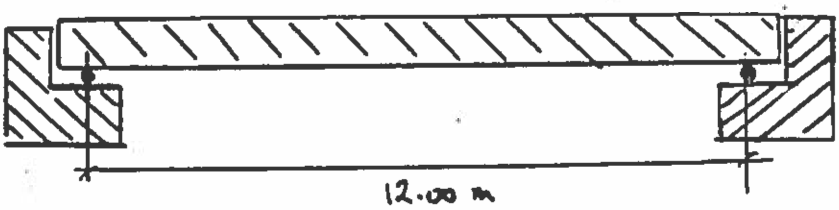
Applications : Flexion Simple

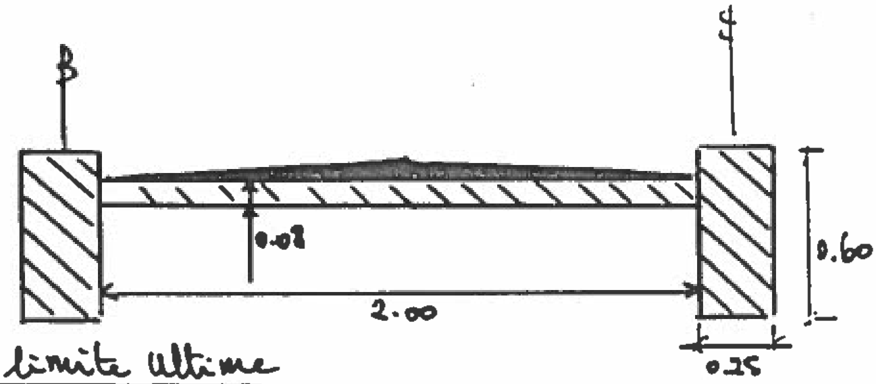
1° Calcul d'une passerelle

Soit à déterminer les armatures de la passerelle pour piétons représentée ci dessous.

Cette passerelle d'une portée de 12.00 m entre appui, supporte outre son poids propre, un revêtement de 1KN/m2 et une charge d'exploitation de 8 KN/m²

Les Aciers sont de Nuance FeE 40 et le béton où a $f_{c28} = 20$ MPa





I : Etat limite ultime

a) Calcul de la dalle

- charge permanentes :
  - Revêtement = 1000 N/m2
  - Poids propre de la dalle : 1,00 x 0,08 x 25000 = 2000 N/m2

$g = 3000$ N/m2

- charges d'exploitations
  - Q8 = 8000 N/m2

Le moment maximal pour la dalle reposant sur deux appuis a pour valeur en considérant une longueur de 100 et compte tenu des coefficients de majorations

$$P = 1.35 \times 3000 + 1.5 \times 8000 = 16.050,00 \text{ N/m}^2/\text{ml}$$

$$M_0 = \frac{Pl^2}{8} = 16.050 \times \frac{\overline{2}^2}{8} = 8.025 \text{ N.m}$$

La dalle étant semi-encastrée sur les poutres latérales, nous prendrons :

- sur appui : $Ma = 0{,}40\ Mo = 0{,}40 \times 8.025 = 3210\ N.m$
- en travée : $Mt = 0.85\ Mo = 0.85 \times 8.025 = 6821.\ N.m$

• Pour la section en travée, nous avons avec $d = 5{,}5\ cm$

$$\mu = \frac{6821}{11{,}33 \times 100 \times 5{,}5^2} = 0{,}199 < 0{,}392 \quad \frac{M}{\quad}$$

$$\alpha = 1.25\left(1 - \sqrt{1-2\mu}\right) = 0{,}280$$

$$Z = d\,(1 - 0{,}4\,\alpha) = 4{,}88\ cm$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\ MPa$$

D'où $$A = \frac{6821}{4{,}88 \times 348} \# 4\ cm^2$$

• Pour la section sur appui, nous avons:

$$\mu = \frac{3210}{11{,}33 \times 100 \times 5{,}5^2} = 0{,}0936 < 0{,}392$$

$$\alpha = 0{,}123 \Rightarrow Z = 5{,}23\ cm$$

$$A = \frac{3210}{5{,}23 \times 348} = 1{,}76\ cm^2$$

• La condition de non fragilité est bien vérifiée puisque nous devons avoir :

$$A > 0{,}23\ bd\ \frac{ft28}{fe} = 0{,}23 \times 100 \times 5{,}5 \times \frac{1.8}{400} = 0{,}57\ cm^2$$

b) Calcul de la poutre

Etant donné la position du hourdis, chacune des poutres sera considérée comme une poutre de section rectangulaire, nous avons par mètre linéaire:

charge permanente

. $1{,}35 \times 0{,}60 \times 0{,}25 \times 25000$	=	5063 N/m
Reaction du Hourdis	=	16.050 N/m
	q =	21.113. N/m

moment maximal en travée :

$$M_0 = \frac{21.113 \times \overline{12}^2}{8} = 380.034 \text{ N.m}$$

avec d = 55 cm

σna : $\mu = \frac{380.034}{11.33 \times 25 \times \overline{55}^2} = 0,443 > \mu_R = 0,391$

d'où necessité d'utiliser des armatures comprimées

prenons d' = 5 cm

$$\varepsilon_{sc} = 5,24\, 10^{-3}\left(\frac{d-d'}{d}\right) - 1,74\, 10^{-3}$$

$$= 5,24\, 10^{-3}\left(\frac{55-5}{55}\right) - 1,74\, 10^{-3} = 3,02‰ > \varepsilon_e$$

d'où $\sigma_{sc} = \frac{400}{1.15} = 348$ MPa

$M_R = 0,391\ b d^2 \sigma_{bc} = 0,391 \times 25 \times \overline{55}^2 \times 11,33$

$M_R = 335021$

$Z_R = 0,733 \times d = 0,733 \times 55 = 40,315$ cm

$$A_{sc} = \frac{M_u - M_R}{(d-d')\,\sigma_{sc}} = \frac{380.034 - 335021}{(55-5) \times 348} = 2,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \left[\frac{M_R}{Z_R} + \frac{M_u - M_R}{(d-d')}\right]\frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_{st} = \left(\frac{335021}{40.315} + \frac{380034 - 335021}{(55-5)}\right)\frac{1.15}{400} = 26,5 \text{ cm}^2$$

II <u>Etat limite de Service</u>

Nous considerons que la fissuration est préjudiciable

<u>– Dalle</u>

La Combinaison d'action à considerer etant : G + Q

D'où $M_0 = (3000 + 8000) \times \frac{\overline{2}^2}{8} = 5500$ N.m

soit : sur appui : $M_a = 0,40 \times 5500 = 2200$ N.m

l'en travée : $M_t = 0,85 \times 5500 = 4675$ N.m

• <u>section en travée</u> : $\bar{\sigma}_s = 240$ MPa

$$\mu_1 = \frac{4675}{100 \times \overline{55}^2 \times 240} = 0,00644$$

$K_1 = 25,32$; $\beta_1 = 0,876$

soit $\sigma_b = \frac{240}{25,32} = 9,48 < 0,60 \times 20 = 12$ MPa

$$A = \frac{1675}{0,876 \times 5,5 \times 240} = 4,04\ cm^2$$

cette section est legerement superieure à celle trouvée pour l'E.L.U nous prendrons alors $A = 4,04\ cm^2$

- Section sur appui

$$\rho_1 = \frac{2200}{100 \times 5,5^2 \times 240} = 0.00303$$

d'où $K_1 = 40,56$; $\beta_1 = 0,91$

soit $\sigma_b = \frac{240}{40.56} = 5,91 < 12\ MPa$

$$A = \frac{2200}{0,91 \times 5,5 \times 240} = 1.83\ cm^2$$

cette Section est aussi superieure à celle trouvée pour l'ELU nous prendrons alors $A = 1.83\ cm^2$.

- Poutre

la charge au mètre lineaire à pour valeur:

- Poids propre : $0.6 \times 0,25 \times 25000 = 3750\ N/m$
- Reaction du Hourdis : $(3000 + 8000) \times \frac{200}{2} = 11\ 000\ N/m$

$P = 14.750\ N/m$

moment maximal en travée

$$M_0 = \frac{14.750 \times 12^2}{8} = 265.500\ N.m$$

$$\rho_1 = \frac{265.500}{25 \times 55^2 \times 240} = 0,0146$$

$K_1 = 14.41$; $\beta_1 = 0,83$ soit $\sigma_b = \frac{240}{14.41} = 16.65 > 12\ MPa$

D'ou necessité d'utiliser des armatures copriméés

on pose alors $\sigma_b = \bar{\sigma}_b = 12\ MPa$

$K_1 = \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}_b} = \frac{240}{12} = 20.$ $\rightarrow \rho_1' \neq 0.1836$; $\beta_1 = 0,857$

$\rightarrow M_1 = \rho_1'\ b d^2\ \bar{\sigma}_b$

$M_1 = 0,1836 \times 25 \times 55^2 \times 12 = 166.617\ N.m$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta_1 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{166.617}{0.857 \times 55 \times 240} = 14,73\ cm^2$$

$A_{sc} = \frac{M - M_1}{(d - d')\,\sigma_s'}$; $\sigma_s' = \frac{15\,(y_1 - d')}{y_1}\,\bar{\sigma}_b = \frac{15\,(23,54 - 5)}{23,54} \times 12$

$\sigma_s' = 142\ MPa$

Soit alors : $A_{sc} = \dfrac{265.500 - 166.617}{(55-5) \times 142} = 13,93 \, cm^2$

$$A_2 = \frac{M - M_1}{(d-d')\,\bar{\sigma}_s} = \frac{265.500 - 166.617}{(55-5) \times 240}$$

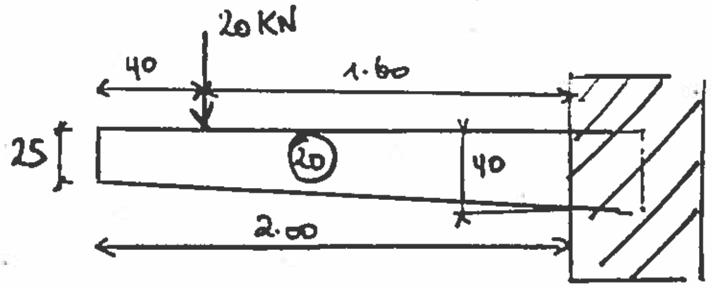
$$A_2 = 8,24 \, cm^2$$

$$A_{st} = A_1 + A_2 = 14.73 + 8,24 = 22,97 \, cm^2$$

La section globale étant supérieure à celle trouvée pour l'état limite ultime, nous retiendrons alors cette dernière valeur.

