $M_{u2} = M_u - M_{u1}$

- Contrôler : $M_u - M_{u1} < 0,40M_u$

- Déterminer les armatures tendues

$$\text{1^{re} section fictive} \quad A_{u1} = \frac{M_{u1}}{Z_c \cdot \frac{f_c}{\gamma_s}}$$

$$\text{2^{de} section fictive} \quad A_{u2} = \frac{M_u - M_{u1}}{(d - d') \frac{f_c}{\gamma_s}}$$

Section théorique totale

$$A_u = A_{u1} + A_{u2}$$

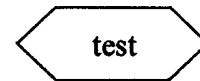
- Déterminer les armatures comprimées

Contrainte de l'acier comprimé

$$\epsilon_{sc} \text{ ‰} = 3,5 \frac{(y_c - d')}{y_c} \Rightarrow \sigma_{sc}$$

Détermination des armatures

Armature comprimée nécessaire?



- Contrôle : $M_u - M_{u1} < 0,40M_u$
 M_u : moment ultime appliqué
 M_{u1} : moment équilibré par la 1^{re} section fictive.
- Section d'aciers tendus : A_u ?
- Section d'aciers comprimés : A'_u ?

$$A_u \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_c} \cdot bd$$

Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{0,3640}{0,25 \times 0,54^2 \times 11,3} = 0,4418$$

On aura besoin des armatures comprimées

⇒ aciers comprimés nécessaires.

Calcul de y_c et Z_c

$$y_c = 0,400 \times 54 = 21,6 \text{ cm}$$

$$Z_c = (1 - 0,4 \times 0,400)54 = 45,36 \text{ cm}$$

Calcul de M_{u1}

$$M_{u1} = 0,80 \times 0,216 \times 0,25 \times 11,3 \times 0,4536$$

$$M_{u1} = 0,2215 \text{ MNm}$$

Calcul de M_{u2}

$$M_{u2} = 0,3604 - 0,2215 = 0,1425 \text{ MNm}$$

Contrôle $0,1425 \text{ MNm} < 0,40M_u$

Armatures tendues

1^{re} section fictive

$$A_{u1} = \frac{0,2215}{0,4536 \times 348} \cdot 10^4 = 14,03 \text{ cm}^2$$

2^{de} section fictive

$$A_{u2} = \frac{0,1425}{(0,54 - 0,04)348} \cdot 10^4 = 8,19 \text{ cm}^2$$

Section théorique totale

$$A_u = 14,03 + 8,19 = 22,22 \text{ cm}^2$$

Armatures comprimées

Valeur de σ_{sc}

$$\epsilon_{sc} \text{ ‰} = 3,5 \frac{(21,6 - 4)}{21,6} = 2,85 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{sc} = 348 \text{ MPa}$$

Section d'armatures comprimées

$$A'_u = \frac{M_u - M_{u1}}{(d - d')\sigma_{sc}}$$

- Déterminer les sections réelles (voir Annexe 1 pour les diamètres nominaux et sections).

