

Projeto de ponte para suporte de tubos

Eng. EDUARDO GOMES DOS REIS

do Serviço de Obras Novas

A travessia do Canal do Rio Grande pelas novas linhas adutoras de Santo Amaro obriga a construção de uma ponte nas proximidades do Largo do Socorro, Sub-Prefeitura de Santo Amaro, no km 6 daquele canal.

A ponte foi projetada para suportar 4 linhas de tubos de ferro fundido, com diâmetro interno de um metro e espessura de 27 mm.

A seguir estão descritas as características da ponte, os resultados dos cálculos estáticos e as dimensões da mesma.

Características Gerais:

A ponte se compõe de um vão central com comprimento teórico de 52,00 metros e de dois vãos laterais com dimensão livre de 18,50 m.

O vão central é transposto por um arco atirantado de duas articulações, e os vãos laterais por vigas retas.

O gabarito já estabelecido em lei para secção mínima de vazão e navegação no canal, bem como para passagem de duas linhas de estrada de ferro (Sorocabana e Central), fixou as posições e alturas dos pilares e do estrado da ponte.

Levando em conta possíveis recalques diferenciais das fundações, adotou-se para a estrutura a disposição já mencionada, de 3 vãos independentes, com os seguintes dispositivos de apoio:

- vão central:*
- 1.º apoio — Rótula fixa
 - 2.º apoio — Articulação movel
- vãos laterais:*
- 1.º apoio — Rótula movel
 - 2.º apoio — Tipo Gerber sobre placa de chumbo.

O gabarito de 4 canalizações de um metro, afastadas de distância que permite facil inspeção e reparação das linhas fixou a largura interna da ponte: 7,30 m.

Dimensionamento:

A carga adotada consiste em 4 tubos de ferro fundido, ϕ 1,00 m, com 6,60 toneladas por metro linear em carga, além de uma sobrecarga eventual de 0,10 toneladas por metro quadrado.

Estrado:

Em virtude da pequena sobrecarga que se transmite à placa que constitue o estrado, foi o mesmo calculado como lage continua sôbre um número indefinido de apoios, resultando as seguintes dimensões:

Espessura: 10 cm

Aramadura: 1 ferro ϕ $\frac{1}{4}$ " cada 20 cm.

Transversinas:

Foram admitidas como simplesmente apoiadas sôbre a viga parede, por esta não suportar engastamento. Os resultados dos cálculos estáticos para um vão teórico de 8,10 m, com cargas concentradas dos 4 tubos, cheios, são:

$$M_{\max} = 18,92 \text{ t.m}; \quad \sigma_b = 0,040 \text{ t/cm}^2; \quad Fe = 27,60 \text{ cm}^2$$

isto para $\sigma_e = 1,4 \text{ t/cm}^2$

$T_H = 36,50 \text{ t}; \quad \text{Est } \phi \frac{1}{4}" \text{ cada } 20 \text{ cm}; \quad S_{fe} = 9,5 \text{ cm}$
Dimensões: 20 cm de base e 60 cm de altura.

Viga Parede:

A viga parede foi dimensionada com 30 cm de espessura e altura necessária para encobrir os tubos. Torna-se desnecessária a verificação de sua estabilidade dada a espessura adotada, fixada pelo diametro dos tirantes e pela resistência cúbica do concreto.

Pendurais:

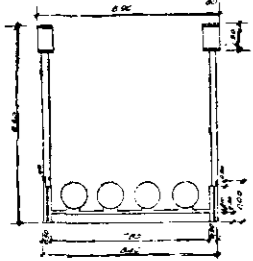
A armadura dos pendurais que ligam as transversinas ao arco, foi dimensionada admitindo-se $\sigma_e = 1,03 \text{ t/cm}^2$, com alongamento máximo de 0,32 cm, de acordo com as características do aço empregado (CA — 50).

Desprezou-se no cálculo trabalho à tração do concreto que recobre as armaduras.