Application : Calcul d'une Console

Soit à déterminer les armatures d'une console de 20 cm de largeur représentée ci-dessous.
Cette console est encastrée dans un mur très épais son équilibre statique est supposé être assuré.
Elle peut être appelée à supporter une charge d'exploitation de 20 KN appliquée à 1.60 m du mur.
Les armatures sont du type FeE40, béton : $f_{c28} = 25\,MPa$



Poids propre de la console :

$$P = \frac{0.25 + 0.40}{2} \times 2.00 \times 0,2 \times 25000 = 3250\,N.$$

La résultante du poids propre passe par le centre de gravité du trapèze constitué par la console, donc à une distance de la section d'encastrement égale à :

$$\frac{2.00}{3} \times \frac{2 \times 25 + 40}{25 + 40} = 0,923\,m$$

Combinaison d'action :

$$A = 1.35\,G + 1.5\,Q_B.$$

Le moment d'encastrement a pour valeur

$$M = 1.35 \times 3250 \times 0,923 + 1,5 \times 20.000 \times 1.60 = 52.050\,N.m$$

prenons pour hauteur utile : $d = 36\,cm$

$$\text{d'où } \mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 \sigma_{bc}} = \frac{52050}{14.2 \times 20 \times 36^2} = 0,141 < \mu_R$$

$$\alpha = 0,191 \rightarrow Z = 0,3325$$

$$A = \frac{M}{Z \cdot f_e/\gamma_s} = \frac{52.050}{0.3325 \times 348} = 4.5\,cm^2$$

Soit 3 HA 14 (4.62 cm2)

Armatures transversales

L'effort tranchant maximal a pour valeur :

$$V_u = 1.35 \times 3250 + 1.5 \times 20.000 = 34.388 \text{ N.}$$

$$\text{D'où } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{34.388}{200 \times 360} = 0{,}48 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$$

Étant donné que la valeur de l'effort tranchant varie relativement peu le long de la poutre, tandis que celle de d varie dans de plus grands limites ; nous allons étudier la section située immédiatement après la charge concentrée.

Pour cette section on a : $h = 28$ cm, $d = 24$ cm

$$V_u = 1.35 \, \frac{0.25 + 0.28}{2} \times 0.40 \times 0.20 \times 25\,000 + 1.5 \times 20.000$$

$$V_u = 30.716 \text{ N.}$$

$$\text{d'où } \tau_u = \frac{30.716}{200 \times 240} = 0{,}64 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales seront constituées par un cadre $\phi 6$ et une épingle $\phi 6$ soit $A_t = 3\phi 6 = 0.85$ cm2

- au voisinage de l'encastrement

$$S_t \leq \text{Min } (0{,}9 \times 36 \text{ cm et } 40 \text{ cm}) = 32.4 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.85 \times 400}{20 \times 0{,}4} = 42.5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0{,}8 \times 0{,}85 \times 400}{20 \times (0{,}48 - 0{,}50)} < 0.$$

Nous adopterons $S_t = 25$ cm

- au voisinage de la charge concentrée

$$S_t \leq \text{Min}\,[0{,}9 \times 24 \text{ et } 40] = 21.6 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.85 \times 400}{20 \times 0{,}4} = 42.5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times 0.85 \times 400}{20 \times (0{,}64 - 0{,}50)} = 97 \text{ cm}$$

Nous adopterons $S_t = 20$ cm

En ce qui concerne l'entraînement des armatures on a : $\Sigma u = \Sigma u\,(3\phi 14) = 131.9$ mm

$$\tau_{se} = \frac{34.388}{0.9 \times 360 \times 131.9} = 0.8 \text{ MPa} < 1.5 \times 2{,}1 = 3{,}15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{30.716}{0.9 \times 240 \times 131.9} = 1.08 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa}$$

Calcul d'un MUR DE Soutènement

Soit à déterminer le ferraillage d'un mur de soutènement représenté ci dessous.

le poids spécifique des terres retenues par le mur :

$$\gamma = 18\,000\ N/m^3$$

coefficient δ_A pour le calcul de la composante horizontale de la poussée des terres : $\delta_A = 0.33$

contrainte admissible sur le sol de fondation

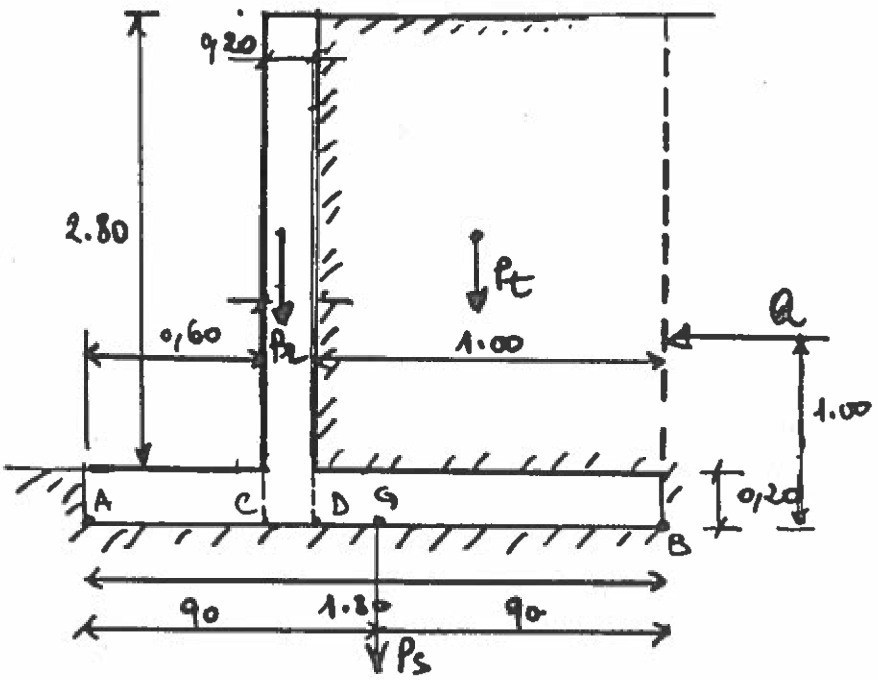
$$\bar{\sigma}_{sol} = 0{,}10\ MPa$$

Coefficient de frottement admissible sur le sol de fondation

$$f = 0{,}80$$

armatures sont en acier FeE40 : $fe = 400\ MPa$

Beton, on a $f_{c28} = 25\ MPa$; $\bar{\sigma}_{bc} = 14{,}2\ MPa$



Il est rappelé que la composante horizontale Q de la poussée des terres pour une hauteur h de mur est donnée par :

$$Q = \frac{\delta_A \cdot \gamma \cdot h^2}{2}$$

et que la force Q est appliquée à la distance $\frac{h}{3}$ à partir de la base. on ne tiendra pas compte de la composante verticale de la poussée des terres.

a) Stabilité du MUR

- Calcul des efforts : nous avons pour 1.00 m de mur :

poids du rideau : $P_r = 0,20 \times 2.8 \times 25000 = 14\,000$ N/M

poids de la semelle : $P_s = 0,20 \times 1.8 \times 25.000 = 9.000$ N/M

poids des terres sur la semelle $P_t = 1.00 \times 2.8 \times 18.000 = 50.400$ N/M

$P = 73.400$ N/M

Composante horizontale de la poussée des terres :

$$Q = 0.33 \times 18\,000 \times \frac{3.00^2}{2} = 26.730 \text{ N/m}$$

la force Q agit à $\frac{3.00}{3} = 1.00$ au dessus de la base du mur.

β) glissement

la Force qui tend à faire glisser le mur est à l'E.L.U

$$1.35 \times 26.730 = 36.086 \text{ N/m}$$

la Force qui s'oppose au glissement du mur à pour valeur :

$$P \times f = 0.8 \times 73.400 = 58.720 \text{ N/m.}$$

Dans le calcul de cette dernière force nous n'appliquerons pas le Coefficient 1.35 pour nous placer dans le cas le plus defavorable.

D'où $\frac{58.720}{36.086} = 1.63$

c) Securité au renversement

Prenons les moments par rapport au point A des forces agissantes ; Ici egalement nous n'appliquerons pas le Coefficient 1.35 aux force Stabilisatrices.

On a alors :

$$M_R = 1.35 \times 26.730 \times 1.00 = 36.085 \text{ N.m}$$

$$M_S = 14.000 \times 0,70 + 9000 \times 0,90 + 50.400 \times 1.30 = 83420 \text{ N}$$

$$\frac{M_S}{M_R} = \frac{83.420}{36.085} = 2.31.$$

d) Contrainte sur le sol

On a : $N = 1.35 \times 73.400 = 99.090$ N

et pour le moment par rapport au cdg de la semelle

$$M_G = 1.35\left[14.000 \times 0,20 - 50.400 \times 0,40 + 26730 \times 1.00\right]$$

$$M_G = 12.650 \text{ N.m}$$

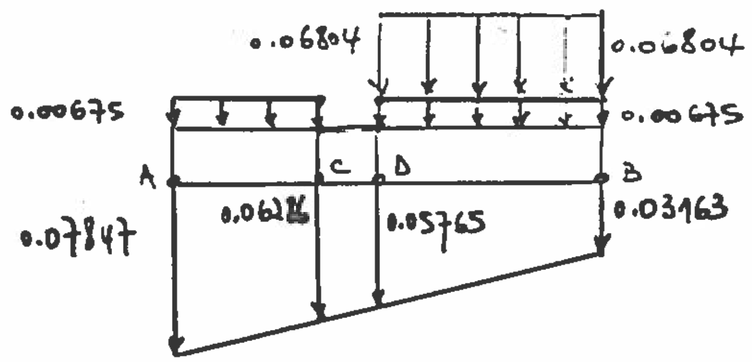
on en déduit alors :

$$\sigma_A = \frac{99.090}{1800 \times 1000} + \frac{6 \times 12650\,900}{1000 \times 1800^2} = 0.07847\ \text{MPa} < 0,10\ \text{MPa}$$

$$\sigma_B = \frac{99.090}{1800 \times 1000} - \frac{6 \times 12650\,900}{1000 \times 1800^2} = 0.03163\ \text{MPa}$$

Des résultats précédents, on déduit pour les contraintes aux points C et D en considérant les triangles semblables.

$$\begin{cases} \sigma_C = 0,06286\ \text{MPa} \\ \sigma_D = 0.05765\ \text{MPa} \end{cases}$$



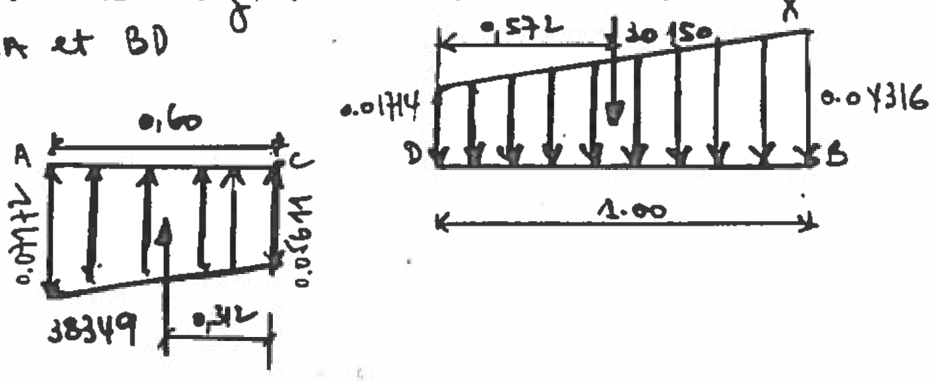
le poids de la semelle se répartit à raison de :

$$\frac{1.35 \times 9000}{1000 \times 1800} = 0,00675\ \text{MPa}$$

le poids des terres sur la semelle se répartit de D en B à raison de :

$$\frac{1.35 \times 50\,400}{1000 \times 1800} = 0,06804\ \text{MPa}$$

D'où le diagramme des contraintes agissant sur les consoles CA et BD



La résultante des efforts sur CA a pour valeur :

$$\frac{0.07172 + 0,05611}{2} \times 600 \times 1000 = 38\,349\ \text{N}$$

cette résultante passe par le centre de gravité du trapèze soit :

$$\frac{60}{3} \times \frac{0.05611 + 2 \times 0.07172}{0.05611 + 0.07172} = 31,2\ \text{cm de C}$$

De même sur la console DB nous avons pour la résultante :

$$\frac{(0.01714 + 0.04316)}{2} \times 1000 \times 1000 = 30.150 \text{ N.}$$

Cette résultante passe à 52,7 cm de D.