Section théorique : A'_u

$$A'_u = \frac{0,1425}{(0,54 - 0,04)348} \cdot 10^4 = 8,19 \text{ cm}^2$$

Armatures comprimées

$$1 \text{ HA } 16 + 2 \text{ HA } 20 \Rightarrow 8,29 \text{ cm}^2$$

Armatures tendues

$$4 \text{ HA } 20 + 2 \text{ HA } 25 \Rightarrow 22,38 \text{ cm}^2$$

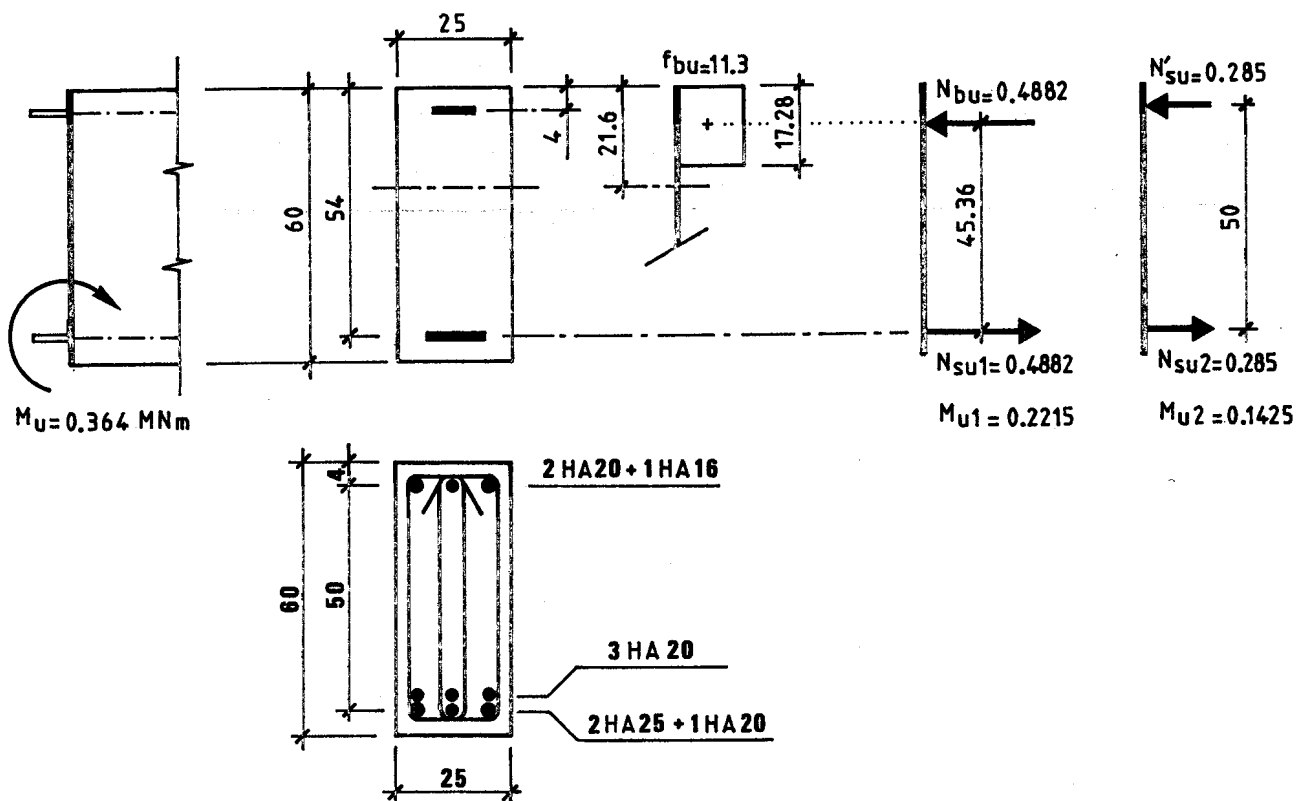


Fig. 18 Section rectangulaire avec aciers comprimés.

Flexion simple à ELS

Section sans armatures comprimées

Méthode pratique

Éléments connus

- Section rectangulaire : $b \times h$
- Hauteur utile : d
- Matériaux :
 - béton : f_{c28}
 - acier : f_e, γ_s, η
- Cas de fissuration (préjudiciable ou très préjudiciable)

Exemple de calcul

Données

Section : $25 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}$.

$d = 54 \text{ cm}$

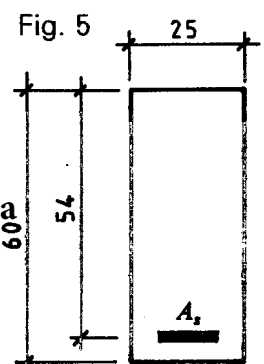
Matériaux : Fe 480 Mpa

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

$\gamma_s = 1,15$; $\eta = 1,6$

Fissuration préjudiciable

Section B.A.



- Moments appliqués :

$$\text{E.L.U.R.} : M_u$$

$$\text{E.L.S.} : M_{ser}$$

Problème posé

Déterminer l'armature tendue.

Prendre les contraintes limites de calcul en service

- béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$
- acier : $\bar{\sigma}_{st}$, suivant cas de fissuration
(Voir chapitre 6)

Déterminer la profondeur de l'axe neutre

$$\bar{y}_1 = \frac{n \bar{\sigma}_{bc}}{n \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} d \quad (5)$$

Calculer le bras de levier

$$\bar{Z}_1 = d - \frac{\bar{y}_1}{3} \quad (3)$$

Calculer le moment limite de service $\bar{M}_1$

$$\bar{M}_1 = b \bar{y}_1 \frac{\bar{\sigma}_{bc}}{2} \left(d - \frac{\bar{y}_1}{3} \right) \quad (6)$$

Contrôler pour une section B.A. sans aciers comprimés

$$M_{ser} \leq \bar{M}_1^*$$

- Calculer la section A_s

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{Z}_1 \times \bar{\sigma}_{st}}$$

- Vérifier la condition de non-fragilité

$$A_s \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} \cdot b d$$

* Si $M_{ser} > \bar{M}_1$, se reporter page 139.
Section rectangulaire avec aciers comprimés.

