

# Tubulação de Concreto Protendido

EDUARDO GOMES DOS REIS

Engenheiro da Secção de Obras Novas da R. A. E.

Para a ligação da Nova Estação de Tratamento do Alto da Boa Vista à Estação Elevatória do Jardim Paulista, a Repartição de Águas e Esgotos de São Paulo contratou em 11 de Maio de 1948 com a Sociedade Anônima Industrial de Tubos (Situbos) a fabricação e o assentamento da tubulação necessária.

Aquela adutora consta de duas linhas de gravidade em concreto protendido, com 10 km de comprimento cada uma e 50 m de diferença de nível, aproximadamente. Essas linhas com 1,10 m de diâmetro interno deverão aduzir 3 m cúbicos de água por segundo.

Quando fomos designados para fiscalizar a fabricação daqueles tubos, fizemos uma revisão dos cálculos de tensões sofridas pelos mesmos em face das exigências contratuais. Foram assim introduzidos os melhoramentos que adiante apresentamos, *taes como o reforço do cintamento e a pintura impermeabilizante.*

Os esforços que atuam sobre a tubulação podem ser classificados nas duas seguintes categorias:

- I — Cargas diversas
- II — Pressão interna

Trataremos a seguir de cada uma delas isoladamente para depois superpor os seus efeitos.

## I — Cargas diversas:

Essas cargas compreendem o peso próprio da tubulação, a água contida, o prisma de terra de cobertura e as sobrecargas normais, além da pavimentação comum.

No presente estudo foram fixadas as seguintes condições para o assentamento da linha:

a) A tubulação será assentada sempre em vala, com recobrimento mínimo de 1,50 m acima da geratriz mais alta.

b) A máxima largura admitida para a vala será 2,30 m, ou 1 metro além do diâmetro externo da tubulação.

c) Quando o terreno dispensar berços em concreto armado o reaterro será feito em camadas de 0,20 m de espessura com aploamento intenso até a altura do diâmetro horizontal, de modo a permitir a concepção de berço contínuo de 90°.

d) Quando sobre berços em concreto armado o encunhamento será feito após o assentamento da tubulação.

e) Mesmo nas condições do item d, si o terreno possuir alguma consistência, será feito o aploamento indicado no item c.

A pavimentação foi admitida como sendo constituída por um lastro de concreto de 15 cm de espessura e de uma camada de concreto asfáltico de 3 cm de altura. A sobrecarga admitida foi aquela proveniente de um compressor "tipo" de 16 toneladas.

Determinadas as condições de assentamento e as cargas diversas, passaremos a calcular o momento fletor na secção transversal da tubulação.

Para o cálculo da carga proveniente apenas do solo usaremos os elementos fornecidos pelo "Boletim n.º 87 de Obras Sanitárias de La Nacion" de Setembro de 1944. No IV caso, pag. 183, para materiais argilosos saturados sob as condições mais desfavoráveis em que

$$\gamma = 2,080 \text{ T/m}^3, \text{ tem-se:}$$

$$\frac{H}{\bar{H}g} = \frac{1,50}{2,30} \cong 0,65$$

Para essas condições o abaco fornece o seguinte resultado por metro quadrado de projeção de tubo:

$$q = \frac{6,60}{2,30} \cong 2,87 \text{ T/m}^2$$

Para o cálculo da carga proveniente do compressor "tipo" de 16 toneladas usaremos os elementos da revista "Concreto", n.º 117, de Maio de 1950.

Admitiremos que nas zonas da maior pressão a tubulação esteja sob ruas pavimentadas como indica a fig. 1 e como foi descrito anteriormente.

Para simplicidade de cálculo admitiremos as espessuras de 15 cm de concreto e de 3 cm de concreto asfáltico

como equivalentes a uma única espessura de 18 cm de concreto.