*/ Détermination des armatures pour l'E.L.U

a) Section située à la base du rideau

Pour cette section, située à la liaison du rideau avec la semelle, nous avons:

$$Q = 1.35 \times 0.33 \times 18.000 \times \frac{\overline{2.8}^2}{2} = 31.434 \text{ N.}$$

$$M = 31.434 \times \frac{2.8}{3} = 29.338 \text{ N.m}$$

La section étudiée est soumise à la flexion composée avec effort de compression, or le poids propre de la paroi peut être négligé. Nous aurons donc une section soumise à la flexion simple.

Soit :
$$\mu = \frac{29.338}{100 \times \overline{16}^2 \times 14.2} = 0.081 < \mu_R$$

$$\alpha = 0{,}1057 \Rightarrow Z = 0{,}153$$

$$A = \frac{29.338}{15{,}3 \times 348} = 5.51 \text{ cm}^2$$

Pour la contrainte tangente conventionnelle τ_u nous avons:

$$\tau_u = \frac{31.434}{1000 \times 160} = 0{,}196 \text{ MPa} < 0.05 f_{c28} = 1{,}25 \text{ MPa}$$

Il n'est donc pas nécessaire de prévoir des armatures transversales

b) Section d'encastrement de la console CA

$$M = 38349 \times 0{,}312 = 11.965 \text{ N.m}$$

$$\mu = 0.033 \Rightarrow A = 2{,}19 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{38349}{1000 \times 160} = 0{,}24 \text{ MPa} < 1{,}25 \text{ MPa}$$

c) section d'encastrement de la console AB

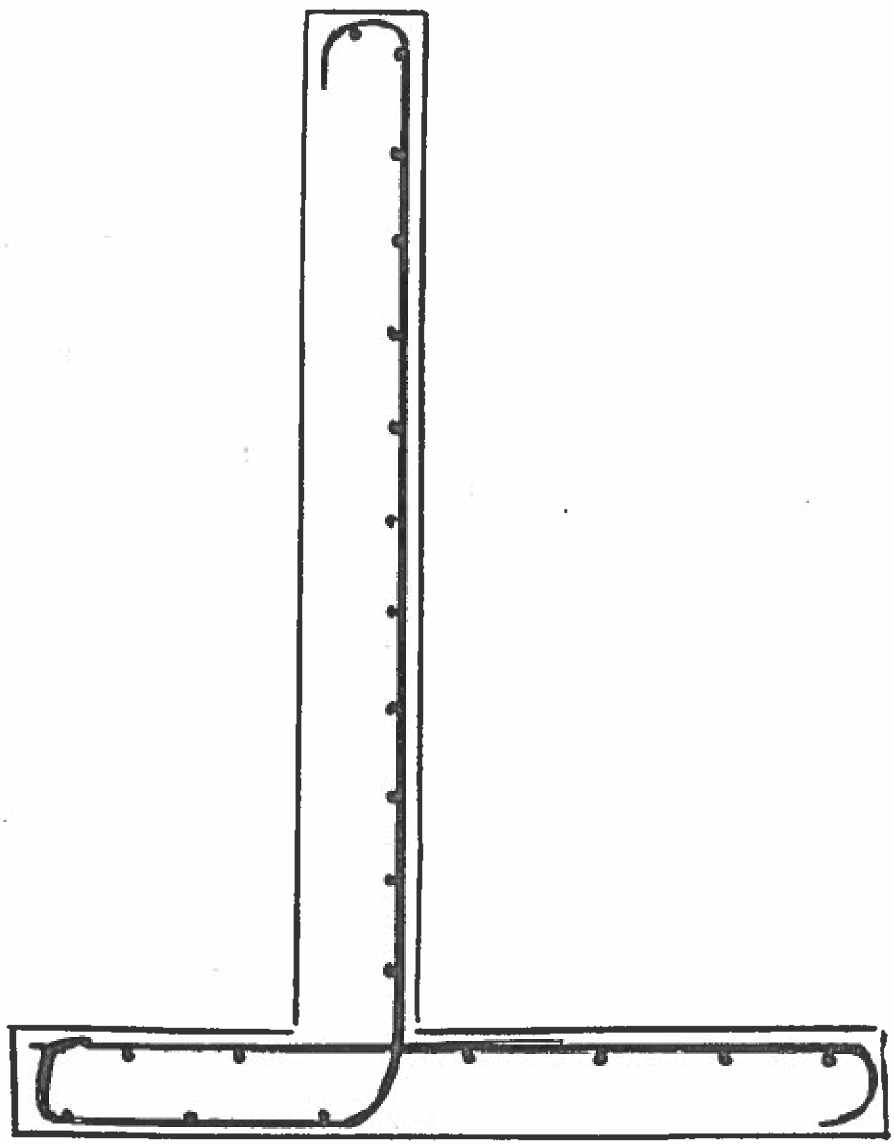
$M = 30150 \times 0,572 = 17.246 \, MPa$

$\mu = 0,018 < \mu_R$

$A = 3.18 \, cm2$

$\tau_u = \dfrac{30150}{1000 \times 160} = 0,188 < 1.25 \, MPa$

d) Ferraillage



Application: Calcul DE Poteaux

Soit un Poteau de façade d'un batiment à etage multiples pour lequel la distance entre plancher et de 2.70m
ce poteau de Section 25x50 et supporte des charges permanente $G = 0,60\ MN$ et des surcharge $Q_B = 0,25\ MN$.

a) Elancement mécanique: λ

- longueur libre $l_0 = 2.70m$.

$l_f = l_0 = 2.70$ (Poteau de Façade)

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{h} \sqrt{12} = \frac{2.70 \times \sqrt{12}}{0.25} = 37,4 < 50$$

b) Calcul du parametre α

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0,2(\lambda/35)^2} = \frac{0.85}{1+0,2\left[\frac{37.4}{35}\right]^2} = 0,692$$

c) calcul de la section reduite

$$Br = (50-2) \times (25-2) = 1104\ cm2$$

d) charge portante pouvant supporter le poteau

$$N_u = 1.35\,G + 1.5\,Q_B = 1.35 \times 0,60 + 1.5 \times 0,25$$

$$N_u = 1,185\ MN.$$

on doit avoir $N_u \leq 0,692\left[\frac{0,1104 \times 20}{0,9 \times 1.5} + A \cdot \frac{400}{1.15}\right]$

$$N_u \leq 0.692\left[1.635 + 348\,A\right]$$

soit $A \geq \left(\frac{1.185}{0,692} - 1,635\right)\frac{1}{348} = 2.22\ cm2$

e) pourcentage minimal

cette section doit etre superieure au pourcentage minimal

Soit : • $A > 0,2\%$ section totale

$$A > 0.2 \times 50 \times 25\ 10^{-2} = 2.5\ cm2$$

• d'autre part on doit avoir par file au moins 4 cm

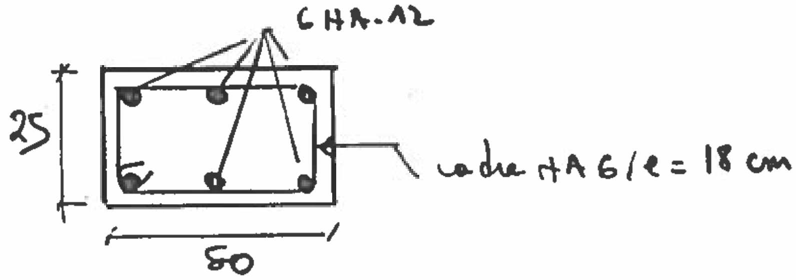
Soit : le perimetre du poteau $= 2 \times (25+50) = 1,50$

soit $A \geq 4 \times 1.5 = 6\ cm2$

Soit 6HA12

Pour les armatures transversales, on disposera un cadre exterieur en HA.6 à l'Espacement de $12 \times 15 = 18$ cm

Dans la zone de recouvrement, on met 3 cours de cadres.



IMPÉRATIF → Thonier tome 3.

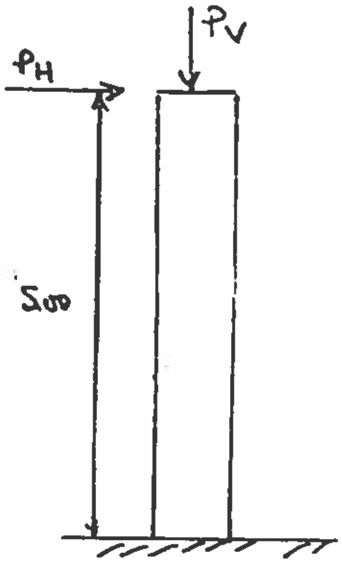
Application : Etat limite de stabilité de Forme

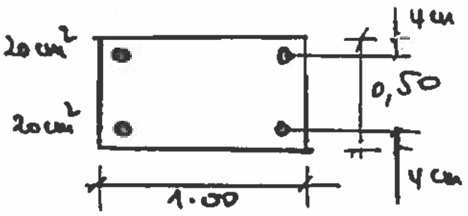
Soit à calculer une colonne encastrée en pied, libre en tête de section : $\begin{cases} b_0 = 1.00 m \\ h = 0,50 m \end{cases}$

Soumise aux sollicitations suivantes :

- charges verticales en tête
  - permanente = 1,5 MN
  - variable = 0,60 MN
- charge horizontale en tête
  - variable = 4 KN

cette colonne à une hauteur de 5.00 m et comprenant un ferraillage de 2 x 20 cm2 H.A (Enrobage = 4 cm).





