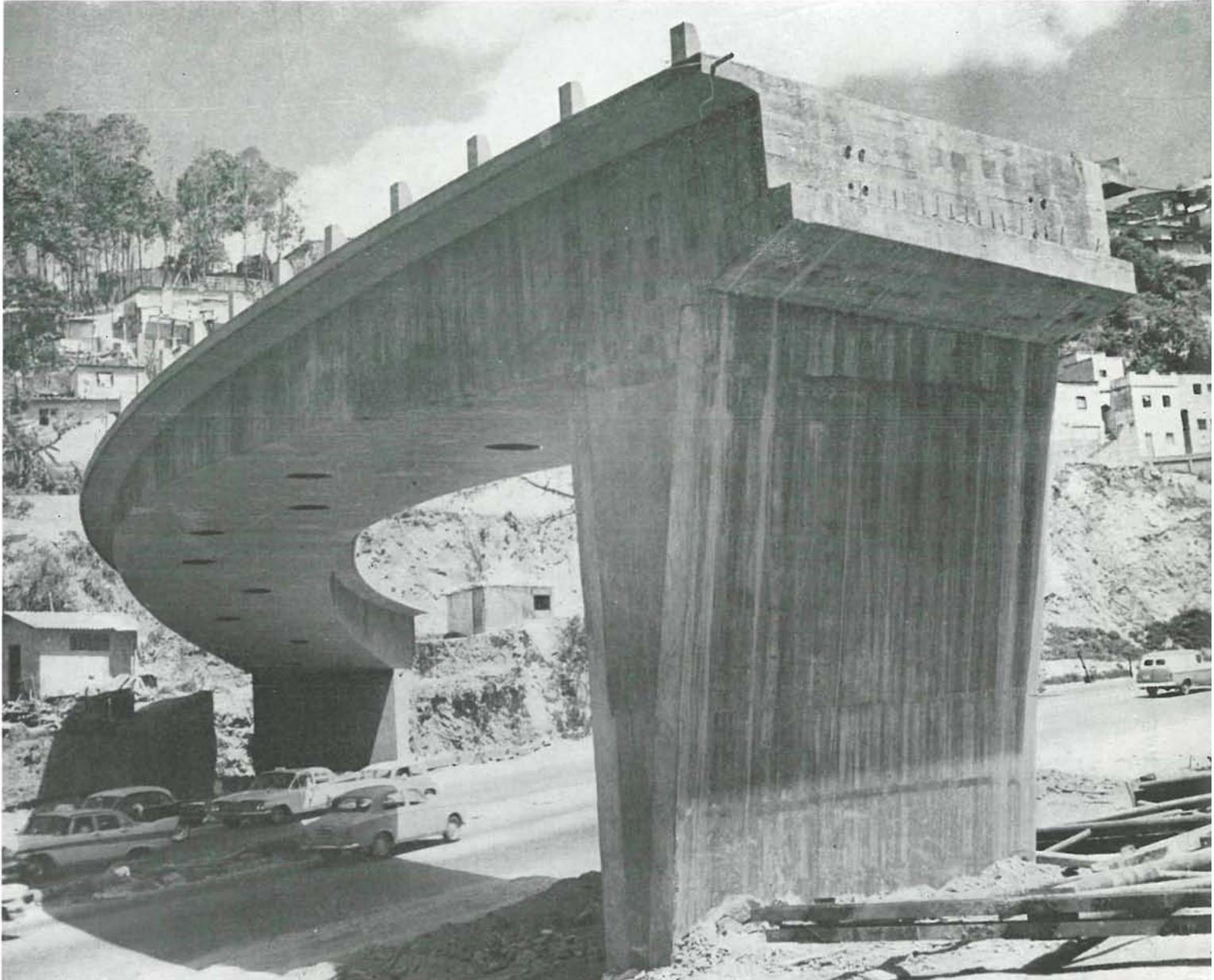


caracas



562 - 47

puente de hormigón pretensado

JOHANNES JOHANNSON

Dr. Ing., Profesor de la Universidad Central de Venezuela

El puente Portachuelo, situado en el helicoide de la Roca Tarpeya (Caracas), es una estructura de hormigón pretensado en forma de pórtico espacial. En los estudios preliminares, con objeto de encontrar un sistema adecuado para el puente en curva se investigó primeramente el sistema de Dischinger, en el cual la columna del pórtico se descompone en un elemento de compresión y un tirante.



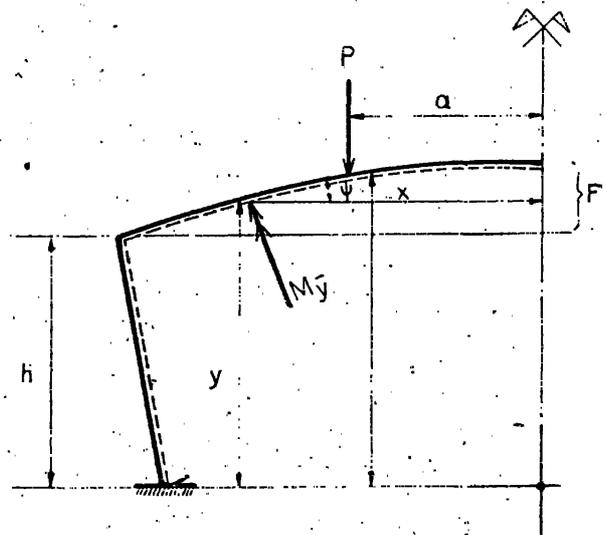
Pero en nuestro caso, los cálculos demostraron que los momentos de torsión existentes en la columna no podían ser absorbidos por una columna descompuesta en dos elementos.

El pórtico elegido con empotramiento perfecto, se acerca, en su comportamiento estructural, a un pórtico con tres articulaciones, debido a la variación de los momentos de inercia.

La semejanza del sistema hiperestático a un sistema estáticamente determinado, tiene también la ventaja de reducir el efecto de los momentos parásitos (momentos hiperestáticos originados por la pretensión).

Se dió al eje del sistema una contra-flecha de 11 cm. El cálculo de la deformación total (elástica y plástica) dió un valor de 5 cm calculado con $\varphi = 3$.