- Moments appliqués :

$$M_u = 260\,000 \text{ Nm ou } 0,26 \text{ MNm}$$

$$M_{ser} = 179\,310 \text{ Nm ou } 0,179\,31 \text{ MNm}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,45$$

Résultat recherché

Section des armatures : A_s ?

Contraintes limites de calcul

- béton : $\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$
- acier : $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min}\{2f_e/3; \text{Max}\{0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\}\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 240 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre $y_1 = \bar{y}_1$

$$\bar{y}_1 = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 240} \times 0,54 = 0,261 \text{ m}$$

Bras de levier

$$\bar{Z}_1 = 0,54 - \frac{0,261}{3} = 0,453 \text{ m}$$

Moment limite de service $\bar{M}_1$

$$\begin{aligned} \bar{M}_1 &= 0,25 \times 0,261 \times \frac{15}{2} \times 0,453 \\ &= 0,221\,686 \text{ MNm} \end{aligned}$$

Contrôle

$$\underbrace{179\,310 \text{ Nm}}_{M_{ser}} < \underbrace{221\,686 \text{ Nm}}_{\bar{M}_1}^*$$

donc pas d'aciers comprimés.

- Calcul de A_s

$$A_s = \frac{0,179\,310 \times 10^4}{0,453 \times 240} = 16,49 \text{ cm}^2$$

- Condition de non-fragilité

$$A_s > 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 25 \times 54 = 1,63 \text{ cm}^2$$

Armature tendue A_s :

$$\begin{cases} 4 \text{ HA } 20 \Rightarrow 12,56 \text{ cm}^2 \\ 2 \text{ HA } 16 \Rightarrow 4,02 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Section totale } A_s = 16,58 \text{ cm}^2$$

Remarque sur la méthode pratique

- La section d'armature est évaluée avec un léger excès car

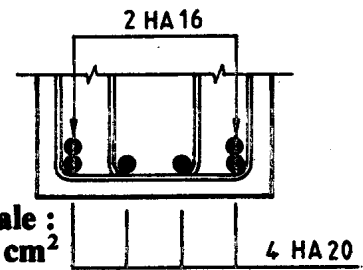
$$M_{ser} \leq \bar{M}_1 \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

En conséquence :

A_s calculé $\geq A_s$ strictement nécessaire.

La section d'armature calculée est dans le sens de la sécurité.

Fig. 6



Section totale :
 $A_s = 16,58 \text{ cm}^2$

A_s calculé : 16,49 cm^2 ,
 A_s strictement nécessaire : 16,26 cm^2 .

(Voir Méthode par tableaux)

$$\text{Excès} : \frac{16,49 - 16,25}{16,25} \times 100 = 1,48 \%$$

3. VÉRIFICATION DES CONTRAINTES (E.L.S.)

Section rectangulaire sans aciers comprimés

Méthode directe	Exemple de calcul
Éléments connus - Section rectangulaire : $b \times h$ - Hauteur utile : d - Armature tendue : A_s - Moments appliqués : - E.L.U.R. - E.L.S. - Matériaux utilisés : - béton : f_{c28} - acier : f_e, γ_s, η - Cas de fissuration Problème posé Déterminer les contraintes	Données (exemple précédent) - Section : 25 cm $\times$ 60 cm $d = 54 \text{ cm}$, $A_s = 16,58 \text{ cm}^2$. - Moments appliqués : $M_u : 260\,000 \text{ Nm}$, $M_{ser} : 179\,310 \text{ Nm}$. - Matériaux : béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ acier : FeE 400, $\gamma_s = 1,15$; $\eta = 1,6$ Fe 480 MPa - Fissuration préjudiciable Détermination des contraintes $\sigma_{bc}?$ et $\sigma_{st}?$
Déterminer la profondeur « y_1 » de l'axe neutre Équation des moments statiques par rapport à la fibre neutre : $(3) \rightarrow \frac{b}{2} y_1^2 - n A_s (d - y_1) = 0$	Position de l'axe neutre : y_1 $\frac{25}{2} y_1^2 - 15 \times 16,58 (54 - y_1) = 0$ ou d'où $y_1^2 + 19,896 y_1 - 1\,074,4 = 0$ $y_1 = 24,306 \text{ cm}$
Calculer le moment quadratique par rapport à l'axe neutre $(4) \rightarrow I = \frac{b}{3} y_1^3 + n A_s (d - y_1)^2$	Calcul du moment quadratique $I = \frac{25}{3} \times (24,306)^3 + 15 \times 16,58 (54 - 24,306)^2$ $I = 338\,950 \text{ cm}^4$
Calculer la contrainte de compression du béton $(6) \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1$	Calcul de σ_{bc} $\sigma_{bc} = \frac{179\,310}{338\,950} \times 24,306$ $\sigma_{bc} = 12,86 \text{ MPa}$
unités : MPa $= \frac{\text{Nm}}{\text{cm}^4} \times \text{cm} = \frac{\text{Nm}}{10^{-6} \cdot \text{m}^3} = \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$	

