asociación técnica
española del pretensado

hormigón y acero n. 123

4038

ASOCIACION
TECNICA ESPAÑOLA
DEL PRETENSADO

INSTITUTO
EDUARDO TORROJA
DE LA CONSTRUCCION
Y DEL CEMENTO

LARES - CHAMARTIN
MADRID - 33

HORMIGON y acero

Nº 123

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

hormigón y acero

n. 123

2º trimestre 1977

CUOTAS ANUALES

CATEGORIAS	ESPAÑA Pesetas	EXTRANJERO Dólares U.S.A.
Miembros protectores	10.000,–	175,–
Miembros colectivos	4.000,–	70,–
Miembros Personales (que no sean Socios Adheridos del I.E.T.)	1.000,–	18,–
Miembros Personales Adheridos (que sean Socios Adheridos del I.E.T.)	500,–	9,–

Ni la Asociación ni el Instituto, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y sus materiales, se hacen responsables del contenido de ningún artículo y el hecho de que patrocinen su difusión no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.

De acuerdo con las disposiciones vigentes, deberá mencionarse el nombre de esta Revista en toda reproducción de los trabajos insertos en la misma.

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO. – COSTILLARES – CHAMARTIN – MADRID-16

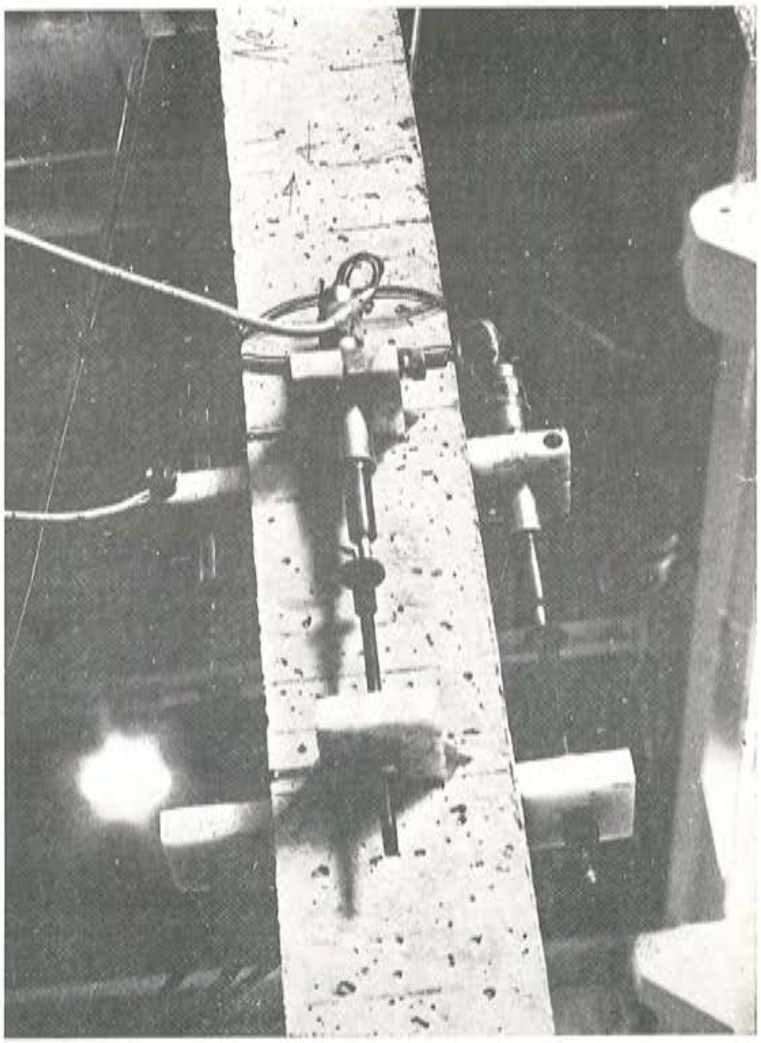
Depósito Legal: M -853-1958
Imprime: ACOR, S.A. - M. Hernández, 50 - MADRID

PROES

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES



Detalle de montaje de captadores inductivos de desplazamientos para un ensayo a compresión de pilar de hormigón armado.

MADRID
Central:
Monte Esquiza, 30 - 4.° D
Tels. (91) 410 51 58/62/66

MADRID
Laboratorio
Carretera de Loeches, 7
TORREJON DE ARDOZ
Tels. 675 31 00/04/08

BARCELONA
Pasaje Busquets, 37
CORNELLA DE LLOBREGAT
Tels. (93) 377 43 58/62

SANTANDER
Félix Apellániz, 11
TORRELAVEGA
Tel. (942) 89 02 01

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

hormigón y acero n.123

índice

		Pág.
457-0-60	**Estudio de las deformaciones en las secciones de hormigón armado sometidas a flexión pura** . . . . . Etude des déformations dans les sections en béton armé soumises à la flexion pure. Study of the deformations in the Concrete sections in pure bending. *Julio A. Villacañas Berenger.*	9
591-2-118	**Análisis de tableros de puentes por el método de la losa ortótropa** . . . . . Analyse des tabliers de ponts par la méthode de la dalle orthotrope. Analysis of bridge decks by the orthotropic slab method. *Fernando De Cunha Rivas* *Pascual Matesanz Manzanet*	23
591-2-119	**Un viaje por viejos puentes** . . . . . Un voyage à travers les vieux ponts. A trip along old bridges. *Miguel Aguiló Alonso.*	61
591-2-120	**El puente Paysandu-Colón** . . . . . Le pont Paysandu-Colón. The Paysandu-Colon bridge. *Carlos F. Heckhausen.*	83
591-2-121	**Puentes construidos por voladizos sucesivos** . . . . . Ponts construits par des encorbellements succesifs. Bridges constructed by progressive cantilever method. *Juan J. Arenas de Pablo.*	117

Comité de Redacción de la Revista Hormigón y Acero

ARENAS, Juan José
BARREDO, Carlos
CUVILLO, Ramón del
CHUECA, Rafael
ELICES, Manuel
FERNANDEZ TROYANO, Leonardo
FERNANDEZ VILLALTA, Manuel
FISAC, Miguel
JODAR, Juan
JULIA, Manuel
LLOMBART, José Antonio
MANTEROLA, Francisco Javier
MONEO, Mariano
MORENO TORRES, Juan
PIÑEIRO, Rafael
ROMERO, Rafael
SANCHEZ CASTRO, Carlos
SANCHEZ GALVEZ, Vicente

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

628-0-37 **Aceros para centrales nucleares pretensadas** 155
Des aciers pour les centrales nucléaires en béton précontraint.
Steel for prestressed nuclear vessels.
Manuel Elices.
Vicente Sánchez Gálvez.

PORTADA: **"Puente sobre el Miño", en Lugo.**
Autor del proyecto: *INTECSA.*
Director del proyecto: *Tomás Notario Vacas.*
Empresa constructora: *Entrecanales y Távora, S.A.*
Sistema: BBR.
Fecha de construcción: *Febrero 1973 a Mayo 1974.*

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

RELACION DE EMPRESAS QUE EN LA FECHA DE CIERRE DEL PRESENTE NUMERO, FIGURAN INSCRITAS EN LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO, COMO "MIEMBROS COLECTIVOS"

ESPAÑA

AEDIUM, S.A.—Basauri (Vizcaya).
AGROMAN, S.A.—Madrid.
AGRUPACION HELMA-BOKA.—Cádiz.
AGRUPACION NACIONAL DE LOS DERIVADOS DEL CEMENTO.—Madrid.
ALBISA, S.A.—Algeciras (Málaga).
ARIDOS LIGEROS, S.A.—Madrid.
ASTILLEROS Y TALLERES DEL NOROESTE, S.A.—El Ferrol del Caudillo.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A.—Barcelona.
AZMA, S.A.—Madrid.
BRYCSA, S.A.—Cornellá de Llobregat (Barcelona).
BUTSEMS, S.A.—Barcelona.
BUTSEMS, S.A.—Madrid.
CAMARA OFICIAL DE COMERCIO, INDUSTRIA Y NAVEGACION.—Barcelona.
CASA GARGALLO, S.A.—Madrid.
CASTRO HERMANOS, S.L.—Mislata (Valencia).
CEMENTOS MOLINS, S.A.—Sant Vicenc dels Horts (Barcelona).
CENTRO DE ESTUDIOS CEAC.—Barcelona.
CIDESA, CONSTRUCCION INDUSTRIAL DE EDIFICIOS, S.A.—Barcelona.
CIDESA, CONSTRUCCION INDUSTRIAL DE EDIFICIOS, S.A.—Madrid.
CIMENTACIONES ESPECIALES, S.A.—Madrid.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES.—La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CANARIAS. DEPARTAMENTO LABORA - TORIOS.—Sta. Cruz de Tenerife.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO. Bilbao.
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.—Málaga.
CONCRET INDUSTRIA Y TECNICA DE PREFABRICADOS, S.L.—Sistemas Cumbre. Barcelona.
CONSTRUCCIONES BIGAR, S.L.—Aranda de Duero (Burgos).
CONSTRUCCIONES COLOMINA, S.A.—Madrid.
CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.—Madrid.
CONSTRUCTORA MAXACH, S.A.—Madrid.
CONTROLEX.—Alicante.
COTECOSA.—Bilbao.
COTESA, COLOCACIONES TECNICAS, S.A.—Barcelona.
CUBIERTAS Y TEJADOS, S.A.—Barcelona.
CUBIERTAS Y TEJADOS, S.A.—Madrid.
DIRECCION GENERAL DE EMPLEO Y PROMOCION SOCIAL — BIBLIOTECA (SEAF-PPO). Madrid.
DIRECCION GENERAL FORTIFICACIONES Y OBRAS. MINISTERIO DEL EJERCITO .— Madrid.
ELABORADOS DE HORMIGON, S.A.—Burgos.
ELEMENTOS ESTRUCTURALES PREFABRICADOS (EEPSA).—Manresa (Barcelona).
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA (AUXINI).—Madrid.
EMPRESA BAGANT.—Castellón de la Plana.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

ENAGA, S.A.—Madrid.
ESTEBAN ORBEGOZO, S.A.—Zumárraga (Guipúzcoa).
ESTUDIO PREST.—Barcelona.
ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S.A.—Madrid.
E.T.S. DE ARQUITECTURA.—Barcelona.
E.T.S. DE ARQUITECTURA.—Sevilla.
EUROESTUDIOS, S.A.—Madrid.
FABRICADOS PARA LA CONSTRUCCION, S.A. (FACOSA).—Arganda del Rey (Madrid).
FERGO, S.A. DE PRETENSADOS.—Valencia.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S.A.—Madrid.
FORJADOS DOL.—Esquivias (Toledo).
FORMO, S.A.—Barcelona.
GABINETE DE ORGANIZACION Y NORMAS TECNICAS. MINISTERIO DE O.P. Madrid.
GIJON E HIJOS, S.A.—Motril (Granada).
GOMHERSA.—Talavera de la Reina (Toledo).
HERRING LEVANTE, S.A.—Valencia.
HIDAQUE, S.A.—Granada.
HORMIGONES GERONA, S.A.—Gerona.
HORMYCER, S.L.—Madrid.
HORSA, S.A.—Viladecans (Barcelona).
HUARTE Y CIA., S.A.—Madrid.
IBERDUERO, S.A.—Bilbao.
IBERDUERO, S.A. (CENTRO DE DOCUMENTACION).—Bilbao.
IBERING, S.A.—Barcelona.
IDASA, INGENIERIA DEL ATLANTICO, S.A.—La Coruña.
INBADELCA, S.A.—Baracaldo (Vizcaya).
INDUSTRIAS DEL CEMENTO. VIGUETAS CASTILLA, S.A.—Sestao (Vizcaya).
INDUSTRIAS VEYGA, S.A.—Tarrasa (Barcelona).
INGENIERIA Y CONSTRUCCIONES SALA AMAT, S.A.—Barcelona.
INSTITUTO NACIONAL DE REFORMA Y DESARROLLO AGRARIO.—Madrid.
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS.—Salamanca.
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS.—Valencia.
3ª JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. SERVICIO DE CONSTRUCCION.—Bilbao.
5ª JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS.—Barcelona.
JOSE MARIA ELOSEGUI CONSTRUCCIONES.—San Sebastián.
JULIAN ARUMI, S.L.—Vich (Barcelona).
JUNTA DEL PUERTO DE ALMERIA.—Almería.
LA AUXILIAR DE LA CONSTRUCCION.—Sta. Cruz de Tenerife.
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO.—Madrid.
LABORATORIO DEL TRANSPORTE Y MECANICA DEL SUELO.—Madrid.
LAING IBERICA, S.A.—Madrid.
LIBRERIA RUBIÑOS.—Madrid.
MAHEMA, S.A.—Granollers (Barcelona).
MATERIALES PRETENSADOS, S.A. (MATENSA).—Madrid.
MATERIALES Y TUBOS BONNA, S.A.—Madrid.
MATUBO, S.A.—Madrid.
MECANOGUMBA, S.A.—Mollet del Vallés (Barcelona).
OFICINA TECNICA JOSE COMESAÑA.—Vigo (Pontevedra).
OTEP INTERNACIONAL, S.A.—Madrid.
PIEZAS MOLDEADAS, S.A.—PIMOSA (Barcelona).
POSTELECTRICA, S.A.—Palencia.
POSTENSA, S.A.—Bilbao.
PRAINSA.—Zaragoza.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

PREBETONG CANARIA, S.A.—Sta. Cruz de Tenerife.
PREFABRICADOS ALAVESES, S.A. (PREASA).—Vitoria.
PREFABRICADOS DEL CEMENTO, S.A. (PRECESA).—León.
PREFABRICADOS DEL HORMIGON, S.A. CUPRE-SAPRE (Valladolid).
PREFABRICADOS MAHER, S.A.—Santa Cruz de Tenerife.
PREFABRICADOS NAVARROS, S.A.—Olazagutia (Navarra).
PREFABRICADOS NOR-THOM, S.A.—Valladolid.
PREFABRICADOS POUSA, S.A.—Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
PREFABRICADOS STUB (MANRESANA DE CONSTRUCCIONES, S.A.).—Martorell (Barcelona).
PRETENSADOS AEDIUM, S.L.—Pamplona.
PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S.A., HORTE. Valladolid.
PROTEC, S.L.—GIJON (Oviedo).
REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S.A.—PINTO (Madrid).
RENFE.—Madrid.
RUBIERA MAHER, S.A.—Las Palmas de Gran Canaria.
RUBIERA PREFLEX, S.A.—Gijón (Oviedo).
RUBIERA R L M "SOTECSA".—Gijón (Oviedo).
S.A.E.M.—Sevilla.
SAINCE.—Madrid.
SEAT.—Barcelona.
SENER, S.A.—Las Arenas (Vizcaya).
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.—Barcelona.
SIKA, S.A.—Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA CIA. GRAL. DE ASFALTOS Y PORTLAND ASLAND.—Valencia.
SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FAB REGA.—Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA FERROVIAL.—Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA MATERIALES Y OBRAS.—Valencia.
SOCIEDAD FRANCO ESPAÑOLA DE ALAMBRES, CABLES Y TRANSPORTES AEREOS, S.A.—Erandio (Bilbao).
SUBDIRECCION GENERAL DE TECNOLOGIA.—Madrid.
TEJERIAS "LA COVADONGA".—Muriedas de Camargo (Santander).
TEPSA.—Tarrasa (Barcelona).
TOSAM, S.L.—Segovia.
TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S.A. (TYPSA).—Madrid.
UNION MADERERA CACEREÑA, S.L.—Cáceres.
VALLEHERMOSO, S.A.—Madrid.
VALLEHERMOSO, S.A.—Mairena del Aljarete (Sevilla).
VIAS Y OBRAS PROVINCIALES.—San Sebastián.
VIGAS REMARRO.—Motril (Granada).
VIGUETAS ASTURIAS, S.L.—Oviedo.
VIGUETAS BORONDO.—Madrid.
VIGUETAS FERROLAND, S.A.—Santa Coloma de Gramanet (Barcelona).
VIGUETAS ROSADO, S.A.—Cáceres.

EXTRANJERO

BIBLIOTECA DE LA FACULTAD DE INGENIERIA.—Universidad de Buenos Aires (Argentina).
BIBLIOTECA-UNIVERSIDAD CATOLICA.—Quito (Ecuador).
B.K.W.Z. "RUCH".—Warszawa (Polonia).

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

ELECTRICIDADE DE PORTUGAL EDP.—Lisboa-3 (Portugal).
DAVILA & SUAREZ ASOCIATES.—Rio Piedras (Puerto Rico).
ESCUELA DE CONSTRUCCION CIVIL.—Valaparaíso (Chile).
FACULTAD DE INGENIERIA. BIBLIOTECA.—Caracas (Venezuela).
FACULTAD DE INGENIERIA. UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA.—Salta (Argentina).
GRUPO ARCO. ARQUITECTURA Y CONSULTORIA.—Tegucigalpa D.C. (Honduras).
INSTITUTO TECNOLOGICO Y DE ESTUDIOS SUPERIORES DE MONTERREY (Biblioteca).—Monterrey (México).
LABORATORIO DE ENGENHARIA DE MOÇAMBIQUE.—Maputo-Moçambique (Africa Oriental).
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS. DIRECCION DE VIALIDAD, DIVISION BIBLIOTECA Y PUBLICACIONES.—La Plata (Argentina).
NATIONAL REFERENCE LIBRARY OF SCIENCE AND AVENTION.—Londres (Inglaterra).
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR.—Quito (Ecuador).
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES. FACULTAD DE INGENIERIA.—Mérida (Venezuela).
UNIVERSIDAD CATOLICA MADRE Y MAESTRA.—Santiago de los Caballeros (República Dominicana).
UNIVERSIDAD DE CHILE (Departamento de Tecnologías).—Valparaíso (Chile).
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SUR (Departamento de Contrataciones Especiales).—Bahía Blanca (Argentina).
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO.—Biblioteca. Mayaguez (Puerto Rico).
UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE.—MAPUTORP. Moçambique.

AVISO IMPORTANTE

DISCUSION DE LOS ARTICULOS ORIGINALES PUBLICADOS EN LA REVISTA "HORMIGON Y ACERO"

Todos los artículos originales que se publican en "Hormigón y Acero", quedan sometidos a discusión y al comentario de nuestros lectores. La discusión debe limitarse al campo de aplicación del artículo, y ser breve (cuatro páginas mecanografiadas a doble espacio, como máximo, incluyendo figuras y tablas).

Debe tratarse de una verdadera discusión del trabajo publicado y no ser una ampliación o un nuevo artículo sobre el mismo tema; el cual será siempre aceptado para su publicación en nuestra Revista, pero con tal carácter.

Debe ofrecer un interés general para los lectores. De no ser así, se trasladará al autor del artículo al que se refiera, para que la conteste particularmente.

Los comentarios deben enviarse, por duplicado, a la Secretaría de la A.T.E.P., Apartado 19.002, Madrid-33, dentro del plazo de tres meses contados a partir de la fecha de distribución de la Revista.

El autor del artículo cerrará la discusión contestando todos y cada uno de los comentarios recibidos.

Los textos, tanto de las discusiones y comentarios como de las contestaciones de los autores de los correspondientes artículos, se publicarán conjuntamente en una Sección especial que aparecerá en las últimas páginas de la Revista.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Estudio de las deformaciones en las secciones de hormigón armado sometidas a flexión pura

Julio A. Villacañas Berenguer
Dr. Ing. Armamento y Construcción

1. INTRODUCCION

El proceso general de cálculo de estructuras de hormigón armado, recomendado por el CEB y aceptado en la Instrucción EH-73 se basa en los estados límites. En la misma Instrucción se clasifican, en su Art. 23, los estados límites en dos grandes grupos, los estados límites últimos (de equilibrio, de rotura, de inestabilidad, de adherencia y de anclaje) y estados límites de servicio (de fisuración controlada y de deformación), estableciéndose en su Art. 24 los correspondientes coeficientes de seguridad para cada uno de ellos.

En el Art. 32 de la citada Instrucción se establecen los principios generales de cálculo de secciones sometidas a solicitaciones normales, a partir de los cuales deben realizarse los cálculos de comprobación de los estados límites de que se trate.

En la literatura especializada es fácil encontrar, en forma de ábacos, tablas o gráficos, métodos que resuelven rápidamente los problemas de dimensionamiento o de comprobación de secciones en el estado último de rotura, pero no conocemos ninguno que haga lo propio para los estados de deformación.

En este trabajo se presenta un procedimiento que, a partir de los principios generales de cálculo establecidos en la Instrucción EH-73, permite el cálculo de las deformaciones de una sección cualquiera de hormigón armado sometida a solicitación de flexión pura, así como gráficos, para su rápida determinación, para el caso de secciones rectangulares sin armaduras de compresión.

También y como consecuencia del trabajo anterior se realiza un estudio teórico de la influencia del factor λ, o relación de la carga unitaria de rotura del acero a su límite elástico, en la seguridad adicional que tal factor introduce en la sección resistente, demostrándose que es prácticamente despreciable a partir de los valores de λ en vigor.

2. METODO GENERAL DE CALCULO

Como hipótesis previas se aceptan las básicas del Art. 32.1 de la EH-73, refiriendo los

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

diagramas tensión-deformación del hormigón y del acero a los valores medios de sus parámetros correspondientes.

En tales supuestos se plantean las ecuaciones de equilibrio de una sección cualquiera de hormigón armado, bajo la solicitación de un momento flector de servicio M, en función de las deformaciones producidas, en el equilibrio, en la fibra comprimida del hormigón ϵ_c, en las armaduras de compresión ϵ'_s y en las armaduras de tracción ϵ_s.

La profundidad de la fibra neutra, x, será:

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_s} d \tag{1}$$

y conocidas, por los diagramas tensión-deformación medios, las relaciones:

$$\sigma_c = \sigma_c (\epsilon_c) \tag{2.1}$$

$$\sigma_s = \sigma_s (\epsilon_s) \tag{2.2}$$

pueden establecerse las condiciones generales de equilibrio de la sección, ante una solicitación de flexión, M, en la forma:

$$\int_0^x b(z)\, \sigma_c [\epsilon_c (z)]\, dz + A' \sigma_s (\epsilon'_s) - A \sigma_s (\epsilon_s) = 0 \tag{3.1}$$

$$\int_0^x b(z)\, \sigma_c [\epsilon_c (z)]\, (d - z)\, dz + A' \sigma_s (\epsilon'_s)\, h' = M \tag{3.2}$$

o bien:

$$V(x, \epsilon_c) + A' \sigma_s (\epsilon'_s) - A \sigma_s (\epsilon_s) = 0 \tag{4.1}$$

$$M(x, \epsilon_c) + A' \sigma_s (\epsilon'_s)\, h' = M \tag{4.2}$$

siendo:

$$V(x, \epsilon_c) = \int_0^x b(z)\, \sigma_c [\epsilon_c (z)]\, dz \tag{5.1}$$

$$M(x, \epsilon_c) = \int_0^x b(z)\, \sigma_c [\epsilon_c (z)]\, (d - z)\, dz = V(x, \epsilon_c)\, d\, [1 - k_2 (x, \epsilon_c)] \tag{5.2}$$

las cuales adoptan la forma adimensional:

$$\boxed{k_1 (x, \epsilon_c) + \omega' \frac{\sigma_s (\epsilon'_s)}{f_y} - \omega \frac{\sigma_s (\epsilon_s)}{f_y} = 0} \tag{6.1}$$

$$\boxed{k_1 (x, \epsilon_c) [1 - k_2 (x, \epsilon_c)] + \omega' \frac{\sigma_s (\epsilon'_s)}{f_y} \frac{h'}{d} = \mu} \tag{6.2}$$

mediante las transformaciones:

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

$$V_0 = 0{,}80\, f_c \int_0^d b(z)\, dz \qquad (7.1)$$

$$k_1\,(x,\ \epsilon_c) = \frac{V\,|(x,\ \epsilon_c)}{V_0} \qquad (7.2)$$

$$\omega = \frac{A\,\sigma_s\,(\epsilon_y)}{V_0} = \frac{A\,f_y}{V_0} \qquad (7.3)$$

$$\omega' = \frac{A'\,\sigma_s\,(\epsilon_y)}{V_0} = \frac{A'\,f_y}{V_0} \qquad (7.4)$$

$$\mu = \frac{M}{V_0\,d} \qquad (7.5)$$

siendo f_y el límite elástico del acero de las armaduras.

El análisis de las ecuaciones (6.1) y (6.2) pone de manifiesto que, para un valor dado de la armadura de compresión $\omega' = \omega'_0$, a cada pareja de valores ϵ_c, ϵ_s corresponden valores únicos de ω y μ o lo que es igual, en el plano ϵ_c, ϵ_s a cada punto corresponde unívocamente una pareja de valores ω, μ.

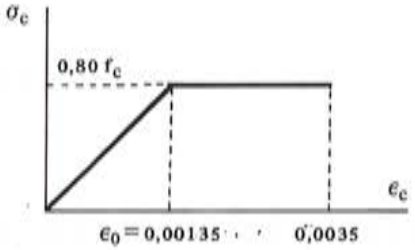
El lugar geométrico de los puntos en que ω = cte expresa las deformaciones ϵ_c, ϵ_s compatibles con tal armadura. El conjunto de curvas correspondientes a distintos valores de ω es una familia que denominaremos de "trayectorias de deformación". Estas curvas dependen del tipo y clase de acero empleado. La intersección de cada curva ω con los límites del recinto de deformaciones admisibles, es decir con las rectas $\epsilon_c = 0{,}0035$ ó $\epsilon_s = 0{,}01$ expresará las deformaciones correspondientes a la rotura de la sección, armada con la cuantía de que se trate.

Análogamente, el lugar geométrico de los puntos en que μ = cte es otra curva del plano ϵ_c, ϵ_s, que expresa las deformaciones que, correspondiendo a distintas cuantías ω, son compatibles con tal momento. El conjunto de las curvas correspondientes a distintos valores de μ es otra familia que denominaremos de "curvas de momento constante". En el caso de secciones sin armadura de compresión las curvas μ = cte son independientes del tipo de acero utilizado.

3. SECCIONES RECTANGULARES

En el caso de secciones rectangulares, $b(z) = b$ y $V_0 = 0{,}80\, b\, d\, f_c$.

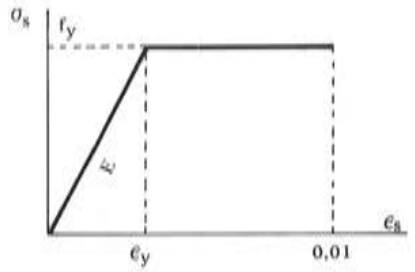
Adoptando para los diagramas tensión-deformación medios formas birrectilineas, según las figuras adjuntas, y de acuerdo con las recomendaciones CEB/FIP y la Instrucción EH-73, las expresiones (2.1) y (2.2) serán respectivamente:



$$\sigma_c\,(\epsilon_c) = 0{,}80\, f_c\, \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \quad \text{para } 0 \leqslant \epsilon_c \leqslant \epsilon_0 = 0{,}00135$$

$$\sigma_c\,(\epsilon_c) = 0{,}80\, f_c \quad \text{para } \epsilon_0 \leqslant \epsilon_c \leqslant 0{,}0035 \qquad (8.1)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025



y

$$\sigma_s(\epsilon_s) = E\,\epsilon_s \quad \text{para } \epsilon_s \leqslant \epsilon_y$$

$$\sigma_s(\epsilon_s) = f_y \quad \text{para } \epsilon_s \geqslant \epsilon_y \qquad (8.2)$$

$$\text{con } E = 2{,}1 \times 10^6 \text{ Kp/cm}^2$$

Sustituyendo los valores dados por (8.1) en (5.1) y (5.2) se tendrán las expresiones:

$$V(x, \epsilon_c) = 0{,}40\, b\, f_c\, x\, \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \qquad \text{para } 0 \leqslant \epsilon_c \leqslant \epsilon_0 = 0{,}00135$$

$$V(x, \epsilon_c) = 0{,}80\, b\, f_c\, x \left(1 - \frac{\epsilon_0}{3\,\epsilon_c}\right) \quad \text{para } \epsilon_0 \leqslant \epsilon_c \leqslant 0{,}0035 \qquad (9.1)$$

$$M(x, \epsilon_c) = 0{,}40\, b\, f_c\, \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0}\, x \left(d - \frac{x}{3}\right) \qquad \text{para } 0 \leqslant \epsilon_c \leqslant \epsilon_0 = 0{,}00135$$

$$M(x, \epsilon_c) = 0{,}80\, b\, f_c\, x \left(d - \frac{x}{2}\right)\left[1 - \frac{\epsilon_0}{2\,\epsilon_c} \cdot \frac{d - x\left(1 - \frac{\epsilon_0}{3\,\epsilon_c}\right)}{d - \frac{x}{2}}\right] \quad \text{para } \epsilon_0 \leqslant \epsilon_c \leqslant 0{,}0035 \qquad (9.2)$$

3.1. Trayectorias de deformación

Reemplazando en la ecuación (6.1), las expresiones (9.1) y (8.2) y realizando las transformaciones (7.1), (7.2), (7.3) y (7.4) se obtienen expresiones generales de ω para cada valor de ω', que constituyen las ecuaciones de las trayectorias de deformación buscadas.

En el caso de tratarse de una sección sin armadura de compresión, $\omega' = 0$, las expresiones de las trayectorias de deformación resultan las siguientes:

– Para $\epsilon_c \leqslant \epsilon_0$, $\epsilon_s \leqslant \epsilon_y$

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_c}{2}\left(-1 + \sqrt{1' + \frac{2\,\epsilon_y}{\epsilon_0\,\omega}}\right) \qquad (10.1)$$

– Para $\epsilon_c \leqslant \epsilon_0$, $\epsilon_s \geqslant \epsilon_y$

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_c^2}{2\,\epsilon_0\,\omega} - \epsilon_c \qquad (10.2)$$

– Para $\epsilon_c \geqslant \epsilon_0$, $\epsilon_s \leqslant \epsilon_y$

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_c}{2}\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2\,\epsilon_y}{\epsilon_c\,\omega}\left(2 - \frac{\epsilon_0}{\epsilon_c}\right)}\right) \qquad (10.3)$$

– Para $\epsilon_c \geqslant \epsilon_0$, $\epsilon_s \geqslant \epsilon_y$

$$\epsilon_s = \frac{1 - \omega}{\omega}\,\epsilon_c - \frac{\epsilon_0}{\omega} \qquad (10.4)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

que muestran cómo en los dominios, del plano ϵ_c, ϵ_s de deformaciones, primero ($\epsilon_c \leqslant \epsilon_0$; $\epsilon_s \leqslant \epsilon_y$) y cuarto ($\epsilon_c \geqslant \epsilon_0$; $\epsilon_s \geqslant \epsilon_y$), las trayectorias son rectas, pasando por el origen las del primero; en el segundo ($\epsilon_c \leqslant \epsilon_0$; $\epsilon_s \geqslant \epsilon_y$) son parábolas de segundo orden, muy aplanadas, y en el tercero ($\epsilon_c \geqslant \epsilon_0$; $\epsilon_s \leqslant \epsilon_y$) hipérbolas.

De las mismas ecuaciones se deduce que:

- Para $\epsilon_s \leqslant \epsilon_y$ las trayectorias de deformación dependen únicamente de la cuantía geométrica de la sección. Por tanto dos secciones resistentes, armadas con la misma sección de armaduras, de distinto límite elástico, seguirán la misma trayectoria de deformación hasta alcanzar el menor límite elástico, en cuyo punto se separarán.
- Para $\epsilon_s \geqslant \epsilon_y$, las trayectorias de deformación dependen solo de la cuantía mecánica, con independencia del límite elástico del acero utilizado. En consecuencia, dos secciones resistentes, armadas con la misma cuantía mecánica, pero con aceros de límite elástico diferente, siguen la misma trayectoria, desde el valor correspondiente al límite elástico mayor hasta las deformaciones de rotura.

De lo anterior se sigue que el valor del límite elástico del acero establece dos dominios de comportamiento diferente para las deformaciones de la sección.

En el dominio elástico del acero, $\epsilon_s \leqslant \epsilon_y$, la deformación de la sección se rige por la cuantía geométrica de su armadura, mientras que en el dominio plástico, $\epsilon_s \geqslant \epsilon_y$, la deformación de la sección depende de su cuantía mecánica.

En las figuras adjuntas se representan las trayectorias de deformación, para secciones sin armaduras de compresión, para distintas cuantías mecánicas ω, correspondientes a aceros de distinto límite elástico.

3.2. Curvas de momento constante

Operando de forma análoga en la ecuación (6.2), sustituyendo en ella las expresiones (9.2) y realzando las transformaciones (7.2) y (7.5), se obtienen las ecuaciones generales de las "curvas de momento constante", dependientes, al igual que las trayectorias de deformación, de la cuantía de la armadura de compresión.

En el caso de secciones sin armadura de compresión, $\omega' = 0$, las ecuaciones de las curvas de momento constante resultan las siguientes:

– Para $\epsilon_c \leqslant \epsilon_0$:

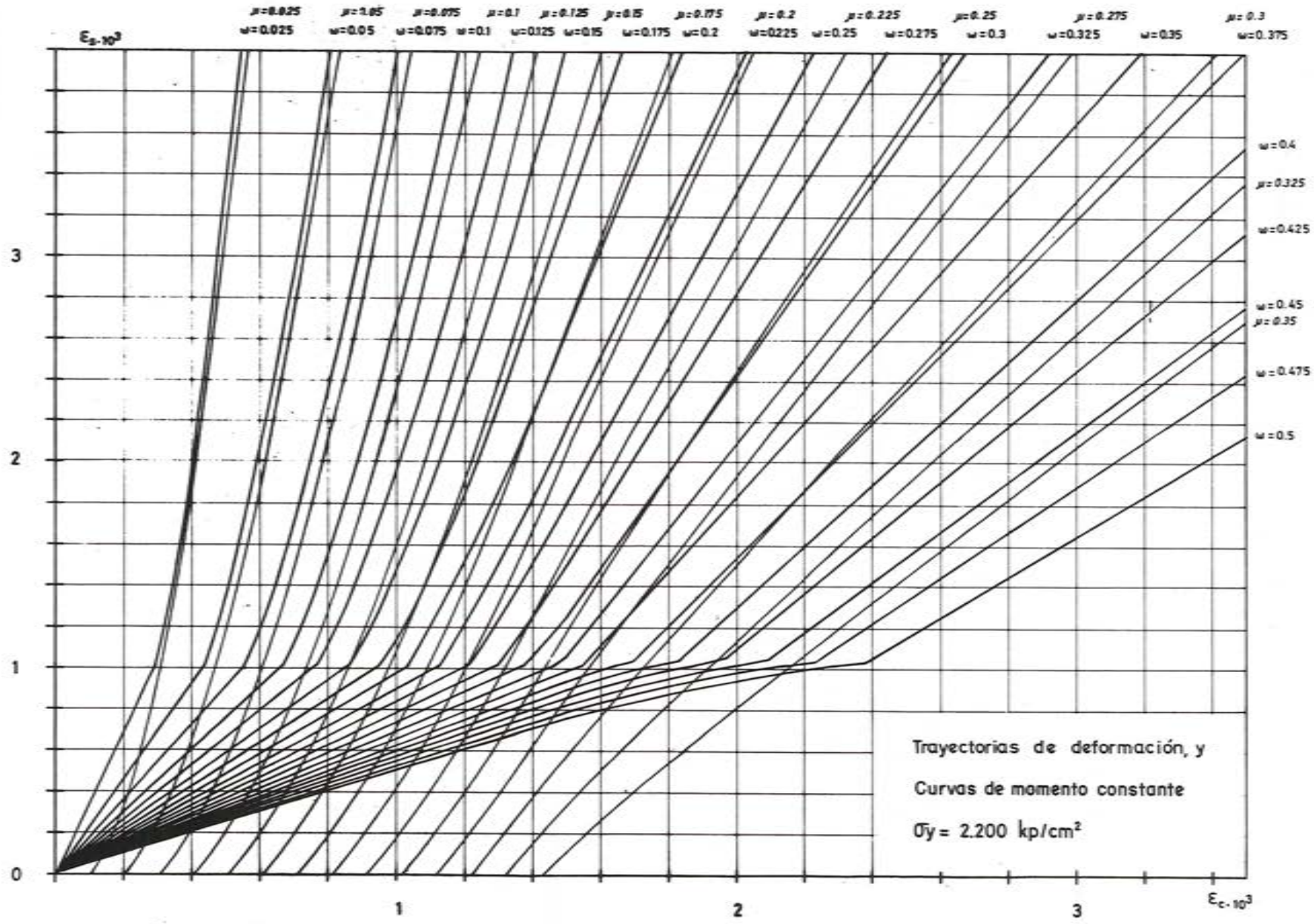
$$\left\{ \begin{aligned} \epsilon_c &= \frac{2\,\epsilon_0}{\xi\left(1-\frac{\xi}{3}\right)}\,\mu \\ \epsilon_s &= \frac{1-\xi}{\xi}\,\epsilon_c \end{aligned} \right. \qquad (11.1)$$

– Para $\epsilon_0 \leqslant \epsilon_c \leqslant 0{,}0035$

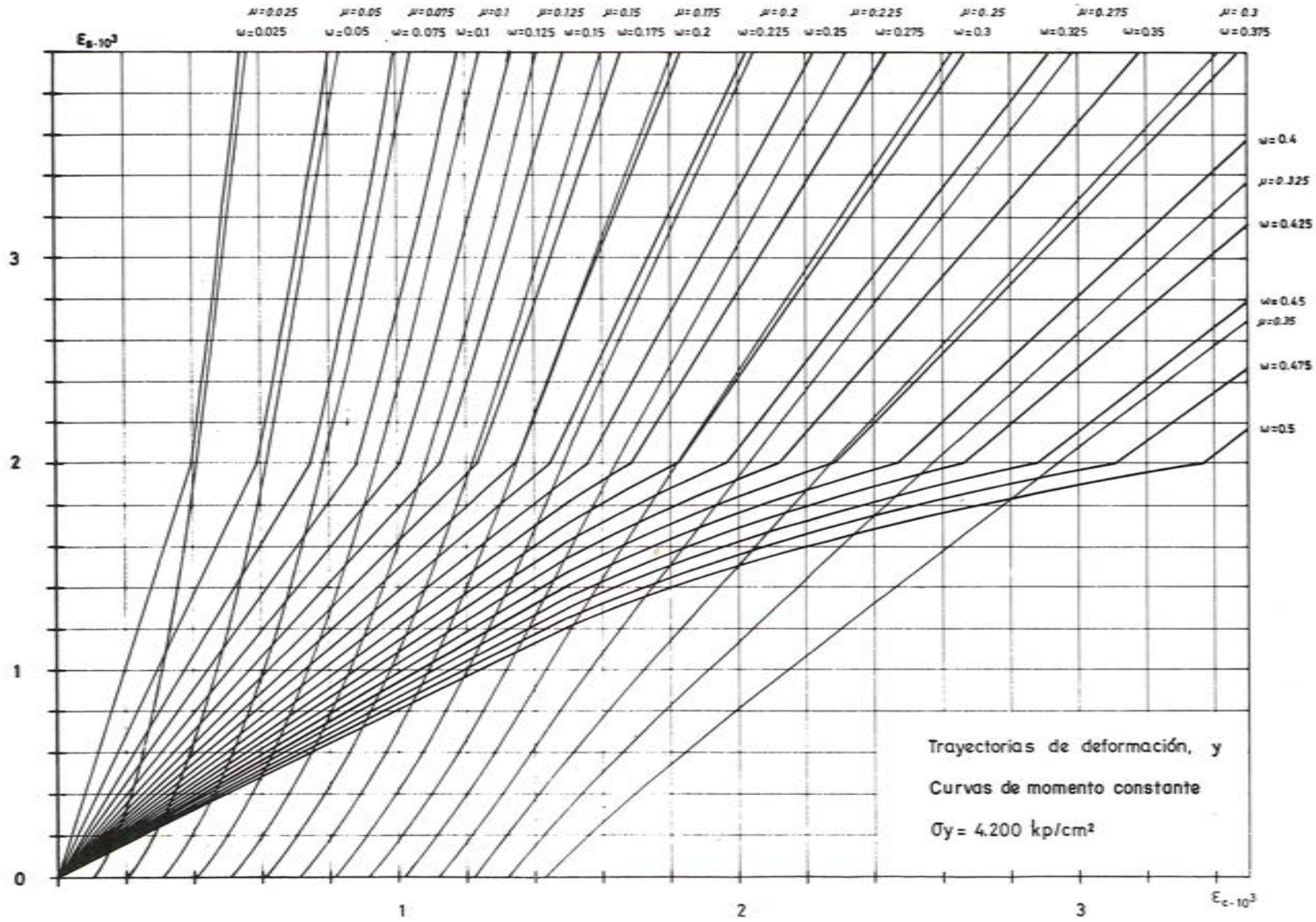
$$\left\{ \begin{aligned} \epsilon_c &= \frac{2\,\epsilon_0\,\xi}{3\,(1-\xi)} \cdot \frac{1}{-1+\sqrt{1+\dfrac{8\left[\xi\left(1-\frac{\xi}{2}\right)-\mu\right]}{3\,(1-\xi)^2}}} \\ \epsilon_s &= \frac{1-\xi}{\xi}\,\epsilon_c \end{aligned} \right. \qquad (11.2)$$

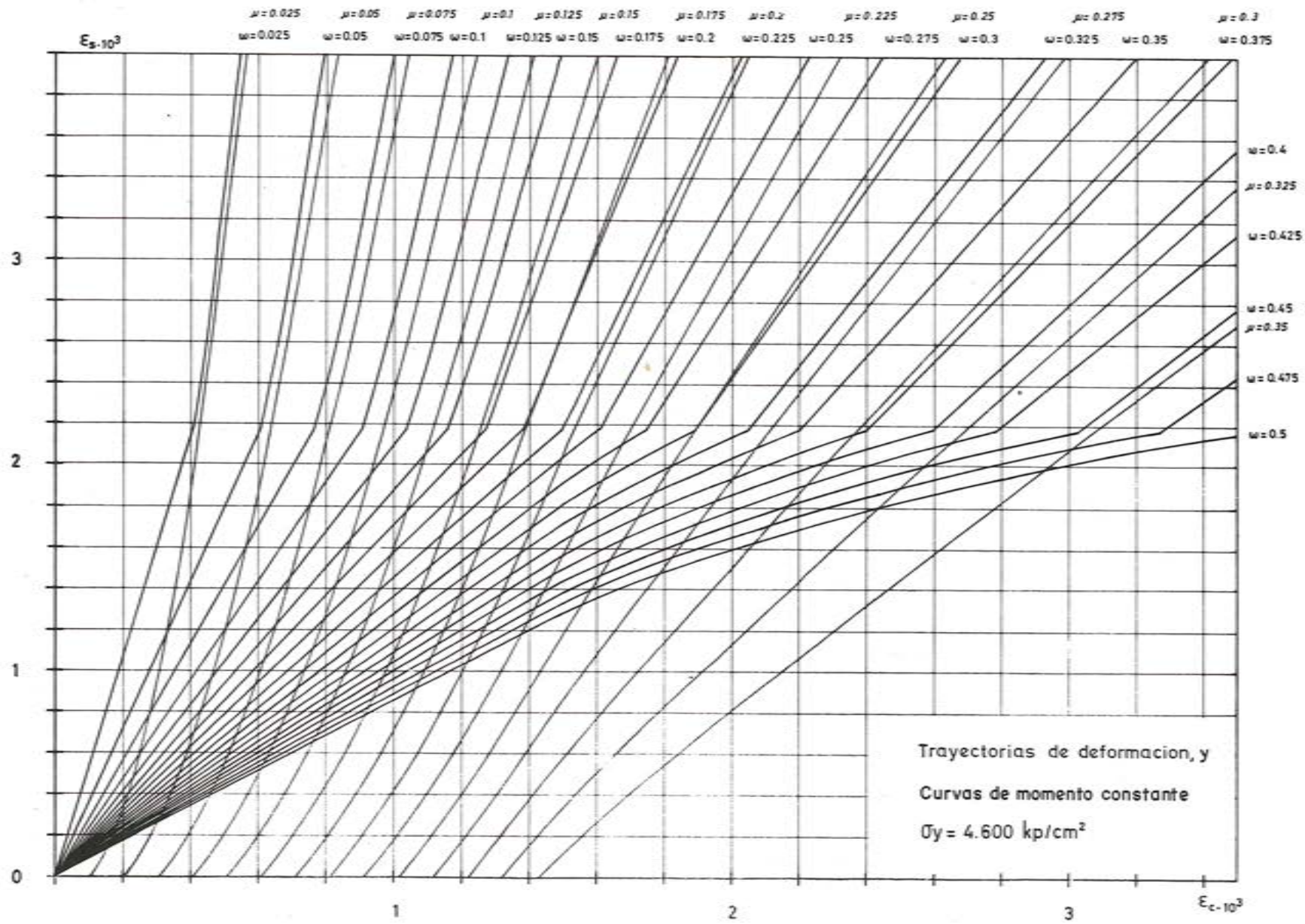
Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025



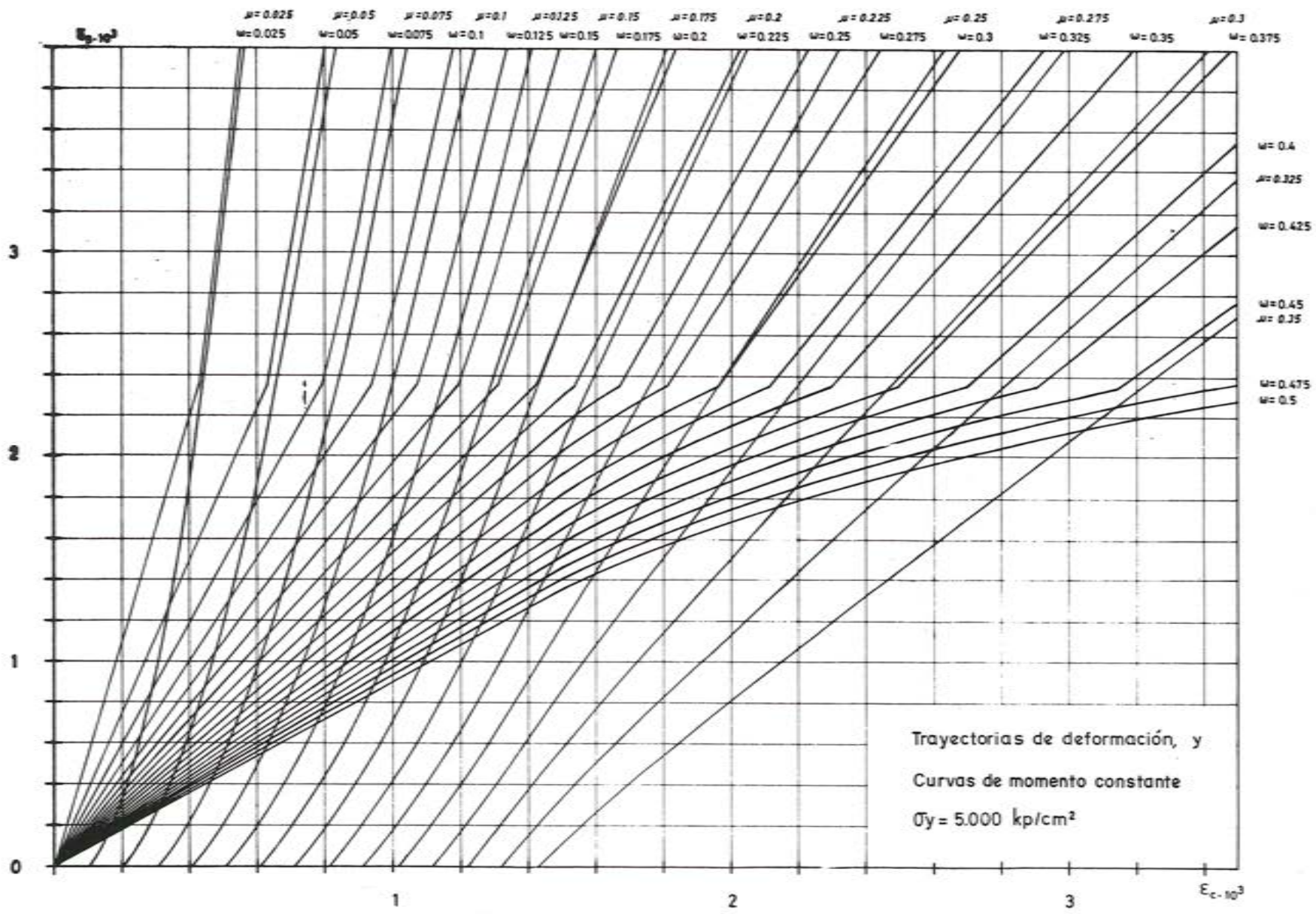
Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025



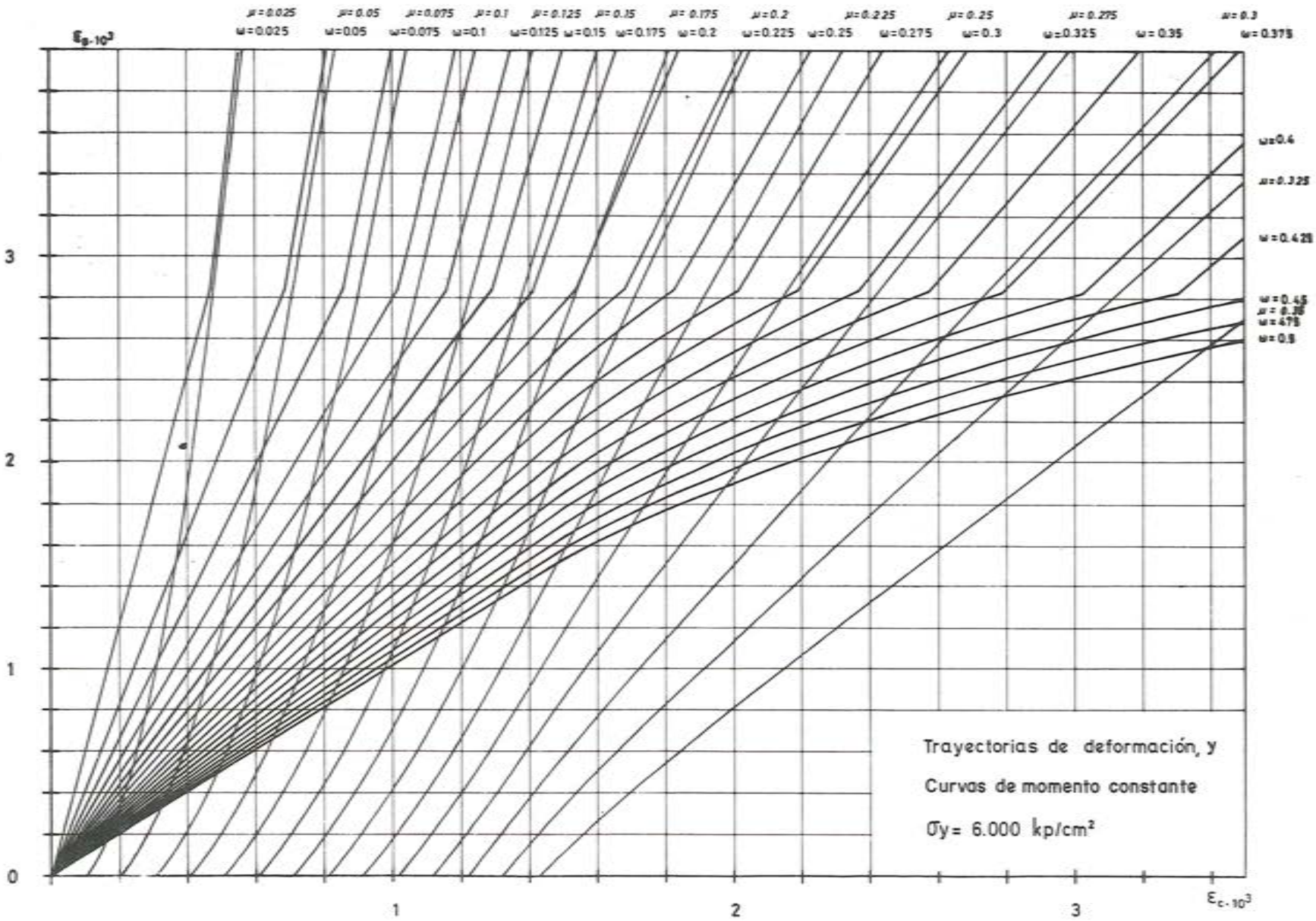


Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025



Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025



expresadas, de forma paramétrica, en función de $\xi = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_s}$

En las figuras adjuntas se representan las curvas de momento constante, superpuestas a las trayectorias de deformación correspondientes a aceros de distinto límite elástico, aunque aquellas sean independientes del tipo de acero utilizado.

Con la presentación dada a ambas familias de curvas se resuelve de forma inmediata el problema del cálculo de las deformaciones en una sección rectangular, sin armadura de compresión, armada con cuantía mecánica ω y acero de límite elástico f_y, producidas por una solicitación de flexión pura μ.

3.3. Comentarios sobre las curvas ω y μ

De la observación de las familias de curvas ω y μ, para los distintos aceros, es de destacar que los dos comportamientos señalados cuando se trató de las trayectorias de deformación quedan perfectamente reflejados en las mismas.

En el dominio elástico del acero $\epsilon_s \leqslant \epsilon_y$ las trayectorias de deformación, curvas $\omega = \text{cte}$, cortan a las curvas de momento, $\mu = \text{cte}$, a intervalos regulares (para valores $\epsilon_c \leqslant \epsilon_0$), o sensiblemente regulares (para $\epsilon_c > \epsilon_0$), poniendo de evidencia la existencia de una relación lineal o cuasilineal entre las solicitaciones y las deformaciones, o sea entre el momento y la curvatura.

Precisamente, a través de las familias expuestas, es posible obtener en cada caso la relación momento-curvatura correspondiente a la cuantía y tipo de acero utilizado, para deducir de ella los valores correspondientes a la flecha de la pieza.

En el dominio plástico del acero $\epsilon_s \geqslant \epsilon_y$, las trayectorias de deformación se confunden con las curvas de momento constante de tal manera que, el momento correspondiente a la rotura de la sección coincide, a efectos prácticos, con el que produce la deformación $\epsilon_s = \epsilon_y$, ratificando teóricamente el hecho, constatado en multitud de ensayos, de la dificultad de separar ambos valores.

Lo anterior se manifiesta en la relación momento-curvatura a través de un crecimiento de tipo asintótico en la curvatura, una vez solicitada la sección con el momento flector a través del cual se alcanza el límite elástico del acero de las armaduras, sin incremento sensible de la solicitación.

3.4. Influencia de $\lambda = \frac{f_R}{f_y}$ en las trayectorias de deformación

Las trayectorias de deformación obtenidas en 3.1 lo han sido a partir de un diagrama tensión-deformación para el acero birrectilineo, con tensión $\sigma_s = f_y$ constante para deformaciones $\epsilon_s > \epsilon_y$. Puede tener interés investigar la influencia de que el diagrama en cuestión, siga en el dominio plástico una ley diferente, por ejemplo lineal del tipo:

$$\sigma_s = f_y + E'_s (\epsilon_s - \epsilon_y)$$

$$\epsilon_s \geqslant \epsilon_y$$

En el dominio elástico, las trayectorias de deformación seguirán siendo las mismas y dependiendo exclusivamente de su cuantía geométrica.

En el dominio plástico del acero, el diagrama considerado implica un evidente despla-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

zamiento de las trayectorias de deformación hacia la derecha con un subsiguiente incremento en el valor del momento correspondiente a la rotura μ_L, cuya importancia se cuantifica a continuación.

A tal fin se parte de la relación aproximada existente entre los momentos de rotura y las cuantías mecánicas (*):

$$\omega = \mu_L (1 + \mu_L) \tag{12.1}$$

que aunque referida a los valores característicos f_{ck} y f_{yk} es de aplicación directa en nuestro caso, sin más que suponer, como realmente suele suceder, que:

$$f_{ck} \cong 0{,}80\, f_c$$

$$f_{yk} = f_y$$

El crecimiento lineal de σ_s, en el intervalo $\epsilon_s \geqslant \epsilon_y$, implica que, en la rotura, la tensión es $\sigma_{SL} > f_y$, y por lo tanto equivalente a que la sección ha experimentado un incremento $\Delta\omega$ en el valor de su cuantía, verificándose a partir de la relación anterior (12.1):

$$\Delta\omega = (1 + 2\,\mu_L)\,\Delta\mu_L \tag{12.2}$$

de donde:

$$\frac{\Delta\omega}{\omega} = \frac{1 + 2\,\mu_L}{1 + \mu_L} \cdot \frac{\Delta\mu_L}{\mu_L} \tag{12.3}$$

ó

$$\frac{\Delta\mu_L}{\mu_L} = \frac{1 + \mu_L}{1 + 2\mu_L} \cdot \frac{\Delta\omega}{\omega} \tag{12.4}$$

como:

$$\Delta\omega = \frac{A_s}{V_0}\,\Delta\sigma_s = \frac{A_s}{V_0}\,(\sigma_{SL} - f_y) = \frac{A_s\, f_y}{V_0}\,(\lambda - 1)\,\frac{\epsilon_{SL} - \epsilon_y}{\epsilon_R - \epsilon_y}$$

ó

$$\Delta\omega = \omega\,(\lambda - 1)\,\frac{\epsilon_{SL} - \epsilon_y}{\epsilon_R - \epsilon_y} \tag{12.5}$$

siendo:

f_y = límite elástico del acero

f_R = tensión de rotura del acero

σ_{SL} = tensión del acero, en la rotura de la sección

ϵ_y = deformación correspondiente al límite elástico del acero

ϵ_R = deformación correspondiente a la rotura del acero

ϵ_{SL} = deformación del acero correspondiente a la rotura de la sección.

$\lambda = \dfrac{f_R}{f_y}$

resultando:

$$\frac{\Delta\mu_L}{\mu_L} = \frac{1 + \mu_L}{1 + 2\,\mu_L}\,(\lambda - 1)\,\frac{\epsilon_{SL} - \epsilon_y}{\epsilon_R - \epsilon_y}$$

(*) Véase "Hormigón Armado". P. Jiménez Montoya. A. Gª Meseguer. F. Morán Cabré 7ª Ed. pág. 324.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

expresión que permite cuantificar o acotar por exceso el incremento relativo de momento de rotura consecuencia del incremento de la tensión de rotura, en función de μ_L, λ, ϵ_R, ϵ_y, ϵ_{SL}, deduciéndose los valores de ϵ_{SL} a partir de las curvas ω = cte.

En la Tabla siguiente se dan los valores de $\Delta\mu_L/\mu_L$ en tanto por ciento, obtenidos de la expresión (12.6) en función de los valores de λ y ϵ_R exigidos por la Instrucción EH-73 para los diferentes tipos de acero.

Valores de $\Delta\mu_L/\mu_L$ (en tanto por ciento)

μ_L	AE - 42N	AE - 42F	AE - 46N	AE - 46F	AE - 50N	AE - 50F	AE - 60N	AE - 60F
0,05	1,0	0,6	1,1	0,7	1,0	0,7	0,9	0,9
0,10	1,0	0,6	1,1	0,7	1,0	0,7	0,8	0,8
0,15	1,0	0,6	1,1	0,6	1,0	0,7	0,8	0,8
0,20	1,0	0,6	1,1	0,6	1,0	0,7	0,8	0,8
0,25	0,7	0,4	0,7	0,4	0,7	0,5	0,5	0,5
0,30	0,4	0,3	0,5	0,3	0,4	0,3	0,3	0,3
0,35	0,3	0,2	0,3	0,2	0,3	0,2	0,2	0,2
0,40	0,2	0,1	0,2	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
0,45	0,1	0,05	0,1	0,05	0,05	0,03	—	—

Los valores anteriores ponen de manifiesto que el incremento de seguridad ligada a valores de λ, del orden de los prescritos en la EH-73, es más teórico que práctico, pudiendo en consecuencia emplearse las trayectorias de deformación calculadas, sin que la rama inclinada del diagrama tensión-deformación del acero utilizado ejerza una influencia notable en la forma de las mismas y por lo tanto en los resultados deducidos a partir de ellas.

RECONOCIMIENTOS

Queremos expresar nuestro reconocimiento a la Escuela Politécnica Superior del Ejército por las facilidades dadas al permitir el uso de su computador para la realización de este trabajo, así como al alumno de la misma D. Roque Gutiérrez Pamés, Licenciado en Ciencias Físicas, quien ha preparado los programas necesarios para la representación gráfica de las familias de curvas ω y μ que se acompañan.

* * *

Los comentarios a este artículo, deberán enviarse a la secretaría de la A.T.E.P. antes del día 31 del próximo mes de agosto.

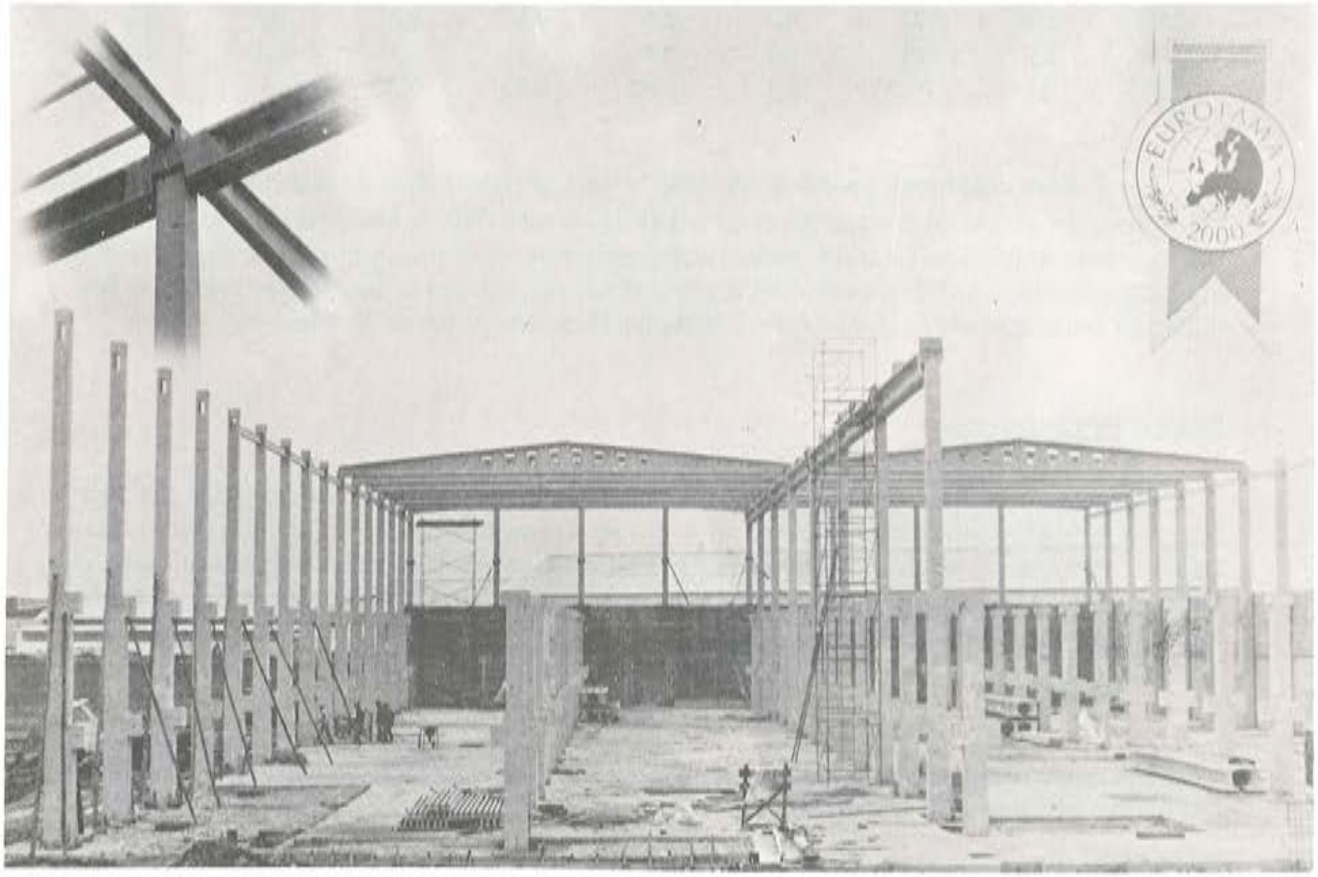
Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

PREFABRICACION LIGERA Y PESADA

ALVISA

PREFABRICADOS ALBAJAR

PUENTES - NAVES INDUSTRIALES - FORJADOS BOVEDILLAS - LADRILLOS - TEJAS - TUBOS DRENAJE



FABRICAS:

HUESCA: Paseo Lucas Mallada, s/n. - Teléfono 22 39 00 (cinco líneas). (Casa central.)
TORREJON DE ARDOZ (Madrid): Carretera de Torrejón a Loeches, Km. 4,200 - Teléfono 675 04 50.
MONZON: Carretera de Lérida - Teléfono 40 07 80.
GRAÑEN: Carretera de Huesca - Teléfono 27.
MADRID: Carretera de Toledo, Km. 7,300 - Teléfono 695 25 68.
ZARAGOZA: Avda. de Marina Moreno, 31 - Teléfono 23 75 02 3. (Comercial zona norte.)
MADRID: General Yagüe, 8, 3.º B - Teléfono 455 27 82. (Comercial zona centro.)

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

591-2-118

Análisis de tableros de puentes por el método de la losa ortótropa (*)

Fernando Da Cunha Rivas
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos del
Departamento de Estructuras de
IDASA, INGENIERIA DEL ATLANTICO, S.A.
Pascual Matesanz Manzanet
Ayudante de Obras Públicas
Jefe del Departamento de Informática de
IDASA, INGENIERIA DEL ATLANTICO, S.A.

1. ANTECEDENTES

En el momento actual, el proyectista de Estructuras se encuentra con dos desafíos permanentes que condicionan su trabajo.

Uno de ellos es el cada vez más corto plazo disponible para terminar el proyecto; el otro es la autoexigencia que lleva a cualquier profesional a perfeccionar sus métodos de aproximación al hecho físico.

Para satisfacer ambas condiciones (corto plazo y alta calidad), se hace preciso el uso de programas de cálculo mediante computador. De esta manera, ganamos en rapidez y podemos abarcar teorías más complejas y rigurosas a la vez que dedicamos más tiempo al diseño.

Una de las teorías más antiguas y conocidas, mediante la simplificación de Guyon y Massonnet, a las que la ayuda del computador ha revitalizado, es la de la "losa ortótropa".

Antes de pasar a las aplicaciones prácticas de este método nos gustaría situarlo dentro del contexto actual de métodos de cálculo y explicar sus ventajas para el proyectista.

A nuestro modo de ver, podemos clasificar los sistemas de cálculo de estructuras en dos grandes grupos:

(*) Texto de la conferencia que, organizada por la A.T.E.P. pronunció en el salón de actos del Instituto Eduardo Torroja, el Ingeniero de Caminos Don Fernando da Cunha Rivas el día 27 de enero de 1977.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Método analíticos y métodos numéricos

Los métodos numéricos abarcan una estructura compleja sintetizando de alguna manera el comportamiento, perfectamente conocido, de un número pequeño o grande de elementos finitos, ya sean barras, paralelogramos, triángulos o bandas, unidos entre sí en nudos o aristas. Es decir, partiendo del conocimiento de un tipo determinado de elemento, llegamos a estudiar estructuras, que pueden ser de tipología muy general, formadas por la repetición de esos elementos.

Los métodos analíticos asimilan la estructura real a un elemento ideal continuo, cuyo comportamiento es regido por una ecuación diferencial, de manera que los esfuerzos y deformaciones en el interior de ese elemento son conocidos en función de las cargas y de las características elásticas y geométricas del material.

Esto hace que una vez vencida la dificultad matemática del problema sea sencilla e inmediata la resolución de este tipo de estructuras, con una entrada de datos muy simple y una salida de resultados clara y no farragosa. Desgraciadamente, estos métodos sólo se pueden aplicar a modelos matemáticos sencillos, uno de los cuales es la losa ortótropa.

Con esto ya hemos dado el primer paso para estudiar el comportamiento de un ente físico llamado tablero, que es la idealización a un modelo matemático que podemos resolver.

En este caso se trata de una losa virtual elástica, que tiene propiedades distintas según dos direcciones ortogonales. La ecuación diferencial que gobierna esta losa es:

Ecuación diferencial

$$\boxed{Dx \frac{\partial^4 W}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^2 W}{\partial x^2 \partial y^2} + Dy \frac{\partial^4 W}{\partial y^4} = p(x, y)}$$

$$Dx = E \cdot i$$

$$Dy = E \cdot j$$

$$Dxy = G \cdot i_0$$

$$Dyx = G \cdot j_0$$

$$D_1 = D_2 = \nu Dy$$

$$2H = Dxy + Dyx + D_1 + D_2$$

Donde:

E es el módulo de elasticidad.
G es el módulo de rigidez
i es la inercia longitudinal por metro.
j es la inercia transversal por metro.
i_0 es la inercia a torsión longitudinal por metro.
j_0 es la inercia a torsión transversal por metro.
ν es el coeficiente de Poisson.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Observamos que si la losa es isótropa, la ecuación diferencial se transforma en la expresión de Lagrange, es decir, el bilaplaciano de la flecha es igual a la carga dividida por la rigidez de la losa.

Apuntamos tambien los tradicionales parámetros θ (entrecruzamiento) y α (parámetro de torsión) que definen a la losa en los estudios de Guyon - Massonnet - Rowe.

Parámetros tradicionales

$$\begin{cases} \theta = \dfrac{b}{2a}\sqrt[4]{\dfrac{Dx}{Dy}} \\[2ex] \alpha = \dfrac{H}{\sqrt{Dx\,Dy}} \end{cases}$$

Vemos que las expresiones de los esfuerzos en cualquier punto de la losa, vienen dados por las derivadas sucesivas de la flecha vertical "w".

Esfuerzos

$$Mx = -\left[Dx\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + D_1\frac{\partial^2 W}{\partial y^2}\right] \qquad My = -\left[Dy\frac{\partial^2 W}{\partial y^2} + D_2\frac{\partial^2 W}{\partial x^2}\right]$$

$$Mxy = Dxy\frac{\partial^2 W}{\partial x\,\partial y} \qquad Myx = Dyx\frac{\partial^2 W}{\partial y\,\partial x}$$

$$Vx = -\left[Dx\frac{\partial^3 W}{\partial x^3} + (D_1 + Dyx)\frac{\partial^3 W}{\partial x\,\partial y^2}\right] \qquad Vy = -\left[Dy\frac{\partial^3 W}{\partial y^3} + (D_2 + Dxy)\frac{\partial^3 W}{\partial x^2\,\partial y}\right]$$

$$Rx = -\left[Dx\frac{\partial^3 W}{\partial x^3} + (D_1 + Dxy + Dyx)\frac{\partial^3 W}{\partial x\,\partial y^2}\right] \qquad Ry = -\left[Dy\frac{\partial^3 W}{\partial y^3} + (D_2 + Dxy + Dyx)\frac{\partial^3 W}{\partial x^2\,\partial y}\right]$$

Como características distintivas de la losa con respecto a una viga observamos que:

Los momentos flectores tienen dos sumandos, uno de viga y otro afectado del coeficiente de Poisson, característico de losa.

