

SOBRE LOS CRITERIOS DE PROYECTO DE PUENTES Y VIADUCTOS

Por ERNESTO MARTINEZ BARON

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

DOMINGO ESCUDERO LOPEZ

Doctor Ingeniero Aeronáutico.

Los autores exponen en este artículo la necesidad de acelerar la publicación de una Instrucción Actualizada para el Proyecto de Puentes, y señalan los criterios seguidos en las colaboraciones llevadas a cabo a lo largo de estos últimos años en proyectos de puentes y viaductos, y que puede tener interés en la redacción de la citada Instrucción, así como para conocimiento de aquellos que dedican su actividad a estos temas de tanta actualidad. Se acompaña información gráfica al final del texto sobre algunas de las colaboraciones indicadas.

1. INTRODUCCION

A lo largo de nuestras colaboraciones en los proyectos de puentes y viaductos que venimos realizando en estos últimos años hemos experimentado dificultad para elegir criterios de cálculo en numerosos aspectos por falta de normas o instrucciones claras y actualizadas sobre los mismos. Esto obliga a cada proyectista a proponerlos y establecerlos como labor previa a cada caso concreto, multiplicando evidentemente los esfuerzos en este sentido. Por otra parte, acabado el proyecto, cabe la crítica sobre dichos criterios y, en consecuencia, la discusión de las distintas soluciones posibles al enfocarlos desde puntos de vista distintos. Pequeñas diferencias de matices, por otra parte todos razonables, pueden redundar, unos por conservadores y otros por optimistas, en la falta de economía o en la inseguridad de las obras.

No pretendemos discutir aquí las instrucciones o normas españolas utilizadas hasta la fecha ni dudamos de que estas normas para el proyecto de puentes constituyen ya una preocupación que cristalizará en su momento en la oportuna instrucción, pero las dificultades vividas a las que antes aludimos y las soluciones que en este artículo propugnamos pretendemos que puedan tenerse en cuenta, al menos para crear una intranquilidad más, en la preparación de la instrucción actualizada para el proyecto de puentes y viaductos.

No dudamos que otros ingenieros ante estos mismos problemas han tenido que resolver con

sus propios criterios todas estas cuestiones, pero creemos que la aportación de las opiniones de todos es de sumo interés.

Finalmente queremos señalar que para que las obras de fábrica sean comparables han de proyectarse con las mismas normas, pues si por ejemplo, en el cálculo de un pilar se prescinde o se minimiza el efecto de frenado, o el choque de vehículos, o la fuerza centrífuga de los mismos, se puede llegar a pilares sorprendentemente esbeltos, frente a los proyectados con todos estos esfuerzos, tal vez exagerados. Otro tanto diríamos de los demás elementos estructurales.

Estos criterios, además, suelen estar ocultos en los proyectos, porque los anejos de cálculo, cuando se exigen, se presentan simplificados para evitar el excesivo y farragoso trabajo de mecanografía de unos cálculos casi ininteligibles. La tendencia actual de que el anejo sea copia íntegra de los cálculos realizados e incluso del original manuscrito es una garantía del detalle y esmero de los mismos y de las comprobaciones realizadas, lo que irá, sin duda, en favor de la calidad de los proyectos.

2. LA ADOPCION DE NORMAS EXTRANJERAS

Podría parecer que nuestro objetivo de fijar unos criterios para el cálculo de puentes quedaría inmediatamente resuelto con adoptar de entre las normas extranjeras alguna o algunas que completaran las instrucciones españolas, e incluso la propuesta de sustituir nuestra instruc-

ción, algo anticuada en algunos aspectos, por alguna norma extranjera más moderna. Es evidente que este criterio simplista no puede resolver el problema.

El adoptar fríamente una norma extranjera olvidaría la realidad de una práctica de construcción nacional, de unos materiales y productos normales en nuestro país y de unas cargas que han servido de base para el proyecto de nuestras carreteras.

El tratar de complementar la instrucción española con alguna de las extranjeras encierra un gran número de dificultades de distinto tipo para poder adaptarlas recíprocamente a los distintos conceptos heterogéneos. Por ello, esto no puede hacerse sin un análisis detallado de los diversos aspectos de esta cuestión.

Por supuesto que tampoco pretendemos en este artículo efectuar este exhaustivo análisis, sino sencillamente exponer algunas consideraciones y opiniones en relación directa con el proyecto de puentes. Los criterios que aquí indicamos señalan tan sólo los puntos en los que a nuestro juicio interesa tener una pauta para el proyecto y sobre los cuales aventuramos nuestra opinión en espera de la futura instrucción para el proyecto de puentes. Además es evidente que una instrucción de este tipo debe ser complementada con las correspondientes de cálculo y ejecución de los distintos materiales, señalando la falta sentida en España de una instrucción para el hormigón pretensado que la adopción de la propuesta de instrucción internacional elaborada por el F. I. P. y C. E. B. podrá, tal vez, paliar.

3. NORMAS E INSTRUCCIONES CONSIDERADAS

Para fijar los criterios de proyecto aludidos hemos considerado fundamentalmente los criterios seguidos en nuestro país establecidos en las instrucciones vigentes, propugnándose criterios modernos en los puntos en que la investigación o los adelantos técnicos así lo aconsejan, justificándolos en los casos en que alguna causa o efecto a considerar no figure en las normas vigentes en España e indicando la instrucción o recomendación de donde procedan.

En general, se han tomado en consideración las siguientes instrucciones a que se hace referencia a lo largo del texto:

- Referencia 1: Instrucción para el Proyecto de Obras de Hormigón, 1949.
- » 2: Instrucción H.A., 61 de I.E.T.C.C.
 - » 3: Instrucción E.M., 62 de I.E.T.C.C.
 - » 4: Acciones en la Edificación MV, 101, 1962.
 - » 5: Instrucciones para el Cálculo de Tramos Metálicos y Previsiones de los Efectos Dinámicos de las sobrecargas en las de Hormigón Armado, 1956.
 - » 6: Proyecto de Instrucción para Puentes Pretensados. Jefatura de Puentes y Estructuras, 1960.
 - » 7: Recomendaciones para el proyecto y ejecución de cimentaciones superficiales. Sociedad Española de Mecánica del Suelo y Cimentaciones.
 - » 8: Recomendaciones para el proyecto y construcción de cimentaciones superficiales. Sociedad Española de Mecánica del Suelo y Cimentaciones.
 - » 9: Pliego de conglomerantes P.C.C.H., 61.
 - » 10: Normas UNE.
 - » 11: Instrucción de carreteras O.C., número 181, 64 P.
 - » 12: Manual de Cargas y Sobrecargas del I.E.T.C.C.
 - » 13: Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes. Dirección General de Carreteras, 1965.

A falta de recomendaciones españolas concretas y en los casos que se indica, haremos uso de las siguientes:

- Referencia 14: Recomendaciones prácticas del C.E.B., 1963.
- » 15: Norma DIN 4227 de Hormigón Pretensado.
 - » 16: Norma DIN 1072, Hipótesis de Cálculo para Puentes de Carretera.
 - » 17: Norma DIN 1045, Hormigón Armado.
 - » 18: Norma DIN 1078, Estructuras Mixtas para Puentes de Carretera.
 - » 19: Norma SIA Suiza, núm. 162, para Hormigón Armado y Pretensado.
 - » 20: Standard Specifications for Highway Bridges de la AASHO.
 - » 21: Manual de la A.C.I. (American Concrete Institute).
 - » 22: Bulletin des texts officiels des Travaux Publics. Fascicule Special, número 60, 17 bis.