O raio de rigidez da placa assim admitida será:

$$L = \sqrt[4]{\frac{E h^3}{12 (1 - \nu^2) \beta}}$$

Admitindo-se  $\beta = 8,5 \text{ k/cm}^2$ ,  $\nu = 1/6$ , e  $E = 280.000 \text{ k/cm}^2$ , tem-se:

$$L = 63,60 \text{ cm}$$

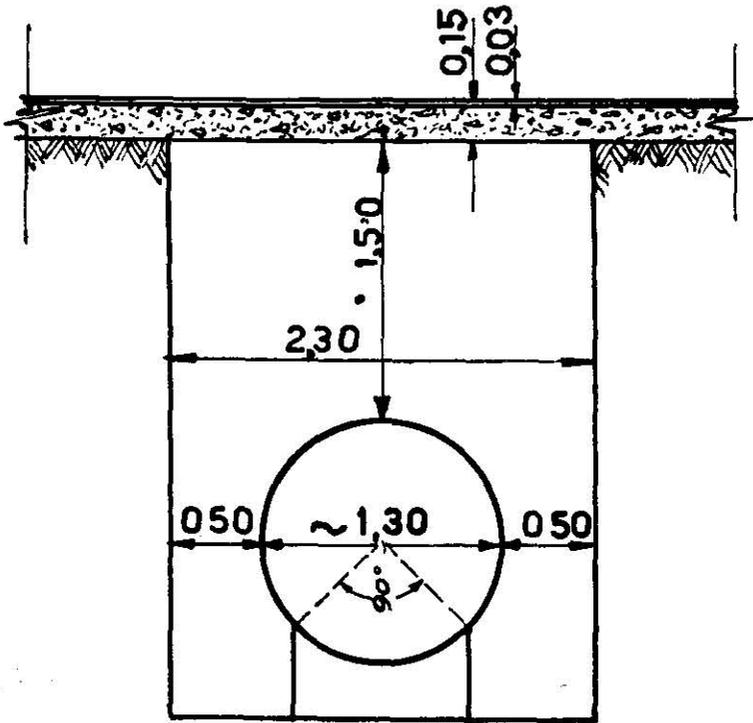


Fig. 1

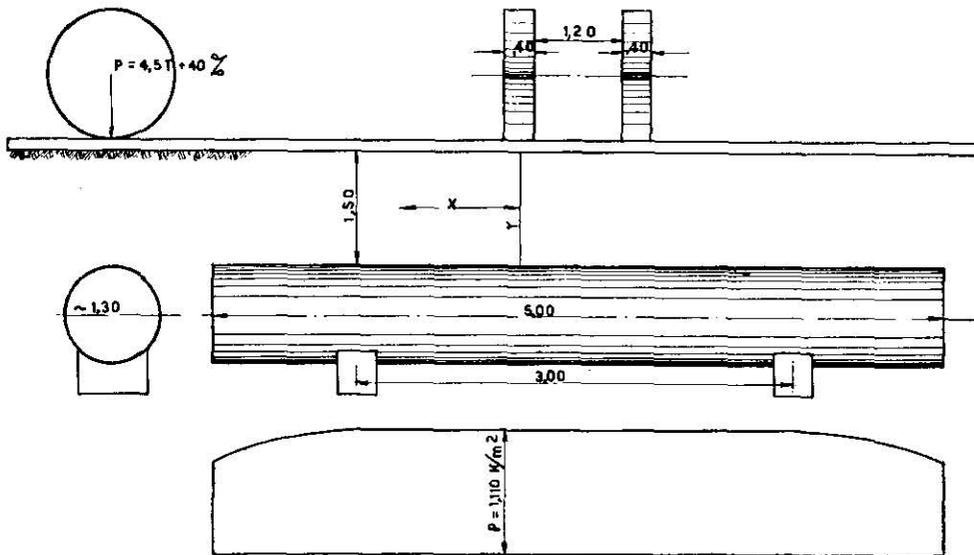


DIAGRAMA DE PRESSÕES

Fig. 2

A distância de centro a centro das rodas trazeiras do compressor é de 1,60 m. Admitiremos como situação mais desfavorável aquela provocada por essas rodas, como indica a figura 2.