Los cortantes no son iguales a las reacciones, ya que estas tiene un término más, que proviene de la existencia del torsor.

El problema a resolver es la integración de la ecuación diferencial antes citada para el caso de una carga puntual situada donde se desee, con condiciones de sustentación en principio muy amplias.

Sin embargo, esta cuadruple cuadratura, no es inmediata en un caso cualquiera, lo que nos obliga a desarrollar flecha y carga en series de Fourier para llevarla a cabo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

La expresión de la flecha será, por tanto:

$$w = \sum_{1}^{n} Y_n \operatorname{Sen} \frac{n\pi x}{2a}$$

donde n = núm. de armónicos o términos de la serie.

2a = luz del vano

Yn es función de y, coordenada transversal, exclusivamente.

La expresión de la carga será:

$$p(x,y) = \sum_{1}^{n} H_n \operatorname{Sen} \frac{n\pi x}{2a} \delta(y-e)$$

H_n depende del tipo de carga y δ es la función delta de Dirac.

De esta manera, para x = 0 y x = 2a, extremos del tablero, tendremos w = 0 y $M_f = 0$, ya que tanto flecha como momento flector longitudinal dependen del seno de x. Esto restringe el estudio a casos de sustentación apoyo-apoyo. Esta restricción no es obligada; en efecto, podemos no usar directamente la función seno, sino desarrollar un conjunto de funciones básicas o de Rayleigh con lo cual podemos abarcar casos de ménsula, empotramiento en ambos extremos, articulado-empotrado, o viga apoyada con voladizos. Sin embargo, se pierde la sencillez de las funciones trigonométricas para ampliar el estudio a una gama de casos muy poco frecuente en estructuras de puentes.

Por otra parte, el giro transversal w_y, se escribe

$$\frac{\partial w}{\partial y} = \sum_{1}^{n} \frac{\partial Y_n}{\partial y} \operatorname{Sen} \frac{n\pi x}{2a}$$

y se hace cero en los apoyos x = 0, x = 2a, esto quiere decir que para que el estudio sea consecuente, el giro transversal en los extremos del tablero ha de ser nulo, o, en otras palabras, deben existir riostras en apoyos.

Tenemos entonces dos limitaciones debidas al empleo de las series de Fourier.

1) Articulación en los extremos.

2) Riostras en apoyos.

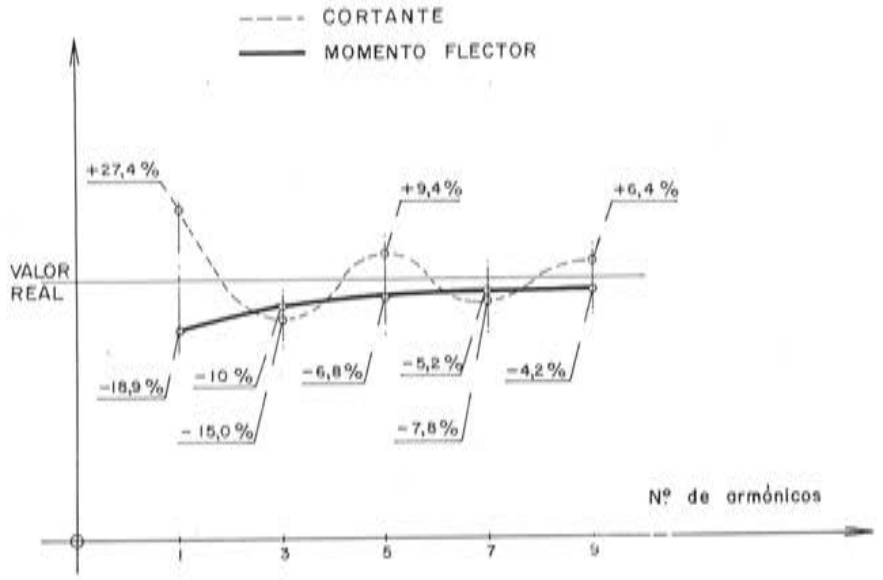
Además, la exactitud de los resultados depende del número de términos de la serie o armónicos que tomemos, lo que constituye en realidad una segunda idealización, en este caso de la carga. Creemos que resulta orientativo observar la convergencia para un par de casos sencillos estudiados en una viga simplemente apoyada, de la luz 2a.

En el primer caso, colocamos una carga puntual "p" en el centro de la luz de la viga (x = a). Sabemos, por resistencia de materiales elemental, que el cortante en apoyo es P/2 y el momento flector en el centro es Pa/2. Si sustituimos esta carga puntual por el desarrollo en serie de Fourier, igualmente podemos obtener esos esfuerzos y compararlos con los reales haciendo variar el número de armónicos. Es decir, con un armónico la carga será una senoide de una sola onda; con tres, consideramos la suma del anterior más la senoide de

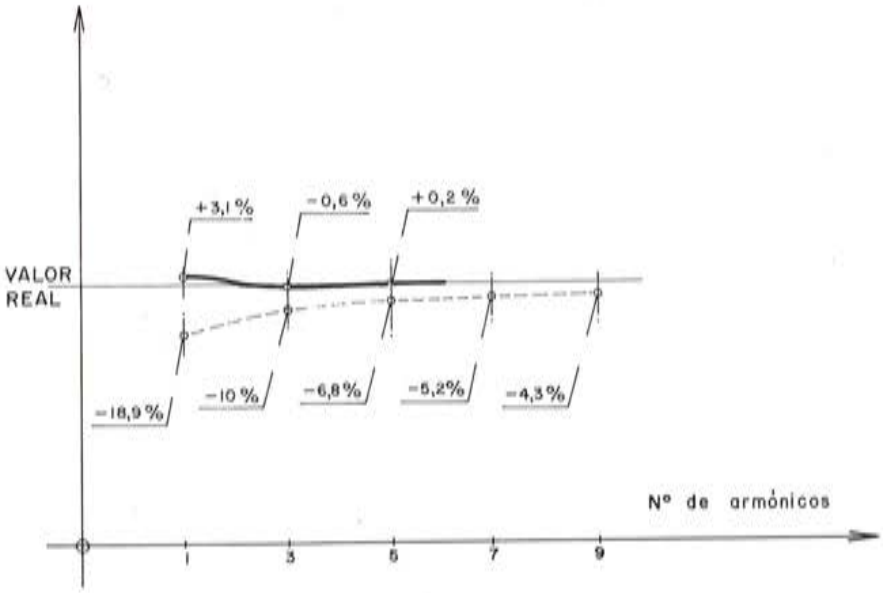
Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

tres ondas, etc.

En el segundo caso, colocamos una carga repartida uniforme en toda la longitud de la viga y repetimos el proceso antes explicado; los resultados gráficos de estas comparaciones los podemos ver en la figura 1.



CASO I · Carga puntual



CASO II · Carga uniforme

FIG. 1

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Esta es la precisión que debemos esperar en los resultados a todo ancho en cualquier estudio basado en un método armónico de análisis, como losa ortótropa, lámina plegada, banda fnita, etc.

Observamos que la convergencia de las series es siempre más rápida para el caso de carga repartida, y mejor para el momento flector que para el cortante. Ambos fenómenos se deben a que la operación de derivar desestabiliza la precisión de los resultados, por ello es de esperar que el cortante (tercera derivada) converja peor que el flector (segunda derivada) y que los resultados para carga repartida (función escalón de Heavyside) sean mejores que para carga puntual (función delta de Dirac, que es derivada del escalón).

Conocidas estas particularidades, pasamos a la historia del método.

El problema de la losa ortótropa, en relación con estructuras de puentes, fue estudiado por vez primera por Guyon (1946) y Massonnet (1950). Son los ingleses Morice y Little los que tabulan las funciones estudiadas por los anteriores para el manejo en oficina de proyectos y después Rowe, en su libro "Concrete Bridge Design" (1962), sintetiza la teoría y da una serie de tablas que facilitan los cálculos prácticos, además de exponer un buen número de ensayos que corroboran la teoría.

Sin embargo, el estudio expuesto por todos estos autores adolece de dos defectos capitales que llevaron a su revisión, a saber:

a) la falta de rigor matemático, que veremos con detalle más adelante.

b) la autolimitación inexplicable del estudio a casos en que el parámetro "α", antes aludido, sea igual o menor que la unidad.

Estos inconvenientes son superados por Cusens y Pama como puede apreciarse en el trabajo que presentan en el primer Congreso de Puentes (Toronto 1968).

A pesar de lo árido del tema, creemos que es interesante dedicar un poco de atención a la resolución matemática del problema de forma rigurosa, que facilita mucho su tratamiento en computador y amplia así en gran manera el ámbito de aplicación de esta teoría.

El primer paso para integrar la ecuación diferencial antes citada es sustituir las expresiones de flecha y carga por sus desarrollos en series de Fourier, con lo cual nos queda:

$$\text{Si} \quad \alpha_n = \frac{n\pi}{2a}$$

$$Dx\, \alpha_n^4\, Y_n - 2H\, \alpha_n^2\, Y_n'' + Dy\, Y_n'''' = H_n\, \delta\,(y - e)$$

Vamos a obtener una solución de flecha suma de dos, una solución general para el caso de carga cero y otra particular, con el cuchillo de carga incluído, y a esta suma aplicaremos las condiciones de borde.

Para el cálculo de la solución general, obtendremos las raíces de la ecuación característica, y la expresión de esta solución general será:

$$W = A_1 \,.\, e^{R_1 \cdot y} + A_2 \,.\, e^{R_2 \cdot y} + A_3 \,.\, e^{R_3 \cdot y} + A_4 \,.\, e^{R_4 \cdot y}$$

donde R, raíz de la ecuación aludida es:

$$R = \pm\, \alpha_n \left[\frac{H}{Dy} \pm \left[\left(\frac{H}{Dy} \right)^2 - \frac{Dx}{Dy} \right]^{1/2} \right]^{1/2}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Procedamos a la discusión de valores de R.

a) si $H^2 < D_x\ D_y$, lo que equivale a" α" < 1 (caso comprendido en las tabulaciones de Rowe y Bares), la solución es imaginaria, y, por tanto la flecha w es finción de exponenciales de números imaginarios, o sea, de senos y cosenos circulares.

b) si $H^2 = D_x\ D_y$, existen raíces dobles. Este caso lo estudió Guyon inicialmente y está comprendido en las tablas antes citadas.

c) si $H^2 > D_x\ D_y$, lo que equivale a" α" > 1, no está comprendido en el estudio de Guyon-Massonnet-Rowe. El valor de R es real y, por tanto, la flecha "w" es función de exponenciales de números reales, o en otra forma, de senos y cosenos hiperbólicos

Vemos que, desde un punto de vista matemático, el caso de "α" > 1 es no sólo perfectamente posible, sino también el más inmediato, ya que, al menos para nosotros, es más fácil pensar en una solución real que en una imaginaria.

En cuanto al significado físico, es fácil ver que se da "α" > 1 cuando tenemos tableros con alta rigidez a torsión y baja rigidez a flexión transversal, como los que proponemos a continuación.

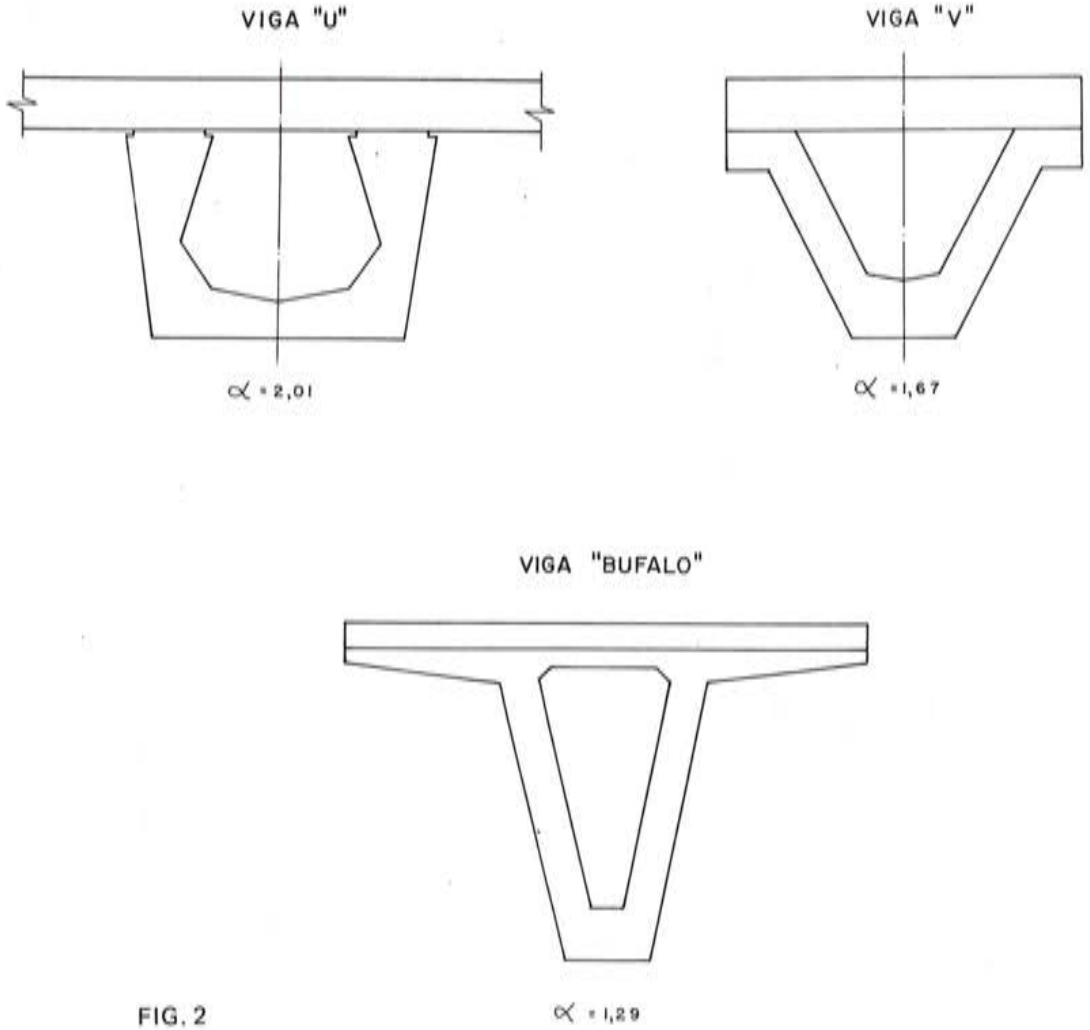


FIG. 2

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Debemos decir que los tableros formados con vigas "V" no llevan riostra alguna, sin embargo, dado que su sección transversal es casi una triangulación podemos admitir que el giro transversal en apoyo es cero con bastante aproximación.

Visto ésto, seguimos con el proceso matemático.

Una vez obtenidas las soluciones general y particular debemos aplicar las condiciones de borde para calcular los valores de las constantes Ai. Las situaciones que pueden surgir en los bordes son muy variadas; las más frecuentes, bordes libres las podemos expresar:

M_y $(y = 0; y = 2b) = 0$ momento transversal nulo en los bordes.

R_y $(y = 0; y = 2b) = 0$ reacción de Kirchoff nula en los bordes.

Sistema de cuatro ecuaciones con cuatro incógnitas que nos resuelve el problema.

Igualmente podríamos escribir otras condiciones, como bordes articulados, empotrados rígida o elásticamente, o incluso imponer momentos y/o fuerzas exteriores (caso de voladizos).

Así determinados los parámetros Ai, es inmediata la obtención de los esfuerzos, derivando la flecha como hemos visto anteriormente, con lo cual tenemos el problema totalmente resuelto.

Bien, antes nos hemos referido a dos defectos capitales del método de Guyon - Massonnet, uno de los cuales ya hemos estudiado.

Vamos a revisar ahora las faltas de rigor matemático.

Guyon estudia el caso $H^2 = D_x D_y$ $(\alpha = 1)$ con pleno rigor hasta obtener flechas. Da una expresiòn del tipo $w(x, y) = K(\theta, \alpha) W$; donde $w(x, y)$ es la flecha en cualquier punto, igual a un coeficiente de excentricidad $K(\theta, \alpha)$ multiplicado por la "flecha media", que es la que se producirá si el tablero actuase como una sola viga.

Sin embargo, al escribir el momento flector longitudinal, desprecia el segundo término de la suma, afectado por el módulo de Poisson, y supone que el coeficiente de excentricidad de momentos es el mismo de flechas aumentado en un 10 por 100 para paliar de algún modo la simplificación anterior. Esto es incierto y arbitrario.

En cambio la expresión del momento flector transversal

$$M_y = \sum_{1}^{n} \mu_n \, b \, H_n \, \operatorname{Sen} \frac{n\pi x}{2a}$$

es perfectamente rigurosa.

Massonnet estudia el problema para cualquier "α" igual o menor que uno, pero:

a) al imponer las condiciones de contorno de borde libre desprecia los términos afectados por el módulo de Poisson en los momentos flectores y reacciones transversales.

b) comete el mismo error en la expresión del momento flector longitudinal, al igual que Guyon.

Además, para casos de "α" comprendidos entre cero y uno, límites de validez del estudio, recurre a una interpolación experimental para obtener el valor K_α, coeficiente de excentricidad.

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

c) en la expresión del momento transversal desprecia de nuevo el término afectado por el módulo de Poisson, error grave, que resta validez a los valores así obtenidos.

Rowe subsanó este fallo de algún modo, al tomar, en la interpolación antes citada:

$$\mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\sqrt{\alpha}$$

el valor de μ ($\alpha = 0$) del estudio de Massonnet y el valor de μ ($\alpha = 1$) del estudio de Guyon que si tiene en cuenta el módulo de Poisson.

Además de todos estos inconvenientes podemos añadir que:

1. la obtención del coeficiente de excentricidad de flechas en las tablas de Rowe, se da con un sólo armónico.
2. el momento flector transversal se obtiene únicamente para el punto central del tablero y con un máximo de cinco armónicos.
3. no se obtiene ninguna información sobre torsores, cortantes y reacciones.
4. el estudio de Guyon - Massonnet - Rowe es válido para tableros isostáticos exclusivamente.
5. el caso, muy frecuente de voladizos de longitud superior a la semidistancia entre vigas no está claramente contemplado, dando lugar a interpretaciones subjetivas.

Todos estos fallos se evitan si usamos la teoría general de la losa ortótropa con la ayuda del computador obteniendo flechas y esfuerzos (flectores, cortantes, torsores y reacciones) en cualquier punto del tablero para un tipo de carga cualquiera, con el número de armónicos deseado en tableros isostáticos o continuos sobre apoyos elásticos, con condiciones de borde a escoger (libre, voladizos, empotrado...) y con rigor matemático sin preocuparse de que el parámetro "α" sea mayor o menor que la unidad.

Las únicas restricciones del método son:

a) tablero recto o con pequeño esviaje (20°)

b) apoyos en estribos articulados y con riostras

c) geometría regular y homogenea.

2. DESCRIPCION DE PROGRAMAS DE CALCULO

A continuación pasamos a describir la familia de programas que hemos preparado para el estudio de losas ortótropas, llamada ORTRO.

Estos programas se han escrito en FORTRAN IV, para el ordenador NOVA 2/10 de 32K palabras de U.C.P.

ORTRO 1 – INTRODUCCION DE DATOS DEL TABLERO

Los datos que necesitamos son:

– Número de armónicos que se desea sean considerados por el computador.

– Módulo de elasticidad.

– Coeficiente de Poisson.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

- Longitud del tablero.
- Ancho del tablero.
- Inercia longitudinal por metro.
- Inercia transversal por metro.
- Inercia a torsión longitudinal por metro.
- Inercia a torsión transversal por metro.

ORTRO 2 – LINEA DE INFLUENCIA DE ESFUERZOS PARA CARGA PUNTUAL

Pasea una carga puntual de 1 T. por puntos situados en los octavos del ancho en las secciones de apoyos, cuartos y centro de la luz o sea cuarenta y cinco puntos del tablero.

Se obtienen flechas y esfuerzos (momentos flectores longitudinal y transversal cortante, torsor y reacción de Kirchoff) en los cuartos de la luz de las secciones longitudinales previamente especificadas, con un máximo de 40 secciones, siempre en tablero simplemente apoyado.

ORTRO 3 – LINEA DE INFLUENCIA DE ESFUERZOS PARA CUCHILLO DE CARGA

Pasea una carga uniforme de 1 T/m extendida a toda la longitud, por los octavos del ancho del tablero. Se obtienen los mismos resultados que en el caso de ORTRO 2, también en tableros isostáticos.

Los programas ORTRO 2 y ORTRO 3 se utilizan para conocer que zonas del tablero debemos cargar para producir un esfuerzo o flecha máximos en una sección considerada. En caso de que ya conozcamos de antemano estas posiciones de carga, pasamos directamente al programa ORTRO 4 que se describe a continuación.

ORTRO 4 – CALCULO DE ESFUERZOS EN TABLEROS ISOSTATICOS PARA CARGAS CUALESQUIERA

Consideramos cargas repartidas uniformemente en un rectángulo, hasta un máximo de 40. El caso teórico de carga puntual se obtiene llevando al límite la dimensión del rectángulo. Los datos que definen la carga son pues, las cuatro coordenadas de los vértices y el valor total de la fuerza contenida en el rectángulo. Estas cargas pueden estar situadas sobre losa o sobre voladizos laterales.

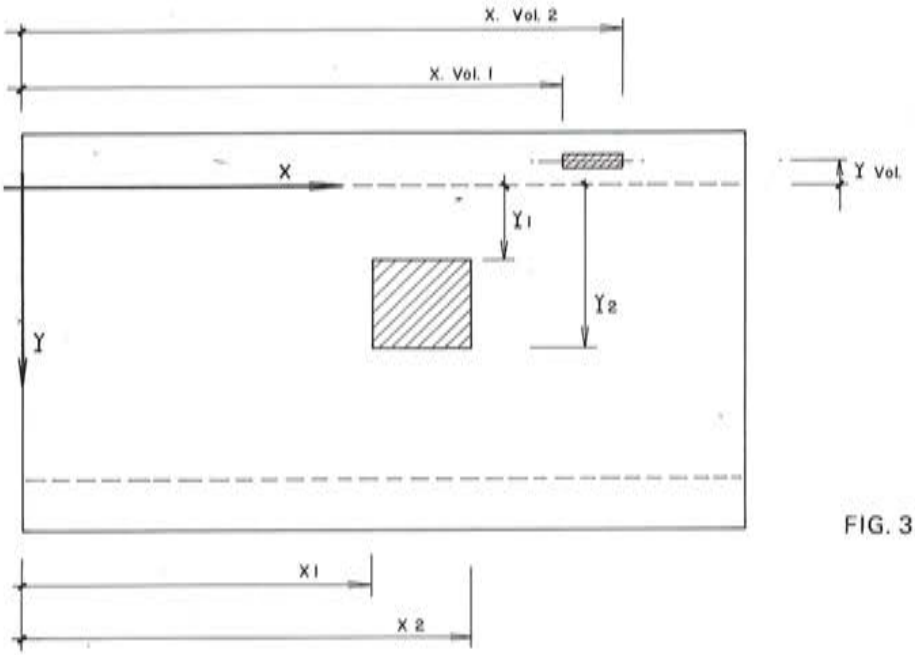


FIG. 3

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

En caso de tablero losa, maciza o aligerada, la salida de resultados nos da esfuerzos por metro y flechas en los puntos previamente marcados.

En caso de tablero de vigas, se obtiene momento flector, cortante y torsor longitudinales integrados en cada viga, además de flecha y momento flector transversal en los ejes de las vigas. La integración de la curva de esfuerzos para cada viga se ha resuelto analíticamente. Es decir, supongamos que la variación de momento flector longitudinal a lo largo de la sección transversal es el de la figura dibujada.

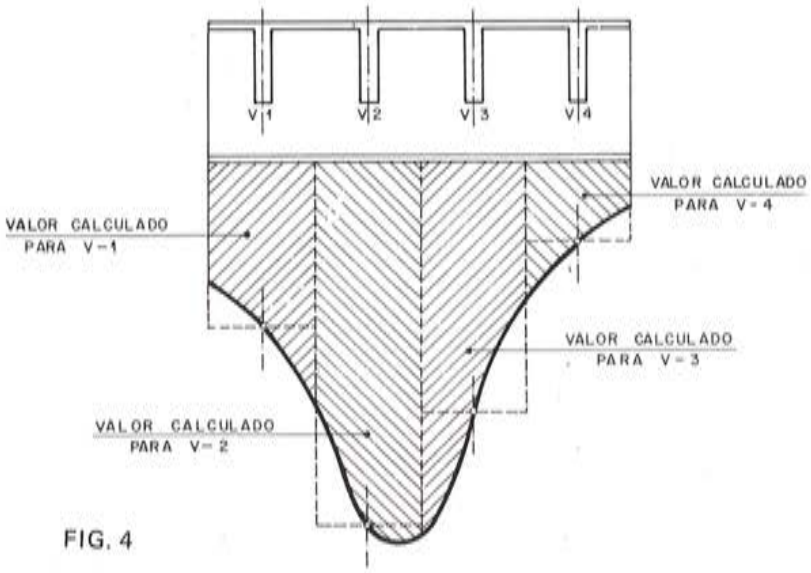


FIG. 4

El programa ORTRO 4 obtiene el área de esfuerzo comprendido entre los interejes de vigas mediante integración analítica.

Conviene recordar que en el método de Guyon - Massonnet, normalmente, se sustituye esta área por la del rectángulo cuya altura es el esfuerzo puntual en el eje de la viga considerada, lo cual no es exacto.

Con este programa se pueden estudiar hasta 40 secciones longitudinales distintas, cada una de las cuales puede particionarse transversalmente hasta un máximo de 10 (11 secciones a décimos de la luz).

ORTRO 5 – CALCULO DE ESFUERZOS EN TABLEROS HIPERESTATICOS

Obtiene flechas y esfuerzos por metro, incluido el cortante transversal, para los casos de carga definidos anteriormente, en un tablero continuo sobre apoyos elásticos. Estos se definen también por las coordenadas de los vértices. Se incluye la posibilidad de un descenso del apoyo, por medio de un coeficiente de deformación a introducir como dato.

Los resultados proporcionan también las reacciones en los apoyos intermedios.

A continuación presentamos algunos ejemplos de aplicación, de los cuales se obtienen conclusiones que consideramos importantes.

Los ejes de coordenadas tomados son siempre los de la figura 3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

3. ESTUDIO DE TABLEROS

CASO I: Viaducto de vigas en T

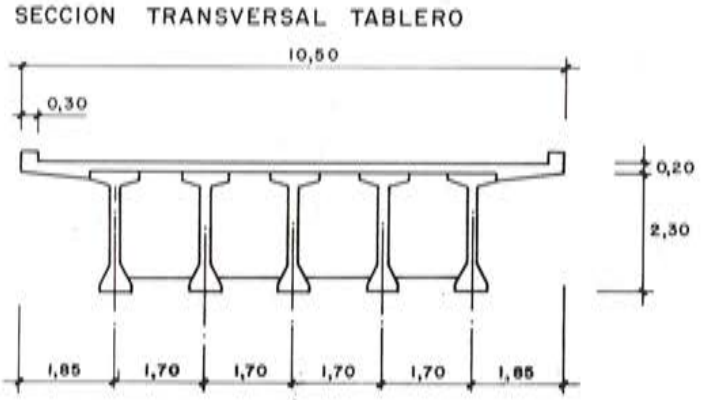


FIG. 5

Se trata de un tablero de 45 m de luz, formado por cinco vigas doble te, de 2,30 m de canto unidas por riostras en apoyos y centro de luz, además de una losa superior de 20 cm.

Con esta sección, el valor del parámetro "α" resulta ser:

$$\alpha = 0{,}04$$

valor muy bajo, típico en esta clase de tableros. Sin embargo, posee una característica diferencial, que consiste en sus voladizos, mayores de la semidistancia entre vigas.

Vamos a comparar los resultados del estudio de este tablero como losa ortótropa con los obtenidos por otros métodos manuales como Guyon - Massonnet o Courbon. Para ello usamos el programa ORTRO 4 con 1; 5 y 15 armónicos, para las siguientes hipótesis de carga.

HIP. I Carga total de 0,4 Tn/m^2 en todo el tablero.

HIP. II Carro de 50 Tn con un eje sobre la viga central

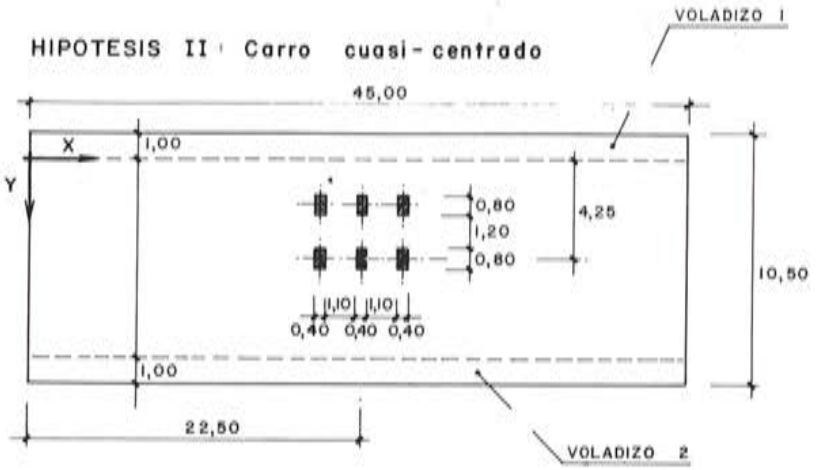


FIG. 6

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Tomamos una huella de 80 x 40 (o sea, repartimos los 60 x 20 de la Instrucción de Puentes de Carretera, al centro de la losa).

HIP. III Carro de 60 Tn en la posición más excéntrica posible.

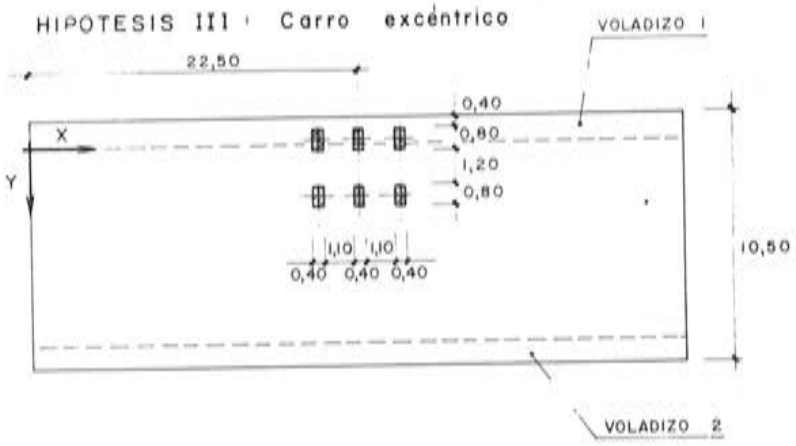


FIG. 7

Además estudiaremos las variaciones en los esfuerzos obtenidos al sustituir las huellas del carro por cargas puntuales.

Manejaremos los siguientes conceptos:

M_f calculados = suma de momentos obtenidos por el computador en las vigas en la sección central.

M_f reales = momento flector en la sección central, a todo ancho, debido a las cargas exteriores.

error de cierre = M_f calculados/M_f reales

$$\text{coef. exc.} = \frac{\text{momento flector máximo en la viga pésima}}{\text{momento flector total/núm. de vigas}}$$

este coeficiente nos da idea de como reparte transversalmente el tablero.

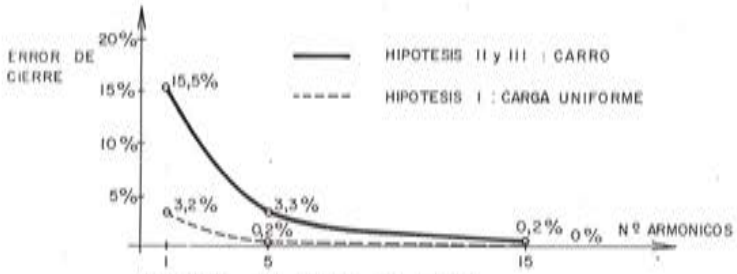
M_f transversal = momento flector transversal en el centro geométrico del tablero.

Estos son los resultados obtenidos:

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

RESUMEN DE RESULTADOS: Tablero de vigas de 45 m de longitud y 10,50 m de ancho; $\frac{\text{luz}}{\text{ancho}} = 4{,}28$

Hipótesis \ Método de cálculo	Losa ortótropa 1 armónico	Losa ortótropa 5 armónicos	Losa ortótropa 15 armónicos	Guyon-Massonnet Manual 5 armónicos	Courbon Manual
I Carga uniforme	Error cierre = = 3,2 %	Error cierre = = 0,2 %	Error cierre = = 0 %	–	–
	Coef. exc. = 1,005	Coef. exc. = 1,002	Coef. exc. = 1,001	–	1,000
	M_f trans. = – 1,304	M_f trans. = – 1,069	M_f trans. = – 1,071	M_f trans. = – 0,781	–
II Carro cuasi centrado	Error cierre = = 15,5 %	Error cierre = = 3,3 %	Error cierre = = 0,2 %	–	–
	Coef. exc. = 1,43	Coef. exc. = 1,40	Coef. exc. = 1,40	–	Coef. exc. = 1,59
	M_f trans. = 1,353	Mf trans. { 2,708 (huella) 3,074 (puntual)	M_f trans. { 3,202 (huella) 3,904 (puntual)	M_f trans. = 3,052	–
III Carro excéntrico	Error cierre = = 15,5 %	Error cierre = = 3,3 %	Error cierre = = 0,2 %	–	–
	Coef. exc. = 2,520	Coef. exc. = 2,640	Coef. exc. = 2,685	Coef. exc. = 3,230	Coef. exc. = 2,910
	M_f trans. = – 1,731	M_f trans. { – 3,116 (huella) – 3,180 (puntual)	M_f trans. { – 3,206 (huella) – 3,210 (puntual)	M_f trans. = 2,747	–



Variación del error de cierre

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

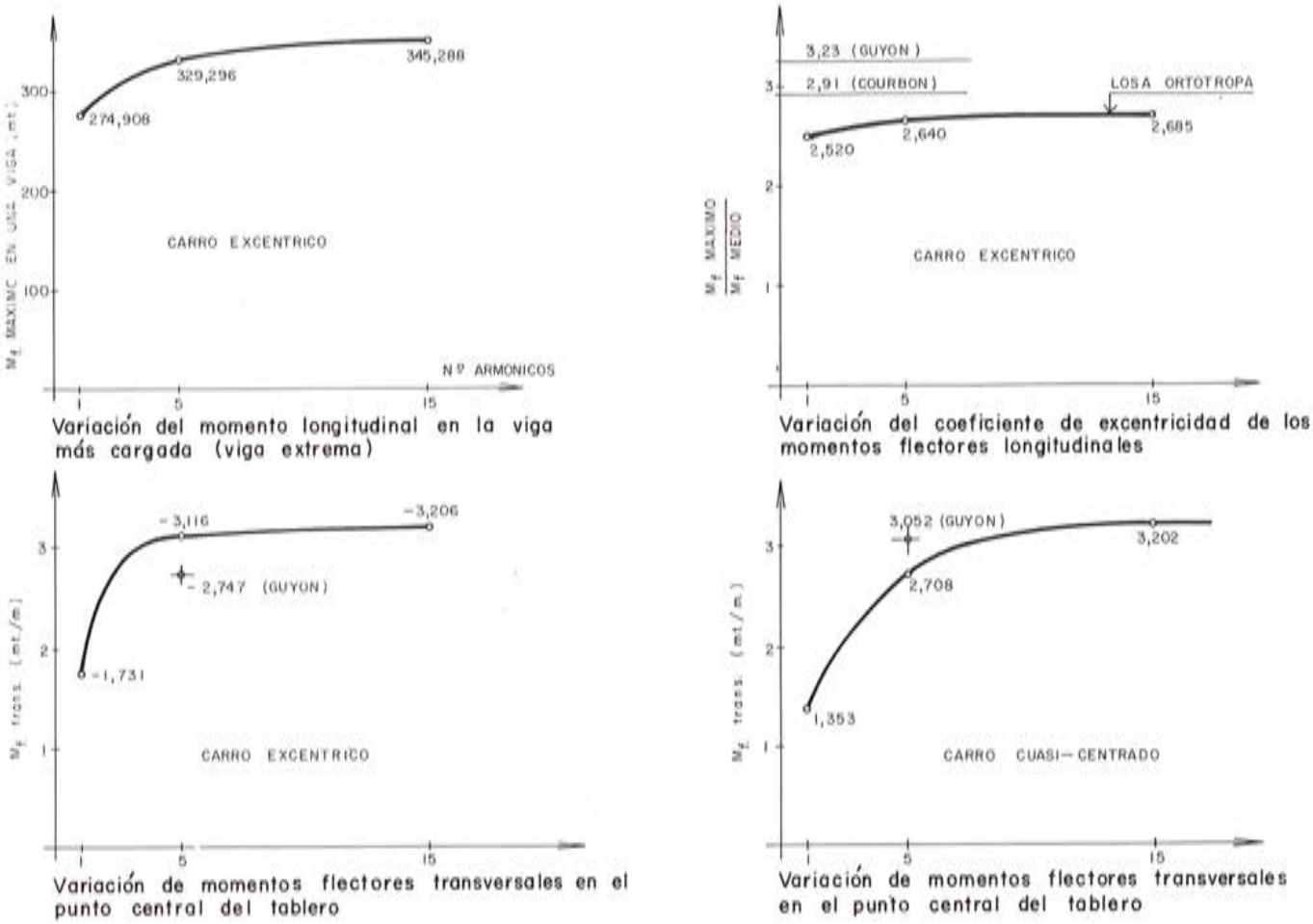


FIG. 8

CONCLUSIONES PARA ESTE CASO PARTICULAR

1) El error de cierre para momentos flectores longitudinales es importante en las hipótesis de carro si tomamos un solo armónico (15,5 por 100), de poca importancia para cinco armónicos (3,3 por 100) y despreciable para 15 armónicos (0,2 por 100) sin embargo vemos que los coeficientes de excentricidad no acusan apenas estas diferencias.

2) Los métodos de Guyon-Massonnet y Courbon son bastante conservadores en el cálculo de coeficientes de reparto para el caso de carga excéntrica.

3) Es importante calcular los momentos flectores transversales con cinco o más armónicos.

4) El hecho de trabajar con carga en "huella" supone ahorro apreciable en el momento flector transversal bajo la carga. Vemos que hay una diferencia de un 20 por 100 con respecto al esfuerzo obtenido con cargas puntuales.

5) Para carga repartida total uniforme el momento flector transversal dado por Guyon-Massonnet con 5 armónicos presente un error de un 27 por 100 por defecto frente al de la losa ortótropa.

6) Para la hipótesos de carro cuasi-centrado los momentos flectores transversales dados por Guyon-Massonnet con 5 armónicos son inferiores a los obtenidos con la losa ortótropa en un 5 por 100.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

7) Para la hipótesis de carro excéntrico los momentos flectores transversales dados por Guyon-Massonnet con 5 armónicos son inferiores a los obtenidos en la losa ortótropa en un 14 por 100.

CASO II: Viaductos de vigas "cajón" o vigas "TE" sin riostra

Para comparar el comportamiento de un tablero con parámetro de torsión $\alpha < 1$ con otro de $\alpha > 1$, estudiaremos dos casos con relación ancho-luz idéntica. El primero de ellos es un tablero de vigas doble "te", unidas por una losa de 20 cm. y riostras en apoyos exclusivamente. La luz del vano es 24,0 m. y el ancho 11,90 m.

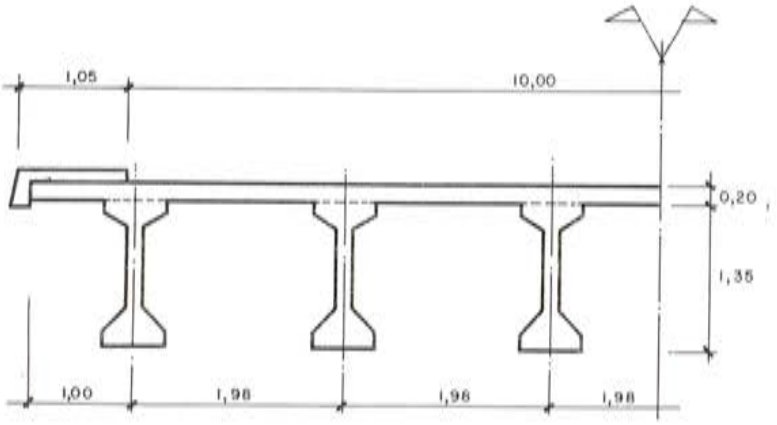
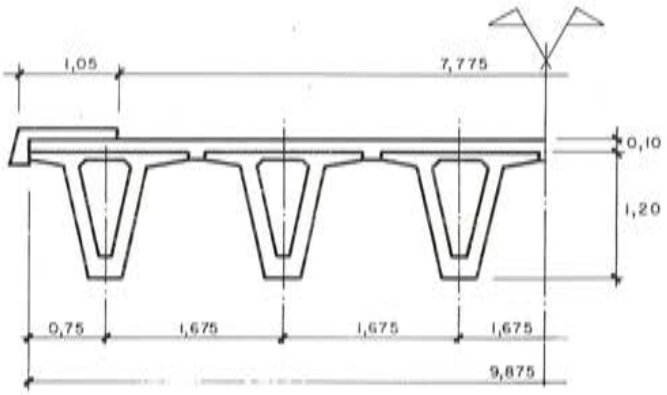


FIG. 9 SECCION TRANSVERSAL DEL TABLERO VIGAS "TE"

Con esta sección el parámetro de torsión es:

$$\alpha = 0{,}28$$

El segundo se trata de un tablero de vigas cajón, con losa de 10 cm y riostras en los extremos. La luz que salva es 19,90 m y el ancho 9.875 m.



SECCION TRANSVERSAL DEL TABLERO VIGAS "CAJON"

FIG. 10

En este caso el parámetro de torsión es:

$$\alpha = 1{,}29$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Las hipótesis de carga a estudiar son:

HIP. I = carga total uniforme de 0,4 t/m² en todo el tablero.

HIP. II = carro cuasi centrado, con un eje sobre la sección central del tablero.

HIP. III = carro excéntrico.

Estudiamos ambos tableros por el método de la losa ortótropa, con 1, 5 y 15 armónicos. Los resultados, según los conceptos manejados anteriormente son:

RESUMEN DE RESULTADOS:

Tablero de vigas "te" de 24,00 m de longitud y 11,90 m de ancho; $\frac{\text{Luz}}{\text{Ancho}} = 2{,}02$

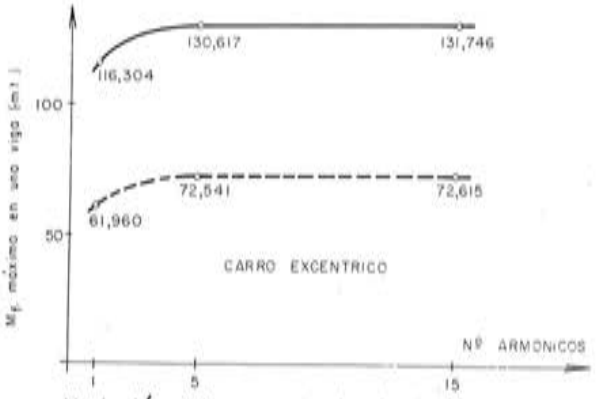
Hipótesis \ Método de cálculo	Losa ortotropa 1 armónico	Losa ortotropa 5 armónicos	Losa ortótropa 15 armónicos
I Carga uniforme	Error cierre = 3,2 %	Error cierre = 0,2 %	Error cierre = 0 %
	Coef. exc. = 1,008	Coef. exc. = 1,008	Coef. exc. = 1,008
	M_f trans. = 0,024	M_f trans. = 0,024	M_f trans. = 0,024
II Carro cuasi centrado	Error cierre = 12,5 %	Error cierre = 1,2 %	Error cierre = 0,4 %
	Coef. exc. = 1,750	Coef. exc. = 1,894	Coef. exc. = 1,903
	M_f trans. = 1,745	M_f trans. = 2,112	M_f trans. = 2,155
III Carro excéntrico	Error cierre = 12,5 %	Error cierre = 1,2 %	Error cierre = 0,4 %
	Coef. exc. = 2,147	Coef. exc. = 2,412	Coef. exc. = 2,413
	M_f trans = − 0,633	M_f trans = − 0,689	M_f trans. = − 0,689

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

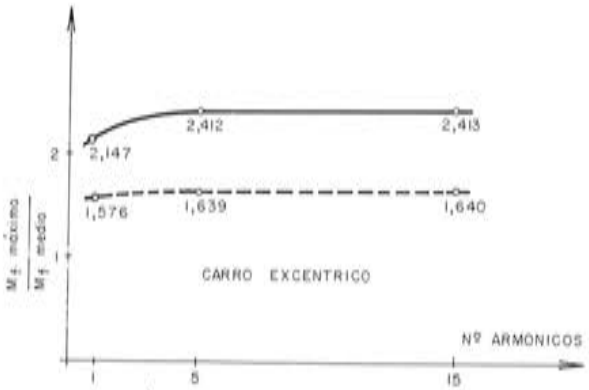
RESUMEN DE RESULTADOS

Tablero de vigas "cajón" de 19,90 m de longitud y 9,875 m de ancho; $\frac{\text{Luz}}{\text{Ancho}} = 2{,}02$

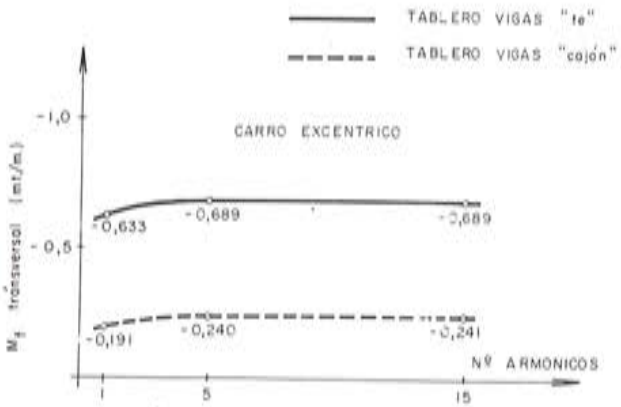
Hipótesis \ Método de cálculo	Losa ortótropa 1 armónico	Losa ortótropa 5 armónicos	Losa ortótropa 15 armónicos
I Carga uniforme	Error cierre = 3,2 %	Error cierre = 0,2 %	Error cierre = 0 %
	Coef. exc. = 1,017	Coef. exac. = 1,017	Coef. exc. = 1,017
	M_f trans. = 0,019	M_f trans. = 0,018	M_f trans. = 0,018
II Carro cuasi centrado	Error cierre = 11,3 %	Error cierre = 0,7 %	Error cierre = 0,7 %
	Coef. exc. = 1,332	Coef. exc. = 1,425	Coef. exc. = 1,426
	M_f trans. = 0,832	M_f trans. = 1,024	M_f trans. = 1,028
III Carro excéntrico	Error cierre = 11,3 %	Error cierre = 0,7 %	Error cierre = 0,7 %
	Coef. exc. = 1,576	Coef. exc. = 1,639	Coef. exc. = 1,640
	M_f trans. = − 0,191	M_f trans. = − 0,240	M_f trans. = − 0,241



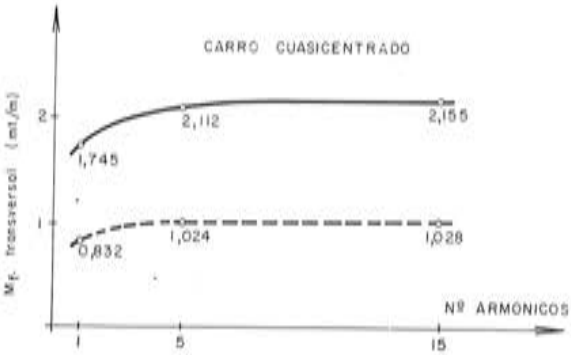
Variación del momento longitudinal en la viga más cargada.



Variación del coeficiente de excentricidad de los momentos flectores longitudinales.



Variación de momentos flectores transversales en el punto central del tablero.



Variación de momentos flectores transversales en el punto central del tablero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Hacemos notar que, para el caso de carro cuasicentrado la viga más cargada en ambos tableros es una de las centrales y, con carro excéntrico, la viga más solicitada es la extrema en el tablero de vigas "te" y la contigua a ella en el tablero de vigas "cajón"

Las conclusiones que podemos obtener de esta comparación son:

1) Los errores de cierre no varían sensiblemente, como era de esperar, porque son función del número de armónicos empleados y tipo de carga exclusivamente.

2) En el tablero de vigas "te" con carro excéntrico, la viga extrema es la que más se carga, dando lugar a un coeficiente de excentricidad alto (2,42) y a que el borde opuesto al más cargado se levante.

   En el tablero de vigas cajón se carga más una de las vigas sobre las que está el carro y no necesariamente la extrema, el coeficiente de excentricidad máximo es moderado (1,64) y todo el tablero desciende, no apareciendo momentos negativos.

3) En el tablero de vigas "te" los momentos transversales son más altos (2,16 m Tn/m con carro cuasicentrado) y el máximo torsor en una viga es bajo (1,60; cuasi centrado).

En el tablero de vigas cajón los momentos transversales son bajos (1,03 m Tn/m. con carro cuasicentrado) y el máximo torsor en una viga es alto (8,54 m.Tn con carro excéntrico).

CASO III: Losa maciza hiperestática

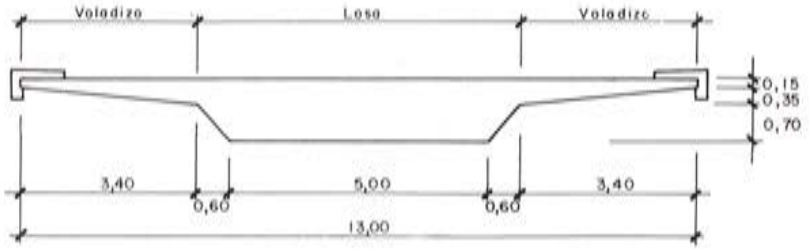


FIG. 11

Se trata de un tablero de 62 m de longitud, continuo de tres vanos (16 + 30 + 16) de 1,20 m de canto. Su sección transversal es una losa con grandes voladizos. Los apoyos intermedios son dos fustes cilíndricos y, por tanto, el equilibrio a torsión se produce sólo, por la acción de los apoyos en estribos.

El objeto principal de estudiar este tablero-losa, es el de contrastar los resultados del método de la losa ortótropa con los de método manual habitual consistente en tratar este tipo de tableros como viga, es decir, suponiendo una distribución uniforme de los esfuerzos longitudinales, lo cual, como veremos, no es cierto. Por otra parte en el método manual, el cálculo de la flexión transversal en la zona de apoyo sobre las pilas, a los que se transmite las cargas mediante el trabajo en ménsula de los citados dinteles. Como veremos esto es una aproximación que queda muy del lado de la seguridad a flexión y cortante, que conduce a un exceso de acero y en muchas ocasiones a una complejidad constructiva, dada la densidad resultante de armaduras en cara superior que dificultan notablemente las operaciones de hormigonado.

El tratamiento de este tipo de tableros mediante el método de la losa ortótropa que aquí se expone se ajusta a la realidad más que en cualquier otro caso, puesto que la idealización de que hablamos al principio nos aparta muy poco del fenómeno físico real.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Normalmente en una losa maciza el valor de "α" debería ser la unidad. Sin embargo la consideración de los términos $D_1 = D_2 = \nu D_y$ en la rigidez a torsión hace que "α" sea mayor que la unidad y concretamente en el caso que nos ocupa $\alpha = 1{,}03$. Dichos términos no los tuvieron en cuenta Guyon-Massonnet y eso explica la diferencia.

Respecto a los apoyos sobre pilas cabe la duda de extender o no la huella a la fibra neutra. No obstante y con el fin de quedar del lado de la seguridad supondremos que la superficie de apoyo es la real. En nuestro caso tomaremos 80 x 80 cm^2. Lo mismo cabe decir de las cargas, pero como en los casos anteriores, tomaremos como dimensiones de la huella 80 x 40 cm^2.

Vamos a estudiar este caso con mayor número de armónicos. Las hipótesis de cargas consideradas son:

HIP. I : Sobrecarga repartida uniforme de 0,4 Tn/m^2 en todo el tablero.

HIP. II: Sobrecarga repartida uniforme de 0,4 Tn/m^2 descentrada en medio tablero.

HIP. III: Carro de 60 Tn en posición excéntrica en la mitad de la luz central.

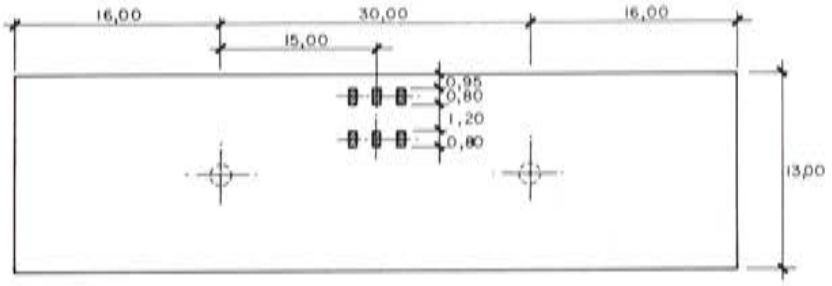


FIG. 12 HIPOTESIS (III) Carro excentrico

HIP. IV: Carro de 60 Tn centrado sobre un fuste.

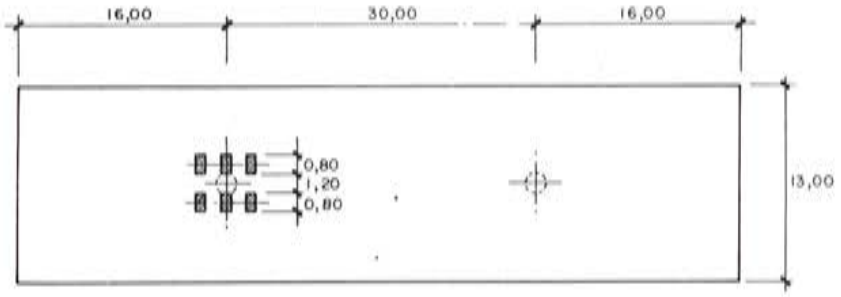


FIG. 13 HIPOTESIS (IV) Carro sobre fuste

HIP. I: Carga total

Flexión longitudinal (15 armónicos)

Apoyo sobre fuste:

– error de cierre: 12,1 por 100.

– coeficiente de excentricidad: 1,067

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

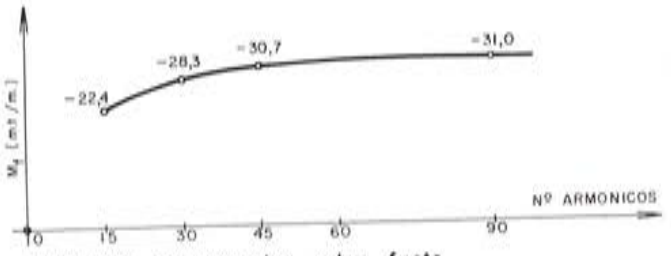
Centro de luz:

– error de cierre: – 0,2 por 100

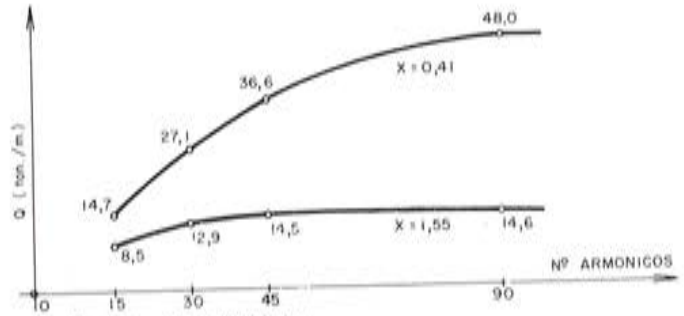
– coeficiente de excentricidad: 1,004

Observamos que para esta flexión y carga total uniforme, el tablero funciona como viga. Sin embargo, existe flexión transversal en todo el tablero y pequeños torsores, cuya suma en sección transversal es, por supuesto, cero. En cuanto a momentos y cortantes transversales en la zona de apoyo en fuste, los hemos ordenado en un cuadro.

	LOSA ORTOTROPA				MANUAL
	15 Armónicos	30 Armónicos	45 Armónicos	90 Armónicos	
M_f trans.	– 22,388	– 28,266	– 30,736	– 31,020	– 47,45
Q trans. (X = 0,41)	14,700	27,134	36,634	48,030	30,50
Q trans. (X = 1,55)	8,491	12,856	14,542	14,581	17,60



Momentos transversales sobre fuste



Cortantes transversales

Los resultados del momento están tomados en la vertical del apoyo, y los de cortante transversal en puntos situados a 0,41 m (borde del apoyo) y a 1,55 m del eje del fuste, ambos esfuerzos están estudiados con 15, 30, 45 y 90 armónicos. Además, hemos estudiado la variación de esfuerzos al cambiar los apoyos en huella por puntuales. Los resultados son idénticos, salvo el momento transversal sobre fuste, verificando así la buena práctica del descrestado de la ley de momentos.

Observamos que la relación entre dicho momento calculado como losa ortótropa es bastante menor que el obtenido manualmente, en efecto.

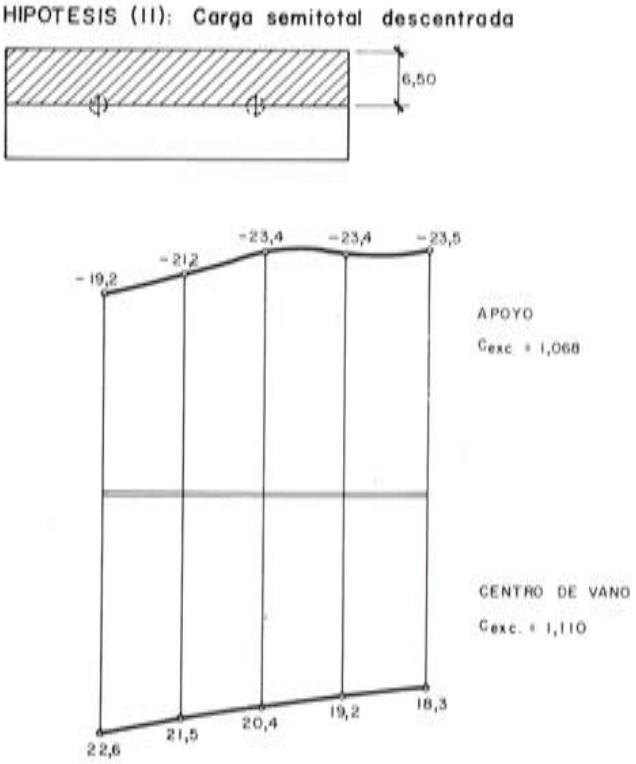
$$\frac{M_f \text{ trans. (losa ortótropa)}}{M_f \text{ trans. (manual)}} = 0{,}65$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

En cuanto a los cortantes transversales:

A 1,55 m del fuste converge hacia los 45 armónicos, mientras el correspondiente al borde del neopreno no lo hace hasta 90. En realidad éste último es un fenómeno puntual y creemos que su interpretación responde a la formación de un bulbo de punzonamiento que disminuye mucho desde el eje del fuste hacia afuera.

HIP. II: Carga total descentrada



Flexión longitudinal

Apoyo sobre fuste:

– error de cierre = – 12,1 por 100.

– coeficiente de excentricidad = 1,068

Centro de luz:

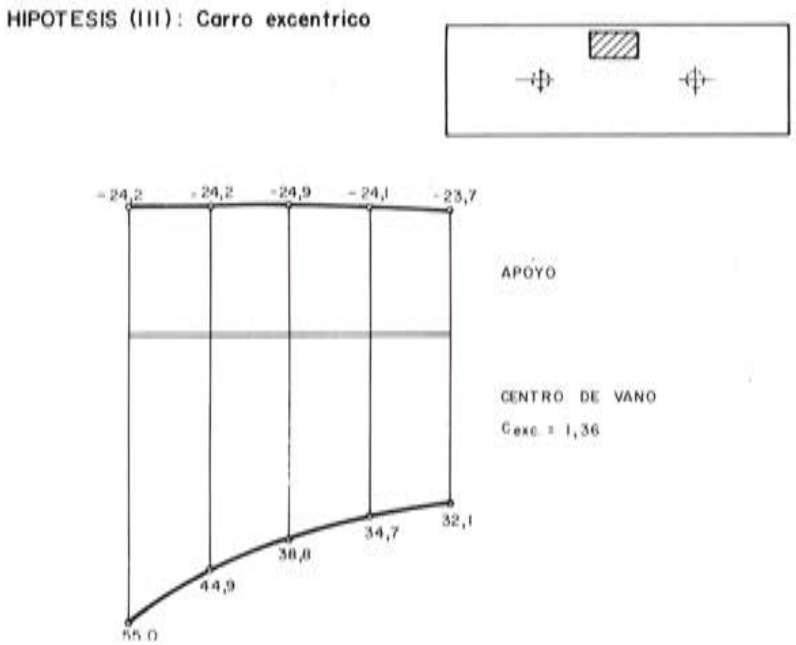
– error de cierre = – 0,2 por 100

– coeficiente de excentricidad = 1,110

En este caso vemos que, en la sección central, el reparto no es exactamente uniforme. Los torsores coinciden prácticamente con los obtenidos manualmente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

HIP. III: Carro excéntrico en la mitad del vano central



Flexión longitudinal

Apoyo sobre fuste

– error de cierre = – 6,2 por 100

– coeficiente de excentricidad = 1,03

Centro de luz:

– error de cierre = – 1,5 por 100.

– coeficiente de excentricidad = 1,36.

Vemos que en la sección de apoyo sigue habiendo reparto uniforme mientras en el centro del vano bajo la carga, se acusa la diferencia de momentos longitudinales a lo ancho del tablero. No obstante, el coeficiente de 1,36 se obtiene para el mismo borde de la losa.

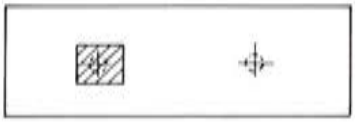
Podemos concluir que, en flexión longitudinal, se puede tratar el tablero como viga salvo en el caso de cargas concentradas, en el que estamos ligeramente del lado de la inseguridad.

HIP. IV: Carro sobre fuste

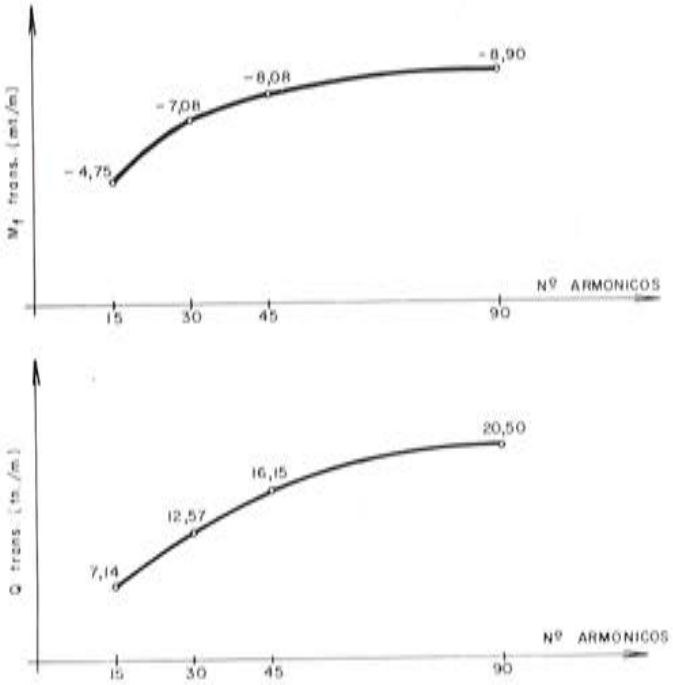
Estudiamos exclusivamente la zona de apoyo en fuste

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

HIPOTESIS (IV) Carro sobre fuste



	LOSA ORTOTROPA				MANUAL
	15 Armónicos	30 Armónicos	45 Armónicos	90 Armónicos	
M_f trans.	− 4,754	− 7,079	− 8,077	− 8,901	− 20,3
Q trans. (X = 2,69)	7,137	12,572	16,154	20,504	13,0



Vemos que la relación entre momentos transversales obtenidos por el método de la losa ortótropa y el manual es:

$$\frac{M_f \text{ transv. (manual)}}{M_f \text{ transv. (losa ortótropa)}} = 2{,}3$$

Hemos hallado el cortante transversal en el borde del apoyo y observamos que es mayor que el obtenido manualmente. Esto se debe a que la simplificación del dintel ménsula supone el cortante transversal repartido uniformemente a lo ancho, cosa muy lejos de la realidad.

Se concluye que esta simplificación no guarda una similitud muy aparente con los resultados de la losa ortótropa, sobre todo en cuanto a cortantes transversales. Los momentos transversales sobre fuste obtenidos manualmente resultan excesivamente conservadores.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

CONCLUSIONES

Las conclusiones que se deducen del presente estudio son fundamentalmente las siguientes:

1. El estudio de Guyon - Massonnet no es riguroso matemáticamente y no considera todos los casos físicamente posibles como es el hecho de que el coeficiente "α" sea mayor que la unidad, lo cual sí se resuelve en el método estudiado.

2. El presente trabajo resuelve la losa ortótropa mediante un programa de ordenador en el que se aplica la teoría general, lo que hace posible estudiar una mayor gama de casos con la precisión que se quiera debido a que el número de armónicos considerado es opcional e ilimitado.

3. A pesar del cambio de funciones circulares a hiperbólicas cuando pasamos de $\alpha < 1$ a $\alpha > 1$, los resultados no experimentan variaciones sustanciales en el entorno de la unidad, es decir, que existe una continuidad de funcionamiento físico.

   Sin embargo, la interacción de flexión transversal con torsión longitudinales radicalmente distinta al pasar de parámetros alfa pequeños (poca torsión en vigas y alta flexión en losas) a parámetros alfa altos (gran torsión en vigas y poca flexión en losas).

4. El estudio incluye la posibilidad de losas continuas con apoyos puntuales para las cuales el método de la losa ortótropa es uno de los más idóneos.

   Los aspectos más destacados de su comportamiento son los siguientes:

   - La flexión transversal sobre apoyos, que resulta de aplicar la teoría, es bastante inferior a la que se obtiene por métodos manuales aproximados que quedan muy del lado de la seguridad.
   - El estudio de los cortantes transversales en las zonas de apoyos es mucho más real dado que se puede obtener en cada punto que se desea.
   - Se ha visto que para cargas excéntricas no es cierto que los momentos flectores longitudinales se distribuyan uniformemente en toda la sección, lo cual equivale a decir que las torsiones no son puras (torsión de Saint-Venant). Como consecuencia se deduce que el comportamiento de la losa maciza no es igual al de una pieza en cajón que es donde las torsiones puras se dan de forma más aproximada.

5. Hemos visto que el método de la losa ortótropa permite estudiar casos muy frecuentes de tableros, con una entrada de datos poco laboriosa y unos resultados bastante claros, por eso consideramos que es una manera de tratar tableros de puentes con una gran potencia de cálculo, así como sencillez.

REFERENCIAS

- "Concrete bridge design" Rowe.
- "Analisis of orthotropic bridge decks". Cusens, Pama. 1er Congreso de Puentes. Toronto 1968.
- "Reparto transversal de sobrecarga en tablero de puentes". A. Samartín "Hormigón y Acero" núm. 113.