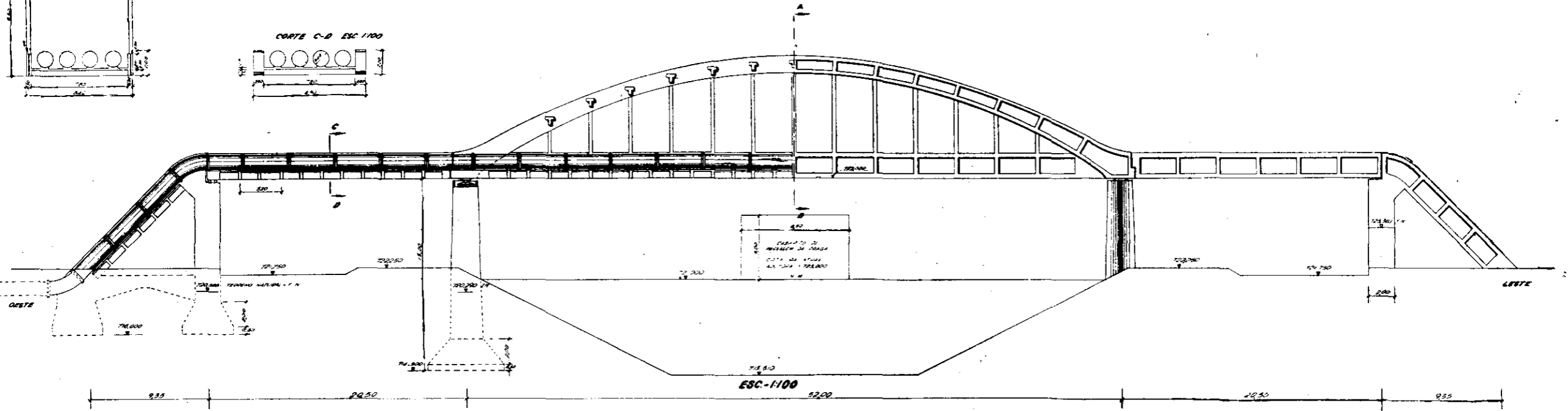
Blocos extremos:

Nas extremidades do arco, o taboleiro foi projetado em bloco maciço para ligação das várias peças das estruturas. O momento fletor máximo que solicita os blocos é 20,20 tm. Os mesmos foram dimensionados com $S_{fe} = 30 \text{ cm}^2$ e $\sigma_b = 0,046 \text{ t/cm}^2$.

CORTE A-B ESC 1/100



CORTE C-D ESC 1/100



Contraventamento:

O contraventamento entre os arcos foi calculado para suportar o peso próprio e a flexão proveniente de um vento horizontal de 150 kg/m² aplicada contra os arcos. O resultado dos esforços nas barras de contraventamento são os seguintes:

a) devidos ao vento:

$$\sigma_b = 0,059 \text{ t/cm}^2 \quad S_{fe} = 10,45 \text{ cm}^2 \quad M_{\max} = 8,30 \text{ tm} \\ T_H = 30 \text{ t} \quad T_{\text{estr}} = 32,6 \text{ t.}$$

b) devido ao peso próprio

$$M_{\max} = 5,80 \text{ tm} \quad T_H = 8,15 \text{ t} \quad T_{\text{estr}} = 16,3 \text{ t}$$

As barras foram dimensionadas para

$$\sigma_b = 0,027 \text{ t/cm}^2 \quad S_{fe} = 8,15 \text{ cm}^2 \\ T_H = 8,15 \text{ t} \quad T_{\text{estr}} = 16,30 \text{ t.}$$

Arcos:

Foram calculados como biarticulados, sendo as integrais resolvidas por divisão dos arcos em elementos de comprimento ΔS , flexa média y , sujeitos a um momento fletor médio M , e com momento de inércia médio J .