Nessas condições, usando os elementos contidos naquela revista, temos:

$$\frac{2c}{L} = \frac{160}{63,6} \cong 2,51$$

ou

$$2c = 2,51 L$$

Para:

$$\frac{Y}{L} = \frac{1,50}{63,6} \cong 2,36$$

usaremos os elementos contidos na tabela IV, na linha correspondente ao valor de:

$$\frac{Y}{L} = 2,4$$

para evitar o trabalho de interpolação.

A carga a ser multiplicada por esses coeficientes é:

$$p = \frac{P}{1.000 L^2} = \frac{6.300.000}{1.000 \times 4.045} = 1,55 \text{ g/cm}^2$$

Com esses elementos poderemos compor o quadro de variação do diagrama de pressões sobre o tubo, como segue:

$$\frac{X}{L}$$

Ponto	0	0,4	0,8	1,2	1,6
coeficiente	72	69	65	59	52
g/cm <sup>2</sup>	111	107	100	91	79

Assim sendo, podemos então admitir que a pressão proveniente das rodas trazeiras do compressor seja  $q' = 1,110 \text{ T/m}^2$ , com distribuição uniforme.

A roda dianteira do compressor distando 3,00 m das rodas trazeiras provoca um aumento de carga sobre a tubulação como segue:

$$p = 7 \times 1,4 = 9,8 \text{ T}$$

A tabela I da mesma revista dá para os valores de:

$$\frac{Y}{L} = 2,4 \text{ e } \frac{X}{L} = \frac{3,00}{1,50} = 2$$

a seguinte carga sobre a tubulação:

$$p' = \frac{9.8000.00 \times 26}{1.000 \times 4045} \cong 63 \text{ g/cm}^2$$

e  $q'' = 0,630 \text{ T/m}^2$

A pavimentação admitida como indefinida provoca a seguinte sobrecarga:

$$q''' = 0,18 \times 2,4 \cong 0,430 \text{ T/m}^2$$

A soma dessas quatro cargas atinge a:

$$Q = q + q' + q'' + q'''$$

ou

$$Q = 2,870 + 1,110 + 0,630 + 0,430 = 5,040 \text{ T/m}^2$$

Obtidas as cargas diversas que atuam sobre a tubulação passaremos à determinação do momento fletor na sua seção transversal. O máximo momento fletor manifesta-se na soleira onde provoca tração na parte interna da tubulação. Para a sua determinação usaremos as formulas apresentadas pelo Eng. Adhemar C. Fonseca no livro de sua autoria, "Os Tubos de Concreto Armado na Construção da Adutora do Ribeirão das Lages".

Para o caso de apoio em berço contínuo de 90° temos os seguintes momentos por metro de tubo:

a) devido ao peso próprio:

$$M_a = 0,525 \Delta e r^2$$

sendo  $\Delta$  o peso específico do concreto, e a espessura de tubo e  $r$  o seu raio médio. Então:

$$M_a = 0,525 \times 2,4 \times 0,09 \times \overline{0,595^2} = 0,04014 \text{ Tm/m}$$

b) devido ao peso da água:

$$M_b = 0,2625 w r^3$$

$$M_b = 0,2625 \times 1,000 \times \overline{0,595^3} = 0,05529 \text{ Tm/m}$$

c) devido às cargas externas ao tubo:

$$M_c = 0,277 q r^2 + 0,0511 \Delta' r^3$$

Sendo  $q$  a carga uniformemente distribuída por metro de tubo e  $\Delta'$  o peso específico do solo.

