

## Análisis de un Puente sobre el Río Miña

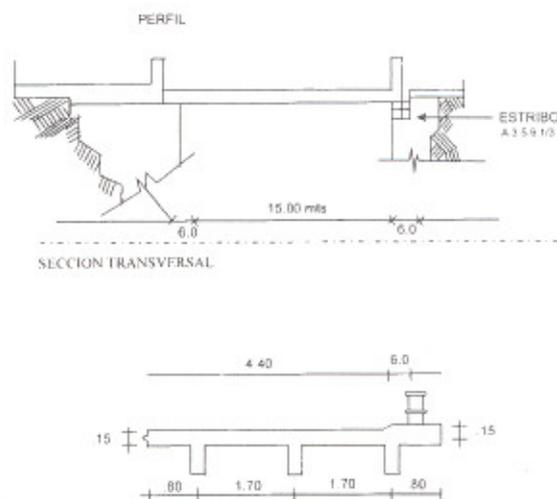
*Germán Forero Ruiz\**

A finales de 1996 el INVIAS presentó el Código Colombiano de Puentes, con criterios y valores novedosos; por ejemplo el camión de DISEÑO que se usó por mucho tiempo fue el americano (AASHTO) con cargas de 3.6, 14.5 y 14.5 tons.; desde 1986 el MOPT lo modificó a 6.0, 17.3 y 17.3 tons.; el nuevo código lo fijó en 10.0; 15.0 y 15.0 tons. (A.3.4), razón por la cual la ingeniería colombiana está en una etapa de conocimiento del nuevo código, por lo que

considero válido el presentar diseños usando los nuevos criterios.

En el presente artículo constantemente se hace referencia a la norma, así A.3.4. indica que en el capítulo A.3 cargas, sección A.3.4. cargas vivas, del mencionado código, se encuentran los valores indicados.

Este análisis es para un puente sobre el río Miña, de dos vías, con luz de 15 metros y camión de diseño C-40.



\* Ingeniero Civil Ms. Estructuras

PLACA  $h = \frac{1.35 + 3.05}{30} = 0.15$  Tabla A. 7.1

### 1. Para carga muerta

Placa  $0.15 \times 2.4 = 0.36 \text{ t/m}^2$

Asfalto  $0.03 \times 2.4 = \frac{0.07}{0.43 \text{ t/m}^2}$

$M_D = \frac{0.43 \times 1.70^2}{10} = 0.12 \text{ t-m/m}$

### 2. Para carga viva

$S = 1.7$

Art. A. 4.2.2.1.1

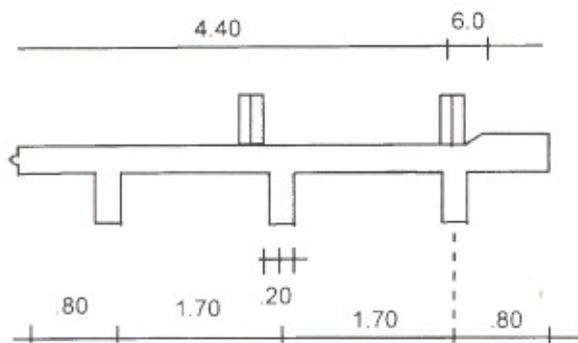
$M_1 = \frac{.80 p(s+0.3)}{9.8} = \frac{.80 \times 7.5(1.7+0.6)}{9.8} = \frac{.8 \times 1.76}{m} \text{ tm} = 1.41 \frac{\text{tm}}{m}$

Impacto A.3.4.3.

$I = \frac{16}{L + 40} = \frac{16}{1.7 + 40} = 0.38 \Rightarrow 0.30$

$M_1 = 0.3 \times 1.41 = .42 \text{ t-m/m}$

$M_{\text{bot}} = 0.12 + 1.41 + .42 = 1.95 \text{ t-m/m}$



## B. VIGAS INTERIORES

$h = 0.7 \times 15.6 = 1.09 \text{ m} \Rightarrow 1.10$  A.7.6.6.3.2

### 1. Para carga muerta

$W = 0.43 \times 1.7 = 0.73 \text{ t/m}$

Supongamos ancho de la viga de .35

Peso de la viga  $.35 \times .95 \times 2.4 = .80 \text{ t/m}$

$W_1 = .73 + .80 = 1.53 \text{ t/m}$

$M_d = \frac{1.53 \times 15.6^2}{8} = 46.54 \text{ t-m}$

### 2. Para carga viva

Resultante del camión

$X_{\text{resu}} = \frac{\sum m_2}{\sum F} = \frac{7.5 \times 4 + 5 \times 8}{20} = 3.50 \text{ m}$

Resultante

Cada viga interior debe soportar:

$F.R. = \frac{1.7}{1.8} = .94$  A.4.3.4.1.