Referencia 23: Bulletin des textes officiels des Travaux Publics. Fascicule Special, núm. 65, 15 bis.

- » 24: Recomendaciones prácticas para el proyecto y construcción de estructuras en Hormigón Pretensado del FIP-CEB (en elaboración).

4. CARGAS Y SOLICITACIONES

Creemos que la clasificación y agrupación de las cargas y solicitaciones prescritas en la norma DIN 1072 encaja y cubre perfectamente todas las consideraciones que posteriormente debemos hacer sobre los distintos coeficientes de seguridad o tensiones admisibles a considerar, por lo que en líneas generales y de acuerdo con dicha norma podrían clasificarse en cargas principales, adicionales y de comprobación especial.

4.1. Principales.

4.1.1 *Peso propio y cargas permanentes.*

Se adoptan los pesos específicos de la *"Instrucción para el Cálculo de Tramos Metálicos y Previsión de los Efectos Dinámicos de las Sobrecargas en los de Hormigón Armado"*, artículo 53.

Únicamente en los materiales que se indican a continuación se proponen valores diferentes de los que figuran en el mencionado artículo 53, debido a que el empleo de hormigones de alta calidad y resistencia como los que se utilizan en la actualidad presentan pesos específicos más elevados:

Hormigón en masa	2 400 kg./m. ³ .
Hormigón armado	2 500 »
Hormigón pretensado	2 500 »
Hormigón asfáltico	2 200 »

4.1.2. *Sobrecargas.*

Para el cálculo de los esfuerzos longitudinales se emplean los trenes tipo números 1 y 2 de la ya mencionada instrucción. Pero estos trenes convendría sustituirlos en los proyectos por otros de aplicación más sencilla.

La propuesta de un tren tipo número 2 modificado, que consiste en ejes de doce toneladas separadas ocho metros y con un máximo de seis ejes más una sobrecarga uniforme en todo el tablero de 450 kg./m.², produce efectos análogos al de la instrucción y resulta de empleo sencillo y cómodo en proyectos.

Podría objetarse que produce normalmente esfuerzos algo inferiores a los del tren tipo número 2 de la instrucción.

También la llamada "sobrecarga uniforme equivalente", indicada en el artículo 54 de la instrucción para tramos isostáticos, presentaba algunas discrepancias que fueron aclaradas por O. C. número 181-64 del M. O. P. de la Dirección General de Carreteras y Caminos Vecinales.

A nuestro juicio, una sobrecarga como la propuesta del tren tipo número 2 modificado podría garantizar suficientemente las concentraciones reales de camiones y la instrucción podría recogerla como simplificada prescindiendo de sus discrepancias.

Habría que concretar en la instrucción el número de trenes tipo a colocar transversalmente. Propondríamos que se dispusiesen un número de trenes tipo de modo que produzcan la sollicitación pésima para el elemento estructural que se considere, situándolos en "carriles de cálculo".

Estos carriles se determinarán dividiendo el ancho de la calzada y arcenes en un número entero de carriles de 3,5 m., sin que el exceso de anchura, en su caso, se asigne a ningún carril.

A pesar de lo que antecede, si el exceso fuese mayor de 2,5 m. se podría disponer otro tren.

En sentido transversal, para el cálculo del forjado superior del tablero, se considerarán cargas de rueda de diez toneladas, que vienen a corresponder a los trenes tipo números 3 y 4 de las instrucciones, aplicadas en una superficie de 20 cm. en el sentido del avance y 60 cm. en el sentido transversal, aun proyectando con los trenes tipo números 1 y 2.

4.1.3. *Efectos dinámicos o de impacto.*

Seguiremos exactamente la instrucción (referencia 5, artículo 57), aunque creemos que debían estudiarse actualmente, diferenciando los casos de tramos metálicos y de hormigón.

4.1.4. Efectos de deformaciones higroscópicas y lentas.

Para las estructuras de hormigón armado seguiremos las indicaciones del artículo 28 de la instrucción para el proyecto de obras de hormigón armado (referencia 1).

Para el hormigón pretensado seguiremos la norma alemana (a falta de instrucción española concreta) DIN 4227, artículo 8 (referencia 14). Tomaremos una retracción final de 300 millonésimas.

La retracción indicada en el proyecto de instrucción para puentes pretensados es la equivalente a un descenso de 15° C., lo que representaría 150 millonésimas. En la instrucción para obras de hormigón armado se fija ésta como límite inferior, aumentando con la dosificación y el curado.

Se comprende que en el hormigón pretensado el efecto debe ser mucho mayor debido a que lo evita menos la armadura convencional y lo favorece en este caso notablemente los cables de pretensado. En *Hormigón pretensado*, de Leonhardt (Edición Española, 1967, página 64), se citan valores de 300 a 500 millonésimas según los casos.

En la norma DIN 4227, artículo 8.3, para aire seco se fijan 300 millonésimas, valor máximo de los casos distinguidos, y en la norma suiza SIA 162, revisión 1966, artículo 5.º, se indica una tabla en función de la humedad del aire y espesor de las piezas, que para aire seco oscila entre 250 y 450 millonésimas. Estas consideraciones nos llevan a la propuesta indicada de 300 millonésimas de retracción.

4.1.5. Asientos.

Se estudiará la estructura para los efectos que produzcan los asientos diferenciales previsibles que deriven del informe geotécnico correspondiente.

4.2. Adicionales.

4.2.1. Efectos de temperatura.

La variación térmica a considerar será:

$$\Delta \theta = \pm (20 - \sqrt{e}) \quad (\text{grados C});$$

e = espesor del elemento en centímetros.

de acuerdo con el artículo 28 de la instrucción para el proyecto de obras de hormigón (referencia 1).

4.2.2. Acción del viento.

Seguiremos exactamente la instrucción (referencia 5, artículo 3.º).

4.2.3. Efecto de frenado.

En la instrucción (referencia 5, artículo 56) se define el esfuerzo de frenado, según la longitud de los tramos del puente, tomándose 6t para luces menores de 20 m. y 12t para luces mayores.

Esta consideración no parece lógico aplicarla para puentes largos o para tramos continuos.

Interpretando el contenido de este artículo para tramos continuos podemos establecer la siguiente expresión para la fuerza de frenado con un límite de 30 Tn.:

$$F = 6 \times E \left[\frac{L}{20} + 1 \right]$$

(E = parte entera de);

que coincide con la instrucción para pequeños tramos isostáticos y da una fórmula racional para tramos mayores.

La acción de frenado en la instrucción española parece que no responde a los efectos previsibles para tramos largos, que la dejarían además por debajo de otras normas.

Por ejemplo, en la norma DIN este efecto es función de la sobrecarga y anchura del tablero para el espacio entre dos juntas; según esta norma podríamos estimar en una calzada de dos carriles y una longitud entre juntas de 100 metros el valor mayor entre

$$F = \frac{q}{20} = \frac{0,3 \times 100 \times 7}{20} = 10,5 \text{ Tn.};$$

y

$$0,3 Q = 0,3 \times 60 = 18 \text{ Tn.}$$

En la norma suiza la fórmula dice:

$$F = 10 + \frac{L}{5} = 10 + \frac{100}{5} = 30 \text{ Tn.};$$

ambas por encima de la española.

La norma AASHO queda, sin embargo, por debajo de la española, especificando una fuerza longitudinal igual a

$$F = 0,05 p \text{ (p sobrecargas puntuales y uniformes).}$$

En el gráfico adjunto pueden verse los valores correspondientes a las distintas normas indicadas.