A seguir estão indicados para o caso os valores numéricos das integrais empregadas no cálculo das estruturas hiperestáticas.

$$\int \frac{Myds}{J} = 4.987.505,22 \text{ tm}^{-1} \\ \int \frac{y^2 ds}{J} = 12.139,17 \text{ m}^{-1} \\ \int \frac{dx \cos \varphi}{F} = 43,18 \text{ m}^{-1}$$

Na fórmula geral do empuxo do arco biarticulado

$$H = \frac{\int \frac{Myds}{J} + E \omega \left(\frac{t l}{\cos^2 \alpha} + \Delta t \int \frac{yds}{d} \right) - E \cdot \Delta l}{\int \frac{y^2 ds}{J} + \int \frac{ds \cdot \cos^2 (\varphi - \alpha)}{F \cos^2 \alpha}}$$

foi desprezado o segundo membro do numerador, por tratar-se de um arco de pequena largura, em que a influência da variação de temperatura do intradorso para o extradorso é desprezível. Sendo horizontal a linha de fecho, a segunda parte do denominador transforma-se em:

$$\int \frac{dx \cos \varphi}{F}$$

Devido à retração do concreto haverá uma diminuição no comprimento do arco, cuja projeção horizontal ocasionaria um afrouxamento

nos tirantes, e como tal um escorregamento dos apoios da seguinte grandeza:

$$\Delta l_1 = 0,00053 \times 5200 = 2,756 \text{ cm.}$$

A área total dos tirantes, com 280 cm^2 e com taxa $\sigma_e = 1,428 \text{ t/cm}^2$ dão um escorregamento de $(14 \phi 2'')$

$$\Delta l_2 = \frac{\sigma_e \times l}{E} = \frac{1,428 \times 5.200}{2.100} = 3,536 \text{ cm.}$$

Devido à diferença de espessura, o corpo dos tirantes dilata-se ou contrae-se mais depressa que os arcos, e assim admitiremos uma defazagem de temperatura de 10° centígrados. O escorregamento desfavorável será de:

$$\Delta l_3 = 0,000011 \times 5200 \times 10 = 0,572 \text{ cm.}$$

Assim o deslocamento total será:

$$\Delta l = \Delta l_1 + \Delta l_2 + \Delta l_3 = 6,864 \text{ cm}$$

Levando esses elementos à fórmula geral do empuxo tem-se:

$$H = 401,51 \text{ t}$$

Conhecido este, determinou-se imediatamente o momento fletor sob as diversas secções.

Na secção mais desfavorável do arco, onde suas dimensões são $0,80 \times 1,30$, foram obtidos os seguintes resultados:

$$M = 66,768 \text{ t.m}$$

excentricidade da linha das pressões: $e_m = 16,13 \text{ cm}$,

pressão normal à secção: $P = 413,93 \text{ t}$,

compressão máxima na secção: $\sigma_o \cong 0,057 \text{ t/cm}^2$,

compressão mínima na secção: $\sigma_u = 0,0074 \text{ t/cm}^2$.

Da mesma forma foi feita a verificação nas demais secções. As condições são boas e a linha das pressões não sae do terço médio da secção do arco. Foi desprezado o efeito favorável dos balanços laterais.

Para o esforço cortante, função do momento fletor, acha-se resultado muito pequeno e assim foram adotados estribos em condições indicadas pela prática.

Articulações:

Adotou-se 4 roletes $\phi 25 \text{ cm}$, com comprimento útil de $1,238 \text{ m}$.

A carga por rolete é de $67,5 \text{ t}$, e pela teoria de Hertz,

$$\sigma_{max} = \sqrt{0,175 \frac{PE}{lr}} = 4 \text{ t/cm}^2$$

Para a rótula superior, na placa de roletes, encontrou-se

$$\sigma = \frac{A}{0,943rl} = 0,55 \text{ t/cm}^2$$

A flexão máxima na placa de suporte dos roletes produz uma tensão máxima de

$$\sigma = \frac{M}{W} = 0,402 \text{ t/cm}^2$$

Vigas laterais:

Com $0,80 \times 2,00$, foram calculadas com dupla armadura, para acompanhar a altura da viga parede do arco. Os esforços principais são:

$$M = \frac{pl^2}{8} = 430 \text{ t.m}; \quad \sigma_b = 0,060 \text{ t/cm}^2,$$

tração Sfe = 177 cm^2 ; compressão Sfe = 89 cm^2

$$T_H = 255; \quad T_{\text{estr}} = 94 \text{ t}; \quad Sfe = 82 \text{ cm}^2$$

No seu apoio sobre as extremidades do arco, os resultados de cálculo são os seguintes:

a) no engaste do dente:

$$M = 2300 \text{ tcm}, \quad \sigma_b = 0,027 \text{ t/cm}^2, \quad Sfe = 19,7 \text{ cm}^2, \quad \tau = 10 \text{ kg/cm}^2$$

b) sobre os apoios do arco:

$$M = 12.300 \text{ t cm}, \quad \sigma_b = 0,030 \text{ t/cm}^2, \quad Sfe = 50 \text{ cm}^2$$

Pilares dos arcos:

Com $0,80 \times 2,00$ m e carga concentrada de 480 t

$$\sigma_i = 0,031 \text{ t/cm}^2 \quad Sfe = 123 \text{ cm}^2.$$

Sapata:

O resultante das cargas verticais que passam pela sapata, produzem no terreno, uma compressão da ordem de:

$$\sigma_t = 3 \text{ kg/cm}^2$$

As tensões e dimensões da armadura projetada são as seguintes:

$$\sigma_b = 0,022 \text{ t/cm}^2; \quad Sfe = 67,50 \text{ cm}^2 \text{ para o lado maior e}$$

$$\sigma_b = 0,028 \text{ t/cm}^2; \quad Sfe = 35 \text{ cm}^2 \text{ para o lado menor.}$$

Apoios extremos:

Para o seu cálculo foram levados em conta os esforços provenientes da mudança de direção da veia líquida, assim como aqueles provenientes da pressão estática da água. No massiço superior, de resultante negativa, foram obtidos os seguintes resultados para os esforços verticais:

$$M = -195 \text{ tm}; \quad \sigma_b = 0,033 \text{ t/cm}^2; \quad Fe = 127 \text{ cm}^2$$

$$T_H \text{ negativo} = -293 \text{ t}; \quad T_H \text{ positivo} = 81,10 \text{ t}$$

$$T_{\text{estr.}} = 20 \text{ t}, \quad Sfe = 95,95 \text{ cm}^2$$

Para as cargas verticais, sem pressão:

$$M = 109 \text{ tm}; \quad \sigma_b = 0,035 \text{ t/cm}^2; \quad Fe = 73 \text{ cm}^2$$

$$Sfe = 30,60 \text{ cm}^2$$

Para o massiço inferior:

$$M = 425 \text{ tm}; \quad \sigma_b = 0,052 \text{ t/cm}^2; \quad Fe = 262 \text{ cm}^2$$

$$T_H = 375 \text{ t}; \quad T_{\text{estr.}} = 20 \text{ t}; \quad Sfe = 177,50 \text{ cm}^2$$

Os esforços horizontais produzidos pela inclinação da resultante dão as seguintes tensões:

$$\sigma_b = 0,015 \text{ t/cm}, \quad Fe = 29,20 \text{ cm}^2;$$

$$T_H = 45,50 \text{ t}; \quad T_{\text{estr.}} = 20 \text{ t}; \quad Sfe = 12,75 \text{ cm}^2$$

Vigas inclinadas:

Foram obtidos os seguintes resultados:

$$M = 178 \text{ tm}; \quad \sigma_b = 0,044 \text{ t/cm}^2; \quad Sfe = 75 \text{ cm}^2;$$

$$T_H = 105 \text{ t}, \quad T_{\text{estr.}} = 74,50 \text{ t}, \quad Sfe = 12,75 \text{ cm}^2.$$

Pilares de extremidade:

Em face das dimensões arquitetônicas e da pequena carga, o seu cálculo não apresenta interesse, pois os mesmos trabalham sob taxas muito baixas, impondo as sapatas as seguintes taxas de compressão no terreno:

$$\text{sapatas internas:} \quad \sigma_t = 2,80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{sapatas externas:} \quad \sigma_t = 2,43 \text{ kg/cm}^2$$

Braçadeiras:

Para a ancoragem das curvas que, quando a linha estiver em carga, sofrem um esforço total de tração normal de 70 tons, foram adotadas quatro braçadeiras por curva, constituídas por barras de $\phi 1\text{---}\frac{1}{4}$ ".