Calculer la contrainte de traction de l'acier

$$(7) \rightarrow \sigma_{st} = n \cdot \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1)$$

Vérifier

- $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$
- $\sigma_{st} \leq$ contrainte limite E.L.S. suivant cas de fissuration
- Condition de non fragilité

$$A_s \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} bd$$

Calcul de σ_{st}

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{179\,310}{338\,950} (54 - 24,306) = 235,63 \text{ MPa}$$

Vérification

$$\sigma_{bc} = 12,86 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 235,63 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

$$A_s > 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 25 \times 54 = 1,63 \text{ cm}^2$$

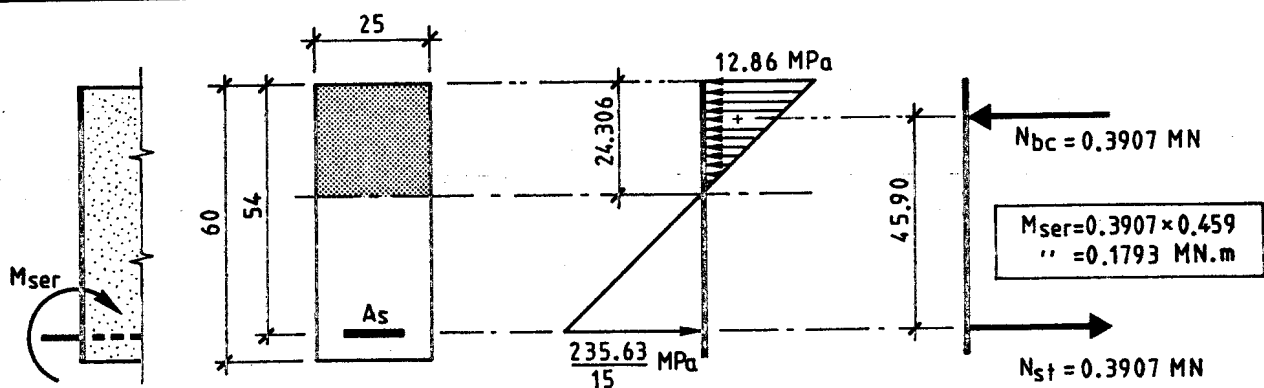


Fig. 7 Vérification : Équilibrage des efforts normaux et des moments.

Méthodes de détermination des armatures

(Section rectangulaire avec aciers comprimés)

Méthode directe

Éléments connus

- Section rectangulaire : $b \times h$
- Distances utiles : d et d'
- Matériaux :

- Cas de fissuration (préjudiciable ou très préjudiciable)
- Moments appliqués E.L.U.R. : M_u ;
E.L.S. : M_{ser} .

Exemple de calcul

Données

- Section : 25 cm $\times$ 60 cm
- $d = 54$ cm et $d' = 4$ cm
- Matériaux : $f_{c28} = 20$ MPa;

Fe 480 Mpa

- Fissuration préjudiciable
- Moments appliqués $M_u = 364\,000$ Nm;
 $M_{ser} = 260\,000$ Nm.

Problème posé

- Déterminer si les aciers comprimés sont nécessaires.
- Contrôler que la part du moment de flexion équilibrée en compression par les aciers comprimés est inférieure à 40 % du moment total (B.A.E.L. B.6.6.)
- Calculer
 - l'armature tendue : A_s
 - l'armature comprimée : A'_s

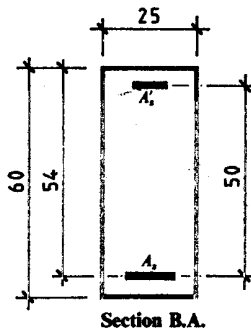


Fig. 9

Déterminer

- les contraintes limites :
 - béton : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$,
 - acier : σ_{st} suivant cas de fissuration.
- la position de l'axe neutre :

$$\bar{y}_1 = \frac{n\bar{\sigma}_{bc}}{n\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d.$$

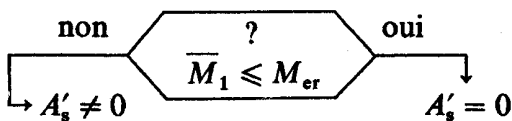
- le bras de levier :

$$\bar{Z}_1 = d - \frac{\bar{y}_1}{3};$$

- le moment limite de service $\bar{M}_1$:

$$\bar{M}_1 = b\bar{y}_1\bar{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{\bar{y}_1}{3}\right).$$

Contrôler



Condition : (B.A.E.L. B.6.6.)

$$M_{ser} - \bar{M}_1 \leq 0,40M_{ser}$$

Problème à résoudre

- Test : aciers comprimés (sans ou avec)?
- Contrôle de la valeur du moment de flexion équilibré par les aciers comprimés ($< 0,40M_{ser}$).
- Détermination : A'_s ?