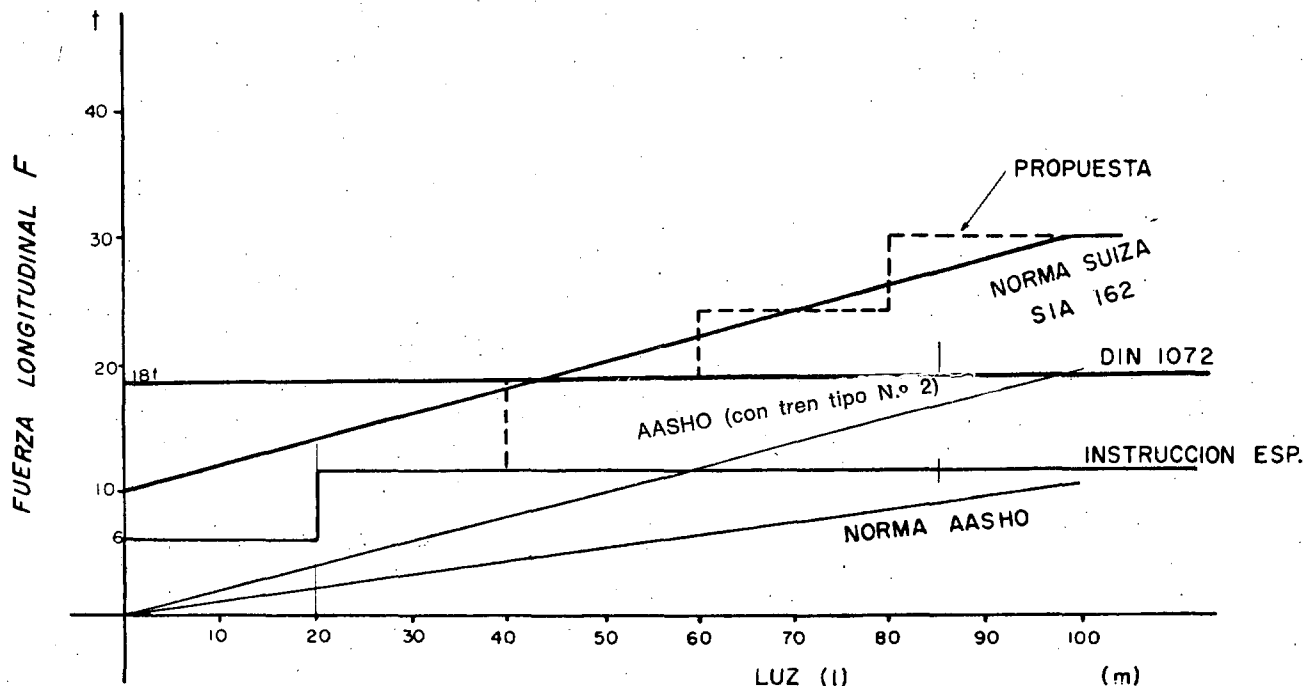
Con nuestra propuesta la fuerza a considerar quedaría en todo caso por encima de la AASHO. Coincidiría con la DIN para longitudes de tableros entre 40 y 60 m. y se aproximaría

4.2.5. Cargas sobre barandillas.

Se estudiarán los esfuerzos producidos por una carga horizontal de 100 kg./m. en barandillas (de acuerdo con la norma MV 101, referencia 4).

4.2.6. Fuerza centrífuga.

Se considera un valor de la fuerza centrífuga, en sentido perpendicular al tramo, actuando



Fuerzas de frenado.

a la suiza, que está basada en detallados ensayos realizados durante los últimos años ante la falta de criterios claros de otras normas. Finalmente debemos indicar que nuestra propuesta responde al espíritu de la instrucción española, admitiendo que durante su redacción eran poco corrientes las construcciones continuas de gran longitud.

4.2.4. Efectos producidos por los apoyos.

Se considerarán los efectos producidos por la deformación y rozamiento de los apoyos en las partes afectadas de la estructura, considerando en cada caso el tipo de apoyo.

a nivel de la superficie de calzada, de valor:

$$F = \frac{Q}{g} \cdot \frac{V^2}{R}$$

siendo:

V=velocidad características de la autopista.

R=radio horizontal de la calzada.

Q=sobrecarga de calzada, sin impacto, correspondiente al Tren Tipo núm. 1.

La instrucción española (referencia 5) y otras normas europeas para puentes de carretera no tienen en cuenta la acción de la fuerza centrí-

fuga, pero como las velocidades de tráfico actuales hacen presuponer relativa importancia a dicho efecto se ha adoptado el valor dado por la fórmula anterior, de acuerdo con normas AASHO (referencia 20, artículo 1.2.21).

4.2.7. Efecto sísmico.

Lo consideramos de acuerdo con la norma española MV-101 (referencia 4).

4.2.8. Efectos del agua.

Se tendrán en cuenta los efectos producidos por el agua en las partes sumergidas o alcanzables en crecidas.

Fuerza de la corriente de agua.—Las pilas y otras partes de la estructura sometidas al empuje del agua deberán proyectarse teniendo en cuenta una presión del agua dada por la expresión:

$$P = C V^2.$$

P = en kg./m.².

V = velocidad en m./seg.

C = 25 para bordes con ángulos menores de 30 grados.

C = 35 para pilas circulares.

C = 70 para bordes con ángulos rectos.

Flotabilidad.—Se considerará en la estructura y en el proyecto de pilotes.

Socavación.—En corrientes de agua se tendrá en cuenta el efecto de socavación que pueda producir ésta en la cimentación de los pilares.

4.2.9. Empuje de tierras.

Las partes de la estructura que soporten materiales sueltos de relleno o en estado natural se dimensionarán teniendo en cuenta su empuje con el incremento correspondiente a la sobrecarga previsible.

La presión del terreno contra las partes de la estructura relativamente estrechas y aisladas se supondrá actuando sobre una anchura equivalente a 2,5 veces el ancho de la estructura real.

Para no considerar en el proyecto el posible empuje de aguas pluviales en el terreno deberá estudiarse un drenaje del material de relleno formado por grava gruesa y drenes perforados o con la disposición que se juzgue adecuada y que garantice suficientemente el desagüe.

4.3. De comprobación especial.

4.3.1. Choque de vehículos.

De acuerdo con los criterios seguidos en las normas DIN 1072 y AASHO (referencias 16 y 20), los pilares de puentes que pueden sufrir el choque de un vehículo se calcularán para la siguiente carga teórica:

Fuerza de 100 toneladas en el sentido de marcha, aplicada a 1,20 metros de altura sobre la calzada por donde circula el vehículo.

Fuerza de 50 toneladas en dirección normal a la de la marcha. Estas cargas no se consideran actuando simultáneamente. Pero se estudiará la combinación pésima con el peso propio y la sobrecarga.

Se prescinde de este estudio cuando se protejan los pilares convenientemente mediante andenes o sistemas que eviten con seguridad el choque.

4.3.2. Efectos durante la construcción.

De acuerdo con el plan de obra se considerarán los efectos especiales que puedan presentarse durante los distintos estados de construcción.

4.3.3. Estabilidad estática.

Deben comprobarse la seguridad al vuelco de la estructura y la estabilidad estática, así como posibles deslizamientos en las condiciones más desfavorables de cargas permanentes y sobrecargas de acuerdo con la instrucción (referencia 5, artículos 58 y 59).