$R_1 = \left[ \frac{20 \times (8.05)}{15.60} = 10.32 \text{ t} \right] \times .94 = 9.70$

$M_{\text{max}} = [10.32 \times 8.05 - 7.5 + 4 = 53.08 \text{ t-m}] \times .94 = 49.9 \text{ t-m}$

Impacto  $\left[ \frac{16}{15.60 + 40} \right] = 0.29$

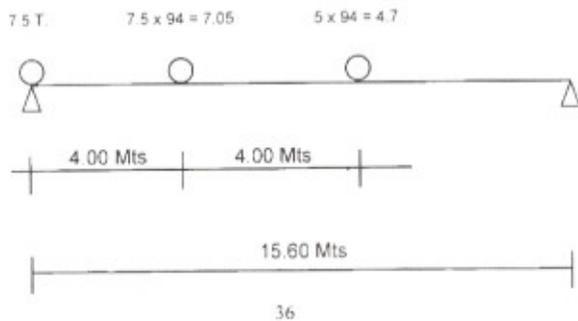
$$M_{L+I} = 49.9 + 1.29 = 64.37 \text{ t-m}$$

$$M_{\text{total}} = 46.54 + 64.37 = 110.91 \text{ t-m}$$

**CORTANTE**

$$V_D = \frac{1.53 \times 1.6}{2} = 11.93 \text{ T}$$

**A.4.3.3.**



$$R_i \left[ \frac{7.05 \times 11.60 + 4.7 \times 7.60}{15.6} \right] = 7.53 + 7.5 = 15.03 \text{ t}$$

$$V_i = .29 \times 15.03 = 4.36 \text{ t}$$

$$V_{\text{tot}} = 11.93 + 15.03 + 4.36 = 31.32 \text{ t}$$

**C. VIGAS EXTERIORES A.4.3.4.2**

**1. Carga muerta**

$$\text{Carga del bordillo: } .15 \times 2.4 = \frac{.36 \text{ t/m}}{.40 \text{ t/m}}$$

$$\text{Carga Total: } 1.53 + 0.40 = 1.93 \text{ t/m}$$

$$M_D = \frac{1.93 \times 15.6}{8} = 58.7 \text{ t-m}$$

**2. Carga Viva**

La proporción sobre la viga externa será =

$$\frac{1.6}{1.7} = 0.94$$

Como la posición de carga que produce máximos momentos es la misma de las vigas interiores, tomamos momentos proporcionales

$$M_{L+I} = \frac{0.94}{0.94} \times 64.37 \text{ t-m} = 64.37 \text{ t-m}$$

$$M_{\text{tot}} = 58.7 + 64.37 = 123.07 \text{ t-m}$$

110.91 se diseña con 123.07

**Cortante**

$$V_D = \frac{1.93 \times 15.60}{2} = 15.05 \text{ t}$$

Para carga viva, proporcionalmente

$$V_{L+I} = \frac{0.94}{0.94} [15.03 \times 4.36] = 19.39$$

$$V_{\text{tot}} = 15.05 + 19.39 = 34.43$$

31.32 se diseña con 34.43

Diafragmas A. 4.3.2 1 en los extremos

**D. ALTERNATIVA CON VIGAS METÁLICAS**

Placa - idem

Vigas interiores

Suponiendo  $M_{\text{tot}} \approx 110 \text{ t-m}$  (será menor el peso de la viga pero mayor por el factor de ruedas)

**Rango Admisible por Fatiga**

DE TABLA A9.4: categoría A (miembro plano)  
 A9.5: caso II Tráfico Promedio Diario  
 en una sola dirección < 2.500

El rango admisible  $F_{sc} = 44.3 \text{ Kg} = 4.430 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$

Esfuerzo Admisible por Especificación:

Tab A.9.8:  $0.55 F_y$

$0.55 * 25.3 = 13.9 \frac{\text{K}}{\text{mm}^2}$  usó  $1.390 \frac{\text{k}}{\text{cm}^2}$

$S_{nec} = \frac{11.000 \text{ t-cm}}{1.390 \text{ t/cm}^2} = 7.913 \text{ cm}^3$

Por A.9.5.1  $\frac{H}{15.6} = 1 \Rightarrow H = 0.62 \Rightarrow W 690 * 240$

Se verificaron esfuerzos:

Por carga muerta sobre viga metálica A.9.32

Por carga muerta sostenida

A concreto equivalente en acero:

$\frac{1.70 * 1.5}{10} = 0.255 \text{ m}^2$

Sección	A	E	AE	AE <sup>2</sup>	I <sub>c</sub>
Concreto	25.500	776	$19788 \times 10^3$	$1.54 \times 10^{10}$	$\frac{170 * 150^3}{12} = 47.8 \times 10^6$

I  $30.600$   $350$   $10710 \times 10^3$   $0.37 \times 10^{10}$   $2.610 \times 10^6$