↓ 0,667 au lieu de 0.8 car la déformation est 4‰ = 2‰ x (1 + ϕ a) de diagramme béton (hachuré)

x_G $2(1+\phi a)$ $3,5(1+\phi a)$

Équation parabole (voir théorie)

$s = \frac{\sigma}{\sigma_0}$ $t = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}$ $\begin{cases} s = t(2-t) & t < \frac{4\varepsilon}{7} \\ s = 1 & t > \frac{4\varepsilon}{7} \end{cases}$

& $\int_0^1 s\,dt = 0,667$ surface

& $\frac{\int_0^1 s\,t\,dt}{\int_0^1 s\,dt} = 0,625$ → position centre gravité X_G / au 0 (axe neutre)

→ expliquant la valeur 0,375 = 1 − 0,625

a) Calcul des sollicitations

le poids propre de la colonne : $0,50 \times 1,00 \times \frac{25}{1000} = 0.063$ MN

(on suppose pour simplifier les calculs appliqué au sommet de la colonne).

- $G = 1,5 + 0.063 = 1,56$ MN
- $N_{u,G} = 1.35 \times 1.56 = 2,10$ MN
- $N_{u,Q} = 1.5 \times 0.60 = 0.9$ MN

$N_u = 3.00$ MN.

b) excentricité forfaitaire

$\frac{l}{250} = \frac{500}{250} = 2$ cm.

Moment appliqué initial : $\frac{4 \times 5}{1000} \times 1.5 = 0.03$ MN.m

$$e_0 = 0.02 + \frac{0.03}{3} = 0.03\ m$$

. moment de longue durée $= 2,1 \times 0,02$

. moment total $= 3 \times 0.03$

par suite $\alpha = \frac{2,1 \times 0,02}{3 \times 0,03} = 0,47.$

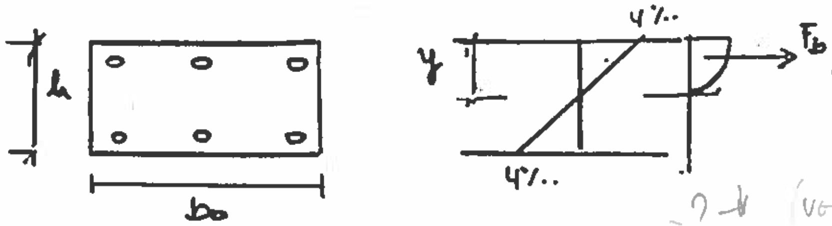
on peut en déduire le coefficient de l'affinité permettant de connaître le diagramme contrainte déformation du béton

$1 + 2 \times 0,47 = 1,94$

on prendra alors $\varepsilon_0 = 2 \times 1.94 \simeq 4‰.$

1° Essai

on choisit un diagramme de déformation dans la section dans la section donnant 4‰ de déformation sur les 2 fibres extrêmes



$y = \frac{h}{2} = 0,25\,m$

? (voir page précédente)

on a : $F_b = 0,667 \times b_0\, y\, \sigma_{bc}$

avec $f_{c28} = 24$ MPa $\rightarrow \sigma_{bc} = 13.6$ MPa

soit alors $F_b = 0,667 \times 1 \times 0,25 \times 13.6 = 2,27$ MN.

d'autre part on a : $F_{sc} = F_{st}$ par suite de symétrie

d'où $\Sigma N_i = 2,27$ MN.

Calculons le moment des forces internes par rapport au centre géométrique de la section.

$M_i = M_b + M_{sc} + M_{st}$

$M_b = 2.27 \times [\,0,25 - 0,25 \times 0,375) = 0,355$ MN.m

$M_{sc} = M_{st} = \frac{20 \times 400}{1.15 \times 10^4} \times (0,25 - 0,04) = 0,146$ MN.m

(en effet $\varepsilon_{st} = \varepsilon_{sc} > 1.7‰$ par suite $\sigma_{sc} = \sigma_{st} = \frac{400}{1.15}$)

$M_i = 0,355 + 2 \times 0,146 = 0,647$ MN.m.

$e_i = \frac{M_i}{N_i} = 0.285$ m.

d'autre part l'excentricité externe à pour valeur:

$$e_{ext} = e_0 + \left(\frac{l}{\pi}\right)^2 \times \frac{1}{r}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{4 \times 2\,10^{-3}}{0.50} = 16.10^{-3}$$

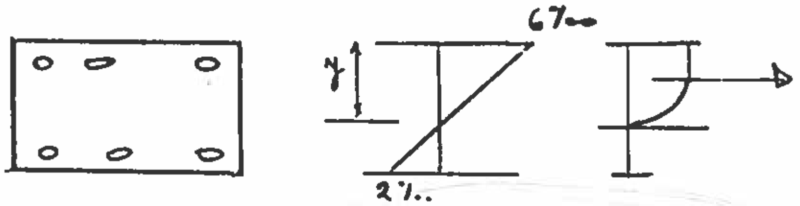
longueur de flambement ($l_f = 2\,l_0$)

$$e_{ext} = 0.03 + 16.10^{-3} \times \left(\frac{10}{\pi}\right)^2 = 0,192\,m$$

Conclusion

on a bien $e_i > e_{ext}$ mais on a $N_i = 2.27 < N_u = 3$'

2ème ESSAi



1+2 ∅
2‰ → 4‰
3,5‰ → ?

$\varepsilon_{bmax} = 6‰ < \left(\frac{3,5}{2} \times 4‰ = 7‰\right)$.

$\frac{3,5 \times 4}{2} = 7‰$

$\varepsilon_{mini} = -2‰$

par suite $y/50-y = 6/2 \rightarrow y = 37,5\,cm$

$N_b = 0,778 \times 0,375 \times 1 \times 13.6 = 3,97\,MN$.

Diagramme
qd $\varepsilon = 7‰ = 3,5(1+\theta\alpha)$
or ici $\varepsilon = 6‰$
de val $= \frac{0,667 \times 4 + (6-4)}{6} = 0,778$

$F_{sc} = \frac{400}{1.15} \times 20\,10^{-4} = 0,70\,MN$

$$\varepsilon_{st} = \frac{2‰ \times (50 - 37,5 - 4)}{(50 - 37,5)} = 1.36‰$$

d'où $\sigma_{st} = 1.36 \times 200 = 272\,MPa$

$F_{st} = 272 \times 20\,10^{-4} = 0,544\,MN$

pt d'application de l'eff du béton/centre ? hachée

D'où $N_i = N_b + F_{sc} - F_{st} = 3,97 + 0,7 - 0,544 = 4,13\,MN$.

d'autre part, on calcule M_i par rapport au centre géométrique de la section.

$M_b = 3,97 \times (0.25 - 0,375 \times 0,405) = 0.39\,MN.m$

$M_{sc} = 0,7 \times 0.21 = 0,147\,MN.m$

$M_{st} = 0,54 \times 0.21 = 0.113\,MN.m$

d'où

$$M_i = 0.39 + 0.147 + 0.113 = 0,65\,MN.m$$

0,595 y
0,775 y
0,667 0,5
trouver 0,405 : diviser / 4
a = 0,625
b = 1,25
formule de l. centre de gravité
1 − 0,595 = 0,405
$\frac{1}{1,5} = 0,595$

$$e_i = \frac{M_i}{N_i} = \frac{0.65}{4.13} = 0.157\ m$$

D'autre part $e_{ext} = 0.03 + \left(\frac{\ell}{\pi}\right)^2 \times \frac{1}{r}$

$$\frac{1}{r} = \frac{2+6}{0.5}\,10^{-3} = 16\,10^{-3}$$

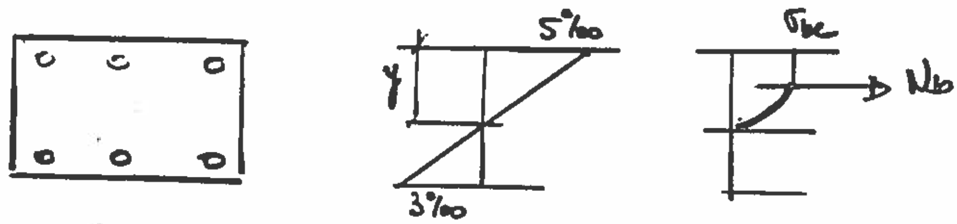
$$e_{ext} = 0.03 + 16\,10^{-3} \times \left(\frac{10}{\pi}\right)^2 = 0{,}192\,m$$

<u>Conclusion</u>

On a ici $e_i < e_{ext}$ mais $N_i > N_u$

<u>3ème ESSAI</u>

on choisit $\varepsilon_{max} = 5‰$ et $\varepsilon_{min} = -3‰$



on a ici $\frac{y}{50-y} = \frac{5}{3}$ ⇒ $y = 31.25\,cm$

soit $N_b = 0{,}733 \times 0{,}3125 \times 1 \times 13.6 = 3{,}115\ MN.$

$F_{sc} = 0{,}70\ MN$

$$\varepsilon_{st} = \frac{3\,(50 - 31.25 - 4)}{50 - 31{,}25} = 2{,}36‰ > 1.7‰$$

Donc $\sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348\ MPa$

$F_{st} = 0{,}70\ MN.$

par suite :

$N_i = 3{,}115\ MN$

$M_i = M_b + M_{sc} + M_{st}$

$M_b = 3.115 \times (0{,}25 - 0{,}3125 \times 0{,}39) = 0{,}40\ MN.m$

$M_{sc} = M_{st} = 0{,}147\ MN.m$

$M_i = 0{,}693\ MN.m$

$$e_i = \frac{0{,}693}{3{,}115} = 0{,}22\,m$$

par ailleurs $1/r = (3+5)10^{-3}/0{,}5 = 16\,10^{-3}$

donc $e_{ext} = 0{,}192\ m$

La justification est réalisée car on a : $\begin{cases} N_i > N_u \\ \text{et } e_i > e_{ext} \end{cases}$

Etat-limite de service

TABLEAU 9 - Section rectangulaire en flexion simple sans armatures comprimées.