4.4. Solicitaciones.

4.4.1. Las combinaciones posibles de las cargas anteriormente descritas se presentan con una probabilidad muy distinta, lo que evi-

dentamente aconseja a tomar coeficientes de seguridad también diferentes. En este aspecto seguiremos las directrices generales de las normas alemanas DIN 1072, DIN 1045 y DIN 4227 (referencias 16, 17 y 15) definiendo los tres tipos de sollicitación siguientes:

4.4.2. *Sollicitación I.*

Combinación más desfavorable de todas las cargas principales.

4.4.3. *Sollicitación II.*

Combinación más desfavorable de todas las cargas principales y adicionales.

4.4.4. *Sollicitación III.*

Combinación más desfavorable de cada una de las cargas de comprobación especial definidas en 2.3 con la Sollicitación I correspondiente.

4.4.5. *Coeficientes de seguridad para cada sollicitación.*

Los coeficientes de seguridad propuestos para cada sollicitación responden, como ya dijimos, al criterio de las normas DIN.

La Sollicitación I responde al concepto de utilización del puente y está formado por los efectos de actuación permanente o frecuente y aquellos, como las sobrecargas, que deben prevverse actuarán en la estructura.

La Sollicitación II es la combinación más desfavorable de todas las cargas principales y adicionales que hay que suponer se presentarán muy eventualmente y por períodos cortos de tiempo en la estructura, por lo que parece razonable disminuir el coeficiente de seguridad correspondiente a esta sollicitación.

La Sollicitación III, finalmente, responde a la comprobación de efectos especiales, cuya estimación lleva implícita la aceptación del mismo coeficiente de seguridad que la Sollicitación I.

5. ESTADOS A CONSIDERAR EN EL CALCULO

5.1. El hormigón pretensado.

5.1.1. Además de las cargas expuestas en el apartado 4 debemos considerar el efecto del pretensado, en el cual distinguiremos tres etapas.

a) Durante el tesado (solamente para elementos postesados) (fuerza de sobretesado $F'o$).

b) Inmediatamente después del tesado (fuerza inicial al anclar F_o).

c) Estado final después de las pérdidas (fuerza remanente F_{∞}).

Estas tres etapas son normalmente consideradas por las normas extranjeras, ya que una fuerza de tesado superior en el momento de tesar, que tiene por objeto disminuir las pérdidas de fricción puede admitirse durante cortos períodos de tiempo.

5.1.2. *Estado de construcción.*

Se estudiarán las fases correspondientes a la construcción según el proceso de montaje.

5.1.3. *Estado de servicio.*

Se estudiará para cada una de las Sollicitaciones I, II y III y las acciones de pretensado correspondientes a F_o y F_{∞} (definidas en 5.1.1.).

5.1.4. *Estado de fisuración.*

En la Sollicitación II se admitirán tracciones en el hormigón (apartado 5.2.). La comprobación de la fisuración se hará de acuerdo con la norma DIN 4227 (referencia 15, artículo 10).

En el proyecto de instrucción para puentes pretensados se establece esta comprobación, que implica no admitir tracciones en el hormigón. Sin embargo, de acuerdo con las normas extranjeras y concretamente con la norma citada aun proyectando con el pretensado completo para la Sollicitación I, pueden admitirse estas tracciones en la Sollicitación II disponiendo una armadura convencional adecuada.

Por esta razón se pierde la idea correspondiente del proyecto de instrucción, por lo que prescindimos de la comprobación que se indica en el mismo.

Por otra parte, el estudio realizado según aquella norma lleva implícita una comprobación prácticamente equivalente a la de fisuración del proyecto de instrucción y representa la consideración de unos efectos entre el estado elástico y el de rotura que garantizan, a nuestro juicio, el criterio de cálculo propuesto.

5.1.5. Estado de rotura.

Para la comprobación a rotura se considerará una amplificación de los distintos efectos dados por los más desfavorables de las expresiones:

- a) $1,75 (C P + S C) + 1,50 T + 1,30 (P T + R)$.
b) $1,75 (C P + S C) + 1,50 (T + P T + R)$.

$C P$ = carga permanente + peso propio.

$S C$ = sobrecarga.

T = efecto de temperatura.

$P T$ = efecto hiperestático del pretensado.

R = efectos de retracción y fluencia.

de acuerdo con la propuesta de modificación a la norma DIN 4227 (referencia 15).

En el proyecto de instrucción para puentes pretensados se han fijado unos coeficientes para las cargas, bastante distantes de la norma DIN, que, por otra parte, ha sido en este punto analizada recientemente por el profesor Rüschi, quien ha preparado la citada propuesta concreta para su revisión, por considerar algo desproporcionados, en algunos casos, los coeficientes de la norma. Como aclaración, en la tabla adjunta indicamos los valores de estos coeficientes, de los cuales hemos adoptado los valores de la propuesta del profesor Rüschi por considerar que responden a criterios más modernos.

	$C P$	$S C$	T	R	$P T$
Proyecto de Instruc.	1,2	2,4	—	—	1
DIN 4227	1,75	1,75	1,75	1,0	1,2 1,0
Prof. Rüschi	1,75	1,75	1,50	1,30	1,30

Rüschi apoya su propuesta indicando que el coeficiente de seguridad en el proyecto viene dado por la expresión:

$$V = V_m \cdot V_g \cdot V_c$$

V_m = coeficiente de seguridad para las características del material.

V_g = coeficiente de seguridad para las cargas.

V_c = coeficiente de seguridad para las hipótesis de cálculo.

En donde se considera que V se obtiene de la forma siguiente:

$$V = V_m \cdot V_g \cdot V_c = 1,30 \times 1,16 \times 1,16 = 1,75.$$

Para el momento último, Rüschi establece la siguiente ecuación válida para los tramos en que los momentos hiperestáticos del pretensado tengan signo contrario al peso propio:

$$M u = V_m \cdot V_g \cdot V_c (M g + M p) + M r + \frac{l}{V_g} (M p t + M r) = 1,75 (M g + M p) + 1,5 M t + 1,30 (M p t + M r);$$

donde los subíndices corresponden a los esfuerzos antes indicados. Para la temperatura, la inseguridad de su variación se supone incluida en el dato considerado. En el caso del pretensado y de la retracción, por ser sus esfuerzos normalmente de signo contrario a los de la carga permanente y sobrecarga, el caso desfavorable se tendrá en cuenta dividiendo por el coeficiente de carga.

En el caso de que estos esfuerzos sean del mismo signo, el coeficiente a considerar deberá ser el mismo que el de los esfuerzos de temperatura, resultando la expresión:

$$M u = 1,75 (M g + M p) + 1,50 (M t + M p t + M r);$$

5.2. Hormigón armado.

En hormigón armado se estudiará la estructura en el estado de servicio sometida a las Sollicitaciones I, II y III antes definidas y en el estado de construcción si procediera.

5.3. Estructuras mixtas (hormigón y acero).

5.3.1. Estado de construcción.

Se estudiará de forma que la estructura metálica soporte por sí misma el peso propio asignado o total.

5.3.2. Estado de servicio.

Se considerará solidarizada la sección total y en este caso se tendrán en cuenta las Solicitaciones I, II y III antes indicadas, efectuando todas las comprobaciones necesarias en las distintas partes de la estructura y en los elementos de unión.

6. TENSIONES ADMISIBLES

6.1. Seguiremos el método elástico para la determinación de esfuerzos en las estructuras, determinando luego las tensiones en cada sección por los procedimientos ordinarios, a excepción de las comprobaciones a rotura en hormigón pretensado.