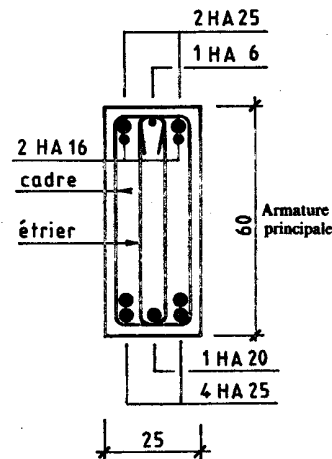


Fig. 10

Calcul du moment limite $\bar{M}_1$

- Contraintes limites de calcul :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 20 = 12 \text{ MPa};$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min}\{2f_e/3; \text{Max}\{0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\}\}$$

- Position de l'axe neutre :

$$\bar{y}_1 = \frac{15 \times 12}{15 \times 12 + 240} \times d = 23,14 \text{ cm.}$$

- Bras de levier :

$$\bar{Z}_1 = 54 - \frac{23,14}{3} = 46,29 \text{ cm.}$$

- Moment limite de service $\bar{M}_1$:

$$\bar{M}_1 = 0,25 \times 0,2314 \times \frac{12}{2} \times 0,4629,$$

$$\bar{M}_1 = 0,160673 \text{ MNm ou } 160673 \text{ Nm.}$$

Contrôles

- Aciers comprimés nécessaires, car :

$$160673 \text{ Nm} < 260000 \text{ Nm.}$$
- Il faut $M_{ser} - \bar{M}_1 \leq 0,40M_{ser}$,

$$260000 - 160673 < 0,40 \times 260000.$$

(condition respectée)

Calculer

- Les armatures tendues A_s :

$$A_{s1} = \frac{\bar{M}_1}{\left(d - \frac{\bar{y}_1}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}}; \quad A_{s2} = \frac{M_{ser} - \bar{M}_1}{(d - d') \bar{\sigma}_{st}};$$

$$A = A_{s1} + A_{s2}.$$

- Les armatures comprimées :

$$\sigma_{sc} = \frac{n \bar{\sigma}_{bc} (\bar{y}_1 - d')}{\bar{y}_1}; \quad A'_s = \frac{M_{ser} - \bar{M}_1}{(d - d') \sigma_{sc}}.$$

Déterminer la section réelle
(voir Annexe 1)

Calcul des armatures A_s et A'_s

- Section d'acier tendu $A_s = A_{s1} + A_{s2}$:

$$A_{s1} = \frac{160\,673}{46,29 \times 240} = 14,46 \text{ cm}^2;$$

$$A_{s2} = \frac{260\,000 - 160\,673}{(54 - 4)240} = 8,28 \text{ cm}^2;$$

$$A_s = 14,46 + 8,28 = 22,74 \text{ cm}^2.$$

- Section d'acier comprimé A'_s :

$$\sigma_{sc} = 15 \times 12 \left(\frac{23,14 - 4}{23,14} \right) = 148,9 \text{ MPa};$$

$$A'_s = \frac{260\,000 - 160\,673}{(54 - 4)148,9} = 13,34 \text{ cm}^2.$$

Section réelle

$$A_s = 1 \text{ HA } 20 + 4 \text{ HA } 25;$$

$$A'_s = 2 \text{ H } 16 + 2 \text{ HA } 25.$$

3. VÉRIFICATION DES CONTRAINTES (E.L.S.)

(Section rectangulaire avec aciers comprimés)

Méthode directe

Éléments connus

- Section rectangulaire : $b \times h$.
- Distances utiles : d et d' .
- Armature tendue : A_s .
- Armature comprimée : A'_s .
- Moments appliqués :
 - E.L.U.R.;
 - E.L.S.
- Matériaux utilisés :
 - béton : f_{c28} ; acier : f_e, γ_s, η .
- Cas de fissuration.

Exemple de calcul

Données

- Section : 25 cm $\times$ 60 cm.
- $d = 54$ cm et $d' = 4$ cm.
- $A_s = 23,65 \text{ cm}^2$.
- $A'_s = 13,82 \text{ cm}^2$.
- Moments appliqués
 - $M_u = 364\,000 \text{ Nm}$;
 - $M_{ser} = 260\,000 \text{ Nm}$.
- Matériaux : $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$; Fe 480 Mpa
~~Fe E 400~~ ; $\gamma_s = 1,15$; $\eta = 1,6$.
- Fissuration préjudiciable.