Substituindo-se temos:

$$M_c = 0,277 \times 5,040 \times 1,28 \times \overline{0,595^2} + 0,0511 \times 2,080 \times \overline{0,595^3} = 0,65502 \text{ Tm/m}$$

O momento fletor total na soleira será:

$$M_t = M_a + M_b + M_c = 0,75045 \text{ Tm/m}$$

Antes de passarmos à determinação do momento de inércia da seção longitudinal da tubulação, faremos uma rápida descrição da mesma. Cada tubo, do tipo ponta e bolsa, com 5,00 m de comprimento útil e pesando aproximadamente 5 toneladas, consta das seguintes partes principais:

a) Tubo núcleo — centrifugado, com ligeira armação longitudinal e transversal, 6,8 cm de espessura e 625 quilos de cimento por metro cúbico. Os corpos de prova romperam em media com 450 k/cm<sup>2</sup> aos 28 dias de idade.

b) Armadura de protensão — feita com arame de alta resistência  $\phi$  5 mm, enrolado a frio por sistema de contrapesos, com tensão de 9.000 k/cm<sup>2</sup>. Inicialmente estavam sendo colocados 8 cm<sup>2</sup> por metro de tubo, mas pelo pre-

sente estudo foram aumentados para 10 cm<sup>2</sup>/m.

Essa operação também chamada percintagem se faz no mínimo 21 dias após a fabricação do tubo núcleo e respectiva cura em camara de vapor.

c) Capa protetora — aplicada depois da percintagem, por processo mecânico. Possui 2,2 cm de espessura e 520 k de cimento por metro cúbico.

d) Pintura — foi mandado fazer uma pintura interna e externa com inertol para proteção do concreto contra a eventual agressividade do terreno e da água aduzida.

A determinação do módulo de elasticidade do concreto foi feita pelo sistema "Strain Gage", medindo-se as deformações do tubo provocadas pela aplicação de pressão interna. O módulo encontrado para esse concreto foi:

$$E_b = 486.000 \text{ k/cm}^2$$

Entre as tensões de 7.000 k/cm<sup>2</sup> e 9.000 k/cm<sup>2</sup> o aço da protensão tem modulo aproximadamente igual a:

$$E_a = 1.500.000 \text{ k/cm}^2$$

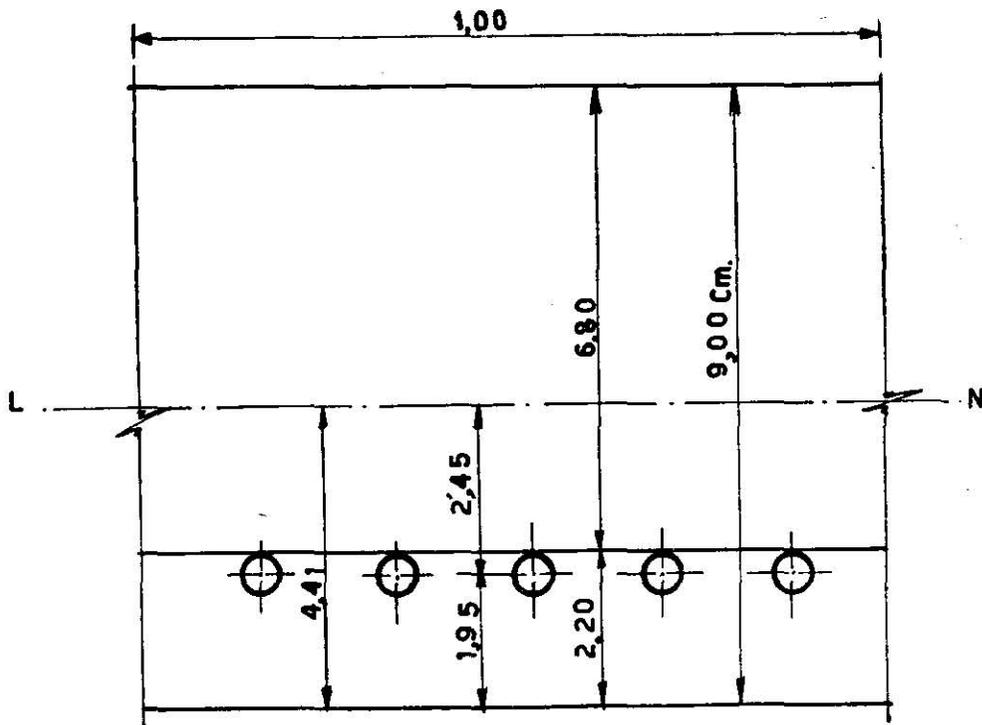


Fig. 3

Nessas condições a relação entre o módulo do aço e o do concreto tem o seguinte valor:

$$M = \frac{1.500.000}{486.000} = 3,08$$

Para o cálculo do momento de inércia da seção longitudinal com relação à soleira do tubo levaremos em conta a capa protetora, o que justificaremos mais adiante.