Los comentarios a este artículo, deberán enviarse a la secretaría de la A.T.E.P. antes del día 31 del próximo mes de Agosto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

VIADUCTO DEL BURGO

NUMERO DE ARMONICOS..... 5

MODULO DE ELASTICIDAD.... 2620000.00

COEFICIENTE DE POISSON..... 0.150

LONGITUD DEL TABLERO..... 45.000

ANCHURA DEL TABLERO..... 8.500

INERCIA LONGITUDINAL POR METRO 0.54100000

INERCIA TRANSVERSAL POR METRO. 0.02460000

RIGIDEZ LONG. TORSION POR METRO 0.00007000

RIGIDEZ TRAN. TORSION POR METRO 0.00156400

VIADUCTO DEL BURGO
CARGA TOTAL

X1	X2	Y1	Y2	PT	X1V1	X2V1	YV1	PV1	X1V2	X2V2	YV2	PV2
0.00	45.00	0.00	8.50	153.00	0.00	45.00	-0.50	18.00	0.00	45.00	9.00	18.00

VIADUCTO DEL BURGO
CARRO DISCRETO CENTRADO

X1	X2	Y1	Y2	PT	X1V1	X2V1	YV1	PV1	X1V2	X2V2	YV2	PV2
20.00	21.20	1.85	2.65	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20.00	21.20	3.85	4.65	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22.30	22.70	1.85	2.65	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22.30	22.70	3.85	4.65	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23.80	24.20	1.85	2.65	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23.80	24.20	3.85	4.65	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

VIADUCTO DEL BURGO
CARRO DISCRETO EXCENTRICO

X1	X2	Y1	Y2	PT	X1V1	X2V1	YV1	PV1	X1V2	X2V2	YV2	PV2
20.80	21.20	0.00	0.20	2.50	20.80	21.20	-0.30	7.50	0.00	0.00	0.00	0.00
20.80	21.20	1.40	2.20	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22.30	22.70	0.00	0.20	2.50	22.30	22.70	-0.30	7.50	0.00	0.00	0.00	0.00
22.30	22.70	1.40	2.20	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23.80	24.20	0.00	0.20	2.50	23.80	24.20	-0.30	7.50	0.00	0.00	0.00	0.00
23.80	24.20	1.40	2.20	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

VIADUCTO DEL BURGO
CARRO PUNTUAL CENTRADO

X1	X2	Y1	Y2	PT	X1V1	X2V1	YV1	PV1	X1V2	X2V2	YV2	PV2
21.00	21.00	2.25	2.25	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21.00	21.00	4.25	4.25	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22.50	22.50	2.25	2.25	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22.50	22.50	4.25	4.25	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24.00	24.00	2.25	2.25	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24.00	24.00	4.25	4.25	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

VIADUCTO DEL BURGO
CARRO PUNTUAL EXCENTRICO

X1	X2	Y1	Y2	PT	X1V1	X2V1	YV1	PV1	X1V2	X2V2	YV2	PV2
21.00	21.00	1.00	1.00	10.00	21.00	21.00	-0.20	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22.50	22.50	1.00	1.00	10.00	22.50	22.50	-0.20	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24.00	24.00	1.00	1.00	10.00	24.00	24.00	-0.20	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

VIADUCTO DEL BURGO
CARGA TOTAL

1 ARMONICO - HIP. (I)

X	FLECHA	M. LONG	M. TRANS	TORSOR	CORTANTE	R. KIRCH
			SECCION Y= 0.8500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-0.1247	15.3958	15.3674
22.5000	0.018814	220.5993	-0.6367	-0.0000	0.0000	0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	-0.0000	0.1247	-15.3958	-15.3674
			SECCION Y= 2.5500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-0.0676	15.2732	15.2355
22.5000	0.018676	218.8674	-1.1391	-0.0000	0.0000	0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	-0.0000	0.0676	-15.2732	-15.2355
			SECCION Y= 4.2500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-0.0000	15.2304	15.1896
22.5000	0.018628	218.2617	-1.3047	-0.0000	0.0000	0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	-0.0000	0.0000	-15.2304	-15.1896
			SECCION Y= 5.9500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	0.0676	15.2732	15.2355
22.5000	0.018676	218.8674	-1.1391	0.0000	0.0000	0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	-0.0000	-0.0676	-15.2732	-15.2355
			SECCION Y= 7.6500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	0.1247	15.3958	15.3674
22.5000	0.018814	220.5993	-0.6367	0.0000	0.0000	0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	-0.0000	-0.1247	-15.3958	-15.3674

VIADUCTO DEL BURGO
CARGA TOTAL

5 Armónicos-HIP. (I)

X	FLECHA	M. LONG	M. TRANS	TORSOR	CORTANTE	R. KIRCH
			SECCION Y= 0.8500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-0.1974	18.2308	18.1815
22.5000	0.018732	213.5688	-0.5409	-0.0000	0.0000	0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	-0.0000	0.1974	-18.2308	-18.1815
			SECCION Y= 2.5500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-0.1021	17.3117	17.2521
22.5000	0.018610	212.7884	-0.9390	-0.0000	0.0000	0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	-0.0000	0.1021	-17.3117	-17.2521
			SECCION Y= 4.2500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-0.0000	17.0402	16.9800
22.5000	0.018567	212.6215	-1.0694	-0.0000	0.0000	0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	-0.0000	0.0000	-17.0402	-16.9800
			SECCION Y= 5.9500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	0.1021	17.3117	17.2521
22.5000	0.018610	212.7884	-0.9390	0.0000	0.0000	0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	-0.0000	-0.1021	-17.3117	-17.2521
			SECCION Y= 7.6500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	0.1974	18.2308	18.1815
22.5000	0.018732	213.5688	-0.5409	0.0000	0.0000	0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	-0.0000	-0.1974	-18.2308	-18.1815

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

VIADUCTO DEL BURGO
CARGA TOTAL

15 Armónicos-HIP. (I)

X	FLECHA	M. LONG	M. TRANS	TORSOR	CORTANTE	R. KIRCH
			SECCION Y= 0.8500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-0.2177	19.3592	19.2866
11.2500	0.013360	160.6149	-0.5024	-0.0442	9.2475	9.2371
22.5000	0.018731	212.8883	-0.5036	-0.0000	0.0000	0.0000
33.7500	0.013360	160.6149	-0.5024	0.0442	-9.2475	-9.2371
45.0000	0.000000	0.0000	-0.0000	0.2177	-19.3592	-19.2866
			SECCION Y= 2.5500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-0.1025	17.8511	17.7888
11.2500	0.013252	158.8777	-0.9399	-0.0242	9.5322	9.5190
22.5000	0.018609	212.4507	-0.9284	-0.0000	0.0000	0.0000
33.7500	0.013252	158.8777	-0.9399	0.0242	-9.5322	-9.5190
45.0000	0.000000	0.0000	-0.0000	0.1025	-17.8511	-17.7888
			SECCION Y= 4.2500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-0.0000	17.6311	17.5716
11.2500	0.013214	158.1791	-1.0892	-0.0000	9.6552	9.6404
22.5000	0.018567	212.3140	-1.0715	-0.0000	0.0000	0.0000
33.7500	0.013214	158.1791	-1.0892	0.0000	-9.6552	-9.6404
45.0000	0.000000	0.0000	-0.0000	0.0000	-17.6311	-17.5716
			SECCION Y= 5.9500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	0.1025	17.8511	17.7888
11.2500	0.013252	158.8777	-0.9399	0.0242	9.5322	9.5190
22.5000	0.018609	212.4507	-0.9284	0.0000	0.0000	0.0000
33.7500	0.013252	158.8777	-0.9399	-0.0242	-9.5322	-9.5190
45.0000	0.000000	0.0000	-0.0000	-0.1025	-17.8511	-17.7888
			SECCION Y= 7.6500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	0.2177	19.3592	19.2866
11.2500	0.013360	160.6149	-0.5024	0.0442	9.2475	9.2371
22.5000	0.018731	212.8883	-0.5036	0.0000	0.0000	0.0000
33.7500	0.013360	160.6149	-0.5024	-0.0442	-9.2475	-9.2371
45.0000	0.000000	0.0000	-0.0000	-0.2177	-19.3592	-19.2866

VIADUCTO DEL BURGO
CARRO DISCRETO CENTRADO

1 Armónico-HIP. (II)

X	FLECHA	M. LONG	M. TRANS	TORSOR	CORTANTE	R. KIRCH
			SECCION Y= 0.8500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-1.4259	10.9180	10.9115
22.5000	0.013324	156.4051	0.2286	-0.0000	0.0000	0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	0.0000	1.4259	-10.9180	-10.9115
			SECCION Y= 2.5500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-1.4313	9.2992	9.3107
22.5000	0.011328	133.1731	1.2265	-0.0000	0.0000	0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	0.0000	1.4313	-9.2992	-9.3107
			SECCION Y= 4.2500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-1.4554	7.6445	7.6593
22.5000	0.009305	109.4632	1.3531	-0.0000	0.0000	0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	0.0000	1.4554	-7.6445	-7.6593
			SECCION Y= 5.9500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-1.4700	5.9461	5.9475
22.5000	0.007250	85.1678	0.3873	-0.0000	0.0000	0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	0.0000	1.4700	-5.9461	-5.9475
			SECCION Y= 7.6500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-1.4659	4.2515	4.2472
22.5000	0.005191	60.9093	-0.0053	-0.0000	0.0000	0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	-0.0000	1.4659	-4.2515	-4.2472

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

VIADUCTO DEL BURGO
CARRO PUNTUAL CENTRADO

5 Armónicos-HIP. (II)

X	FLECHA	M. LONG	M. TRANS	TORSOR	CORTANTE	R. KIRCH
			SECCION Y= 0.8500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-1.4119	8.9255	8.9174
22.5000	0.013480	175.1153	0.3944	0.0000	0.0000	0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	0.0000	1.4119	-8.9255	-8.9174
			SECCION Y= 2.5500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-1.4085	8.2533	8.2539
22.5000	0.011510	156.9483	2.5181	0.0000	-0.0000	-0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	0.0000	1.4085	-8.2533	-8.2539
			SECCION Y= 4.2500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-1.4056	6.8761	6.8737
22.5000	0.009468	130.9067	3.0740	-0.0000	0.0000	0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	0.0000	1.4056	-6.8761	-6.8737
			SECCION Y= 5.9500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-1.3903	5.0604	5.0456
22.5000	0.007348	97.4709	0.4940	0.0000	-0.0000	-0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	-0.0000	1.3903	-5.0604	-5.0456
			SECCION Y= 7.6500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-1.3702	3.5769	3.5697
22.5000	0.005216	63.4348	-0.0528	0.0000	0.0000	0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	-0.0000	1.3702	-3.5769	-3.5697

VIADUCTO DEL BURGO
CARRO DISCRETO CENTRADO

5 Armónicos-HIP. II

X	FLECHA	M. LONG	M. TRANS	TORSOR	CORTANTE	R. KIRCH
			SECCION Y= 0.8500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-1.4122	8.9320	8.9241
22.5000	0.013481	175.2049	0.3976	-0.0000	0.0000	0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	0.0000	1.4122	-8.9320	-8.9241
			SECCION Y= 2.5500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-1.4084	8.2446	8.2449
22.5000	0.011509	156.8545	2.5092	-0.0000	0.0000	0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	0.0000	1.4084	-8.2446	-8.2449
			SECCION Y= 4.2500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-1.4054	6.8690	6.8664
22.5000	0.009467	130.7955	2.7081	-0.0000	0.0000	0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	0.0000	1.4054	-6.8690	-6.8664
			SECCION Y= 5.9500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-1.3903	5.0650	5.0505
22.5000	0.007348	97.4741	0.5024	-0.0000	0.0000	0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	-0.0000	1.3903	-5.0650	-5.0505
			SECCION Y= 7.6500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-1.3704	3.5783	3.5711
22.5000	0.005217	63.4959	-0.0517	-0.0000	0.0000	0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	-0.0000	1.3704	-3.5783	-3.5711

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

VIADUCTO DEL BURGO
CARRO DISCRETO CENTRADO

15 Armónicos-HIP. (II)

X.	FLECHA	M. LONG	M. TRANS	TORSOR	CORTANTE	R. KIRCH
			SECCION Y= 0.8500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-1.4322	8.5323	8.5235
11.2500	0.009312	98.2907	0.0427	-1.0270	8.9584	8.9543
22.5000	0.013484	177.3022	0.3354	-0.0000	0.0000	0.0000
33.7500	0.009312	98.2907	0.0427	1.0270	-8.9584	-8.9543
45.0000	0.000000	0.0000	0.0000	1.4322	-8.5323	-8.5235
			SECCION Y= 2.5500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-1.4149	7.0535	7.0424
11.2500	0.007886	80.4691	0.1076	-1.0315	6.9107	6.9214
22.5000	0.011520	164.9224	2.0017	-0.0000	0.0000	0.0000
33.7500	0.007886	80.4691	0.1076	1.0315	-6.9107	-6.9214
45.0000	0.000000	0.0000	-0.0000	1.4149	-7.0535	-7.0424
			SECCION Y= 4.2500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-1.3957	5.7541	5.7410
11.2500	0.006470	65.1008	0.1556	-1.0600	5.5476	5.5664
22.5000	0.009477	130.3024	1.2617	-0.0000	0.0000	0.0000
33.7500	0.006470	65.1008	0.1556	1.0600	-5.5476	-5.5664
45.0000	0.000000	0.0000	-0.0000	1.3957	-5.7541	-5.7410
			SECCION Y= 5.9500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-1.3773	4.7093	4.7005
11.2500	0.005059	52.4189	0.1232	-1.0896	4.6717	4.6854
22.5000	0.007350	99.1944	0.3239	-0.0000	0.0000	0.0000
33.7500	0.005059	52.4189	0.1232	1.0896	-4.6717	-4.6854
45.0000	0.000000	0.0000	-0.0000	1.3773	-4.7093	-4.7005
			SECCION Y= 7.6500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-1.3651	3.6374	3.6322
11.2500	0.003652	41.0808	0.0105	-1.1003	3.5051	3.5049
22.5000	0.005216	63.1952	-0.0707	-0.0000	0.0000	0.0000
33.7500	0.003652	41.0808	0.0105	1.1003	-3.5051	-3.5049
45.0000	0.000000	0.0000	-0.0000	1.3651	-3.6374	-3.6322

VIADUCTO DEL BURGO
CARRO DISCRETO EXENTRICO

1 Armónico-HIP. (III)

X	FLECHA	M. LONG	M. TRANS	TORSOR	CORTANTE	R. KIRCH
			SECCION Y= 0.8500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-5.1374	19.1860	19.1506
22.5000	0.023445	274.9083	-0.8696	-0.0000	0.0000	0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	-0.0000	5.1374	-19.1860	-19.1506
			SECCION Y= 2.5500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-5.0730	13.3113	13.2702
22.5000	0.016287	190.7720	-1.4568	-0.0000	0.0000	0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	-0.0000	5.0730	-13.3113	-13.2702
			SECCION Y= 4.2500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-5.0011	7.5231	7.4830
22.5000	0.009226	107.8599	-1.7307	-0.0000	0.0000	0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	-0.0000	5.0011	-7.5231	-7.4830
			SECCION Y= 5.9500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-4.9462	1.8286	1.8058
22.5000	0.002259	26.2503	-1.1158	-0.0000	0.0000	0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	-0.0000	4.9462	-1.8286	-1.8058
			SECCION Y= 7.6500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-4.9258	-3.8173	-3.8190
22.5000	-0.004654	-54.6754	-0.2964	-0.0000	-0.0000	-0.0000
45.0000	-0.000000	-0.0000	-0.0000	4.9258	3.8173	3.8190

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

VIADUCTO DEL BURGO
CARRO DISCRETO EXCENTRICO

5 Armónicos-HIP. (III)

X	FLECHA	M. LONG	M. TRANS	TORSOR	CORTANTE	R. KIRCH
			SECCION Y= 0.8500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-4.8922	16.5816	16.5384
22.5000	0.023864	329.2962	-2.4355	-0.0000	0.0000	0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	-0.0000	4.8922	-16.5816	-16.5384
			SECCION Y= 2.5500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-4.8418	10.8425	10.8252
22.5000	0.016495	215.8656	-3.0144	-0.0000	0.0000	0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	-0.0000	4.8418	-10.8425	-10.8252
			SECCION Y= 4.2500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-4.8221	6.1348	6.1292
22.5000	0.009294	115.1378	-2.1155	-0.0000	0.0000	0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	0.0000	4.8221	-6.1348	-6.1292
			SECCION Y= 5.9500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-4.8192	1.7788	1.7793
22.5000	0.002249	24.7033	-1.7491	-0.0000	0.0000	0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	0.0000	4.8192	-1.7788	-1.7793
			SECCION Y= 7.6500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-4.8213	-2.6543	-2.6521
22.5000	-0.004713	-61.1820	-0.3748	-0.0000	-0.0000	-0.0000
45.0000	-0.000000	-0.0000	-0.0000	4.8213	2.6543	2.6521

VIADUCTO DEL BURGO
CARRO PUNTUAL EXCENTRICO

5 Armónicos-HIP. (III)

X	FLECHA	M. LONG	M. TRANS	TORSOR	CORTANTE	R. KIRCH
			SECCION Y= 0.8500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-4.8917	16.5813	16.5382
22.5000	0.023865	329.2958	-2.4389	-0.0000	0.0000	0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	-0.0000	4.8917	-16.5813	-16.5382
			SECCION Y= 2.5500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-4.8424	10.8503	10.8334
22.5000	0.016496	215.9401	-3.0219	0.0000	-0.0000	-0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	-0.0000	4.8424	-10.8503	-10.8334
			SECCION Y= 4.2500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-4.8223	6.1321	6.1264
22.5000	0.009294	115.1435	-2.1197	-0.0000	-0.0000	-0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	0.0000	4.8223	-6.1321	-6.1264
			SECCION Y= 5.9500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-4.8193	1.7768	1.7773
22.5000	0.002249	24.6931	-1.7504	0.0000	0.0000	0.0000
45.0000	0.000000	0.0000	0.0000	4.8193	-1.7768	-1.7773
			SECCION Y= 7.6500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-4.8213	-2.6537	-2.6514
22.5000	-0.004714	-61.1965	-0.3749	-0.0000	0.0000	0.0000
45.0000	-0.000000	-0.0000	-0.0000	4.8213	2.6537	2.6514

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

VIADUCTO DEL BURGO
CARRO DISCRETO EXCENTRICO

15 Armónicos-HIP. (III)

X	FLECHA	M. LONG	M. TRANS	TORSOR	CORTANTE	R. KIRCH
			SECCION Y= 0.8500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-4.8301	14.1093	14.1057
11.2500	0.016293	162.3523	0.0807	-3.7803	14.5495	14.5424
22.5000	0.023882	345.2888	-3.9283	-0.0000	0.0000	0.0000
33.7500	0.016293	162.3523	0.0807	3.7803	-14.5495	-14.5424
45.0000	0.000000	0.0000	0.0000	4.8301	-14.1093	-14.1057
			SECCION Y= 2.5500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-4.8195	10.2285	10.2241
11.2500	0.011372	118.4772	-0.0497	-3.7376	10.8385	10.8002
22.5000	0.016499	219.3552	-3.1871	-0.0000	0.0000	0.0000
33.7500	0.011372	118.4772	-0.0497	3.7376	-10.8385	-10.8002
45.0000	0.000000	0.0000	0.0000	4.8195	-10.2285	-10.2241
			SECCION Y= 4.2500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-4.8183	6.1719	6.1728
11.2500	0.006475	71.0503	-0.2940	-3.6608	6.3325	6.2833
22.5000	0.009293	115.0081	-3.2056	-0.0000	0.0000	0.0000
33.7500	0.006475	71.0503	-0.2940	3.6608	-6.3325	-6.2833
45.0000	0.000000	0.0000	0.0000	4.8183	-6.1719	-6.1728
			SECCION Y= 5.9500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-4.8203	1.8360	1.8370
11.2500	0.001605	19.5408	-0.3420	-3.5879	1.3625	1.3302
22.5000	0.002249	24.5229	-1.7402	-0.0000	0.0000	0.0000
33.7500	0.001605	19.5408	-0.3420	3.5879	-1.3625	-1.3302
45.0000	0.000000	0.0000	0.0000	4.8203	-1.8360	-1.8370
			SECCION Y= 7.6500			
0.0000	0.000000	0.0000	0.0000	-4.8221	-2.6518	-2.6497
11.2500	-0.003249	-34.0624	-0.1385	-3.5576	-3.5192	-3.5232
22.5000	-0.004713	-61.1825	-0.3725	-0.0000	-0.0000	-0.0000
33.7500	-0.003249	-34.0624	-0.1385	3.5576	3.5192	3.5232
45.0000	-0.000000	-0.0000	-0.0000	4.8221	2.6518	2.6497

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

CECEBRE
PRAYLAN

NUMERO DE ARMONICOS..... 15

MODULO DE ELASTICIDAD.... 2620000.00

COEFICIENTE DE POISSON..... 0.150

LONGITUD DEL TABLERO..... 62.000

ANCHURA DEL TABLERO..... 6.200

INERCIA LONGITUDINAL POR METRO 0.14200000

INERCIA TRANSVERSAL POR METRO. 0.14200000

RIGIDEZ LONG TORSION POR METRO 0.49700000

RIGIDEZ TRAN TORSION POR METRO 0.07000000

CECEBRE
CARGA TOTAL

X1	X2	Y1	Y2	PT	X1V1	X2V1	YV1	PV1	X1V2	X2V2	YV2	PV2
0.00	62.00	0.00	6.20	153.76	0.00	62.00	-1.70	84.32	0.00	62.00	7.90	84.32

CECEBRE
CARGA SEMITOTAL DESCENTRADA

X1	X2	Y1	Y2	PT	X1V1	X2V1	YV1	PV1	X1V2	X2V2	YV2	PV2
0.00	62.00	0.00	3.10	76.88	0.00	62.00	-1.70	84.32	0.00	0.00	0.00	0.00

CECEBRE
CARRO SOBRE FUSTE

X1	X2	Y1	Y2	PT	X1V1	X2V1	YV1	PV1	X1V2	X2V2	YV2	PV2
14.30	14.70	1.70	2.50	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14.30	14.70	3.70	4.50	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15.80	16.20	1.70	2.50	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15.80	16.20	3.70	4.50	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17.30	17.70	1.70	2.50	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17.30	17.70	3.70	4.50	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

CECEBRE
CARRO EN MITAD DE VANO CENTRAL-EXCENTRIC

X1	X2	Y1	Y2	PT	X1V1	X2V1	YV1	PV1	X1V2	X2V2	YV2	PV2
29.30	29.70	0.00	0.35	4.38	29.30	29.70	-0.23	5.62	0.00	0.00	0.00	0.00
30.80	31.20	0.00	0.35	4.38	30.80	31.20	-0.23	5.62	0.00	0.00	0.00	0.00
32.30	32.70	0.00	0.35	4.38	32.30	32.70	-0.23	5.62	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	29.30	29.70	-2.05	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	30.80	31.20	-2.05	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	32.30	32.70	-2.05	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00

CECEBRE
CARGA SEMITOTAL DESCENTRADA

DATOS E LOS APOYOS

NO	X1	X2	Y1	Y2	M/(T/M2)
1	15.600	16.400	2.700	3.500	0.00000000
2	45.600	46.400	2.700	3.500	0.00000000

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

CECEBRE
CARGA TOTAL APOYOS DISCRETOS

15 Armónicos-HIP. (I)

X	Y	FLECHA	M. LONG	M. TRANS	TORSOR	COR. LONG	COR. TRAN	R. KIRCH	R. APOYO
0. 0000	0. 0000	0. 000000	0. 0000	0. 0000	-6. 0235	3. 4851	0. 0000	0. 7228	
0. 0000	1. 5500	0. 000000	0. 0000	0. 0000	-2. 1147	3. 3695	0. 0000	1. 1628	
0. 0000	3. 1000	0. 000000	0. 0000	0. 0000	-0. 0000	4. 0554	0. 0000	3. 6821	
0. 0000	4. 6500	0. 000000	0. 0000	0. 0000	2. 1147	3. 3695	0. 0000	1. 1628	
0. 0000	6. 2000	0. 000000	0. 0000	0. 0000	6. 0235	3. 4851	0. 0000	0. 7228	
16. 0000	0. 0000	0. 000088	-42. 7485	-2. 1937	-0. 8875	1. 4088	-1. 2783	1. 0033	
16. 0000	1. 5500	0. 000036	-44. 5854	-8. 2083	-0. 2574	1. 4869	-8. 4913	1. 1152	
16. 0000	2. 6900	0. 000003	-47. 4423	-19. 5153	0. 0210	1. 6680	-14. 7087	1. 6384	
16. 0000	4. 6500	0. 000036	-44. 5854	-8. 2083	0. 2574	1. 4869	8. 4913	1. 1152	
16. 0000	6. 2000	0. 000088	-42. 7485	-2. 1937	0. 8875	1. 4088	1. 2783	1. 0033	
31. 0000	0. 0000	0. 007800	40. 9625	-2. 2204	0. 0000	-0. 0000	-1. 2634	-0. 0000	
31. 0000	1. 5500	0. 007711	40. 6928	-3. 1187	-0. 0000	-0. 0000	-0. 1359	-0. 0000	
31. 0000	3. 1000	0. 007681	40. 8554	-2. 6879	-0. 0000	-0. 0000	-0. 0000	-0. 0000	
31. 0000	4. 6500	0. 007711	40. 6928	-3. 1187	0. 0000	-0. 0000	0. 1359	-0. 0000	
31. 0000	6. 2000	0. 007800	40. 9625	-2. 2204	-0. 0000	-0. 0000	1. 2634	-0. 0000	
16. 0000	3. 1000	0. 000000	-48. 0179	-22. 3883	-0. 0000	1. 7109	0. 0000	1. 8050	140. 6474
46. 0000	3. 1000	0. 000000	-48. 0179	-22. 3883	0. 0000	-1. 7109	-0. 0000	-1. 8050	140. 6474

CECEBRE
CARGA TOTAL APOYOS PUNTUALES

15 Armónicos-HIP. (I)

X	Y	FLECHA	M. LONG	M. TRANS	TORSOR	COR. LONG	COR. TRAN	R. KIRCH	R. APOYO
16. 0000	0. 0000	0. 000090	-42. 8088	-2. 1937	-0. 8855	1. 4110	-1. 2736	1. 0050	
16. 0000	1. 5500	0. 000038	-44. 6792	-8. 1513	-0. 2507	1. 4905	-8. 5094	1. 1128	
16. 0000	2. 6900	0. 000004	-47. 5862	-19. 3998	0. 0400	1. 6752	-14. 7520	1. 6303	
16. 0000	3. 1000	0. 000000	-48. 7005	-25. 7067	-0. 0000	1. 7659	-0. 0000	2. 0323	140. 6372
46. 0000	3. 1000	0. 000000	-48. 7005	-25. 7067	0. 0000	-1. 7659	-0. 0000	-2. 0323	140. 6372

CECEBRE
CARGA SEMITOTAL DESCENTRADA

15 Armónicos-HIP. (II) Apoyos discretos

X	Y	FLECHA	M. LONG	M. TRANS	TORSOR	COR. LONG	COR. TRAN	R. KIRCH	R. APOYO
0. 0000	0. 0000	0. 000000	0. 0000	0. 0000	-39. 2713	2. 4659	0. 0000	-0. 0504	
0. 0000	1. 5500	0. 000000	0. 0000	0. 0000	-36. 2508	2. 0449	0. 0000	0. 6014	
0. 0000	3. 1000	0. 000000	0. 0000	0. 0000	-34. 9772	2. 0277	0. 0000	1. 8410	
0. 0000	4. 6500	0. 000000	0. 0000	0. 0000	-34. 1361	1. 3247	0. 0000	0. 5613	
0. 0000	6. 2000	0. 000000	0. 0000	0. 0000	-33. 2478	1. 0192	0. 0000	0. 7731	
16. 0000	0. 0000	0. 002440	-19. 2270	-2. 1937	-18. 3969	0. 7172	-1. 1274	0. 4787	
16. 0000	1. 5500	0. 001214	-21. 1730	-4. 4313	-18. 0556	0. 7476	-5. 0558	0. 5561	
16. 0000	2. 6900	0. 000318	-23. 4178	-9. 7996	-17. 9132	0. 8352	-8. 3986	0. 8200	
16. 0000	4. 6500	-0. 001178	-23. 4124	-3. 7770	-17. 7982	0. 7393	3. 4354	0. 5591	
16. 0000	6. 2000	-0. 002352	-23. 5214	0. 0000	-17. 5094	0. 6917	0. 1509	0. 5247	
31. 0000	0. 0000	0. 007032	22. 6420	-2. 2204	-0. 0000	-0. 0000	-1. 1253	-0. 0000	
31. 0000	1. 5500	0. 005420	21. 4707	-1. 8891	-0. 0000	-0. 0000	-0. 8810	-0. 0000	
31. 0000	3. 1000	0. 003841	20. 4277	-1. 3440	-0. 0000	-0. 0000	-1. 1172	-0. 0060	
31. 0000	4. 6500	0. 002291	19. 2221	-1. 2297	-0. 0000	-0. 0000	-0. 7451	-0. 0000	
31. 0000	6. 2000	0. 000768	18. 3205	0. 0000	-0. 0000	-0. 0000	0. 1380	-0. 0000	
16. 0000	3. 1000	0. 000000	-24. 0089	-11. 1942	-17. 9241	0. 8555	-1. 1127	0. 9025	70. 3237
46. 0000	3. 1000	0. 000000	-24. 0089	-11. 1942	17. 9241	-0. 8555	-1. 1127	-0. 9025	70. 3237

CARRO EXCENTRICO MITAD PUENTE

15 Armónicos-HIP. (III) Apoyos Discretos.

X	Y	FLECHA	M. LONG	M. TRANS	TORSOR	COR. LONG	COR. TRAN	R. KIRCH	R. APOYO
0. 0000	0. 0000	0. 000000	0. 0000	0. 0000	-15. 2437	-1. 8166	0. 0000	-0. 5990	
0. 0000	1. 5500	0. 000000	0. 0000	0. 0000	-16. 4731	-1. 4448	0. 0000	-0. 8790	
0. 0000	3. 1000	0. 000000	0. 0000	0. 0000	-17. 5140	-1. 1264	0. 0000	-0. 2551	
0. 0000	4. 6500	0. 000000	0. 0000	0. 0000	-18. 3977	-1. 3369	0. 0000	-0. 9989	
0. 0000	6. 2000	0. 000000	0. 0000	0. 0000	-18. 8831	-1. 4105	0. 0000	-1. 0851	
16. 0000	0. 0000	0. 001532	-24. 1814	0. 4120	-17. 4259	1. 0699	0. 1972	1. 8552	
16. 0000	1. 5500	0. 000772	-24. 2382	-1. 3820	-17. 7926	1. 4600	-2. 1583	1. 3628	
16. 0000	2. 6900	0. 000204	-24. 9161	-4. 6490	-17. 5892	1. 6016	-4. 1348	1. 3994	
16. 0000	4. 6500	-0. 000769	-24. 0961	-1. 5056	-17. 0256	1. 5916	2. 2708	1. 2043	
16. 0000	6. 2000	-0. 001551	-23. 7109	0. 0000	-16. 4180	1. 5681	0. 0174	1. 1894	
31. 0000	0. 0000	0. 009579	55. 0809	-14. 2876	-0. 0000	0. 0000	-8. 2638	-0. 0000	
31. 0000	1. 5500	0. 008024	44. 9237	-10. 1975	-0. 0000	0. 0000	-6. 2857	-0. 0000	
31. 0000	3. 1000	0. 006582	38. 7747	-7. 1504	-0. 0000	-0. 0000	-3. 5007	-0. 0000	
31. 0000	4. 6500	0. 005227	34. 7436	-4. 2115	-0. 0000	-0. 0000	-1. 5206	-0. 0000	
31. 0000	6. 2000	0. 003932	32. 1354	-0. 0000	-0. 0000	-0. 0000	0. 4066	-0. 0000	
16. 0000	3. 1000	0. 000000	-25. 0594	-5. 4862	-17. 5082	1. 6301	0. 0334	1. 4275	40. 4278
46. 0000	3. 1000	0. 000000	-25. 0594	-5. 4862	17. 5082	-1. 6301	0. 0334	-1. 4275	40. 4278

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

CECEBRE
CARGA TOTAL

30 Armónicos-HIP. (I) Apoyos Discretos.

X	Y	FLECHA	M. LONG	M. TRANS	TORSOR	COR. LONG	COR. TRAN	R. KIRCH	R. APOYO
16. 0000	1. 5500	0. 000044	-48. 5297	-7. 8759	-0. 4578	1. 1841	-12. 8560	0. 9035	
16. 0000	2. 6900	0. 000004	-54. 9868	-23. 5050	-0. 1280	1. 1669	-27. 1342	0. 8620	
16. 0000	3. 1000	0. 000000	-56. 3098	-28. 2662	-0. 0000	1. 1615	0. 0000	0. 8456	140. 6394
46. 0000	3. 1000	0. 000000	-56. 3098	-28. 2662	0. 0000	-1. 1615	-0. 0000	-0. 8456	140. 6394

CECEBRE
CARGA TOTAL

45 Armónicos-HIP. (I) Apoyos Discretos.

X	Y	FLECHA	M. LONG	M. TRANS	TORSOR	COR. LONG	COR. TRAN	R. KIRCH	R. APOYO
16. 0000	2. 6900	0. 000005	-58. 3948	-24. 8229	-0. 0549	1. 4639	-36. 6337	1. 2410	
16. 0000	1. 5500	0. 000046	-49. 3613	-7. 6030	-0. 4333	1. 2338	-14. 5422	0. 9041	
16. 0000	3. 1000	0. 000000	-60. 4206	-30. 7357	-0. 0000	1. 5491	0. 0000	1. 4548	140. 6282
46. 0000	3. 1000	0. 000000	-60. 4206	-30. 7357	0. 0000	-1. 5491	-0. 0000	-1. 4548	140. 6282

15 Armónicos-HIP. (IV)

CECEBRE
CARRO SOBRE FUSTE

X	Y	FLECHA	M. LONG	M. TRANS	TORSOR	COR. LONG	COR. TRAN	R. KIRCH	R. APOYO
16. 0000	2. 6900	0. 000001	-2. 0016	-3. 3469	0. 0573	0. 1096	-7. 1265	0. 2095	
16. 0000	3. 1000	0. 000000	-2. 2716	-4. 7536	0. 0000	0. 1290	0. 0000	0. 2983	[illegible]
46. 0000	3. 1000	-0. 000000	-0. 1025	0. 0234	-0. 0000	-0. 0101	0. 0000	-0. 0101	[illegible]

30 Armónicos-HIP. (IV)

CECEBRE
CARRO SOBRE FUSTE

X	Y	FLECHA	M. LONG	M. TRANS	TORSOR	COR. LONG	COR. TRAN	R. KIRCH	R. APOYO
16. 0000	2. 6900	0. 000001	-4. 4564	-4. 8326	0. 0284	0. 1130	-12. 5721	0. 1556	
16. 0000	3. 1000	0. 000000	-5. 0459	-7. 8794	0. 0000	0. 1340	0. 0000	0. 2163	59. 6790
46. 0000	3. 1000	0. 000000	-0. 1672	-0. 0364	-0. 0000	0. 1383	0. 0000	0. 2319	0. 1971

CARRO SOBRE FUSTE

45 Armónicos-HIP. (IV)

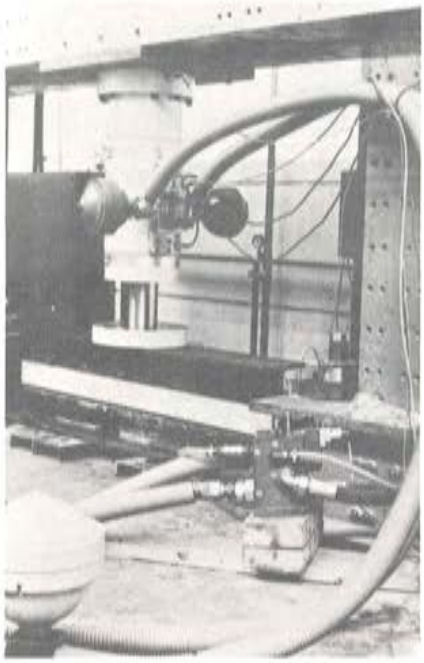
X	Y	FLECHA	M. LONG	M. TRANS	TORSOR	COR. LONG	COR. TRAN	R. KIRCH	R. APOYO
16. 0000	2. 6900	0. 000002	-6. 1047	-5. 3942	-0. 0019	-0. 0038	-16. 1535	-0. 0067	
16. 0000	3. 1000	0. 000000	-6. 9595	-8. 0773	0. 0000	-0. 0052	0. 0000	-0. 0106	59. 6763
46. 0000	3. 1000	-0. 000000	-0. 2246	-0. 0625	-0. 0000	-0. 1792	0. 0000	-0. 2592	0. 1992

Los comentarios a este artículo, deberán enviarse a la secretaría de la A.T.E.P. antes del día 31 del próximo mes de agosto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

INFORME DEL INSTITUTO EDUARDO TORROJA

SOBRE LAS JUNTAS DE DILATACION PARA PUENTES TIPO SR-2 DE **PUENTEFLEX, S. A.**



1. OBJETO DEL ENSAYO

- El objeto del ensayo es comprobar la capacidad de dos juntas de dilatación para tableros de puente del tipo SR-2 de la casa PUENTEFLEX, S. A., para resistir sin alteraciones veinticinco (25) ciclos de un movimiento compuesto por una dilatación de veinticinco (25) mm y una compresión igualmente de veinticinco (25) mm.
- Las características geométricas de dicho tipo de juntas se reflejan en la figura n.º 1.

2. EQUIPO UTILIZADO

- Para la realización del ensayo se ha utilizado un equipo hidráulico servocontrolado SCHENCK, de doble efecto y capaz de proporcionar una carga máxima de cincuenta (50) Mp en pruebas dinámicas.
- En el presente ensayo la magnitud regulada mediante los servomecanismos ha sido el desplazamiento, al cual se le ha hecho seguir una ley formada por ondas triangulares, a fin de obtener una velocidad de deformación constante. Un registrador x-y conectado al equipo ha permitido obtener las curvas carga-deformación durante el ensayo.

3. MONTAJE DEL ENSAYO

- Las dos juntas ensayadas se montaron sobre dos medios perfiles HEB-450, según se indica en la figura n.º 2. A dichos perfiles se les habían soldado previamente a cada lado del edema seis espárragos fileteados, con las características y espaciamientos reflejados en dicha figura, a fin de reproducir las especificaciones suministradas por el fabricante para la instalación de este tipo de juntas en los tableros de puente.
- El medio perfil superior se unió mediante cuatro tornillos a la cabeza del émbolo del gato hidráulico SCHENCK, y el inferior se ancló a la losa de la Nave de Ensayos por medio de cuatro cables pretensados.
- La separación entre los extremos libres de las almas de cada uno de los medios perfiles era de cincuenta (50) mm. En la fotografía 1 puede verse el equipo con las juntas ya instaladas para su ensayo.

4. RESULTADOS DEL ENSAYO

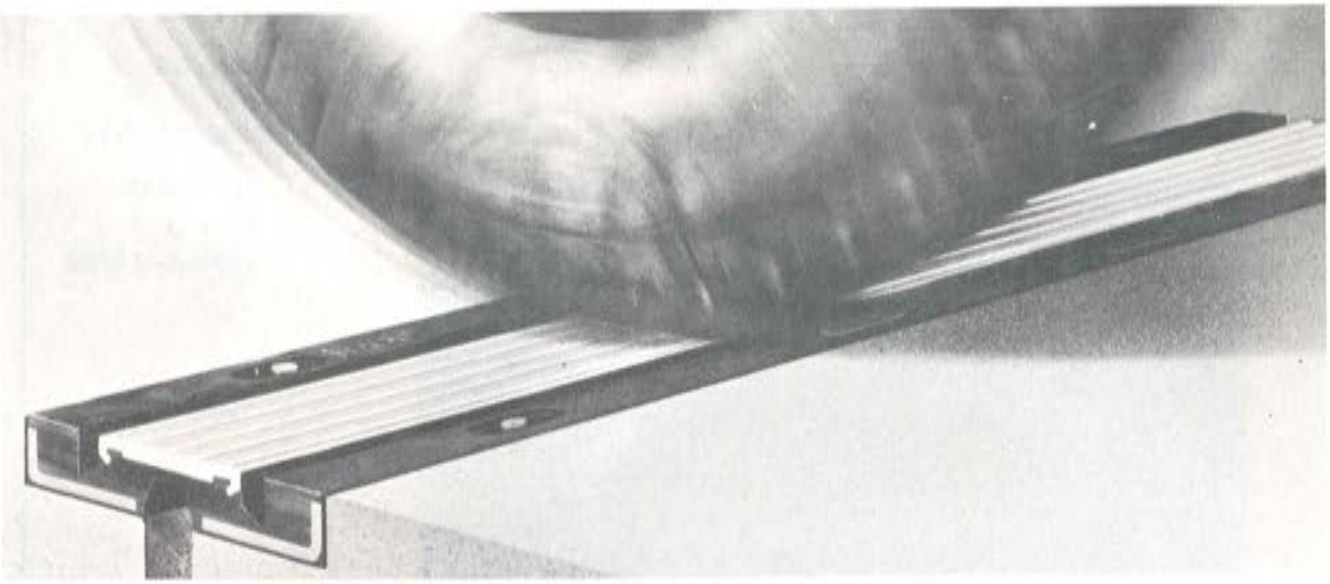
- Se aplicaron a las juntas veinticinco (25) ciclos de un movimiento compuesto por una dilatación de veinticinco (25) mm y una compresión de veinticinco (25) mm, a una velocidad de deformación de doscientos cincuenta (250) mm por minuto. En la fotografía 2 puede verse la junta en reposo; en la fotografía 3, en fase de dilatación y en la fotografía 4 en fase de compresión.
- Finalizados los veinticinco (25) ciclos se examinaron las dos juntas, sin que se descubriera ningún fallo al exterior.
- Se incrementó después el movimiento total a sesenta y cinco (65) mm, la mitad en cada sentido, y se sometieron las juntas a diez (10) ciclos de dicho movimiento con la misma velocidad de deformación que en el caso anterior.
- Finalizados los diez (10) ciclos volvieron a examinarse las dos juntas, no descubriéndose tampoco ningún fallo.
- Posteriormente se incrementó el movimiento total a setenta y cinco (75) mm, la mitad en cada sentido, y se sometieron las juntas a cinco (5) ciclos de dicho movimiento a la misma velocidad de deformación que en los casos anteriores. En la figura n.º 3 puede verse la curva carga-deformación obtenida en uno de los ciclos.
- Tampoco en este caso se apreciaron fallos después de los cinco (5) ciclos, por lo que se volvió a incrementar el movimiento total a ochenta y cinco (85) mm, la mitad en cada sentido. Se sometieron las juntas a cinco (5) ciclos de dicho movimiento, con la misma velocidad de deformación que en los casos anteriores. En la figura n.º 4 pueden verse las curvas carga-deformación obtenidas en dos de dichos ciclos. Tampoco en este caso se apreciaron fallos después de los cinco (5) ciclos.
- Como la compresión alcanzada se aproximaba ya al límite de cincuenta (50) mm impuesto por la separación de los perfiles metálicos de montaje de las juntas, se decidió continuar el ensayo traccionando éstas de forma continua hasta su rotura. Partiendo de una deformación nula se fueron estirando a la misma velocidad de deformación de las anteriores pruebas. Al llegar a una dilatación de setenta y cinco (75) mm saltaron los espárragos de sujeción de una de las juntas, por lo que se dio por finalizado el ensayo, sin que, al igual que en los casos anteriores, se apreciara ningún fallo externo por desgarre de la goma o por separación entre la goma y los elementos metálicos embutidos en ella. En la figura n.º 5 puede verse la curva carga-deformación obtenida en esta última prueba.
- Este expediente consta de 6 hojas, 5 figuras y 4 fotografías, numeradas y selladas.

Madrid, 17 de noviembre de 1976

EL JEFE DEL DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION	POR LA SECCION DE ENSAYOS MECANICOS	VºBº EL SECRETARIO GENERAL	POR EL DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION
Rafael Fernández Ing. de Caminos	José Quereda Ing. de Caminos	Aurelio Alaman Dr. Ing. Industrial	Carlos Jofré Ing. de Caminos

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

PUENTEFLEX, S. A. BOLETIN INFORMATIVO



En el **INSTITUTO EDUARDO TORROJA,** las Juntas de Expansión Watson-Bowman, tipo SR, producidas en España por **PUENTEFLEX, S. A.,** han sido sujetas a ensayos para comprobar su calidad y comportamiento, y cuyos resultados han arrojado los siguientes datos técnicos:

Juntas ensayadas

Tipo SR-2, aptas para movimientos normales de 50 mm.

Pruebas efectuadas

Movimientos	Ciclos	Observaciones
50 mm. + 25,0 - 25,0 mm.	25	Ningún Fallo
65 mm. + 32,5 - 32,5 mm.	10	Ningún Fallo
75 mm. + 37,5 - 37,5 mm.	5	Ningún Fallo
85 mm. + 42,5 - 42,5 mm.	5	Ningún Fallo
+ 75 mm. Tracción		Deformación inicial de los espárragos de sujección.

CONCLUSION: A 75 mm. de tracción, o sea, **TRES VECES EL VALOR NOMINAL** de 25 mm., las juntas SR-2 estaban todavía intactas, y sin **NINGUN FALLO** externo por desgarre de goma o por separación entre la goma y los elementos metálicos embutidos en ella.

FABRICADAS EN ESPAÑA BAJO LICENCIA DE

WORLD WIDE LEADER Watson Bowman associates inc

DISTRIBUIDORES Y COLOCADORES EXCLUSIVOS

texsa / cotesa

Parcerisas, 27 - BARCELONA-4
Teléf. 331 40 00

PUENTEFLEX, S. A.

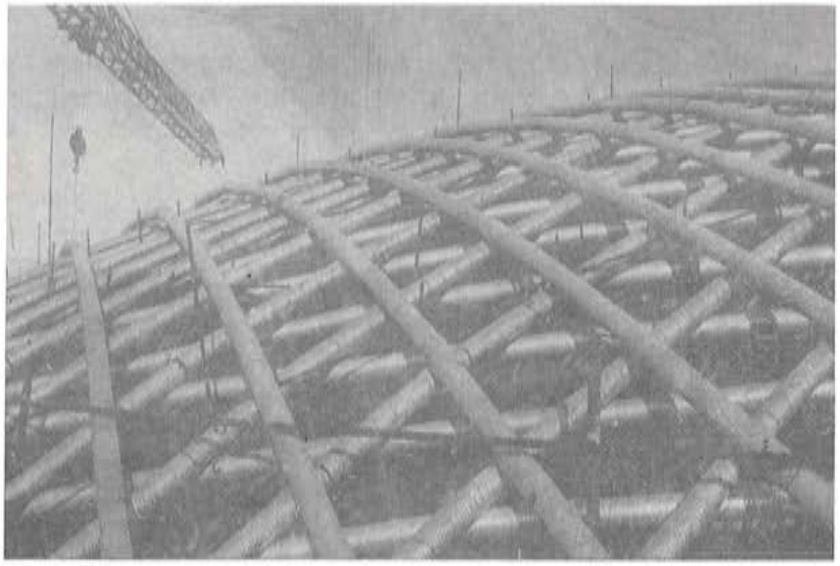
Avda. Generalísimo, 67 - MADRID-16
Teléf. 270 48 85

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

JUNTAS
DE
DILATACION

SISTEMAS
RUB y
TENSA-ACME

Central Nuclear de Lemóniz.
Vista general de la obra en Noviembre 1976



Central Nuclear de Lemóniz.
Detalle vainas en cúpula

SISTEMAS
DE
PRETENSADO
BBRV

S.A.E. BBR

OFICINAS:
Rosellón, 229, 1.° 2.°
Teléfs. 227 46 49 / 227 88 24
BARCELONA - 8

FABRICA:
Polígono Industrial Barcelonés, CN-II Km. 591,5
Teléfs. 93/875 10 50 pedir 29 ó 31
ABRERA (Barcelona)

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

591-2-119

Un viaje por viejos puentes

Miguel Aguiló Alonso
Ingeniero de Caminos

El Severn nace en el País de Gales, muy cerca del mar, y se aleja de él hacia el Este. Cruza Inglaterra por el Shropshire, distrito que fue un importantísimo centro minero en la época Tudor, y el Worcester, donde se une en Stourport a la inmensa red de canales que enlaza cuatro grandes ríos de la región central, Mersey, Humber, Severn y Thames, para desembocar después en el canal de Brístol. En su largo recorrido es cruzado por toda clase de puentes, grandes y pequeños, famosos o desconocidos. Viejos puentes de piedra, esbeltos arcos de fundición, pasarelas colgadas, modernos y pretenciosos tramos contínuos de hormigón pretensado, unen sus márgenes en una apretada sucesión que es un verdadero compendio de la historia de los puentes. En su gran estuario desembocan también el Avon y el Wye, muy cerca del gran puente colgante de casi mil metros de luz, el último eslabón de sus orillas a muy pocos kilómetros de Brístol.

Allí empezó un viaje por toda la Isla para estudiar la gran época de la construcción de puentes en Gran Bretaña. "The Great Age", como ellos la llaman, abarca poco más de un siglo. Nace con la revolución industrial y dura hasta finales del siglo XIX. Delimitando más, empieza en 1779 con el puente de Coalbrookdale, el primer puente de hierro construído en el mundo, y termina 110 años después en 1889, con el puente del Firth of Forth, el primer gran puente construído íntegramente de acero.

En aquellos últimos años del siglo XVIII se empiezan a sentir los cambios derivados de la Revolución Industrial. La sustitución de utensilios por máquinas, la utilización del vapor como fuerza motriz, el progreso de la industria siderúrgica y tantos otros factores propician una época de innovaciones sin precedentes en la Historia. Había una especie de locura colectiva por todo lo nuevo, y existía una gran confianza en los conocimientos científicos para resolver los problemas que se presentaban constantemente en la búsqueda de nuevos resultados. Este espíritu de innovación unido a una gran confianza en el futuro fueron el sustrato que propició el desarrollo de muchas nuevas ideas, e impulsó la técnica por derroteros sólo presentidos hasta entonces. No fue, sin embargo, un camino fácil. Los fracasos, las crisis, las terribles condiciones de trabajo y de vida de grandes sectores de la población componen la otra imagen –trágica– de la Revolución Industrial. "En 1859 Charles Dickens hace un sorprendente balance: Fue la mejor época de todas y también la peor, la época de la sabiduría y de la locura, era la época de la fe, era la época de la incredulidad... en suma, se hallaba tan alejada de la época presente que algunas de las más destacadas autoridades insistían en calificarla sólo en términos superlativos, para bien o para mal". (1)

En este ambiente, la Ingeniería Civil Británica comienza una brillante etapa, llena de in-

(1) Cit. en L. Benevolo. "Historia de la arquitectura moderna". Trad. esp. Ed. Gustavo Gili. Barcelona 1974, pág. 20.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

genio y fe en el futuro donde las dificultades eran vistas como males pasajeros que serían vencidos por el incipiente capitalismo industrial. Esta época optimista y audaz culmina en la "Great Exhibition" de 1851, cambiando después radicalmente de signo. En la segunda mitad del siglo, pacífica y próspera, la Ingeniería pierde este rumbo. Las soluciones ingeniosas, la audacia, el sentido de dirección, el genio, dan paso a la autocomplacencia, la depuración, la repetición de esquemas. Empieza la disociación de teoría y práctica, de proyecto y construcción, aparecen los primeros consulting, la especialización. A finales del siglo, la ingeniería británica se apaga, pierde su indiscutible primacía anterior. El centro de interés de la construcción de puentes se desplaza claramente hacia los grandes puentes metálicos americanos, apoyándose en las fantásticas realizaciones de Eads en Missouri y los Roebling en Brooklyn, y hacia los primeros balbuceos del hormigón por parte de los constructores europeos.

***

En el barrio residencial de Clifton, a las afueras de Bristol, sobre la impresionante garganta del Avon y a más de 70 m. por encima del río está situado el puente colgante de Clifton, diseñado por Isambard Kingdom Brunel (1806-1859), uno de los cuatro grandes nombres de la primera época, junto con Rennie, Telford y los Stephenson, y probablemente el más claro exponente de su genial mentalidad. "Es difícil encontrar en toda Inglaterra un paisaje tan bien calculado para atraer al romántico temperamento de Brunel, su amor al drama y su sentido de grandeza, como la fantástica garganta que el Avon ha excavado en el farallón calizo que entorpecía su curso hacia el Canal de Bristol..." (2).

Realmente en Clifton, asombra el contenido técnico del puente —un vano de 214 m. de luz en 1830, el más grande cuando se diseñó—, es indudable su interés estético, impresiona el entorno donde se alza, pero tal vez, la vida de su creador Brunel, es aún más apasionante. Cuando en octubre de 1829 se convocó el concurso para su construcción, Brunel se encontraba en Clifton reponiéndose de un accidente sufrido en las obras de un túnel bajo el Támesis, donde ayudaba a su padre Marc Brunel. Con sólo 23 años, se lanzó a por el concurso y presentó cuatro proyectos con luces de 218 a 300 metros. Su proyecto favorito era el de más luz, que permitía reducir las torres y los estribos, anclando los cables casi directamente en la roca y facilitando los accesos por medio de túneles. El jurado, del que formaba parte Telford ya con 72 años, rechazó los proyectos presentados alegando que el vano máximo para un puente colgante dentro de los límites de seguridad era de 180 m. (su puente en Menai Straits, ya en servicio, tenía 176 m.) y considerando que ninguno de los 20 proyectos que concursaban era válido —y a instancias del jurado— presentó un proyecto propio muy desafortunado, con un vano central de 110 m. y dos laterales de 55 m. en estilo gótico y las pilas apoyándose en el lecho del río.

Aunque el proyecto gustó, la opinión pública se opuso a él —y como es lógico Brunel no fue ajeno a la campaña— por lo que se convocó un nuevo concurso que ganó W. Hacks quedando segundo Brunel, delante de Sir Samuel Brown y de Rendel. Brunel no se resignó y consiguió una audiencia del jurado para explicarles su proyecto. Debió desplegar toda su elocuencia porque a base de múltiples esquemas y numerosas discusiones, acabó convenciendo al jurado de que su proyecto era el mejor y se cambió el orden de los dos primeros puestos, nombrando a Brunel ingeniero de la obra.

Desde que se convocó el primer concurso, Brunel "estaba conmocionado por la grandeza de la idea y el espléndido efecto que podría producir", (explica en su diario) y realizó un inmenso trabajo para conseguir el encargo. Modificó sus primeros diseños reduciendo la luz para no alarmar a un jurado bastante conservador, a pesar de que los nuevos estribos aumentaban el costo estimado en 14.000 libras, y proporcionó numerosas alternativas de las torres para asegurarse el triunfo. En un libro (3) dedicado al puente, que se puede comprar en su misma caseta de peaje, se reproducen los primitivos diseños de Brunel donde aparece una

(2) L.T.C. Rolt. "Isambard Kingdom Brunel", 1957, 4ed Penguin Books, 1974. Pág. 78.
(3) Clifton Suspension Bridge. Geoffrey Body. Monraeker Press. 1976.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

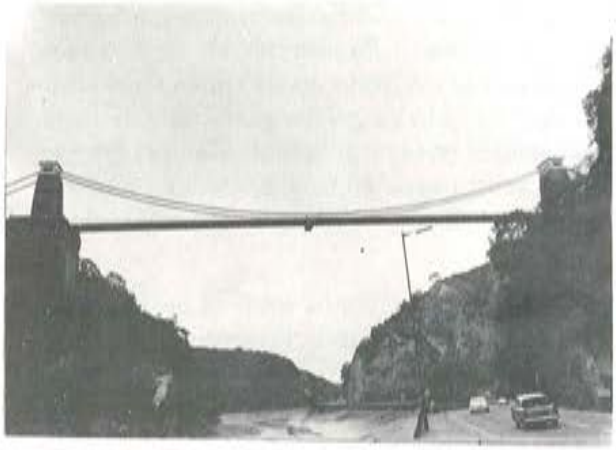


FIG. 1 CLIFTON

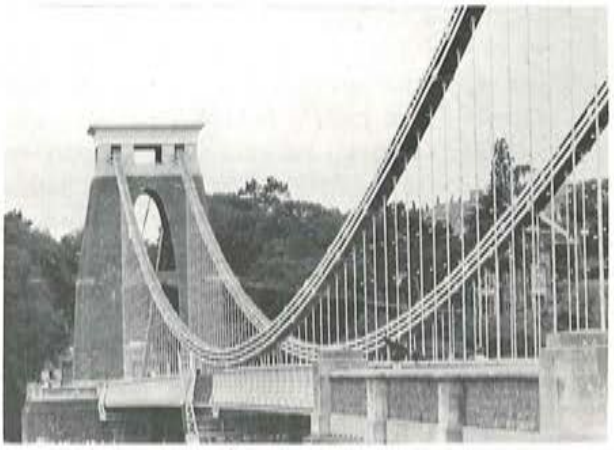


FIG. 2 CLIFTON

torre inspirada en el Castillo de Lancaster, otra en la puerta del Christchurch College de Oxford, otra de aspecto morisco y otras dos de aire egipcio con las que consiguió, como él mismo cuenta en su diario, "producir unanimidad entre 15 hombres que peleaban sobre el tema más peliagudo –el gusto".

Sin embargo el puente parecía atraer toda clase de desgracias. Cuando las dificultades financieras estaban medio solucionadas, las revueltas de Brístol en octubre de 1831 impidieron comenzar las obras y la primera piedra no se pudo poner hasta 1836. Un año después el contratista quebró y las obras continuaron intermitentemente hasta 1843, en que se acabaron las 45.000 libras disponibles, con los estribos terminados, las pilas sin rematar y, las cadenas de suspensión y el tablero encargadas y a medio hacer. Brunel luchó para conseguir la financiación de las 30.000 libras que faltaban para terminar la obra pero en 1853 tuvo que abandonar y parte del material se empleó en el puente de Saltash, diseñado por él mismo.

Brunel murió en 1859 de un ataque al corazón provocado por las dificultades surgidas con su último intento, "The Great Eastern", un vapor de hierro de más de 200 m. de eslora y 19.000 Tn. de registro bruto, un verdadero monstruo en el que sólo Brunel parecía creer, sin ver terminado su primer y más preciado proyecto, el puente colgante de Clifton, que él llamaba con cariño "My first child, my darling".

Sin embargo sus colegas de la Institution of Civil Engineers decidieron formar una compañía para terminar el puente como "último homenaje a su amigo y colega I.K. Brunel", bajo la dirección de Sir John Hawkshaw. Las obras se reanudaron con muy pocas alteraciones sobre el proyecto original. La técnica de los puentes colgantes había avanzado mucho en los últimos 30 años gracias a los numerosos desastres, ocurridos en general por falta de rigidez del tablero frente al viento, pero el proyecto de Brunel se revisó adoptando un sistema de rigidez, similar al empleado por Rendel en Montrose, que no alterara la apariencia deseada por su creador.

Para terminar la obra se utilizaron unas cadenas de suspensión obtenidas en la demolición de la pasarela de Hungerford sobre el Támesis, construída en 1845 con los mismos principios que en Clifton, pues en el mismo sitio se iba a construir un puente de ferrocarril. Por ello, fue preciso colocar tres cadenas en cada lado, en lugar de las dos que había previsto Brunel. Finalmente el puente se abrió al tráfico en 1864 y todavía sigue en uso.

Continuando un poco más por la garganta del Avon se alcanza la autopista de Birminghan, y luego por la del Sur de Gales se llega al gran estuario del Severn, franqueado por el gran puente colgante de 987 m. de luz. Es un puente diseñado muy limpiamente, sin la menor concesión a nada que no sea estríctamente funcional, y con una serie de innovaciones

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

técnicas muy importantes en la rigidización del tablero frente a oscilaciones provocadas por el viento, abandonando el clásico sistema de celosías rígidas a flexión por un tablero más aerodinámico y rígido a la torsión e inclinando ligeramente los cables que lo unen a los principales. Se le podría llamar canónico, aunque en cierto modo su propia perfección le resta interés. Tampoco los accesos le ayudan con su encuadre, pues en el lado de Gales el puente se prolonga artificialmente en unos cuantos vanos a muy pocos metros del suelo y a continuación hay un puente metálico atirantado con cables rectos de 220 m. de luz sobre el río Wye, prácticamente en su desembocadura.

Muy cerca de allí, en Chepstow, hay dos puentes muy próximos sobre el mismo Wye, uno de ferrocarril con diseño de Brunel y otro, más pequeño pero muy interesante también, para carretera. Este último fue diseñado en 1816 por Rastrick y Hazeldean con cinco vanos de 9, 21, 34, 21 y 9 metros, un esquema estructural complejo de nervios de fundición y una preciosa barandilla de hierro forjado, que marca las claves de los arcos con dibujos geométricos. En el vano central hay un magnífico centro con la fecha de terminación, rematado en una farola muy bien diseñada que subraya la simetría y, junto a las farolas más pequeñas de los estribos, ordena el conjunto confiriéndole un cierto carácter monumental.

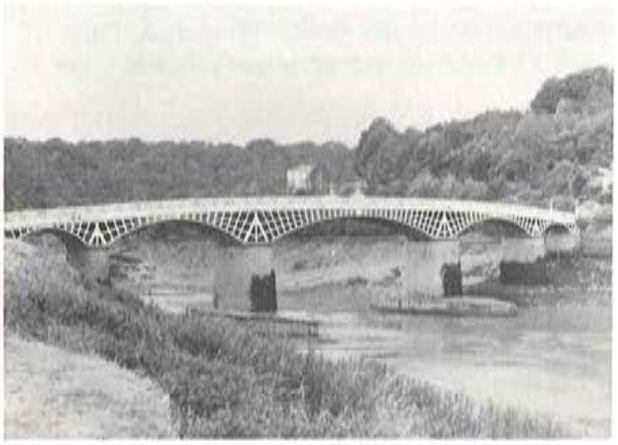


FIG. 3 CHEPSTOW

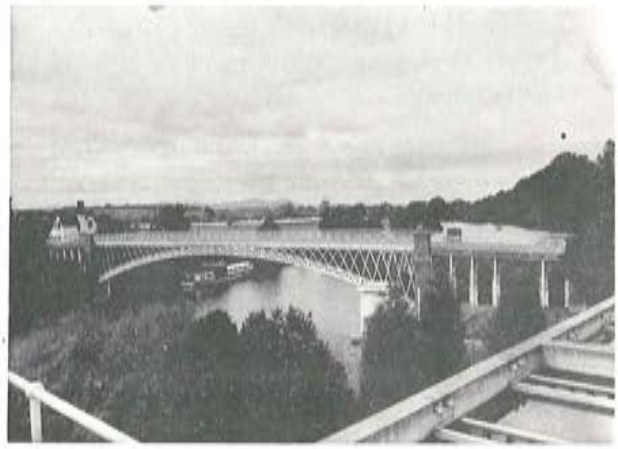


FIG. 4 MYTE

El diseño de los nervios de fundición está estudiado para acrecentar la importancia del vano central a base de unas barras principales que siguen las líneas de los arcos y van disminuyendo en número hasta anularse en el semiarco extremo y otras secundarias que se inclinan como sugiriendo un ritmo adovelado.

El encuentro de los arcos sobre las pilas se resuelve con un triángulo que introduce una cierta ambigüedad estructural pues su geometría mantiene la idea de las dovelas, pero al ser del mismo material que las barras de los arcos, fusiona los arcos contíguos y los transforma visualmente en pares de voladizos fijados a las pilas. Estas en cambio son grandes y de tosco aspecto, y el puente se resiente de ello, perdiendo la gracia que le proporciona una superestructura tan cuidada.

Del puente para ferrocarril (1852) sólo quedan los accesos al vano principal que son tramos de vigas rectas en hierro forjado y las pilas de fundición. El tramo de 90 m. reemplazado en 1962, era la esencia del puente y estaba formado por una celosía con cordón superior tubular único ligeramente arqueado y el tablero actuando como cordón inferior de forma que se crea una sección transversal en triángulo, pasando el ferrocarril por dentro, muy efectiva frente a problemas de pandeo y torsión. El puente supone el desarrollo de unas ideas esbozadas en su anterior puente de Windsor (1849) y servirá de base para el proyecto de Saltash (1859) que es la culminación de las ideas de Brunel en puentes de ferrocarril.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

I. E. T. c. c.
Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento

ANDECE
Agrupación Nacional de Derivados del Cemento

Secretaría del Sello: Costillares (Chamartín) - Madrid-33 - Apartado 19002 - Teléf. 202 04 40

SELLO DE CONFORMIDAD CIETAN DE VIGUETAS PRETENSADAS

Fábricas que han solicitado el Sello

AEDIUM, S. A.
Basauri (Vizcaya)
Tfno. 49 39 99

AEDIUM SORBAN, S. A.
Calahorra (Logroño)
Tfno. 13 17 50

APLICACIONES DEL HORMIGON, S. A.
La Coruña
Tfno. 26 12 87

CADE, S. A.
San Fernando de Henares (Madrid)
Tfno. 671 05 34

CAMARA, S. A.
Poyo (Pontevedra)
Tfno. 85 06 08

CAMARA, S. A.
Valladolid
Tfno. 25 37 54

HIFORCEM, S. A.
Sevilla
Tfno. 37 37 00

HORTE, S. A.
Dos Hermanas (Sevilla)

MAHEMA
Granollers (Barcelona)
Tfno. 870 14 50

PREFABRICADOS AEDIUM, S. A.
Burgos
Tfno. 20 56 68

PREFABRICADOS ALAVESES, S. A.
Vitoria
Tfno. 22 21 66

PREFABRICADOS STUB, S. A.
Martorell (Barcelona)
Tfno. 875 13 50

PRETENSADOS AEDIUM, S. A.
Pamplona (Navarra)
Tfno. 22 14 20

PRETENSADOS DEL LOURO, S. L.
Porriño (Pontevedra)
Tfno. 295

SAEM, S. A.
Puerto de Sagunto (Valencia)
Tfno. 77 11 50

TEJERIAS LA COVADONGA, S. A.
Maliaño (Santander)
Tfno. 22 27 90

TENSYLAND, S. A.
Gironella (Barcelona)
Tfno. 218 05 12

TUBOS BORONDO
Madrid
Tfno. 478 81 00

VIGUETAS MUBEMI, S. A.
Torrente (Valencia)
Tfno. 55 17 18

VIGUETAS NAVARRA
Huarte (Navarra)
Tfno. 33 00 81

SELLOS EN VIGOR

Cietan VP-1 – DOMO-SAINCE, S.A.
Fábrica de Alcalá de Henares (Madrid)
Tfno. 293 08 30

Cietan VP-2 – AGUSTI, S.A.
Fábrica de Bañolas (Gerona)
Tfno. 44

Cietan VP-3 – AGUSTI, S.A.
Fábrica de Fornells de la Selva (Gerona)
Tfno. 20 21 50

Cietan VP-4 – ENAGA, S.A.
Fábrica de Pozuelo de Alarcón (Madrid)
Tfno. 291 08 58

Cietan VP-5 – PREFABRICADOS Y SUMINISTROS, PRESUM, S.A.
Fábrica de Sevilla
Tfno. 23 42 32

Cietan VP-6 – MEDITERRANEA DE PREFABRICADOS, S.A.
Fábrica de Benicarló (Castellón)
Tfno. 47 15 50

Cietan VP-7 – S.A. DE HORMIGONES ESPECIALES
Fábrica de Alcalá de Henares (Madrid)
Tfno. 888 19 00

Cietan VP-8 – PIEZAS MOLDEADAS, S.A. (PIMOSA)
Fábrica de San Adrián de Besós (Barcelona)
Tfno. 381 03 50

(ver dorso)

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

¿Qué es el Sello de Conformidad CIETAN?

El Sello de Conformidad CIETAN (anagrama formado por las iniciales: C, de conformidad; IET, del Instituto Eduardo Torroja; y AN, de ANDECE) es un distintivo o marca creado, a iniciativa de la Agrupación Nacional de los Derivados del Cemento (ANDECE), con la colaboración del Instituto Eduardo Torroja, que acredita que los productos que lo ostentan cumplen con las Especificaciones de fabricación y control de calidad, previamente elaborados por el correspondiente Comité mixto de redacción, integrado por fabricantes del producto en cuestión y personal especializado del I.E.T.c.c.

¿Quiénes pueden solicitar la concesión del CIETAN?

Todos los fabricantes de productos prefabricados derivados del cemento, y que hayan sido normalizados por el adecuado Comité mixto de redacción, que voluntariamente se comprometan a cumplir las prescripciones contenidas en las respectivas Especificaciones y en los Estatutos relativos a su concesión, uso y divulgación y estén dispuestos a someterse a las oportunas inspecciones de control, que llevará a cabo el Instituto Eduardo Torroja.

¿Qué requisitos se precisan para la obtención del CIETAN?

En el escrito de solicitud deberá acreditarse cumplidamente que el fabricante solicitante posee las instalaciones y medios de control adecuados para garantizar que los productos fabricados para los que se solicita reúnen las características de idoneidad exigidas en la respectiva Especificación.

La veracidad de estos datos será comprobada por la Inspección del Sello, la cual propondrá a la Comisión del Sello, en vista de los resultados obtenidos, su concesión o denegación.

¿Quién otorga o anula el CIETAN?

La Comisión del Sello, que estará constituida por representantes de distintos Departamentos ministeriales, Instituto Eduardo Torroja, ANDECE, Asociaciones técnicas, Colegios técnicos profesionales y Fabricantes titulares del Sello, con una organización distinta para cada grupo de productos.

¿Quién controla el CIETAN?

El control próximo, o autocontrol, lo llevará a cabo el propio fabricante, quien vendrá obligado a realizar los ensayos diarios que se señalen en la Especificación.

El control remoto, o supervisión del autocontrol, corresponderá a la Comisión del Sello, a través de las correspondientes Inspecciones, cuyo alcance y valoración de resultados se establece en los Estatutos y que pueden determinar la anulación del Sello cuando estos resultados acrediten el incumplimiento de las condiciones voluntariamente aceptadas por el solicitante.

¿Qué productos se benefician actualmente del CIETAN?

Las viguetas autorresisitentes y semirresistentes de hormigón pretensado y cerámica pretensada, de acuerdo con las Recomendaciones V.P.-71.

Actualmente están en preparación las Recomendaciones relativas a TUBOS DE HORMIGON, BALDOSAS DE TERRAZO Y BLOQUES DE HORMIGON, por lo que en fecha próxima se podrán acoger al Sello CIETAN todos los fabricantes de estos productos que lo deseen.

Si desean ampliar la información sobre las condiciones y alcance de este Sello pueden dirigirse a ANDECE o al I.E.T.c.c.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Bordeando el estuario del Severn se llega hasta Gloucester y un poco más al norte, en Tewkesbury, hay un puente de Telford (1757-1834), el "Mythe bridge" construído en 1826 y una de las más felices realizaciones de este gran ingeniero. En contraste con Brunel, aquel intuitivo genial que tenía que poner su toque personal en todo lo que hacía, siempre metido en grandiosos y apasionantes proyectos, Telford es hombre de trabajo, tesón y orden. De origen muy humilde empezó trabajando como cantero y luego en proyecto y restauración de edificios. En 1787 entra en el campo de Obras públicas y construye canales, diques, carreteras, acueductos, puertos y numerosos puentes. Sólo en Escocia, su tierra natal, construye 1480 km. de nuevas carreteras reacondicionando otros 450 km. de antíguo trazado que exigieron 1.117 nuevos puentes. En aquellos días una obra de estas proporciones exigía un enorme esfuerzo que Telford supo organizar y controlar, creando un sistema de contratistas y pliegos de condiciones con especificaciones rígidas y precisas, que llegaría a convertirse en habitual para los trabajos de obras públicas. De hecho, es él quien establece las bases de la Ingeniería Civil como profesión definida, y será el primer presidente de la "Institution of Civil Engineers".

En Tewkesbury, la obra de Telford –siempre simple, robusta y bien construída– nos revela su talla estética. Sencillez, esquemas claramente expresados y cariño en los detalles son los rasgos más destacados de su forma de diseñar, generalmente expresada con un cierto "gusto historicista" muy de la época. El "Mythe bridge" es buen ejemplo de ello con su arco de fundición de 51 m conectado al tablero por unas barras cruzadas muy leves, diferenciando claramente las funciones de ambos y unos estribos forzosamente grandes pero sabiamente aligerados con arcos ojivales y columnas de fundición adosadas, que permiten el paso del agua en las crecidas y alivian visualmente la opresión del arco. Telford, considerado el gran maestro del hierro fundido, tuvo siempre gran cuidado con los problemas resistentes y estéticos que planteaban los estribos para arcos de este nuevo material. Vivió muy de cerca la experiencia de Coalbrookdale, donde debido al escaso empuje de los arcos, el terreno desplazó los estribos hacia dentro levantando ligeramente la clave. En Buildwas, su primer puente de hierro en 1795, adoptó un sistema de doble arco, uno de ellos muy tendido para contrarrestar los empujes del terreno, y siempre diseñaría cuidadosamente sus estribos, elementos tradicionalmente olvidados por los proyectistas de puentes.

Continuando aguas arriba del Severn se encuentran otras dos obras de Telford, el puente Holt Fleet (1827) al norte de Worcester y muy similar al Mythe en concepto salvo los estribos, más pequeños aquí y proporcionando al arco un arranque perpendicular, y el puente de Bewdley (1798) con tres arcos de piedra y un diseño muy arquitectónico. Más al norte, en Arley, el ferrocarril cruza el río por el puente Victoria proyectado por Fowler en 1861.

Sir John Fowler nació en 1817 y entró en la profesión en plena locura del ferrocarril. Se metió de lleno en ese mundo e hizo innumerables proyectos para Inglaterra, Australia, India y Egipto. Construyó también una línea del Metropolitano y unos muelles en Londres y en 1866 fue elegido presidente de la Institution of Civil Engineers. Era un profesional famoso y respetado aunque su trabajo es poco conocido, salvo por que figura, al lado de Benjamín Baker que en principio fue su ayudante, como proyectista del Puente del Forth.

El puente Victoria, en Arley, y su gemelo el Edward Albert (1863), a un Km. aguas arriba de Coalbrookdale, son dos arcos de fundición con 60 m. de luz y 6 m. de flecha formados por cuatro anillos principales de 1,20 m. de canto. Cada anillo está formado por nueve segmentos conectados por bulones y el tablero se apoya por medio de montante verticales muy finos. Lo rebajado de los arcos y esta verticalidad dan a los puentes un aspecto de mucha serenidad y se integran perfectamente –el Victoria sobre todo– en el hermoso paisaje del Severn.