Cabría seguir tanto en el análisis estructural como en el cálculo de las secciones, métodos anelásticos que, por otra parte, están cada vez más extendidos, y en este sentido, para el hormigón armado, el I. E. T. C. C. recomienda la instrucción H. A. 61 (referencia 2). Sin embargo, esto constituiría ya de por sí una innovación muy importante que evidentemente no nos corresponde ni siquiera analizar.

6.2. Hormigón pretensado; tensiones de hormigón.

6.2.1. Estado de construcción.

Comprende el período de transmisión del pretensado.

Seguiremos en líneas generales el proyecto de instrucción para puentes pretensados (referencia 6), que indica tensiones máximas admisibles en el hormigón inferiores a $0,50 \sigma'_{hR}$ (1) en postesado y $0,45 \sigma'_{hR}$ en pretesado, siendo σ'_{hR} la resistencia del hormigón en el momento de tesar.

Durante la ejecución creemos que podrían admitirse tracciones del orden de

$$\sigma = \frac{\sigma_{hR}}{25};$$

que responde también, aproximadamente, a lo fijado en la norma DIN 4227 (referencia 15), ya

(1) Seguiremos en lo posible la notación de las normas españolas UNE 5019 y UNE 5021.

que en este estado las tensiones que se produzcan son de poca duración y menos responsables.

6.2.2. Estado de servicio.

Solicitaciones I y III.

Las tensiones mínimas en fibras inferior y superior serán en todas las secciones de compresión o nulas.

Las tensiones máximas en estas fibras no pasarán de $0,30 \sigma_{hR}$ para los hormigones de pretensado.

La tensión principal máxima de tracción admisible será de $0,03 \sigma_{hR}$ (referencia 6).

La tensión admisible en las zonas de hormigón en contacto con las placas de anclaje no

pasarán de $0,4 \sigma_h \sqrt[3]{\frac{A_o}{a}}$, siendo a y A_o las áreas de la placa y sección virtual que recibe el esfuerzo correspondiente al anclaje. Se dispondrá la armadura transversal de acero dulce para absorber las tracciones correspondientes a la dispersión de las compresiones.

Solicitud II.

En este caso creemos que deben admitirse unas tensiones máximas de tracción del orden de las admitidas en el Estado de Construcción, siguiendo el criterio de la norma DIN 4 227 (referencia 15).

Ya se indicó en el apartado 4.1.4. que las normas extranjeras, aun suponiendo el pretensado completo para la Solicitud I, admiten tracciones en la Solicitud II, ya que esta solicitud es poco probable y se presentaría por cortos espacios de tiempo, lo que desvanece el temor de posibles fisuraciones que, en todo caso, quedarían eliminadas inmediatamente al desaparecer o disminuir la sobrecarga que unida a las otras cargas de este estado pésimo de solicitud, pudieran haberlas provocado. De todas formas hemos recogido la idea de la norma de absorber estas tracciones con armadura convencional.

La tensión principal máxima de tracción admisible será de $0,035 \sigma_{hR}$. Justificado también por lo dicho anteriormente, pues este valor de la tracción representa un 15 por 100 de aumento frente a la tensión admitida en la Solicitud I.

6.2.3. Estado de rotura.

La seguridad a la rotura debería comprobarse siguiendo exactamente la norma DIN 4.227, artículo 12.2 y siguientes.

Admitiendo, en consecuencia, el reparto de tensiones en el hormigón según la figura 3 de dicha norma. La deformación a la rotura, del 2 o/oo y la tensión máxima, $2/3 \sigma_{hR}$.

6.3. Hormigón pretensado. Tensiones en los aceros.

6.3.1. Tensiones en estado de servicio para cables.

Definiremos como "Tensión al sobretesar" la admisible en el acero por un tiempo limitado, que se efectúa a fin de disminuir el valor de las pérdidas de tensión debidas a fricción en los cables, y como "Tensión al anclar" la que queda en los anclajes inmediatamente después del tesado.

El sobretesado responde a prácticas de construcción normales en Europa. Puede ser conveniente para puentes en que la longitud y trazado de cables produzcan unas pérdidas de tensión elevadas que pudieran disminuirse en favor de la economía, con esta sobretensión cuyo valor no excede del que derivaría de las características de aceros de fabricantes españoles.

Propondríamos tomar los valores siguientes

	Puentes de carretera	Puentes de ferrocarril
Tensión al sobretesar.	$0,75 \sigma_{hR}$	$0,75 \sigma_{hR}$
Tensión al anclar, la menor entre	$0,70 \sigma_{hR}$	$0,65 \sigma_{hR}$
	$0,85 \sigma_{0,2}$	$0,80 \sigma_{0,2}$

Estos valores están encajados en prácticas normales y concretamente en las prescripciones de la norma S. I. A. núm. 162 (Ref. 19).

6.3.2. Tensiones en estado de servicio para armadura ordinaria.

Serán las mismas que en el caso de hormigón armado definidas más adelante (apartado 6.4.2).

6.3.3. Tensiones en estado de rotura.

Para cables pretesados, de acuerdo con la norma DIN 4.227, artículo 12.22. Para determinar las tensiones en el acero se supondrá un diagrama tensión-deformación obtenido por una recta de pendiente igual al módulo de elasticidad hasta alcanzar la tensión de fluencia que se supondrá igual a $0,9 \sigma_{hR}$ y a partir de este punto el diagrama continúa en una recta horizontal.

Para el acero ordinario se considerará un diagrama análogo, pero tomando como tensión de fluencia la correspondiente a la homologación del material de acuerdo con las normas UNE 36.081 y 36.082.

6.4. Hormigón armado.

6.4.1. Tensiones admisibles en el hormigón.

De acuerdo con la Instrucción (referencia 1, artículo 29) utilizaremos un coeficiente de seguridad 3 para las Solicitaciones I y III y para la Solicitud II, reduciendo el 15 por 100 indicado en la Instrucción, resulta un coeficiente 2,55.

En cuanto a las tensiones cortantes admisibles de acuerdo con la citada Instrucción resultarán:

$$\tau = \frac{R}{C \cdot 10} \text{ como tensión máxima admisible sin}$$

comprobación de la armadura y $\tau = \frac{R}{10}$ absorbiendo el esfuerzo cortante con armadura (C = coeficiente de seguridad).

El coeficiente 10 es adecuado para los tipos de hormigones que se indican en la Instrucción. Pero para los de resistencia característica mucho más alta, por ejemplo, los hormigones H4 y H5 citados en el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes (referencia 13), resultarían valores algo

elevados y más altos que los de otras normas, por lo que proponemos adoptar en estos casos el coeficiente 12, con lo que concordarían con las prescripciones de otras normas.

6.4.2. Tensiones admisibles en los aceros.

Seguiremos exactamente la Instrucción (referencia 1, artículo 29 y siguientes), tomando el coeficiente de seguridad 2 para las Solicitaciones I y III, rebajando en un 15 por 100 este coeficiente para la Solicitación II.

6.5. Estructuras mixtas; tensiones.

Durante la ejecución y antes del fraguado del hormigón, la estructura metálica trabaja aislada. Las tensiones admisibles serán las correspondientes al acero empleado y aplicaremos los criterios generales de la recomendación E.M. 26 del I. E. T. C. C. (referencia 3).