Na fig. 3, a distancia da linha neutra à base da figura é:

$$d = \frac{9 \times 100 \times 4,5 + 10 \times 3,08 \times 1,95}{9 \times 100 + 10 \times 3,08} = 4,41 \text{ cm}$$

e o momento de inércia em relação à linha neutra:

$$J = \frac{100 \times 9^3}{12} + 900 \times 0,09^2 + 10 \times 3,08 \times 2,46^2 = 6268 \text{ cm}^4$$

na da soleira devido ao momento fletor será:

$$\sigma_{b1} \frac{75045}{1365} = 54,97 \text{ k/cm}^2$$

e a compressão na sua parte externa pelo mesmo motivo:

$$\sigma_{b2} \frac{75045}{1421} = 52,81 \text{ k/cm}^2$$

No diâmetro horizontal haverá compressão na parte interna da tubulação e tração na externa; como tal não poderemos levar em conta a colaboração da capa protetora. O momento fletor nessa região e aproximadamente 10% inferior àquele da soleira.

Para se verificar a tensão de cisalhamento entre a capa e o núcleo de maneira aproximada, admitiremos que a zona de influência do momento fletor na soleira seja igual a 1/4 do perimetro médio do tubo mais 10%.

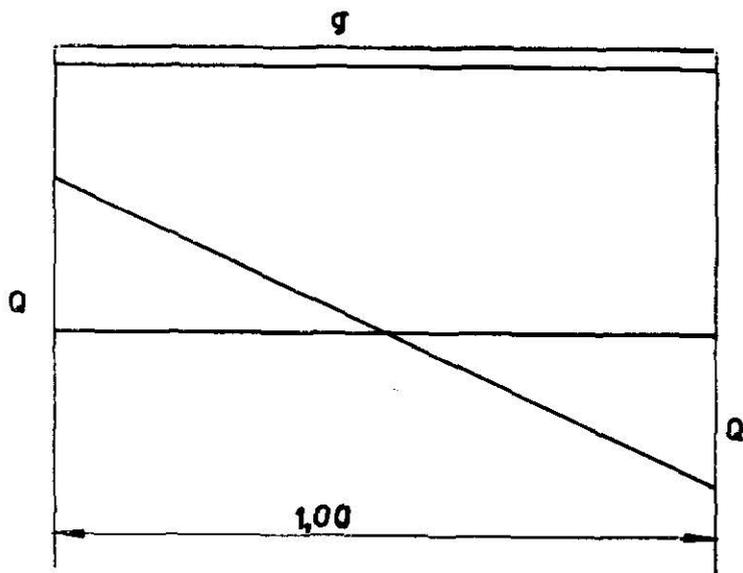


Fig. 4

Os momentos resistentes serão:

a) parte interna da tubulação:

$$W_1 = \frac{6268}{4,59} = 1365 \text{ cm}^3$$

b) idem da parte externa:

$$W_2 = \frac{6268}{4,41} = 1421 \text{ cm}^3$$

A tração provocada na parte inter-

O comprimento dessa zona influencia seria pois:

$$L = \frac{\pi D}{4} \times 1,1 = \frac{1,19 \times \pi \times 1,1}{4} \approx 1,00 \text{ m}$$