β_1	α_1	μ'_1	μ_1	k_1	ρ_1	β_1	α_1	μ'_1	μ_1	k_1	ρ_1
0,985	0,045	0,0222	0,00007	318,3	0,007	0,945	0,165	0,0780	0,00103	75,91	0,109
0,984	0,048	0,0236	0,00008	297,5	0,008	0,944	0,168	0,0793	0,00107	74,29	0,113
0,983	0,051	0,0251	0,00009	279,1	0,009	0,943	0,171	0,0806	0,00111	72,72	0,118
0,982	0,054	0,0265	0,00010	262,8	0,010	0,942	0,174	0,0820	0,00115	71,21	0,122
0,981	0,057	0,0280	0,00011	248,2	0,012	0,941	0,177	0,0833	0,00120	69,75	0,127
0,980	0,060	0,0294	0,00012	235,0	0,013	0,940	0,180	0,0846	0,00124	68,33	0,132
0,979	0,063	0,0308	0,00014	223,1	0,014	0,939	0,183	0,0859	0,00128	66,97	0,137
0,978	0,066	0,0323	0,00015	212,3	0,016	0,938	0,186	0,0872	0,00133	65,64	0,142
0,977	0,069	0,0337	0,00017	202,4	0,017	0,937	0,189	0,0885	0,00137	64,37	0,147
0,976	0,072	0,0351	0,00018	193,3	0,019	0,936	0,192	0,0899	0,00142	63,12	0,152
0,975	0,075	0,0366	0,00020	185,0	0,020	0,935	0,195	0,0912	0,00147	61,92	0,157
0,974	0,078	0,0380	0,00021	177,3	0,022	0,934	0,198	0,0925	0,00152	60,76	0,163
0,973	0,081	0,0394	0,00023	170,2	0,024	0,933	0,201	0,0938	0,00157	59,63	0,169
0,972	0,084	0,0408	0,00025	163,6	0,026	0,932	0,204	0,0951	0,00162	58,53	0,174
0,971	0,087	0,0423	0,00027	157,4	0,028	0,931	0,207	0,0964	0,00168	57,46	0,180
0,970	0,090	0,0437	0,00029	151,7	0,030	0,930	0,210	0,0977	0,00173	56,43	0,186
0,969	0,093	0,0451	0,00031	146,3	0,032	0,929	0,213	0,0989	0,00178	55,42	0,192
0,968	0,096	0,0465	0,00033	141,3	0,034	0,928	0,216	0,1002	0,00184	54,44	0,198
0,967	0,099	0,0479	0,00035	136,5	0,036	0,927	0,219	0,1015	0,00190	53,49	0,205
0,966	0,102	0,0493	0,00037	132,1	0,039	0,926	0,222	0,1028	0,00196	52,57	0,211
0,965	0,105	0,0507	0,00040	127,9	0,041	0,925	0,225	0,1041	0,00201	51,67	0,218
0,964	0,108	0,0521	0,00042	123,9	0,044	0,924	0,228	0,1053	0,00207	50,79	0,225
0,963	0,111	0,0534	0,00044	120,1	0,046	0,923	0,231	0,1066	0,00213	49,93	0,231
0,962	0,114	0,0548	0,00047	116,6	0,049	0,922	0,234	0,1079	0,00220	49,10	0,238
0,961	0,117	0,0562	0,00050	113,2	0,052	0,921	0,237	0,1091	0,00226	48,29	0,245
0,960	0,120	0,0576	0,00052	110,0	0,055	0,920	0,240	0,1104	0,00232	47,50	0,253
0,959	0,123	0,0590	0,00055	107,0	0,058	0,919	0,243	0,1117	0,00239	46,73	0,260
0,958	0,126	0,0604	0,00058	104,0	0,061	0,918	0,246	0,1129	0,00246	45,98	0,268
0,957	0,129	0,0617	0,00061	101,3	0,064	0,917	0,249	0,1142	0,00252	45,24	0,275
0,956	0,132	0,0631	0,00064	98,6	0,067	0,916	0,252	0,1154	0,00259	44,52	0,283
0,955	0,135	0,0645	0,00067	96,1	0,070	0,915	0,255	0,1167	0,00266	43,82	0,291
0,954	0,138	0,0658	0,00070	93,7	0,074	0,914	0,258	0,1179	0,00273	43,14	0,299
0,953	0,141	0,0672	0,00073	91,4	0,077	0,913	0,261	0,1191	0,00280	42,47	0,307
0,952	0,144	0,0685	0,00077	89,2	0,081	0,912	0,264	0,1204	0,00288	41,82	0,316
0,951	0,147	0,0699	0,00080	87,0	0,084	0,911	0,267	0,1216	0,00295	41,18	0,324
0,950	0,150	0,0713	0,00084	85,0	0,088	0,910	0,270	0,1229	0,00303	40,56	0,333
0,949	0,153	0,0726	0,00087	83,0	0,092	0,909	0,273	0,1241	0,00311	39,95	0,342
0,948	0,156	0,0739	0,00091	81,0	0,096	0,908	0,276	0,1253	0,00318	39,35	0,351
0,947	0,159	0,0753	0,00095	79,3	0,100	0,907	0,279	0,1265	0,00326	38,76	0,360
0,946	0,162	0,0766	0,00099	77,6	0,104	0,906	0,282	0,1277	0,00334	38,19	0,369

Etat-limite de service

Valeurs de α_1, μ'_1, μ_1, k_1 et ρ_1 en fonction de β_1.

β_1	α_1	μ'_1	μ_1	k_1	ρ_1	β_1	α_1	μ'_1	μ_1	k_1	ρ_1
0,905	0,285	0,1290	0,00343	37,63	0,379	0,865	0,405	0,1752	0,00795	22,04	0,919
0,904	0,288	0,1302	0,00351	37,08	0,388	0,864	0,408	0,1763	0,00810	21,76	0,937
0,903	0,291	0,1314	0,00359	36,55	0,398	0,863	0,411	0,1773	0,00825	21,50	0,956
0,902	0,294	0,1326	0,00368	36,02	0,408	0,862	0,414	0,1784	0,00840	21,23	0,975
0,901	0,297	0,1338	0,00377	35,50	0,418	0,861	0,417	0,1795	0,00856	20,97	0,994
0,900	0,300	0,1350	0,00386	35,00	0,429	0,860	0,420	0,1806	0,00872	20,71	1,014
0,899	0,303	0,1362	0,00395	34,50	0,439	0,859	0,423	0,1817	0,00888	20,46	1,034
0,898	0,306	0,1374	0,00404	34,02	0,450	0,858	0,426	0,1828	0,00904	20,21	1,054
0,897	0,309	0,1386	0,00413	33,54	0,461	0,857	0,429	0,1838	0,00921	19,96	1,074
0,896	0,312	0,1398	0,00423	33,08	0,472	0,856	0,432	0,1849	0,00938	19,72	1,095
0,895	0,315	0,1410	0,00432	32,62	0,483	0,855	0,435	0,1860	0,00955	19,48	1,116
0,894	0,318	0,1421	0,00442	32,17	0,494	0,854	0,438	0,1870	0,00972	19,25	1,138
0,893	0,321	0,1433	0,00452	31,73	0,506	0,853	0,441	0,1881	0,00989	19,01	1,160
0,892	0,324	0,1445	0,00462	31,30	0,518	0,852	0,444	0,1891	0,01007	18,78	1,182
0,891	0,327	0,1457	0,00472	30,87	0,530	0,851	0,447	0,1902	0,01025	18,56	1,204
0,890	0,330	0,1468	0,00482	30,45	0,542	0,850	0,450	0,1913	0,01043	18,33	1,227
0,889	0,333	0,1480	0,00492	30,04	0,554	0,849	0,453	0,1923	0,01062	18,11	1,251
0,888	0,336	0,1492	0,00503	29,64	0,567	0,848	0,456	0,1933	0,01081	17,89	1,274
0,887	0,339	0,1503	0,00514	29,25	0,580	0,847	0,459	0,1944	0,01100	17,68	1,298
0,886	0,342	0,1515	0,00525	28,86	0,593	0,846	0,462	0,1954	0,01119	17,47	1,322
0,885	0,345	0,1527	0,00536	28,48	0,606	0,845	0,465	0,1965	0,01138	17,26	1,347
0,884	0,348	0,1538	0,00547	28,10	0,619	0,844	0,468	0,1975	0,01158	17,05	1,372
0,883	0,351	0,1550	0,00559	27,73	0,633	0,843	0,471	0,1985	0,01178	16,85	1,398
0,882	0,354	0,1561	0,00570	27,37	0,647	0,842	0,474	0,1996	0,01199	16,65	1,424
0,881	0,357	0,1573	0,00582	27,02	0,661	0,841	0,477	0,2006	0,01219	16,45	1,450
0,880	0,360	0,1584	0,00594	26,67	0,675	0,840	0,480	0,2016	0,01241	16,25	1,477
0,879	0,363	0,1595	0,00606	26,32	0,690	0,839	0,483	0,2026	0,01262	16,06	1,504
0,878	0,366	0,1607	0,00618	25,98	0,704	0,838	0,486	0,2036	0,01283	15,86	1,532
0,877	0,369	0,1618	0,00631	25,65	0,719	0,837	0,489	0,2046	0,01306	15,67	1,560
0,876	0,372	0,1629	0,00643	25,32	0,735	0,836	0,492	0,2057	0,01328	15,49	1,588
0,875	0,375	0,1641	0,00656	25,00	0,750	0,835	0,495	0,2067	0,01351	15,30	1,617
0,874	0,378	0,1652	0,00669	24,68	0,766	0,834	0,498	0,2077	0,01373	15,12	1,647
0,873	0,381	0,1663	0,00682	24,37	0,782	0,833	0,501	0,2087	0,01397	14,94	1,677
0,872	0,384	0,1674	0,00696	24,06	0,798	0,832	0,504	0,2097	0,01420	14,76	1,707
0,871	0,387	0,1685	0,00709	23,76	0,814	0,831	0,507	0,2107	0,01444	14,59	1,738
0,870	0,390	0,1697	0,00723	23,46	0,831	0,830	0,510	0,2117	0,01469	14,41	1,769
0,869	0,393	0,1708	0,00737	23,17	0,848	0,829	0,513	0,2126	0,01493	14,24	1,801
0,868	0,396	0,1719	0,00751	22,88	0,865	0,828	0,516	0,2136	0,01518	14,07	1,834
0,867	0,399	0,1730	0,00766	22,59	0,883	0,827	0,519	0,2146	0,01544	13,90	1,867
[illegible]	0,4[illegible]	0,17[illegible]	0,00[illegible]	22,3[illegible]	[illegible]01	[illegible]	0,5[illegible]	0,21[illegible]	0,01[illegible]	13,7[illegible]	[illegible]00

TABLEAU 9 (suite) - Section rectangulaire en flexion simple sans armatures comprimées.