Fraguado el hormigón y solidarizado con el acero, la estructura mixta deberá soportar las

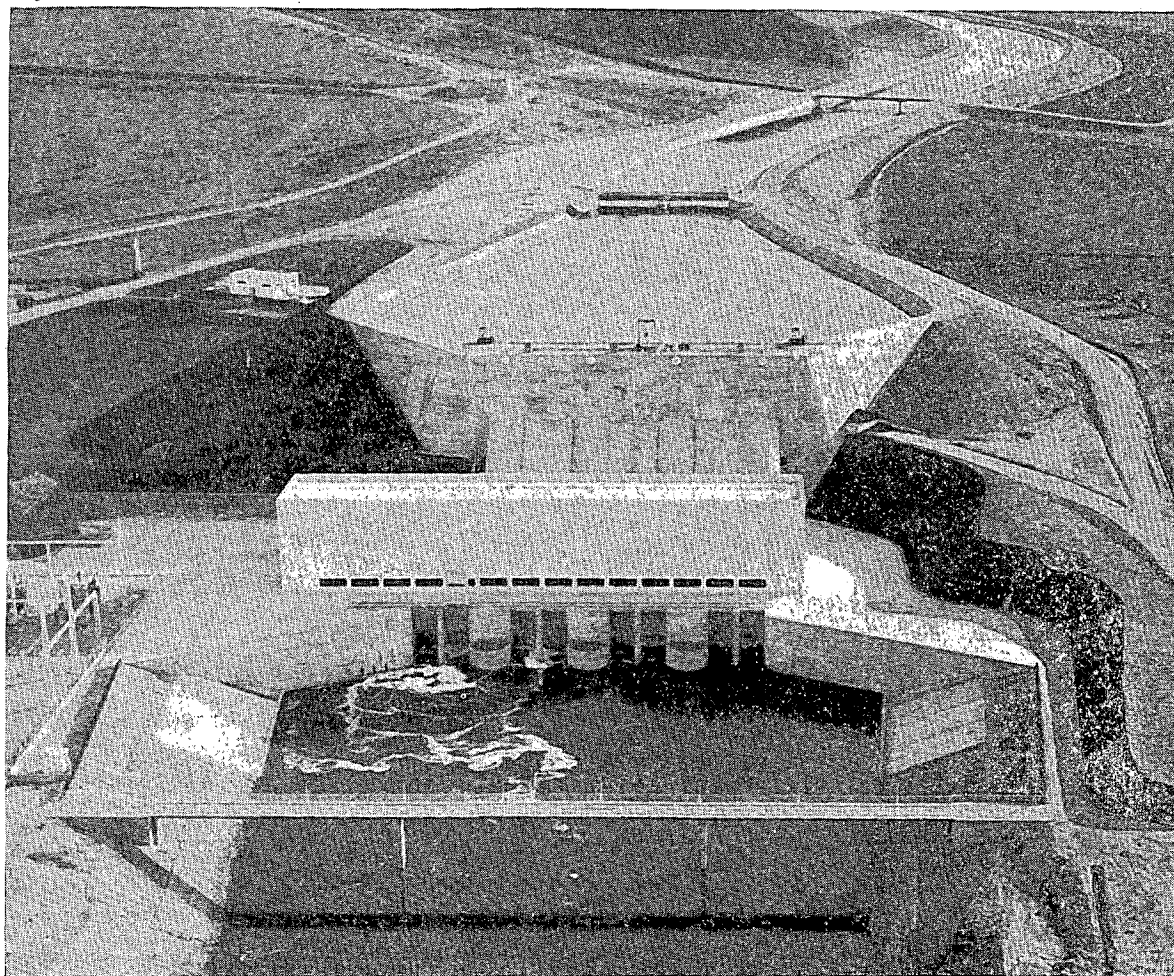
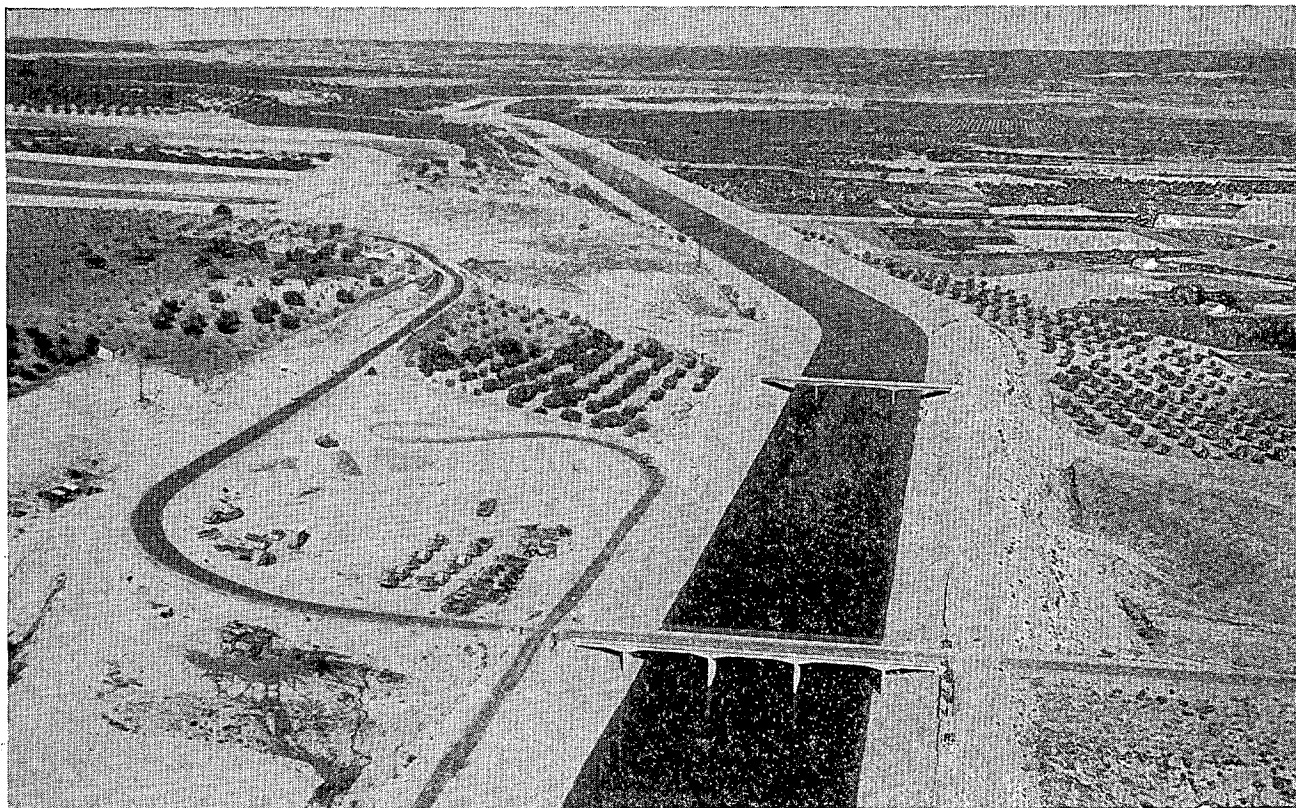
cargas exteriores y los efectos internos. Las tensiones admisibles en el acero y en el hormigón serán las correspondientes al sistema constructivo empleado, sea armado o pretensado y se ajustará en líneas generales a lo anteriormente expuesto.

Las comprobaciones y cálculo podrían realizarse siguiendo la norma DIN 1.078 a falta de Instrucción española concreta, pero considerando las tensiones admisibles expuestas en los apartados precedentes.