A carga uniformemente distribuída que provocaria esse momento fletor na viga simplesmente apoiada de comprimento igual a zona de influência, segundo a figura 4, seria:

$$q = \frac{8M}{L^2} = \frac{8 \times 0,75045}{1,00^2} = 6,003 \text{ T}$$

cujo máximo esforço cortante seria:

$$Q = \frac{qL}{2} = \frac{6,003 \times 1,00}{2} \approx 3,000 \text{ T}$$

O máximo cisalhamento é dado pela formula:

$$\tau = \frac{Q}{Z \cdot J} \cdot \mathcal{M} \tau_r^v$$

Para o nosso caso:

$$\mathcal{M} \tau_r^v = 2,2 \times 100 \times 3,31 \approx 728 \text{ cm}^3$$

Logo:

$$\tau = \frac{6000 \times 728}{50 \times 6268} \approx 14 \text{ k/cm}^2$$

Como a ruptura é causada por toda a carga do diagrama e não pela tensão máxima, o valor que devemos admitir para o cisalhamento será:

$$\tau = \frac{\mathcal{F} \max}{2} = 7 \text{ k/cm}^2$$

Em várias verificações de resistência da capa por cisalhamento os resultados sempre foram superiores a 20 k/cm<sup>2</sup>. Nessas condições com relação à soleira, supomos poder levá-la em conta no cálculo do momento de inércia da seção longitudinal.

Julgamos terminada a exposição sobre as cargas diversas que atuam sobre a tubulação e assim sendo passaremos a tratar dos efeitos da pressão interna.

## II — Pressão interna:

A percintagem ou enrolamento do tubo núcleo é feita no mínimo 21 dias após a sua fabricação. O tratamento a vapor envelhece o concreto cerca de 5 dias.

O aço da percintagem  $\phi$  5 mm é enrolado a frio sobre o tubo núcleo, sendo mantida a tensão por um sistema de contrapeso. A média de 35 amostras deu o seguinte resultado:

$$\sigma_{0,2} = 11.800 \text{ k/cm}^2$$

$$\sigma_r = 14.600 \text{ k/cm}^2$$

Para o cálculo da protensão usaremos as formulas apresentadas pela So-

cidade Anonima Industrial de Tubos, depois de analisadas. Para evitar excessiva extensão da presente noticia deixaremos de apresentar a sua dedução.

Chamando:

Ra = Tensão de enrolamento da percinta, ou 9000 k/cm<sup>2</sup>.

Sa = Seção do aço da percinta por metro linear de tubo, ou 10 cm<sup>2</sup>.

Sb = Seção de concreto do tubo núcleo por metro linear, ou 680 cm<sup>2</sup>.

Ea = Módulo de elasticidade do aço de percinta, que sob essa tensão é da ordem de 1.500.000 k/cm<sup>2</sup>.

Eb = Módulo de elasticidade do concreto, ou 486.000 k/cm<sup>2</sup> segundo os dados obtidos no segundo ensaio de retirada da percinta.

Fazendo:

$$M = \frac{Ea}{Eb} = \frac{1.500.000}{486.000} = 3,08$$

e chamado  $\sigma_{av}$  a tensão do aço da cinta logo após a percintagem (tubo vazio) temos:

$$\sigma_{av} = \frac{Ra}{1 + M \frac{Sa}{Sb}} = \frac{9.000}{1 + 3,08 \times \frac{10}{680}} = 8.610 \text{ k/cm}^2$$

e chamando  $\sigma_{bv}$  a tensão no concreto (parede delgada) nessa mesma ocasião teremos:

$$\sigma_{bv} = \frac{\sigma_{av} \cdot Sa}{Sb} = \frac{8.610 \times 10}{680} = 126,62 \text{ k/cm}^2$$

Entretanto no segundo ensaio de retirada do aço da cinta (logo após a percintagem) encontrou-se no concreto (parede delgada) uma compressão de 141,75 k/cm<sup>2</sup>; portanto 15,13 k/cm<sup>2</sup> maior do que a calculada. Essa diferença para mais foi constatada também nos outros ensaios e parece ser influência do sistema de enrolamento do tubo núcleo.