No se investigó una solución más elegante con voladizos mayores en el sentido transversal, puesto que una reducción de la sección de la viga-cajón hubiese conducido a una disminución de la sección útil para absorber el momento de torsión y el momento M_y que actúa en el plano horizontal.



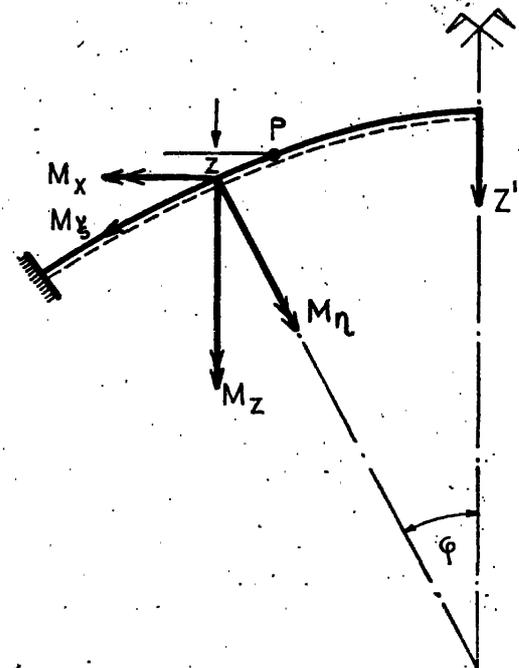
Descripción del puente

La sección transversal de la viga del pórtico tiene forma rectangular hueca, con pequeñas ménsulas de 80 centímetros.

La sección de la viga en el arranque tiene un canto de 2,70 m; dicho canto va disminuyendo hacia el centro según las ordenadas de una parábola, hasta alcanzar 1,06 metros en el eje de simetría del pórtico

$$(1,06 \text{ m} = \frac{1}{50} \text{ de la luz teórica}).$$

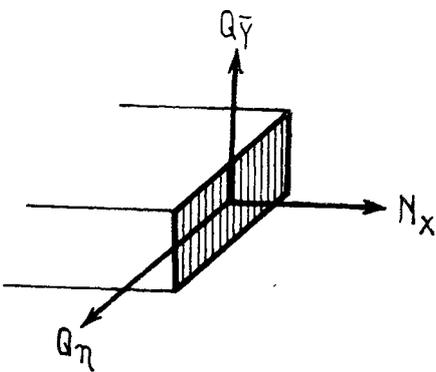
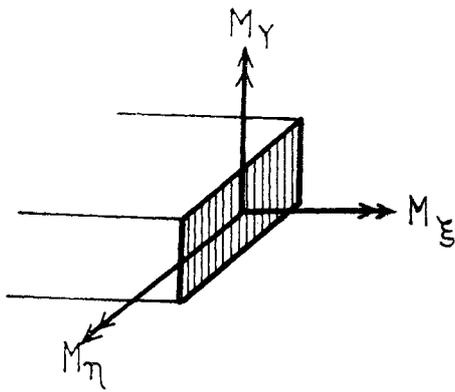
El tablero tiene espesor constante a lo largo de todo el puente, mientras que la placa inferior disminuye desde 40 cm en el arranque hasta 15 cm en la clave. De la misma manera disminuye el espesor de las vigas laterales desde 75 cm en el arranque hasta 50 cm en la clave.



A distancias de 6 m, la viga cajón está arriostrada por diafragmas transversales de un espesor de 20 cm. Estos diafragmas soportan también al tablero en el sentido longitudinal. El arranque es totalmente macizo y termina en una pequeña ménsula para apoyar la construcción de acceso al puente, la cual está formada por vigas prefabricadas pretensadas.

Cálculo estructural

El sistema está formado por un pórtico empotrado con curva en el espacio, siendo entonces, para casos generales, seis (6) veces hiperestático. Como sistema inicial, se ha elegido los dos pescantes que se forman por un corte según el eje de simetría del puente.



Los ejes principales de la sección los hemos llamado η , ξ e \bar{y} . Dichos ejes tienen, en cada punto del sistema, inclinaciones distintas respecto al sistema de coordenadas rectangulares X, Y, Z.

Para el cálculo de los momentos se ha tomado la siguiente convención de signos:

a) Momentos en la viga

- M_{ξ}  Positivo en el lado izquierdo (torsión en la viga, flexión en la columna).
- M_{η}  Positivo cuando hay tracción en la fibra inferior (flexión).
- $M_{\bar{y}}$  Positivo cuando hay tracción en la fibra interior (flexión en la viga, torsión en la columna).
- M_x  Positivo para tracción.

b) Momentos en la columna

- M_{η}  Positivo cuando existe tracción en la fibra interior (flexión).
- M_{ξ}  Positivo para tracción fibra interior (flexión).

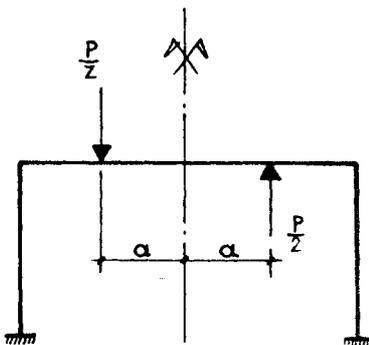
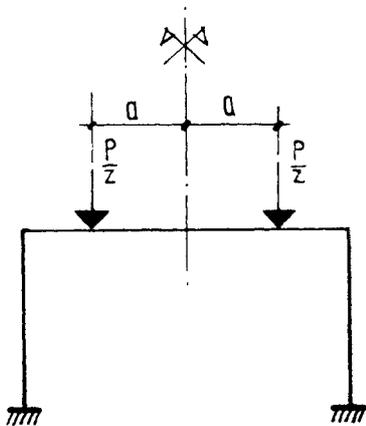
Por la simetría, el sistema es, para casos simétricos, solamente tres veces hiperestático. Las hiperestáticas son: $M_{\eta} = 1$, $M_{\bar{y}} = 1$, $N_{\xi} = 1$.

Una integración directa no fué posible a causa de la variación del momento de inercia.

Debido a ello, se transformaron las integrales en sumas parciales.