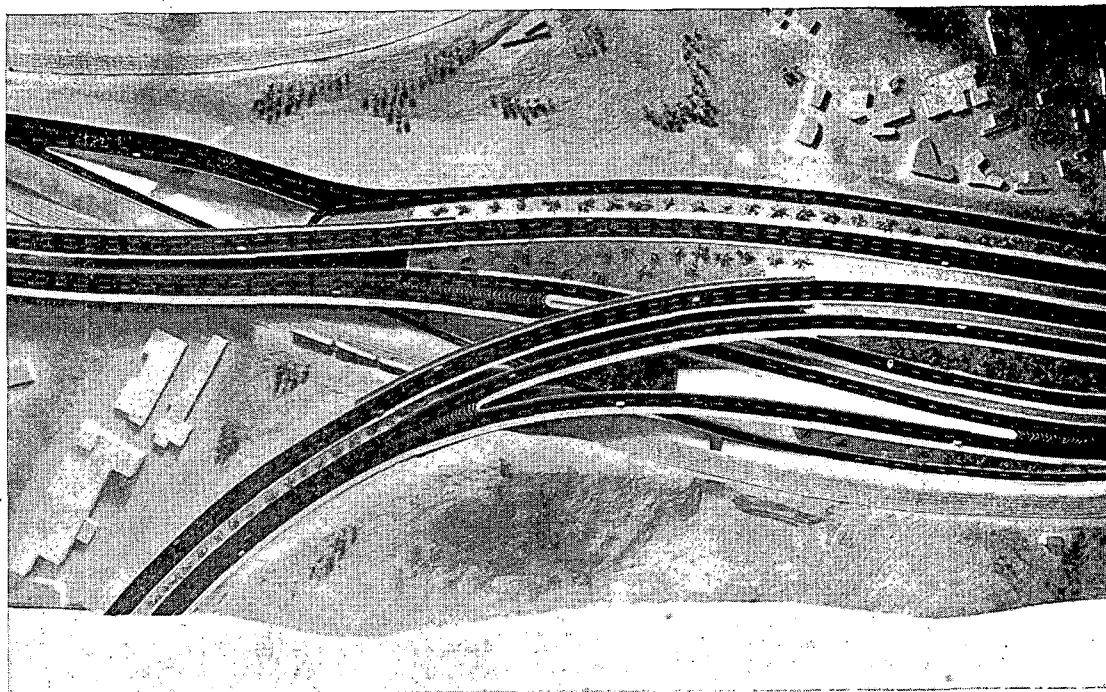
CONCLUSION

Solamente hemos pretendido mostrar los criterios que hemos seguido en nuestros proyectos y no dudamos que en muchos aspectos estarán superados por los empleados por proyectistas más autorizados que nosotros.

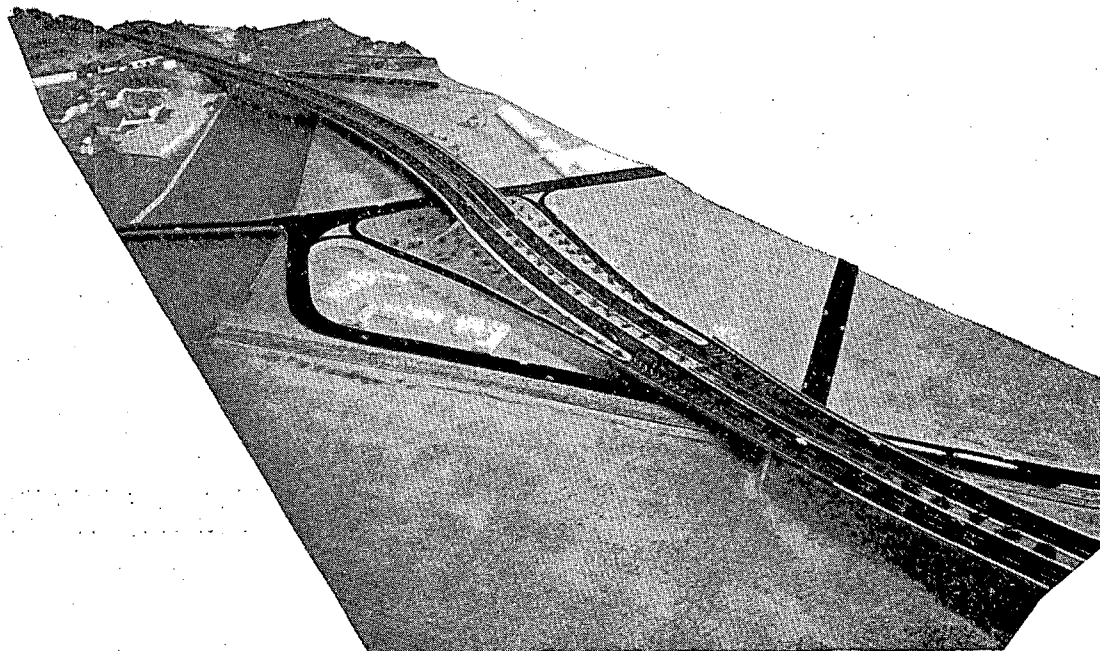
Si, como indicamos al principio, hemos conseguido con estas líneas aportar algo nuevo a la inquietud existente por disponer de una Instrucción Actualizada para el Proyecto de Puentes, nos consideraríamos muy satisfechos.



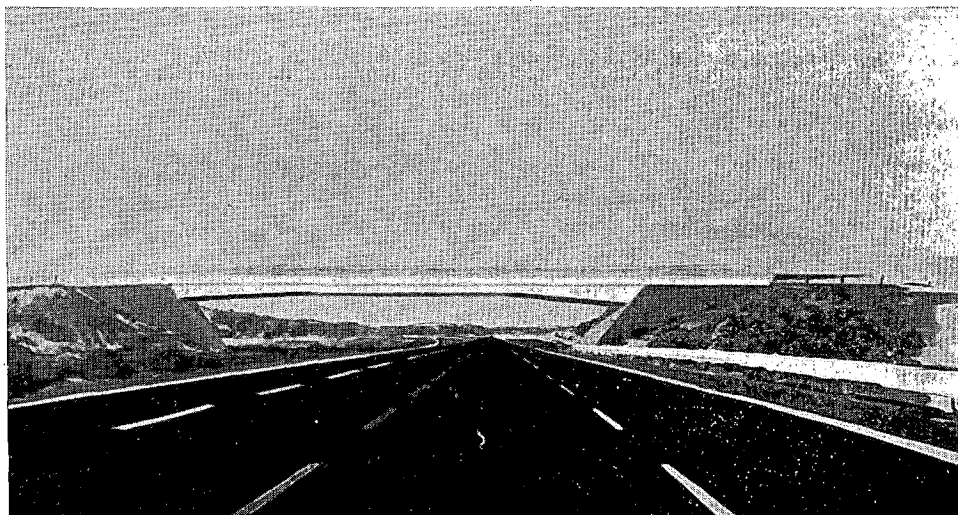
SALTO DE CASTREJON. PASOS SUPERIORES. — *Proyectó:* E.P.T.I.S.A. — *Ingeniero encargado:* Domingo Escudero López. — *Construyó:* O.C.I.S.A.