Com a pressão estática de 5 k/cm<sup>2</sup> e uma sobrecarga de segurança de 1,5 k/cm<sup>2</sup>, logo após a percintagem a tensão da percinta sobe para:

$$\sigma_a = \frac{\frac{R_a}{M} \cdot S_b + 0.50 \cdot pd}{S_a + \frac{S_b}{M}} =$$

$$= \frac{\frac{9000}{3,08} \times 680 + 50 \times 6,5 \times 110}{10 + \frac{680}{3,08}} \cong 8768 \text{ k/cm}^2$$

A descompressão provocada no concreto por essa pressão interna será:

$$\sigma_b = \frac{0,50 \text{ pd}}{S_b + nS_a} = \frac{50 \times 6,5 \times 110}{680 + 3,08 \times 10} = 50,28 \text{ k/cm}^2$$

restando no mesmo uma compressão residual de:

a) calculada

$$\sigma_b = 126,62 - 50,28 = 76,34 \text{ k/cm}^2$$

b) real

$$\sigma_b = 141,75 - 50,28 = 91,47 \text{ k/cm}^2$$

A tensão do fio é constante e dada por contrapeso, tendo sido testemunhada por dinamômetro aferido.

Sob a ação da percinta o concreto entra em deformação lenta, função do meio de cura etc. Adotaremos o coeficiente  $10 \times 10^{-6}$  para cura em ambiente seco.

A retração restante segundo os diagramas é da ordem de  $2 \times 10^{-4}$ .

Chamando  $\sigma_{bi}$  a tensão do concreto (tubo vaso) após a deformação lenta e retração realizadas, temos:

$$\sigma_{bi} = \frac{\sigma_{bv} \left( \frac{S_b}{S_a} - \frac{E_a}{2 \times 10^5} \right) - 0,0002 E_a}{\frac{S_b}{S_a} + \frac{E_a}{2 \times 10^5}}$$

Na fórmula acima usaremos o  $\sigma_{bv}$  real e não aquele dado pelo cálculo. Então:

$$\sigma_{bi} = \frac{141,75 \left( \frac{680}{10} - \frac{1.500.000}{2 \times 10^5} \right) - 0,0002 \times 1.500.000}{\frac{680}{10} + \frac{1.500.000}{2 \times 10^5}} =$$

$$= 109,61 \text{ k/cm}^2$$

Chamando  $\sigma_{ai}$  a tensão da percinta nessa ocasião, temos:

$$\sigma_{ai} = \sigma_{bi} \frac{S_a}{S_b} = \frac{109,61 \times 680}{10} = 7453 \text{ k/cm}^2$$

Sob a pressão interna de  $6,5 \text{ k/cm}^2$  a compressão do concreto cairá para:

$$\delta_b = 109,61 - 50,28 = 59,33 \text{ k/cm}^2$$

e a tensão da percinta subirá talvez de uns  $200 \text{ k/cm}^2$ , sendo desnecessário o seu cálculo rigoroso.

A aplicação da capa de revestimento de  $2,2 \text{ cm}$  de espessura se faz no mínimo 30 dias após a fabricação do núcleo. Na ocasião em que se houver realizado toda a retração da capa poderemos admitir uma diferença desta para a do núcleo de  $4 \times 10^{-4}$ .

Um exame cuidadoso nos revelou a ausência de trincas na capa de tubos de todas as idades, mesmo sob os ensaios de pressão interna e de flexão longitudinal.

Para se conhecer de maneira aproximada o estado de tensão existente na capa após a deformação lenta e retração realizadas, faremos uma análise da fórmula que dá a tensão do concreto do tubo núcleo naquela ocasião.