Teniendo en cuenta el hecho de que el momento M_{η} es en la viga un momento flector y el mismo momento en la columna es un momento de torsión, obtenemos la siguiente expresión:

$$EJ \delta_{ik} = \sum^{v+c} M_{i\eta} \cdot M_{k\eta} \cdot \Delta_s \cdot \frac{J_e}{J_{\eta}} + \sum^v M_{i\xi} \cdot M_{k\xi} \cdot \Delta_s \cdot \frac{J_c \cdot E}{J_{\xi} \cdot g} +$$



$$\begin{aligned}
& + \sum^e M_{i\xi} \cdot M_{k\xi} \cdot \Delta_s \cdot \frac{J_c}{J_\xi} + \sum^v M_{i\eta} \cdot M_{k\eta} \cdot \Delta_s \cdot \frac{J_c}{J_\eta} + \\
& + \sum^e M_{i\bar{\eta}} \cdot M_{k\bar{\eta}} \cdot \Delta_s \cdot \frac{J_c \cdot E}{J_\eta \cdot g} + \sum^{v+c} N_i \cdot N_k \cdot \Delta_s \cdot \frac{J_c}{J_A}
\end{aligned}$$

El índice superior en el signo Σ define los límites de la suma (viga + columna).

La influencia de los esfuerzos cortantes en las deformaciones no se tomaron en cuenta. En cambio, las fuerzas axiales tienen para el caso de pretensado una influencia importante, ya que el acortamiento de la viga efectuado por el tesado es de una influencia decisiva en el juego de las fuerzas interiores despertadas por dicho esfuerzo.

Para poder calcular numéricamente las sumas, tenemos que derivar las expresiones de los momentos principales en los diferentes casos de carga, $X_1 = 1$, $X_2 = 1$, $X_3 = 1$, etc.

Para el cálculo de los momentos debidos a las cargas exteriores, se parte de los momentos referidos a los ejes secundarios:

$$M_z = P(x - a) ; M_x = P \cdot z$$

El reparto de los momentos en los distintos planos, da los siguientes valores para los momentos principales:

A) Para carga simétrica:

1) Momentos por carga exterior:

$$\begin{aligned}
M_z &= P(x - a) \\
M_x &= P \cdot z \\
M_{\eta}^o &= M_z \cdot \cos \varphi - M_x \cdot \operatorname{sen} \varphi \\
M_{\xi}^o &= (M_x \cdot \cos \varphi + M_z \cdot \operatorname{sen} \varphi) \cdot \cos \psi \\
M_{\bar{\eta}}^o &= (M_x \cdot \cos \varphi + M_z \cdot \operatorname{sen} \varphi) \cdot \operatorname{sen} \psi \sim 0
\end{aligned}$$

2) Momentos $X_1 = 1$:

$$\begin{aligned}
M_{1\eta} &= +1 \cdot \cos \varphi \\
M_{1\xi} &= +1 \cdot \operatorname{sen} \varphi \cdot \cos \psi \\
M_{1\bar{\eta}} &= +1 \cdot \operatorname{sen} \varphi \cdot \operatorname{sen} \psi \sim 0
\end{aligned}$$

3) Momentos $X_2 = 1$:

$$\begin{aligned}
M_{2\eta} &= +1 \cdot \operatorname{sen} \psi \cdot \operatorname{sen} \varphi \sim 0 \\
M_{2\xi} &= -1 \cdot \operatorname{sen} \psi \cdot \cos \varphi \\
M_{2\bar{\eta}} &= +1 \cdot \cos \psi
\end{aligned}$$

4) Momentos $X_3 = 1$:

$$\begin{aligned}
M_{3\eta} &= -1(h + f - \bar{y}) \cos \varphi + 1 \cdot z \cdot \operatorname{sen} \varphi \cdot \operatorname{sen} \psi \\
M_{3\xi} &= -1(h + f - \bar{y}) \operatorname{sen} \varphi \cdot \cos \psi + 1 \cdot z \cdot \operatorname{sen} \psi \cdot \cos \varphi \\
M_{3\bar{\eta}} &= -1(h + f - \bar{y}) \operatorname{sen} \varphi \cdot \operatorname{sen} \psi - 1 \cdot z \cdot \cos \psi \\
N_{\xi} &= 1 \cdot \cos \varphi \cdot \cos \psi \\
Q_{\eta} &= 1 \cdot \operatorname{sen} \varphi \\
Q_{\bar{\eta}} &= -1 \cdot \cos \varphi \cdot \operatorname{sen} \psi
\end{aligned}$$

B) Para carga de antimétrica:

Momentos $X_4 = 1$:

$$M_{4\eta} = x \cdot \cos \varphi - z \cdot \sin \varphi$$

$$M_{4\xi} = (z \cdot \cos \varphi + x \cdot \sin \varphi) \cos \psi$$

$$M_{4\bar{y}} = (z \cdot \cos \varphi + x \cdot \sin \varphi) \sin \psi$$

Momentos $X_5 = 1$:

$$M_{5\eta} = -1 \cdot \sin \varphi$$

$$M_{5\xi} = +1 \cdot \cos \varphi \cdot \cos \psi$$

$$M_{5\bar{y}} = +1 \cdot \cos \varphi \cdot \sin \psi \sim 0$$

Momentos $X_6 = 1$:

$$M_{6\eta} = -1(h + f - \bar{y}) \sin \varphi + 1 \cdot x \cdot \sin \psi \cdot \sin \varphi$$

$$M_{6\xi} = +1(h + f - \bar{y}) \cos \varphi \cdot \cos \psi - 1 \cdot x \cdot \sin \psi \cdot \cos \varphi$$

$$M_{6\bar{y}} = +1(h + f - \bar{y}) \cos \varphi \cdot \sin \psi + 1 \cdot x \cdot \cos \psi$$

$$Q_{\eta} = +1 \cdot \cos \varphi$$

$$Q_{\xi} = +1 \cdot \sin \varphi \cdot \cos \psi$$

$$Q_{\bar{y}} = +1 \cdot \sin \varphi \cdot \sin \psi$$

La solución del sistema de tres ecuaciones nos da los valores de las hiperestáticas.

Líneas de influencia

Las líneas de influencia se calcularon colocando la carga unitaria en cada segundo punto. Se tomaron 10 puntos de cálculo para la mitad de la viga; también para los casos asimétricos de carga se utilizó la ventaja de la simetría del sistema, repartiendo el caso asimétrico de carga, en un caso simétrico y un caso antimétrico. Este método, en nuestro caso, probablemente es menos laborioso que el cálculo por medio de momentos unitarios.