Río arriba está la ciudad de Ironbridge, centro minero que debe su nombre al famoso puente de Coalbrookdale (1779) hoy Monumento Nacional. Cuentan los libros que fue dise-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

FIG. 5 VICTORIA

FIG. 6 COALBROOKDALE

ñado por Thomas Farnolls Pritchard, pero su verdadero artífice fue Abraham Darby III, de la dinastía de los primeros fundidores que usaron el carbón de coke. El puente fue financiado por Darby y John Wilkinson, que encargaron un primer diseño a Pritchard. Este preparó un esquema en el que el hierro fundido se empleaba como cimbra permanente de un puente de mampostería, que fue rechazado por Darby, obsesionado con un puente de fundición. Hubo un segundo esquema, de vigas arqueadas y aligeradas en los tímpanos y finalmente un tercero, el adoptado más tarde, según las indicaciones e ideas de Darby y su colega Reynolds, en forma de arco semicircular de 30 m. de luz formado por una serie de nervios fundidos en dos trozos. El nervio inferior es contínuo y los otros no trabajan como arcos pero contribuyen a la rigidez del conjunto. Los tímpanos están resueltos con un círculo y unas barras curvadas que protagonizan la caracterización formal del puente, de un valor relativo pero con una fuerte carga emocional derivada de saberse frente al primer puente de hierro construído en el mundo (4). Es muy interesante la resolución de todos los detalles de encuentros y empalmes a base de lengüetas y cuñas, inspirados en uniones de carpintería. Como tantas

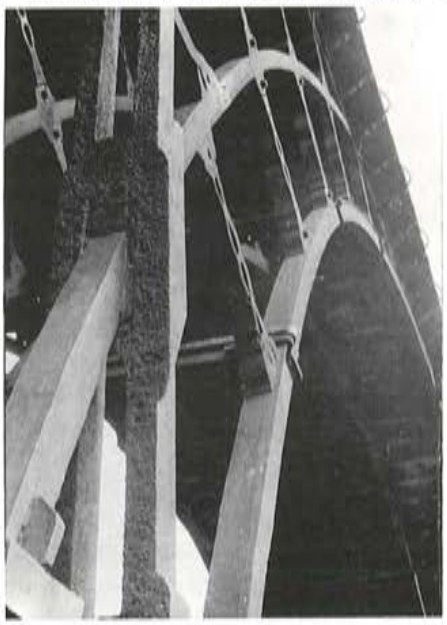


FIG. 7 COALBROOKDALE

FIG. 8 MENAI STRAITS

(4) Hubo en 1755 un intento de un fundidor de Lyon, y otro de Tom Paine para un puente en Pensilvania, pero ambos fracasaron por motivos financieros.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

otras veces, en las primeras realizaciones con materiales o técnicas nuevas se utilizan tipologías y formas calcadas de tecnologías anteriores, hasta que poco a poco van descubriendo sus propios caminos.

Siempre por el Severn, y procurando olvidar un puente de hormigón pretensado, cercano al Edward Albert, que viene a destrozar la plástica acumulada a lo largo de tantos kilómetros de río, se llega a Shrewsbury donde hay un precioso puente de piedra de John Gwynn, el "English bridge" (1774), algo apartado de la temática del viaje, pero con unos fantásticos delfines esculpidos en los tajamares. Hay que tomar luego la "Holyhead road", otra gran realización de Telford proyectada en 1817 para mejorar las comunicaciones entre Londres y Dublin. Holyhead fue el puerto escogido en el lado británico y fue Rennie el encargado de su construcción. John Rennie, otro de los grandes de la primera época, "consideraba la construcción de carreteras como un arte inferior, y rehusó firmemente encargarse de la carretera considerándolo contrario a su dignidad" (5) por lo que fue Telford quien la realizó, con unos standards de diseño tan altos, que el trazado es actualmente casi el mismo que hace 150 años.

La carretera de Holyhead cruza el río Conway, muy cerca de Betws-y-Coed, por el puente de Waterloo (1815) también de Telford, aunque muy poco en la línea de su trabajo pues está profusamente decorado –siempre en fundición– con una leyenda en letras caladas siguiendo la directriz del arco, alusiva a su construcción efectuada el mismo año de la batalla de Waterloo. En cada tímpano hay un relieve del emblema de cada nación, la rosa, el puerro, el cardo y el trebol. Tiene un interés que se podría llamar "turístico" y está situado en un bellísimo parque nacional, ya en pleno País de Gales.

El último obstáculo para llegar a Holyhead es el estrecho de Menai donde se encuentran dos grandes puentes, el Britannia y el colgante de Telford, dos importantes hitos en la historia de los puentes, no sólo de Inglaterra sino del mundo entero.

En 1810 Telford propuso un arco de 150 m. en hierro fundido para cruzar el estrecho, pero el revuelo que se organizó con su propuesta de 1801, un arco de 180 m. para cruzar el Támesis donde estaba el Old London Bridge, todavía flotaba en el ambiente y la propuesta no prosperó. En los años siguientes, empezó a interesarse en la construcción de puentes con "el principio de suspensión" y en 1814 propuso un puente en Runcorn, sobre el Mersey, con un vano central de 300 m. y dos laterales de 150 m., realizando más de 200 ensayos para determinar la resistencia a tracción del hierro. En aquella época, el Capitán Brown estaba trabajando sobre el mismo tema y comenzó una colaboración entre los dos que culminaría en la construcción de un modelo de unos 30 m. de longitud que fue cuidadosamente ensayado. Con todo, su propuesta de puente colgante para el estrecho de Menai no fue aprobada hasta 1817 y el proyecto se terminó en 1818.

En principio, Telford con una intuición extraordinaria, intentó usar algo muy parecido a los cables de alambres paralelos que se utilizan en los puentes colgantes modernos, pero en lugar de hilos contínuos y flexibles, los cables estaban formados por varias barras rígidas cortas, soldadas en sus extremos. La soldadura era un punto muy débil y –probablemente– Brown le convenció para que adoptase su sistema de cadenas formadas por barras planas agujereadas, trabajando a una tensión de 850 kgs/cm². Las barras fueron ensayadas una por una, de acuerdo con las especificaciones de Telford, a una tensión de 1.700 Kg/cm² y bajo carga eran golpeadas con una maza por medio de una máquina especialmente diseñada para el ensayo.

El puente, con su vano central de 177 m. de luz, se comenzó en 1820 y fue terminado en 1826. Su vano no fue sobrepasado hasta ocho años más tarde, en el puente de Fribourg

(5) Pannell, J.P.M. An illustrated history of Civil Engineering. Thames and Hudson. Londres 1964.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

en Suiza con 264 m. El tablero era de madera sin ningún sistema de rigidización ni ningún cable inclinado, por lo que fué repetidamente destruído por las tormentas. Aparte de varios percances menores, en 1839 fue necesario reconstruir todo el tablero y la reparación, también de madera aunque más robusta, duró hasta 1893 en que Sir Benjamín Baker diseñó y construyó un tablero de acero convenientemente rigidizado. En 1940 el puente fue totalmente revisado y se cambiaron las primitivas cadenas por otras nuevas respetando el diseño de Telford.

Desgraciadamente este cuidado de no alterar los diseños primitivos no ha existido en la reconstrucción del otro gran puente sobre Menai Straits, el Britannia. Dañado por un incendio en 1970, el impresionante puente de Stephenson está siendo reconstruído alterando todo su sistema estructural. Las vigas cajón han sido sustituídas por unos arcos metálicos en los vanos centrales y se han añadido pilas intermedias en los vanos extremos. Se prevee además un segundo tablero para carretera, circulando los trenes por abajo y los coches por arriba. El diseñador de la reconstrucción debe creer suficiente mantener las pilas y sugerir las vigas cajón con una cornisa muy fuerte al nivel del ferrocarril y el tablero de carretera como remate superior. Si Stephenson pudiera verlo no comprendería sin duda como se vuelve a una solución con un esquema estructural idéntico al propuesto por él en principio, y en seguida desechado para ofrecer al mundo una solución revolucionaria, con el agravante de que se conservan sólo las pilas que tienen un diseño no adecuado ni al arco ni a las vigas cajón, sino a una solución colgada. Pero es una larga historia y vale la pena recordar los hechos tal como se produjeron.

FIG. 9 MENAI STRAITS

FIG. 10 BRITANNIA

Robert Stephenson (1803-1859) "heredó de su padre George, no sólo su gran riqueza que probablemente le convirtió en el primer millonario-ingeniero, sino su amabilidad y honradez, y una precavida actitud frente a los problemas que debía abordar. Cuidadosamente vestidos, prósperos y muy sagaces, los Stephenson presentaban un marcado contraste con aquella caterva de especuladores que formaba el mundo del ferrocarril" (6). Fue el gran rival de Brunel, con el que le unía una estrecha amistad, aunque sus métodos fuesen radicalmente distintos. Stephenson, metódico y muy centrado en su trabajo, era un verdadero conductor de hombres. Al frente de su empresa, en Newcastle, con más de 1.500 trabajadores, siempre supo rodearse de las personas más cualificadas para cada tarea y fue enormemente querido y respetado por todos los que trabajaron con él.

(6) H. Shirley Smith. The World's Great Bridges. Phoenix. 2ª Ed. Londres 1964.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

El ferrocarril de Chester a Holyhead por la costa norte de Gales debía cruzar el estrecho de Menai para alcanzar la isla. En 1840 Stephenson propuso utilizar uno de los carriles del puente colgante de Telford, pasando los trenes divididos —si ello era necesario— y arrastrados por caballos, pero las autoridades sólo consintieron como medida provisional y la idea fue por tanto abandonada. En 1845 cuando se autorizó la construcción del ferrocarril, encargándosela a Stephenson, éste proyectó un puente con dos arcos de fundición de unos 125 m. de luz, apoyando la pila central sobre una roca llamada Britannia que más tarde daría su nombre al puente, y unos accesos con arcos de mapostería. El Almirantazgo se opuso, igual que había hecho con Telford, exigiendo una altura libre para la navegación de 31 m. en toda la longitud del puente.

Stephenson comenzó entonces a pensar en un puente colgante, pues los mayores puentes de vigas construídos hasta entonces no llegaban a los 20 m. de luz, y su primera idea para dotar de rigidez al tablero fue materializar éste como una viga en U de hierro forjado, pasando el ferrocarril entre las dos almas. Pronto llegó a la conclusión de que cerrando la sección aumentaría mucho más la rigidez y, para desarrollar su idea, requirió la colaboración de dos expertos, William Fairbain constructor de barcos y especializado en ensayos de materiales y Eaton Hodgkinson, un matemático y toda una autoridad en la teoría de vigas de hierro.

Se comenzó entonces una serie de ensayos de tubos de sección circular, elíptica y rectangular bajo la dirección de Fairbain y la aplicación e interpretación de resultados fue realizada por Hodgkinson. Hubo diferencias entre ellos en cuanto a la forma óptima de los tubos y fue Stephenson quien tomó al final la decisión de hacerlos rectangulares para construirlos más fácilmente. Las primeras roturas se produjeron en el tablero inferior por lo que éste fue reforzado, continuándose los ensayos y colocando rigidizadores progresivamente hasta que tanto el tablero inferior, como el superior y las almas fueran igualmente estables, introduciendo en los modelos no sólo fuerzas gravitatorias sino el viento y el efecto del calentamiento solar.

Los ensayos pusieron de manifiesto que las cadenas de suspensión podían suprimirse y aunque Hodgkinson pretendía mantenerlas, Stephenson y Fairbain sólo las necesitaban temporalmente para colocar las secciones de tubo con su ayuda, y ensamblarlas in situ. Se descubrió entonces un método alternativo para colocar los tubos sobre las pilas, consistente en construir los tubos enteros en la orilla y llevarlos flotando sobre pontones hasta las pilas y, por medio de unos gatos y unas cadenas, levantarlos a su posición definitiva, uniéndolos después con los vanos adyacentes para formar dos vigas contínuas paralelas de 460 m. de longitud, con dos vanos centrales de 140 m. de luz. Mientras tanto las torres ya se habían terminado por lo que están preparadas para unos cables que no se pondrían nunca.

La colocación de los tubos fue un gran acontecimiento. Se prepararon unas tribunas y cientos de personas se juntaron para presenciar la botadura. Había bandas de música y los cañones estaban listos para lanzar sus salvas. Robert Stephenson dirigía la operación y sus amigos Brunel y Locke estaban allí para darle su apoyo moral. A las seis de la tarde con la marea alta comenzó la operación, pero se rompió un cabrestante y todo se aplazó para el día siguiente. Amaneció con mucho viento y los botes se movían difícilmente, pero en medio de una gran expectación, el tubo fue puesto a flote a las siete y media de la tarde. Golpeado por el viento y el agua, el tubo rompió una de sus amarras, lanzando al agua al encargado de un cabrestante. Este consiguió alcanzar la orilla a nado y, viendo como las 1.500 toneladas de hierro amenazaban con precipitarse al fondo del estrecho, pidió ayuda a los espectadores. Cientos de personas endomingadas tiraron de los cables y con ayuda de la marea el tubo fue colocado cuidadosamente entre las pilas para ser izado más tarde con gatos hidraulicos. Los cañones soltaron sus salvas, las bandas comenzaron a tocar y en medio del entusiasmo popular, Stephenson, que llevaba muchos días sin conciliar el sueño preocupado con el lanzamiento, pudo por fin irse a la cama (7).

(7) Extractado de: Neil Upton. "An Illustrated history of Civil Engineering". Heinemann. Londres 1975.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

FIG 11
BRITANNIA

El resto de las vigas cajón se colocaron sin graves percances gracias a las cuidadosas instrucciones de Stephenson, cumplidas fielmente por sus hombres, y el puente se abrió al tráfico en 1849. Tanto sus proporciones –sus vigas salvan una luz ocho veces mayor que cualquiera de las anteriormente construídas– como su sección transversal que todavía hoy nos asombra, como su proceso de diseño apoyado en la primera serie de ensayos sistemáticos a gran escala aplicados a la ingeniería, o su proceso constructivo, un prodigio de ingenio aplicado luego cientos de veces por los grandes constructores de puentes, convierten al "Britannia bridge" en la realización más grande, más importante y más atrevida de la ingeniería civil de la primera época.

Hoy, gracias a una reconstrucción mal enfocada, sólo nos quedan unas pilas inadaptadas a su función y dos espléndidas parejas de leones esculpidos en piedra, presidiendo los accesos con una impasibilidad digna del mejor estilo egipcio que se puede encontrar en el Museo Británico.

Avanzando por la costa norte de Gales en dirección a Chester, carretera y ferrocarril tienen que salvar la desembocadura del Conway, donde los nombres de Telford y Stephen-

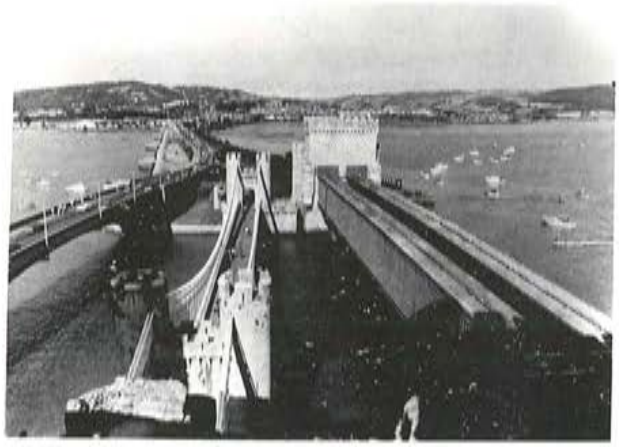


FIG. 12 CONWAY

FIG. 13 CONWAY (FPCC)

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

son se aproximan otra vez con los mismos esquemas que en el estrecho de Menai, cruzando el río con un puente colgante y un puente tubular a escasos metros uno de otro. En un paraje bellísimo y al pie de un impresionante castillo que domina estratégicamente la ciudad de Conway y todo el estuario del río, ambos diseñadores se esfuerzan en dar a sus obras un aire amurallado para integrarlas en aquel ambiente medieval.

El puente colgante de Telford, terminado en el mismo año que el de Menai, ancla las cadenas que soportan su vano de 98 m. en el propio castillo y sus ejes prácticamente coinciden, por lo que el puente parece un inmenso portón levadizo del castillo. Está muy restaurado y no tiene la grandeza del de Menai pero es indudablemente una obra importante y contribuyó poderosamente al desarrollo de los puentes colgantes. El puente de ferrocarril fue construído en la misma época y por el mismo equipo que su homólogo de Menai. Con una luz de 120 m. se mantiene en perfecto estado, permitiendo intuir lo que debió ser el Britania. Los estribos son dos torreones de piedra haciendo juego con los del castillo y parece ser que –al igual que con las pilas y los leones del Britannia– en su diseño intervino Francis Thompson, uno de los arquitectos más conocidos entre los que trabajaron en los ferrocarriles, pues en aquellos días todas las compañías tenían arquitectos no sólo como responsables de las estaciones y otros edificios ferroviarios, sino para colaborar con los ingenieros en el diseño de puentes, viaductos, bocas de túneles, etc.

Ambos puentes de ferrocarril se construyen en la época de más esplendor de la ingeniería civil británica. Es precisamente en los años anteriores y posteriores a la Great Exhibition de 1851 cuando se llevan a cabo los puentes más significativos de "The Great Age": la trilogía de Brunel, Windsor (1849) Chepstow (1852) y Saltash (1859), junto a las principales obras de Stephenson, Britannia, Conway y High Level en Newcastle (1849) y el nuevo puente de Westminster (1854-62) sobre el Támesis de Thomas Page.

En aquellos años, sin embargo, esta gran generación de ingenieros envejece rápidamente Se apaga por sus propias energías, se "vuelve inservible por las presiones del nuevo mundo que ellos mismos habían ayudado a crear". Brunel, Stephenson y Locke mueren con pocos meses de diferencia entre 1859 y 1860, y con ellos se acaba la fe en la capacidad humana para imponerse con la razón a la naturaleza, a través del progreso científico y material. Fueron verdaderos héroes, con un prestigio popular inmenso a pesar de sus fracasos o sus debilidades, que los hacían más humanos y más comprensibles. Cuando Robert Stephenson muere en Octubre de 1859 "toda la nación llora su muerte. Por especial permiso de la Reina, su cortejo fúnebre pasa a través de Hyde Park, en su camino hacia la Abadía de Westminster para ser enterrado al lado de Telford, y toda la ruta está flanqueada por tristes muchedumbres. En su tierra, la navegación por los ríos Tyne, Wear y Tees se inmoviliza silenciosa, el trabajo cesa en las ciudades y las banderas ondean a media asta. En Newcastle sus 1.500 empleados desfilan por las calles hacia un funeral en que participa todo un pueblo. Era como si un rey hubiese muerto, pero ¿dónde estaba su sucesor?" (8).

Los ingenieros posteriores no conocerán esta gloria; nunca la profesión alcanzará este nivel. La acumulación de conocimientos hace que la ingeniería se vuelva cada vez más compleja. Los ingenieros se reunen en equipos, su trabajo se despersonaliza, la gente ya no es capaz de entenderlo y se distancia primero, para volverse crítica después. La ciega aceptación del progreso material como objetivo, da paso a la duda y la desilusión. Los artistas, antes fascinados por la revolución industrial, cambian radicalmente de actitud. William Blake y William Morris arremeten furiosamente contra las realizaciones posteriores resucitando viejas polémicas sobre el uso de los nuevos materiales y las relaciones entre arte y ciencia. Así, la ingeniería se convierte en algo no compartido por el pueblo, en algo que "desgraciadamente" es necesario y hay que soportar.

---

(8) Rolt, L.T.C. Victorian Engineering. Penguin 1974.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

El viaje continua por la costa norte de Gales hasta Chester, donde se encuentra el puente de Grosvenor (1833) que con sus 60 m. es el puente de piedra de más luz en Inglaterra y que pertenece realmente a una época muy anterior –Thomas Harrison lo proyecta cuando ya tiene 80 años–, para cubrir luego una larga etapa. Hay que llegar hasta Escocia y adentrarse en ese fascinante mundo de lagos, brumas y montañas por unas bellísimas rutas diseñadas y construídas por Telford. A cada momento hay que cruzar un río, un lago o un brazo de mar y son cientos de pequeños puentes de piedra, perfectamente realizados con ese sello de "bien hecho" que caracteriza el trabajo de Telford.

Se pasa por Inveraray, y cerca de Oban se cruza el lago Etive por un puente muy tardío, el Connel's Ferry (1903), diseñado por Sir John Wolfe Barry para ferrocarril y adaptado ahora para carretera. Es un puente cantilever muy grande –160 m. de luz– con unos brazos inclinados, formando una especie de célula triangular, que le dan un aire muy agresivo y muy interesante a la vez. Bordeando luego los lagos Linnhe y Lochy se llega a Invergarry y al lago Oich.

Allí hay un puente colgante que no aparece en los libros más usuales por lo que no conozco su fecha ni autor. Sobre unas pilas de sillería de aire neoclásico se apoyan los cables principales formados por redondos de unos 2 cm. de diámetro, en número creciente según va aumentando la altura del cable hacia los apoyos. Así, encima de las pilas el cable tien 13 redondos que van disminuyendo hasta convertirse en uno solo en el centro de la luz –unos 50 m.– y en los anclajes. Los redondos van bajando con inclinación progresiva para sujetar el tablero que es de madera apoyada sobre unas vigas de borde de hierro, con una barandilla metálica que le proporciona una cierta rigidez. El conjunto parece trabajar más como cantilever o puente atirantado, transmitiéndose las compresiones por el propio tablero.

Tyrrell, en su "History of bridge engineering" (1911) referencia un puente de James Dredge en Balloch Ferry (1832) que es prácticamente igual al del lago Oich. Tiene 60 m. de luz con cadenas de 13 redondos de 7/8" de diámetro en los apoyos que van bajando para soportar el tablero y Hopkins, en su "A Span of bridges", comenta que Dredge realizó varios puentes con este sistema por lo que es muy probable que el puente del lago Oich sea de James Dredge y esté realizado en los mismos años.

El puente está en un lugar bellísimo, sobre un brazo del lago rodeado de árboles y praderas, integrándose agradablemente en aquel ambiente húmedo y lluvioso. Su esquema estructural es claramente legible en primera instancia aunque un análisis más detallado hace dudar de su comportamiento frente a las cargas. Los puristas rechazarán seguramente este desdoblamiento entre apariencia –suspensión– y forma de trabajo –voladizo o puente atirantado– pero no hay que hacerles mucho caso: la estética de un puente es resultado directo de la cultura y el trabajo del hombre que lo diseñó y el tan manipulado acoplamiento forma-función no es sino una cortina de humo para atenuar nuestra responsabilidad en el diseño.

El puente está fuera de servicio y la carretera cruza por uno más moderno, muy cercano, y luego por un puente giratorio, también del XIX, para bordear luego el lago Ness durante más de 60 km. Llegando a Inverness, se abandona la Escocia verde, brumosa y salvaje y se entre en la Escocia del whisky, más soleado y con un paisaje distinto.

En Elgin hay que dejar la carretera de la costa para acercarse a Cragiellachie, donde hay un puente de Telford (1815). La antigua carretera cruza allí el río Spey, una de cuyas márgenes es muy abrupta por lo que parece que el puente se estrella contra la montaña. Su diseño, muy similar al puente de Bonar (1812) –hoy desaparecido–, servirá luego de base para el "Mythe bridge" en Tewkesbury. Un arco de fundición de 45 m. con un tablero ligeramente abovedado que se enlaza con el arco por medio de una celosía muy ligera, se apoya en unos estribos de piedra con unas torres en cada lado a modo de portalón. Todos los detalles están tratados con la habitual maestría de Telford, aunque aquí el resultado final no alcanza la talla del Mythe. Quizá sea por el diseño del estribo, cuyo plano inclinado de apoyo

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

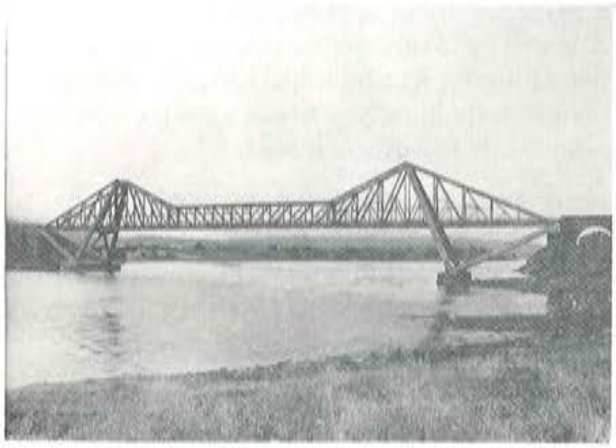


FIG. 14 CONNEL'S FERRY

FIG. 15 LAGO OICH

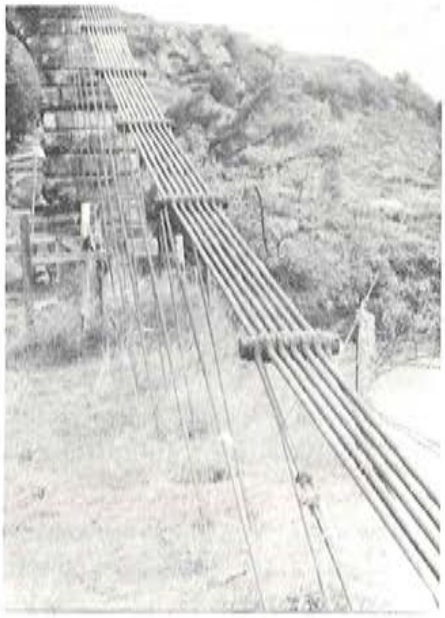


FIG. 16 LAGO OICH

FIG. 17 CRAIGELLACHIE

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

del arco proporciona un impulso ascendente que, agravado por la falta de horizontalidad del tablero, quita tranquilidad a todo el conjunto. Además, en la reciente reconstrucción el hierro fundido ha sido sustituído por acero y aunque el diseño ha sido respetado escrupulosamente, el puente ha perdido en cierto modo el respaldo de su vejez y se nos muestra demasiado acabado, como "remilgado" y adquiere un aspecto de juguete de lujo.

Más hacia el Sur, carretera y ferrocarril deben salvar dos grandes obstáculos antes de llegar a Edimburgo: los estuarios del Tay y el Forth. En el Tay, la historia adquiere tintes dramáticos que tendrán más adelante una gran repercusión en el mundo de la construcción de puentes.

En la tarde del 28 de diciembre de 1879, en medio de una gran tormenta, 13 grandes vigas en celosía y 12 pilas de fundición del puente del Tay caen en el río, arrastrando con ellas al expreso de Edimburgo que cruzaba por encima en ese momento y causando la muerte de 75 personas. El puente era el más largo del mundo y había sido construído sólo unos meses antes según el proyecto de Thomas Bouch. El desastre causó un enorme impacto en la opinión pública, tanto más cuanto que los grandes fastos de la ceremonia oficial de inauguración presidida por la mismísima Reina Victoria —que armó caballero a Bouch allí mismo— todavía estaban presentes en la mente de todos. La encuesta fue llevada a cabo por un tribunal compuesto por H.C. Rothery, W. Yolland y W.H. Barlow que llegaron a la conclusión de que el puente "estaba mal diseñado, mal construído y mal conservado. De estos defectos en diseño, construcción y conservación Sir Thomas Bouch es el principal culpable" (9).

En efecto Bouch no previó el efecto del viento en el puente, circunstancia agravada por una disminución de pesos propios que tuvo lugar durante la construcción debido a problemas de cimentación, aunque para su proyecto del Forth recibió una comunicación del Astrónomo real recomendando tener en cuenta una presión de 50 kg/m². y comprobó el diseño del Tay con este dato. En aquella época "él sabía o debía saber que los ingenieros franceses contaban con una presión de viento de 268 kg/m². y los americanos con 244 kg/m²." . Tampoco se explica cómo dejó construir las pilas de fundición, por otra parte mal ancladas en la cimentación, con importantes defectos en el material, ni por qué las celosías de rigidización de las pilas tenían importantes holguras en su montaje. El responsable de la conservación era Henry Noble, un hombre elegido por Bouch, experto en cementos y hormigones pero con ningún conocimiento de la fundición.

El fondo de la tragedia reside precisamente, como señala Hopkins, en la forma de trabajar de Bouch. Próspero, metido en incontables negocios se ufanaba del número de puentes que había construído y afirmaba que sus diseños eran siempre más baratos. "Supongo que nadie ha construído nunca más puentes que yo", responde al ser preguntado por el jurado. Nunca participó en las discusiones y debates de la Institution of Civil Engineers, que eran el foro de la ingeniería de la época, y no colaboró con otros ingenieros, ni supo promocionar ayudantes de confianza para realizar tantos trabajos.

A raiz de este desastre, el proyecto de Bouch para cruzar el Forth fue rápidamente abandonado, aún cuando ya se habían comenzado los trabajos en los accesos del puente colgante de 2 vanos de 480 m. de luz aprobado en 1873. Las cuatro compañías de ferrocarril implicadas en el puente del Forth "pidieron a sus ingenieros Barlow, Harrison y Fowler que se reuniesen y considerasen la posibilidad de construir un puente para ferrocarril en el Firth of Forth y, en caso afirmativo, decidieran qué tipo de puente había que construir" (10). Se consideraron todas las posibilidades, incluso la de un tunel y finalmente se adoptó un esquema en cantilever, propuesto por Fowler y Baker, con unas correcciones para solventar ciertas diferencias de opinión con los otros ingenieros, que fue aprobado en 1882.

(9) John Thomas. The Tay bridge disaster. David & Charles. Newton-Abbot. 1972, pág. 177.

(10) Westhofen. W. The Forth bridge. Engineering, 28 febrero 1890.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Benjamín Baker (1840-1907) trabajó primero como aprendiz en un taller de forja y fundición del sur de Gales. Luego entra en la oficina de un ingeniero civil especializado en diseño de maquinaria y productos de fundición de todas clases, para después de un período de entrenamiento en trabajos de ladrillo y mampostería, entrar como ayudante en el consulting de Fowler. En 1879 se convierte en su socio después de proyectar varios puentes con celosías en voladizo y haber escrito varios artículos sobre puentes de gran luz que fueron publicados en todo el mundo. A sus conocimientos científicos y técnicos, añadía su gran sentido práctico y mucho respeto por el arte. Miembro de la Society of Arts, luchó para impedir la destrucción de puentes antíguos y a raiz de una comunicación a la Institution of Civil Engineers se hizo cargo de la reparación de tres importantes puentes de Telford (Build - was, Over y Menai) respetando escrupulosamente su diseño. Educado en la nueva mentalidad de la ingeniería, siempre trabajaba en equipo y era muy hábil para explicar sus propuestas a los colaboradores e interesarles en sus proyectos. Buena muestra de ello es su genial demostración del esquema estructural del puente del Forth, ese cantilever humano "fácilmente comprensible y popularmente recordado" (11).

A las inquietudes despertadas con el desastre del Tay, Baker encargado de la parte metálica del proyecto, responde con un puente que "será no sólo el más grande y el más fuerte, sino el más rígido del mundo". Abandonando la idea de un puente colgante, que era prácticamente la única solución en aquella época para luces tan grandes, pero presentaba en cambio problemas de comportamiento frente al viento y acciones dinámicas, Baker, al igual que años antes Stephenson había hecho con las vigas en su Britannia, escoge un puente en cantilever varias veces superior a todo lo que había entonces: "Comparados con él, los puentes de ferrocarril construídos hasta ahora son después de todo "baby bridges" (12).

En efecto, Gerber construye el primer puente cantilever moderno en 1867 y hasta la fecha de terminación del proyecto del Forth sólo se habían realizado tres puentes para ferrocarril (13). Mientras se realizaba el Forth se construyeron ocho o diez puentes cantilever más, con luces entre 100 y 180 m., y todavía se tardarían 27 años en sobrepasar los 521 m. de luz del Firth of Forth, que le convertían en el puente más grande del mundo.

Baker pudo hacer frente al problema de peso que representaban estas luces, gracias al empleo del acero. Bessemer presenta su descubrimiento en 1856, y diez años más tarde, Siemens en Inglaterra y Martin en Francia patentan sus sistemas que mejoran el proceso del convertidor de Bessemer, aunque sólo utilizables también con minerales que no contuvieran fósforo. Hay que esperar hasta 1878 para que los químicos ingleses Thomas y Gilchrist descubrieran la manera de separar el fósforo del mineral en el convertidor mediante manganeso, y la industria siderúrgica comience su vertiginosa carrera, pero ya desde 1863 se usa el acero en ciertos elementos de los puentes. En 1864, se construye un puente giratorio sobre el canal de Sankey y los ferrocarriles alemanes construyen varios puentes íntegramente de acero, pero los resultados no fueron completamente satisfactorios y la verdadera consagración del acero para estructuras o puentes, se produce con la construcción del Forth, donde se emplean más de 50.000 toneladas de material.

En el Forth, los cordones inferiores y las diagonales de compresión son tubos, hasta de 3,60 m. de diámetro, y las barras de tracción y arriostramiento secundario son celosías, con lo que Baker consigue un máximo aprovechamiento del material y posibilita una lectura muy clara del sistema estructural diseñado con un orden impecable. Basta comparar el diseño primitivo con el proyecto final e inmediatamente salta a la vista el cuidadoso trabajo de depuración del esquema llevado a cabo por Baker. La proporción entre la luz del vano cen-

(11) Westhofen, W. id. pág. 6.
(12) Baker. Citado en: Hopkins, H.J. A Span of bridges, David & Charles. Newton Abbot. 1970.
(13) El primero en 1876 sobre el Worth en Polonia con 45 m. de luz y dos más en América debidos a C. Shaler Smith, sobre el río Kentucky en 1876 con 114 m., y sobre el Missisipi en 1880 con 100 m. de luz.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

THE FORTH BRIDGE, CANTILEVER TYPE; ORIGINAL AND FINAL DESIGNS.

MESSRS. HARRISON, BARLOW, FOWLER, AND BAKER, ENGINEERS.

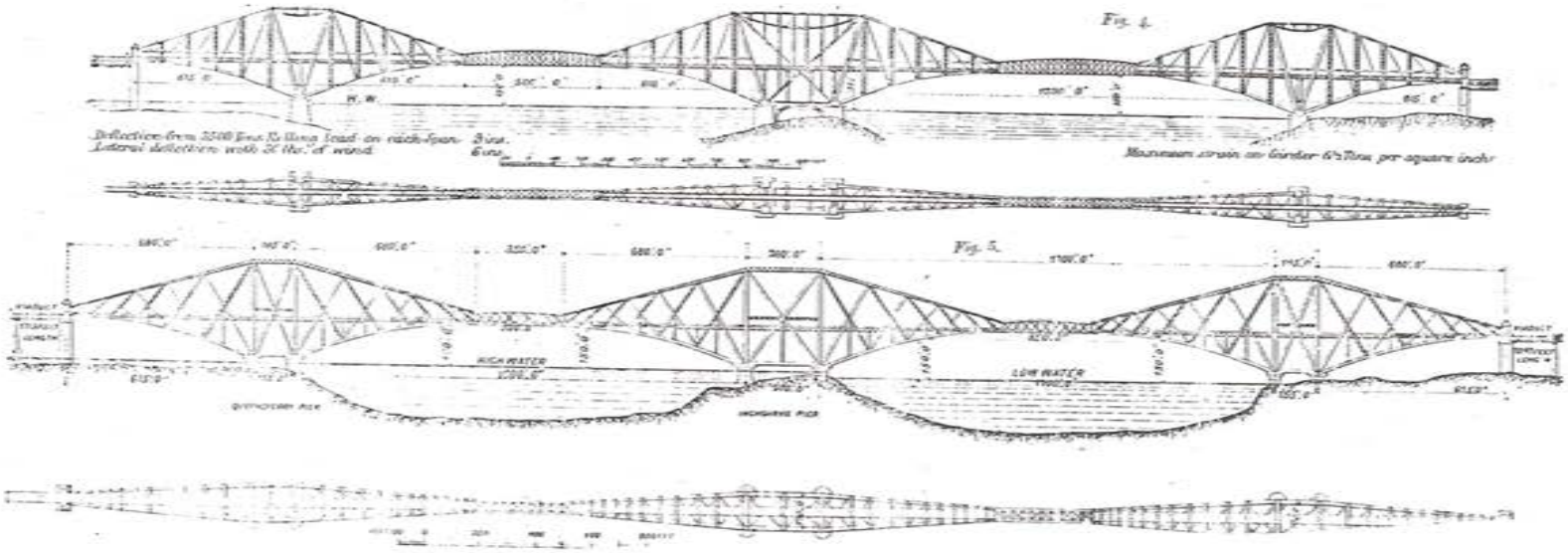


FIG. 18 FORTH

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

tral y los brazos en voladizo se rebaja de 0,75 a 0,5, y se reorganiza el diseño de los núcleos de los voladizos, verticalizando las barras inclinadas de arranque y eliminando las celosías curvas del cordón superior, con lo que el conjunto es más airoso y más equilibrado a la vez. Los montantes verticales a igual distancia, se transforman en barras inclinadas con intervalos decrecientes, integrando mejor el entramado del tramo central, menos tupido ahora. Esto añadido al trazado curvo del cordón inferior –que tantas estúpidas críticas ha provocado– da como resultado un diseño más totalizador, que engloba los distintos componentes estructurales en una unidad formal mucho más potente.

Sin embargo, no hay consenso general al valorar la estética del puente del Firth of Forth. Sucede algo parecido a lo que Dickens señalaba como característico de la primera época de la ingeniería: sólo se habla de él en términos superlativos, para bien o para mal, y ello es un claro exponente de su enorme importancia. Muchos artistas claman por su fealdad –William Morris llega a llamarlo "el supremo ejemplar de lo feo"– y otros no vacilan en considerarlo como una de las más grandes obras realizadas por el hombre. Esto convierte al puente del Forth en un irreductible baluarte contra la asombrosa proliferación de tópicos que caracteriza a la literatura existente sobre estética de puentes o estructuras en general.

La rotunda proposición de Abercombrie, afirmando que "el puente es la mejor expresión de lo afortunado que puede resultar el contraste del trabajo del hombre con la Naturaleza", adquiere toda su plenitud aplicada al puente del Forth –que realmente se constituye como marca o sello de identificación de su entorno que acaba dependiendo de él– y hace tambalearse la secular pretensión de integración del puente en el paisaje que pierde su sentido estético para convertirse en proposición ecológica. Cuando Steinman se siente "impresionado por la solidez de esta estupenda y gigantesca estructura... que hace gala de su invencible resistencia, gloriándose de ella con soberbia indiferencia y con insolente orgullo", ¿qué sentido tiene propugnar una estética de cada material, como hacía Torroja al indicar que lo que nos atrae del acero es su "nerviosa ligereza" o que el hormigón expresa estabilidad o tranquilidad?. También se ha pretendido que cada tipo estructural tiene una expresión estética peculiar. Anthony Sealey, con aguda ironía, resume lapidariamente estas absurdas generalizaciones: "De los muchos ensayos sobre estética de puentes emerge este fascinante consenso: los arcos y los puentes colgantes son buenos, celosías y vigas son malas, los puentes cantilever son inciertos y el hormigón difícil" (14). Teniendo en cuenta solamente el ansia clasificatoria en busca de afinidades estéticas, y prescindiendo por razones obvias de los juicios de valor, es todavía alarmante que se pueda considerar, por ejemplo, como pertenecien-

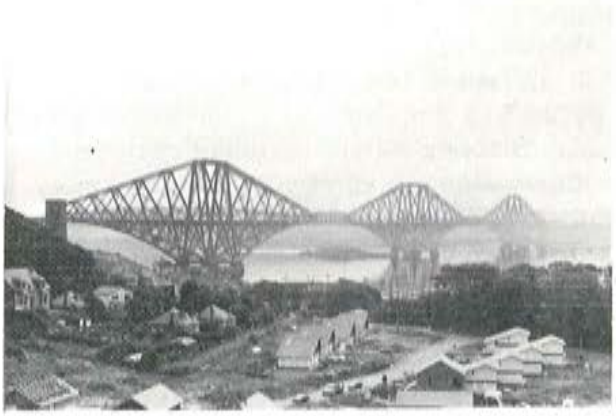


FIG. 19 FIRTH OF FORTH

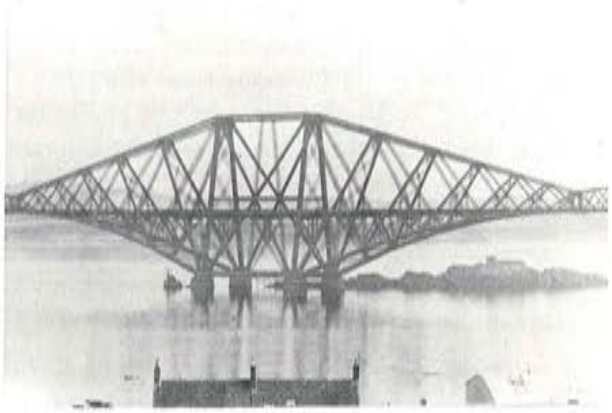


FIG. 20 FIRTH OF FORTH

(14) Sealey, A. Bridges and Aqueducts. Hugh Evelyn Ltd. Londres 1976, pág. 166.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

tes a una misma familia estética tres arcos tan famosos como el viaducto de Garabit, el puente Alejandro III de París, o el Plougastel de Freyssinet.

La contemplación del puente del Forth es sin duda un buen antídoto contra estas simplificaciones. Hay que acercarse al puente, bordeando el estuario por la carretera de Kirkcaldy, ver aparecer entre la bruma su inconfundible silueta, que se oculta para reaparecer todavía lejos desvelando su riguroso lenguaje; sentirlo próximo de nuevo al pasar bajo el ferrocarril y entreverlo mientras se cruza el río por el puente colgante, para detenerse al fin en la otra orilla y contemplarlo en toda su grandeza. Luego hay que bajar hasta él, oir su estruendo cuando pasa un tren, distinguir sus detalles, sentirse empequeñecido a su lado y entonces, con el ánimo abrumado, reconocer la pobreza de la ingeniería actual y la vacuidad de lo poco que se ha escrito sobre la estética de los puentes.

Dejando ya el puente del Forth que es realmente el último y gran coletazo de esta época de la ingeniería británica, se continua hacia Kelso, todavía en Escocia, para ver un puente de piedra construído casi un siglo antes por otro de los grandes nombres de los primeros años, John Rennie (1761-1821) que sin embargo pertenece, estilísticamente hablando, a una época anterior. Así como Telford, a pesar de ser más jóven, es considerado como el padre de la ingeniería de "The Great Age", Rennie es en realidad el último heredero de los pioneros James Brindley y John Smeaton y también el último de los líderes de la ingeniería de élites representada por la Society of Civil Engineers, que luego dará paso a la más democrática "Institution of C.E." de la que Telford será el primer presidente.

Hijo de granjeros, Rennie recibe una educación bastante completa y en sus ratos libres desarrolla su afición por la ingeniería mecánica junto a un constructor de molinos de su tierra natal. Estudia luego en la Universidad de Edimburgo y monta su propio taller colaborando con Watt en la realización de importantes máquinas movidas por vapor. Construye también canales, drenajes y varios importantes puertos (muelles en Londres, Holyhead, Ransgate, etc.). Realiza su primer puente en 1784 y luego proyectará algunos más tanto en Inglaterra como para el extranjero casi siempre de piedra, que constituye su material favorito, aunque cuenta en su haber con la construcción del viejo puente de Southwark (1819), en Londres, con tres arcos de fundición de 62 y 74 m. de luz, el mayor puente metálico construído hasta entonces. Aunque su interés por la ingeniería civil se centraba principalmente en las obras portuarias, realiza tres importantes puentes de piedra maravillosamente diseñados, que le colocan a la cabeza de la especialidad en aquellos años.

Kelso es su primer puente importante (1798) con cinco arcos elípticos de 22 m. de luz y 8,5 m. de flecha. En las pilas de 3,6 m. de ancho, Rennie continua en la línea de los puentes de Skerton y Blakfriars, realizados por Harrison en 1783 y Robert Mylne en 1769 e inspirados en los esquemas clásicos de los puentes Fabricius, Rotto y de Rimini, colocando dos columnas doricas adosadas a los tímpanos sobre los tajamares. Los arranques de los arcos, la geometría de las dovelas y la resolución de los encuentros con tajamares y columnas están muy bien resueltos y dan una clara idea de la sólida formación cultural de John Rennie, que más tarde desarrollará hasta la perfección este mismo esquema en el puente de Waterloo (1817) cuyo resultado entusiasmó al escultor italiano Canova que lo consideraba el puente más bello del mundo. Rennie murió antes de ver realizado su tercer gran proyecto, el "New London bridge" que construirán sus hijos George y John de acuerdo con su diseño, que es una nueva depuración de estas ideas.

Siguiendo el río Tweed, que es en este tramo la frontera entre Inglaterra y Escocia, se llega a su desembocadura en Berwick, donde al lado de un puente del siglo XVII y de un puente de hormigón armado hay un fantástico viaducto de ferrocarril llamado "Royal Border bridge" construído por Robert Stephenson en 1850 con 28 arcos semicirculares de piedra y ladrillo de unos 18 m. de luz a 37 m. de altura, que fue la obra que completó la línea directa de ferrocarril desde Londres hasta Edimburgo. Un año antes, Stephenson había ter-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

FIG. 21 KELSO

FIG. 22 NEWCASTLE

minado su "High Level bridge" para la misma línea de ferrocarril y para carretera, en Newcastle, unos 120 km. al sur de Berwick y muy cerca de la costa.

Allí, sobre el río Tyne, Stephenson dispone seis vanos de 38 m. de luz salvados con vigas bowstring que soportan un doble tablero: el superior para ferrocarril y el inferior para carretera. Ambos son de hierro forjado y se conectan al arco de fundición por montantes verticales. Las pilas de mampostería están cimentadas sobre pilotes hincados –por primera vez– por una maza accionada por vapor. Los accesos están formados por tres arcos de piedra sobre los que se apoya un entramado metálico que soporta el tablero superior. El conjunto tiene un aspecto muy industrial, fielmente representativo del espíritu de los años centrales del siglo y fué una importante realización, prematuramente obscurecida por el éxito de los puentes Britannia y Conway.

El entorno es un tanto caótico, pues allí abajo hay calles, carreteras, fábricas, muelles, barcos, coches y edificios. Muy cerca hay un gran arco metálico de 160 m. de luz (1928) y entre ambos puentes y casi a nivel del agua, un puente metálico giratorio pintado de rojo y blanco; una estructura casi de feria rematada por un torreón con aire de faro, todo ello diseñado con bastante gracia.

En Sunderland, otro importante centro industrial a unos 20 km. de Newcastle, carretera y ferrocarril cruzan el Wear en dos puentes muy próximos. El puente de carretera es un arco triarticulado de acero con el tablero suspendido y se construyó en 1924 en el lugar que ocupaba un antíguo puente de fundición terminado en 1796 por R. Burdon con un arco de 72 m. de luz formado por paneles de fundición actuando como dovelas. El puente de ferrocarril es un gran vano de 93 m. de luz, salvado con una viga de perfil parabólico con aberturas ovoides en las almas de casi 12 m. de flecha. Los accesos son tres arcos de piedra en cada lado. Diseñado en 1879 por T.E. Harrison, pertenece ya claramente a una época muy posterior donde se da gran importancia a los detalles, al estar resueltos con anterioridad los problemas constructivos. Las aberturas ovales de las dos almas proporcionan unos efectos ópticos muy interesantes y su diseño se sugiere también en el arriostramiento de las dos vigas entre las que pasa el ferrocarril. Todo el trabajo de sillería de los accesos y el remate de las pilas están muy cuidados y son fácilmente observables desde el puente de carretera situado a su nivel a unos 10 m. de distancia.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

FIG. 23 SUNDERLAND

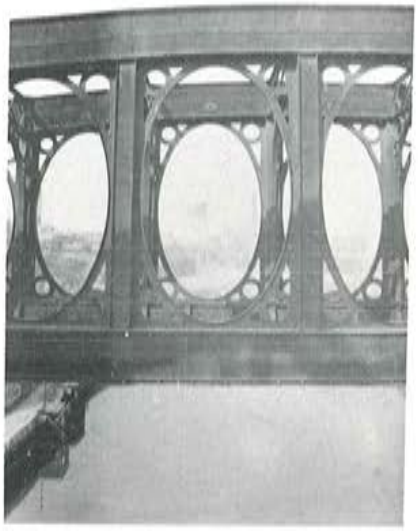


FIG. 24 SUNDERLAND

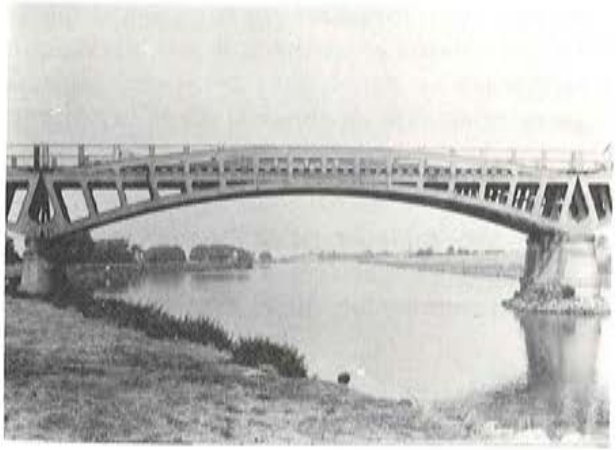


FIG. 25 DUNHAM

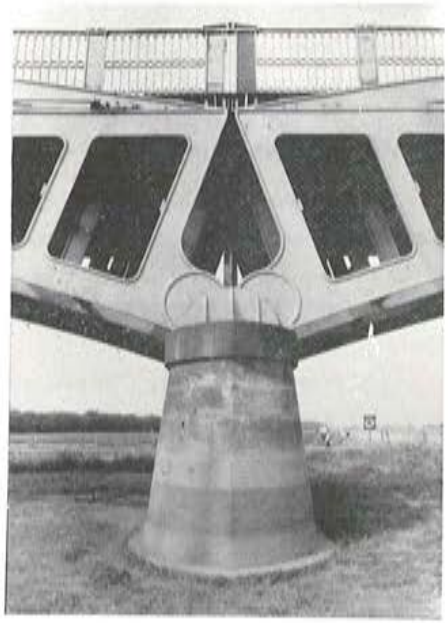


FIG. 26 DUNHAM

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Mucho más al sur, en la última etapa del viaje ya claramente dedicado al estudio de las catedrales del gótico inglés, que se venía simultaneando desde el principio, se toma la carretera A57, que se separa de la A1 en Tuxford para ir hacia Lincoln, y un poco antes de llegar a Newton, a unos 20 km. de Lincoln, se cruza el río Trent por un puente bastante importante del que desconozco su fecha y autor. Está en Dunhan y consta de cuatro tramos de unos 40 m. de luz salvados por unos arcos metálicos. Son cuatro arcos o nervios por tramos y los dos exteriores tienen además otro arco por encima del tablero –que actua como tirante– inscrito en la altura de la barandilla. El esquema estructural es complejo y los detalles de apoyo en las pilas están muy diseñados, con un resultado estético sorprendente y difícil de encuadrar en una época determinada, aunque siempre tardía.

Este viaje por viejos puentes termina en Londres y tiene un final feliz. Se trata de la sorpresa que produce el ver todos los puentes del Támesis pintados de vivos colores, en un apasionante desafío a las tradicionales normas de pureza y sobriedad que rigen los destinos estéticos de los puentes. Se necesita respirar el ambiente inglés durante muchos días, ver los trabajos de restauración de edificios neoclásicos que se llevan a cabo en Londres, ver como visten las inglesas, observar el color del agua del Támesis y su brumoso cielo, para comenzar a entender tan fantástica propuesta. Los resultados son sorprendentes: el puente de Battersea de azul claro y blanco, se está repintando ahora de rojo brillante y blanco; el Albert con las pilas y el tablero de amarillo con rayas blancas, y los cables que lo atirantan blancos, a modo de pabellón campestre; el sobrio puente colgante de Chelsea con sus pilas verde oscuro y el tablero blanco; el Vauxhall con sus arcos en rojo apagado, montantes blancos y sus estatuas enmarcadas en hornacinas blancas y naranjas; el dignísimo puente de Lambeth con arcos rojos y tímpanos marrones muy serios con montantes más oscuros, resaltando sus tendidas pilas de piedra; la celosía del Hungerfort puesta increíblemente en valor pintado de rojo los cordones superior e inferior y de un tono oscuro los montantes y diagonales, y por fin el puente de la Torre de Londres donde una amalgama de azules claros, blancos, rojos, azules marinos, dorados y negros refuerza lo que es el puente: un pastiche folklórico. No sé quien es el realizador de esta estupenda y refrescante idea, pero es indudablemente alguien que ha entendido los puentes del Támesis y su entorno y ha ido reforzando el carácter peculiar de cada uno con este tratamiento. Hay que felicitarle por la idea y pedir al que lo vaya a intentar de nuevo, en cualquier otra parte del mundo, que se lo piense dos veces: no es trabajo fácil y los resultados pueden ser nefastos.

Los comentarios a este artículo, deberán enviarse a la secretaría de la A.T.E.P. antes del día 31 del próximo mes de agosto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

CLAUSURA DEL CURSO DE INTEMAC DE ESPECIALIZACION EN HORMIGON ARMADO 1976 - 1977

El día 15 de febrero, en el Hotel-Residencia CUZCO de Madrid, tuvo lugar el acto de clausura del "CURSO DE ESPECIALIZACION EN HORMIGON ARMADO PARA POSTGRADUADOS 1976-1977" que ha sido realizado por el INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES (INTEMAC).

Este Curso, al que han asistido Ingenieros, Arquitectos, Ingenieros Técnicos y se ha desarrollado a lo largo de cuatro meses y medio, alternando sesiones teóricas, prácticas y experimentales, y ha tenido por objeto poner al día los conocimientos de los asistentes, familiarizándoles con los actuales métodos de cálculo, de acuerdo con la Instrucción EH-73 y las Recomendaciones del Comité Europeo del Hormigón (C.E.B.).

Dentro del marco del programa desarrollado por el equipo de profesores de INTEMAC, bajo la dirección del Dr. Ingeniero de Caminos, D. José Calavera Ruiz, Presidente-Director General del Instituto, han pronunciado interesantes Conferencias los Dres. Ingenieros de Caminos: Arredondo Verdú, Del Pozo Frutos, García Meseguer y Torroja Cavanillas; los Dres. Arquitectos: Lahuerta Vargas, Margarit Consarnau y Rodríguez Martín y el Ingeniero Técnico de Obras Públicas: De la Peña Quevedo, lo que ha permitido a los asistentes al Curso un contacto directo con destacados especialistas en el campo del hormigón armado.

Durante el acto de clausura, que presidió el Sr. Calavera con los Sres. Guitart, Del Pozo, Arredondo, Torroja, García Meseguer y Blanco, pronunció una Conferencia el Ilmo. Sr. De. Rafael Ma. Guitart y de Gregorio, Dr. Ingeniero de Caminos, Subdirector General de Programación Económica en el Ministerio de Obras Públicas y Presidente de la Comisión Permanente del Hormigón, sobre el tema "La Instrucción EH-73", de la que efectuó una síntesis desde su origen hasta su situación actual, refiriéndose también a los orígenes del Comité Europeo del Hormigón y a la aportación española al mismo.

Seguidamente, fueron entregados a los asistentes al Curso los diplomas acreditativos de su participación en el mismo, con lo que concluyó el acto.

Momento durante la Conferencia del Dr. Guitart. De izquierda a derecha:
Sres. García Meseguer, Arredondo, Guitart, Calavera, Del Pozo, Torroja y Blanco.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

El grupo español del CEB está ocupándose activamente de la preparación de la XIX Asamblea General del CEB, que se celebrará en Granada del 26 al 29 del mes de septiembre próximo.

En el aspecto organizativo, se ha creado una Secretaría a cargo de don Antonio Comyn (IETcc) para gestionar y coordinar los distintos aspectos de tan importante reunión, contándose con la valiosa colaboración de don Manuel Prieto-Moreno (MOP, Granada).

En el aspecto técnico, la Delegación Española en el CEB que preside don Francisco Arredondo (IETcc) y está compuesta además por don Florencio del Pozo (Laboratorio Central, MOP, Madrid), don José Antonio Torroja (Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Barcelona) y don Rafael Guitart (Comisión Permanente del Hormigón, MOP, Madrid), ha nombrado un Grupo de Trabajo que se está ocupando de la resolución de los ejemplos-tipo propuestos por el CEB, con arreglo al Código Modelo y a la Instrucción Española, procediendo a las comparaciones oportunas. El Grupo de Trabajo está compuesto por:

José Luis Ramírez, E.T.S. de Ing. Industriales (Bilbao)
Ramón Cuvillo, D.G.C. del MOP (Madrid)
Florencio del Pozo, Laboratorio Central, MOP (Madrid)
Teófilo Serrano, Laboratorio Central, MOP (Madrid)
Rafael Piñeiro, IETcc (Madrid)
José Calavera, INTEMAC (Madrid)
Manuel Fernández de Villalta, INTECSA (Madrid)
Juan Murcia, E.T.S. de Ing. de Caminos (Barcelona)
José Antonio Torroja, E.T.S. de Ing. de Caminos (Barcelona)
Francisco Morán, IETcc (Madrid)
José Tejedor, Huarte y Cía., (Madrid)
Javier Lahuerta, E.T.S. de Arquitectura (Navarra)
Vicente Solana, IETcc (Madrid)
Alfredo Páez, E.T.S. de Ing. de Caminos (Santander)
Fernando Alonso, Arlita (Madrid)
Salvador Meca, IETcc (Madrid)
Juan del Corro, E.T.S. de Arquitectura (Madrid)
Rafael Guitart, Comisión Permanente del Hormigón (Madrid)
Alvaro García Meseguer, Co-director Técnico del CEB, IETcc (Madrid)

En su reunión del pasado día 17 de marzo, el Grupo de Trabajo dejó ultimados los Ejemplos núm. 1 a 7 que ya se han enviado a París, quedando los Ejemplos núm. 8 a 15 para la reunión siguiente de 29 de abril. Por el momento, pueden avanzarse las dos conclusiones siguientes:

a) Las mayores dificultades de interpretación del Código Modelo del CEB corresponden a las combinaciones de acciones.

b) Los valores del coeficiente de mayoración de acciones del Código Modelo son más bajos que los de la Norma Española, en tanto que los procedimientos de cálculo son bastante similares, en general.

Otros países en los que se está procediendo a la realización de ejemplos comparativos, en forma análoga a España, son Francia, Italia, Bélgica, Holanda, Reino Unido, República Federal Alemana, Austria, Hungría y países nórdicos. Un Comité de Coordinación se ocupa de resolver las dudas de interpretación. A dicho Comité pertenece Alvaro García Meseguer (IETcc) co-director técnico del CEB.

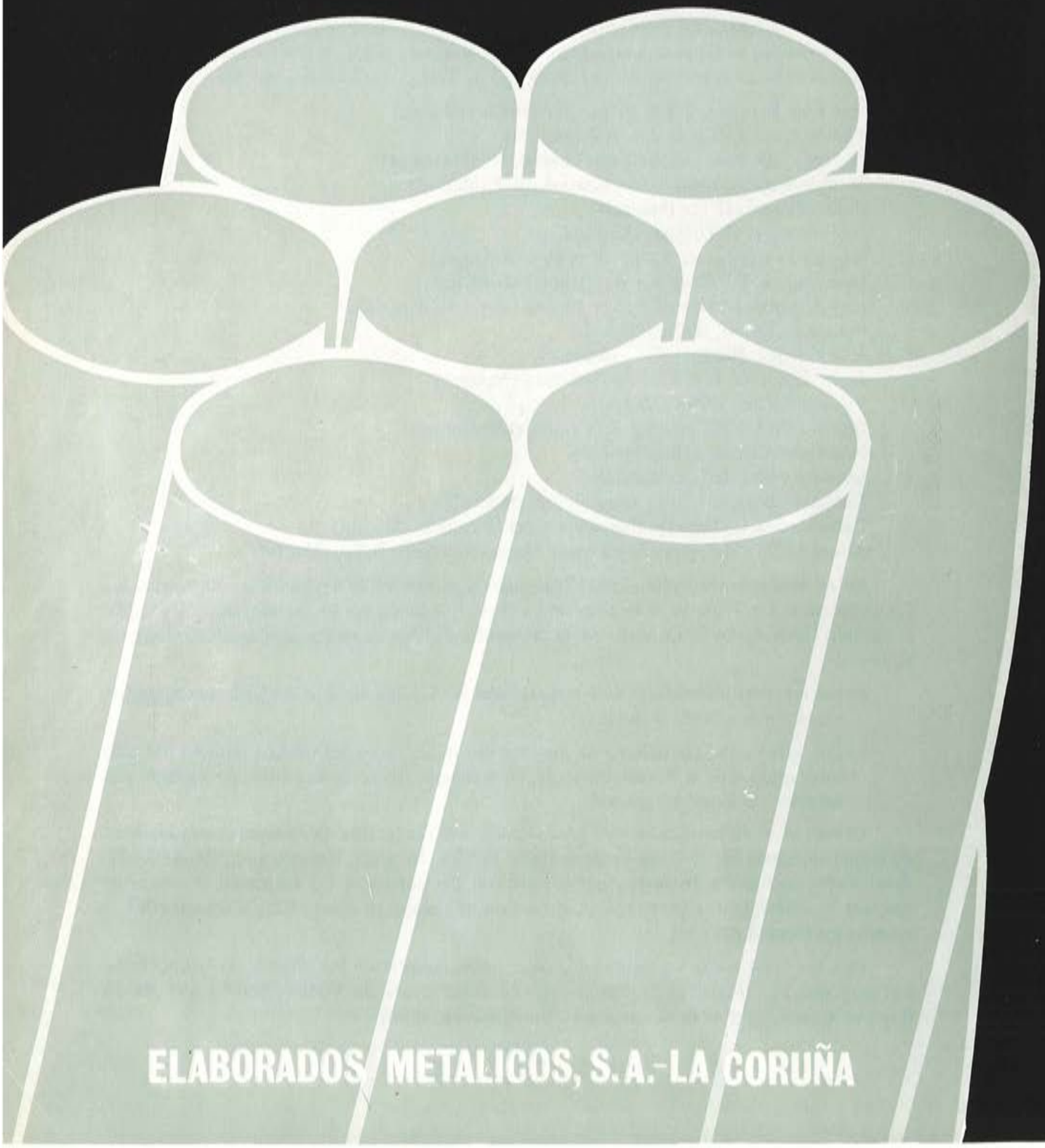
Una vez finalizados los ejemplos y como consecuencia de los mismos, el Grupo Español preparará las observaciones y propuestas de modificación del Código Modelo, que deben llegar al Secretariado de París antes del 15 de junio próximo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

EMESA

Stress-Relieved STRAND and WIRE for prestressed concrette & Low relaxation

TERMOESTABLE



ELABORADOS METALICOS, S.A.-LA CORUÑA

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

591-2-120

El puente Paysandú-Colón *

POR CARLOS F. HECKHAUSEN'
ING. CIVIL

Se ha logrado la primera unión física, a través del río que nos separaba, entre la Argentina y nuestra hermana República Oriental del Uruguay.

Un antiguo anhelo se ha hecho realidad; y la posibilidad de un mayor acercamiento, tan deseado, está dada.

Dentro de poco tiempo se concluirán otras vinculaciones entre los vecinos países; los resultados serán inmediatos y las perspectivas para el futuro son halagüeñas.

Los que hemos participado en la realización de este objetivo nos sentimos orgullosos y debemos felicitarnos todos –autoridades, funcionarios, técnicos, obreros– de haber logrado la meta.

1. ANTECEDENTES LEGALES

La obra se realizó en cumplimiento del "Convenio entre la República Oriental del Uruguay y la República Argentina para la construcción de un puente sobre el río Uruguay entre las ciudades de Paysandú y Colón", de fecha 8 de julio de 1968.

Por este convenio se creó la Comisión Técnica Ejecutiva denominada Comisión Técnica Puente Paysandú-Colón (COTEPAYCO).

COTEPAYCO, en función del encargo recibido, preparó los estudios previos necesarios: hidráulicos, geológicos, de expropiaciones, presupuestos básicos, etc. y confeccionó las bases para el proyecto, y el pliego de condiciones para la construcción.

Merece ser destacado que las "fuerzas vivas" de la Ciudad de Paysandú han desarrollado

* NOTA EDITORIAL: Deseamos dejar expresa y pública constancia de nuestro más sincero agradecimiento al Ing. Heckhausen por su amabilidad al facilitarnos el texto y las figuras originales de este interesante artículo, para su publicación en nuestra revista.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

una perseverante actividad para la gestión de esta obra.

La licitación de la obra se realizó en marzo de 1970.

2. SITUACION GEOGRAFICA

El puente cruza el río Uruguay en un lugar convenientemente elegido entre Colón (Argentina) y Paysandú (Uruguay). Esta última, sobre la ribera oriental, se encuentra a unos 15 Km de distancia de Colón, río abajo, y el cruce se realiza en un punto aproximadamente equidistante de ambas ciudades (véase fig. 1).

Esta vinculación terrestre entre los países vecinos es la primera en producirse, pero pronto existirán otras dos comunicaciones. A unos 100 Km al sur se está finalizando la construcción del puente que unirá Fray Bentos con Puerto Unzué, y a 100 Km al norte dentro de unos años podrá cruzarse por sobre el dique de Salto Grande.

La existencia de estas vías de comunicación con la República del Uruguay influirá notablemente en la vitalización de la provincia de Entre Ríos y reordenará el tránsito en toda la Mesopotamia y en la provincia de Santa Fe, vinculadas por el Túnel Subfluvial Hernandarias desde hace pocos años.

3. HIDROLOGIA

El río Uruguay tiene una longitud de unos 1.800 Km y reúne las lluvias precipitadas en su cuenca imbrífera de 368.000 Km^2. Nace a unos 2.000 m de altura, en territorio brasileño, cerca de la costa del Atlántico.

La cuenca que sirve al río Uruguay, antes de llegar las aguas al lugar de ubicación del puente, es de 259.000 Km^2, de los cuales 169.000 Km^2 son territorio brasileño y 37.000 Km^2 territorio uruguayo.

Su curso en sus primeros tramos más elevados es muy tortuoso; luego el río se hace más regular y se ensancha.

El régimen hidráulico, por las lluvias irregulares que caen en su cuenca, es también irregular, aunque, en función de las observaciones que datan de años, puede decirse que las crecidas suelen producirse en abril-mayo-junio y en setiembre-octubre, y los estiajes en verano, en diciembre-enero-febrero, hasta mayo inclusive.

Durante la realización de la obra se han producido crecidas extraordinarias que han provocado serios inconvenientes a la ejecución de los trabajos, sobre todo cuando se estaban construyendo las cimentaciones en el río.

Cuando el nivel del río es normal, su anchura es de unos 850 m y su caudal es del orden de 10.000 m^3/seg. Pero en crecidas, el caudal máximo del río llega a unos 40.000 m^3/seg. —hemos observado velocidades de superficie de unos 3m/seg— y la anchura de las aguas es mayor que la longitud del puente, que es de unos 2.400 m.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

FIGURA 1

4. LICITACION Y ADJUDICACION

La licitación fue de "proyecto y construcción", es decir que cada uno de los oferentes debía preparar su proyecto cumpliendo con las condiciones impuestas por COTEPAYCO.

Se produjeron así 9 ofertas, y tras largos estudios comparativos y un profundo análisis de las ofertas, la ejecución de los trabajos fue adjudicada al Consorcio integrado por las firmas Empresa Argentina de Cemento Armado S.A.-Ademar H. Soler S.A. y Zarazaga y De Gregorio S.A.C.I.C.

A poco de iniciarse los trabajos, por razones ajenas a esta obra, la empresa Zarazaga y De Gregorio se desvinculó del grupo, siguiendo en el cumplimiento del contrato solamente la E.A.C.A. con su asociada uruguaya Ademar H. Soler.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

5. CONDICIONES PARA EL PROYECTO ESTRUCTURAL

El puente y los viaductos de acceso debían tener una calzada de 8 m de anchura y a ambos lados de ella dos aceras de 1,8 m, debajo de las cuales tenían que quedar espacios para las instalaciones eléctricas y de futuros servicios públicos.

La cota mínima de rasante prescrita fue de + 17,10 m sobre el nivel cero del río.

Las pendientes máximas debían ser de 4 por 100, siendo la longitud de la curva vertical de 400 metros.

Para el tránsito fluvial se ha previsto un vano central con un gálibo de paso de 120 m de ancho y 34 m de altura sobre el nivel cero de las aguas. En caso de una crecida máxima esa altura libre se reduce a 22 m.

A ambos lados del tramo principal, el puente ofrece otros dos vanos de 70 m en horizontal y 28 m en vertical, sobre el cero de las aguas (véase fig. 2).

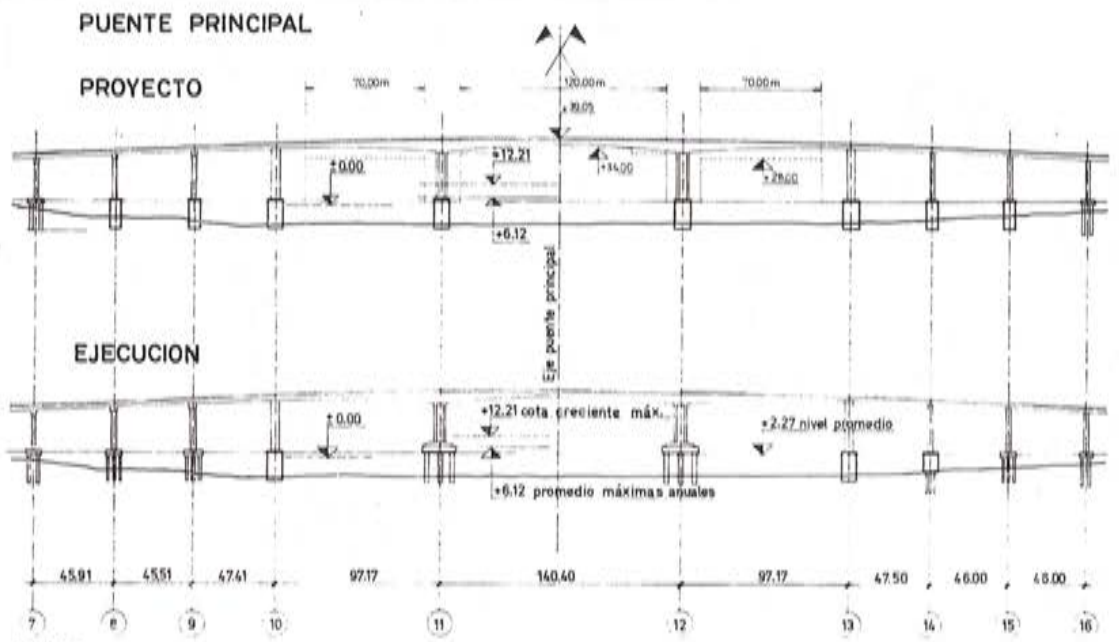


FIGURA 2

La traza y rasante estaban definidas y también se indicaban en el pliego de licitación las profundidades de cimentación (véase Estudio Geotécnico).