β_1	α_1	μ'_1	μ_1	k_1	ρ_1	β_1	α_1	μ'_1	μ_1	k_1	ρ_1
0,825	0,525	0,2165	0,01595	13,57	1,934	0,785	0,645	0,2532	0,03066	8,26	3,906
0,824	0,528	0,2175	0,01622	13,41	1,969	0,784	0,648	0,2540	0,03117	8,15	3,976
0,823	0,531	0,2185	0,01649	13,25	2,004	0,783	0,651	0,2549	0,03170	8,04	4,048
0,822	0,534	0,2195	0,01677	13,09	2,040	0,782	0,654	0,2557	0,03222	7,93	4,121
0,821	0,537	0,2204	0,01704	12,93	2,076	0,781	0,657	0,2565	0,03276	7,83	4,195
0,820	0,540	0,2214	0,01733	12,78	2,113	0,780	0,660	0,2574	0,03331	7,73	4,271
0,819	0,543	0,2224	0,01762	12,62	2,151	0,779	0,663	0,2582	0,03387	7,62	4,348
0,818	0,546	0,2233	0,01791	12,47	2,189	0,778	0,666	0,2591	0,03444	7,52	4,427
0,817	0,549	0,2243	0,01820	12,32	2,228	0,777	0,669	0,2599	0,03502	7,42	4,507
0,816	0,552	0,2252	0,01850	12,17	2,267	0,776	0,672	0,2607	0,03561	7,32	4,589
0,815	0,555	0,2261	0,01880	12,03	2,307	0,775	0,675	0,2616	0,03621	7,22	4,673
0,814	0,558	0,2271	0,01911	11,88	2,348	0,774	0,678	0,2624	0,03683	7,12	4,759
0,813	0,561	0,2280	0,01943	11,74	2,390	0,773	0,681	0,2632	0,03746	7,03	4,846
0,812	0,564	0,2290	0,01975	11,60	2,432	0,772	0,684	0,2640	0,03810	6,93	4,935
0,811	0,567	0,2299	0,02007	11,46	2,475	0,771	0,687	0,2648	0,03876	6,83	5,026
0,810	0,570	0,2309	0,02040	11,32	2,519	0,770	0,690	0,2657	0,03942	6,74	5,119
0,809	0,573	0,2318	0,02073	11,18	2,563	0,769	0,693	0,2665	0,04010	6,65	5,214
0,808	0,576	0,2327	0,02107	11,04	2,608	0,768	0,696	0,2673	0,04079	6,55	5,312
0,807	0,579	0,2336	0,02142	10,91	2,654	0,767	0,699	0,2681	0,04150	6,46	5,411
0,806	0,582	0,2345	0,02178	10,77	2,701	0,766	0,702	0,2689	0,04222	6,37	5,512
0,805	0,585	0,2355	0,02213	10,64	2,749	0,765	0,705	0,2697	0,04295	6,28	5,616
0,804	0,588	0,2364	0,02249	10,51	2,797	0,764	0,708	0,2705	0,04370	6,19	5,722
0,803	0,591	0,2373	0,02286	10,38	2,847	0,763	0,711	0,2712	0,04447	6,10	5,831
0,802	0,594	0,2382	0,02323	10,25	2,897	0,762	0,714	0,2720	0,04527	6,01	5,942
0,801	0,597	0,2391	0,02361	10,13	2,948	0,761	0,717	0,2728	0,04608	5,92	6,055
0,800	0,600	0,2400	0,02400	10,00	3,000	0,760	0,720	0,2736	0,04690	5,83	6,171
0,799	0,603	0,2409	0,02440	9,87	3,053	0,759	0,723	0,2744	0,04774	5,75	6,290
0,798	0,606	0,2418	0,02480	9,75	3,107	0,758	0,726	0,2752	0,04860	5,66	6,412
0,797	0,609	0,2427	0,02520	9,63	3,162	0,757	0,729	0,2759	0,04948	5,58	6,537
0,796	0,612	0,2436	0,02561	9,51	3,218	0,756	0,732	0,2767	0,05038	5,49	6,665
0,795	0,615	0,2445	0,02603	9,39	3,275	0,755	0,735	0,2775	0,05131	5,41	6,795
0,794	0,618	0,2453	0,02646	9,27	3,333	0,754	0,738	0,2782	0,05227	5,32	6,929
0,793	0,621	0,2462	0,02690	9,15	3,392	0,753	0,741	0,2790	0,05323	5,24	7,067
0,792	0,624	0,2471	0,02734	9,04	3,452	0,752	0,744	0,2797	0,05420	5,16	7,207
0,791	0,627	0,2480	0,02779	8,92	3,513	0,751	0,747	0,2805	0,05520	5,08	7,352
0,790	0,630	0,2488	0,02825	8,81	3,576	0,750	0,750	0,2812	0,05624	5,00	7,500
0,789	0,633	0,2497	0,02871	8,70	3,639	0,749	0,753	0,2820	0,05731	4,92	7,652
0,788	0,636	0,2506	0,02919	8,58	3,704	0,748	0,756	0,2827	0,05840	4,84	7,808
0,787	0,639	0,2514	0,02968	8,47	3,770	0,747	0,759	0,2835	0,05952	4,76	7,968
0,786	0,642	0,2523	0,03017	8,36	3,838	0,746	0,762	0,2842	0,06067	4,68	8,132

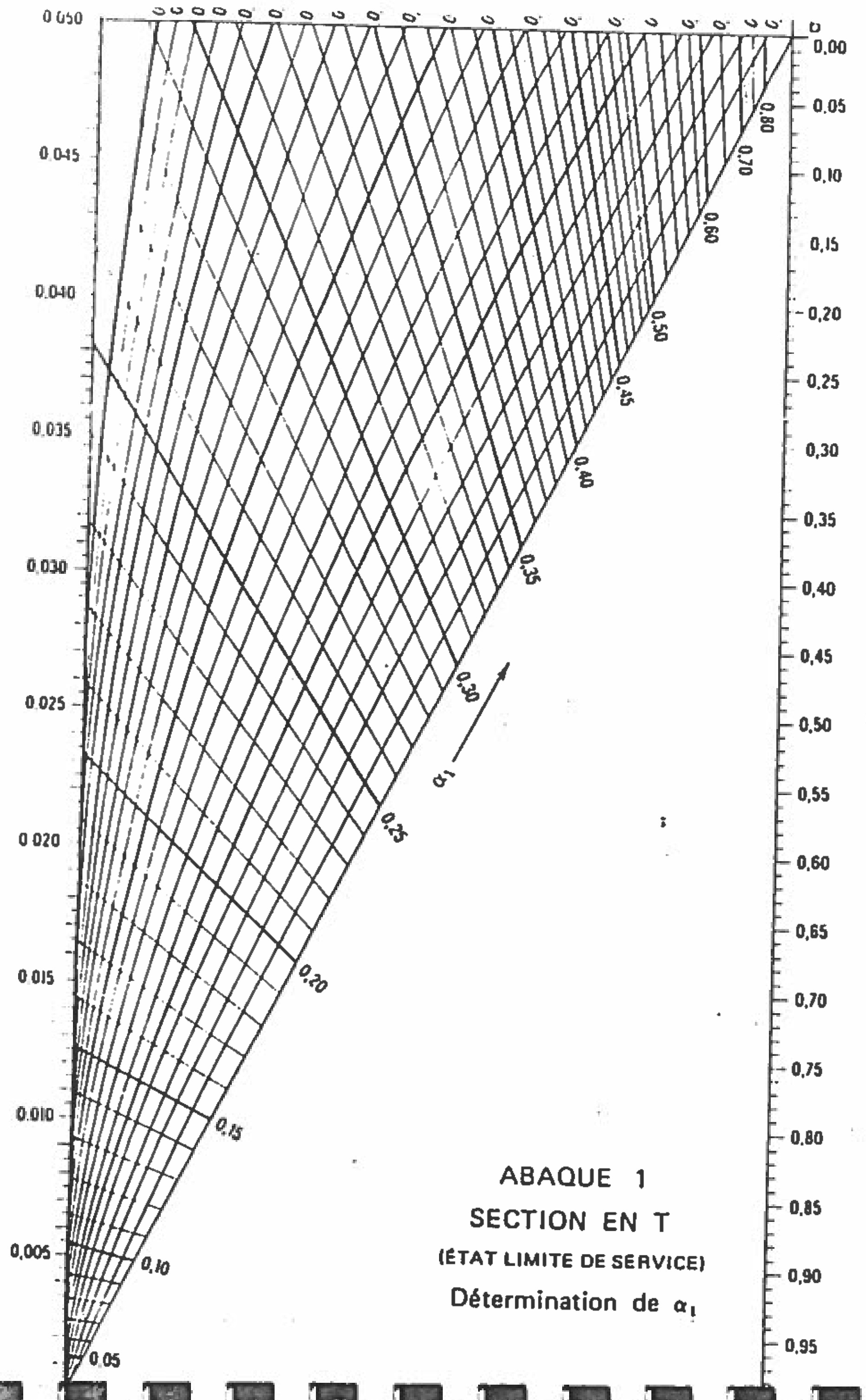
Valeurs de α_1, μ'_1, μ_1, k_1 et ρ_1 en fonction de β_1.

β_1	α_1	μ'_1	μ_1	k_1	ρ_1	β_1	α_1	μ'_1	μ_1	k_1	ρ_1
0,745	0,765	0,2850	0,0618	4,608	8,30	0,705	0,885	0,3120	0,1601	1,949	22,70
0,744	0,768	0,2857	0,0630	4,531	8,47	0,704	0,888	0,3126	0,1652	1,892	23,47
0,743	0,771	0,2864	0,0643	4,455	8,65	0,703	0,891	0,3132	0,1707	1,835	24,28
0,742	0,774	0,2871	0,0656	4,380	8,84	0,702	0,894	0,3138	0,1764	1,778	25,13
0,741	0,777	0,2879	0,0668	4,305	9,02	0,701	0,897	0,3144	0,1826	1,722	26,04
0,740	0,780	0,2886	0,0682	4,231	9,22	0,700	0,900	0,3150	0,1890	1,666	27,00
0,739	0,783	0,2893	0,0696	4,157	9,42	0,699	0,903	0,3156	0,1959	1,611	28,02
0,738	0,786	0,2900	0,0710	4,084	9,62	0,698	0,906	0,3162	0,2032	1,556	29,11
0,737	0,789	0,2907	0,0725	4,011	9,83	0,697	0,909	0,3168	0,2109	1,502	30,27
0,736	0,792	0,2914	0,0740	3,939	10,05	0,696	0,912	0,3174	0,2193	1,447	30,51
0,735	0,795	0,2922	0,0755	3,868	10,28	0,695	0,915	0,3180	0,2283	1,393	32,83
0,734	0,798	0,2929	0,0771	3,797	10,51	0,694	0,918	0,3185	0,2377	1,340	34,26
0,733	0,801	0,2936	0,0788	3,727	10,75	0,693	0,921	0,3191	0,2479	1,287	35,79
0,732	0,804	0,2943	0,0805	3,657	10,99	0,692	0,924	0,3197	0,2591	1,234	37,45
0,731	0,807	0,2950	0,0823	3,587	11,25	0,691	0,927	0,3203	0,2712	1,181	39,24
0,730	0,810	0,2957	0,0840	3,518	11,51	0,690	0,930	0,3209	0,2842	1,129	41,19
0,729	0,813	0,2963	0,0859	3,450	11,78	0,689	0,933	0,3214	0,2984	1,077	43,31
0,728	0,816	0,2970	0,0878	3,382	12,06	0,688	0,936	0,3220	0,3139	1,026	[illegible]
0,727	0,819	0,2977	0,0898	3,315	12,35	0,687	0,939	0,3225	0,3317	0,974	[illegible]
0,726	0,822	0,2984	0,0919	3,248	12,65	0,686	0,942	0,3231	0,3498	0,923	51,00
0,725	0,825	0,2991	0,0940	3,182	12,96	0,685	0,945	0,3237	0,3708	0,873	54,12
0,724	0,828	0,2997	0,0962	3,116	13,29	0,684	0,948	0,3242	0,3940	0,823	57,61
0,723	0,831	0,3004	0,0985	3,050	13,62	0,683	0,951	0,3248	0,4216	0,773	61,52
0,722	0,834	0,3011	0,1008	2,986	13,97	0,682	0,954	0,3253	0,4498	0,723	65,95
0,721	0,837	0,3017	0,1033	2,921	14,33	0,681	0,957	0,3259	0,4835	0,674	71,00
0,720	0,840	0,3024	0,1058	2,857	14,70	0,680	0,960	0,3264	0,5222	0,625	76,80
0,719	0,843	0,3031	0,1085	2,794	15,09	0,679	0,963	0,3269	0,5675	0,576	83,55
0,718	0,846	0,3037	0,1112	2,730	15,49	0,678	0,966	0,3275	0,6202	0,528	91,48
0,717	0,849	0,3044	0,1141	2,668	15,91	0,677	0,969	0,3280	0,6833	0,480	100,96
0,716	0,852	0,3050	0,1171	2,606	16,35	0,676	0,972	0,3285	0,7604	0,432	112,47
0,715	0,855	0,3057	0,1201	2,544	16,81	0,675	0,975	0,3291	0,8548	0,385	126,75
0,714	0,858	0,3063	0,1233	2,482	17,28	0,674	0,978	0,3296	0,9780	0,337	144,92
0,713	0,861	0,3069	0,1267	2,422	17,78	0,673	0,981	0,3301	1,1343	0,291	168,83
0,712	0,864	0,3076	0,1303	2,361	18,30	0,672	0,984	0,3306	1,3549	0,244	201,72
0,711	0,867	0,3082	0,1339	2,301	18,84	0,671	0,987	0,3311	1,6773	0,197	249,79
0,710	0,870	0,3088	0,1378	2,241	19,41	0,670	0,990	0,3316	2,1890	0,151	326,70
0,709	0,873	0,3095	0,1418	2,182	20,00	0,669	0,993	0,3321	3,1419	0,106	469,65
0,708	0,876	0,3101	0,1460	2,123	20,63	0,668	0,996	0,3327	5,5211	0,060	826,67
0,707	0,879	0,3107	0,1505	2,065	21,28						
0,706	0,882	0,3113	0,1551	2,007	21,98						