Los momentos por tráfico fueron calculados para el caso de dos trenes H20 — SI6, según las normas americanas. De acuerdo a dichas normas, el eje del puente tiene una carga de 1,5 t por metro lineal y una carga aislada de 22 toneladas.

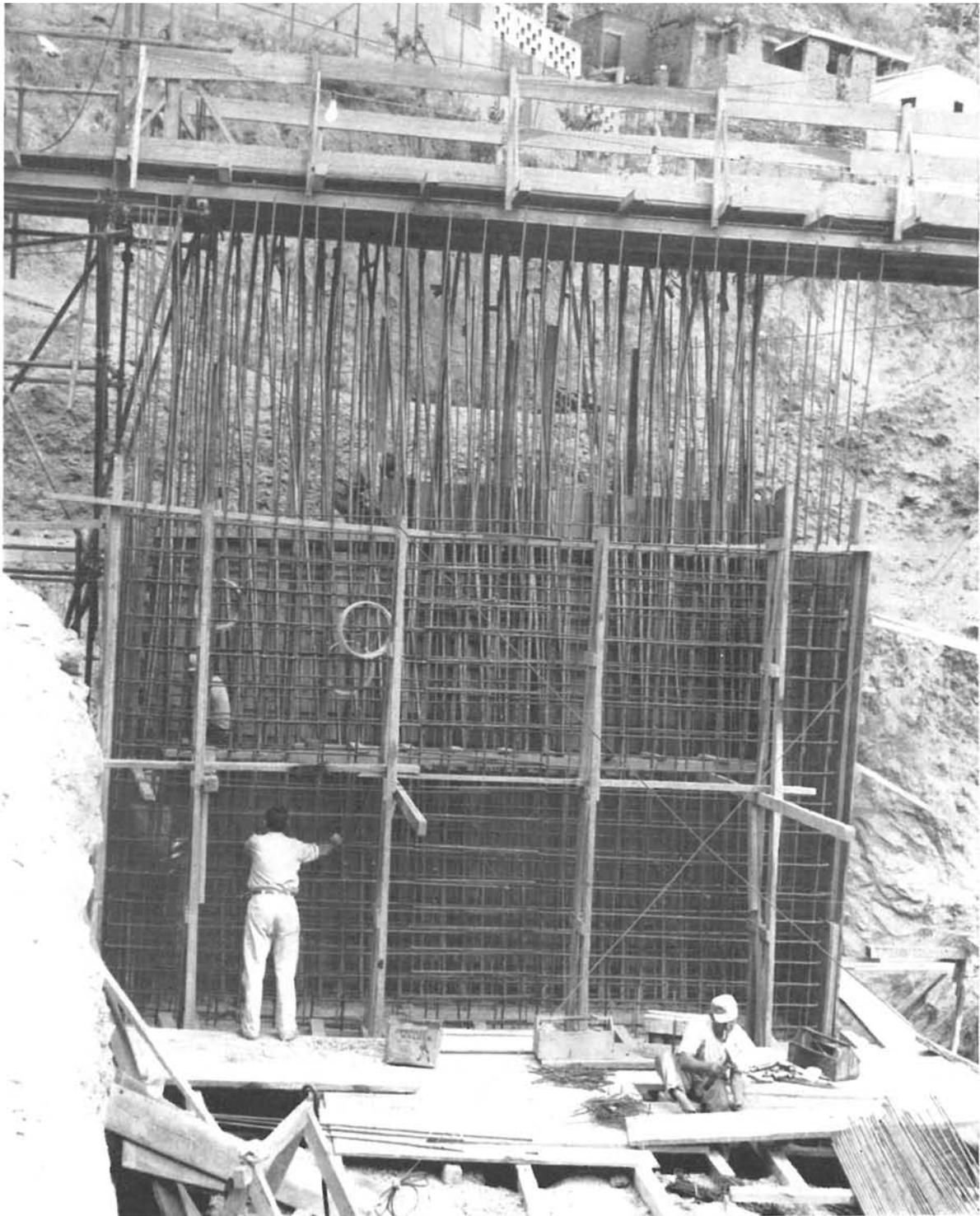
La influencia de una carga excéntrica respecto a la sección transversal del puente fué investigada, de una manera aproximada, considerando la viga rígidamente empotrada en las columnas.

La tensión de torsión adicional fué solamente de 1,20 kg/cm². El porcentaje del momento por tráfico referido al momento por peso propio es el 40 % en la sección central y el 26 % en el arranque del pórtico.

Cálculo del pretensado

Correspondiendo con los diagramas de momentos se eligieron tres resultantes para las fuerzas de pretensado: una para cada grupo de cables.

La magnitud de las fuerzas necesarias para transformar las tensiones de tracción en compresiones, fueron elegidas para cada sección estimando las pérdidas.



Después de haber fijado, según las resultantes, el trazado exacto de los cables, se calcularon las pérdidas debidas a los momentos hiperestáticos, por rozamiento y por fluencia. Los diagramas de los momentos motivados por el pretensado en el sistema inicial (estáticamente determinado) y en el sistema definitivo muestran pequeñas diferencias. En la sección central el momento debido al pretensado disminuye de 750 t a 670 t, en el apoyo, mientras que dicho momento apenas sufre variación.

Originalmente el tesado se diseñó de acuerdo al sistema BBRV, usando cables de 90 t con una fuerza efectiva en el centro de 80 toneladas. El cambio posterior al sistema Freyssinet no llevó dificultades, pues se tomó siempre para un cable de 90 BBRV dos cables Freyssinet de 45 toneladas.