La longitud total del puente, que en planta es recto en toda su extensión, es de 2.360 m, la que puede dividirse en tres partes (véase fig. 3):

Sector A: El acceso uruguayo.
Sector B: El puente principal.
Sector C: El acceso argentino.

El centro del puente principal coincide con el límite internacional.

Como la costa uruguaya es muy alta, el acceso de ese lado es mucho más corto; tiene sólo unos 460 m y está enteramente en pendiente.

Del lado argentino el acceso mide unos 1.575 m de largo y es en gran parte horizontal, para salvar una extensa zona inundable durante las crecidas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

FOTO 1
Vista del puente terminado. En primer término se ve la orilla argentina, inundada, y el viaducto de acceso argentino; luego el puente principal y al fondo el viaducto uruguayo.

Al puente principal le corresponden así 335 m.

Para los accesos, el Pliego de Condiciones fijaba luces mínimas de 25 m y 40 m. respectivamente.

Quedaban fijadas también —en base a los estudios geotécnicos llevados a cabo por encargo de COTEPAYCO antes de la licitación— las cotas de cimentación (véase párrafo 6).

Las sobrecargas que había que prever eran las habituales de la Dirección Nacional de Vialidad de la República Argentina y como reglas de dimensionamiento se han respetado las que fijaba el Pliego de Condiciones (algunas de ellas especiales, como las de choques de embarcaciones), el PRAEH (Proyecto de Reglamento Argentino para Estructuras de Hormigón) y la Norma Din 1045 nueva.

La documentación para la licitación también incluía las condiciones para el proyecto de la instalación de la iluminación del puente y los detalles para la construcción de los edificios del Centro de Frontera en la ribera uruguaya.

El Centro de Frontera argentino se construirá próximamente y no se incluía en el contrato con COTEPAYCO.

6. INFORMACION GEOTECNICA PREVIA

Formaba parte del pliego también el estudio geotécnico que se había llevado a cabo con anterioridad a la licitación. Mediante unas dos docenas de perforaciones de sondeo se auscultó el subsuelo. Los resultados fueron resumidos en un plano de perfil geológico, que representaba las principales características de la estratificación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

En la costa uruguaya las condiciones para la cimentación eran relativamente sencillas. Se presentaban, a profundidades no muy grandes, estratos de arena sobre la arenisca, que permitieron una cimentación directa para varias de las pilas de ese acceso.

En el cauce del río, aparentemente, también se presentaba una situación relativamente sencilla. Bajo una no muy espesa capa de arena o material suelto rocoso se había detectado la existencia de la misma arenisca de la costa uruguaya, apta para cimentar directamente.

Todo a lo largo del acceso argentino la situación era clara. Bajo varias capas de materiales arcillosos y arenosos, pero de mala calidad, existía a unos 18 m de profundidad, a un nivel casi constante, esa arenisca dura rosada, a la que indudablemente había que llegar.

7. PROYECTO DE LA OBRA

7.1. Autores:

Basándose en las condiciones y los datos proporcionados por el Pliego de Condiciones, las empresas han preparado el proyecto completo y la oferta correspondiente.

Este proyecto fue realizado por un equipo integrado por ingenieros uruguayos y argentinos pertenecientes a las empresas oferentes y asesores, bajo la dirección y coordinación de Helmut Cabjolsky y Carlos F. Heckhausen. Como principales colaboradores deben citarse a los ingenieros: R. Spreng, del Estudio Cabjolsky-Heckhausen; M. A. Becerra, del Estudio Becerra-Lange; Dante Seta, en ese momento integrante de Zarazaga y De Gregorio; Pedro

VISTA GENERAL

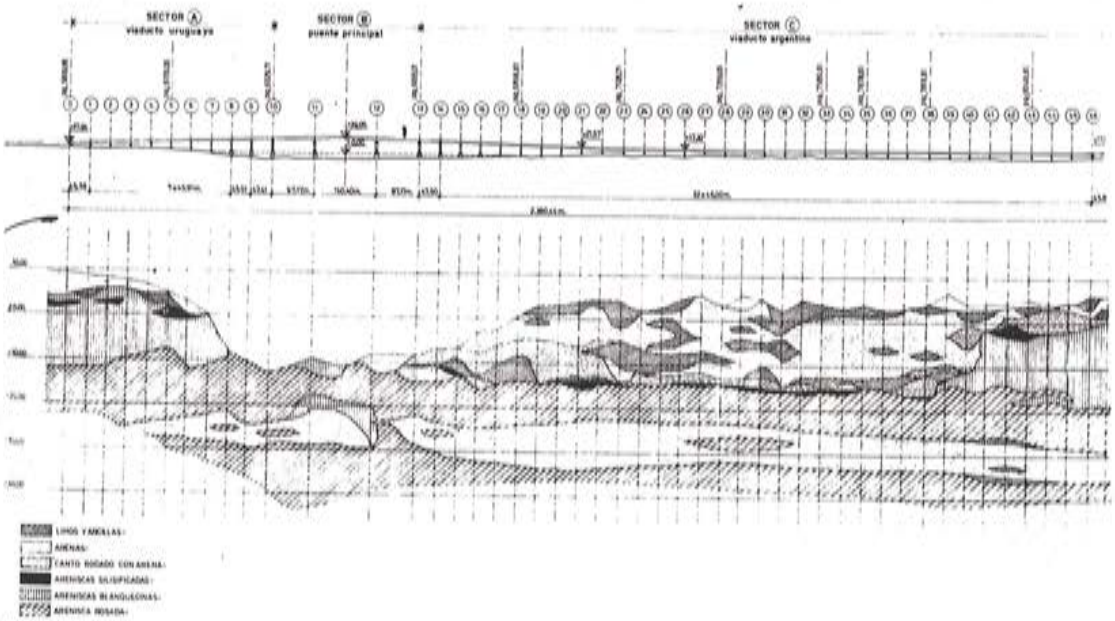


FIGURA 3

Behrendt, consultor especialista en cimentaciones; C.A. Merino Monti, para la iluminación; Pedro Hetzel, de Montevideo; O. Rugilo, como integrante de la oficina técnica de E.A.C.A.; Antonio F. Guerra, de Pretensac S.A., y Aurelio Tilve, de Precom Ltda; El Prof. Dr. Ing. Fritz Leonhardt fue informado de los pormenores del proyecto y dio su aval al mismo como consultor, especialmente para la adopción de varios elementos que eran novedades para nuestro medio técnico.

Cabe señalar que el proyecto de esta estructura fue indudablemente un factor decisivo en el éxito de la oferta, por las economías en los materiales empleados, teniendo este pro-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

yecto además el importante mérito de haberse originado y elaborado en nuestro medio, es decir, en los países directamente afectados.

Por su mayor incidencia, así como por su mayor volumen, en el proyecto se ha prestado la máxima atención al "acceso argentino", con sus 1.500 m de longitud (véase párrafo 7.2.3).

7.2. Descripción

Como se explica en el párrafo 5, el conjunto se compone de tres sectores, los que estructuralmente son bien diferentes.

7.2.1. Sector A: Acceso uruguayo

En gran parte las cimentaciones en este sector se han previsto como directas, ya que la arenisca rosada se encuentra a una profundidad accesible mediante excavaciones. Así las pilas 1,2,3 y 4 descansan sobre zapatas comunes. En el estribo convenía emplear pilotes (por los empujes horizontales del terraplén) y en las pilas N° 5,6 y 7 se prefirieron los pilotes porque resultaban más fáciles de ejecutar por la presencia del agua con su nivel variable; a las pilas N° 8 y 9 se había pensado apoyarlas sobre cajones cilíndricos, porque en ellas la profundidad de las aguas permitiría su ubicación por flotación, sistema que en verdad es también una cimentación directa.

De estas bases nacen en todas las pilas columnas redondas (1,3 m de diámetro en las pilas N° 1, 2 y 3; y 1,5 m de diámetro en las pilas 4 a 9) las que, sin arriostramiento alguno, llegan hasta la viga dintel que cada par de columnas soporta (véase fig. 4).

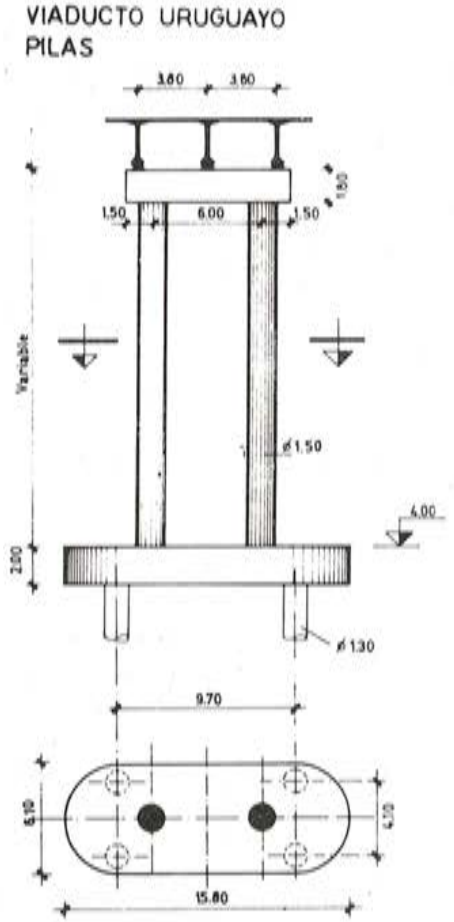


FIGURA 4

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Sobre los dinteles apoya el tablero, con interposición de dispositivos de goma sintética.

Antes de la apertura de la licitación COTEPAYCO había ofrecido a los ofertantes-proyectistas una viga de lanzamiento existente, propiedad de la Dirección de Vialidad del Uruguay, que había sido empleada anteriormente en la construcción del puente sobre el río Negro, en Mercedes (R.O. del Uruguay).

Aceptando ese ofrecimiento indudablemente favorable, se diseñó una superestructura adecuada a ese elemento auxiliar. La longitud de las vigas y su peso debían adecuarse a él, resultando por esos motivos el tablero cuya sección se ve en la figura 5, constituido por tres vigas doble T de 2,5 m de altura. El peso de cada una de ellas supera las 100 toneladas, realizándose el pretensado con 8 cables BBRV de 150 t de fuerza cada uno. La longitud de estas vigas entre sus apoyos es de 45 m y la distancia entre ejes de pilas es de casi 46 m.

El tablero se debía completar hormigonando "in situ" las partes de la losa que quedaban entre las vigas y las viguetas transversales que las rigidizan.

Tramo por tramo, los tableros así compuestos apoyan simplemente; es decir, se trata de una estructura isostática.

Esta forma estructural es bien conocida y no ofrece novedades.

7.2.2. Sector B: Puente principal

En vista de la información previamente existente (véase párrafo 6), se insinuaba como conveniente para las pilas ubicadas francamente en aguas profundas, el empleo de cajones cilíndricos que además pudieran ser llevados por flotación hasta el lugar de su ubicación definitiva. En efecto, este método tendría las siguientes ventajas:

a) una cimentación por medio de cajones cilíndricos es más segura contra la embestida de embarcaciones.
b) el método permite "ver" verdaderamente la calidad de la roca sobre la que se apoya, y
c) en condiciones normales, el sistema constructivo es también sencillo. Aunque no se previó con certeza el empleo de "aire comprimido", en el diseño de los cajones, se tomaron las precauciones de trabajo bajo aire a presión.
d) La cota de cimentación fijada en el Pliego de Condiciones era más bien convencional, y podía suponerse que no sería definitivamente válida para una cimentación por cajones cilíndricos.

Así a las pilas N° 10, 11, 12 y 13 (como también a las 8 y 9 y 14 y 15) se proyectó asentarlas sobre cajones cilíndricos de 11 m (y 8 m) de diámetro (respectivamente).

Los fustes de las pilas se adecúan en sus formas a la superestructura. Esta, en definitiva, es una viga continua de tres tramos desiguales (97 : 140 : 97 m) de momento de inercia variable (Véanse figs. 2 y 8).

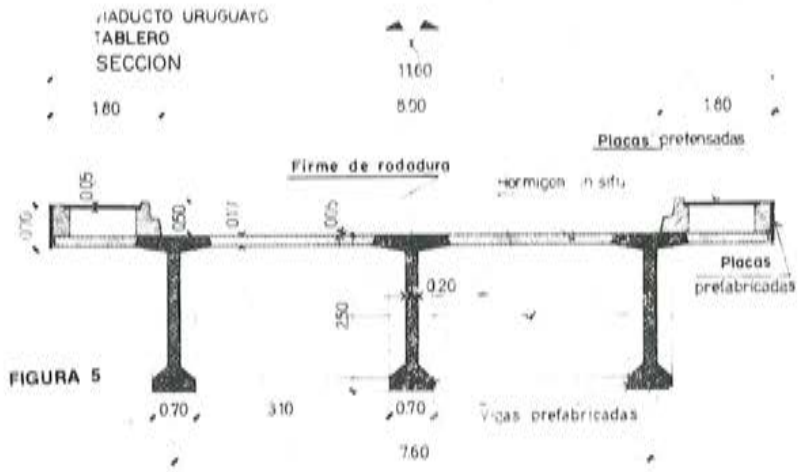


FIGURA 5

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

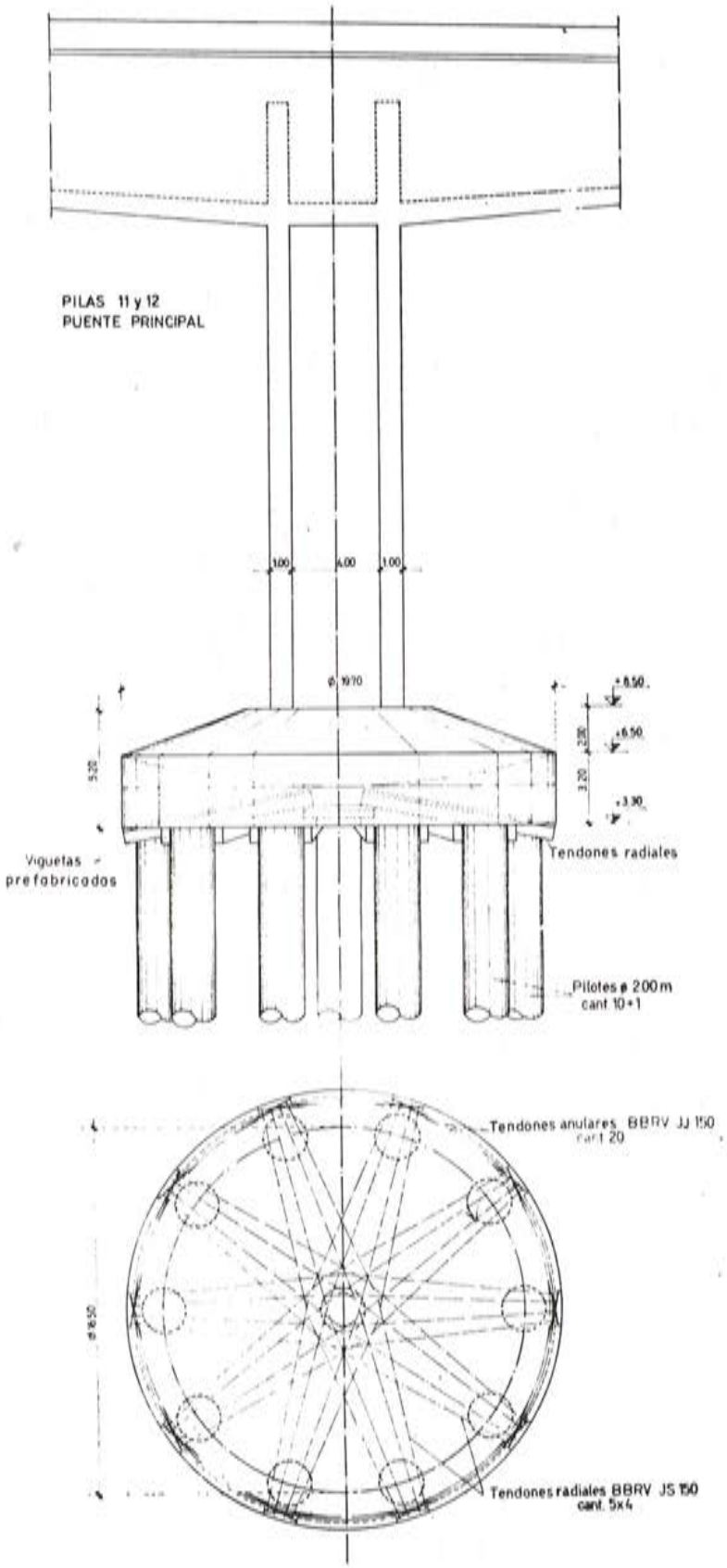


FIGURA 6

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

En los dos apoyos intermedios, pilas N° 11 y 12, debía realizarse un empotramiento, permitiendo –sin embargo– la dilatación y contracción del tablero por variación de temperatura y por las deformaciones plásticas. Por ello las pilas N° 11 y 12 están compuestas por dos tabiques cada una, que cumplen esos requisitos por su flexibilidad; un sistema ya conocido en muchos puentes (véase fig. 6).

Los tramos laterales apoyan en sus extremos en las pilas N° 10 y 13 mediante sendos tabiques-péndola, que si bien son longitudinalmente móviles, son transversalmente rígidos.

Consecuentemente, los fustes de las pilas N° 10 y 13 son rígidos, de sección rectangular hueca (véase fig. 7).

La superestructura ha sido concebida para su construcción por el método del hormigonado "in situ" de dovelas sucesivas por avance en voladizo. De acuerdo con los modernos conceptos, y a diferencia de otras estructuras parecidas, se trató de lograr una estructura continua en todo el tablero del puente principal, por las grandes ventajas y seguridad que esto significa para el funcionamiento de la estructura.

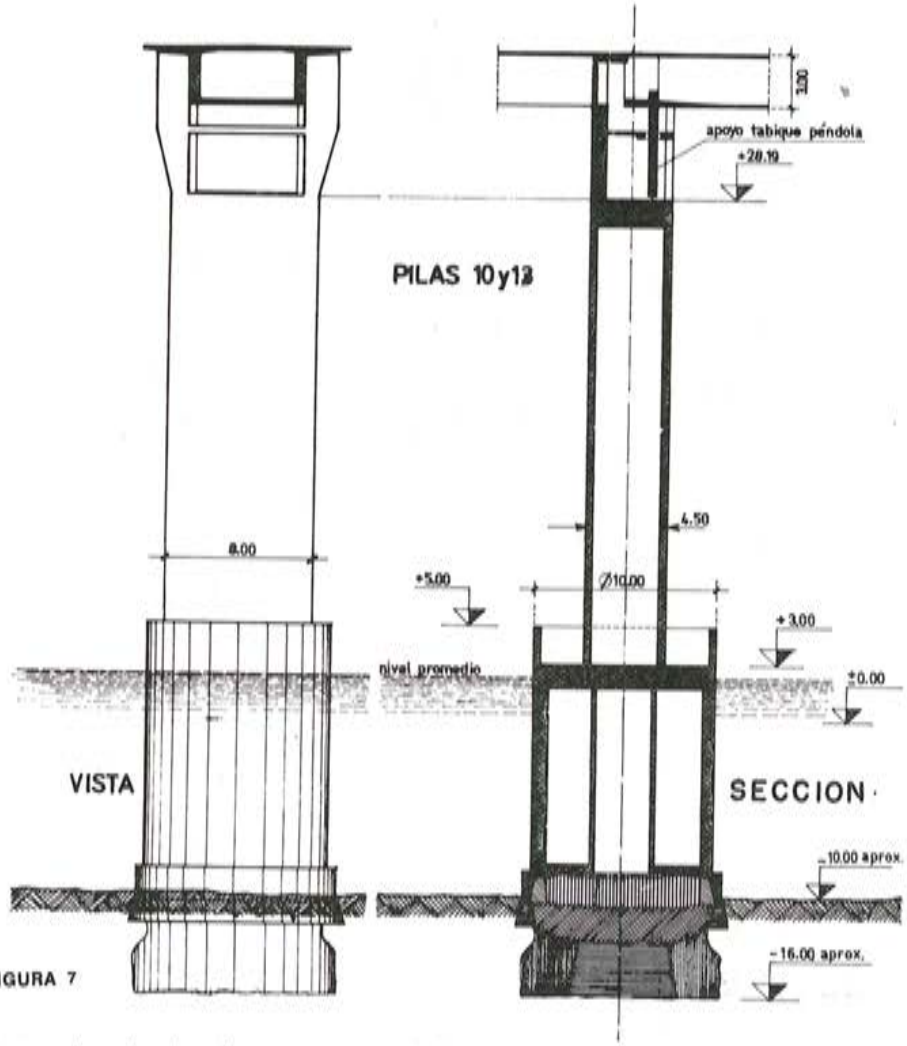


FIGURA 7

Una vez terminado el avance en voladizo y cuando ya los extremos de las dovelas se "tocaban", se previó el enhebrado de un grupo de 24 cables, de aproximadamente 335 m de longitud, por dentro del cajón de hormigón que constituía el tablero, de extremo a extremo (a la manera de Leonhardt-Baur), para tesarlos, apenas colocado el hormigón de las juntas, con una fuerza total de más de 3.600 toneladas. De esa manera el tablero se convertiría en una viga monolítica con sus 335 m de longitud.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Es claro que esta conversión de un sistema isostático (el de los voladizos) en un sistema hiperestático (el de la viga continua) significa contemplar una sucesión de estados intermedios.

Aparte del cable continuo concentrado citado, colaboran en el pretensado (durante el avance en voladizo en forma exclusiva) los tendones enhebrados sucesivamente y tesados por pares después de hormigonar cada dovela. Estos tendones (aproximadamente 2 x 80 = 160) de 16 alambres de 7 mm de diámetro, llevaban un anclaje móvil BBRV (B 64) y en el extremo fijo un anclaje Leoba S66 (anclaje mediante ondulación de los alambres). Esta combinación, durante la ejecución ha demostrado ser muy cómoda (véase fig. 8).

7.2.3. Sector C: Viaducto argentino

Dadas las condiciones para la cimentación se optó por pilotes "de gran diámetro" (1,35 m y 1,20 m), que trabajarán exclusivamente "de punta", excluyendo su razonamiento lateral para las cargas verticales, pero que tienen la posibilidad de resistir esfuerzos horizontales y flexiones. En todas las pilas se aprovechó esta capacidad de los pilotes "de gran diámetro", lo que constituye una de las características de esta estructura.

Aproximadamente a nivel del suelo, los pilotes están unidos, en las pilas típicas, mediante un arriostramiento horizontal.

Las columnas, que, por parejas, constituyen como únicos elementos los fustes de las pilas del viaducto argentino, no son sino prolongaciones de los pilotes. Así pilotes, riostras y columnas, en cada pila, tienen forma de una gran H y participan, por su elasticidad, de las deformaciones de la superestructura, tanto en el sentido longitudinal como en el transversal (pilas N° 19 a 46) (véase fig. 9).

Donde las pilas debían ser más altas y por otra parte el terreno descendía hacia el río (pilas N° 16 y 18) se previó montar las columnas sobre cabezales que apoyaban a su vez en 4 pilotes de 1,35 de diámetro.

A las pilas N° 14 y 15, ya en pleno río, expuestas así a eventuales choques de embarcaciones, se pensó apoyarlas sobre cajones cilíndricos, como las demás pilas en el cauce principal.

Luego —por diversas razones— hubo varias alteraciones en las cimentaciones en el río, como se verá más adelante.

Además, en las pilas N° 19 y 26, el sistema típico de pilotes "individuales" fue sustituido, por exigencia de COTEPAYCO, por grupos de 4 pilotes de 1,20 m de diámetro, con un cabezal para apoyo de las columnas.

Las columnas de las pilas N° 14 a 18 fueron arriostradas entre sí a la mitad de su altura mediante una viga horizontal.

Estas alteraciones (cabezales y riostras) en las columnas de mayor altura, no modifican —sin embargo— de una manera muy sensible el funcionamiento del tablero que se describe a continuación (véase fig. 10).

El tablero es seguramente el elemento más original del conjunto. Está constituido por la losa superior y dos vigas, pudiendo denominarse a esta sección como viga-placa de dos almas. Esta sección es completamente constante en todas sus dimensiones a lo largo de todo el viaducto y no presenta vigas transversales. Esto último es decisivo para el método constructivo; es más, la sección queda definida por el método constructivo (véase párrafo 8.7.3). La

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

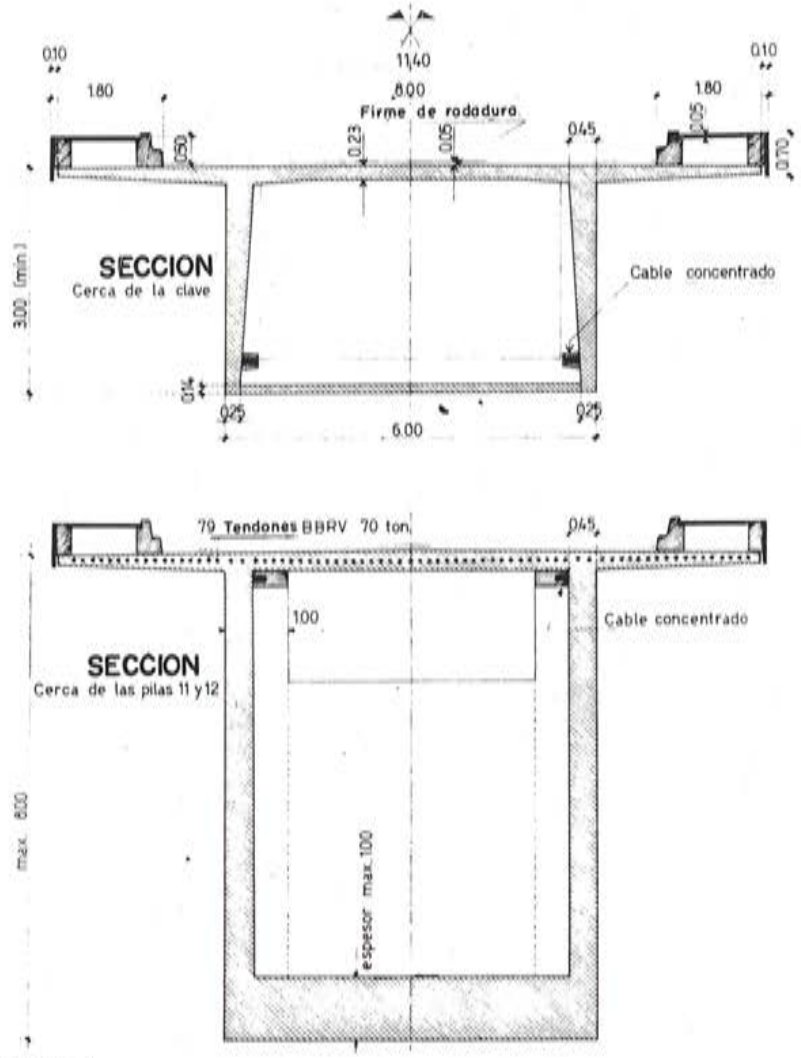


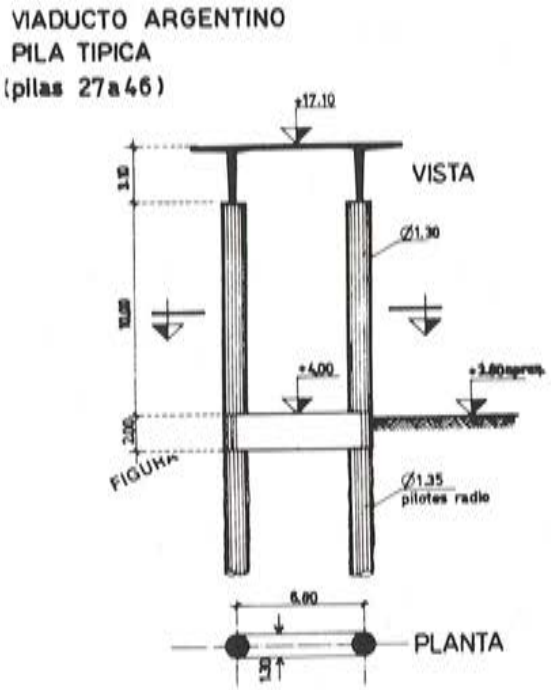
FIGURA 8

altura de las vigas-alma es de 3 m y su anchura en su parte inferior es de 40 cm y en la parte superior de 50 cm. El espesor de la losa entre las almas varía entre 24 y 26 cm y el de los voladizos que se proyectan hacia ambos lados oscila entre 23 y 14 cm.

La luz en el sentido longitudinal, entre ejes de pilas, es de 46 m, siendo igual a la luz de los tramos del viaducto uruguayo; pero en el viaducto argentino el tablero es continuo a lo largo de dos tramos. Se trata pues de una sucesión de 34 luces de 46 m, constituidas por 17 vigas continuas de dos tramos cada una. En el apoyo del medio de esos doble-tramos, las almas están empotradas en las columnas de la pila, y en los extremos de los tramos dobles las almas apoyan elásticamente, en los extremos superiores de las columnas, mediante dispositivos de goma sintética. Estos apoyos elásticos permiten movimientos en el sentido longitudinal del viaducto; pero transversalmente las deformaciones están impedidas por topes laterales.

El tipo de la sección descrita y el método constructivo correspondiente, han sido experimentados en varios puentes y viaductos en Alemania; de manera que, en principio, su teoría era ya perfectamente conocida, aunque en Alemania se los aplicaba más bien para viaductos más cortos, pero estáticamente continuos en toda su longitud (de 300 a 500 m).

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025



9

Pero aquí optamos por hacer continuos sólo dos tramos (2 x 46 = 92 m) porque:

a) El viaducto es excesivamente largo y habría provocado, siendo enteramente continuo, dispositivos de apoyo y de juntas de dilatación muy complicados;

b) Queríamos evitar el empalme de tendones;

c) Veíamos la conveniencia de operar con una cimbra corrediza que tuviera el largo de dos tramos (véase párrafo 8.7.3).

El pretensado se realizó mediante (2 x 8 = 16) tendones BBRV (anclajes tipo J móviles y S fijos) de 150 toneladas de potencia, de 92 m de largo, y 2 tendones adicionales (uno en cada alma) de menor longitud.

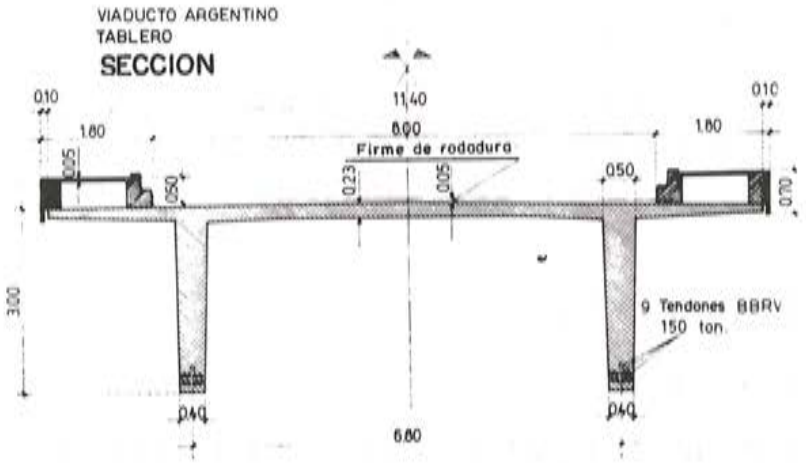


FIGURA 10

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

El sistema tablero-pila-cimentación constituye un sistema estático espacial bien definido, pero bastante complicado. Para la oferta se habían ejecutado aquí cálculos estimativos de aproximación. A petición de COTEPAYCO, luego, para la preparación del proyecto definitivo, se verificó el sistema mediante cálculo en computador en Stuttgart (Alemania), confirmándose los resultados antes obtenidos.

7.2.4. Detalles complementarios

Algunos elementos estructurales de la obra son iguales para los 3 sectores.

7.2.4.1. Los bordillos que delimitan a la calzada y a las vigas de borde, se han hormigonado posteriormente. Estas vigas de borde, en su parte exterior, llevan adosadas unas placas prefabricadas de 2 m de largo, para protección contra las inclemencias del sol y de las lluvias.

Estas placas y la viga de borde exterior, se construyeron con hormigón de árido ligero.

7.2.4.2. Las aceras propiamente dichas están constituidas por placas prefabricadas de 50 cm de ancho, que luego la E.A.C.A. propuso pretensar (véase párrafo 8.10.2).

7.2.4.3. Se han previsto desagües pluviales en la calzada y bajo las aceras, en forma de tubos metálicos y de PVC, respectivamente.

7.2.4.4. Como firme de rodadura se ha previsto una capa de hormigón bituminoso.

7.2.4.5. La barandilla es metálica y está compuesta por montantes de perfiles "doble T" situados a 2 m de distancia entre sí, un pasamano de chapa doblada y 3 tubos horizontales.

7.2.4.6. Los estribos, en los extremos de los viaductos uruguayos y argentinos, si bien son diferentes entre sí, por sus alturas, son funcionalmente similares y no ofrecen particularidades especiales; son los llamados "falsos" estribos, a talud libre.

7.2.4.7. El proyecto de la instalación de la iluminación preparado para la oferta de acuerdo con las prescripciones del Pliego, ha sido adaptado posteriormente mediante el empleo de aparatos más modernos, de los que se informará en la descripción de la ejecución de la obra (párrafo 11).

7.2.4.8. En las juntas de dilatación en los viaductos uruguayos y argentinos se ha previsto –por los movimientos relativamente pequeños y para simplificar en lo posible la manutención de estos elementos– la colocación de simples perfiles metálicos de forma de L, sin chapas de cubierta.

En los extremos del puente principal –sin embargo– se han situado dispositivos más complejos con chapones de arrastre.

7.2.5. Tal como pedia el Pliego de Condiciones, el proyecto incluía propuestas para la construcción de defensas en las pilas centrales del puente principal contra embestidas de embarcaciones. Sin embargo, hasta el momento, no se ha definido el tipo de protección que ha de ejecutarse.

8. EJECUCION DE LA OBRA

8.1. Subdivisión de los trabajos

Las empresas asociadas convinieron subdividir el trabajo de manera que la firma Ademar H. Soler S.A. se hiciera cargo de la construcción del acceso uruguayo (Sector A, 20 por

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

100 del total) y la E.A.C.A. Empresa Argentina de Cemento Armado S.A. se ocupara de realizar el puente principal y el acceso argentino (Sector B y C, 80 por 100 del total).

8.2. Instalaciones auxiliares

Así, la empresa uruguaya montó su central de obra en la orilla uruguaya y la argentina se instaló en la otra ribera.

Del lado argentino la central de obra hubo que montarla en la cercanía del estribo extremo del viaducto argentino, a resguardo de las inundaciones, a más de 1.000 m de distancia del río en su cauce normal, donde se instalaron los depósitos, los talleres, las oficinas y la planta de hormigón (véase fig. 1).

Dando desde allí acceso hacia la orilla, a través de la zona anegadiza y hasta el puerto provisional en "Punta Durán", se construyó un terraplén de unos 2 Km de longitud, paralelo en su primera parte a la traza de viaducto de acceso, y en su segunda parte paralelo a la orilla para el tránsito de los vehículos.

En el puerto provisional se instalaron los silos para áridos y para cemento. Se disponía, pues, en el lado argentino, de dos instalaciones de producción de hormigón, ambas plantas ELBA, la primera, para servir a la construcción del acceso y la segunda para servir al puente principal.

En "Punta Durán" se instaló también la planta para la prefabricación de los cajones cilíndricos y se construyó la pista de deslizamiento para la botadura de los mismos, proyectada a propósito por E.A.C.A. Más tarde, cuando ya se habían iniciado los trabajos bajo aire comprimido, se montó también en "Punta Durán" la esclusa hospital y el puesto de control médico.

8.3. Estudio geotécnico

Para completar la información previa, se realizaron sondeos de investigación ya en correspondencia con la ubicación de las pilas, según el proyecto que se iba a ejecutar. Estos trabajos fueron llevados a cabo por la firma especializada TECNOCONSULT.

Los resultados de este estudio han servido para fijar las cotas de cimentación de los pilotes ejecutados in situ y, en general, confirmaron los datos de la información previa.

Sin embargo, mediante las perforaciones en el río se detectaron las primeras anomalías que luego habrían de conducir a importantes modificaciones en la infraestructura del puente principal. En efecto, se encontró que la arenisca supuestamente existente en el lecho del río:

a) no era tan compacta, ni resistente, como se creía;

b) contenía (aparentemente) capas de arena;

c) no tenía sino un cierto espesor (6 m aproximadamente) y debajo de ella se encontraba arena;

d) que esa arena podría no ser firme.

Para seguir aportando más informaciones hubo que ejecutar más sondeos en la zona de las cimentaciones principales. Todo esto llevó mucho tiempo.

Mientras tanto, como no tenía motivos para desconfiar de la información previa, E.A.C.A. había adelantado, de acuerdo con el programa de trabajo previsto, la construcción de

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

los cajones en el varadero de "Punta Durán".

Ante las dudas surgidas se decidió consultar, a propuesta de E.A.C.A., al Prof. Ing. Arthur Casagrande, de la Universidad de Harvard, de Cambridge (U.S.A.), conocido experto en la materia. Los ingenieros H. Mateus (Director de Obra) y P. Behrendt (asesor del contratista), se trasladaron a los Estados Unidos en julio de 1971. Efectivamente, el Prof. Casagrande recomendó que se aumentara la superficie de apoyo de los cajones cilíndricos de las pilas 11 y 12.

8.4. Trabajos de cimentación

8.4.1. Cimentaciones directas en el acceso uruguayo

Las excavaciones para estas cimentaciones y las zapatas propiamente dichas fueron ejecutadas sin dificultades.

8.4.2. Pilotaje acceso uruguayo y argentino

La ejecución de los pilotes de los accesos fue llevada a cabo por la firma RODIO, como subcontratista del consorcio. Los trabajos se iniciaron en el estribo argentino y fueron progresando hacia el río. RODIO empleó en ellos dos equipos.

El sistema de pilotaje RODIO es conocido, de manera que no es necesario describirlo detalladamente.

Al llegar al río —sin embargo— la ejecución fue complicándose bastante. El acceso desde tierra con los equipos de perforación hasta los lugares de ubicación de las pilas cercanas al río fue trabajoso, y el río, con sus variaciones de nivel, obligó a más de una retirada.

Para las pilas a las que no se podía llegar por tierra hubo que embarcar el equipo.

Cabe citar el mérito especial de haber construido pilotes de este tipo en agua, con un caudal de unos 11 m en niveles medios normales, desde plataformas flotantes, expuestas a los movimientos debido a la corriente del río y a las variaciones de nivel. A bordo de una barcaza se instalaron una grúa para trabajos de montaje y apoyo y el equipo de perforación con sus balsas de decantación, taller de soldadura, etc.

La perforación se realizó con un doble juego de camisas: una exterior, de trabajo, de diámetro mayor al del pilote y de pared gruesa, que se hincaba en el suelo; finalizada la perforación se introducía una camisa interior, delgada, que quedaba como encofrado perdido del pilote, al efectuarse el hormigonado del mismo, recuperándose la camisa exterior.

Para las pilas del viaducto situadas en el cauce del río, se ejecutaron de esta forma 38 pilotes de 1,35 m de diámetro, atravesando, además del caudal de agua, los suelos arenosos y rodados, llegando —de igual forma que en tierra— a penetrar en la arenisca rosada entre 80 y 120 cm, utilizándose el lodo bentonítico solamente donde el terreno lo requería.

En total, en los viaductos uruguayo y argentino se ejecutaron 130 pilotes con una longitud total de 2,160 m; de lo que resulta una longitud media de 16,7 m.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

8.4.3. Cimentaciones en el río

Como se dijo, las pilas 8 a 15 inclusive debían cimentarse sobre cajones cilíndricos. Estos cajones se prefabricaron en el varadero de "Punta Durán", hasta que estaban en condiciones de flotar (con el menor calado posible). Luego eran lanzadas (con un peso de unas 400 toneladas) al agua, por deslizamiento sobre rampas, especialmente construidas. Una vez en flotación, se continuaba la construcción de sus tabiques, adquiriendo así el cajón mayor altura y mayor calado.

Cuando esta construcción había progresado hasta cierto punto, se remolcaba hasta el lugar de su emplazamiento y se continuaba hasta que, finalmente se lograba el contacto del cajón con el lecho del río, previo control de su ubicación correcta, y su verticalidad.

Como las dimensiones de los cajones cilíndricos 10 y 13 podían considerarse definitivas, E.A.C.A. adelantó –pese a la falta de definición en lo referente a los demás cajones– los trabajos en el cajón 13.

Primeramente se intentó sellar la junta del fondo y se procuró evitar las filtraciones a través del manto de rodados subyacente, mediante inyecciones de cemento.

Pero pronto surgió la evidencia de la necesidad del empleo de aire comprimido. Se instaló con premura el equipo correspondiente: la central de aire comprimido, sobre una barcaza, la que constaba de compresores, depósitos de aire (pulmones), filtros de aire, grupos electrógenos de emergencia para el caso de un corte de la energía eléctrica de línea y taller. Sobre el cajón se dispusieron las esclusas de personal y de materiales, la esclusa para el retiro de los materiales de excavación y la de suministro de hormigón a la cámara de trabajo.

De esta forma se excavó hasta alcanzar los 4 a 6 m de profundidad, atravesando los suelos sueltos que se encontraron y todo el estrato de arenisca blanda, para asentar sobre la arenisca rosada.

Dicha excavación fue posteriormente rellenada con hormigón, colmándose la cámara de trabajo hasta lograr un cuidadoso contacto con la losa superior de la misma. En la última etapa del hormigonado se eliminó ya el aire comprimido.

El trabajo debió completarse con la construcción de un cabezal o tapa del cajón cilíndrico, en su cota superior, donde arranca el fuste.

En los trabajos con aire comprimido se alcanzaron presiones en la cámara, de hasta 1,850 Kg/cm², realizándose el trabajo sin inconvenientes ni accidentes personales.

Estos trabajos de "bajada y recalce" del cajón se vieron sumamente complicados por la heterogeneidad de la arenisca donde debía asentarse.

Como las demoras se sumaban y como además todos los trabajos en el río se vieron afectados muy sensiblemente por las extraordinarias crecidas que se sucedieron justamente en esa época en el río Uruguay (una de ellas alcanzó casi los 10 m sobre el nivel cero del río), la E.A.C.A. propuso modificar las cimentaciones para posibilitar la apertura de nuevos frentes de trabajo en poco tiempo. COTEPAYCO aceptó estas propuestas, y así, en definitiva, se introdujeron los siguientes cambios.

La firma RODIO se encargó de construir pilotes para las pilas 8, 9, 14 y 15. Así las 8, 9 y 15 resultaron parecidas a las 7 y 16, sólo que en lugar de 4 pilotes, tendrían 6 pilotes de 1,35 m de diámetro. En la pila 14 se realizó una solución muy especial (por la profundidad del agua en ese lugar).

La firma GEOSONDA tomó a su cargo la ejecución de los pilotes de las pilas principales 11 y 12.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

8.4.4. Cimentación de las pilas Nº 11 y 12

Para la construcción de estos elementos importantes de la infraestructura E.A.C.A. inventó "sobre la marcha" un procedimiento original (Damonte-Smith). Haciendo uso de uno de los cajones cilíndricos semiterminados, ya no necesarios para su incorporación definitiva en la obra, se construyó con él una plataforma de trabajo móvil. Se trasladaba el cajón haciéndolo flotar; y para trabajar sobre él se asentaba. Para ello se "hundía" lastrándolo en el lugar conveniente. Así se fue cambiando varias veces la ubicación del cajón que funcionó como una "isla flotante".

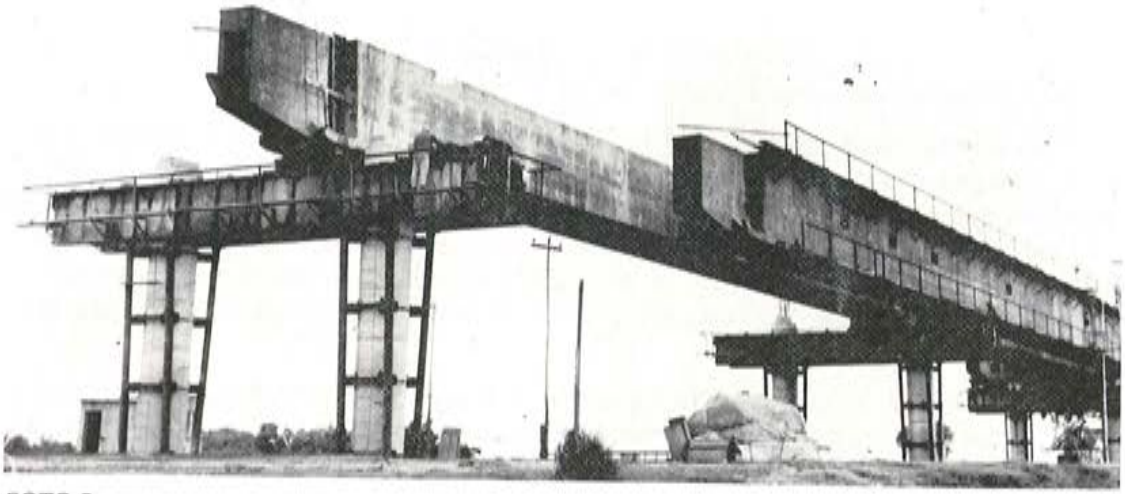


FOTO 2
Traslado de la cimbra corrediza. Una de las vigas cajón ha alcanzado ya la pila siguiente; la otra está avanzando en voladizo.

Sobre este cajon se instaló, a nivel suficientemente elevado sobre el agua, el equipo de pilotaje de GEOSONDA, en una plataforma, sobre un carril circular, de manera que pudiera girar como un tio-vivo.

En un extremo de la plataforma se disponía de un "tubo guía" sumamente rígido, vinculado firmemente a esta plataforma, a fin de guiar con él a la camisa metálica, la que por su peso y por estar su superficie expuesta al empuje hidráulico originado por la elevada velocidad de la corriente del río, transmitía esfuerzos importantes a la plataforma en el momento de su ubicación.

La perforación en sí se ejecutó con un equipo de cincel accionado por grua, equipo que se ubicó sobre barcaza flotante. En esta embarcación también se colocaron los equipos auxiliares para la preparación de las camisas y armaduras.

La extracción del detritus se realizó mediante cucharas tipo Casagrande.

La colocación de armaduras y del hormigón se ejecutó de forma similar a la descrita para el resto de los pilotes.

Así GEOSONDA ejecutó en total 22 pilotes de 2 m de diámetro (en total 420 m lineales), 11 para cada una de las pilas principales, dispuestos 10 de ellos sobre una circunferencia de 16,5 m de diámetro y uno central, cuya función era más bien auxiliar para la construcción (véase fig. 6).

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

El hormigonado se efectuó "bajo agua", en una "camisa" perdida de chapa, de 12 mm de espesor, colaborante como armadura. La camisa se introdujo aproximadamente 50 cm en la perforación en la arenisca. Esta perforación, que da el empotramiento en la roca del fondo, es de una longitud de unos 6 m más o menos.

8.5. Cabezales de pilas en el río

8.5.1. Todos estos cabezales debieron ejecutarse desde embarcaciones (véase párrafo 8.4.2).

En los cabezales más pequeños los encofrados de los fondos se fijaron mediante yugos a presión a los pilotes y la construcción de ellos no ofrece singularidades, salvo que se mencionen las dificultades que repetidamente provocaba el río por sus crecidas alterando continuamente el programa previsto.

8.5.2. De especial interés consideramos el proyecto y la construcción de los cabezales de las pilas N° 11 y 12. Como ya se dijo antes, se construyeron para cada una de ellas 11 pilotes, de 2 m de diámetro. Sobre éstos se apoyó, para ubicar a las pilas propiamente dichas a los cabezales, redondos en planta y de una sección transversal que podría denominarse trapecial (véase fig. 6).

Como las acciones de las pilas sobre éstos sus basamentos se producen tanto en dirección longitudinal como en dirección transversal del puente (por la forma circular del elemento, por la forma de su sustentación y por las dimensiones del mismo) se producen estados de solicitación espaciales bastante complicados, que han sido tratados mediante hipótesis simplificativas. Así se supuso que, principalmente, el cabezal se comportaría como una cúpula; como tal, produce bajo las cargas verticales empujes radiales. Estos empujes radiales se equilibraron simplemente zunchando a todo el macizo mediante tendones de pretensado circunferenciales, ubicados en el borde lateral externo del mismo. Se colocaron allí 20 tendones anulares BBRV tipo JJ de 150 toneladas.

Además se han dispuesto otros 20 tendones que cruzan diametralmente el cabezal, agrupados en 5 familias que unen pares de pilotes opuestos. Estos tendones tienen la función de "llevar" las cargas, hacia los pilotes que constituyen puntos de sustentación.

Otra particularidad de estos cabezales fue su método de hormigonado. Cada cabezal de éstos tiene un volumen de unos 1.200 m^3. Por la capacidad de producción de hormigón, por las retracciones de fraguado y, sobre todo, por el peso sobre el encofrado, se subdividió el volumen en varias etapas. En lugar de un encofrado de madera se fabricó, para el fondo, un encofrado compuesto por viguetas y placas prefabricadas de hormigón, que quedarían incorporadas a la estructura. Como estos elementos prefabricados se habían previsto para una carga parcial, se hormigonó primero un cierto espesor, parte del total. Luego, ya endurecida esta capa, ella era capaz de soportar el resto del peso. Además todo el contorno del cabezal, que funciona como una viga anular, fue hormigonado por secciones, con juntas de trabajo verticales diametrales.

Terminado el hormigonado, se inició al poco tiempo el tesado de los tendones, que fue completado en etapas, a medida que se construían los fustes de las pilas.

8.6. Construcción de las pilas

8.6.1. Acceso uruguayo

Las columnas que constituyen las pilas del viaducto han sido hormigonadas en moldes

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

de chapa de acero (los que se habían usado antes en el viaducto argentino) y con ayuda de andamiajes de tubos metálicos de los que la firma Ademar H. Soler disponía en cantidad. Sobre estos andamios apoyaban también los encofrados de los dinteles de las pilas.

8.6.2. Puente principal

Tanto las pilas N° 10 y 13, con su sección rectangular en cajón, como las pilas N° 11 y 12, formadas cada una por dos tabiques de 1 m x 6 m en planta, se han hormigonado empleando encofrados deslizantes movidos mediante gatos hidráulicos (veánse figs. 6 y 7).

La colocación del hormigón en las pilas N° 10 y 13 se llevó a cabo por medio de torres con cubas ascensores y en las N° 11 y 12 mediante sendas grúas-torres giratorias que se instalaron sobre los cabezales apenas éstos se habían terminado de hormigonar.

Los encofrados deslizantes se emplearon en las pilas laterales hasta la losa de cabecera, al nivel + 28, construyéndose por encima de ese nivel encofrados comunes fijos.

En las pilas principales N° 11 y 12 se ascendió deslizando justo hasta el nivel del nacimiento de los voladizos, es decir, del intrados de la superestructura (cota + 30,50).

La ejecución de las cabeceras de las pilas N° 11 y 12, aunque formaba parte de las superestructura, puede considerarse como parte del fuste. Aprovechando la presencia del encofrado deslizante ya inmóvil, se construyeron los encofrados fijos necesarios.

8.6.3. Acceso argentino

Las riostras y las columnas que forman las pilas de este sector se hormigonaron en encofrados fijos. En las columnas se emplearon moldes de chapa modulados, ya que muchas de las columnas eran de igual altura. Estos moldes se montaban con ayuda de andamios, diseñados a propósito, de perfiles metálicos ligeros. Los moldes y esos andamios prefabricados se movían fácilmente de un emplazamiento al siguiente, mediante una grúa móvil; con la cual también se levantaban las cubas para el hormigonado.

En las pilas más altas, la colocación del hormigón de las columnas y de las riostras horizontales se hizo mediante bombeo.

8.7. Ejecución de las superestructuras

8.7.1. Sector A: acceso uruguayo

La firma asociada uruguaya decidió construir los dos primeros tramos del viaducto de acceso, entre el estribo y la pila N° 2, in situ, es decir sobre cimbra completa. Se inclinó por este procedimiento porque la altura del viaducto en esos tramos no es muy grande, y porque así se evitaba el levantamiento de las vigas prefabricadas. Luego, sobre el tablero terminado de esos tramos se instaló el taller de prefabricación de las demás vigas. Así solamente debía moverse a las vigas horizontalmente, primero en dirección longitudinal y luego en dirección transversal. Estos movimientos se realizaban mediante la viga de lanzamiento.

El hormigón era preparado al pie de esa planta de prefabricación "elevada" y era levantado y distribuido con ayuda de una grúa-torre giratoria.

Cuando los trabajos ya se ejecutaban con rutina, un accidente grave vino a alterar esa normalidad.

Cuando la viga de lanzamiento se encontraba ubicada entre las pilas N° 6 y 7 un fuerte

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

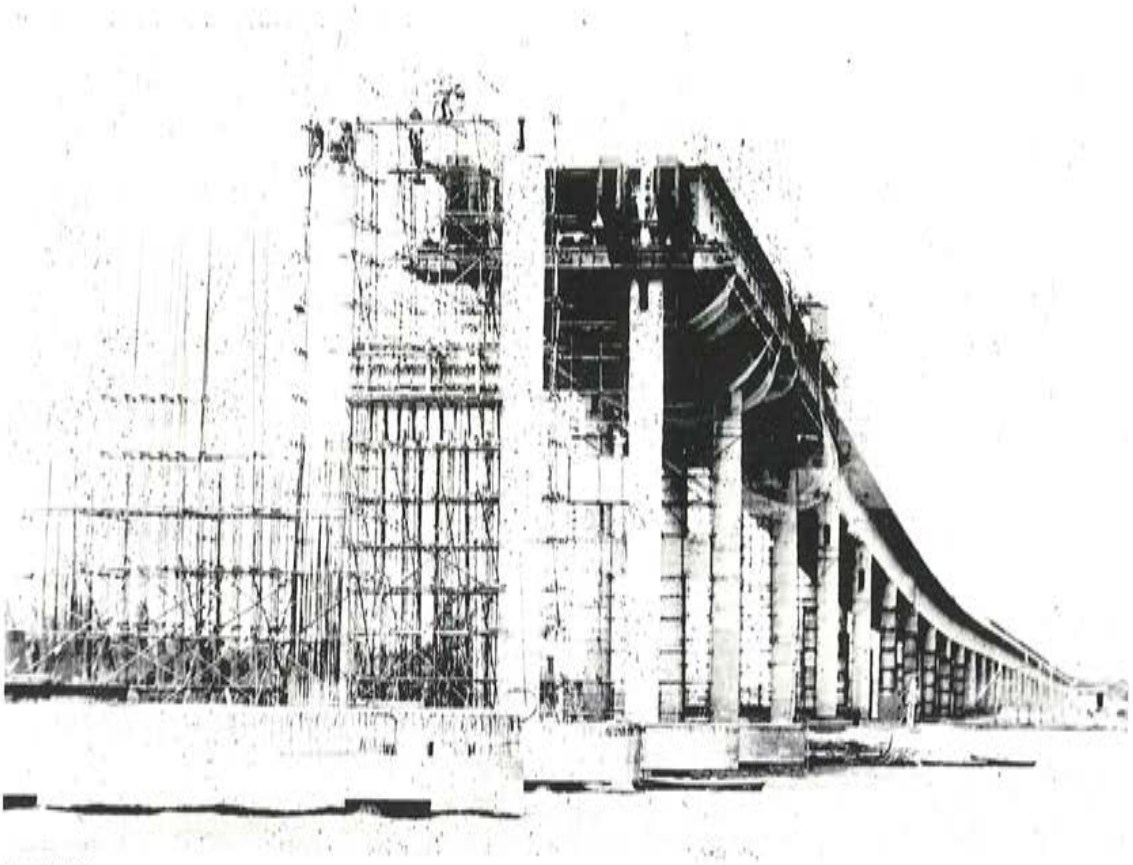


FOTO 3
Tramos sobre el río, del viaducto argentino, en construcción.

viento huracanado desde el sur la volcó. En su caída además arrastró consigo tres vigas prefabricadas que acababan de ser colocadas, y entre las que no se habían hormigonado todavía ni los arriostramientos, ni las losas de tablero.

Este percance alteró, desde luego, completamente el programa de trabajos.

Afortunadamente la E.A.C.A. pudo sustituir la viga de lanzamiento uruguaya, completamente destruida, por otra de propio diseño y construcción, que acababa de concluir el montaje del puente sobre el río Guachipas, hoy sobre el lago de embalse del dique de Cabra Corral, en la Provincia de Salta, evitándose así que las tareas en este sector se volvieran "críticas".

Con este elemento auxiliar de repuesto se concluyó felizmente la construcción del viaducto uruguayo.

8.7.2. Sector B: Puente principal

8.7.2.1. Apenas se había terminado la construcción de las cabeceras de las pilas N° 11 y 12 (véase 8.6.2.), se procedió –en ambas pilas casi simultáneamente– al montaje de los carros de avance. Se operó con 4 carros, dos en cada pila, y las sucesivas etapas de avance también se realizaron con pocos días de desfase.

Los "carros de avance" están constituidos por estructuras reticuladas metálicas, contrapesadas y amarradas en su parte posterior, de las cuales se suspenden los encofrados exteriores. Las sucesivas etapas, o dovelas en voladizo, que se construyeron tenían una longitud de 3,11 m.

Estos carros de avance, que ya habían sido empleados antes en la construcción del

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

puente sobre la Laguna Setúbal (Santa Fe), debieron ser modificados en algunas de sus partes. Estas adaptaciones, los encofrados externos suspendidos de los carros y los encofrados internos corredizos, han sido diseñadas por la oficina técnica de E.A.C.A., la que también, de acuerdo con los calculistas de la estructura del puente, preparó un detallado programa para la organización y ejecución de la obra. Los ciclos de trabajo, que se repiten en la construcción durante la etapa de avance en voladizo, se definen por condiciones de:

a) estática
b) funcionamiento de los encofrados
c) tecnología del hormigón, y
d) procedimiento de pretensado.

8.7.2.2. Para la ejecución de los trabajos hubo que detallar y afinar el cálculo de tensiones y, sobre todo, de las deformaciones de la superestructura. Hubo que suministrar a la obra las indicaciones exactas de las sucesivas cotas de ajuste de los encofrados de los carros de avance, para todas las dovelas, con las necesarias referencias a las dovelas anteriores.

Esta información se elaboró bajo la dirección de H. Cabjolsky con una calculadora MONROE 1666 y se registró en impresos muy completos pero suficientemente sencillos para su utilización en obra. Las hipótesis de cálculo han sido confirmadas por las mediciones en la estructura, de manera que puede concluirse que el procedimiento fue práctico y eficaz.

Cabe mencionar que se logró una notable exactitud en los niveles de los voladizos; lo que también se debe al gran esmero puesto en las mediciones altimétricas.

El enhebrado de los tendones BBRV, que se iba ejecutando sucesivamente, a medida que se progresaba con las dovelas, ha resultado ser una operación sencilla.

8.7.2.3. Además de la elaboración más detallada del proyecto comentada en el párrafo anterior, hubo que rehacer completamente los cálculos estáticos, ya que por varios motivos de disponibilidad de equipo y de tiempo se prefirió optar por otro método que el propuesto en la oferta para construir la superestructura, sin modificar –desde luego– a la estructura misma. El método finalmente utilizado, fue el indicado en la figura 11 y que es el siguiente:

I (1) Avance en voladizo desde pilas N° 11 y 12, en forma simétrica, en un principio.

II) Terminación de los extremos de los tramos laterales sobre cimbras apoyadas en pilas provisionales.

Para esto se procedió de la siguiente manera:

(2) Erección de las pilas provisionales N° 10, y 13. La estructura de estas pilas fue metálica, compuesta de tubos de chapa. Se la construyó sobre basamentos constituidos por cajones cilíndricos de hormigón que debían haberse empleado en la cimentación de otras pilas definitivas, llevados hasta el lugar de ubicación por flotación y asentados sobre el fondo del río; método éste que ha resultado muy práctico.

(3) Lado argentino: deslizamiento de 2 vigas de la cimbra corrediza (véase descripción en párrafo 8.7.3.) por sobre la pila N° 13 hasta la pila provisional N° 13'. Construcción sobre estas vigas de los encofrados necesarios.

(4) Lado uruguayo: en el lado argentino ya se había terminado la construcción del viaducto, de manera que la cimbra corrediza empleada ya se podía desmantelar.

(5) Así algunos trozos de las vigas de esa cimbra corrediza fueron desmontados y mediante embarcaciones fueron llevados al lado uruguayo, donde fueron izados nuevamente, con ayuda de la viga de lanzamiento preexistente, para ser armados y apoyados sobre la pila

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

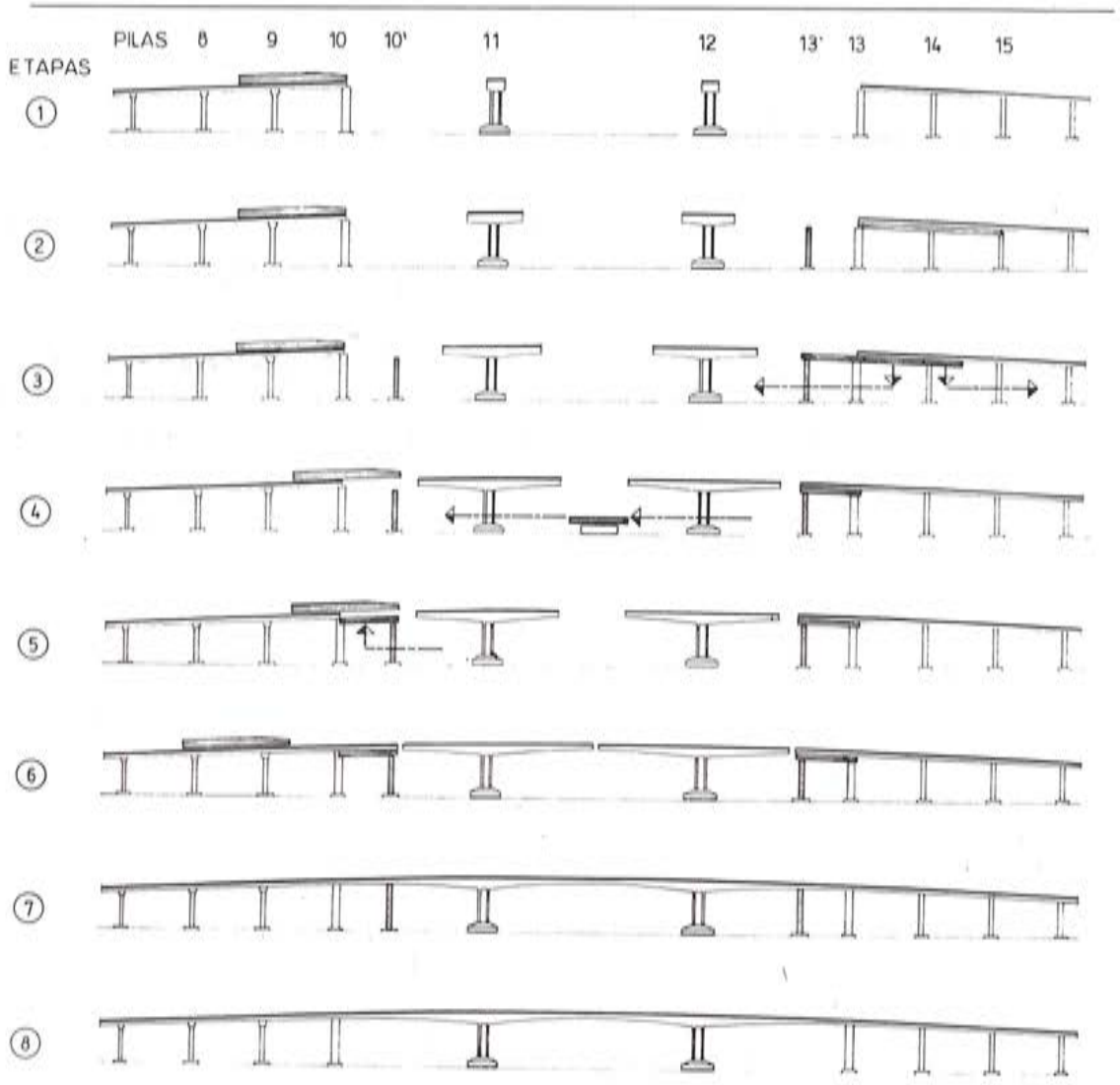


FIGURA 11

METODO CONSTRUCTIVO
PUENTE PRINCIPAL

N° 10 y la auxiliar N° 10'. Luego, construcción de los encofrados necesarios.

(6) Enhebrado del cable continuo: Terminados los voladizos y los tramos laterales se introdujo el "cable continuo" concentrado (véase fig. 9).

Este gran tendón que se constituyó con 24 haces de alambre (12 a cada lado) en el interior del cajón de la sección, se extiende desde la pila 10 a la 13 –es decir, sobre toda la longitud del tablero del puente principal–, y tiene una longitud de 335 m, como ya se dijo en 7.2.2. Se había previsto originalmente en el proyecto, formarlo de cordones cableados, como es usual en el sistema Baur-Leonhardt. Para poder emplear equipos disponibles, se resolvió formar este tendón continuo con haces de alambres de 7 mm, lisos, con anclajes finales BBRV tipo B de 150 toneladas, lo cual constituye una originalidad. Las cotas del trazado del tendón fueron calculadas minuciosamente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

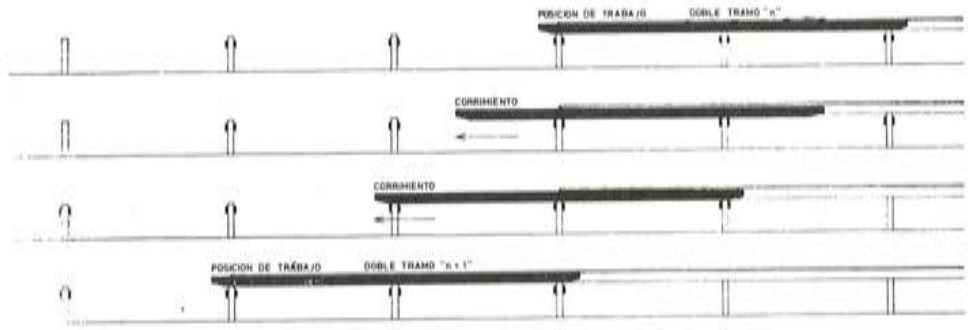


FIGURA 12

METODO CONSTRUCTIVO
ACCESO ARGENTINO

(7) Terminada la instalación del tendón continuo, se rellenaron las juntas entre los voladizos, e inmediatamente se tesó, provocando el descimbrado de la estructura en los tramos laterales y la consecuente descarga de las pilas provisionales.

8.7.3. Sector C: Acceso argentino

Como ya se dijo antes, se había prestado especial atención al proyecto del acceso argentino, previendo un método constructivo bien definido.

Para la ejecución del tablero, ya descrito en 7.2.3, se construyó una cimbra corrediza que merece un comentario especial. El empleo de una cimbra corrediza de este tipo es una novedad en nuestro país; incluso la cimbra construida presenta particularidades que la diferencian de los varios tipos empleados con tanto éxito en Europa.

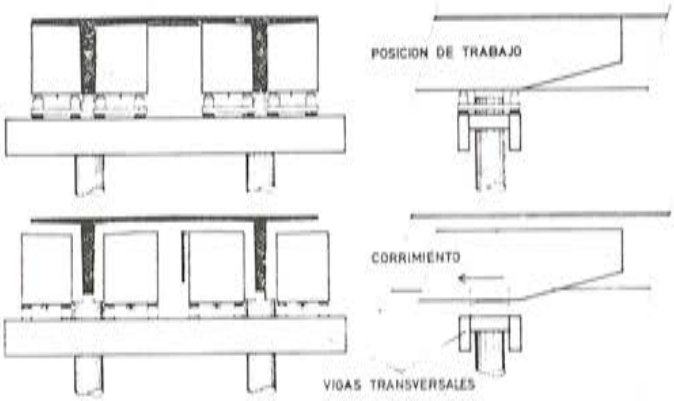


FIGURA 13

CIMBRA CORREDIZA
ESQUEMA DE FUNCIONAMIENTO

Indudablemente, en nuestro caso la situación era relativamente sencilla, porque el viaducto en planta es recto y sólo había que recorrer en una parte del viaducto una curva vertical; donde el viaducto pasa de la horizontal a la pendiente del 4 por 100.

Como el viaducto en cuestión es, en comparación a sus similares europeos, bastante largo y como una cimbra de alguna manera siempre tiene que abarcar dos tramos (mediante

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

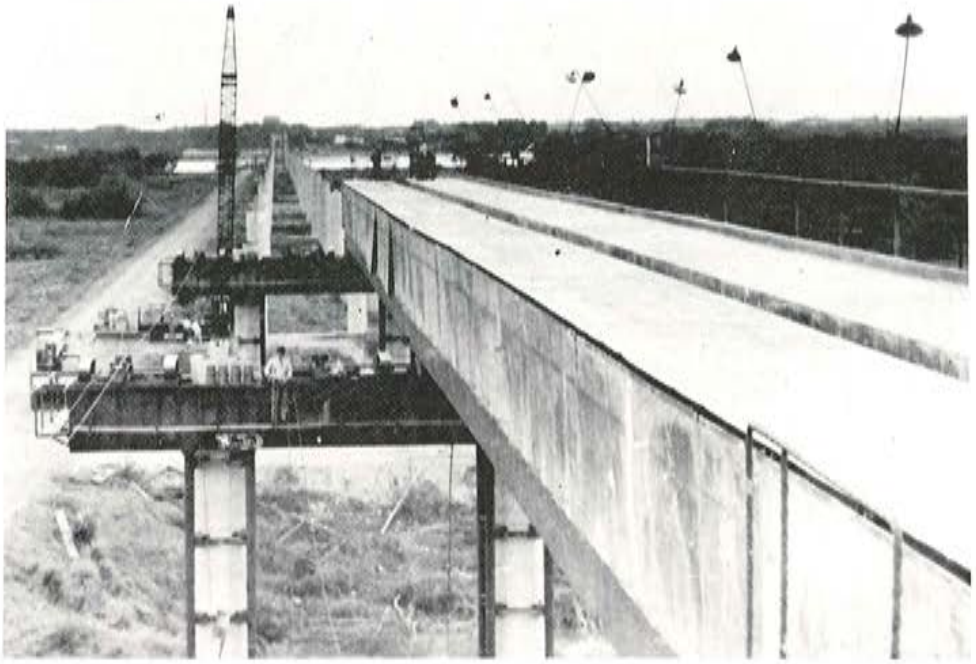


FOTO 4
Traslado de la cimbra corrediza durante la construcción del viaducto argentino.

una ménsula fija o mediante un dispositivo telescópico, por ejemplo), se optó por utilizar los dos tramos como encofrado (véase fig. 12).

Otra característica de la cimbra fue que se construyó casi enteramente de chapa, funcionando las chapas como elemento portante y como encofrado. Se trata, pues en verdad, de un encofrado metálico autoportante corredizo. El motivo principal de haber empleado chapa en lugar de perfiles fue la mayor sencillez de su construcción y que en el mercado local la chapa era económicamente más conveniente.