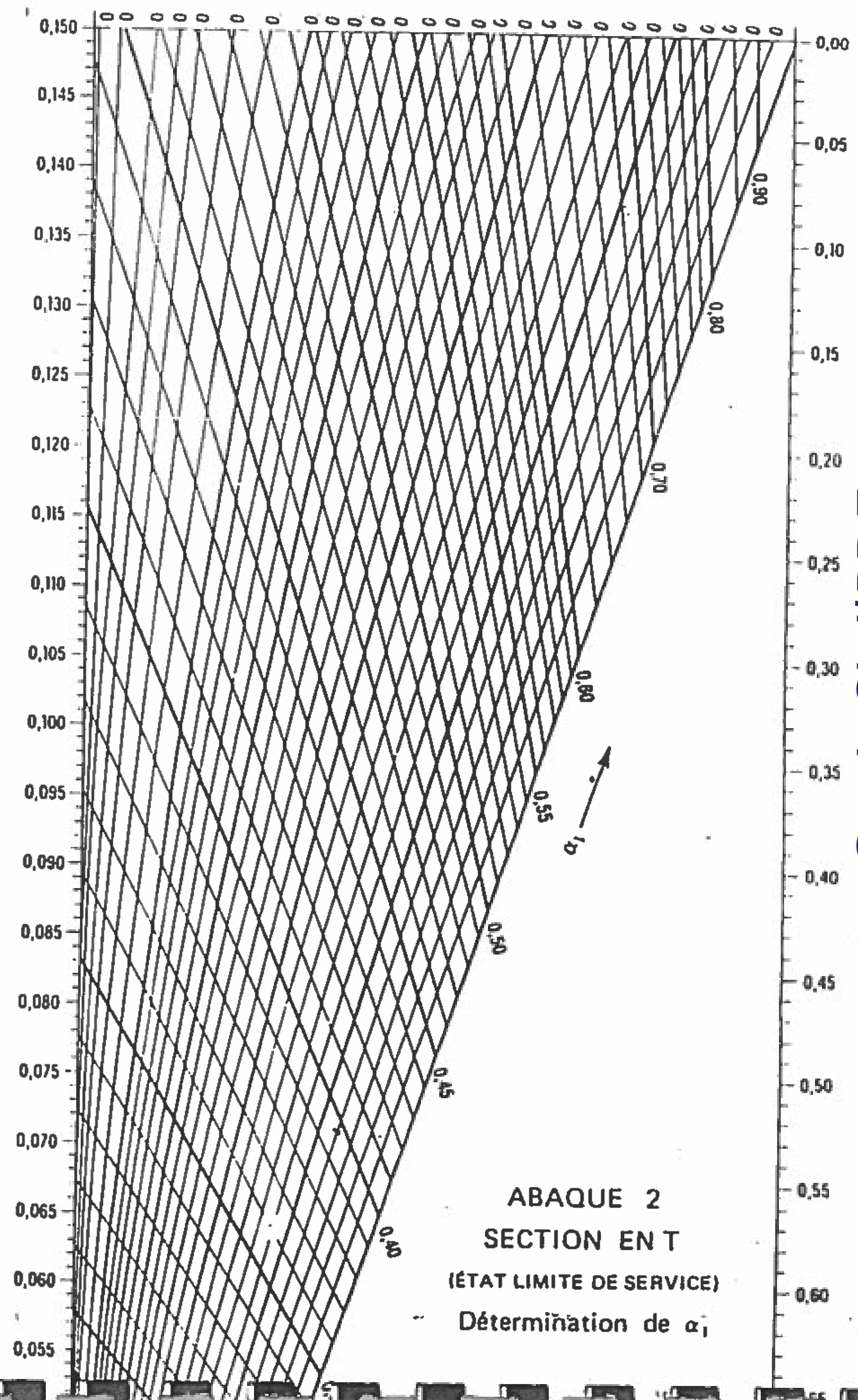
TABLEAU 10 - Section en T, état-limite de service.
Valeurs de C en fonction de $\frac{h_0}{b}$ et de $\frac{h_0}{y_1}$ (voir formulaire - chapitre III-C-1).

$\frac{h_0}{y_1}$ \ $\frac{b_0}{b}$	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32	0,34
0,10	-0,1348	-0,1413	-0,1454	-0,1511	-0,1567	-0,1625	-0,1684	-0,1754	-0,1815	-0,1873	-0,1939	-0,2015	-0,2087
12	1122	1211	1271	1360	1397	1419	1512	1597	1540	1725	1785	1943	1939
14	1253	1159	1145	1335	1278	1251	1151	1431	1507	1579	1531	1590	1744
16	0735	0773	1025	1070	1111	1151	1229	1229	1368	1432	1492	0551	1506
18	0932	0873	0911	0957	0997	1075	1110	1170	1245	1307	1345	1427	1473
0,20	-0,0743	-0,0781	-0,0821	-0,0851	-0,0870	-0,0914	-0,1004	-0,0975	-0,1134	-0,1124	-0,1251	-0,1304	-0,1358
22	0611	0629	0737	0773	0809	0842	0707	0871	1033	1089	1145	1197	1250
24	0595	0574	0655	0674	0727	0751	0822	0843	0939	0993	1047	1079	1149
26	0524	0554	0588	0570	0651	0687	0741	0774	0854	0903	0955	1003	1051
28	0413	0492	0572	0557	0582	0610	0655	0718	0771	0873	0870	0917	0957
0,30	-0,0404	-0,0433	-0,0452	-0,0490	-0,0517	-0,0541	-0,0575	-0,0645	-0,0695	-0,0742	-0,0789	-0,0834	-0,0877
32	0352	0379	0405	0433	0454	0491	0512	0577	0623	0669	0712	0755	0795
34	0301	0325	0350	0374	0394	0421	0457	0511	0554	0575	0639	0585	0720
36	0251	0271	0294	0312	0342	0361	0405	0449	0491	0529	0559	0508	0645
38	0214	0225	0241	0257	0298	0309	0349	0387	0427	0452	0501	0539	0574
0,40	-0,0157	-0,0171	-0,0187	-0,0215	-0,0231	-0,0254	-0,0271	-0,0270	-0,0355	-0,0399	-0,0435	-0,0469	-0,0502
42	0112	0135	0145	0151	0184	0207	0234	0271	0304	0337	0371	0403	0435
44	0067	0088	0109	0117	0134	0158	0187	0215	0246	0277	0308	0338	0358
46	-0,0022	-0,0038	0053	0069	0084	0100	0129	0158	0188	0217	0245	0274	0303
48	+0,0022	+0,0008	-0,0007	-0,0071	-0,0035	-0,0050	0077	0104	0137	0159	0185	0213	0239
0,50	0,0055	0,0053	+0,0040	-0,0025	+0,0011	0,0000	-0,0025	-0,0050	-0,0076	-0,0101	-0,0126	-0,0150	-0,0174
52	0111	0097	0091	0074	0057	+0,0050	+0,0027	+0,0001	-0,0020	-0,0046	0057	0099	0108
54	0156	0145	0133	0122	0111	0120	0078	0054	+0,0035	+0,0013	-0,0009	-0,0029	-0,0049
56	0202	0187	0183	0171	0161	0151	0131	0111	0090	0071	+0,0036	+0,0017	+0,0013
58	0241	0243	0230	0221	0211	0202	0184	0165	0147	0129	0111	0094	0076
0,60	0,0294	0,0219	0,0278	0,0279	0,0262	0,0254	0,0238	0,0221	0,0205	0,0189	0,0172	0,0154	0,0140
62	0345	0337	0329	0322	0314	0305	0291	0275	0257	0245	0231	0217	0207
64	0395	0389	0381	0374	0357	0360	0345	0313	0319	0306	0292	0279	0255
66	0445	0440	0434	0427	0421	0415	0401	0391	0378	0366	0354	0347	0331
68	0495	0473	0499	0482	0477	0471	0450	0447	0439	0428	0417	0405	0395
0,70	0,0552	0,0543	0,0542	0,0538	0,0531	0,0528	0,0518	0,0507	0,0499	0,0493	0,0490	0,0478	0,0451
72	0607	0605	0600	0595	0592	0588	0579	0575	0563	0554	0545	0534	0528
74	0657	0659	0653	0656	0652	0649	0641	0633	0575	0618	0611	0504	0597
76	0727	0724	0721	0717	0714	0711	0705	0578	0692	0685	0679	0573	0555
78	0790	0787	0784	0782	0779	0776	0771	0765	0760	0754	0747	0744	0735
0,80	0,0854	0,0852	0,0850	0,0847	0,0845	0,0843	0,0838	0,0834	0,0829	0,0825	0,0820	0,0815	0,0811
82	0921	0919	0917	0915	0914	0912	0908	0904	0901	0897	0893	0890	0885
84	0991	0989	0987	0985	0985	0984	0981	0978	0975	0972	0969	0955	0963
86	1064	1063	1062	1060	1059	1058	1056	1057	1051	1048	1045	1044	1042
88	1139	1139	1137	1137	1136	1135	1133	1131	1130	1128	1126	1124	1121
0,90	0,1218	0,1217	0,1217	0,1215	0,1216	0,1215	0,1214	0,1213	0,1211	0,1210	0,1209	0,1208	0,1207
92	1300	1300	1299	1299	1298	1298	1297	1295	1296	1293	1294	1293	1292
94	1385	1385	1385	1384	1384	1384	1384	1383	1383	1382	1382	1382	1381
96	1475	1475	1475	1475	1475	1475	1475	1475	1474	1474	1474	1474	1474
98	1569	1569	1569	1569	1569	1569	1569	1569	1569	1569	1568	1568	1568
1,00	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667