$\bar{\tau}$   $56.100$   $30498 \times 10^3$   $1.91 \times 10^{10}$   $2.657.8 \times 10$

$y = 30.498 \times 103 = 540 \text{ mm}$   $I_{bb} = 21.757.8 \times 10^6$

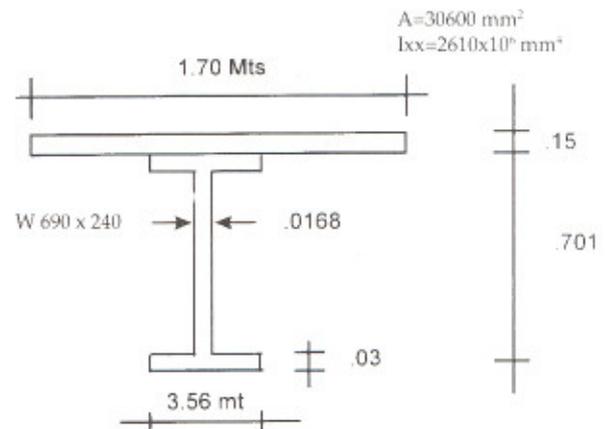
$I_{ic} = 21.757.8 \times 10^6 - 56.100 (540)^2 = 5.399 \times 10^6$

sobre viga compuesta con n=30 A.9.38.1.4  
 Por carga total sobre viga  
 compuesta con n=10 A.9.38.4

**Análisis como Viga compuesta**

Ancho de la aleta A.9.38.3

Ancho  $< \begin{cases} 15.6/4 = 3.9 \text{ m} \\ 1.70 \\ 12 * .15 = 1.80 \end{cases} \Rightarrow 1.70$



**CONECTORES**

$$V_{\text{Impacto}} = .29 \times 15.5 = 4.5$$

$$\text{Factor de Rueda } \frac{S}{1.7} = \frac{1.7}{1.7} = 10$$

$$V_{\text{tot}} = 20 \text{ ton}$$

A. 9. 38. 5. 1. 1

Reacción de carga viva Izq. =

$$\frac{7.5 \times 11.60 + 5 \times 7.60 + 7.5}{15.60} = 15.50 \text{ ton.}$$

**FLUJO CORTANTE**

$$S_r = \frac{V_r Q}{I} = \frac{20 \times Q}{I} = \frac{20 \times [25500 \times (116 - 540 = 236)]}{5399 \times 10^6} \frac{\text{tm}^3}{\text{m}^4} = 22.3 \times 10^3 \frac{\text{t}}{\text{mm}} =$$

$$= 22.3 \frac{\text{k}}{\text{mm}}$$

Conectores de  $\frac{3''}{4}$ ,

3 por fila y 10 cm de altura

$$Z_r = \infty \text{ d2 con } \infty = 3.86 \text{ para más de } 2'000.000 \text{ de ciclos}$$

$$Z_r = 3.86 \times (19.05)^2 = 1.401$$

$$\Sigma Z_r = 3 \times 1.401 = 4.202$$

$$\text{Peso} = \frac{4.202}{22.3} = 188 \text{ mm max } 600 \text{ mm OK A.9.38.5.1}$$

Se podrían tomar otras distancias a ciertos intervalos

Resistencia última A.9.38.5.1.2

Fuerza desarrollada en la loza

$$P_1 = A_{sfy} = 30.600 \times 25.3 = 774.180 \text{ kg}$$

$$P_2 = 0.85_{\text{feb ts}} = 0.85 \times 210 \times 170 \times 15 = 455175 \text{ kg}$$

**RESISTENCIA DE CADA CONECTOR**

$$S_u = 0.4 (19.05)^2 \sqrt{2,10 * E_c}$$

$$T_c = 12.500 \sqrt{210^7} = 181.000 \frac{K}{cm^2} = 1.810 \frac{K}{mm^2}$$

$$S_u = 8.949 \text{ Kg}$$

**NÚMERO DE CONECTORES**

$$N_1 = \frac{455.175}{0.85 * 8.949} = 59.8 \Rightarrow 60 \quad \text{Vrs } 3 * \frac{7.80}{.19} = 123 \quad \text{OK}$$

**Diafragmas A.9.20**

En los apoyos y en el centro de la luz.

Por no ser comercial en nuestro medio la viga metálica escogida, se prefirió la alternativa de concreto.

Se estudiaron en el computador las once combinaciones prescritas en el código (tabla A.3.12.1) sobre la estructura tridimensional y se diseño con las acciones más desfavorables.

**Bibliografía**

1. Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes.
2. Resistencia de Materiales de F. Singer.
3. Análisis Estructural de Jairo Uribe E.
4. Dynamics of structures a primer de A. Chopra.
5. Manual de Programa SAP de A. Arbibullah y E. Wilson.