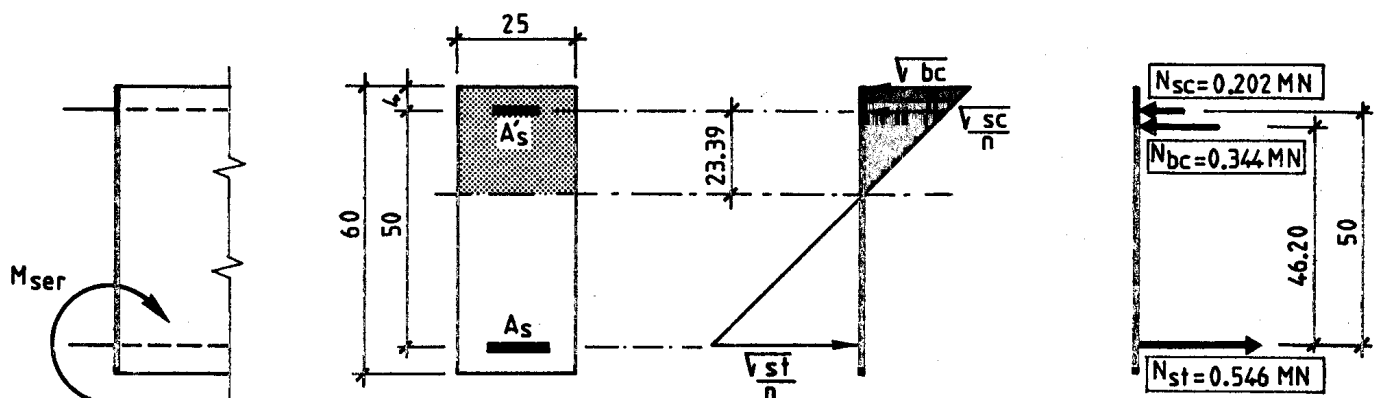


Fig. 12 Équilibre des efforts normaux et des moments.

Problème posé

Vérifier les contraintes du béton et de l'acier.

Détermination des contraintes

- en compression : σ_{bc} et σ_{sc} ;
- en traction : σ_{st} .

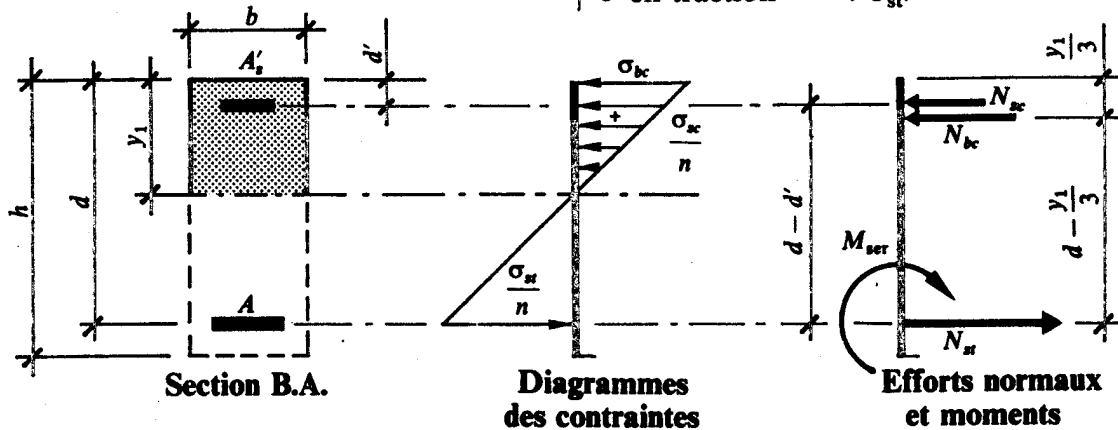


Fig. 11

Schéma d'équilibre

$$M_{ser} = N_{bc} \left(d - \frac{y_1}{3} \right) + N_{sc} (d - d')$$

Déterminer la position de l'axe neutre.