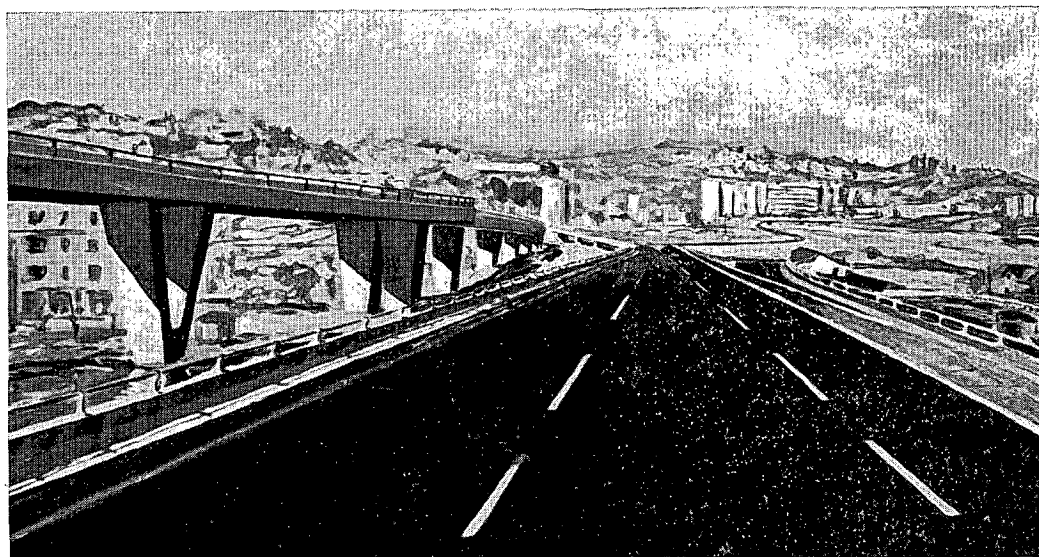
Viaducto de Torre Baró.



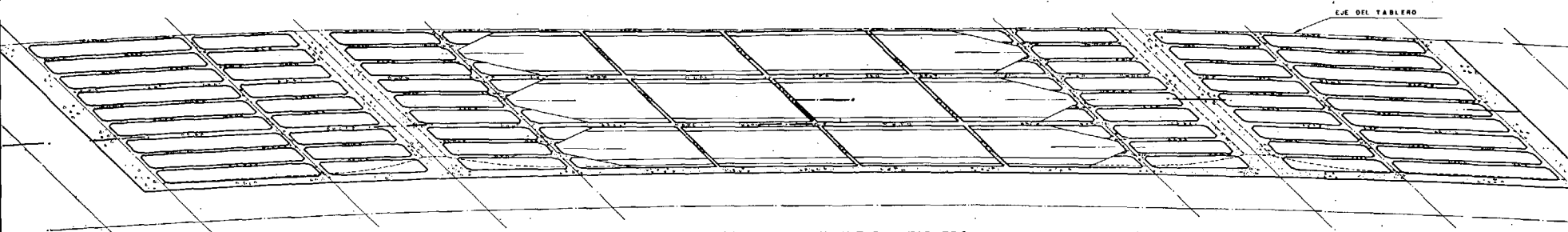
Viaducto de Moncada.



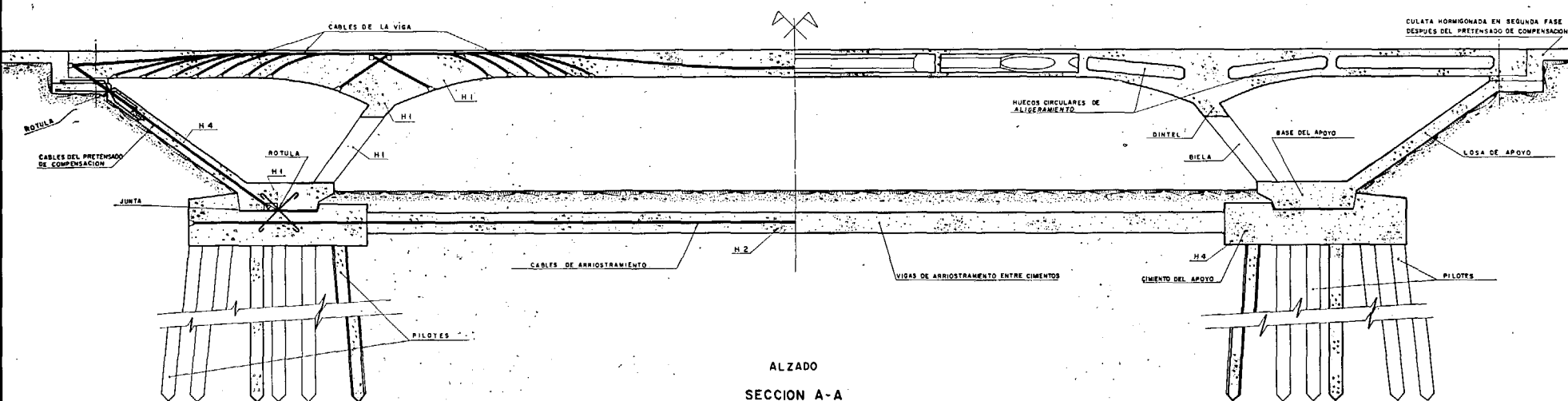
PUENTE DE ACCESO A LA AMETLLA DE MAR SOBRE LA VARIANTE DEL PERELLO. — *Director del proyecto:* Luis Fedriani Ysern. — *Empresa consultora:* E.P.T.I.S.A. — *Colaboración estética:* Angel del Campo Francés. — *Construye:* EFYCSA.



VIADUCTO DE LOYOLA EN LA VARIANTE DE SAN SEBASTIAN. — *Director del proyecto:* Javier Urquía Zaldúa. — *Empresa consultora:* E.P.T.I.S.A. — *Colaboración estética:* Angel del Campo Francés.



-PLANTA SECCION POR EL EJE DEL TABLERO
ESCALA 1:100



ALZADO
SECCION A-A
ESCALA 1:100

FASES DE CONSTRUCCION

- 1) HINCA DE PILOTES
- 2) HORMIGONADO DEL CIMENTO DEL APOYO
- 3) HORMIGONADO Y TESADO DE LAS VIGAS DE ARRIOSTRAMIENTO ENTRE CIMENTOS
- 4) HORMIGONADO DE LA BASE DEL APOYO Y DE LAS BIELAS HASTA LA COTA +54,75 EN FORMA CONTINUA Y EN UN SOLO DIA.
- 5) HORMIGONADO DE LA LOSA DE APOYO, PREVIA COMPACTACION DEL TERRAPLENADO ADYACENTE
- 6) CONCLUIR EL HORMIGONADO DEL TABLERO
- 7) CALZAR EL TABLERO EN LAS ZONAS DE CULATAS DE AMBOS EXTREMOS Y A TODO LO ANCHO DEL MISMO, SUDIRIENDOSE EMPLEAR TACOS DE MADERA DE ROBLE
- 8) EFECTUAR EL TESADO DE COMPENSACION EN UN 60% DEL TOTAL
- 9) PRETENSAR EL TABLERO
- 10) QUITAR LOS CALZOS
- 11) COMPLETAR EL TESADO DE COMPENSACION
- 12) HORMIGONADO DE LA 2ª FASE DE LA CULATA

M.O.P		DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS Y CAMINOS VECNALES	
PROYECTO <i>Autopista</i>		CONSULTOR E.P.T.I.S.A.	7-B-308
DIBUJO <i>[Signature]</i>		AUTOPISTA BARCELONA - LA JUNQUERA	
COMPROBADO <i>[Signature]</i>		TRAMO AVENIDA MERIDIANA - MOLLET	
DIRECTOR DEL PROYECTO <i>[Signature]</i>		PUENTE DEL ENLACE CON LA RED ACTUAL	
INSPECTOR		ESQUEMA ESTRUCTURAL	
ACEPTADO POR:		ESCALAS: 1:100	Nº DEL PLANO: 2.14.2.5
		SUSTITUYE A:	SUSTITUIDO POR:
		FECHA JULIO 1964	HOJA 1 DE 1