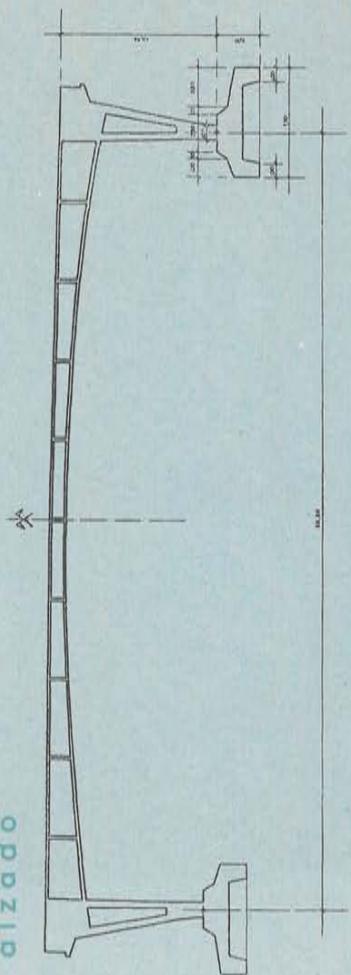


No existe tracción en ninguna sección del pórtico. El pretensado de la viga redujo el momento de torsión en la columna desde 559 hasta 341 m. t. Por la compresión en la zona de tracciones de los momentos horizontales $M_{\bar{y}}$, se efectúa una reducción del giro horizontal de la columna, disminuyendo así el momento de torsión de la columna. Probablemente es posible, en el caso de una flecha horizontal mayor, reducir el momento de torsión por cables adicionales en la viga. En nuestro caso no fué necesario, ya que fué posible, mediante un pretensado horizontal en la columna, transformar las tracciones principales en tensiones de compresión (véase fig. 11). La tracción principal fué de 11,85 kilogramo/centímetro cuadrado sin pretensado, y por medio del pretensado horizontal se pudo transformar esta tracción en 10,45 kg/cm² de compresión.

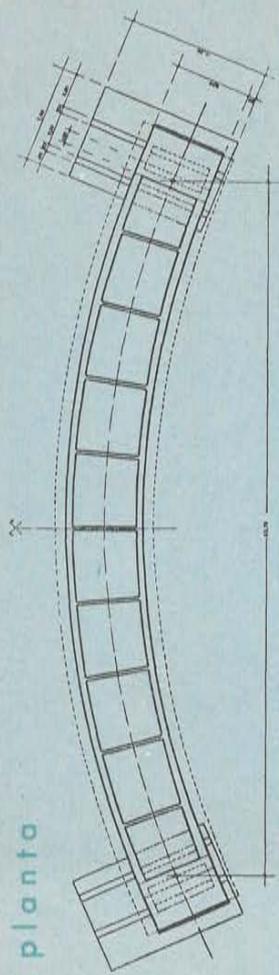
Como consecuencia del cambio de sección en el empotramiento de la columna en cimientos, aparece un salto brusco en las compresiones efectuado por el pretensado horizontal. Por medio del pretensado en la parte superior de cimientos, dicho salto de tensiones fué reducido.

Este pretensado reduce también las solicitaciones producidas por la transmisión del momento de torsión de la columna a los cimientos.