- Équation des moments statiques par rapport à l'axe neutre :

$$\frac{by_1^2}{2} + nA'_s(y_1 - d') - nA_s(d - y_1) = 0.$$

formule (3)

Calculer le moment quadratique par rapport à l'axe neutre

$$I_x = \frac{by_1^3}{3} + nA'_s(y_1 - d')^2 + nA_s(d - y_1)^2. \quad (4)$$

Calculer les contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 \quad (6)$$

$$\sigma_{sc} = n \frac{M_{ser}}{I} (y_1 - d') \quad (7)$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) \quad (8)$$

Vérifier

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28};$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st};$$

$$A_s > 0,3 \frac{f_t}{f_c} \cdot bd = A_{smin};$$

$$M_{ser} - M_1 = A'_s \sigma_{sc} (d - d') < 0,40 M_{ser}.$$

Remarque :

Équilibre des efforts normaux :

$$by_1 \frac{\sigma_{bc}}{2} + A'_s \sigma_{sc} = A_s \sigma_{st}.$$

$$0,34395 + 0,202161 = 0,54613 \text{ MN},$$

$$0,54611 \text{ MN} \approx 0,54613 \text{ MN}.$$

Position de l'axe neutre

$$\frac{25}{2} y_1^2 + 15 \times 13,82(y_1 - 4) - 15 \times 23,65(54 - y_1) = 0;$$

$$\text{ou } y_1^2 + 44,92 y_1 - 1598,86 = 0;$$

$$y_1 = 23,39 \text{ cm}.$$

Calcul du moment quadratique

$$I = \frac{25 \times (23,39)^3}{3} + 15 \times 13,82(23,39 - 4)^2 + 15 \times 23,65(54 - 23,39)^2; \quad I = 516967 \text{ cm}^4.$$

Calcul des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{260000}{516967} \times 23,39 = 11,764 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{sc} = \frac{15 \times 260000}{516967} (23,39 - 4) = 146,28 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 260000}{516967} (54 - 23,39) = 230,92 \text{ MPa}.$$

Vérifications

$$\sigma_{bc} = 12 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{st} < 240 \text{ MPa};$$

$$A_s > A_{smin};$$

$$A_s \sigma_{sc} (d - d') = 101079 \text{ Nm} < 104000 \text{ Nm}.$$

Contrôle éventuel des résultats obtenus

Équilibre des moments :

$$N_{bc} \left(d - \frac{y_1}{3} \right) + N_{sc} (d - d') = \text{Moment appliqué}$$

$$0,34395 \times 0,462 + 0,20216 \times 0,50 = M_{ser}, \\ 0,25998 \text{ MNm} \approx 0,260 \text{ MNm}.$$

Exemple de détermination de l'armature tendue dans le cas d'une dalle B.A. sans aciers comprimés

Données

- largeur de bande : 100 cm
- hauteur utile : 14 cm
- hauteur totale : 16,5 cm
- moment appliqué : $M_{ser} = 35\,000$ Nm.

$f_{c28} = 16$ MPa Fe 480 Mpa
~~Fe E 400~~ ; $\gamma_s = 1,15$; $\eta = 1,6$
 Fissuration préjudiciable

Déterminer l'armature aux E.L.S. sans aciers comprimés.

Moment limite du béton

$$\bar{M}_1 = b \bar{y}_1 \frac{\bar{\sigma}_{bc}}{2} \left(d - \frac{\bar{y}_1}{3} \right).$$

$$\bullet \bar{y}_1 = \frac{n \bar{\sigma}_{bc}}{n \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = 5,25 \text{ cm.}$$

$$\bullet \bar{Z}_1 = d - \frac{\bar{y}_1}{3} = 12,25 \text{ cm.}$$

• Moment limite du béton :

$$M_1 = 30\,870 \text{ Nm} < M_{ser}.$$

Il faut : $\sigma_{bc} = \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

• Position de l'axe neutre

$$y_1 = \frac{3}{2} \times 14 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \times \frac{35\,000}{100 \times (14)^2 \times 9,6}} \right)$$

$$y_1 = 6,092 \text{ cm.}$$

$$\bullet \text{ Bras de levier } Z_1 = 14 - \frac{6,092}{3} = 11,97 \text{ cm.}$$

• Contrainte de l'acier tendu

$$\sigma_{st} = 15 \times 9,6 \left(\frac{14 - 6,092}{6,092} \right) = 186,92 \text{ MPa.}$$

Section de l'armature tendue

$$A_s = \frac{35\,000}{11,97 \times 186,92} = 15,64 \text{ cm}^2.$$

Remarques :

- Solution qui nécessite une section A_s peu économique (faible contrainte dans l'armature tendue).
- Autre solution : augmenter la hauteur de la dalle.

Section réelle : 8 HA 16 $\Rightarrow 16,04 \text{ cm}^2$.

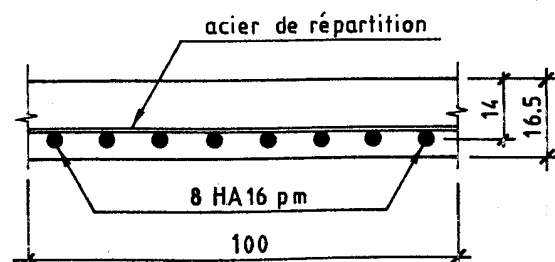


Fig. 13 Schéma d'armature de la dalle.