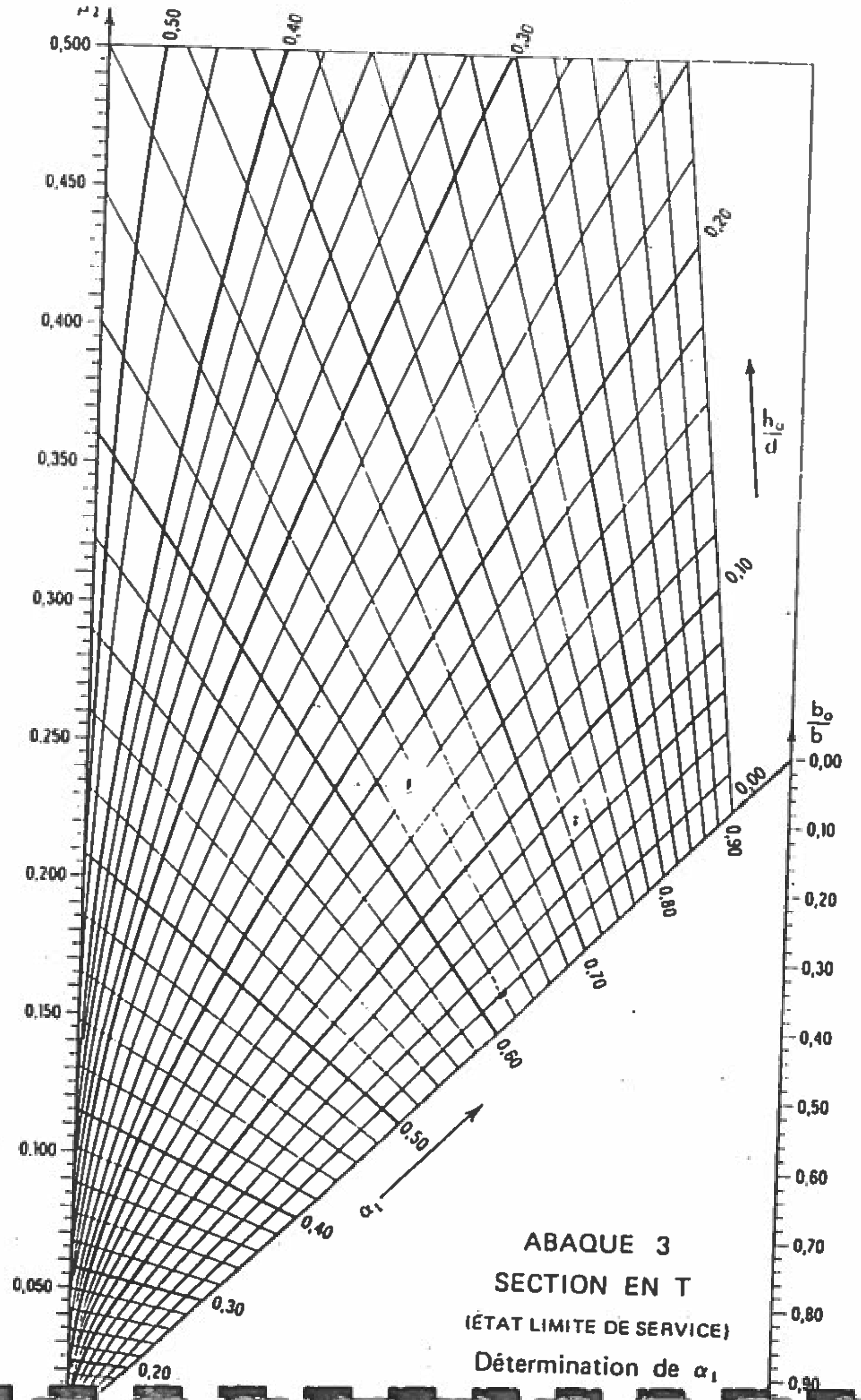
$\frac{h_0}{y_1}$ \ $\frac{b_0}{b}$	0,36	0,38	0,40	0,42	0,44	0,46	0,48	0,50	0,52	0,54	0,56	0,58	0,60
0,10	-0,2105	-0,2150	-0,2202	-0,2242	-0,2278	-0,2314	-0,2349	-0,2379	-0,2409	-0,2437	-0,2463	-0,2490	-0,2513
12	1947	1995	2038	2080	2119	2160	2192	2228	2259	2290	2318	2345	2372
14	1795	1845	1890	1934	1974	2013	2048	2085	2118	2151	2183	2212	2241
16	1657	1705	1750	1795	1835	1877	1913	1951	1985	2020	2052	2083	2113
18	1529	1577	1621	1557	1704	1743	1785	1825	1860	1895	1929	1961	1992
0,20	-0,1409	-0,1454	-0,1502	-0,1548	-0,1588	-0,1630	-0,1665	-0,1705	-0,1741	-0,1776	-0,1810	-0,1842	-0,1875
22	1298	1345	1390	1433	1475	1515	1554	1592	1628	1653	1697	1729	1762
24	1195	1241	1284	1327	1368	1408	1445	1483	1518	1554	1587	1619	1652
26	1095	1138	1184	1225	1255	1307	1345	1380	1415	1448	1482	1513	1545
28	1005	1049	1090	1130	1159	1208	1249	1290	1303	1346	1381	1412	1445
0,30	-0,0913	-0,0950	-0,1000	-0,1039	-0,1077	-0,1114	-0,1147	-0,1184	-0,1218	-0,1251	-0,1283	-0,1314	-0,1349
32	0835	0875	0914	0952	0988	1025	1060	1092	1125	1157	1189	1219	1247
34	0757	0795	0831	0857	0902	0938	0970	1002	1035	1065	1095	1124	1155
36	0681	0717	0751	0785	0820	0853	0884	0915	0947	0975	1004	1033	1061
38	0609	0641	0674	0707	0740	0772	0802	0831	0861	0889	0918	0945	0971
0,40	-0,0535	-0,0544	-0,0598	-0,0630	-0,0661	-0,0692	-0,0720	-0,0748	-0,0777	-0,0804	-0,0832	-0,0857	-0,0884
42	0465	0475	0525	0555	0585	0614	0641	0667	0695	0721	0748	0772	0798
44	0397	0425	0453	0482	0510	0538	0563	0588	0614	0639	0663	0688	0712
46	0330	0357	0383	0409	0435	0462	0485	0510	0534	0558	0581	0604	0626
48	0265	0289	0314	0339	0364	0389	0410	0431	0455	0479	0500	0523	0545
0,50	-0,0197	-0,0225	-0,0245	-0,0268	-0,0290	-0,0313	-0,0335	-0,0357	-0,0378	-0,0399	-0,0421	-0,0442	-0,0461
52	0135	0155	0177	0199	0220	0241	0262	0282	0302	0322	0341	0361	0381
54	0070	0090	0110	0129	0149	0168	0188	0207	0225	0244	0263	0281	0300
56	-0,0005	-0,0024	-0,0043	-0,0061	0079	0097	0115	0133	0150	0168	0185	0201	0220
58	+0,0059	+0,0041	+0,0024	+0,0007	-0,0009	-0,0026	-0,0042	-0,0059	-0,0075	0091	0107	0123	0139
0,60	0,0123	0,0107	0,0091	0,0075	+0,0061	+0,0045	+0,0030	+0,0015	0,0000	-0,0015	-0,0030	-0,0045	-0,0059
62	0188	0173	0159	0145	0131	0116	0102	0089	+0,0074	+0,0061	+0,0047	+0,0034	+0,0021
64	0252	0239	0226	0213	0200	0188	0175	0162	0150	0137	0125	0112	0100
66	0319	0306	0295	0284	0272	0261	0249	0237	0225	0214	0203	0191	0180
68	0385	0374	0363	0353	0342	0332	0321	0311	0301	0291	0280	0270	0260
0,70	0,0452	0,0442	0,0431	0,0424	0,0414	0,0405	0,0395	0,0386	0,0377	0,0368	0,0358	0,0349	0,0340
72	0519	0511	0502	0494	0485	0478	0471	0461	0455	0447	0438	0430	0423
74	0589	0582	0575	0568	0561	0553	0545	0539	0532	0525	0518	0511	0504
76	0660	0654	0648	0642	0635	0629	0623	0617	0611	0605	0598	0592	0586
78	0733	0727	0722	0717	0712	0705	0701	0696	0691	0685	0680	0674	0669
0,80	0,0806	0,0802	0,0797	0,0793	0,0788	0,0784	0,0779	0,0775	0,0771	0,0766	0,0763	0,0757	0,0753
82	0882	0877	0875	0870	0867	0864	0860	0856	0852	0849	0845	0842	0838
84	0960	0957	0954	0951	0948	0945	0942	0939	0935	0933	0930	0927	0924
86	1039	1037	1035	1033	1031	1028	1026	1024	1022	1019	1017	1014	1012
88	1121	1120	1118	1116	1114	1113	1111	1109	1107	1106	1104	1101	1099
0,90	0,1205	0,1204	0,1203	0,1202	0,1201	0,1199	0,1198	0,1197	0,1196	0,1195	0,1193	0,1192	0,1191
92	1292	1291	1290	1289	1288	1288	1287	1286	1285	1284	1284	1283	1282
94	1381	1380	1380	1379	1379	1379	1378	1378	1378	1377	1377	1376	1376
96	1473	1473	1473	1473	1473	1472	1472	1472	1472	1472	1471	1471	1471
98	1568	1568	1568	1568	1568	1568	1568	1568	1568	1568	1568	1568	1568
1,00	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667



ABAQUE 1
SECTION EN T
(ÉTAT LIMITE DE SERVICE)
Détermination de α_1



ABAQUE 2
SECTION EN T
(ÉTAT LIMITE DE SERVICE)
Détermination de α_1



ABAQUE 3
SECTION EN T
(ÉTAT LIMITE DE SERVICE)
Détermination de α_1

Imprimerie de la Manutention - Mayenne
Dépôt légal : Avril 1982
N° d'Éditeur : 3340