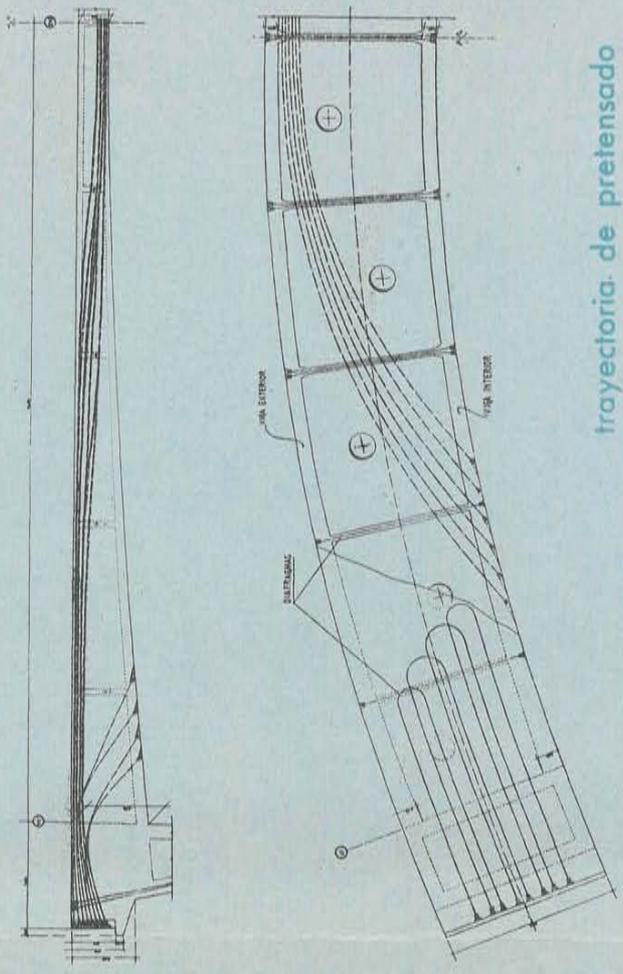
alzado



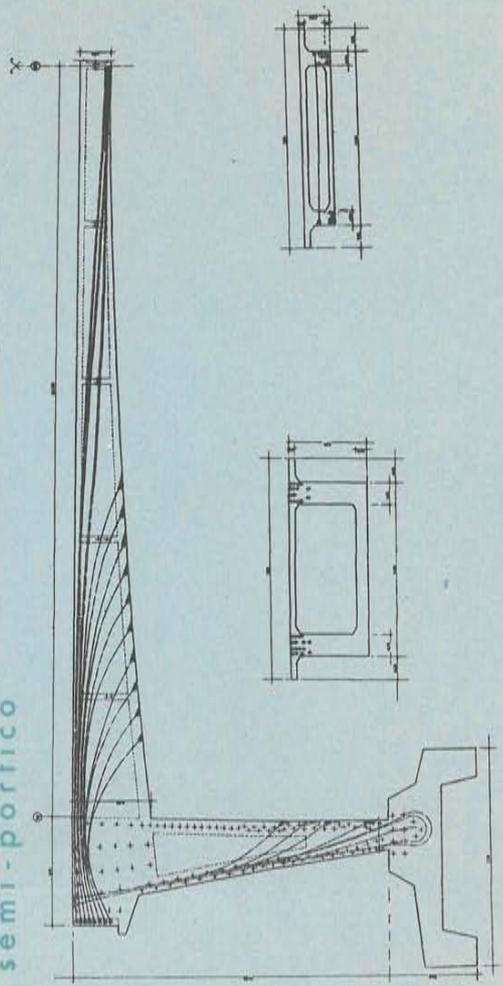
planta



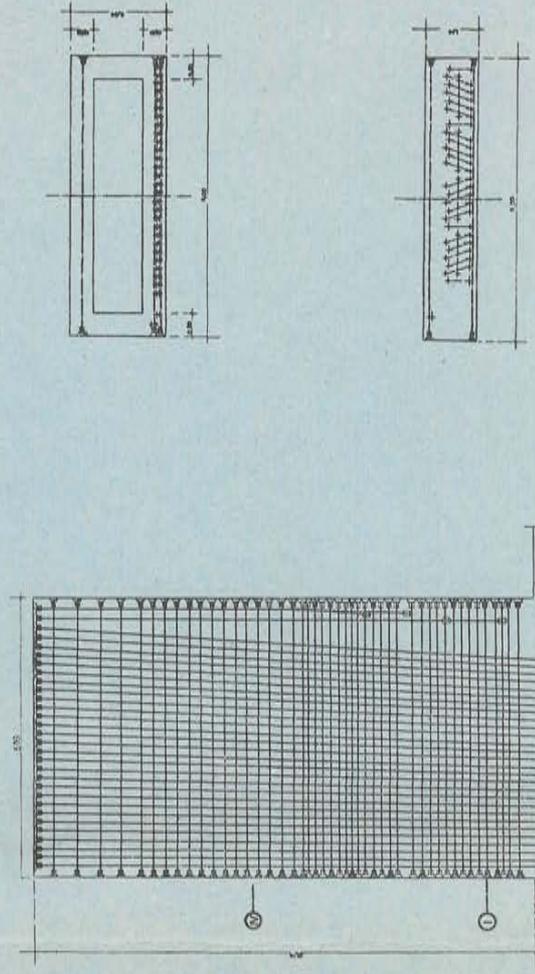
trayectoria de pretensado



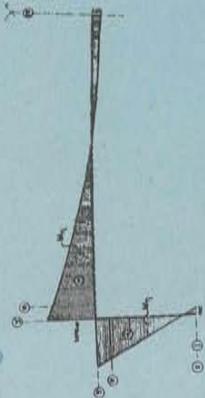
semi-pórtico



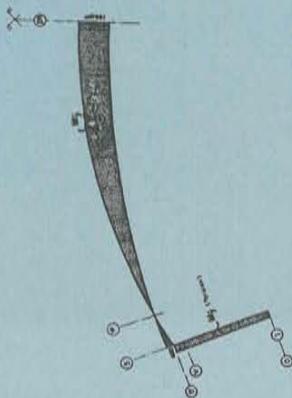
detalle de pilas



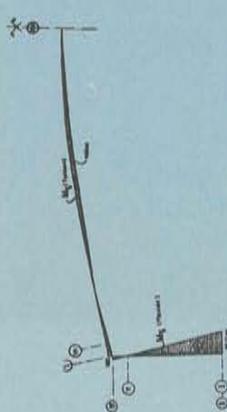
diagramas de momentos



pretensado inicial



solicitaciones



pretensado final

Siendo este punto esencialmente crítico, el momento de torsión en el punto de empotramiento fué cubierto también por refuerzos dulces (según Rausch).

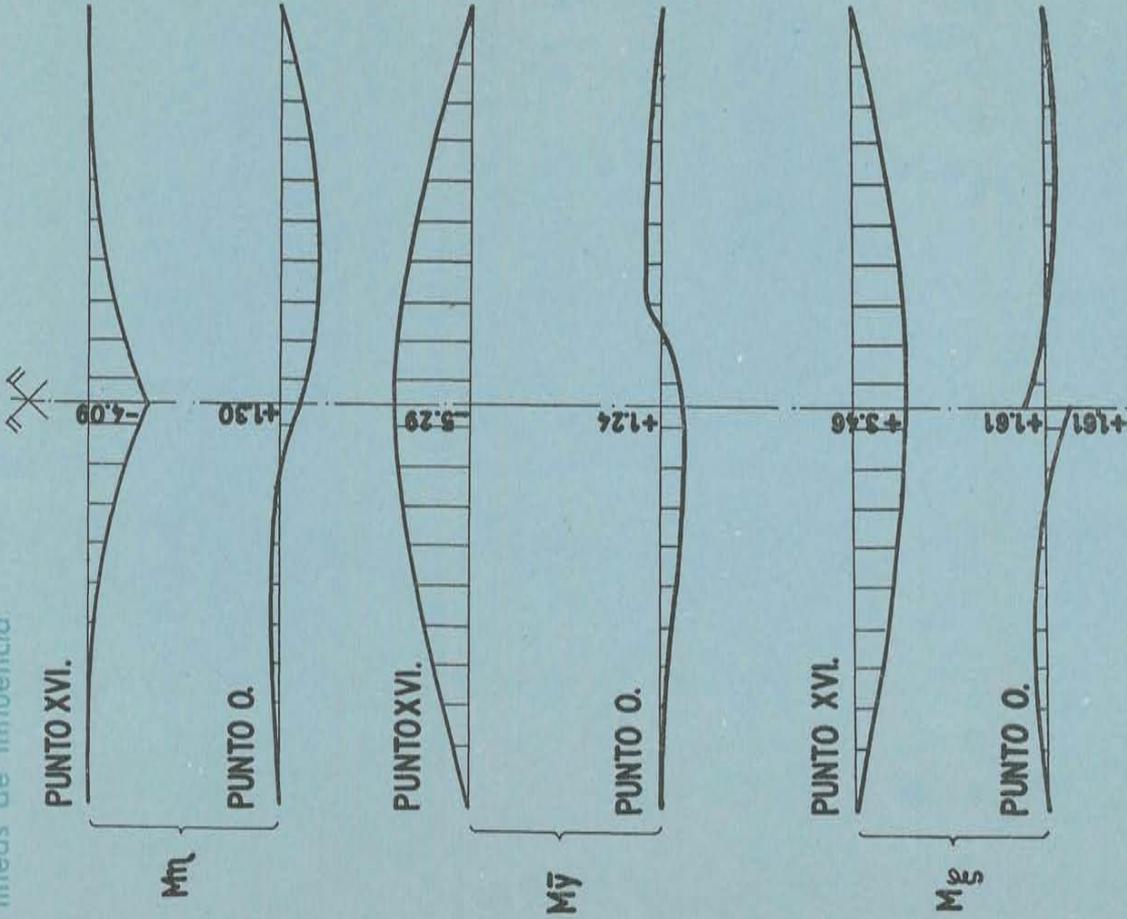
Por medio de las paredes verticales que rodean a todo el cimientó, el momento de torsión se transfiere al terreno según compresiones horizontales.