La cimbra estaba constituida por vigas cajón, como se aprecia en la fig. 13 en forma esquemática. Cada una de las vigas-cajón puede moverse en forma individual verticalmente, porque están apoyadas sobre gatos hidráulicos para el ajuste de altura y el descimbrado; transversalmente, para su separación de las columnas; y, longitudinalmente, para su traslación hacia los próximos tramos.

El movimiento transversal era posible porque los gatos de apoyo antes nombrados iban montados en unos chasis que se corrían sobre las vigas transversales, vigas éstas que estaban sujetas por parejas a las columnas de las pilas ya existentes. Para el corrimiento longitudinal, las vigas-cajón se depositaban sobre pistas de deslizamiento, solidarias con las vigas transversales, quedando los gatos hidráulicos de apoyo vertical fuera de acción. Tanto el corrimiento transversal como el longitudinal se realizaba sobre bloques de goma sintética provistos en una de sus caras de una capa de PTFE o "Teflón". La capa de Teflón deslizaba sobre una chapa de acero inoxidable lubricada.

El corrimiento longitudinal se producía por la acción de un dispositivo hidráulico automático, en el que funcionaban alternativamente dos pares de gatos. El funcionamiento alternativo era comandado mediante circuitos eléctricos gobernados con interruptores de fin de carrera.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

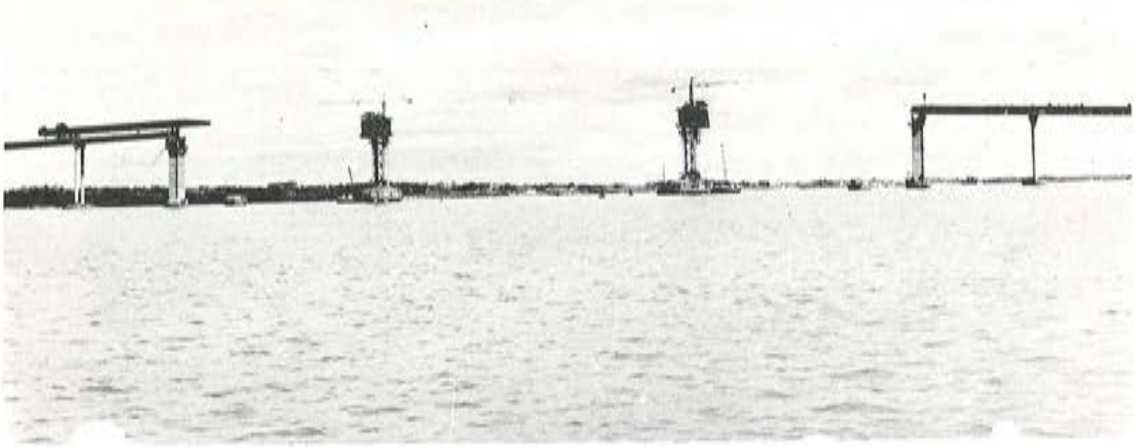


FOTO 5

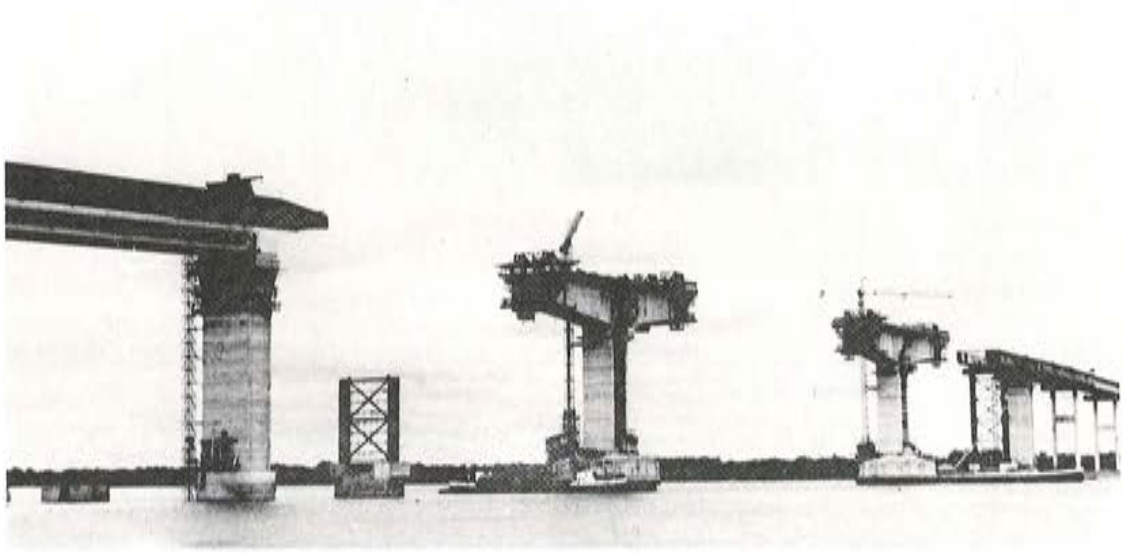


FOTO 6

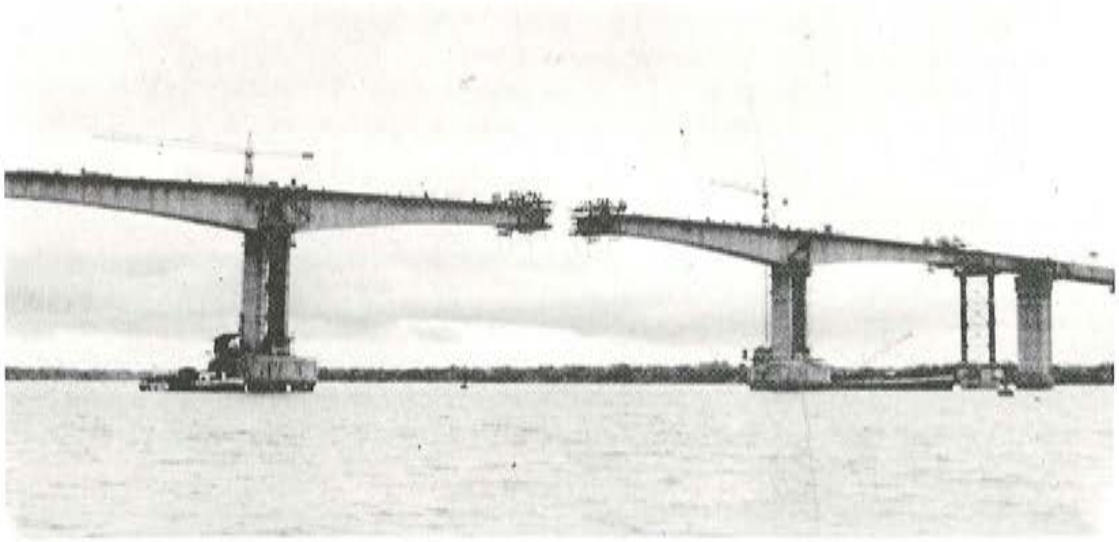


FOTO 7
Puente principal. Sucesivas etapas de la construcción de los tramos en voladizo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

El peso total de la cimbra corrediza era de unas 500 toneladas de acero, pesando cada viga-cajón unas 120 toneladas. Los gatos de traslación longitudinal eran de una potencia máxima de 20 toneladas.

Después de un corrimiento, se colocaba la armadura no tesa de las almas, que se traía prefabricada mediante un tren de pórticos sobre ruedas, desde el tramo anterior ya terminado.

Luego se instalaban los tendones de pretensado y finalmente se hormigonaba (mediar bombas), en principio, en forma continua toda la longitud del doble tramo. Se iniciaba el vertido del hormigón desde ambos extremos, terminando sobre el apoyo central. El hormigonado normalmente duraba unas 30 horas de trabajo.

En algunos tramos se hormigonó en forma continua, como se había previsto; pero luego se vio que era técnicamente aceptable y más práctico para la obra, dividir la tarea en dos jornadas, interrumpiendo durante parte de la noche.

Las juntas de hormigonado, siempre verticales, se realizaron mediante chapas de metal desplegado.

Al día siguiente de terminado el hormigonado se aplicaba un 20 por 100 del pretensado, para evitar fisuras de retracción; y después de 5 días, más o menos, se completaba el 60 por 100, con lo que el tramo soportaba su peso propio. En esa situación se podía correr la cimbra hasta su nueva posición. Ya ajustada y nivelada la cimbra en su posición, y adelantada la armadura de ese nuevo tramo, antes de hormigonarlo, se completaba el pretensado del tramo anterior del 60 por 100 al 100 por 100.

También aquí se vio la factibilidad de una simplificación en el transcurso de la ejecución de los primeros tramos, aplicando las fuerzas de pretensado "de una vez" a los 5 días de edad del hormigón.

Este ciclo de trabajo se ha repetido 17 veces hasta terminar el viaducto argentino.

Finalmente, como ya se ha indicado en 8.7.2.3 (II 3), la cimbra corrediza se empleó para construir el encofrado de los extremos de los tramos laterales del puente principal.

8.8. Hormigón

8.8.1. Materiales

Se empleó cemento portland, arena silicica natural y canto rodado, exclusivamente.

Los áridos tanto gruesos como finos, se extrajeron del río Uruguay.

8.8.2. Dosificación y control de calidad

Como ya se dijo antes, en la obra funcionaron tres plantas dosificadoras: una en la orilla uruguaya; otra sobre la orilla argentina, en el puerto provisional de Punta Durán; y la tercera montada cerca del extremo del viaducto argentino.

En estas instalaciones se produjeron los 31.000 m^3 de hormigón que requirieron las estructuras de los tres sectores en conjunto.

Sin entrar en más detalles, pueden clasificarse las siguientes calidades de hormigón, de acuerdo a su destino, su contenido de cemento y su resistencia media a 28 días de edad, en probeta cilíndrica:

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Pilotes	400 kg/m³	400 kg/cm²
Riostras y columnas	350 kg/m³	360 kg/cm²
Tablero viaducto	370 kg/m³	410 kg/cm²
Cajones cilíndricos	320 kg/m³	330 kg/cm²
Tablero puente principal	420 kg/m³	450 kg/cm²

Las resistencias indicadas se basan en los resultados de los ensayos llevados a cabo sistemáticamente durante toda la ejecución de los trabajos por la Inspección de Obra.

8.8.3. Aditivos

En los pilotes en general, en el tablero del viaducto argentino y en el hormigón de las dovelas de la superestructura del puente principal se empleó como aditivo "Plastiment RD" de SIKA.

Cabe mencionar que el sellado de las juntas de la superestructura del puente principal (relleno final para producir la continuidad) se hizo con supercemento.

8.8.4. Transporte

En el lado argentino, en las plantas de dosificación se cargaban los mezcladores móviles Cuando el transporte se hacía por tierra (viaducto argentino), éstos estaban montados sobre camiones; y para el transporte en el río se montaron los mezcladores sobre embarcaciones (dos sobre un barco), lo que fue una solución práctica.

En la ejecución del viaducto argentino los camiones se acercaban por el terraplén de acceso hasta las pilas; y cuando se hormigonaba el tablero ascendían por el terraplén de acceso al viaducto, acercándose por sobre los tramos ya terminados al extremo del encofrado corredizo.

En el río los mezcladores flotantes acercaban su carga a las pilas, donde el vertido del hormigón proseguía mediante cubas movidas por las grúas instaladas en las embarcaciones; o por bombeo; o por izado en cubas mediante las grúas-torre montadas en los cabezales de las pilas N° 11 y 12; o por montacargas comunes (en las pilas N° 10 y 13).

8.9. Aceros

El acero de la armadura pasiva (no tesa) fue casi exclusivamente de la calidad III según PRAEH.

El acero para pretensado era de las calidades de 160 y 170 Kg/mm² de rotura, según especificaciones BBRV.

8.10. Elementos prefabricados menores

8.10.1. Las placas que forman el revestimiento exterior de las vigas de borde de los ta-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

bleros (citados en 7.2.4.1) se prefabricaron en un taller a pie de obra.

8.10.2. Las placas de las aceras (7.2.4.2.) fueron prefabricadas en las instalaciones del depósito de la E.A.C.A. en Buenos Aires. Allí, en un banco de tesado, se construyeron en unos meses de trabajo unas 10.000 placas pretensadas, mediante armaduras pretesas adherentes formadas por alambres de acero de alta resistencia de 5 mm de diámetro. Las placas se transportaron a obra en camiones.

8.11. Firme de rodadura

Sobre los viaductos y el puente principal se aplicó un firme bituminoso cuya superficie es de unos 19.000 m². Como árido grueso se empleó piedra triturada basáltica proveniente de la zona de Concordia (Entre Ríos).

Estos trabajos fueron encargados en subcontrato a la firma HEMARSA, que disponía en las cercanías de la obra de una planta de producción de la mezcla asfáltica, en razón de otras obras viales en ejecución.

8.12. Pretensado

En el viaducto uruguayo los trabajos de pretensado fueron ejecutados con la intervención de la firma PRECOM Ltda. de Montevideo, que aplica el sistema BBRV en el Uruguay.

En el viaducto argentino y en el puente principal, el trabajo de esa especialidad estuvo a cargo de personal de E.A.C.A., suministrando la firma PRETENSAC S.A. los equipos y los accesorios. PRETENSAC también fabricó los apoyos elastoméricos y los apoyos deslizantes utilizados en el funcionamiento de la cimbra corrediza del viaducto argentino.

9. ENSAYOS Y PRUEBAS DE CARGA

En el transcurso de la ejecución de la obra se han llevado a cabo los siguientes ensayos:

9.1. Apenas construido el primer doble-tramo del viaducto argentino, COTEPAYCO exigió una prueba de carga para verificar el comportamiento de la estructura. Esta prueba de carga se dividió en dos etapas.

En la primera de ellas se simuló la incidencia de dos apisonadoras reglamentarias, mediante la aplicación de fuerzas concentradas producidas por varios gatos hidráulicos. Estos gatos, que actuaban sobre la superestructura del viaducto, estaban anclados mediante tensores, a través de orificios en la losa del tablero, al terreno debajo del viaducto por medio de anclajes BBRV inyectados en la arenisca. Las fuerzas que ejercían los gatos se midieron con dinamómetros.

En la segunda etapa de esta prueba de carga se sometió la estructura a cargas uniformemente repartidas. Estas cargas se produjeron construyendo sobre el tablero una gran balsa que se llenó con agua. La balsa ocupaba toda la superficie de la planta del doble tramo, pero se podía dividir en dos mitades por un tabique ubicado en correspondencia con la pila intermedia. Así se llenó primero una mitad de la balsa, cargando un tramo, y luego, comunicando los dos compartimientos de la balsa, se cargó el doble tramo entero.

Las deformaciones fueron medidas mediante flexímetros comunes, de lectura directa, y extensómetros Maihak que comunicaban sus datos eléctricamente a un panel central. Los

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

instrumentos de medición fueron cedidos por la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires y fueron manejados por un grupo de profesionales de dicho organismo.

Los resultados –los datos detallados no caben en esta descripción– han confirmado con exactitud notable las hipótesis de cálculo.

9.2. A principios del año 1971 se realizó –a pedido de COTEPAYCO también– un ensayo de carga horizontal de un par de pilotes de gran diámetro, para demostrar la capacidad de esos pilotes para soportar esfuerzos transversales y transmitirlos al terreno de las características locales.

Entre los dos pilotes de prueba, construidos especialmente para el ensayo pero similares a los otros definitivos, se interpuso –con el complemento de un puntal– un gato hidráulico y un dinamómetro, aproximadamente al nivel del terreno natural, es decir al nivel en el que iría la riostra en las pilas normales del viaducto argentino.

Con ese dispositivo se fueron aplicando fuerzas que gradualmente se iban aumentando, midiéndose en forma simultánea los corrimientos horizontales relativos y los giros de las partes superiores de los pilotes.

Aunque la interpretación de las medidas obtenidas es tarea difícil, se demostró, sin embargo, que las deformaciones provocadas por determinadas fuerzas son muy inferiores a las supuestas en el cálculo de la estructura del viaducto; es decir que las hipótesis de cálculo no sobreestimaron la capacidad portante lateral de esos pilotes en esos suelos.

9.3. El pliego de condiciones exigía la realización de un ensayo de carga vertical de un pilote de gran diámetro. La firma RODIO, que construyó estos pilotes, se hizo cargo del ensayo, con la ayuda de la E.A.C.A. y de PRETENSAC.

El pilote de ensayo fue ejecutado ad hoc entre las pilas N° 25 y 26, cerca de los pilotes de prueba para el ensayo de solicitación horizontal. Su diámetro fue de 1,2 m y con una longitud aproximada de 21 m, se alcanzó en profundidad la arenisca rosada, atravesándose capas de limo, arcillas y canto rodado.

La carga se aplicó con un cabezal de hormigón, anclado a la arenisca mediante 4 tensores BBRV cuyos anclajes inferiores estaban embutidos mediante inyección en las perforaciones. Esos tensores estaban previstos para soportar 200 t aproximadamente, es decir la instalación preveía una carga de 4 x 200 t. La fuerza se ejerció con 12 gatos de 100 t de capacidad.

La carga de servicio prevista es de 500 t y la prueba de carga se programó para 750 t (aunque se llegó a cargar hasta 850 t).

El ensayo evidenció un comportamiento perfecto del sistema pilote-arenisca, demostrándose que la capacidad de carga excede considerablemente de la carga de servicio prevista.

9.4. Finalmente –ya concluida la obra – se procedió a la prueba de carga de las estructuras, según lo exigía el pliego de condiciones.

A tal fin se emplearon camiones volquetes con remolque cargados de piedra triturada. Cada una de estas unidades pesaba unas 33 t.

Para la prueba de los viaductos se ubicaron 6 unidades en cada tramo ensayado, 3 en cada vía de circulación, ocupando así todo el largo del tramo. Por lo tanto la carga por metro lineal de viaducto fue de alrededor de 4,4 t.

En el viaducto uruguayo las flechas medidas en el centro de los tramos fueron de aproximadamente 1,2 cm, mientras que en el viaducto argentino las flechas fueron de aproxima-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

10. CUBICACIONES

	VIADUCTO URUGUAYO			PUENTE PRINCIPAL			VIADUCTO ARGENTINO			TOTALES
	Hormigón	Acero		Hormigón	Acero		Hormigón	Acero		
	m	III	pret.	m	III	pret.	m	III	Pret.	
Pilotes	536	72	—	1.350	264	—	2.420	215	—	
Zapatas	292	14	—	—	—	—	—	—	—	
Cilindros	—	—	—	1.800	100	—	1.100	45	—	
Riostras	—	—	—	—	—	—	530	55	—	
Cabezales	1.268	91	—	2.400	130	31	1.464	151	—	
Estribos	81	8	—	—	—	—	78	7	—	
Columnas-fustes	555	80	—	1.270	151	—	1.230	180	—	
Dinteles	250	25	—	—	—	—	—	—	—	
Tablero	1.950	160	110	2.935	250	135	7.720	620	280	
Veredas etc.	370	20	—	270	15	—	1.270	70	—	
Hormigón	5.302	—	—	10.025	—	—	15.812	—	—	31.139 m³
Acero III	—	470	—	—	910	—	—	1.343	—	2.723 t
Acero para pretensado	—	—	110	—	—	166	—	—	280	556 t

damente 0,8 cm solamente, por la continuidad de dos tramos sucesivos.

Para la prueba del puente principal se emplearon los mismos conjuntos de camión y remolque, pero en mayor cantidad, por ser los tramos más largos. Se cargaron independientemente los tramos laterales, de 97 m de luz, y el tramo central de 140 m. En los primeros se ubicaron, colmando completamente su longitud, 12 unidades de 33 t, lo que da una carga líneal de 4,1 t; y en el tramo central se ubicaron 18 unidades produciendo una carga de 4,25 t/m; las flechas medidas fueron de aproximadamente 2,5 cm y 4,7 cm respectivamente. Todas las medidas obtenidas coincidieron perfectamente con los valores previstos en los cálculos previos.

11. ILUMINACION Y BALIZAMIENTO

La instalación para la iluminación ha sido prevista para obtener sobre la calzada un nivel mínimo de 30 lux con un coeficiente de uniformidad E mín/E máx = 1/3.

En total, sobre los viaductos y el puente principal se erigen 104 columnas de 12 m de altura, con brazo en el extremo superior al cual se fijan las luminarias. Estos aparatos son de fabricación nacional. Las lámparas, son de sodio a baja presión SOX de 180 W, modernas lámparas de gran rendimiento que constituyen una novedad para nuestro medio.

Los circuitos de alimentación están dispuestos en forma tal que cada uno de los países suministra la energía para la iluminación de la longitud de viaducto y puente de su jurisdicción.

El balizamiento que se instala según las indicaciones reglamentarias de la Dirección de Puertos y Vías Navegables del Ministerio de Obras Públicas, señala la abertura de paso del vano central del puente principal. La alimentación de esta señalización es posible alternativamente desde el Uruguay o desde la Argentina, para evitar posibles interrupciones.

12. PAGO, FINANCIACION Y COSTO FINAL DE LAS OBRAS

Como el límite internacional divide a la obra en dos partes desiguales, las autoridades competentes habían resuelto que el pago de las obras se hiciera en esa misma proporción: así el 26 por 100 de la obra debió ser pagado por la R.O. del Uruguay y el 74 por 100 por la República Argentina.

Ambos países han solventado los gastos de sus propios fondos que asignaban a COTEPAYCO, sin apelar a créditos desde el exterior.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

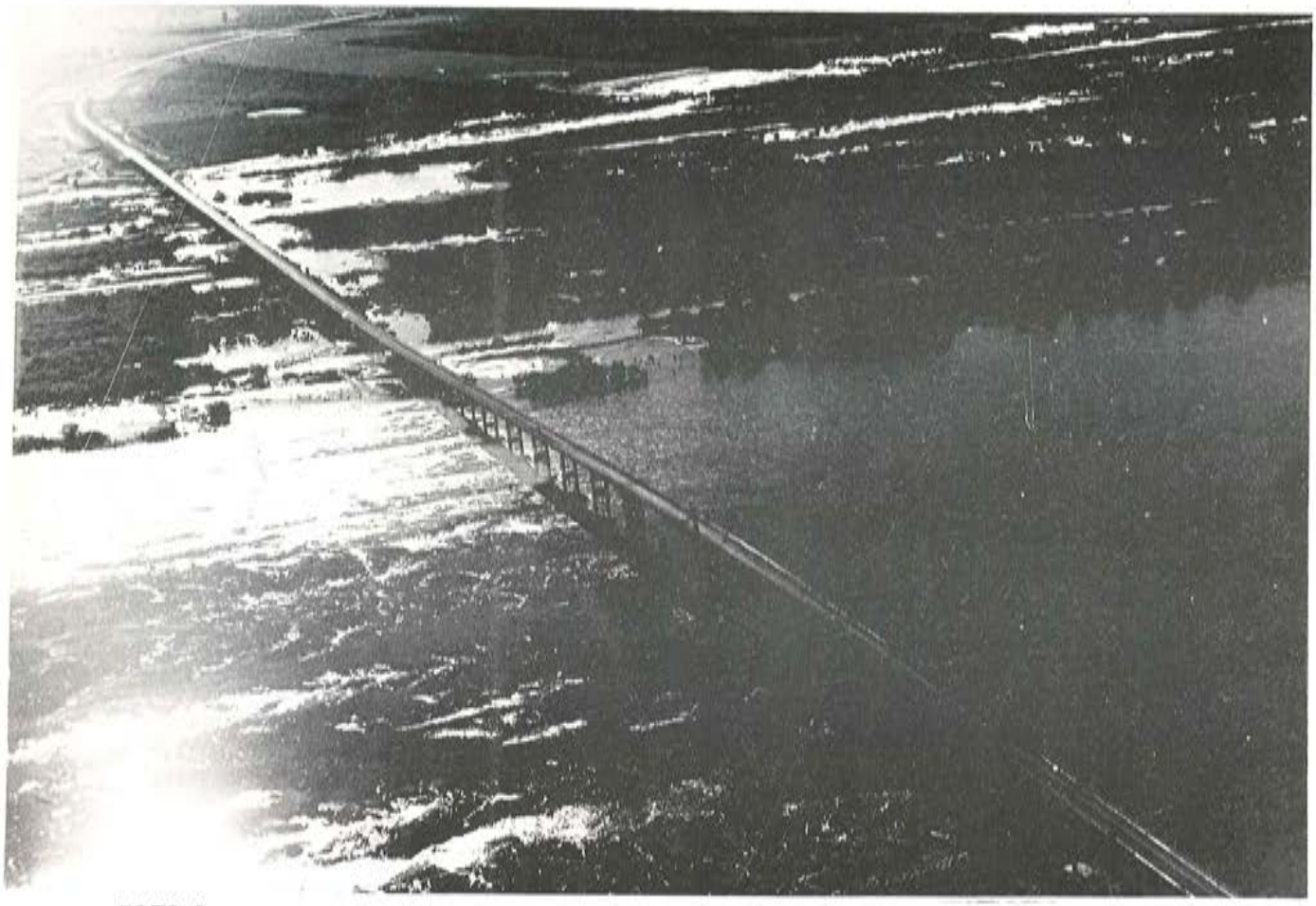


FOTO 8
Otra vista parcial del puente terminado. Se aprecia, al fondo, la orilla argentina, baja e inundable.

El presupuesto oficial para la licitación fue (en marzo de 1970) de m$n 2.240.000.000 pesos argentinos (22.400.000 pesos Ley 18.188) o su equivalente de o$u 1.600.000.000 pesos uruguayos, sumas que en ese momento significaban unos U$A 6.400.000 dólares americanos.

La oferta del consorcio adjudicatario era en pesos argentinos Ley aproximadamente de $a 28.000.000 que valían U$A 8.000.000 dólares (1).

Reduciendo la certificación del consorcio contratista a lo largo de la ejecución de la obra mes por mes a dólares cambio libre o paralelo, se llega a una suma de U$A 8.700.000 de dólares.

Si se considera que la cotización del dólar en el mercado paralelo subestima el valor de nuestra moneda en un 10 por 100 en promedio, podrían aumentarse los 8.700.000 dólares del costo de la obra a unos 9.500.000 dólares.

Pero habría que tener en cuenta también que el dólar en los cinco años de ejecución de obra ha perdido parte de su valor, y así la obra contratada en 1970 por 8 millones de dólares (1), hoy costaría por lo menos 11 millones de dólares (2) (diciembre 1975).

Deducimos de esto que:

a) Pese a las dificultades superadas durante la construcción de la obra, los costos reales no solamente se han mantenido dentro de lo previsto, sino que –más– han quedado por debajo de las previsiones. El defecto, es decir, la diferencia entre lo presupuesta-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

do y lo certificado refleja en cierta manera la descapitalización de las empreas participantes.

b) El precio del puente Paysandú-Colón es por metro cuadrado, tomando los dólares "actualizados" (2) U$A 11.000.000, 28.000 m² de tablero = 400 dólares USA/m²; se trata –seguramente– del puente más económico entre los de su tipo en nuestro medio.

13. PERSONAL AFECTADO A LA EJECUCION DE LOS TRABAJOS

En la ejecución de la obra han trabajado obreros uruguayos y argentinos, distribuidos por su nacionalidad aproximadamente en la misma proporción que valía para la distribución del pago de la obra entre los dos países.

En los momentos de máxima ocupación colaboraron unas 300 personas.

Aunque los trabajos en muchas ocasiones eran muy arriesgados, puede decirse que afortunadamente han ocurrido pocos accidentes. Hubo que lamentar cuatro casos fatales, de los cuales dos de ellos no son atribuibles al trabajo en sí.

15. DIRECCION DE LOS TRABAJOS

La dirección de Obra en representación de COTEPAYCO estuvo a cargo de los ingenieros Leonel Viera y Vicente Agrelo, de la delegación uruguaya, y Héctor O. Mateus, de la Argentina.

La ejecución de los trabajos fue dirigida por el Ing. Carlos Damonte, gerente técnico de E.A.C.A. y miembro de su directorio.

Como jefe de obra y representante técnico del consorcio, actuó eficientemente el Ing. Juan J. Smith. Han colaborado con él en las tareas directivas, el ingeniero Julio Labat, de la empresa Ademar H. Soler en las tareas del viaducto uruguayo y el Ing. J.M. Laxague de E.A.C.A. en el viaducto argentino, y hacia la finalización de la obra el Ing. Carlos F. Luchtenberg.

En la ejecución de los trabajos con aire comprimido ha intervenido decisivamente el Dr. Ing. A. Reinhardt (E.A.C.A.).

Quisiéramos destacar también la tesonera labor del M.M. de O. señor Raúl Pulvirenti, especialmente en sus mediciones altimétricas durante el avance en voladizo.

De las tareas administrativas se ocupó, como jefe de oficina en obra, el señor A. Paredes.

Desde la oficina central de la E.A.C.A. participaron, en el apoyo logístico, también los ingenieros R. Bertoni y J. Doss.

Finalmente corresponde recalcar la perseverante y tenaz acción de la dirección del consorcio contratista, cuyos integrantes han asumido grandes responsabilidades en emergencias difíciles y frente a riesgos importantes provenientes de factores meteorológicos y de orden financiero, en una época en que la industria de la construcción se veia profundamente afectada por una economía nacional alterada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

RECONOCIMIENTO DE LA A.T.E.P. COMO ASOCIACION DE UTILIDAD PUBLICA

Para conocimiento de nuestros lectores, nos complace transcribir a continuación el contenido del escrito que hemos recibido del Ilmo. Sr. Jefe del Servicio de Asociaciones de la Dirección General de Política Interior del Ministerio.de la Gobernación.

"El Consejo de Señores Ministros en su reunión del día 4 de marzo de 1977, ha adoptado el siguiente acuerdo: El Ministro de la Gobernación dió cuenta al Consejo del expediente relativo al reconocimiento de la Asociación denominada ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO, de Madrid, como de utilidad pública, acordándose por el Consejo que procede otorgar dicho reconocimiento, con los derechos expresados en el art. 3° del Decreto 1440/1965 de 20 de mayo de 1965".

Estimamos que este refrendo oficial de la meritoria labor científica y cultural que viene desarrollando nuestra Asociación, y en virtud de la cual se le reconoce como de utilidad pública, debe constituir un motivo de orgullo y satisfacción para todos los Miembros de la A.T.E.P.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

591-2-121

Puentes construidos por voladizos sucesivos

Por: Juan J. Arenas de Pablo
Dr. Ingeniero de Caminos
Cátedra de Puentes.
E. T. S. de Ingenieros de Caminos de Santander.

1. NOTA PREVIA

El origen de este trabajo, más de recopilación y de ordenación de ideas que de aportaciones personales, está en la preparación de los temas planteados por el Tribunal en la oposición convocada para cubrir las Cátedras de Puentes de las Escuelas de Ingenieros de Caminos de Madrid y Santander. Su publicación se debe al interés que por el mismo han mostrado algunos miembros del Comité de Redacción de esta Revista.

2. UN POCO DE HISTORIA

En puentes de fábrica, el deseo de eliminar la cimbra y realizar estructuras evolutivas, resistentes a lo largo de todo el proceso constructivo, ha sido un viejo sueño de los ingenieros. De 1811 data una patente y un proyecto del americano Pope para salvar un vano de 550 metros de luz sobre el río Hudson con arco formado por celosía en madera, a ejecutar avanzando en voladizo desde los estribos que servían de contrapeso. Este intento dió lugar a un poema épico que con aire triunfalista habló de cómo América iniciará un camino que asombrará al mundo. La idea de Pope, difícilmente viable a la vista de los dibujos que de su diseño hoy poseemos (Figura 1), se quedó en los planos, y hasta siglo y medio después no se haría realidad plenamente, pero con un material totalmente nuevo, el hormigón pretensado, y no precisamente en América sino en Europa. Acertó en su visión el ingeniero pero no el poeta.

El intento más serio en hormigón armado se produce en 1930, al construirse el puente sobre el río Peixe en Brasil con un vano central de 68 metros, ejecutado mediante dovelas de 1,50 metros de longitud. El empalme de las barras pasivas de la tabla superior se realizaba mediante manguitos roscados.

El verdadero desarrollo del sistema llegó con el hormigón pretensado. Freyssinet había

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

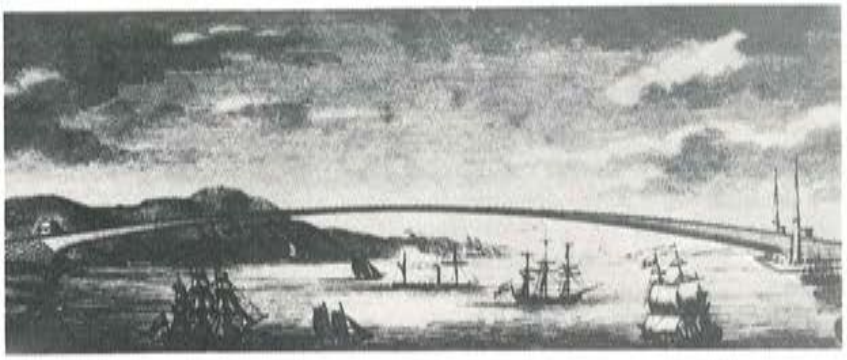


FIG. 1. Dibujo de Pope para un puente sobre el río Hudson, de 550 m. de luz, en 1811.

demostrado en sus puentes sobre el Marne la viabilidad de los dinteles compuestos por dovelas prefabricadas enlazadas exclusivamente por pretensado, sin armadura pasiva pasante. Podemos incluso ver en el proceso constructivo de esos puentes un germen de la solución de avance en voladizo con dovelas prefabricadas en los arranques de los pórticos (Figura 2).

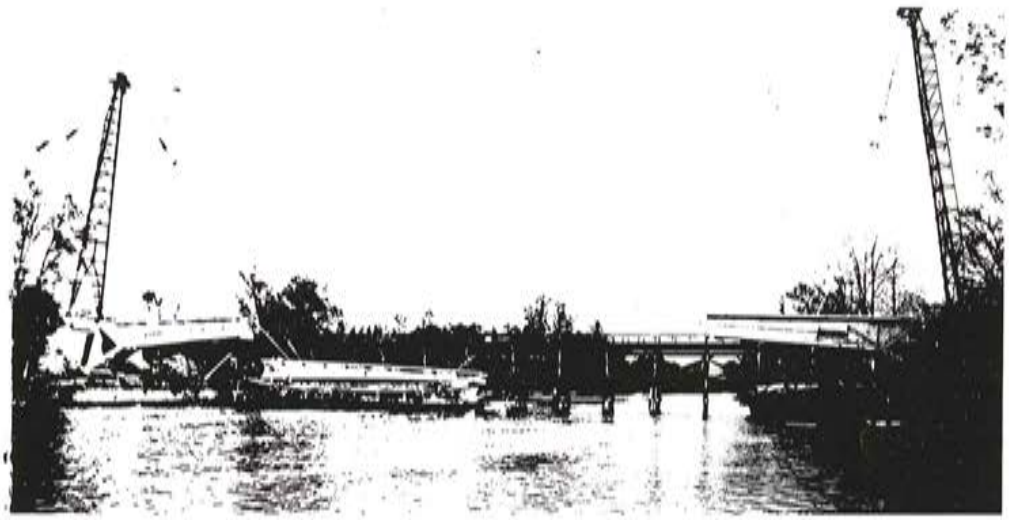


FIG. 2. Puentes del Marne. Montaje del semitramo central del pórtico.

Pero fué el ingeniero Finsterwalder y la firma Dywidag quienes pusieron a punto el procedimiento en su versión inicial construyendo el puente sobre el Lahn de 62 metros de luz en 1950. Y que ya en 1953 alcanzaban los 114 metros en el puente de los Nibelungos sobre el Rhin en la ciudad de Worms, puente que era la reconstrucción del antiguo constituido por 3 arcos tímpanos cuyas cimentaciones se aprovechaban (Figura 3).

A diferencia de la solución de hormigón armado aplicada en Peixe, aquí se exige precomprimir cada nueva dovela hormigonada contra las anteriores, obteniendo la necesaria solidarización. Precisamente, el sistema de pretensado Dywidag, quizá concebido para este tipo de obras, se amolda perfectamente a ellas al estar compuesto por barras de corta longitud muy fácilmente empalmables mediante manguitos roscados, y cuyo anclaje en forma de campana metálica es de una gran sencillez. Se comprende fácilmente la ventaja que representa la libertad de anclar una barra determinada en una dovela dada, contribuyendo de este modo al pretensado del voladizo ya construido, y su posterior empalme que funcionará como anclaje pasivo cuando tal barra sea de nuevo puesta en tensión y anclada en otra dovela más avanzada.

El sistema se divulgó y experimentó numerosos perfeccionamientos tanto en medios auxiliares y tecnología como en lo que respecta a los esquemas estáticos de las obras así

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

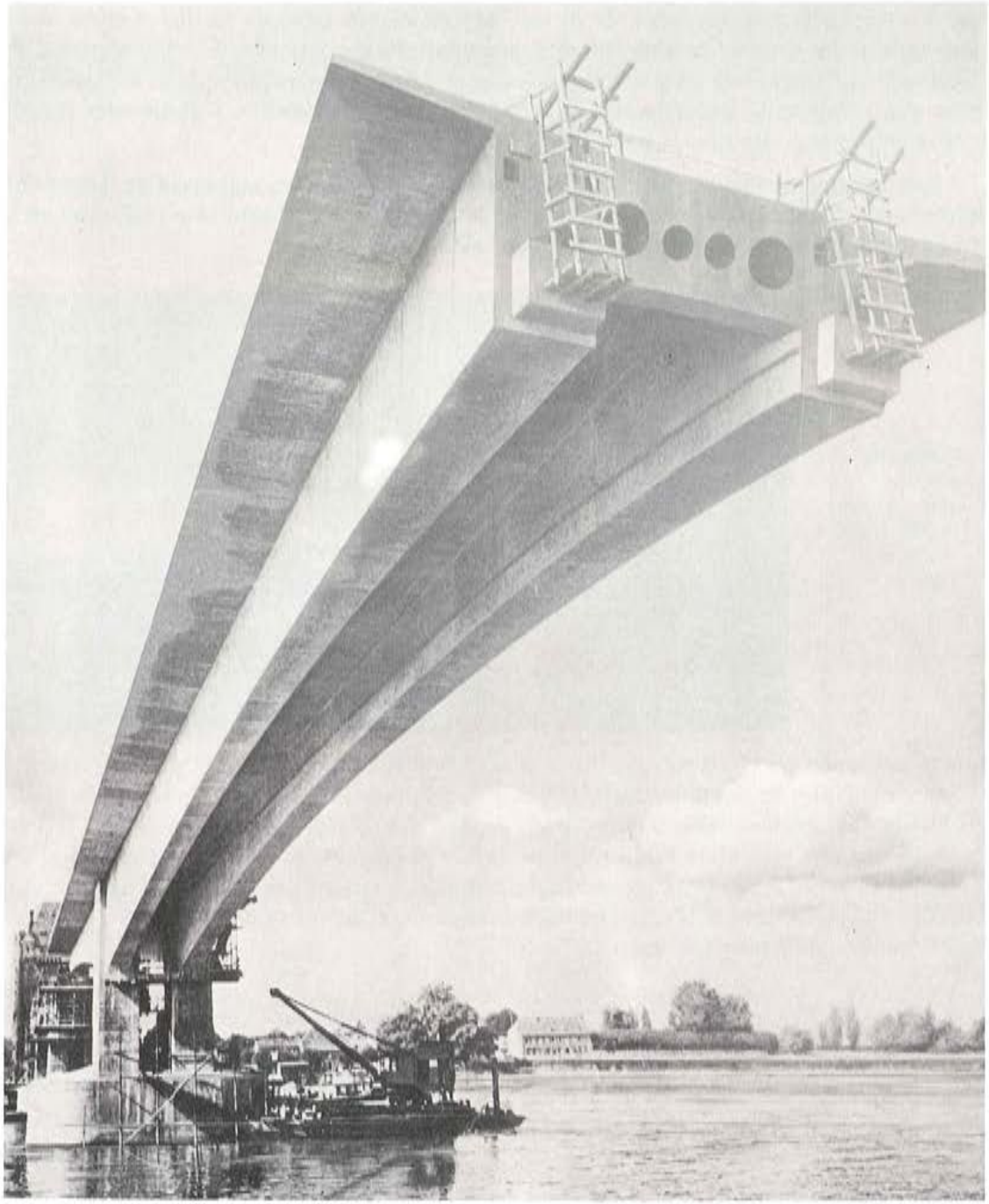


FIG. 3.
Puente de los Nibelungos en Worms.

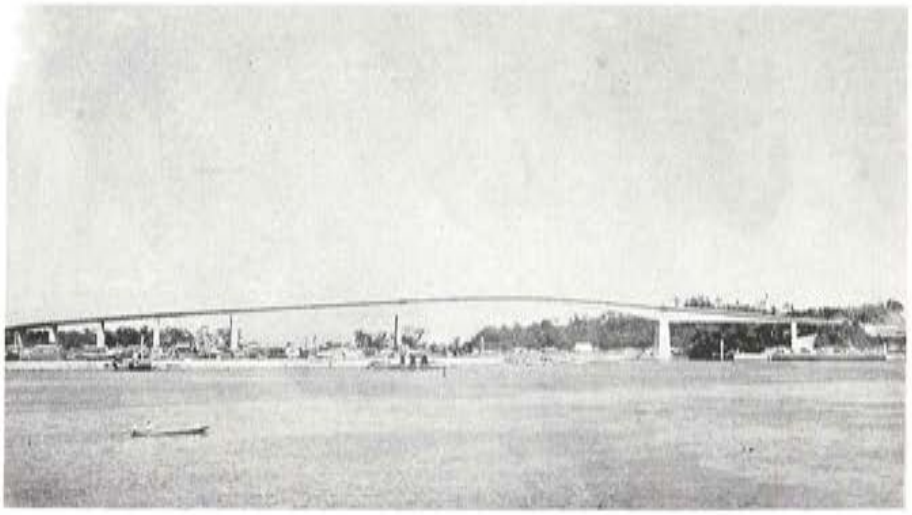
construidas. Las dos grandes familias de dinteles que coexisten hoy en día son, por un lado, las que se atienen a la idea original de dovelas hormigonadas in situ sobre carro de avance (con variantes que pueden llegar hasta el empleo de grandes vigas metálicas de suspensión provisional de cada pareja de dovelas simétricas) y, por otro, las basadas en el empleo de dovelas prefabricadas encoladas mediante resinas con juntas en seco y sin armadura pasiva pasante. La solución de junta húmeda de mortero de pocos centímetros de espesor está prácticamente abandonada al reunir casi todos los inconvenientes de ambas familias.

Los records actuales de dinteles no atirantados están lógicamente detentados por puentes de la primera familia en los que el empleo de dovelas prefabricadas de gran peso hubiera obligado a medios auxiliares excesivos. Puede así decirse que, en términos generales, la solu-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

ción de dovelas ejecutadas sobre carro está especialmente indicada en los puentes que se componen de un vano central importante, acompañado por laterales de luces menores. Por el contrario, el empleo de dovelas prefabricadas requiere numerosos vanos de luz igual o parecida que permitan la amortización de la instalación de producción, y facilidades para los medios auxiliares de transporte y montaje.

Los puentes de Bendorf sobre el Rhin con 208 metros y los japoneses de Urato (230 metros) y de Hamana (240 metros), incluyen las mayores luces hasta hoy realizadas en los tramos rectos ejecutados por avance en voladizo libre (Figura 4).



Puente de Urato: (55 + 130 + + 230 + 130 + + 55) m. FIG. 4

Si entramos en el campo de los puentes atirantados, encontramos que la técnica de avance en voladizo se combina perfectamente con la disposición sucesiva de cables inclinados exteriores, provisionales o definitivos (aunque con tendencia más bien a esto último), configurando una estructura evolutiva, resistente a lo largo de toda su ejecución. El puente de Brotonne sobre el río Sena, aguas abajo de Rouen, con vano central de 320 metros, es un magnífico ejemplo de esta familia, llamada a tener un gran desarrollo en el futuro para luces superiores a los 200 metros (Figura 5).

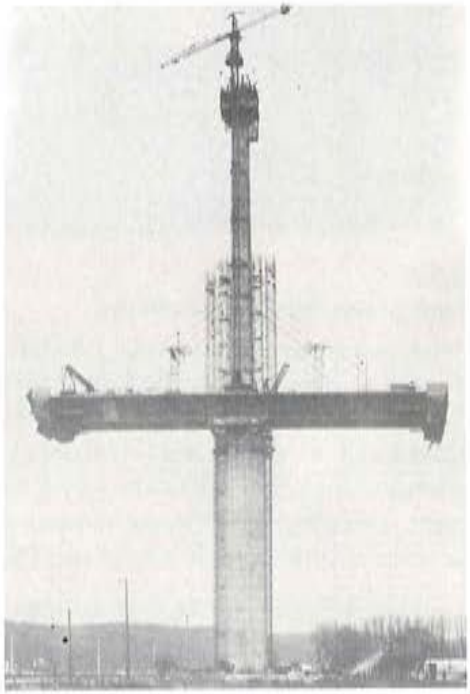


FIG. 5
Puente de Brotonne. Detalle del proceso constructivo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

I. E. T. c. c.

Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento

UNESID

Unión de Empresas y Entidades Siderúrgicas

CENIM

Centro Nacional de Investigaciones Metalúrgicas

sello de conformidad

IETSID

barras corrugadas

MARCAS EN POSESION DEL SELLO:

- ACEROTOR .....
- ALTRES .....
- EURA .....
- NERSID .....
- REA .....
- TETRACERO .....
- UCIN .....
- VAL .....

(Ver dorso)

Esta ficha informativa se renueva semestralmente
Datos al 31 de diciembre de 1976

Válida hasta el
1 de julio de 1977

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

sello de conformidad

CIETSID

ORGANIZACION

- Creado por iniciativa de UNESID, con la colaboración del IET cc y CENIM
- Regido por unos Estatutos y una Comisión formada por representantes de diversos Organismos Oficiales, de la Administración y de Fabricantes (*)
- Basado en UNE 36088

CONTROL PERIODICO

Comprueba que:

- la materia prima se encuentra debidamente clasificada
- el proceso de fabricación es adecuado
- los medios de control se ajustan a las especificaciones del Sello (*)

Revisa:

- los gráficos de control
- el archivo de datos de análisis y ensayos

y los contrasta mediante ensayos destructivos y no destructivos del producto acabado, que se efectúan a través de varias inspecciones anuales

GARANTIAS

La garantía individual del producto corresponde al fabricante

El Sello de Conformidad CIETSID garantiza que:

- la fabricación parte de materia prima homogénea
- el fabricante dispone de los medios adecuados de fabricación y control
- la calidad estadística de su producción es adecuada
- el producto se encuentra en posesión del Certificado de Homologación de Adherencia, que es obligatorio según el artículo 9.3 de la Instrucción EH 73

EL SELLO CIETSID EDITA, PERIODICAMENTE, LA LISTA DE FABRICANTES QUE SE BENEFICIAN DEL MISMO

(*) La normativa del Sello, puede consultarse o adquirirse en la Secretaría del Sello:

INSTITUTO EDUARDO TORROJA - Costillares (Chamartín) MADRID 33 Apdo. 19002, Tlfno.: 202 04 40

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

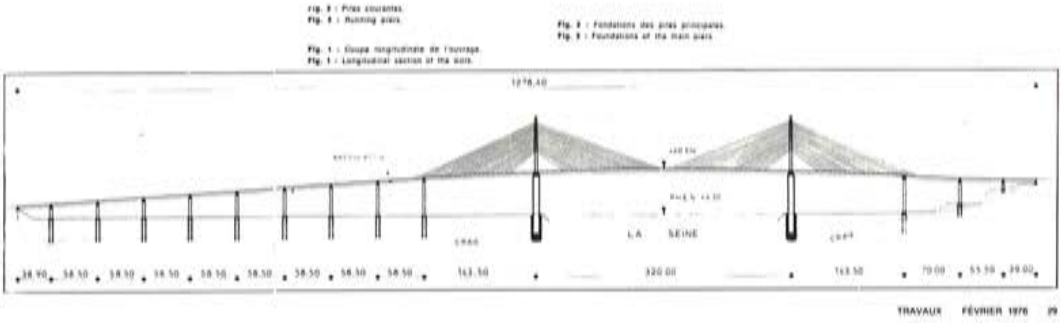


FIG. 5. Puente de Brotonne. Esquema general

Incluso los puentes de arco se han visto revitalizados con esta técnica, que tiene precedentes tan imponentes como el Viaducto de Garabit en el Macizo Central francés, ejecutado por Eiffel en 1864 sustentando el arco metálico en avance mediante cables auxiliares, que tuvo otro claro exponente en los viaductos de la autopista Caracas-La Guaira de Freyssinet, y que, finalmente, austriacos y japoneses han aplicado a la ejecución de grandes arcos con toda la tecnología de los carros de avance de los tramos rectos. En la Figura 6 puede verse el puente de Niesenbach con un arco de 120 metros de luz realizado con la técnica citada. La sección del arco, bicelular con paredes delgadas, tan ventajosa desde el punto de vista del aumento de rendimiento de la sección y de reducción del peso propio, ve su ejecución muy facilitada por el empleo de encofrados metálicos análogos a los de los dinteles de los tramos rectos.

Finalmente, el avance en voladizo se ha empleado para construcciones tan poco con-

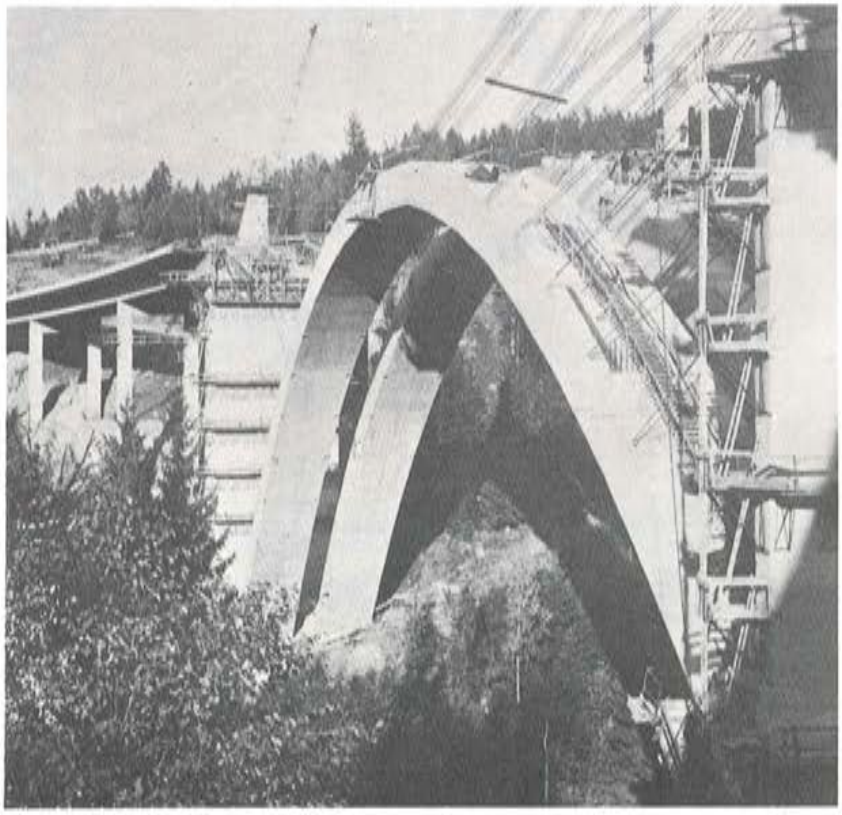
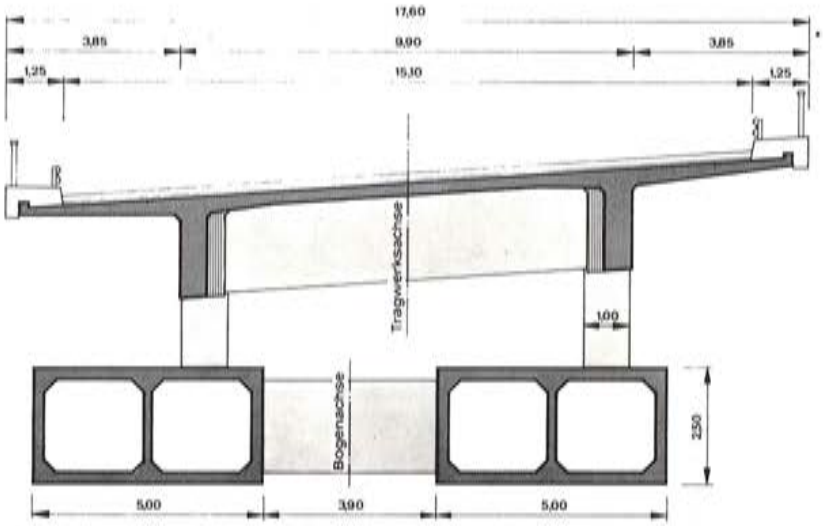


FIG. 6. Puente Niesenbach. Arcos terminados

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

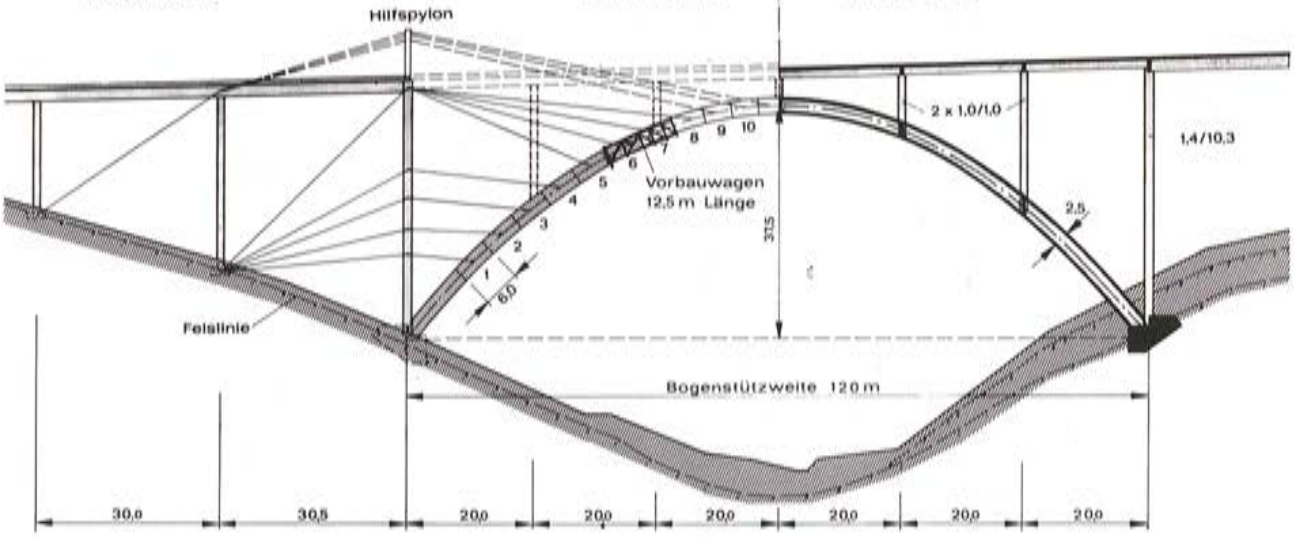
Sección transversal



2 Querschnitt.
Cross section.

3 Abspannungssystem.
Bridge chord system.

Proceso constructivo



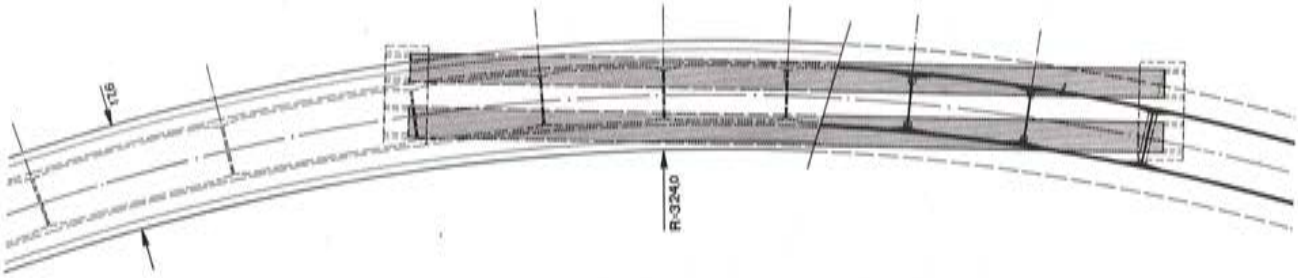


FIG. 6. Puente Niesenbach. Planta

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

vencionales como un trampolín de saltos de esquí (Figura 7). Se trata en el fondo de una gran ménsula inclinada y frente a las dificultades de la cimbra se responde con la misma estrategia que en los puentes. El pretensado, y el carro de avance nos ofrecen la respuesta perfecta.

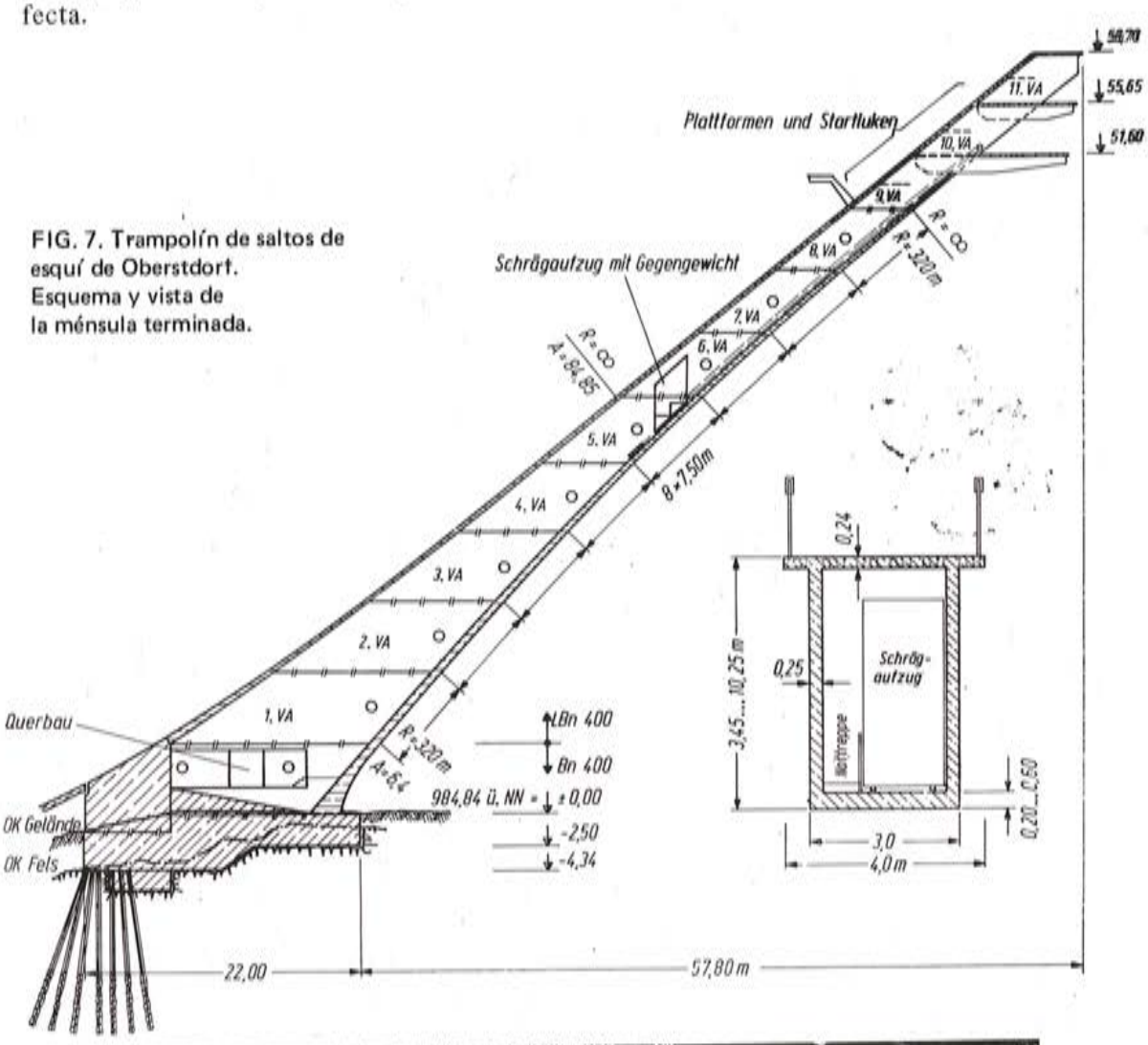
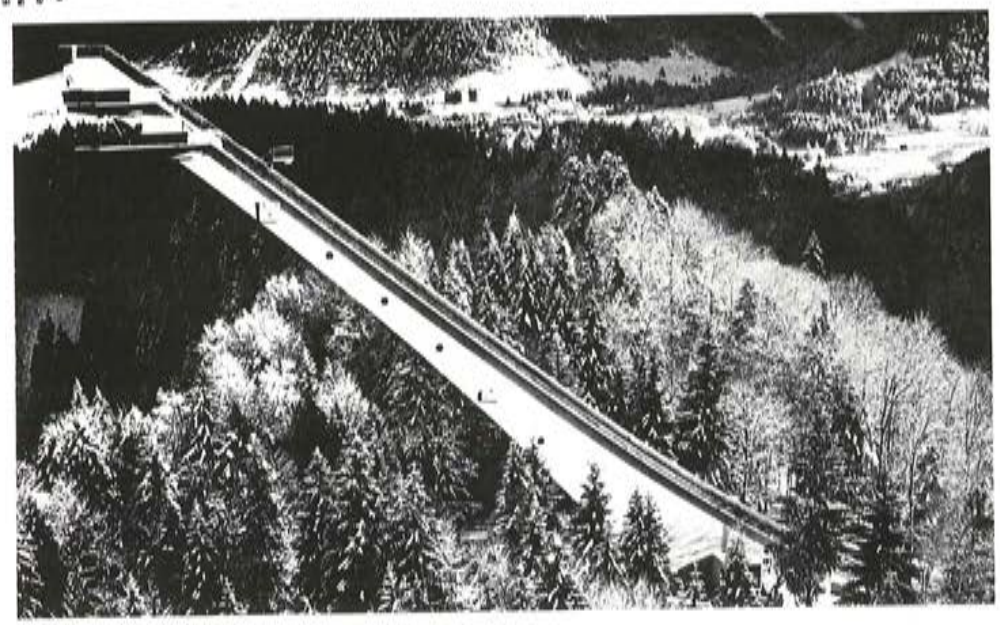


FIG. 7. Trampolín de saltos de esquí de Oberstdorf. Esquema y vista de la ménsula terminada.



Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

3. TABLEROS CONSTRUIDOS POR AVANCE SOBRE CARRO

En la solución más clásica sendos carros avanzan simétricamente desde cada pila hacia los centros de los vanos. Cada carro apoya en el borde del voladizo ya ejecutado, y se prolonga más allá sustentando el encofrado de la futura dovela y las plataformas de trabajo adecuadas. Los carros primitivos disponían de contrapesos traseros para lograr estabilidad, lo que se traducía en un aumento de la carga muerta a soportar por el voladizo durante la fase de construcción. En la actualidad (Figura 8) se recurre a anclar la zona posterior del carro, al hormigón mediante barras tesas. Los carros suelen constituirse como estructuras planas en celosía (a b c d), en número variable según el ancho del tablero, de las que penden el enco-

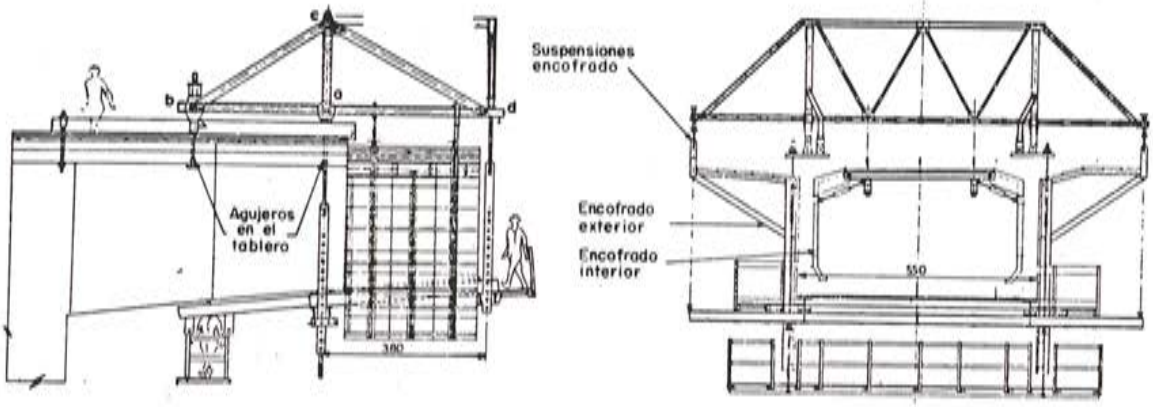


FIG. 8. Esquema de carro de avance clásico.

frado y las plataformas de trabajo. Para reducir la flexión transversal local sobre el voladizo de hormigón, interesa que los apoyos (a) y los anclajes (b) queden en las inmediaciones de las almas de la sección. Los agujeros verticales, necesarios tanto para el paso de las suspensiones del encofrado como para los tensores de anclaje posterior, deben quedar perfectamente previstos y localizados en el Proyecto para evitar choques con los cables longitudinales de pretensado cuya posición en planta es continuamente variable.

La deformabilidad de la estructura metálica del carro suele ser importante (aceros de alto límite elástico, bien aprovechados en su resistencia) y ello conduce a prever las contraflechas oportunas antes del llenado de la dovela, y a la conveniencia de que éste se realice comenzando por el extremo del vuelo y terminando por el contacto con el hormigón de la dovela anterior. Proceder en sentido contrario con dovelas de longitud importante y carros flexibles conduce a la fisuración vertical del hormigón ya vertido y en proceso de fraguado.

Obsérvese que, a efectos de calcular los esfuerzos que la nueva dovela introduce en el voladizo de hormigón ya ejecutado, el momento flector crece linealmente desde (a) hasta (b), y sólo a partir de esta última sección actúa plenamente. Por el contrario, el cortante entre (a) y (b) es superior al peso del hormigón de acuerdo con la regla de la palanca. Se trata de una situación temporal que desaparece cuando se tesan los cables anclados en la dovela en cuestión. Esta se separa del encofrado solidarizándose con el resto del voladizo y normalizando las leyes de flexión y cortante de peso propio.

Es importante fijarse para el control de flechas en estas dos subetapas de cada dovela:

a) Llenado de la misma. El voladizo entero desciende al engendrarse flexión negativa que crece linealmente hacia el apoyo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

b) Tesado de los cables de construcción. Se engendra flexión positiva a todo lo largo, proporcional en cada sección a la excentricidad del cable en la misma, o sea creciente hacia el apoyo en dinteles de canto variable. El voladizo experimenta corrimientos ascendentes.

Particularmente dignas de atención son las etapas de arranque de los carros sobre la pila y el cierre en clave de cada tramo.

El arranque sobre pila exige montar el carro y para ello se precisa disponer de una cierta longitud de dintel ya hormigonado. La solución para realizar este último es una cimbra apoyada directamente sobre la cimentación de la pila si ésta es baja, o un entramado metálico sustentado en huecos en la parte alta de aquélla si su altura es importante. La longitud mínima de dintel para emplazar un carro es $\overline{ab}$ y varía según sistemas, pero puede estimarse entre 6 y 10 metros. El segundo carro no podrá instalarse hasta que el primero no se haya desplazado suficientemente hacia el vano. Esto supone un desequilibrio inevitable (salvo mayor longitud inicial de dintel) para la pila, con el que hay que contar en el Proyecto, y al mismo tiempo cables no simétricos como pretensado de dichas dovelas.

El avance del carro se realiza gracias a perfiles metálicos (IPN 500 son corrientes) que sirven de camino de rodadura tanto para el apoyo frontal como para el anclaje posterior retenido por las alas superiores. Es recomendable constituir una cama de arena interpuesta entre perfiles y hormigón del dintel para un buen reparto de la presión entre ambos. El avance de carro y perfiles se realiza mediante movimientos alternativos del tipo "regla de cálculo".

El cierre en clave de los dinteles mediante el llenado de la dovela correspondiente y la puesta en carga de un pretensado de continuidad ha dejado de constituir hace tiempo cuestión polémica. Hoy nadie discute las ventajas de la continuidad del dintel, esencialmente la ausencia de deformaciones diferidas importantes y evitar el quiebro que se llega a producir con el tiempo en los voladizos empalmados por articulación simple, aunque sea al precio de unas flexiones parásitas que pueden definirse como un estado de autotensión (sin resultante exterior) producido por la coacción a la libre deformación diferida de ambos vuelos después de su solidarización.

Es interesante observar, sin embargo, que en las grandes luces (Bendorf, Urato, Hamana), se sigue disponiendo articulación en la clave del gran vano. Las razones para ello están tanto en la mayor seguridad que durante la construcción ofrece un empotramiento rígido en la pila como en la importancia de los corrimientos horizontales para los que habría que prever los aparatos de apoyo sobre ellas. Esto último empalma directamente con la seguridad frente a sacudidas sísmicas, cuestión primordial en un país como Japón (Figura 9). El empotramiento directo del dintel en la pila, aunque sea con articulación deslizante en clave, ofrece la mayor seguridad frente a acciones horizontales de sismos siempre que el dimensionamiento de aquélla sea correcto.

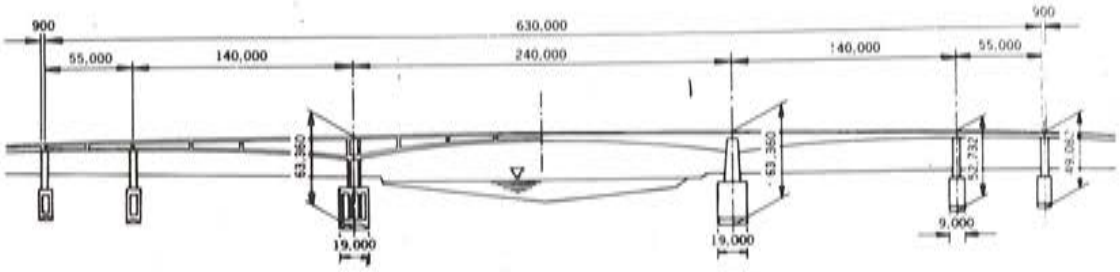


FIG. 9. Puente de Hamana. Sección longitudinal Record mundial de tramos rectos en 1976

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

¿Qué longitud debe tener la dovela de clave?. Como mínimo, la de un gato abierto que tese los cables de las últimas dovelas tipo. Por otro lado hay que disponer el pretensado inferior (y a veces superior) de continuidad. Estas dos exigencias nos llevan a un tamaño mínimo de unos 150 centímetros. Si se va a una longitud mayor puede ser por facilidad de suavizar desajustes altimétricos entre ambos voladizos. Pero no hay que olvidar que el cierre en clave es delicado y debe hacerse en el plazo más breve posible para evitar movimientos (de origen térmico por ejemplo) entre ambos extremos de vuelos antes de haber aplicado un pretensado mínimo de continuidad. El ideal es realizar el cierre cuando no exista gradiente térmico entre las caras superior e inferior de los vuelos, pues en otro caso el estado de gradiente nulo introduciría ya una flexión parásita. Las horas más apropiadas para el hormigonado parecen las de la madrugada, aplicándose una fracción del pretensado de continuidad antes de que el sol caldee con fuerza el extradós del tablero. Aunque el hormigón de la dovela de cierre tenga todavía una resistencia muy baja, los anclajes de los cables (presión localizada alta) están alojados en el hormigón de los voladizos, ya maduro.