Vimos que:

$$\sigma_{bi} = \frac{\sigma_{bv} \left( \frac{S_b}{S_a} - \frac{E_a}{2 \times 10^5} \right) - 0,0002 E_a}{\frac{S_b}{S_a} + \frac{E_a}{2 \times 10^5}}$$

A primeira parte refere-se à deformação lenta e a segunda à retração. Calculando separadamente cada uma dessas partes temos:

$$\sigma_{bia} = \frac{141,75 \left( \frac{680}{10} - \frac{1.500.000}{2 \times 10^5} \right)}{\frac{680}{10} + \frac{1.500.000}{2 \times 10^5}} =$$

$$= 113,58 \text{ k/cm}^2$$

$$\sigma_{bit} = \frac{0,0002 \times 1.500.000}{\frac{680}{10} + \frac{1.500.000}{2 \times 10^5}} = -3,97 \text{ k/cm}^2$$

A perda de tensão dada pela deformação lenta foi de:

$$\sigma_{bi} = 141,75 - 113,58 = 28,17 \text{ k/cm}^2$$

e pela retração:

$$\sigma_{b2} = 3,97 \text{ k/cm}^2.$$

Como conclusão aproximada podemos dizer que, si para uma retração de 0,0002 do núcleo houve no mesmo uma perda de tensão de 3,97 k/cm<sup>2</sup>, para uma retração de 0,0004 da capa haverá na mesma uma tração de 8 k/cm<sup>2</sup> aproximadamente.

Deduzida a retração da capa, após a realização da deformação lenta do tubo núcleo, estará ela em estado de compressão próximo de:

$$\sigma_b \approx 28,17 - 8 \approx 20 \text{ k/cm}^2$$

Segundo nos parece, este raciocínio se aproxima bastante dos resultados obtidos experimentalmente.

Nessas condições vamos fazer uma rápida verificação de tensões na secção transversal da tubulação quando sujeita à ação de todas as cargas.

a) Na parte interna da soleira, após a realização da retração e da deformação lenta:

$$\sigma_b = 59,33 - 54,97 = 4,36 \text{ k/cm}^2 \text{ (compressão)}$$

b) Na parte externa da soleira, na superfície da capa na mesma ocasião:

$$\sigma_b = 52,81 - 38,44 + 20,00 \approx 34 \text{ k/cm}^2 \text{ (compressão)}.$$

c) Na parte interna do diâmetro horizontal, na mesma ocasião. Admitiremos o momento fletor 10% menor do que o da soleira e não levaremos em conta a capa protetora por trabalhar a tração.

$$\sigma_b \approx 59,33 + 87,60 \approx 147,00 \text{ k/cm}^2 \text{ (compressão) aproximadamente.}$$

Em vista da aproximação dos cálculos desprezaremos as compressões axiais por serem pequenas.

d) Na parte externa do diâmetro horizontal do tubo núcleo, na mesma ocasião:

$$\sigma_b \approx 87,60 - 59,33 \approx 28 \text{ k/cm}^2 \text{ (tração) aproximadamente.}$$

Trata-se de uma tração elástica, pois esse concreto rompe sob flexão a 60 k/cm<sup>2</sup> aproximadamente aos 28 dias de idade.

O maior perigo que se apresenta à tubulação de concreto protendido é o ataque da armadura de protensão por águas internas que atravessarem as paredes do tubo. Para evitá-lo tomou-se como norma não se permitir tração no concreto em parte alguma do perímetro interno, como acontece no nosso caso.

Após algum tempo em serviço a retração do tubo núcleo e talvez a da capa sofrerão uma pequena reversão, da ordem de 75% do seu valor total.

Isso irá provocar um aumento de compressão no concreto de 10 k/cm<sup>2</sup> aproximadamente, cujo cálculo embora simples deixamos de apresentar.

Como dissemos anteriormente, foi mandado fazer sobre a tubulação uma pintura impermeabilizante interna e externa, a base de inertol, para proteção contra a eventual agressividade do terreno e da água aduzida.

Essa pintura impedirá temporária ou definitivamente a reversão da retração.

Quanto ao fenomeno de fluência do aço da perçinta, baseados no resultado dos exames feitos com o mesmo, assim como nos limites de tensão recomendados para se evitar o fenomeno, chegamos à conclusão de que poderá ser desprezado nos cálculos que fizemos.

O custo da tubulação excluído o assentamento foi de Cr\$ 1600,00/m, que agora acrescido do reforço da perçinta e da pintura impermeabilizante atingiu a Cr\$ 1.760,00/m.