Etude d'une Semelle Isolée (DTU 13.1)

Actions et sollicitations

• Actions permanentes

$$\left. \begin{array}{l} G_0 = 203\,218,5 \text{ N} \\ G_1 = 169\,000 \text{ N} \end{array} \right\} G = 372\,218,5 \text{ N}$$

• Actions variables

$$\left. \begin{array}{l} Q_B = 108\,360 \text{ N} \\ Q_1 = 90\,000 \text{ N} \end{array} \right\} Q = 198\,360 \text{ N.}$$

• Majoration de 15 % pour proximité de rive

$$G_{ser} = 1,15 \times 372\,218,5 = 428\,051 \text{ N}$$

$$Q_{ser} = 1,15 \times 198\,360 = 228\,114 \text{ N.}$$

• Effort normal de service au niveau supérieur de la semelle

$$N_{ser} = G_{ser} + Q_{ser} = 656\,165 \text{ N}$$

$$N_u = 1,35G_{ser} + 1,5Q_{ser} \approx 920\,000 \text{ N}$$

Semelle homothétique

En appelant A et B les côtés de la semelle aux côtés a et b du poteau, deux conditions sont à satisfaire pour dimensionner une semelle rigide sous chargement centré.

$$\bullet \bar{\sigma}_{sol} \leq \frac{N_1}{A \cdot B} \quad \text{avec } N_1 = N_{ser} + \text{p.p. semelle}$$

$$\bullet d \geq \text{Max} \left[\frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4} \right] \quad (\text{condition de rigidité})$$

et $h \geq d + 5 \text{ cm}$.

Le respect de ces conditions permet d'obtenir arrondi à 5 cm

$A = 115 \text{ cm}$; $B = 170 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$ ($d = 35 \text{ cm}$)

Armatures évaluées à partir de la méthode des bielles

• Parallèlement à B (sens x)

$$A_{xu} = \frac{N_u(B-b)}{8d_x f_{su}} = 13,22 \text{ cm}^2 \quad ; \quad N_u = 920\,000 \text{ N}$$

$$\text{soit } 9 \text{ HA } 14 \equiv 13,85 \text{ cm}^2$$

avec $d_x = d_y = 0,35 \text{ m}$ (par simplification)

• Parallèlement à A (sens y)

$$A_{yu} = \frac{N_u(A-a)}{8d_y f_{su}} = 8,97 \text{ cm}^2 \quad ; \quad f_{su} = 347,8 \text{ MPa,}$$

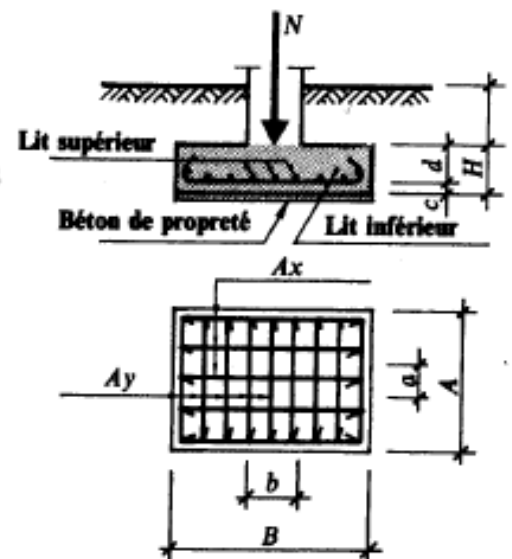
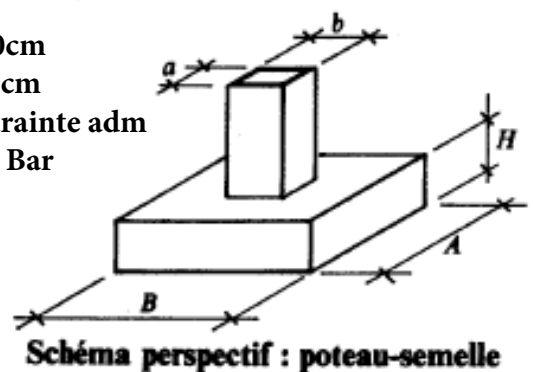
$$\text{soit } 8 \text{ HA } 12 \equiv 9,05 \text{ cm}^2.$$

$a = 20 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm}$

Contrainte adm

$= 3,5 \text{ Bar}$



Bibliographie

Extrait de Précis de calcul Béton Armé [Précis]
H.Renaud - J.Lamirault