Para la colocación de la armadura activa se puede proceder enfilando desde el extremo de un vuelo los cables que van a ser puestos en carga entre tal dovela y su simétrica, o bien se pueden disponer barras en todas las vainas con manguitos de acoplamiento en aquéllas que deban prolongarse. En este caso, todas las vainas están suficientemente rigidizadas y no son de temer grandes deformaciones durante el hormigonado. Por el contrario, con el sistema de cables enfilados resulta recomendable rigidizar provisionalmente las vainas vacías.

El período normal de ejecución de una dovela es de una semana. La secuencia de operaciones incluye: Avance del carro y ajuste del encofrado; disposición de ferralla, vainas y anclajes; llenado y, finalmente, tesado.

Se procura terminar el llenado los viernes y tesar los lunes a primera hora. En los países fríos todo el carro de avance constituye un habitáculo protegido térmicamente, utilizándose además curado al vapor para la más rápida maduración del hormigón. La resistencia mínima del hormigón de la dovela puede estimarse en unos 250 kp/cm^2, aunque altas presiones localizadas de anclaje pueden exigir valores superiores. Las deformaciones de fluencia en un hormigón tan joven son grandes, pero hay que pensar que en esta etapa sólo recibe una pequeña parte del pretensado total que lo comprimirá en el estado final de la obra. Este irá creciendo con el número de dovelas, y el Proyecto tendrá en cuenta que siempre exista proporción entre el pretensado de construcción de que dispone una dovela y el esfuerzo temporal, debido al peso propio del vuelo y a la carga muerta del carro de avance, que soporta.

El pretensado vertical o inclinado de almas es relativamente frecuente en este tipo de tableros, ya que el espesor de aquéllas se reduce al mínimo para disminuir peso propio que es la solicitación fundamental. Almas de 30 cm son corrientes y rara vez se pasa de 45 ó 50 cm en tableros de 15 m de anchura con sección cajón monocelular. El puente de Bendorf, ya citado, supuso en su día un record en lo que a superficie específica de alma respecta. Llamando así al cociente del área de las almas por la superficie en planta del tablero en el vano se llegaba a un valor de una milésima. Expresado en términos más directos ésto supuso realizar almas de 37 cm de grueso con 10,5 m de altura en los arranques. Lo normal es disponer anchos de alma constantes a lo largo de todo el dintel por simplificidad del encofrado interior. Sin embargo es fácil establecer regruesados en las zonas de apoyo en pilas que han sido hormigonadas sobre cimbra, y que sirven fundamentalmente para lograr una transmisión directa de las reacciones a las placas de apoyo.

En sección longitudinal tenemos como recomendable la variación del canto total, creciendo parabólicamente desde clave hasta aranques, a partir de luces de 60 m, o sea a partir del momento en que el procedimiento constructivo comienza a ser interesante. Es normal el empleo de la parábola cuadrática para el intradós, aunque alguna vez se haya empleado la cúbica. Esta última tiene a su favor el aumento de pendiente en los arranques, con la reduc-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

ción de cortante a resistir por el hormigón que ello comporta, pero en cambio supone disponer de menos canto a cuartos de luz que suele ser la zona crítica para tal esfuerzo. El orden de magnitud del canto anda entre L/16 y L/20 en el arranque, y entre L/40 y L/50 en clave.

La tabla superior suele ser constante en toda la longitud del vuelo salvo en casos excepcionales como en Bendorf donde, por necesidades de espacio para alojar todas las barras activas, fue regruesada en los arranques.

Por el contrario la tabla inferior se recrece sistemáticamente desde un mínimo de unos 15 a 20 cm en la zona de clave hasta un máximo en apoyos. Sin embargo este recrecido no precisa comenzar en el mismo centro de vano y se obtienen buenos resultados tensionales iniciándolo en el cuarto de la luz. La ley de crecimiento del espesor de la tabla debe ser entonces lineal.

En sección transversal está clara la tendencia a reducir al mínimo el número de almas, aumentando al máximo su separación y los vuelos exteriores. Surgen dos inconvenientes, derivados del aumento de flexión transversal en la tabla superior y del problema del no aprovechamiento integral de las cabezas por cuestiones de ancho eficaz. Lo primero exige un cuidadoso perfilado de voladizos y forjado central, siempre con canto variable y buscando en este último las ventajas del efecto arco, junto con el pretensado transversal necesario. Lo segundo sólo resulta sensible en las zonas de apoyo en pilas y principalmente en los voladizos. Puede ser considerado en el cálculo de flexión longitudinal, pero no afecta para nada a la seguridad frente al agotamiento ya que es la cabeza inferior la que suministra la resultante de compresiones mientras la superior se limita a fisurarse envolviendo a la armadura de tracción. Por lo demás, parece que los estudios sobre ancho eficaz están realizados en modelos elásticos, y es bien conocido el carácter elasto-plástico del hormigón que le permite readaptaciones y conduce probablemente a una distribución de compresiones uniforme a lo ancho de la tabla inferior en el estado límite último.

En esta línea de reducir al mínimo el número de almas se ha llegado a tablero cajón monocelular de 26 m de anchura en Suiza (fig. 10), donde los voladizos transversales alcanzan 7,50 metros. El llenado de la sección se realiza en 3 etapas, tema que se trata más adelante.

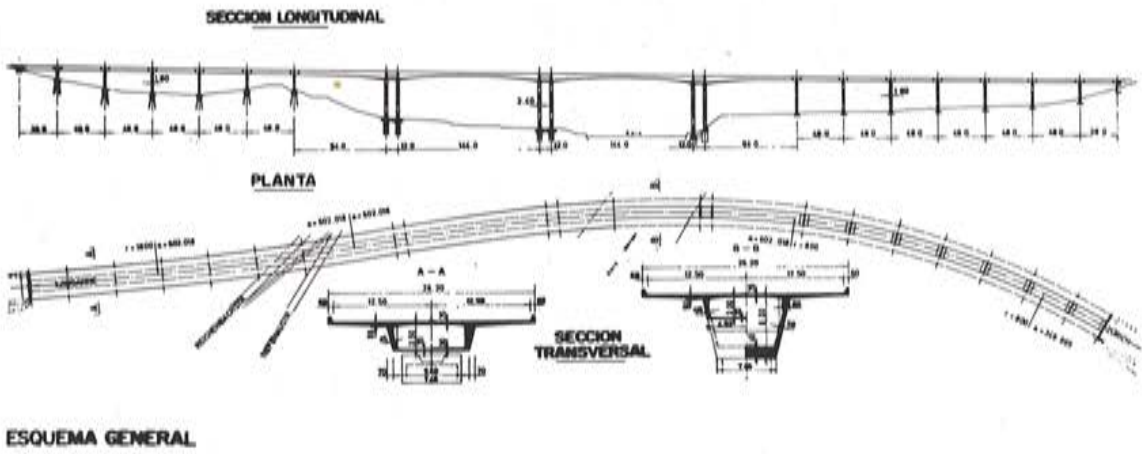


FIG. 10-a. Puente de Felsenau (Berna). Esquema.

Se comprende la necesidad de cuidar especialmente en estos casos la disposición de cables y anclajes de pretensado longitudinal, transversal y de alma para evitar interferencias en la obra. Una solución para los tendones de alma sería disponer sus anclajes activos en el intradós, descongestionando la tabla superior de nichos, pero la incomodidad del tesado en tales condiciones hace poco atractiva esta disposición.

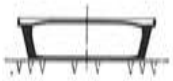
Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

PRIMERA FASE

FIG. 10-b. Puente Felsenau (Berna). Esquemas y detalles del proceso constructivo.

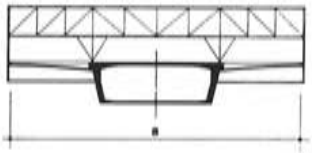
1a: Hormigonado de la sección en U sobre el carro, calculado para una carga de 12,0 ton/m, con b = 11,0 m.
1b: Retirada del encofrado interior.

SEGUNDA FASE



2a: Pretensado de la sección artesa de hormigón.
2b: Hormigonado del forjado central de la tabla superior.
2c: Pretensado de la sección cajón así formada, y avance del carro.

TERCERA FASE



3a: Hormigonado de ambos voladizos.
3b: Pretensado final longitudinal y transversal. Peso total de la sección completa: 32,5 ton/m, con B = 26,20 m.

Abb. 3 Bauvorgang

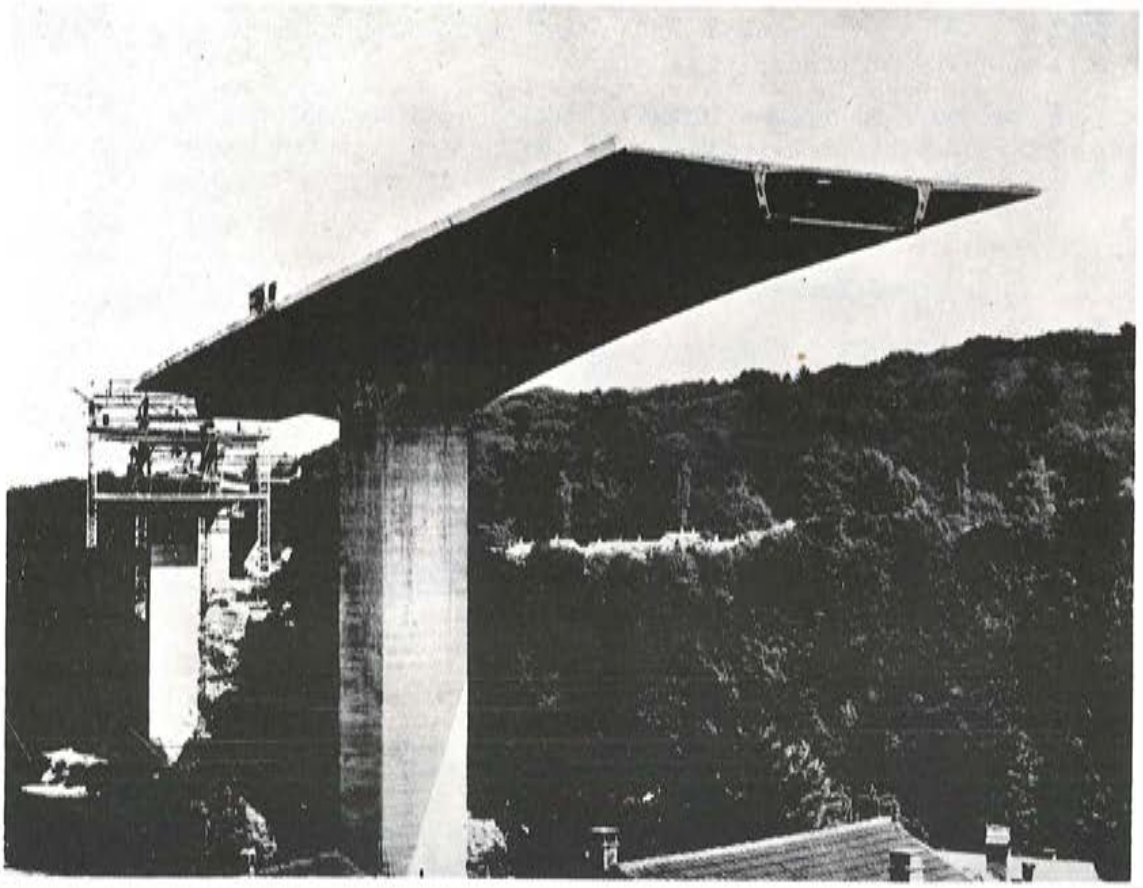


FIG. 10-3. Voladizo terminado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Los cables del pretensado de construcción se distribuyen en la tabla superior o concentran en cartelas junto a las almas. Existen diversas posibilidades respecto a su trazado en planta y consiguiente ubicación de sus órganos de anclaje de las que la más simple consiste en llevarlos rectos, paralelos al eje del tablero, y anclarlos en la misma tabla superior. Esta simplicidad se paga con los esfuerzos locales que en ésta originan los anclajes (que exigen la armadura de introducción correspondiente), más un posible regruesado de dicha tabla en cada borde de dovela para alojar aquéllos.

Más adecuado resulta disponer los cables de construcción con trazado convergente hacia las almas del tablero. Se eliminan los esfuerzos locales en la tabla superior, pues la acción concentrada del anclaje se ejerce ya en el plano vertical del alma. Y aquí caben dos variantes, según se haga o no descender los cables por las mismas almas. Este descenso representa ciertas ventajas como son aplicar el pretensado de dovela próximo al centro de gravedad de la sección extrema y obtener un pequeño cortante compensador por efecto de la inclinación de los cables. La primera ventaja (presión uniforme) es significativa en los dinteles formados por dovelas encoladas pero no tanto en los que ahora estamos tratando. El cortante compensador es siempre pequeño a causa de que el número de cables que se inclinan en el plano vertical para buscar su anclaje es sólo una pequeña parte del pretensado total en la sección de apoyo en pila. Por el contrario, la disposición de anclajes a media altura de las almas exige un trazado de los cables en planta que incluya una doble desviación para enfilar aquéllas correctamente. Otro inconveniente a añadir es la relación necesaria entre espesor de alma y diámetro del anclaje para evitar su fisuración por la fuerte presión localizada de éste. Valores del grueso de alma iguales como mínimo a 1,5 ó 2 veces al tamaño del anclaje se recomiendan usualmente.

Queda la tercera alternativa de disponer los anclajes en las zonas de cartelas superiores de almas, aprovechando la existencia de una masa suficiente de hormigón en ellas. Así eliminamos uno de los giros en planta de los cables, que son libres de llegar al anclaje con la inclinación en plano horizontal que les convenga. Si, como suele ocurrir, dado el canto de voladizos y forjados en el empotramiento en alma, la masa de hormigón es suficiente, los anclajes se encuentran lo bastante envueltos, sin riesgo de fisuras locales, a condición, claro está, de disponer la oportuna armadura de zunchado local, de cosido de tracciones de laja en el plano del alma, y de absorción de las tracciones longitudinales que aparecen en las fibras del intradós de la sección extrema de la dovela.

El pretensado de continuidad en la clave de un vano solidariza los voladizos y hace frente a las flexiones positivas producidas no sólo por la superestructura y la sobrecarga de uso, sino también por la fluencia (en la medida en que la modificación del esquema estático lleva consigo la coacción a la libre deformación diferida de ambos extremos de vuelos) y por el gradiente térmico producido por el soleamiento de la cara superior y la permanencia en la sombra del intradós que se ve refrigerado por el ambiente fresco de la corriente de agua si de un puente sobre río se trata. Estas flexiones son generalmente positivas, por lo que piden cables de pretensado en tabla inferior. Pero en el caso de un viaducto de varios vanos tendremos también una cierta flexión negativa de sobrecarga que, a diferencia de lo que ocurre con el dintel ejecutado in situ, no encuentra flexión positiva de peso propio que la compense. Aparece así la necesidad de disponer también algunos cables superiores de cosido en las claves. Puede argumentarse que la adaptación debida a la fluencia engendra allí un mínimo de flexión positiva, pero conviene no olvidar el carácter sumamente aleatorio de este fenómeno, tanto en lo que se refiere a valor final como a desarrollo en el tiempo, lo que hace muy recomendable tomar este efecto como solicitación variable que puede, o no, actuar.

Los cables inferiores de continuidad se alojan normalmente distribuidos en la tabla y bajo las almas del cajón. Aquéllos suelen tener trazado en planta rectilíneo (mientras siguen en alzado la curva del intradós) y se anclan escalonadamente en resaltos que pueden ser loca-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

lizados o que, mejor (a pesar del aumento de peso) constituyen nervios de rigidización que cruzan el forjado en toda su anchura (figura 11). Finalmente, otra posibilidad más ventajosa

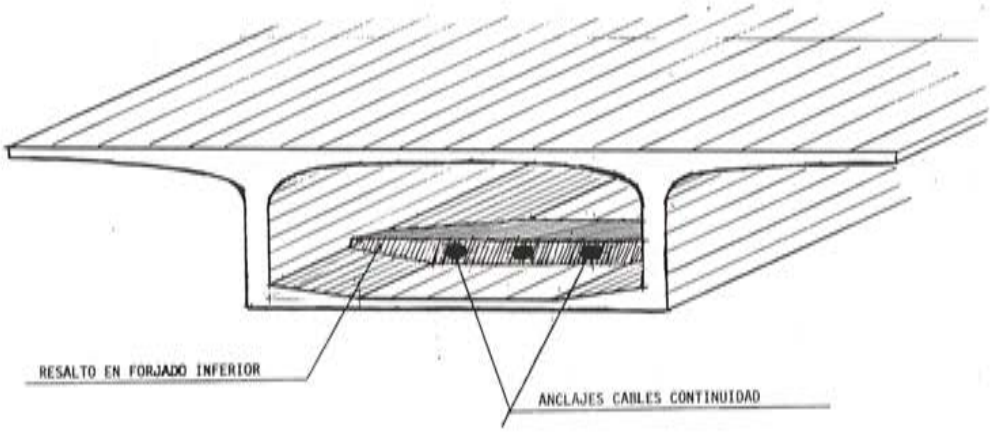


FIG. 11. Anclaje de cables de continuidad en resalto del forjado inferior.

teóricamente pero más complicada de ejecutar es llevar tales cables a anclarse en las inmediaciones de las almas. Eliminamos así esfuerzos locales en la tabla inferior y aplicamos el pretensado de un modo más eficiente al conjunto de la sección, pero a costa de un doble giro en planta de los cables y una mayor dificultad de las operaciones de posicionamiento del gato. Sin embargo, el nervio rigidizador se ve sustituído por un simple recrecido de la cartela, y esta ventaja puede compensar en cajones de gran anchura (figura 12).

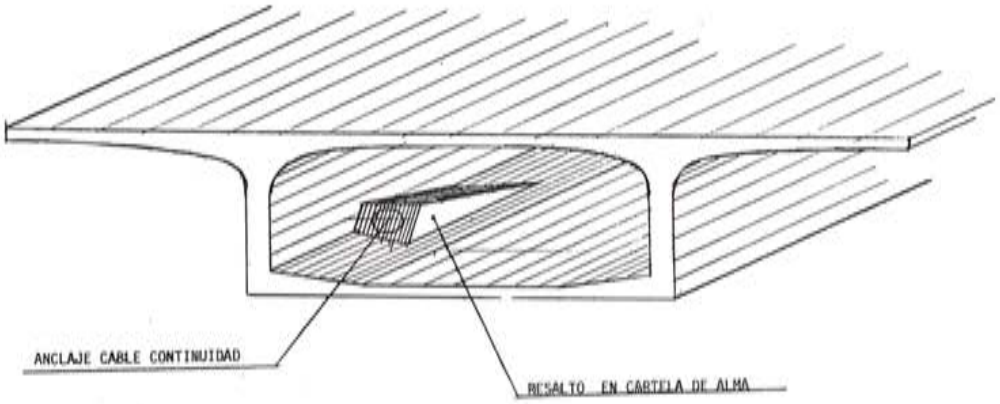


FIG. 12. Anclaje de cables de continuidad en recrecido de la cartela inferior.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Otra parte de los cables inferiores puede alojarse en las cartelas bajo las almas y tener un trazado compuesto por tramo central paralelo al intradós y tramos laterales ascendentes por aquéllas buscando los anclajes ubicados en el extradós. Estos anclajes deberán situarse dentro de cada dovela suficientemente alejados de su cara frontal para eliminar interferencias con los de los cables de construcción. Los nichos a que dan lugar de modo provisional pueden dificultar la colocación de los cables de pretensado transversal así como los de pretensado vertical o inclinado de alma.

Estos cables levantados en almas son agradables desde el punto de vista de enlace entre pretensados de tablas superior e inferior, ayudando a centrar la resultante en una zona próxima al punto de inflexión. Suministran también cortante compensador de pretensado, aunque esta ventaja se agradece más en el ahorro de armadura transversal que representa (calculada en estado límite último) que en el estado tensional de servicio, dada la reducción de ancho neto del alma que la presencia vainas conlleva.

Hemos descrito antes los carros de avance que podemos denominar "clásicos". Hablemos ahora de las tendencias actuales en el diseño de estos elementos. El carro superior dificulta mucho el acceso a la dovela sobre la que se trabaja. Por ello se han desarrollado carros colgados (figura 13) que, al no emerger sobre el tablero, permiten prefabricar y colocar con

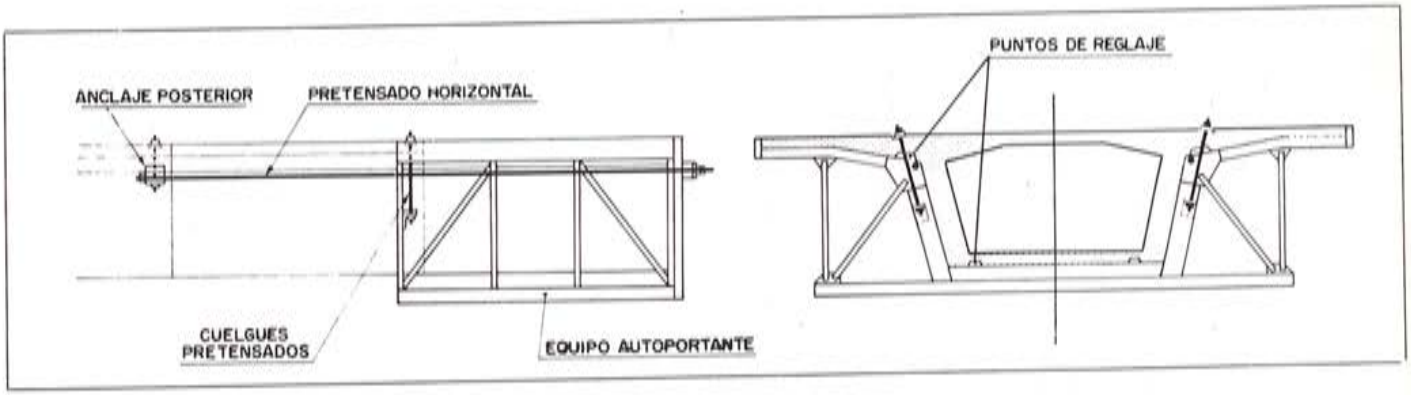


FIG. 13. Esquema de carro de avance suspendido.

grúa toda la ferralla de la dovela, vainas y anclajes incluídos. Se tiende incluso a que la misma chapa del encofrado exterior, convenientemente rigidizada, sea el alma de una pieza en U que resiste la flexión y el cortante del hormigón fresco de la nueva dovela transmitiéndolos al voladizo de hormigón mediante cuelgues anteriores y empujes ascendentes posteriores. Tanto el cuelgue como el apoyo se siguen disponiendo en la inmediación de las almas del cajón.

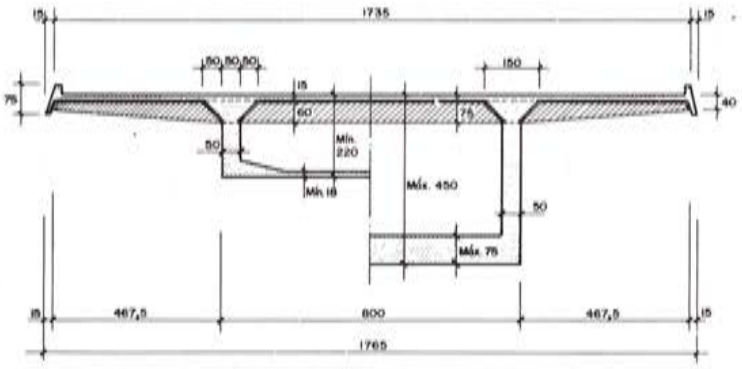
El paso siguiente es tratar de no resistir todo el peso de la nueva dovela con el carro de avance, sino realizar ésta en dos etapas. En la primera, se llena sobre el carro la U central del cajón que se pretensa contra el resto del voladizo constituyendo ya una pieza resistente. Sobre ella se apoya a una ligera cimbra transversal que permite la realización de los voladizos y del forjado central, completándose la sección de la dovela (n), mientras el carro está ya ocupando la posición de la dovela (n + 1). Es el viejo principio de no dimensionar las cimbras para la totalidad del peso, sino sólo para el mínimo estructural que luego es ya capaz, aislado o en colaboración con la cimbra, de soportar el resto de la sección. En la figura 14 se aprecia una disposición de este tipo, y en la figura 10 vimos un caso más sofisticado dada la importante anchura de sección, con llenado en 3 fases.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

FIG. 14. Esquema de tablero ejecutado en dos etapas.

Conectada con esta tecnología de ejecución de la sección total en varias etapas, está la idea de utilizar elementos prefabricados para realizar la tabla superior. Al ir a fuertes separaciones entre almas el proyectista siente el deseo de nervarla transversalmente. En la figura 15

FIG. 15-a. Idea de tableros compuestos con elementos prefabricados en tablero superior sección transversal



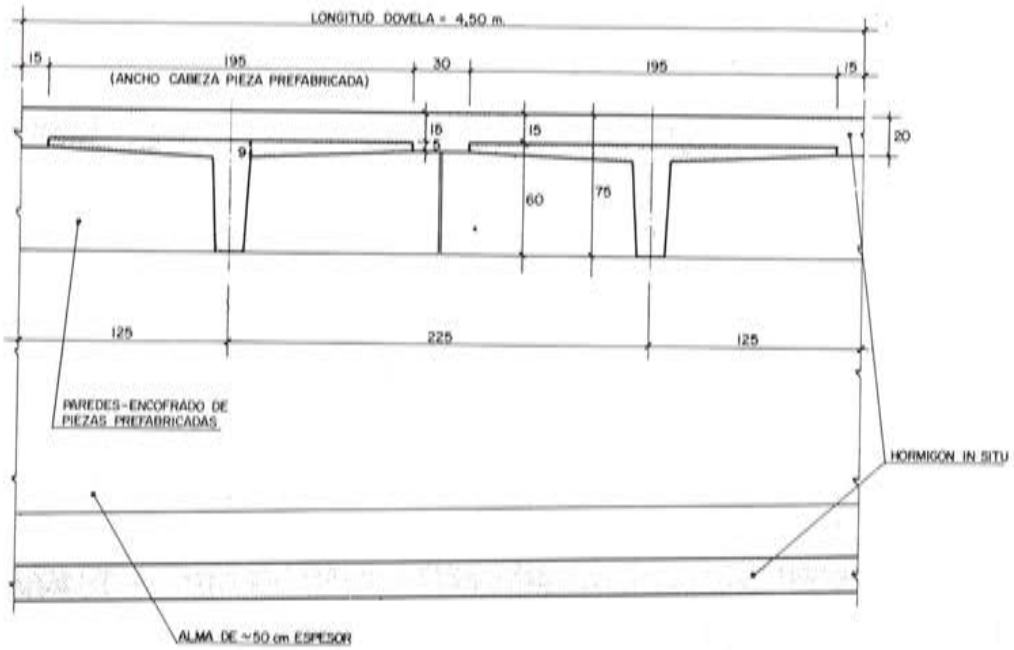


FIG. 15-b. Detalle de sección longitudinal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

expongo una posible solución que podría materializarse mediante piezas en Pi o artesas invertidas prefabricadas, con paredes de unos 5 cm de espesor, utilizadas estas últimas como encofrado perdido. Sigue existiendo una tabla superior in situ para monolitismo y alojamiento de cables longitudinales de construcción. Los canales longitudinales de hormigón in situ en coronación de almas son el lugar adecuado para alojar sus anclajes. Transversalmente pueden disponerse cables de pretensado en los canales de hormigón in situ entre artesas.

Yendo más lejos, las artesas o las piezas en Pi (dos de voladizos y una de forjado) podrían solidarizarse entre sí constituyendo un elemento autoportante que descansa sobre las almas de la sección en U. El cruce de las almas transversales con las longitudinales, que no deben cortar el trazado de los cables de construcción, puede resolverse constituyendo aquéllas como celosías metálicas en la zona de intersección.

Hay que citar como posibilidad constructiva frecuente en nuestro país, la de ejecutar sobre carro el vano central del puente que atraviesa el curso de agua, mientras los tramos laterales que cubren la zona inundable, pero normalmente seca, se realizan sobre una cimbra apoyada en el suelo que se desplaza o se traslada. Es claro que entonces puede irse a dovelas mayores en los vanos laterales desde el momento en que el encofrado y su entramado auxiliar no cuelgan ya del voladizo recién ejecutado. Naturalmente que en este caso desaparece la conveniencia de la simetría en el avance a ambos lados de la pila, pudiendo una dovela larga de vano lateral ser origen de cables que mueren en varias dovelas cortas del vano central.

Este punto nos lleva directamente a comentar el caso del Viaducto de Siegtal, en Alemania donde, con pilas de hasta 105 m de altura y vanos de unos 100 m de luz, se utilizó una gran viga metálica auxiliar, autolanzable, de la que pendían simétricamente respecto a la pila ambos entramados constitutivos de los encofrados de las dovelas, de modo que los vuelos de hormigón se veían libres de soportar su peso, y esto condujo a la posibilidad de realizar dovelas de unos 10 m de longitud con el aumento de rendimiento consiguiente (figura 16). Pero la viga auxiliar tenía un cometido no menos importante como es el de facilitar el acceso al puesto de trabajo a las personas y a los materiales, resolviendo un problema de obra clásico en los procesos que arrancan independientemente en muchos puntos.

FIG. 16. Viaducto del Valle del Sieg. Detalle del proceso constructivo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

En efecto, la viga auxiliar puentea provisionalmente el vano existente entre el extremo del último voladizo y la cabeza de pila inmediata donde sendos voladizos van a desarrollarse. En una solución de este tipo hay que optimizar la longitud de dovela buscando un coste total mínimo. Es claro que alargar la dovela tipo reduce el número de operaciones y aumenta el rendimiento de la obra, pero la viga auxiliar ha de hacer frente a mayores esfuerzos, lo que supone una inversión más elevada. Finalmente, en el proceso de lanzamiento de la viga metálica hasta ocupar la posición del vano siguiente, el tablero ya ejecutado tiene que soportar una carga móvil mayor, que si llegara a producir esfuerzos superiores a la suma de los futuros de superestructura y sobrecarga obligaría a un consumo extra de materiales que, probablemente, descalificarían al proceso constructivo.

Como orden de magnitud, observemos que el gran viaducto del Valle del Sieg tiene unos 1.000 m de longitud y, al tratarse de tablero doble, el camino total recorrido por la viga auxiliar es de unos 2 kilómetros.

El problema del acceso a distintas pilas fue resuelto hace años en Alemania con el sistema de avance unidireccional, en el que el dintel se ve auxiliado con tirantes inclinados provisionales desde que el voladizo alcanza el tercio de la luz (figura 17). Este método resuelve

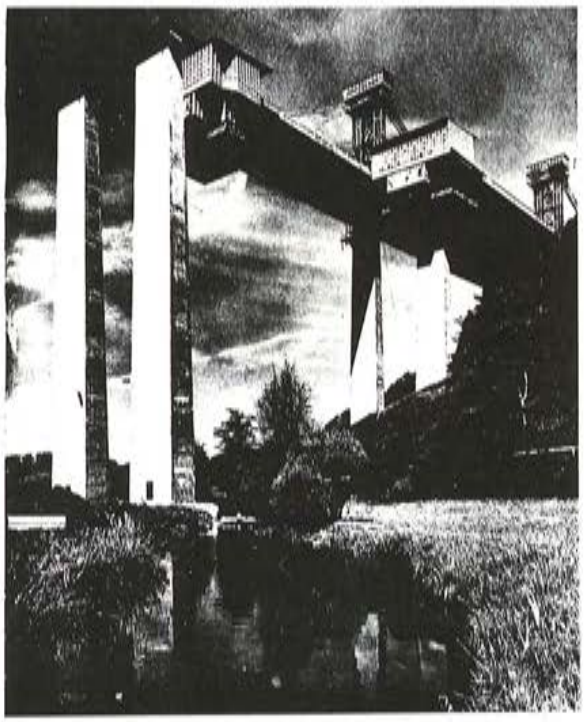


FIG. 17. Avance unidireccional sobre carro, mediante tirantes y mástil provisionales.

también la estabilidad provisional de los voladizos, desde el momento en que deja ejecutada una viga contínua sobre apoyos puntuales en pilas. Su mayor inconveniente es la lentitud de avance al no disponer más que de un tajo en toda la obra (o a lo sumo dos, si se avanza desde ambos estribos). Lógicamente, este sistema ha recuperado todo su valor al aplicarse con dovelas prefabricadas que permiten una progresión incomparablemente más rápida.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Finalmente, como curiosidad, citaré el viaducto de Mangfall, en Baviera, particular por dos causas diferentes. La primera es que se trata de una estructura cajón con almas en celosía (figura 18), rara en obras de hormigón. La segunda es que fue construída con carros en avance en sentido unidireccional pero apoyándose en soportes de hormigón provisionales en lugar de utilizar cables exteriores. Fue obra que resultó compleja y cara de ejecución, y ha quedado como modelo único.

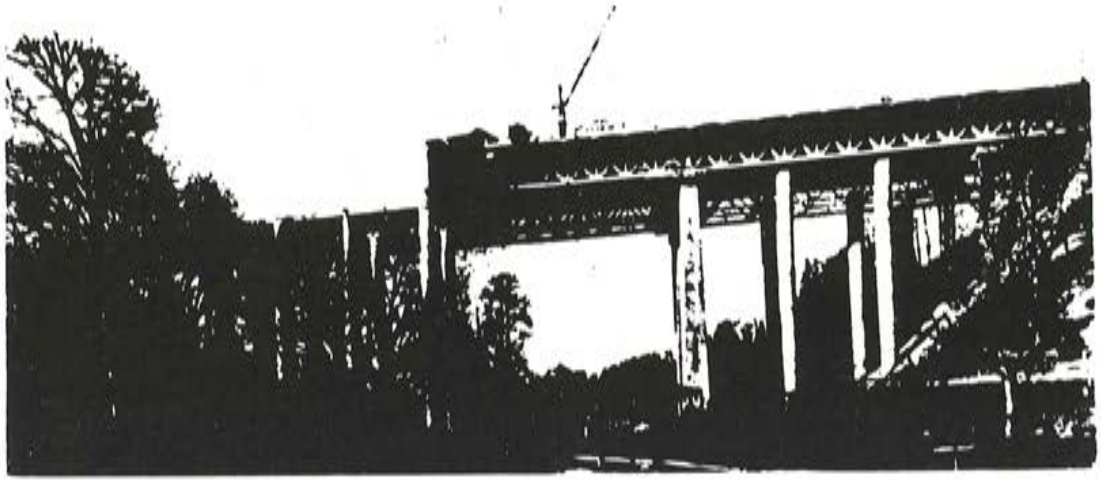


FIG. 18. Puente de Mangfall. Avance unidireccional sobre carro mediante soportes provisionales.

4. TABLEROS EJECUTADOS MEDIANTE DOVELAS PREFABRICADAS Y ENCOLADAS

Los inconvenientes de la lentitud de avance y de las importantes deformaciones de fluencia del método de dovelas hormigonadas sobre carro se eliminan en gran medida con el uso de dovelas prefabricadas. Nacieron éstas íntimamente ligadas a la técnica del pretensado (he citado ya los puente del Marne concebidos por Freyssinet antes de la Guerra mundial y construídos en los finales de los 40), se utilizaron con intensidad para constituir vigas biapoyadas (buscando eliminar las vainas y reducir la inversión en encofrado) y llegaron a emplearse como segmentos completos de viaductos contínuos materializados en cada dovela en toda su anchura (caso de la Western Avenue Extension, de Londres). Sin embargo, en todos estos casos, el empalme entre dovelas se realizaba mediante juntas húmedas de mortero u hormigón, cuyo espesor podía oscilar entre los 3 y los 10 cm. La junta húmeda soluciona el contacto entre dovelas pero a cambio nos trae de nuevo los tres inconvenientes básicos antes citados: Tiempo de fraguado, zonas estrechas de hormigón joven y deformable, y, por último, necesidad de colocar hormigón de calidad en obra.

La junta conjugada, puesta a punto por Campenon Bernard en el puente de Choissy-le-Roi en 1964, supone la posibilidad de un contacto directo de cada dovela contra la anterior, ya que ésta le sirvió de molde en el parque de prefabricación. Esta idea, muy simple a primera vista, presenta aspectos delicados a la hora de llevarla a la práctica. Es fácil, en efecto, que las variaciones termohigrométricas de ambas dovelas no sean idénticas. Es posible también que, por un sistema de apoyo incorrecto en el parque, la dovela joven se deforme excesivamente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Salvados estos problemas a base de un riguroso control dimensional, de calidad constante del hormigón y del proceso de curado, así como del apilado de dovelas, quedan siempre microimperfecciones entre ambas superficies en contacto que no permiten garantizar la estanquidad de la junta en la obra. El encolado con resinas epoxídicas es la solución adoptada desde el principio en este tipo de tableros, bien entendido que la resina no viene a sustituir al mortero de la junta húmeda más que en lo que a lograr estanquidad respecta. El grueso de la capa de resina no debe exceder de 1 mm, pues su gran deformabilidad respecto al hormigón conduciría (y ha conducido en bastantes casos) a flechas excesivas en los voladizos. Su papel fundamental es absorber microimperfecciones y lograr absoluta estanquidad, básica para la seguridad frente a la corrosión del acero de pretensado que atraviesa la junta. Su resistencia a tracción no es despreciable y ensayos realizados para la construcción del puente Rio-Niteroi han demostrado la perfecta transmisión de las bielas oblícuas de compresión debidas al cortante a través de las juntas, observándose una fisuración totalmente análoga a la de una pieza monolítica.

Sin embargo, existe el hecho incontestable de la gran sensibilidad que para el comportamiento de la resina representan factores tales como su composición (adecuada tanto a la temperatura del hormigón en el momento de su aplicación, como a la máxima temperatura a que se vaya a ver sometida la obra) y su "pot-life" o tiempo de manejabilidad que oscila entre 30 minutos y 1 hora. La limpieza, de las superficies en contacto es esencial, siendo en algunos países obligatorio el empleo de chorro de arena para eliminar la lechada superficial, aún cuando esta operación aumente las microimperfecciones de la junta. La temperatura del hormigón sobre el que va a aplicarse influye en el sentido de condicionar la composición de la resina (que puede variar en una misma obra al pasar de invierno a verano), y en cualquier caso hace prohibitivo su empleo si desciende por debajo de + 5°C. La sequedad de las superficies de la junta es otro de los puntos a no olvidar.

El tiempo necesario para lograr una reticulación del 80 por 100 puede andar por las cuatro horas, y a las ocho se pueden tener resistencias de 600 kg/cm^2. Propiedad importante de la resina de cara a la tecnología del montaje de dovelas, es el hecho de que en los primeros momentos de su empleo, antes de su polimerización, actúa como lubricante facilitando el movimiento relativo entre dovelas hasta su perfecto encaje. Conviene terminar indicando la conveniencia de que durante el proceso de reticulación toda la superficie de la junta esté comprimida de modo prácticamente uniforme, con vistas a lograr un espesor de cola constante. Por el contrario, un pretensado inicial fuertemente excéntrico crearía zonas "flojas" en la cara opuesta, donde acabaría acumulándose la resina, con las malas consecuencias que antes se han citado para la deformabilidad del voladizo.

El método se aplicó por primera vez como se ha dicho, en el puente de Choissy, sobre el Sena, pórtico de 3 vanos con 55 m de luz el central y pilas compuestas por pantallas flexibles de las que luego se hablará. Las dovelas cubrían un cuarto del ancho del tablero, lo que representa una repetitividad de 4 x 2 x 2 = 16 unidades idénticas en forma dentro de la obra. Se prefabricaron en banco paralelo al río, se transportaron por gabarras y se montaron mediante grúas flotantes y un dispositivo mecánico de sujeción y encaje con la dovela precedente (Figura 19). Obsérvese la disposición de claves en las almas, diseñadas con objeto de lograr un ajuste perfecto entre dovelas consecutivas, pero no para transmitir las tensiones tangenciales de cortante, que son absorbidas en parte por el abundante pretensado oblícuo que cruza las juntas, y el resto por el trabajo de la resina polimerizada. Con este sistema no puede hablarse de fracasos cuando las condiciones de fabricación y montaje de dovelas y de composición y aplicación de la resina son correctas. Sin embargo, obras tan cuidadas como el viaducto de Oleron (1966) o el de Chillon en Montreux (1969), han tenido alguna dificultad local, siempre debida al fallo humano (y en ambos casos parece que a causa de la temperatura de aplicación de la resina). Esto hace que hoy se tienda a eliminar tal posibilidad de

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

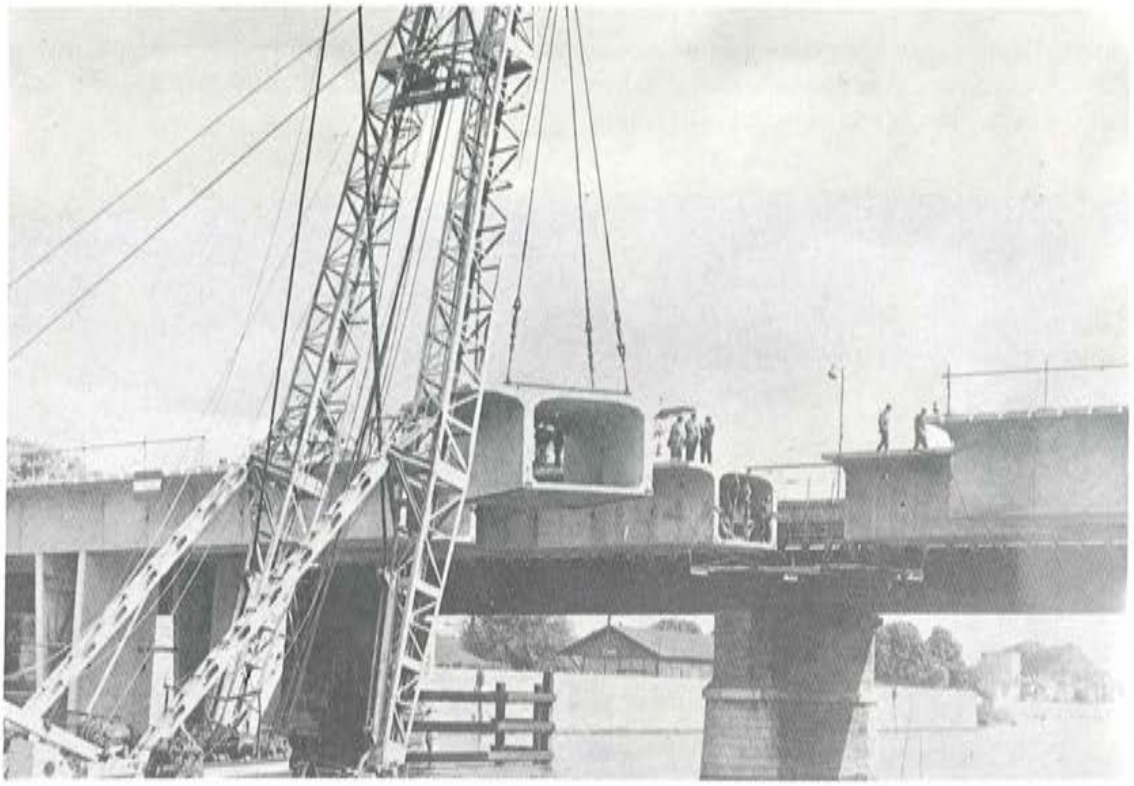


FIG. 19. Puente de Choisy Le Roi sobre el Sena. Primer empleo de dovelas encoladas con juntas conjugadas.

error a base de diseñar juntas de dovelas con un engranaje contínuo en toda la altura del alma buscando, aquí sí, la transmisión de tensiones tangenciales a su través (figura 20).

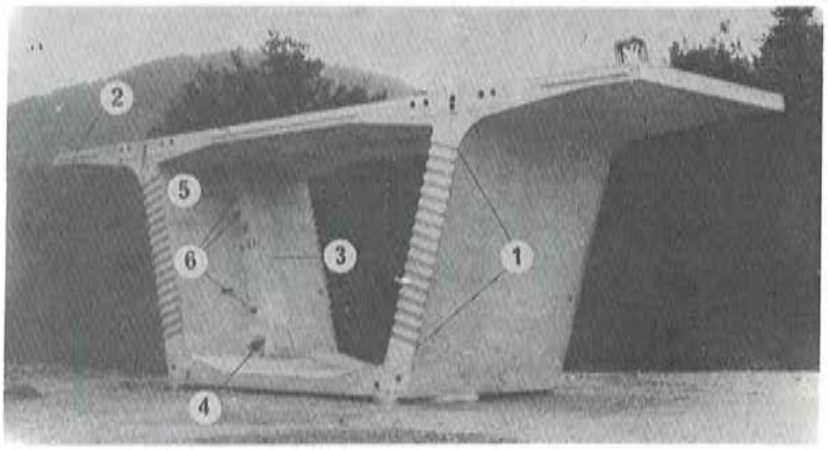


Fig. 20. Dovela con engranaje continuo en toda la altura del alma, claves en tabla superior y marco de rigidez interior para alojamiento de anclajes.

Por lo demás, se comprende que el problema de transmisión del cortante es menor en los dinteles de canto variable donde tenemos la componente vertical de las compresiones en la tabla inferior inclinada, como acción resistente interna. Pero ello lleva consigo el hecho, de que, si la junta de la dovela se desarrolla en toda su altura en un plano vertical, las compresiones de la cabeza inferior se transmiten oblícuas a aquélla, haciendo recomendable la disposición de llaves horizontales en dicha tabla.

Problema geométrico inherente al empleo de dovelas prefabricadas es el de la curvatura en planta de los puentes, lo que es hoy normal en viaductos de cierta longitud. Cabe intercalar entre cada cierto número de dovelas prefabricadas una junta de mortero de planta trapecial, pero la solución actual es la de dar forma en planta y peralte variables a las sucesivas

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

dovelas, lo que puede lograrse con un equipo de moldes móviles apropiados. El puente de Saint Cloud, sobre el Sena, con planta en forma de S y radios de 350 m (figura 21) se ha ejecutado de este modo y el éxito ha sido total.

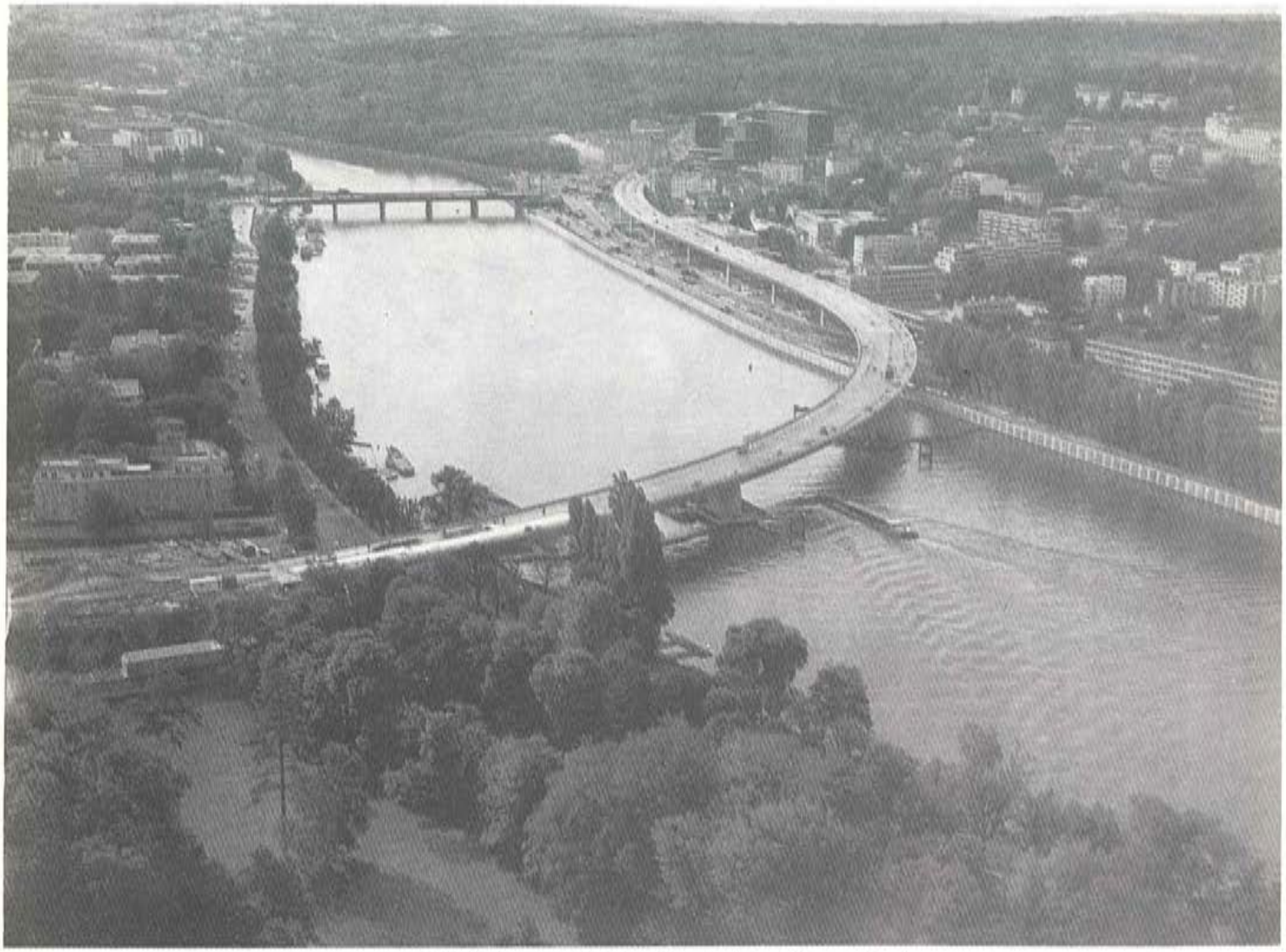


FIG. 21. Puente de Saint Cloud sobre el Sena en París.

Las dovelas presentan ventajas adicionales de poder constituirse con paredes delgadas, como consecuencia del proceso de prefabricación, la posibilidad de nervar transversalmente la tabla superior (pudiendo ir con la máxima economía de materiales y de peso propio a grandes separaciones entre almas), así como la de disponer marcos de rigidez internos (figura 22), lugares adecuados para disponer anclajes de pretensado que se pueden activar una vez terminado el dintel pues son accesibles desde el interior de la obra. Este detalle es importante pues nos libera de la antes necesaria ecuación: "Pretensado de construcción = Pretensado de servicio en tabla superior". Ahora cabe disponer los tendones mínimos necesarios durante el proceso constructivo que se complementan una vez terminado el voladizo con los cables superiores e inferiores necesarios para las solicitaciones de servicio.

El nervado transversal de dovelas llega a aprovecharse últimamente para aumentar la superficie de contacto entre ellas. Lógicamente, la presión del pretensado se concentra en el área de la sección tipo, de modo que para conseguir que toda la superficie de contacto sea

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

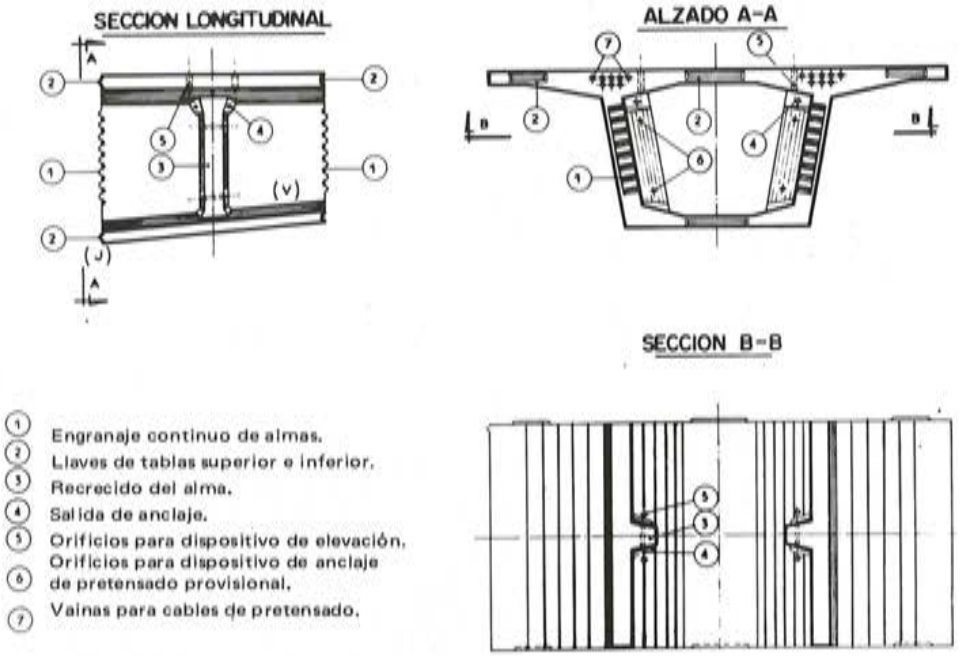


FIG. 22. Dovela prefabricada con recrecidos interiores del alma.

activa se recurre a su compresión longitudinal mediante pernos de alta resistencia (figura 23).

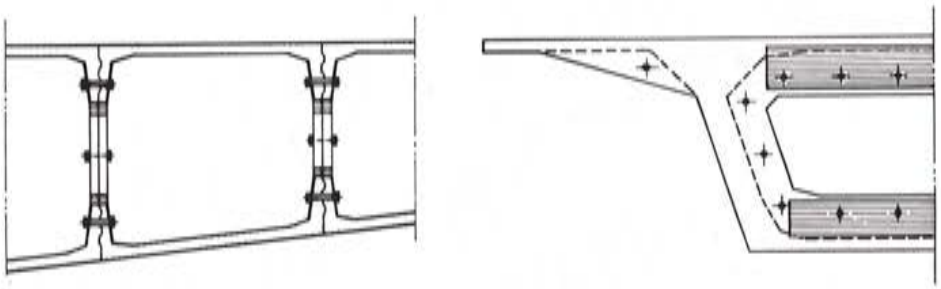


FIG. 23. Dovelas prefabricadas con superficies de contacto recrecidas y comprimidas entre sí con pernos.

El pretensado longitudinal de un dintel compuesto por dovelas parece obligatorio en Clase I, lo que es desventaja respecto a los construídos in situ con armadura pasiva pasante, que pueden proyectarse en Clase II. La Clase I trata de cubrir un posible fallo de la resina, porque si éste no se produce es claro que disponemos de una resistencia a tracción apreciable en la junta.

La evolución de este tipo de tablero ha ido pareja con la potencia de los medios de manipulación y montaje. Se ha pasado de las dovelas iniciales que cubrían 5 m de anchura de tablero a las de Rio-Niteroi que cubren 12 m. Hoy podemos establecer una clara clasificación de estas obras en función de sus medios auxiliares. Así Choissy-le-Roi fue ejecutado con gabarras de transporte y grúas flotantes de elevación. Por el contrario, en el gran viaducto de Oleron se utilizó ya una viga auxiliar autolanzable que permitía que las dovelas llegaran a su emplazamiento definitivo después de haber rodado por todo el tablero construído. Es la idea del Siegtal aplicada a dovelas prefabricadas. La gran viga auxiliar permite el acceso a la nueva pila (y un dispositivo de apoyo provisional ayuda a colocar allí la dovela de arranque, especial por varios conceptos) tanto a las personas como a los materiales (que aquí son las dove-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

las), y al mismo tiempo actúa como elemento de suspensión provisional de la dovela hasta tanto ésta se vea solidarizada al resto del voladizo por medio del pretensado. La viga de montaje permite un avance unidireccional (si bien cada voladizo se ejecuta simétricamente), independiente del terreno. El transporte de las dovelas puede seguir la idea de Oleron (rodadura sobre el dintel ya terminado), o puede acogerse a circunstancias favorables como en el caso de Rio-Niteroi donde la ubicación marítima de la obra indicaba transporte por gabarras, eliminando de paso toda dificultad de rodadura a través de la viga auxiliar e incluso las restricciones del peso de dovela por la capacidad portante limitada del dintel.

La misma restricción aparece en lo que al proceso de lanzamiento de la viga auxiliar respecta. Surge así la evolución que se observa en la concepción de estos grandes elementos, consistente en pasar de la viga de Oleron (figura 24) que rueda sobre el propio tablero para

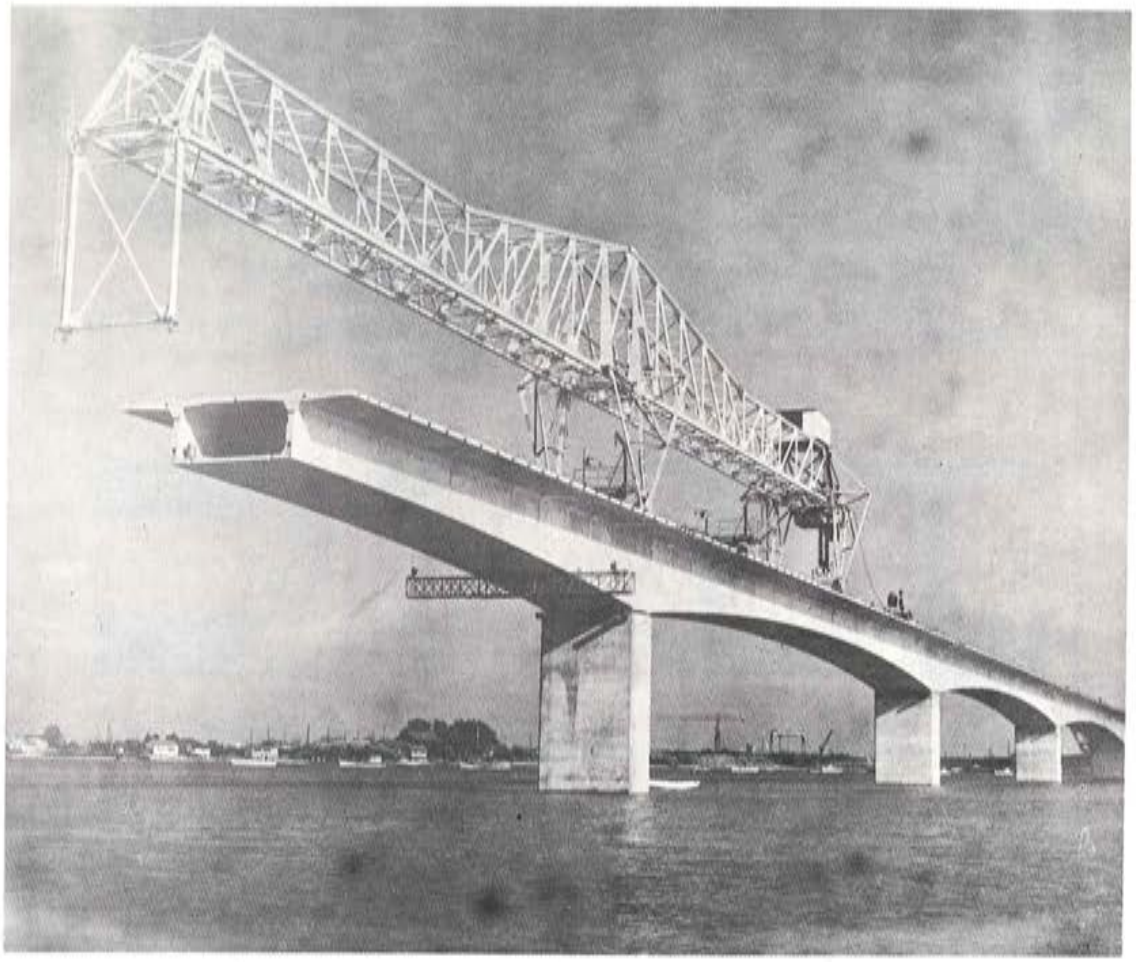


FIG. 24. Puente de Olerón. Viga auxiliar de montaje de dovelas.

ir a ocupar la posición de la pila siguiente, hasta la de Rio-Niteroi que, al tener una longitud superior a 2 vanos, permite su lanzamiento mediante rodadura sobre cojinetes fijos dispuestos en la vertical de las pilas con lo que se elimina todo esfuerzo de montaje en el tablero ya ejecutado. De este modo desaparece toda restricción en cuanto al peso del elemento auxiliar en el aspecto técnico, si bien se plantea el serio problema económico de amortización de una inversión cada vez mayor. En la figura 25 se puede ver el esquema de funcionamiento de una viga de este tipo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

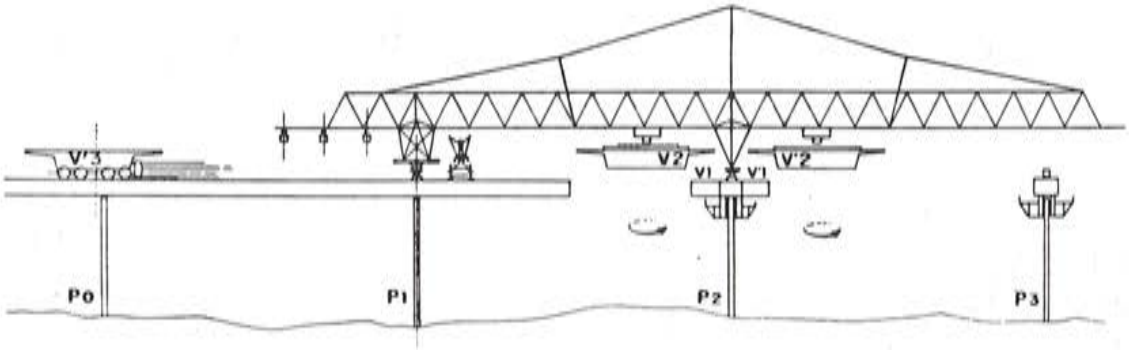


FIG. 25. Esquema de montaje con dovelas con viga auxiliar diseñada para ser lanzada sin engendrar flexiones en el tablero.

La dovela de cabeza de pila es especial por diversos motivos. Dispone de diafragma interno (uno o dos, como luego veremos) o marcos de rigidización, y tiene que estar prevista para su empotramiento provisional o definitivo en pila. Su peso puede ser tan elevado respecto a la dovela tipo que llega a veces a subdividirse longitudinalmente en dos mitades, abarcando cada una la mitad del ancho de la pila (figura 26).

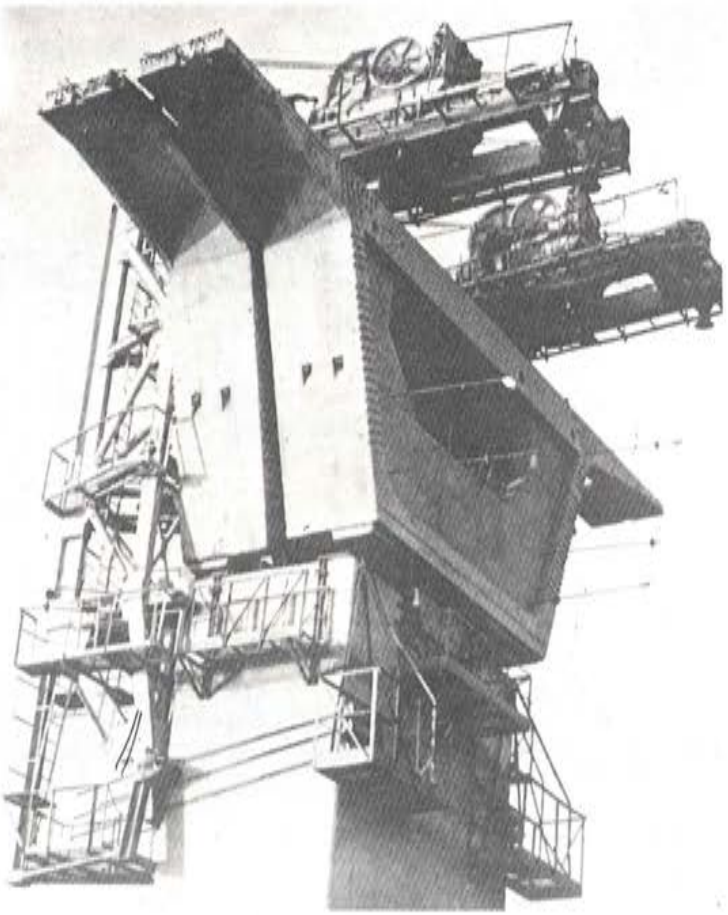


FIG. 26. Dovela de cabeza de pila subdividida en dos mitades.

El cierre en clave puede resolverse bien con una dovela adecuada (las claves de alma normales impedirían su posicionamiento), bien con una pequeña franja hormigonada in situ. En Rio-Niteroi se fué a esto último, con un ancho de sólo 40 cm. Obsérvese que con tan corta longitud los cables de solidarización de las dovelas no pueden terminar en sus caras frontales pues faltaría espacio para alojar los gatos. Es la ventaja del empleo de recrecidos interiores tan fáciles de incluir en piezas prefabricadas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Hemos hablado antes de la conveniencia de una presión uniforme en la junta entre dovelas durante el proceso de polimerización de la cola. Esto es algo difícil de obtener con un pretensado de construcción aunque sus anclajes se lleven al centro de gravedad de la cara extrema, pues en la junta anterior (la que está soldando) tendremos ya una inevitable excentricidad positiva. Para evitar este inconveniente se está recurriendo a dispositivos de solidarización provisional como el de la figura 27, en el que las acciones F_1 y F_2 se gradúan de modo que el polígono de fuerzas que forman con el peso propio de la dovela y con una reacción que pase por el centro de la cara inferior de la clave (única superficie capaz de dar reacción

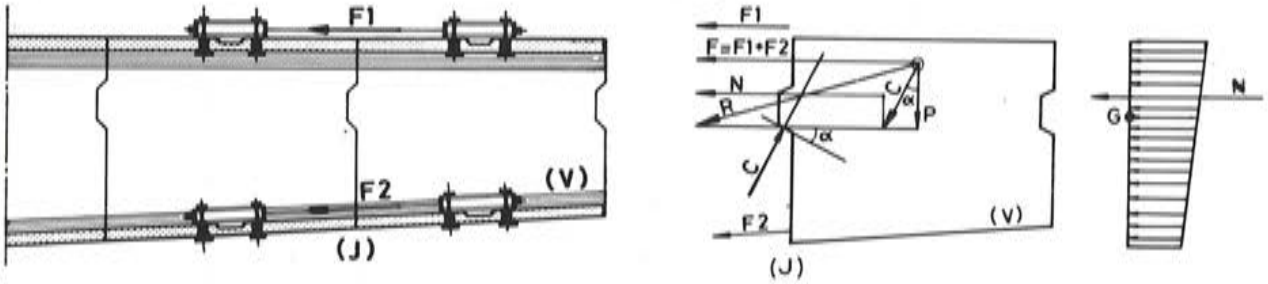


FIG. 27. Esquema de solidarización provisional de la dovela tendente a lograr espesor uniforme en la película de resina.

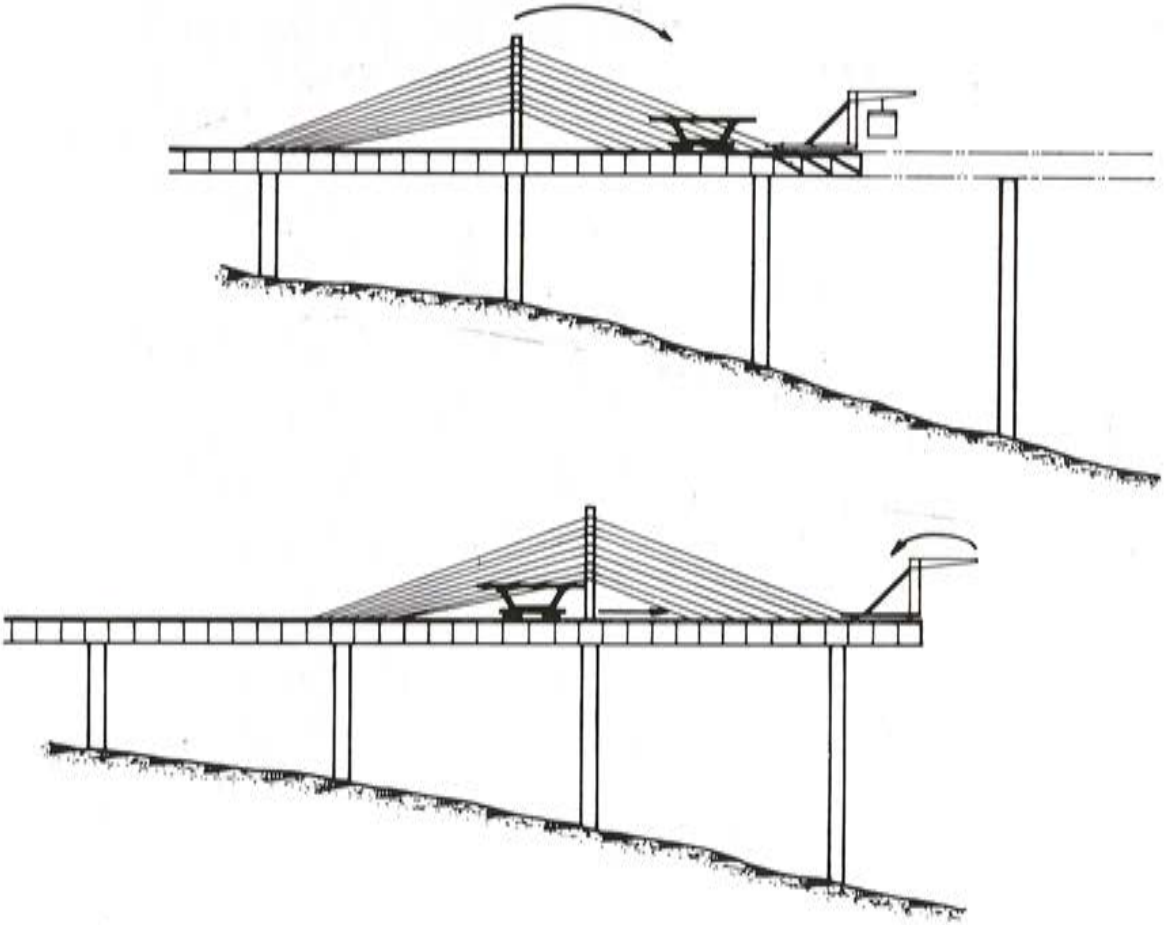


FIG. 28. Esquema de avance unidireccional con dovelas prefabricadas y tirantes y mástil provisionales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

con componente vertical por efecto de la lubricación de la resina) se cierre con una componente horizontal próxima al centro de gravedad de la sección.