La construcción

Casi todos los cables de la columna están anclados en forma de bucles en cimientos. Para ello fué necesario suspender los cables en una plataforma provisional antes de echar el hormigón en cimientos. En la junta entre cimientos y columna, los cables se fijaron en su posición correcta respecto a los refuerzos. Siendo difícil la ejecución con esta solución, se estudió otra solución en la que los bucles terminan sobre la junta de empotramiento, absorbiendo las torsiones con refuerzos adicionales de acero dulce. Esta segunda solución no se aceptó por sus desventajas constructivas (como son tracciones, menor carga de ruptura y mayores tensiones de torsión).

Las columnas del pórtico se hormigonaron en tres etapas. Para conseguir la sección en hueco se usaron encofrados prefabricados.

líneas de influencia



Después de haber hormigonado la columna se cerró el hueco de la misma con placas prefabricadas, las cuales fueron calculadas para poder soportar el peso del hormigón del arranque del pórtico.

La viga fué hormigonada en cinco etapas, realizándose siempre una carga casi simétrica para el encofrado; las juntas de trabajo coincidieron con cada segundo diafragma transversal.

Dichas juntas se cerraron 8 días después de haberse hormigonado todo el puente, para permitir así la realización de una parte de la retracción sin tensiones adicionales.

Las juntas se encofraron con metal desplegado, con objeto de evitar el problema de tener que sacar posteriormente el encofrado de un espacio, tan reducido, ya que la luz de la junta es de sólo 20 centímetros.

Las dos vigas se pretensaron 8 días después. Así resultan, para el caso del pretensado, distintos módulos de elasticidad para la viga principal y para el diafragma transversal.

Las tensiones adicionales originadas por esta causa se cubrieron con varillas adicionales, las cuales se dispusieron según el flujo estimado de estas tensiones.

Durante el proceso del hormigonado hemos tenido el cuidado de evitar juntas paralelas a los cables. Para posibilitar el hormigonado de una franja de la viga-cajón de una sola vez, se colocó el encofrado de la viga sobre tacos de hormigón situados en el encofrado de la placa inferior.

Los tacos tenían el espesor de la losa inferior, quedando así perdidos en la placa. La placa inferior se hormigonó utilizando tolvas que se habían formado por huecos dejados en el encofrado de la losa superior.

El hormigón

Siendo la compresión máxima de 110 kg/cm², se exigió un hormigón Rcc 325 kg/cm² a los veintiocho días.

Esta resistencia se consiguió exactamente. Muy corriente es la opinión de que un aumento en la resistencia del hormigón representa siempre un mejoramiento de la construcción. Esto es exacto hasta cierto punto, pues en muchos casos un aumento de la resistencia significa una disminución del factor agua-cemento, lo cual conduce a un hormigón demasiado seco difícilmente manejable.

Las aglomeraciones de cables y variables, en muchos casos inevitable, especialmente en las zonas de anclajes, son, para un hormigón demasiado seco, el peligro de formaciones de «cangrejas» interiores, las cuales pueden conducir a fallos locales.

Por una preparación cuidadosa de la mezcla se pudieron evitar todas las desventajas antedichas. La mezcla y todo lo relativo al hormigón estuvo a cargo del Dr. Paparoni.

Ensayos previos

En la Universidad Central de Venezuela se hizo un breve estudio de la retracción del cemento que se pensaba emplear, marca «La Vega», utilizando, para ello, probetas de pasta normal de cemento de 2,5 × 2,5 × 25 cm nominales, como las empleadas para el ensayo ASTM de la expansión en autoclave. La retracción se midió durante un período de quince días, habiendo obtenido valores del orden de 2 % (al aire).

El cemento utilizado «La Vega» presenta características de endurecimiento bastante rápidas, por lo cual se consideró adecuado bajo este aspecto.

Se hizo también, por intermedio de una Compañía especializada, un ensayo de la reactividad de los áridos por el método químico (relación sílice disuelta/reducción de alcalinidad) (Método ASTM C227 58 T). La piedra resultó ser inocua, la arena cayó justamente en la curva límite (informe REVCA 133 al 4.2.59).

El cemento «La Vega» posee un 0,8 % de álcalis, según declaración de la fábrica; por tanto, tiene teóricamente propiedades reactivas con ciertos áridos. Sin embargo, se aceptó la arena analizada por no haber evidencias de reactividad en obras de la zona metropolitana, preparadas con el mismo cemento y en consideración a la imposibilidad de obtener arenas de mejor calidad.

La fábrica de cemento afirmó la inexistencia de reactividad en las obras observadas durante los últimos días antes de su uso.

Dosificación

Mucho antes de iniciarse la estructura del puente se comenzó el estudio de la mezcla adecuada. En un principio se trató de ver si era posible alcanzar la resistencia exigida sin el uso de aditivos y sin una cantidad exagerada de cemento.

Se probó, primeramente, una mezcla de 410 kg de cemento por m³, sin alcanzar el resultado esperado y no teniendo mucha confianza en la constancia de la granulometría de los áridos, además de que no daba un margen de seguridad suficiente. Con una plasticidad aceptable, apenas se llegó a una resistencia de 300 kg/cm².

Se ensayaron entonces dos mezclas más empleando el aditivo «Plastiment», el cual se escogió por ser muy conocido en el mercado y actuar sobre la mezcla como se deseaba (retardador sin inclusión de aire).

Una de dichas mezclas era de proporciones idénticas a la anteriormente citada, con 4 onzas de Plastiment por saco de cemento; en cambio, la otra tenía menos cemento, obteniéndose una resistencia de 377 kg/cm². Se decidió adoptar la primera por un mejor comportamiento. Las proporciones teóricas en seco se indican a continuación:

Piedra machacada de 19 a 25 mm (3/4") ...	1.000 kilogramos
Arena	800 »
Cemento	410 »
Agua	205 litros

que corregidas para un 1 % de humedad de la piedra y 6 % de humedad de la arena (valores medios en la obra), resultaron de:

Piedra machacada de 25 mm	1.010 kilogramos
Arena	850 »
Cemento	410 »
Agua	145 litros

Prácticamente se llegó a 170-180 litros de agua/m³ como promedio.

Los hormigonados fueron objeto de una vigilancia especial. Los 516 cilindros tomados, además de 70 experimentales, se clasificaron, para su ensayo, a 3, 7, 14, 21, 28, 60, 90, 180, 360 y 720 días.

Los ensayos sobre 59 cilindros, después de 28 días, dieron los siguientes resultados:

(59 cilindros).

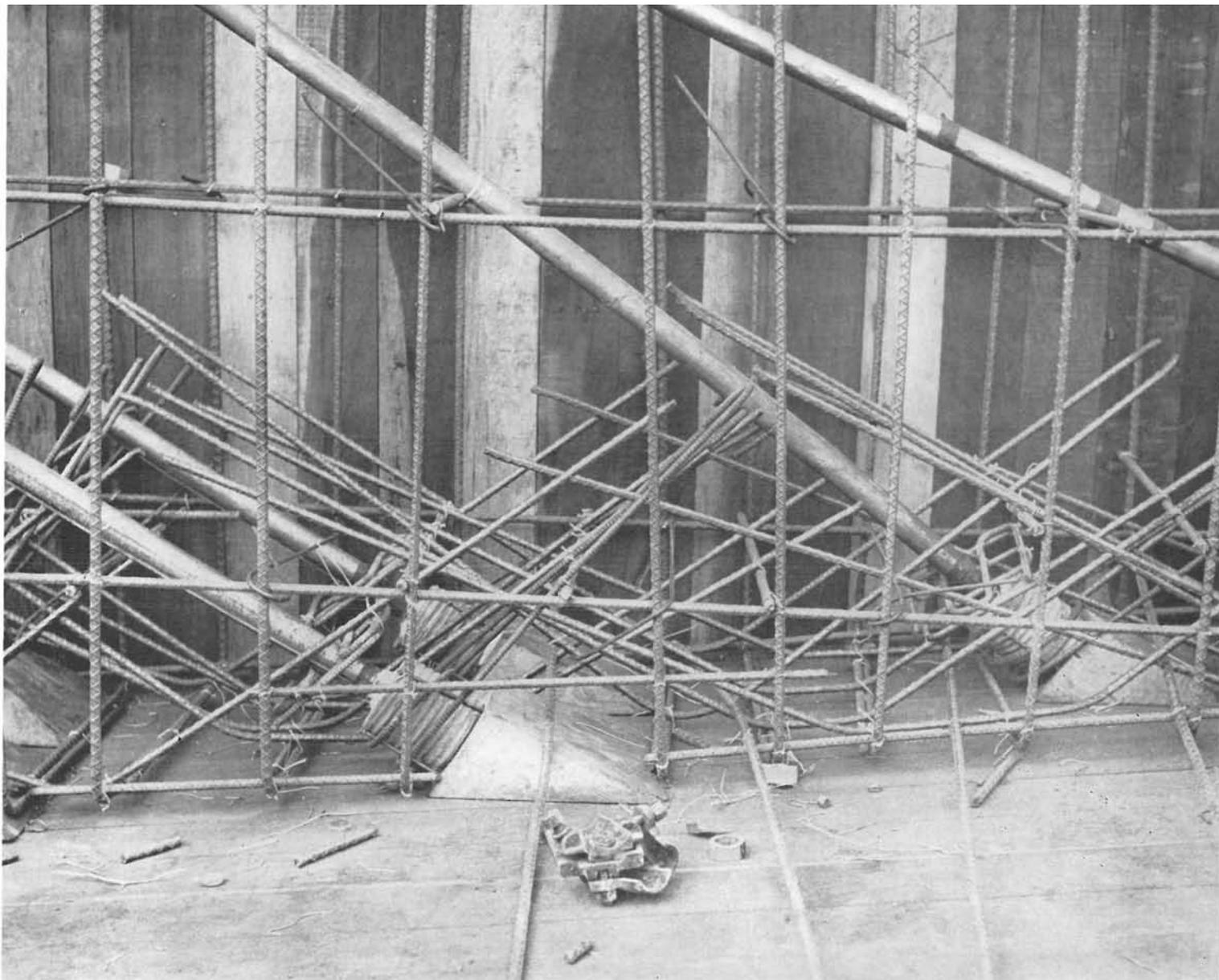
Resistencia media (\bar{x})	368 kg/cm ²
Desviación normal (σ)	41 kg/cm ²
% de variación (v)	11,1 %

Pretensado

Después de cada etapa de hormigonado se controlaron los cables por medio de un martillo especial, con objeto de investigar si éstos se desplazaban sin dificultad en el sentido longitudinal.

En ningún momento se observó la menor rotura de la vaina protectora de los hilos del cable.

El puente tiene, bajo la acción del peso propio y pretensado, una flecha de 1 centímetro. Antes de desencofrar se pretensaron solamente el 80 % de los cables.



Por razones de seguridad se estudió también el caso de actuar el pretensado solo, encontrándose una tracción de 22 kg/cm^2 , que puede ser absorbida por un hormigón de 350 kg/cm^2 .

No apareció ninguna grieta durante el pretensado. Se pretensaron primeramente los cables transversales del soporte. El módulo de la sección fué, en el caso más desfavorable, debilitado en un 20 %, motivo por el cual se inyectaron, antes de pretensar verticalmente, los cables horizontales.



Fotos: SALUSTRO y JACKY

El proceso del pretensado se llevó a cabo alternando grupos de cables del estribo soporte y de la viga, obteniendo así una introducción continua y suave de las fuerzas de pretensado en la estructura.

La estructura del puente fué ejecutada por el Consorcio ATECSA-INACA-QUIVENSA, estando el cálculo y la supervisión de dicha estructura a cargo de la oficina técnica del autor.

El señor Galván colaboró en la ejecución del cálculo estructural y en la supervisión de la estructura. El profesor Dr. Ingeniero Georg Knittel de la Universidad de Hannover (Alemania) fué el encargado de la revisión del cálculo estructural del puente.