Citaremos finalmente la tecnología de avance unidireccional sin viga auxiliar y con el empleo tan solo de un mástil auxiliar y tirantes exteriores inclinados que ya vimos en el apartado de dinteles ejecutados in situ, donde la lentitud de avance inherente al sistema le ha hecho caer en desuso. La prefabricación elimina por completo este inconveniente. Frente a la dovela semanal in situ tenemos las 2 ó 3 dovelas colocadas por día que se alcanzan con la prefabricación. Añádase la facilidad para disponer en la tabla superior de las dovelas los dispositivos de anclaje adecuados para los tirantes exteriores provisionales (que se anclan primero en una dirección y luego en la contraria) y tendremos una explicación completa del éxito de esta técnica utilizada profusamente en Francia para largos viaductos con luces medias (40 a 50 m). El atirantamiento exterior viene a hacerse necesario a partir del tercio del vano en construcción y a partir de ahí se avanza según el esquema de la figura 28. En el instante anterior a alcanzar la pila siguiente, tal esquema conduce a que la casi totalidad del peso propio de los dos vanos que enmarcan la pila que soporta el mástil provisional sea absorbido por ella. Se trata de un axil superior al de servicio pero actuando con excentridad longitudinal teóricamente nula. Por ello no suele ser solicitación crítica que obligue a aumentar las dimensiones del soporte. A observar también que el empotramiento de estabilidad provisional entre dintel y pila desaparece, con lo que ésta se ve libre de flexiones parásitas de construcción.

El transporte de dovelas se realiza por la superficie contínua del dintel terminado y libre (salvo tirantes) de todo obstáculo. Un ingenio orientable (figura 29) anclado en la última dovela realiza el posicionamiento de la próxima. El emplazamiento transversal de esta máquina debe estudiarse para que durante el giro de su brazo cargado se engendren los mínimos torsores en el tablero, y ello contando con el propio peso de la misma.

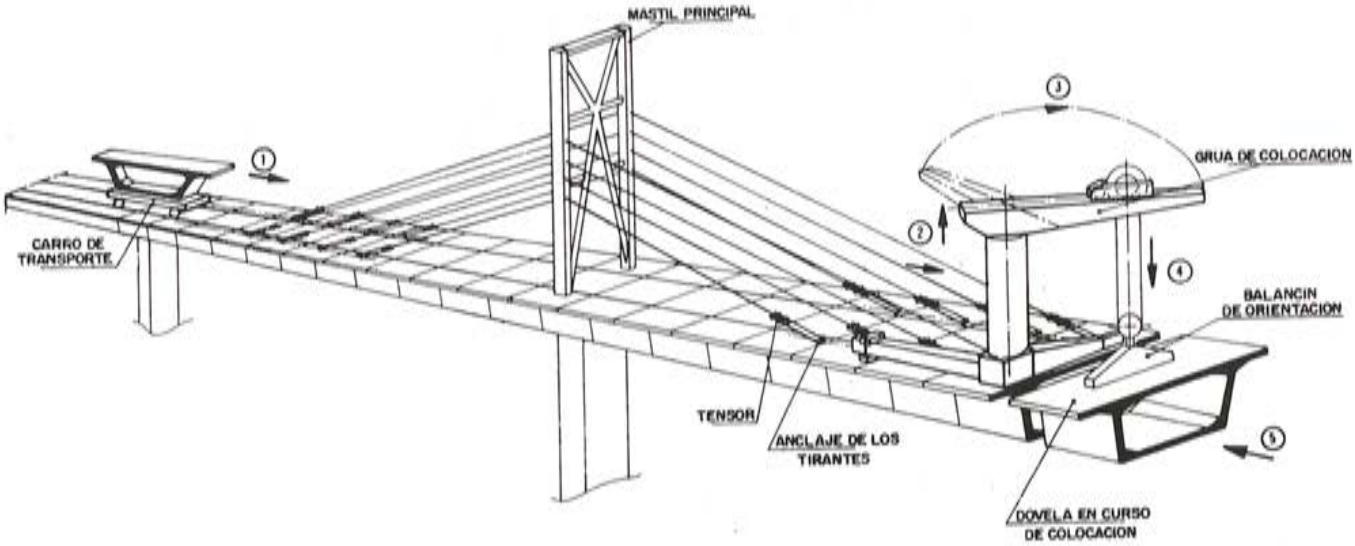


FIG. 29. Esquema de disposición de mástil y cables auxiliares, y funcionamiento del ingenio de colocación de dovelas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

5. SECCION TRANSVERSAL DE DINTELES EJECUTADOS POR AVANCE EN VOLADIZO

En la figura 30 se indican las secciones de arranques de puentes importantes como Bendorf y Hamana realizados in situ. La sección cajón monocelular resuelve perfectamente anchos de tablero de 15 m, aunque en la misma figura puede verse una sección estudiada por el autor para un ancho de 17,35 m y la del puente de Felsenau en Berna, con ancho de 27,60 m. El nervado transversal del tablero superior es poco corriente en esta familia, si bien se ha empleado en alguna ocasión. Es manifiesta la tendencia a reducir al mínimo el número de almas, buscando la máxima simplicidad constructiva.

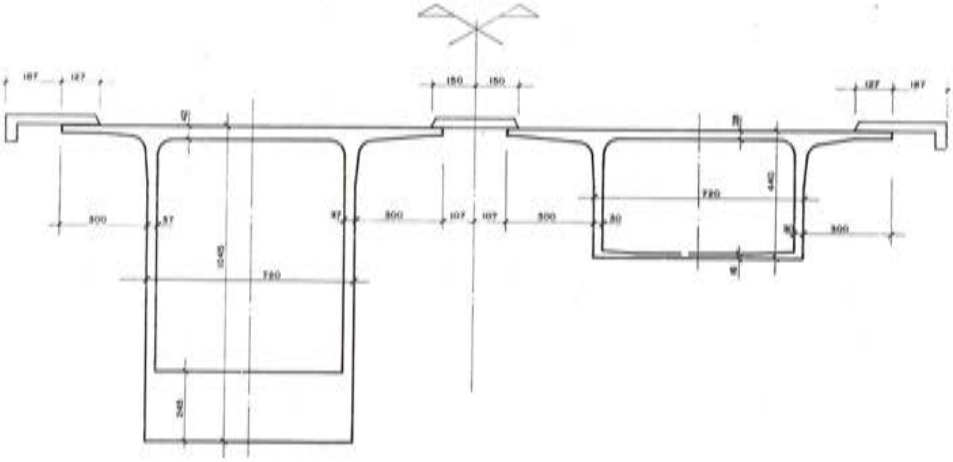


FIG. 30-a. Puente de Bendorf, arranque vano central.

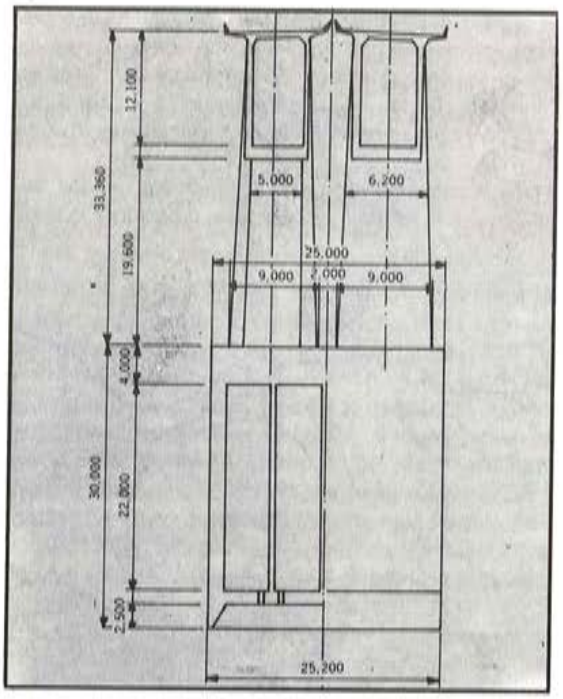


FIG. 30-b. Puente de Hamana.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

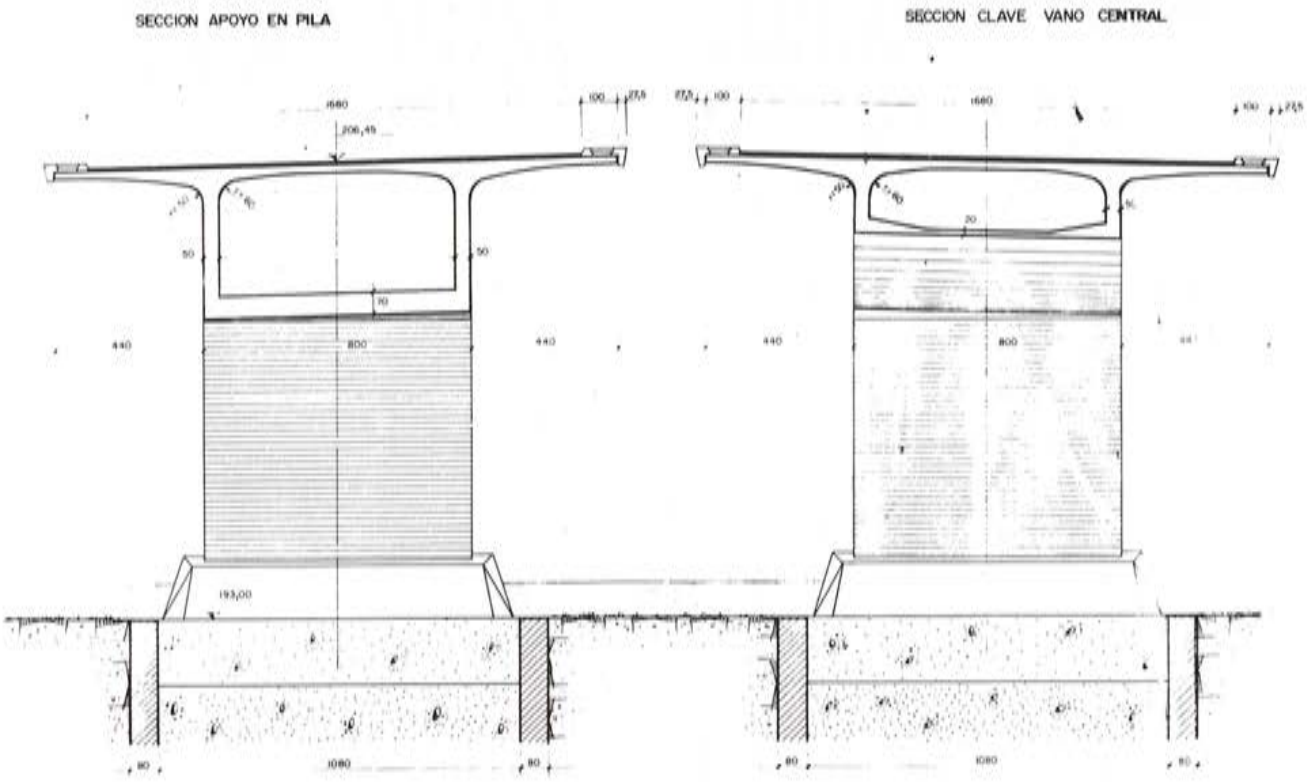


FIG. 30-c. Puente sobre el río Ebro en Zaragoza.

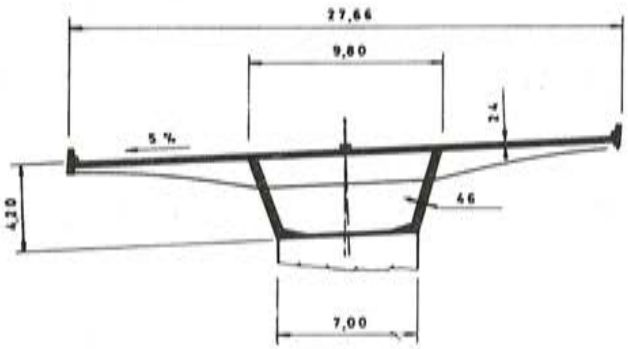


FIG. 30-d. Puente Hammermühle, entre Zurich y Winterthur.

En la figura 31 se exponen distintas secciones transversales de dinteles ejecutados mediante dovelas prefabricadas. Puede verse la evolución desde Choissy-le-Roi con doble viga cajón por tablero hasta Saint Cloud con viga única tricelular cuyo aspecto exterior es de una gran calidad plástica. En Saint André de Cubzac se ha aplicado la idea de nervar transversalmente la tabla superior dando espesor mínimo al forjado de la misma.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

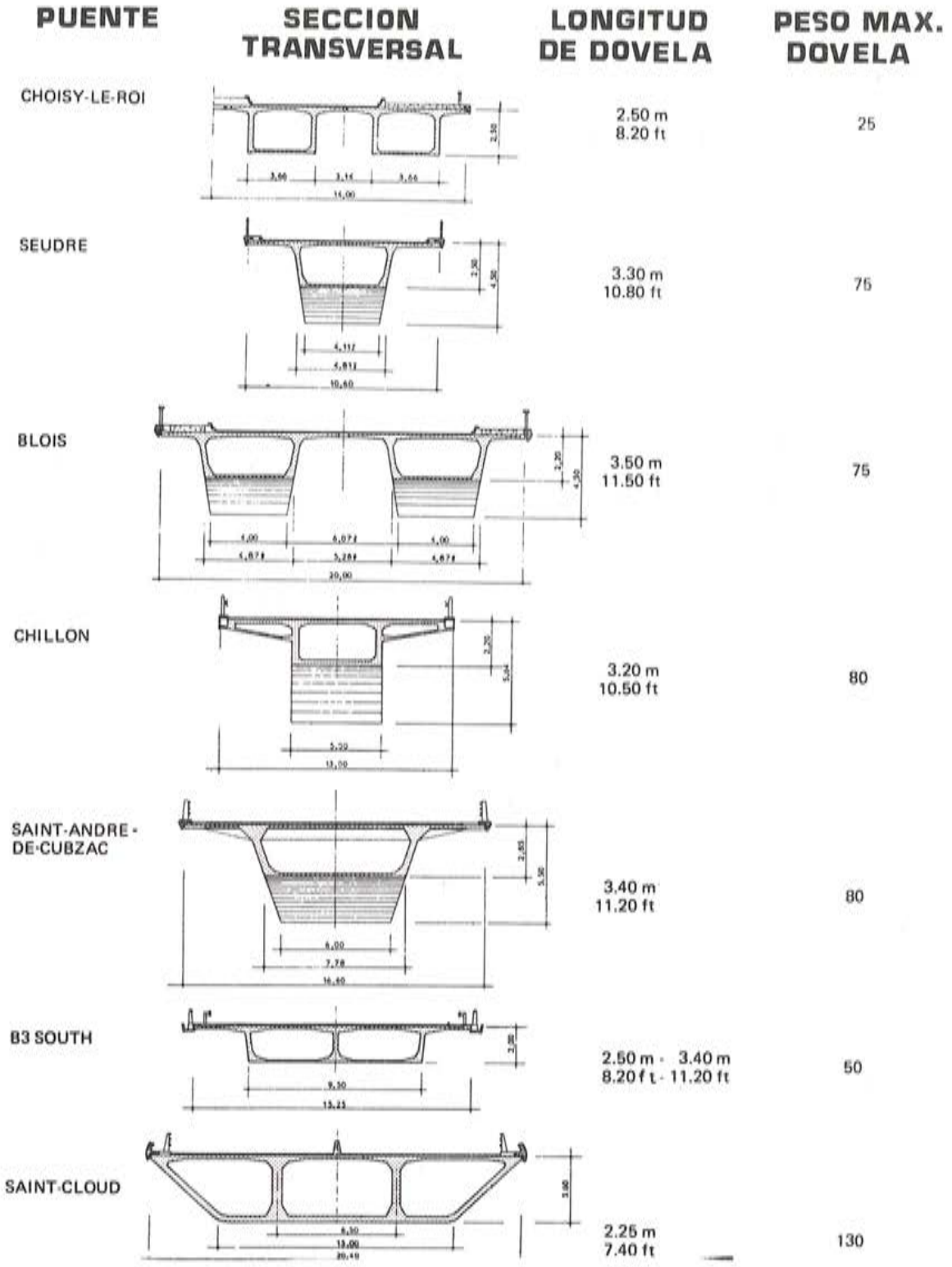


FIG. 31. Secciones de puentes con dinteles compuestos por dovelas prefabricadas.

Finalmente, en la figura 32 se muestra el diseño de dovela del puente Sallingsund (Dinamarca) realizado por Campenon Bernard. Se aprecia el nervado de la tabla superior, el engranaje de las almas, las claves horizontales de tablas superior e inferior y la presencia de recrecidos internos para alojamiento de anclajes de cables de continuidad.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

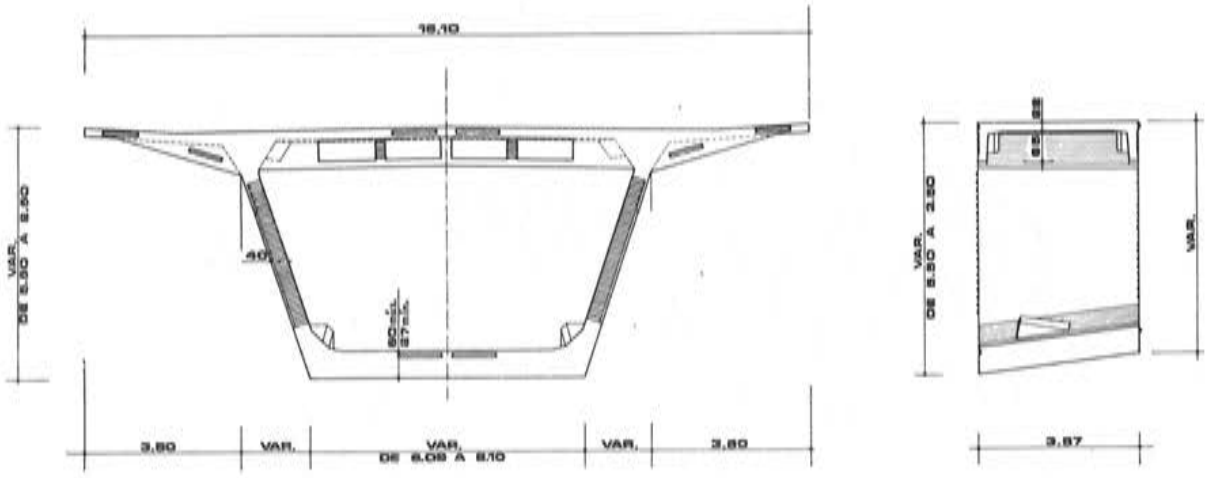


FIG. 32. Dovela del puente de Sallingsund. Engranajes continuos en almas y claves en tablas superior e inferior. Nervaduras en forjado superior y recrecidos para alojamiento de anclajes en cartelas inferiores.

6. PILAS DE PUENTES CONSTRUIDOS POR AVANCE EN VOLADIZO

Estamos frente a una tecnología que, en general, precisa dar estabilidad provisional a los voladizos hasta que por cierre en clave y empalme en zonas finales constituyan dinteles continuos.

Ello se logra en pilas de poca altura mediante un apoyo auxiliar con brazo suficiente respecto a ésta para absorber los pares derivados de pequeños desequilibrios. Los apoyos provisionales metálicos son fáciles de ejecutar pero presentan la pega de su gran elongabilidad por variación térmica que se traduce en fuertes movimientos del tablero. Son preferibles los apoyos provisionales de hormigón que en caso de que puedan llegar a quedar traccionados se precomprimen suficientemente.

En pilas de cierta altura el apoyo auxiliar comienza a ser caro. Por ello se recurre a diseñar pilas que puedan empotrar al tablero de un modo provisional o definitivo. Los primitivos puentes que utilizaron esta técnica estaban concebidos como suma de Tés compuestas por soporte y ménsulas, enlazadas en clave por articulaciones deslizantes que aseguraban la continuidad de la ordenada pero no de su pendiente y que, a largo plazo, han conducido a fuertes deformaciones (que, por ejemplo, son perfectamente visibles en el viaducto de acceso al gran puente colgante sobre el Tajo, en Lisboa). Se ha reaccionado frente a ello con la continuidad en clave, lo que nos conduce al pórtico en el que la libertad de acortamiento del dintel queda coartada y se engendran esfuerzos parásitos importantes. Sólo puentes de tres vanos con alturas de pila considerables admiten cómodamente este esquema estático.

En Çhoissy se desarrolló la solución de puente pórtico, con pilas compuestas por pantallas flexibles dobles que convergen hacia la base (figura 33). Aparte de las consideraciones de

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

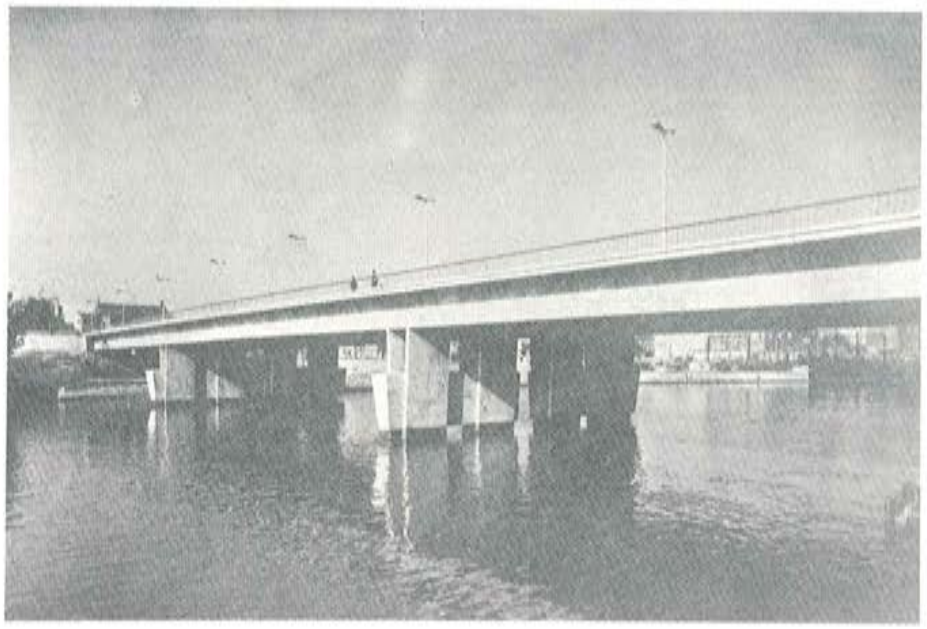


FIG. 33. Puente de Choissy Le Roi.

que un dintel realizado mediante dovelas prefabricadas sufre un menor acortamiento elástico a causa del pretensado de continuidad, un menor acortamiento diferido tras el cierre en clave, y una menor retracción residual, existe el hecho de que la pila de pantallas desdobladas funciona como empotramiento casi total para las flexiones del dintel (su elasticidad al giro proviene de la elongabilidad axil, muy pequeña, de ambas pantallas) y, al mismo tiempo, permite corrimientos horizontales del tablero con esfuerzos no excesivos. En cualquier caso, la inclinación de las pantallas hace que estos corrimientos conlleven otros verticales que engendran flexión en aquél. Su resistencia frente al frenado se basa también en la movilización de la rigidez de flexión del tablero al sufrir todo el dintel un corrimiento horizontal. Otra particularidad de este tipo de pilas es que, en cierta medida, permiten centrar la resultante a un determinado nivel, que, como deseable, sería el plano de cimentación.

Es, como queda dicho, solución más flexible que la de pila rígida hueca de sección celular, pero no se ha desarrollado más que en puentes de 3 vanos. Y, aún en estos casos, con operaciones de cierre en clave tendentes a recuperar parte del acortamiento previsible, actuando como en los arcos con gatos planos. Por lo demás, la doble pantalla esbelta precisa de un arriostramiento provisional metálico durante la ejecución de los voladizos. En el caso de puentes de mayor longitud cabe configurar como pórtico sólo el vano central, disponiendo apoyos con libertad de corrimiento horizontal en las demás pilas. El punto fijo quedará en el centro del puente si éste es simétrico y las pilas que enmarcan el vano central serán las encargadas de absorber las fuerzas de frenado y sismo. En la figura 34 puede verse un diseño de este tipo, al que corresponde la sección transversal (c) de la figura 30.

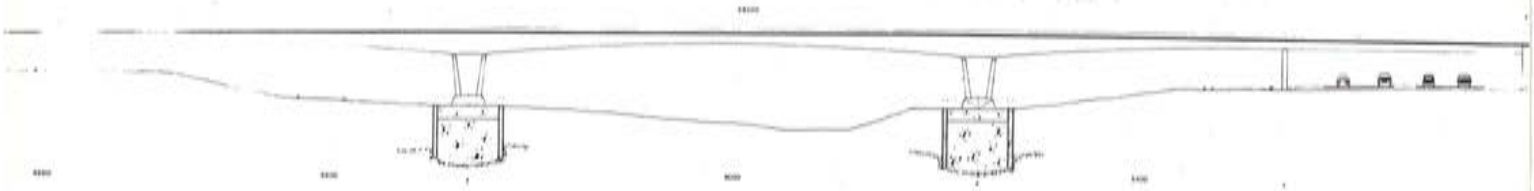


FIG. 34. Propuesta de puente sobre el río Ebro en Zaragoza.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

El paso siguiente es convertir la doble pantalla en vertical con lo que los corrimientos horizontales impuestos no engendran verticales y, por consiguiente, no se induce flexión parásita en el dintel. Es la solución ideal para viaductos largos y de suficiente altura sobre el terreno. Las pantallas se realizan con encofrados deslizantes disponiendo arriostramientos provisionales entre ellas (figura 35), sobre sus cabezas se instala una plataforma que permite ejecutar la dovela de arranque, y estamos en condiciones de volar en ambas direcciones. A medida que los diversos vuelos se solidarizan por el pretensado de continuidad se van retirando los arriostramientos entre pantallas para permitir el acortamiento del dintel.

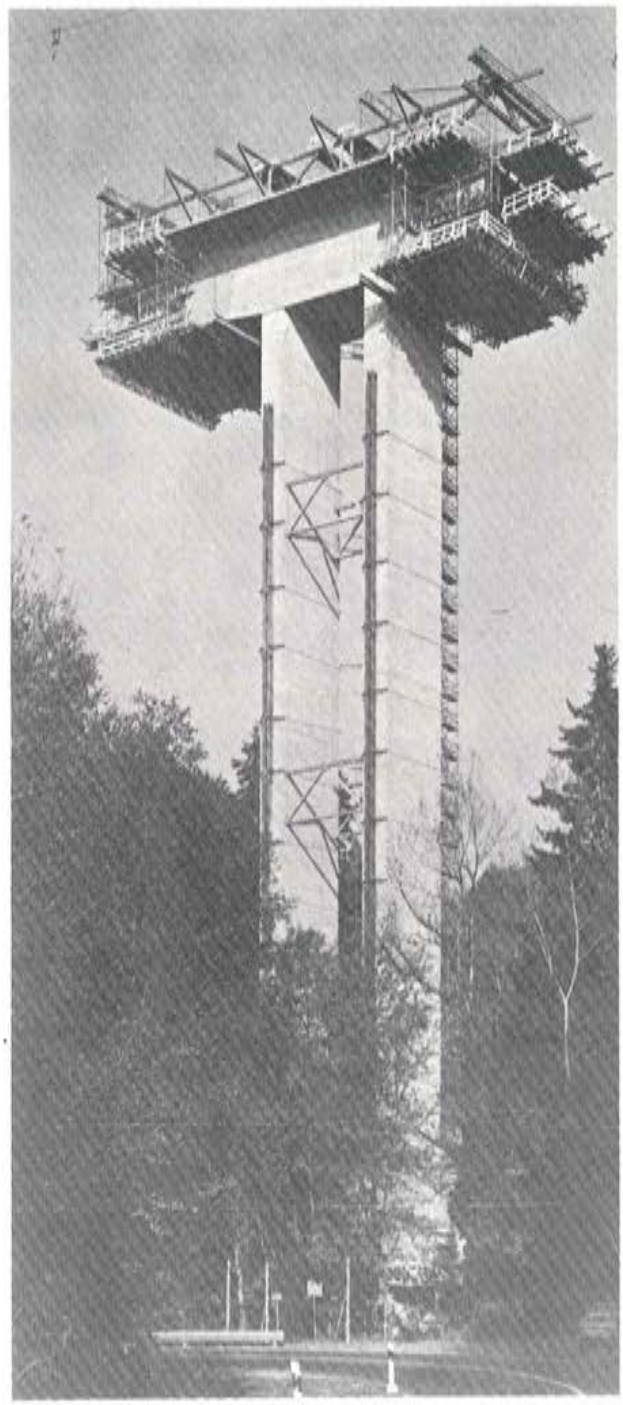


FIG. 35. Arriostramientos provisionales en pila compuesta por pantallas flexibles.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

No suele pasarse de longitudes de 400 ó 500 m sin juntas transversales. Estas se disponen en las proximidades del punto de momento nulo, buscando reducir al mínimo las deformaciones diferidas, con la clásica solución del apoyo a media madera y aparatos elastoméricos correspondientes. Al revés de lo que ocurría con las pantallas convergentes, ahora carecemos de mecanismo resistente al frenado (salvo el de flexión propia de cada pantalla), lo que hace necesaria una pila fija por tramo que puede constituirse con la pareja de pantallas contraventeadas por otra normal formando una H en planta. La flexibilidad horizontal de las pantallas se regula disponiendo articulación plástica en su cabeza, o biarticulándolas si sin cortas. Aspecto importante y ventajoso es que tanto aquí como en las pantallas convergentes han desaparecido los aparatos de apoyo.

Queda finalmente la solución de pila rígida (sección celular) en la que se establece empotramiento a flexión del tablero permitiendo sin embargo los corrimientos horizontales impuestos. Ello se logra apoyando el dintel en una doble fila de apoyos elastoméricos. La estabilidad frente al despegue por sobrecarga longitudinalmente excéntrica viene del peso propio que es la carga predominante y actúa centrada. La separación mínima entre líneas de apoyos viene condicionada precisamente por la seguridad frente al despegue, que equivaldría a una modificación del esquema estático previsto. Hay que hacer notar, sin embargo, que con un dintel contínuo el par transmitido a la pila a través de los neoprenos disminuye a medida que aumenta la flexibilidad de ésta, que, en consecuencia, es un factor de aumento de estabilidad en servicio.

Durante la ejecución de los voladizos es recomendable, para evitar vibraciones y aumentar la seguridad, apoyarlos sobre calas de hormigón zunchado, con pretensado vertical. Al final, mediante gatos planos, se sustituyen las calas provisionales por los apoyos elastoméricos definitivos. En la figura 36 puede verse un esquema de cabeza de pila organizada para llevar a cabo esta operación. Un método elemental que está dando buen resultado consiste en repicar perimetralmente las calas de hormigón haciendo que aumente la presión sobre el núcleo restante hasta que se produce su aplastamiento y el tablero pasa a reposar, sin apenas movimiento altimétrico, sobre sus apoyos definitivos.

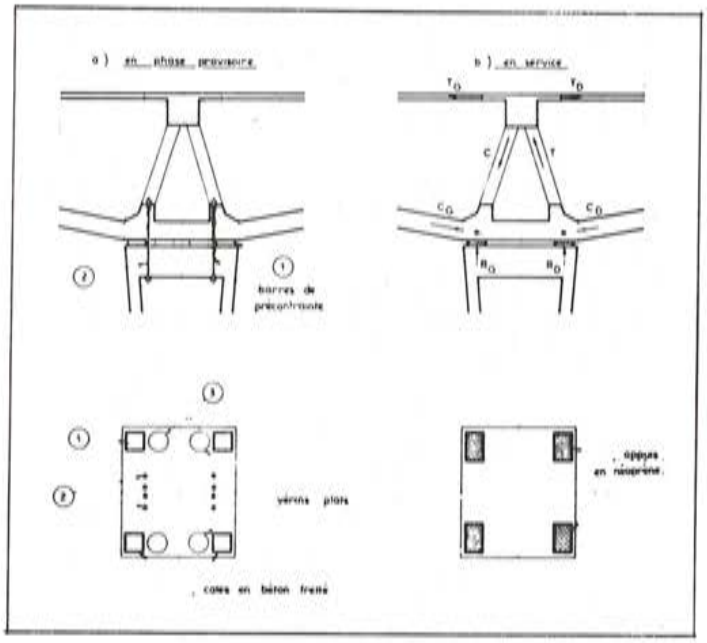


FIG. 36. Disposición de cabeza de pila con doble línea de apoyos elastoméricos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Es importante observar que, considerando elemento estructural único la pila más los aparatos elastoméricos de apoyo, las constantes elásticas dependen fuertemente del área y espesor de estos últimos. En particular, el coeficiente de transmisión es muy sensible al grueso de caucho y ello puede permitirnos anular la flexión de la pila sobre el terreno en el estado permanente de la obra.

Factor a considerar como esencial en el diseño de pilas de gran altura es la acción del viento. Terminado el dintel, se aprovecha como viga rígida trabajando en su plano horizontal (para lo cual dispondremos las coacciones oportunas al movimiento transversal en los estribos finales, donde cabe incluso no conformarse con un apoyo simple y buscar un empotramiento de eje vertical que reduce la flecha horizontal en el centro al quinto del caso anterior), lo que suele bastar para la estabilidad de las pilas. Sin embargo, durante el proceso constructivo, tenemos Tes aisladas en las que, a medida que avanzan los vuelos, la superficie ofrecida al viento es mayor. Tenemos así, antes de la solidarización de todo el dintel, la situación crítica en la que existe máxima fuerza horizontal sobre tablero y también máxima carga vertical en punta, factores ambos que pueden conducir a la inestabilidad. Con pilas de 100 m de altura se ha pasado de pantallas desdobladas, a pareja de soportes en H suficientemente flexibles en dirección longitudinal pero con cabezas amplias frente a flexión transversal (figura 37). El cálculo en teoría de segundo orden debe llevarse a cabo con secciones fisuradas, diagramas reales de tensión-deformación tanto en el hormigón como en las armaduras y superficies reales (Axil-Flector-Curvatura en las distintas secciones). La no linealidad de los fenómenos de inestabilidad elástica se acentúa cuando se trata de un material fisurable y de comportamiento complejo como es el hormigón armado, y aceptar simplificaciones excesivas puede dejarnos del lado de la inseguridad.

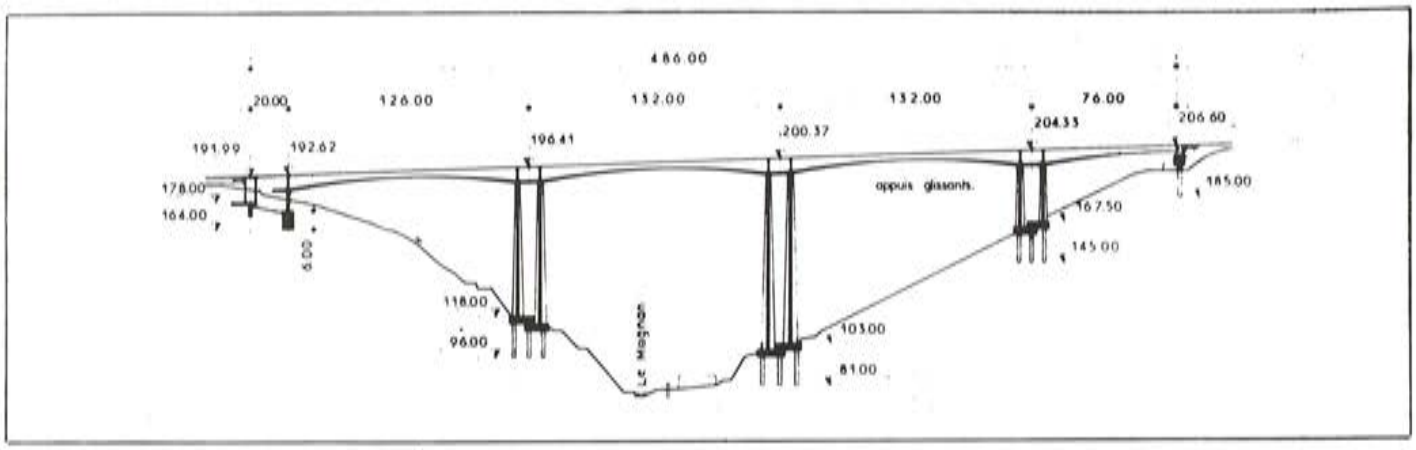


FIG. 37. Viaducto de Magnan. Pilas compuestas por doble pantalla de Sección en I.

Por lo demás, merece la pena comentar algo sobre las dovelas de cabeza de pila en el caso de los puentes pórtico, en los que la sobrecarga introduce desequilibrios de flexión a uno y otro lado de aquéllas, siendo absorbido por la pila el flector diferencia entre los de ambos arranques. Exteriormente al dintel este flector se materializa por el par de reacciones $\pm (\Delta M)/s$ en el caso de que el tablero venga apoyado en doble fila de placas elastoméricas espaciadas (s) en sentido longitudinal. Pero las solicitaciones internas que la transmisión de este par impone dependen de la configuración del dintel en la cabeza de la pila.

Por ejemplo, en la figura 38a vemos un dintel organizado a base de doble diafragma vertical sobre ambas líneas de apoyo. Si los flectores de arranque en una determinada hipótesis

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

de carga son (M) y (M + Δ M) el equilibrio exigirá transmitir el par (Δ M) hasta las placas de apoyo. Esquemáticamente, ello se consigue con el par interno compuesto por las fuerzas T superior y C inferior tales que $|T| = |C| = \Delta$ Mz. Claramente se ve que el recuadro de almas comprendido entre los diafragmas verticales está sometido a la fuerza cortante horizontal T que engendra las tensiones tangenciales horizontales y verticales correspondientes. La consecuencia es que una disposición de diafragmas como los de la figura en cuestión obliga a una armadura pasiva considerable, horizontal y vertical, en los recuadros de almas citados, y a dar un espesor mínimo de hormigón a éstas para reducir el riesgo de fisuración en servicio.

En cambio, con una disposición como la de la figura 38b en la que los diafragmas se

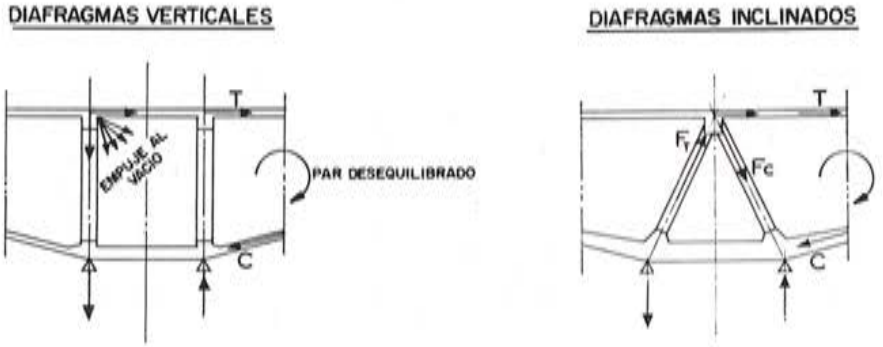


FIG. 38-a

FIG. 38-b

FIG. 38. Dovela sobre pila con diafragmas verticales o inclinados. Transmisión a la pila del par desequilibrado.

disponen inclinados formando una triangulación, tenemos un camino directo para transmitir el par desequilibrado (Δ M) hasta las placas de apoyo a través de axiles. Claro que ésto sería cierto en el caso de que tuvieramos una triangulación exenta, mientras que en realidad ésta se halla rigidizada por los planos de las almas. Determinar en qué proporción se transmite el flector desequilibrado a través de axiles y a tráves de tensiones tangenciales es problema elástico complejo que hoy puede analizarse correctamente mediante un programa de elementos finitos. Sin embargo, dada la capacidad de adaptación interna del hormigón armado, no es demasiado grave realizar alguna suposición lógica (tal como repartir la fuerza T de modo que se produzca la compatibilidad de corrimiento horizontal en la cabeza de ambos sistemas estructurales) y armar en consecuencia.

A las consideraciones anteriores habrá que añadir las relativas a la flexión de los diafragmas en el plano transversal, función de la disposición de los apoyos que puede ir desde dos placas aisladas por línea hasta un eje contínuo. De modo que la cabeza de dintel sobre pila deberá ser contemplada, con las simplificaciones anteriores, como un entramado espacial en el que una posible torsión transmitida a la pila desequilibra los esfuerzos entre ambas almas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

7. PREVISION Y CONTROL DE FLECHAS DURANTE LA EJECUCION

La cuestión se plantea en términos generales como el deseo de tener a tiempo infinito (dos o tres años después de acabada la obra en realidad) un determinado perfil longitudinal en la misma. Parte de las deformaciones del dintel tienen lugar después del cierre en clave, pero son una pequeña fracción de las totales y además no crean problema de discontinuidad geométrica en la rasante. El problema más serio se presenta cuando ambos voladizos llegan a clave con un desnivel apreciable, o cuando no existe tal desnivel pero ambos se alejan notablemente de la línea teórica. Aunque luego veamos algún método para tratar este problema, es fundamental la estimación previa de las sucesivas deformadas del voladizo y su control durante la ejecución.

Para tal estimación nos basamos en las deformaciones elásticas debidas al peso propio del tablero y del carro si existe, así como del pretensado de construcción. Tenemos también en cuenta las deformaciones diferidas que se inician inmediatamente de aplicado un incremento de esfuerzo a una sección dada, y las pérdidas de tensión en el acero duro. Veamos de modo rápido cuántos factores influencian nuestros cálculos:

a) Módulo elástico instantáneo del hormigón, función de su edad que es variable en cada dovela a lo largo de la ejecución del voladizo.

b) Coeficiente (φ) de fluencia, función también de la edad del hormigón al ser cargado así como de las condiciones climáticas, composición de aquél, espesor medio de la pieza, etc.

c) Velocidad de desarrollo de (φ) en el tiempo.

d) Evaluación de las pérdidas de tensión en el acero duro (rozamiento, relajación, retracción y fluencia) y de la velocidad a que se producen las tres últimas.

A la vista de ello, es clara la conveniencia de realizar ensayos previos a toda obra importante, con los materiales reales que en ella se van a utilizar. De este modo podremos partir de unos valores probables en los parámetros básicos anteriores.

La solución teóricamente correcta es construir un modelo matemático basado en la teoría de la fluencia lineal (que no permite superponer esfuerzos aplicados sobre una misma sección en instantes diferentes) del que deducimos las sucesivas deformadas que toma el voladizo en las distintas fases de su ejecución. Pero en este modelo hay numerosos parámetros y leyes de variación con el tiempo de carácter sumamente aleatorio. El control de flechas sirve para tratar de ajustar tales parámetros y leyes a la realidad de nuestra obra en sus primeras etapas cuando las deformaciones son todavía pequeñas. El sistema es modificar valores y leyes en nuestro programa hasta encontrar una aproximación suficiente a la realidad.

Merecen una consideración especial los siguientes aspectos:

a) Incluir la deformación debida al esfuerzo cortante, que puede ser mayor que la de flexión en voladizos cortos.

b) Medir las flechas encima de las almas de la sección transversal y no en el centro de un forjado o punta de vuelo que tienen sus deformaciones propias.

c) Tener presente los efectos del soleamiento que por gradiente térmico hace descender los voladizos. El ideal es controlar flechas de noche cuando tal gradiente sea mínimo.

d) Añadir a la contraflecha teórica la debida a la deformación propia del carro de avance que puede ser importante dado que sus materiales resistentes se aprovechan al máximo.

Para hacer coincidir dos voladizos desnivelados existen métodos tales como introducir un pretensado recto adicional en la tabla superior del más bajo, siempre que el estado tensional de la obra lo permita. En este sentido puede ser recomendable dejar alguna vaina vacía

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

en dicha tabla superior.

Cuando se trata de un tres vanos sobre apoyos lineales es fácil actuar con gatos hidráulicos desde los estribos para hacer coincidir la cota de los dos vuelos. Es necesario reservar espacio para los gatos y contar con una capacidad de rotación suficiente al dimensionar los aparatos de apoyo en pilas.

Sin embargo, en configuraciones más complejas o cuando estamos en puentes pórtico desaparece la libertad de giro del dintel y el sistema anterior deja de ser aplicable. Se ha recurrido en ocasiones a lastrar el voladizo más alto y cerrar así en clave. No parece un método muy ortodoxo, aunque en último caso será el análisis de las consecuencias tensionales de tal operación el que decidirá su posibilidad. Sin olvidar que un cierre en clave en estas condiciones equivale a una deformación bruscamente impuesta que engendra un estado de autotensión cuyo valor inicial se ve fuertemente reducido a largo plazo por la propia fluencia del hormigón.

8. NOTA FINAL

La mayoría de las figuras de este artículo han sido obtenidas de los siguientes libros y publicaciones:

- Wittfoht, "PUENTES", Ed. Gustavo Gili [(3), (17), (18)].
- Beckett, "BRIDGES", Ed. Hamlyn [(2)].
- Journal of Japan Prestressed Concrete E.A. [(4)].
- Muller, "LONG SPAN PRECAST CANTILEVER BRIDGES", ACI SP-23,[(1), (33)].
- Spannbeton in der Schweiz (Congreso FIP 1974) [(10), (35)].
- Austria 1970-1974 (Congreso FIP 1974), [(6)].
- Beton und Stahlbetonbau, [(7)].
- Travaux, [(5), (9), (21)].
- Annales I.T.B.T.P., [(20), (22), (23), (26), (27), (28), (29), (32), (38)].
- European Civil Engineering, [(16)].
- Folletos publicitarios de FREYSSINET y CAMPENON-BERNARD, [(8), (19), (24), (25), (31)].
- Contributions Techniques Françaises, Congreso FIP, Nueva York 1974, [(13), (14), (36), (37)].

El resto son dibujos y planos del autor.

Los comentarios a este artículo, deberán enviarse a la secretaría de la A.T.E.P. antes del día 31 del próximo mes de agosto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

628-0-37

Acero para centrales nucleares pretensadas

MANUEL ELICES y VICENTE SANCHEZ - GALVEZ
Escuela de Ingenieros de Caminos
Universidad Politécnica de Madrid

INDICE:

Reactores y Edificios de Contención: Finalidad y Descripción.

Conceptos: Combustible nuclear y tipos de reactores
Vasijas de hormigón pretensado.
Edificios de contención.

Acciones sobre las Armaduras Activas: Hipótesis y Auscultación.

Acciones sobre los tendones de las vasijas
Acciones sobre los tendones de los edificios de contención.

Aceros: Propiedades, Ensayos y Control.

Resistencia mecánica.
Relajación a temperaturas altas.
Ductilidad y tenacidad.
Resistencia a la fatiga.
Resistencia a la corrosión.

Referencias.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

INDICE

Esta monografía ha surgido de las lecciones dadas por los autores durante el curso de Garantía de Calidad en Centrales Nucleares, en la Universidad Politécnica de Madrid. Al tratar de conocer cuales podrían ser las características específicas de los aceros destinados a los edificios pretensados de las centrales nucleares, la respuesta era: ninguna. No obstante, los pliegos de condiciones y la normativa extranjera prescriben numerosos ensayos dinámicos, pruebas a distintas temperaturas y ensayos de impacto que hacen pensar que alguna característica especial se les exige. La situación todavía se complica más porque cada país tiene distinta normativa y así, en España, se construyó el reactor de Vandellós 1 siguiendo las normas francesas con tendones adherentes, mientras que la central de Ascó, basada en normas americanas, se construye con tendones engrasados no adherentes y con distintos ensayos de recepción para los materiales, incluyendo un ensayo de ductilidad a bajas temperaturas, desconocido en la normativa de la Europa occidental. En ambas centrales se pretensó con el mismo sistema.

Este trabajo se ha escrito con dos objetivos. Primero, reunir en un solo artículo una serie de conceptos sobre sistemas nucleares de generación de potencia, estructuras pretensadas, acciones que actúan sobre ellas y propiedades de los aceros que deben resistirlas. En segundo lugar, proporcionar bibliografía sobre estos temas. Aunque la bibliografía citada no es completa, a partir de las referencias incluídas en los artículos se puede conocer gran parte de lo que se ha escrito sobre ellos. Esta monografía está orientada hacia el acero, como material estructural para pretensar. No es un trabajo sobre anclajes, vainas o camisas de chapa liner y menos sobre las propiedades del hormigón. Sólo una contribución a los pliegos de condiciones, interpretación de los ensayos y planificación del control.

En la primera parte se recuerda la terminología más usual en los sistemas nucleares de generación de potencia; desde el combustible hasta las estructuras pretensadas –la vasija y el edificio de contención–. En la segunda parte se ordenan las acciones que pueden actuar sobre las armaduras activas, con objeto de conocer las propiedades que deberán exigirse al acero. Finalmente, en el tercer capítulo, se analizan dichas propiedades y los métodos de ensayo.

REACTORES Y EDIFICIOS DE CONTENCION: FINALIDAD Y DESCRIPCION

Conceptos: combustible nuclear y tipos de reactores

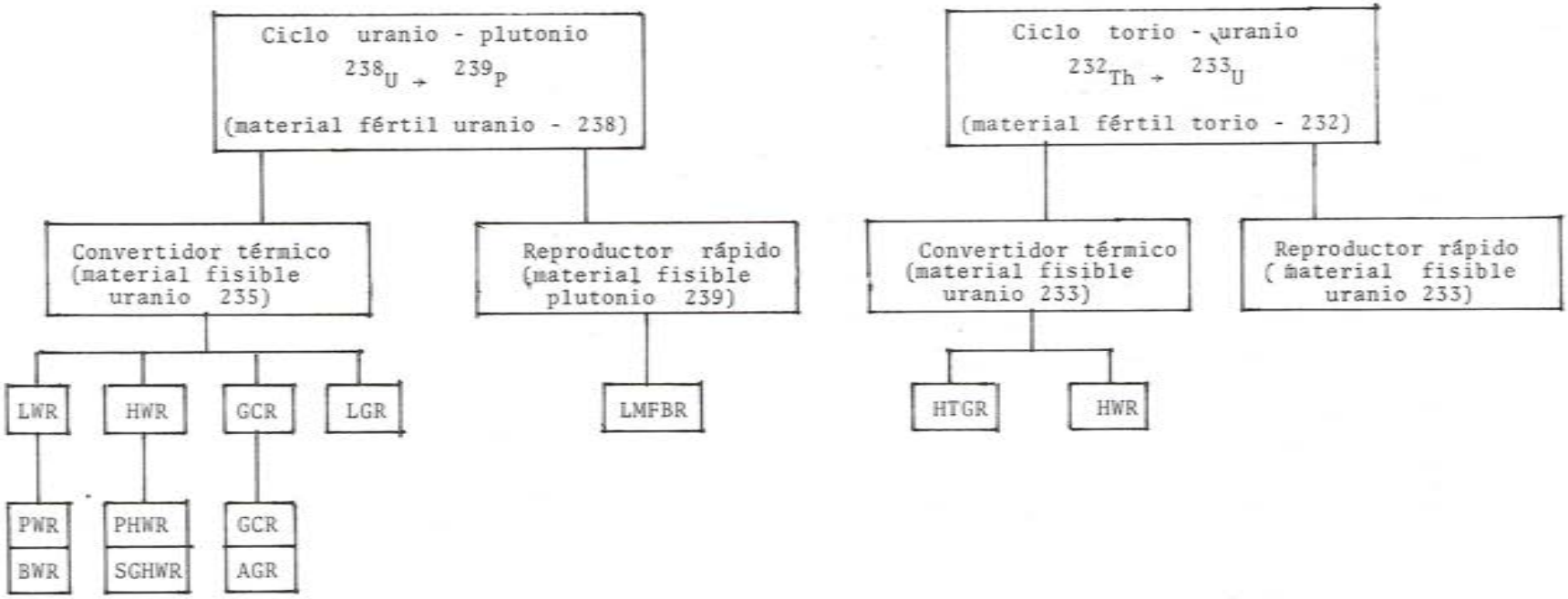
Los diferentes sistemas nucleares de generación de potencia, en explotación comercial o en estado avanzado de desarrollo, se han representado en la figura 1, agrupados según el tipo de material fértil utilizado en el combustible y la relación de conversión. (Para una información más completa puede consultarse SAIZ DE BUSTAMANTE A., 1976 y las referencias indicadas en él).

El combustible nuclear está formado por nucleidos fisionables. Los nucleidos fisionables se clasifican según el umbral energético del neutrón que originará la fisión; cuando es del orden de 1 MeV se llaman fértiles, cuando no existe, fisibles. En todas las soluciones técnicas indicadas en la figura 1 la reacción en cadena se mantiene, casi exclusivamente, con el material fisible. El único nucleido natural fisible es el uranio - 235 y en él se basan todos los proyectos nucleares iniciales. El plutonio - 239 empieza a utilizarse en una segunda etapa y el uranio - 233 se utilizará en una tercera etapa.

La razón de conversión es el número medio de nucleidos fisibles a que da lugar el consumo de un nucleido fisible. Si esta relación es menor que la unidad, el reactor nuclear suele

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025



Significado de las siglas:

LWR Light Water Reactor
PWR Pressurized Water Reactor
BWR Boiling Water Reactor

HWR Heavy Water Reactor
PHWR Pressurized Heavy Water Reactor
SGHWR Steam Generating Heavy Water Reactor (HWLWR)

GCR Gas Cooled Reactor
AGR Advanced Gas Cooled Reactor
LGR Light-Water Graphite Reactor
LMFBR Liquid Metal Fast Breeder Reactor

HTGR High Temperature Gas Reactor

Fig. 1 Sistemas nucleares de generación de vapor.

denominarse convertidor y si es igual o superior a la unidad, reproductor. En la actualidad los reactores nucleares son convertidores termicos y los programas futuros se proyectan con reproductores rápidos, lo que permitirá aprovechar al máximo las reservas de uranio y de torio.

El hormigón pretensado se ha utilizado, principalmente, en dos tipos de sistemas nucleares; los reactores refrigerados por gas (GCR) y los refrigerados por agua ligera (LWR):

El desarrollo de los reactores refrigerados por gas y moderados por grafito está teniendo lugar en las tres etapas siguientes: a) Reactores de uranio natural (GCR, primer programa comercial inglés y francés), b) Reactores avanzados de gas (AGR, segundo programa comercial inglés), c) Reactores de alta temperatura (HTGR, en etapa de desarrollo). Las tres subfamilias se diferencian por un aumento de la temperatura del refrigerante (CO_2, He) y por el empleo de uranio natural, ligeramente enriquecido (alrededor de un 2 por 100) o muy enriquecido. En todos ellos el núcleo del reactor está contenido en una *vasija* de hormigón pretensado que ejerce una función estructural y protectora.

Los reactores refrigerados y moderados por agua ligera (LWR) representan actualmente el mayor esfuerzo industrial a escala comercial para la generación de electricidad de origen nuclear. En estos reactores la energía de fisión se emplea en aumentar la entalpía del agua de refrigeración, sin que ésta cambie de fase –familia de los reactores de agua a presión o PWR– o permitiendo la producción del vapor –familia de reactores de agua hirviendo o BWR–. El combustible es uranio enriquecido (2 a 6 por 100). La presión en el sistema de refrigeración es alta, siendo menor la del vapor producido. El núcleo está contenido en un recipiente metálico y todo el sistema está dentro de un *edificio de contención*, que puede ser de hormigón pretensado, cuyo fin es evitar la contaminación radiológica del medio ambiente si sobreviniera un fallo del sistema refrigerante del reactor.

Vasijas de hormigón pretensado

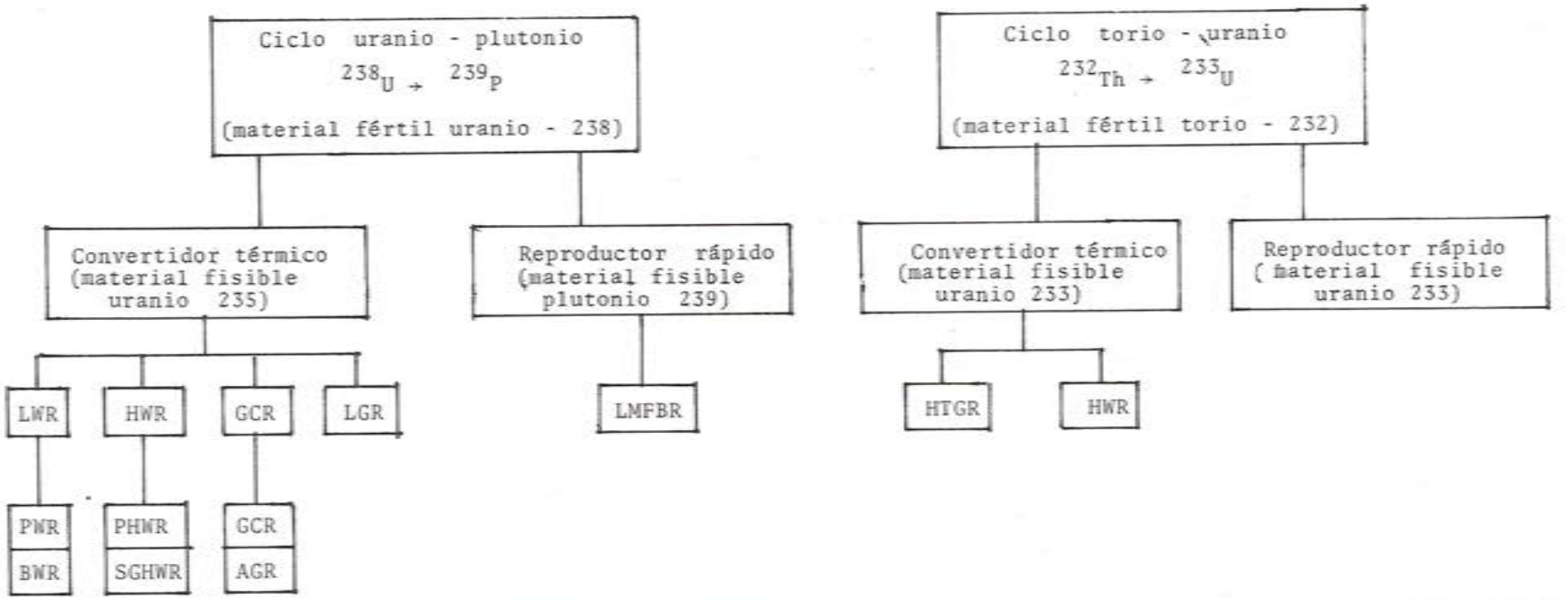
La evolución de los reactores nucleares refrigerados por gas implicó un aumento de la presión del gas y del tamaño de la vasija metálica. Como consecuencia se agravaron algunos problemas existentes y aparecieron otros; fragilidad debida al espesor de la estructura, dificultades de soldadura y aumento del costo. Pronto se llegó a un equilibrio económico entre las vasijas metálicas y las de hormigón pretensado. La posibilidad de liberar gradualmente la presión en las vasijas pretensadas en caso de accidente, la utilización de múltiples elementos de acero –los tendones– virtualmente independientes de sus vecinos, que evitan la fulminante propagación de una fisura en una gruesa pared metálica, y otro tipo de ventajas, hicieron atractivas las vasijas pretensadas frente a las metálicas.

Las primeras vasijas pretensadas se construyeron en Francia. En 1960, la de Marcoule y en 1967 la EDF3 en Chinon. Los ingleses construyeron su primera vasija pretensada en 1968, en Oldbury, introduciendo la idea de integrar todo el circuito primario en la vasija. Esta disposición "integrada" se ha adoptado en el proyecto de los demás reactores refrigerados por gas. A esta primera generación de reactores, que trabajan con presiones de unos 30 kg/cm^2 y temperaturas inferiores a 400°C, pertenecen los de Wylfa (1971) en Inglaterra, en el que merece destacar que la vasija es esférica interiormente y los de St. Laurent des Eaux 1, 2 (1969, 1971) y Bugey 1 (1972) en Francia.

La segunda generación de reactores refrigerados por gas (AGR) se ha desarrollado en Gran Bretaña (2° plan nuclear) aumentando la densidad de potencia del núcleo con el empleo de uranio ligeramente enriquecido y aumentando la presión (45 kg/cm^2) y la temperatura (hasta 675 °C) del refrigerante. Las centrales de Hunterston B y Hinkley B, con vasijas cilíndricas pretensadas helicoidalmente, han entrado, recientemente, en funcionamiento. Posteriormente lo hará la de Dungeness B, posiblemente en 1978. Para 1979 se espera que

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025



Significado de las siglas:

LWR Light Water Reactor
PWR Pressurized Water Reactor
BWR Boiling Water Reactor

HWR Heavy Water Reactor
PHWR Pressurized Heavy Water Reactor
SGHWR Steam Generating Heavy Water Reactor (HWLWR)

GCR Gas Cooled Reactor
AGR Advanced Gas Cooled Reactor
LGR Light-Water Graphite Reactor
LMFBR Liquid Metal Fast Breeder Reactor

HTGR High Temperature Gas Reactor

Fig. 1 Sistemas nucleares de generación de vapor.

denominarse convertidor y si es igual o superior a la unidad, reproductor. En la actualidad los reactores nucleares son convertidores termicos y los programas futuros se proyectan con reproductores rápidos, lo que permitirá aprovechar al máximo las reservas de uranio y de torio.

El hormigón pretensado se ha utilizado, principalmente, en dos tipos de sistemas nucleares; los reactores refrigerados por gas (GCR) y los refrigerados por agua ligera (LWR):

El desarrollo de los reactores refrigerados por gas y moderados por grafito está teniendo lugar en las tres etapas siguientes: a) Reactores de uranio natural (GCR, primer programa comercial inglés y francés), b) Reactores avanzados de gas (AGR, segundo programa comercial inglés), c) Reactores de alta temperatura (HTGR, en etapa de desarrollo). Las tres subfamilias se diferencian por un aumento de la temperatura del refrigerante (CO_2, He) y por el empleo de uranio natural, ligeramente enriquecido (alrededor de un 2 por 100) o muy enriquecido. En todos ellos el núcleo del reactor está contenido en una *vasija* de hormigón pretensado que ejerce una función estructural y protectora.

Los reactores refrigerados y moderados por agua ligera (LWR) representan actualmente el mayor esfuerzo industrial a escala comercial para la generación de electricidad de origen nuclear. En estos reactores la energía de fisión se emplea en aumentar la entalpía del agua de refrigeración, sin que ésta cambie de fase –familia de los reactores de agua a presión o PWR– o permitiendo la producción del vapor –familia de reactores de agua hirviendo o BWR–. El combustible es uranio enriquecido (2 a 6 por 100). La presión en el sistema de refrigeración es alta, siendo menor la del vapor producido. El núcleo está contenido en un recipiente metálico y todo el sistema está dentro de un *edificio de contención*, que puede ser de hormigón pretensado, cuyo fin es evitar la contaminación radiológica del medio ambiente si sobreviniera un fallo del sistema refrigerante del reactor.

Vasijas de hormigón pretensado

La evolución de los reactores nucleares refrigerados por gas implicó un aumento de la presión del gas y del tamaño de la vasija metálica. Como consecuencia se agravaron algunos problemas existentes y aparecieron otros; fragilidad debida al espesor de la estructura, dificultades de soldadura y aumento del costo. Pronto se llegó a un equilibrio económico entre las vasijas metálicas y las de hormigón pretensado. La posibilidad de liberar gradualmente la presión en las vasijas pretensadas en caso de accidente, la utilización de múltiples elementos de acero –los tendones– virtualmente independientes de sus vecinos, que evitan la fulminante propagación de una fisura en una gruesa pared metálica, y otro tipo de ventajas, hicieron atractivas las vasijas pretensadas frente a las metálicas.

Las primeras vasijas pretensadas se construyeron en Francia. En 1960, la de Marcoule y en 1967 la EDF3 en Chinon. Los ingleses construyeron su primera vasija pretensada en 1968, en Oldbury, introduciendo la idea de integrar todo el circuito primario en la vasija. Esta disposición "integrada" se ha adoptado en el proyecto de los demás reactores refrigerados por gas. A esta primera generación de reactores, que trabajan con presiones de unos 30 kg/cm^2 y temperaturas inferiores a 400°C, pertenecen los de Wylfa (1971) en Inglaterra, en el que merece destacar que la vasija es esférica interiormente y los de St. Laurent des Eaux 1, 2 (1969, 1971) y Bugey 1 (1972) en Francia.

La segunda generación de reactores refrigerados por gas (AGR) se ha desarrollado en Gran Bretaña (2° plan nuclear) aumentando la densidad de potencia del núcleo con el empleo de uranio ligeramente enriquecido y aumentando la presión (45 kg/cm^2) y la temperatura (hasta 675 °C) del refrigerante. Las centrales de Hunterston B y Hinkley B, con vasijas cilíndricas pretensadas helicoidalmente, han entrado, recientemente, en funcionamiento. Posteriormente lo hará la de Dungeness B, posiblemente en 1978. Para 1979 se espera que

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

estén funcionando las de Hartlepool y Heysham, en las que la vasija pretensada se ha proyectado con cavidades para albergar las calderas. (Figura 2). Estas oquedades complican extraordinariamente el cálculo del recipiente, al romper la simetría axial y obligan a un cálculo tridimensional.

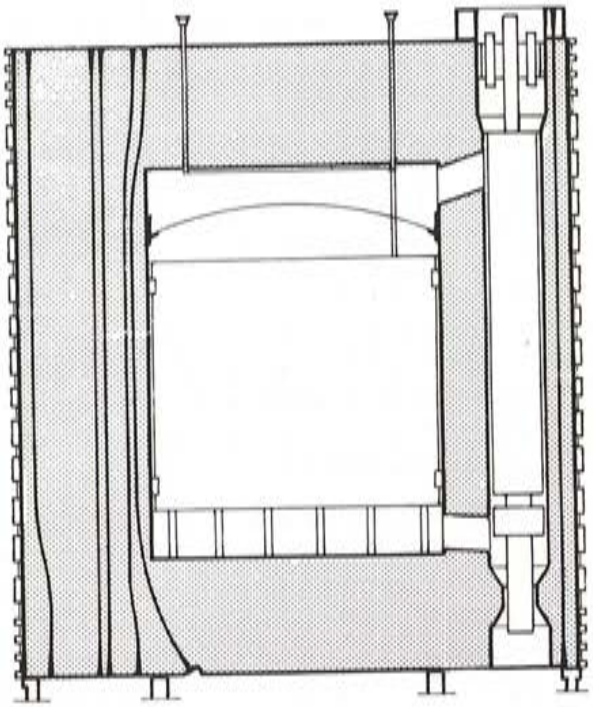


Fig. 2 Sección esquemática de la vasija pretensada de los reactores de Hartlepool y Heysham.

En la tercera generación, (HTGR) se aumentará la temperatura del gas, que no será inferior a 750 °C. Ello exigirá el empleo de un gas inerte (helio, en vez de CO_2) y la supresión de vainas metálicas en el combustible nuclear. El desarrollo del concepto HTGR empezó en el seno de una cooperación internacional (proyecto Dragon, 1965) y después como un desarrollo industrial en USA (Planta de Fort St. Vrain, 1976) y en Alemania Federal (central THTR, Schmehausen, en construcción). Siguiendo las técnicas desarrolladas para los GCR, el núcleo y generadores de vapor están contenidos en una vasija de hormigón pretensado según el concepto de reactor integrado. El HTGR presenta, en teoría, ventajas técnicas y económicas, pero su desarrollo futuro depende de la creación de una industria auxiliar para el combustible y de la construcción de prototipos de más de 1000 MWe. Por el momento, los franceses se han decidido por los reactores refrigerados con agua y los ingleses por los de agua pesada del tipo SGHWR, ninguno de los cuáles utiliza vasijas de hormigón pretensado.

En España, la central nuclear de Vandellós (1972) pertenece a la primera generación de reactores GCR (uranio natural-grafito-gas), con una potencia eléctrica de 480 MW y es análoga a la de St. Laurent des Eaux 2.

Las características de las vasijas pretensadas inglesas pueden consultarse, entre otras, en las siguientes referencias (HOUGTON A. y DARTON A.J. 1967, TAYLOR R.S. 1967, WARNER P.C. 1967, LOCKETT G. y KINKEAD 1967, BURROW R. 1974 y HANNAH I. W. 1975). Los detalles de las francesas pueden verse en los trabajos que se citan y en las referencias de los mismos (MEROT J. 1964, COURBON J., LAMIRAL G. 1964, MARY M. et al 1966, LAMIRAL G. et al 1967) y las alemanas en los siguientes artículos (BREMER F. 1974 y GOFFIN H. 1974).

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Edificios de contención

La finalidad del edificio de contención es, en primer lugar, impedir que los productos de fisión pasen al medio ambiente en caso de un accidente en el circuito primario de refrigeración (LOCA) y servir de protección contra la radiación en condiciones normales de funcionamiento. En algunos casos la misión del edificio de contención también es la de proteger contra determinadas acciones externas: sabotajes, impacto de aviones, tornados, etc.

Actualmente, todos los reactores se proyectan con edificio de contención, aunque anteriormente los reactores refrigerados por gas (GCR, AGR o HTR) no lo estaban. Incluso los reactores rápidos (FBR), en los que el sistema primario no está a presión, también se proyectan con edificio de contención. Los primeros edificios de contención eran de acero. Posteriormente, entraron en competencia los de hormigón armado y pretensado. Actualmente, la estructura más común es la de hormigón pretensado.

Los edificios de contención suelen clasificarse con arreglo a las barreras que encierran el sistema nuclear; edificios de una sola barrera, son los más usuales para PWR, donde la estructura destinada a soportar la presión interior también sirve como edificio exterior del reactor. En los edificios con dos o más barreras la estructura destinada a contener la presión está rodeada exteriormente por otro edificio y las posibles fugas a través del primero pueden controlarse, eliminándolas o introduciéndolas de nuevo en el primero.

Una central nuclear suele instalarse, en general, en tres edificios: el edificio de contención que aloja, por lo menos, a la vasija nuclear y al circuito primario, el edificio del combustible que contiene la piscina de combustible irradiado con su sistema de refrigeración correspondiente y el edificio auxiliar para el resto de los sistemas. El edificio de contención de las primeras centrales (con potencias inferiores a 500 MWe) solía ser esférico, de acero y rodeado de una envolvente de hormigón armado. Para las centrales del segundo período (potencias de 500 a 1.200 MWe), se adopta preferentemente el cilindro de acero o de hormigón armado o pretensado. Los construídos en hormigón exigen una camisa de acero como pared interior para asegurar la estanquidad.

Vamos a continuación a pasar revista a los distintos tipos de edificios de contención de hormigón pretensado que se han construido, clasificándolos de acuerdo con el tipo de reactor.

a) Reactores de agua a presión (PWR)

Los reactores refrigerados y moderados por agua constan, básicamente, de un núcleo (donde los elementos combustibles generan calor), un sistema de refrigeración del reactor o circuito primario (donde se transfiere el calor producido en el núcleo al generador de vapor) y un sistema de conversión de potencia o circuito secundario. La vasija nuclear es metálica, debido a las presiones y temperaturas que debe soportar. En este tipo de reactores el hormigón pretensado se utiliza solamente para el edificio de contención.

Resulta instructivo seguir el desarrollo de los edificios de contención en Estados Unidos, país con una larga tradición en reactores refrigerados por agua, ya que en Francia y en Gran Bretaña empezaron con reactores refrigerados por gas. Análogamente a los reactores GCR, llegó un momento en que los edificios de contención de hormigón pretensado podían competir económicamente y en comportamiento con los metálicos. (WAHL H.W y KOSIBA R. 1969). En 1966 se iniciaron tres proyectos con edificios pretensados (Palisades, Point Beach 1 y 2 y Turkey Point 3 y 4) que darían lugar a la primera generación de edificios de contención. Esta primera etapa está caracterizada por estructuras cilíndricas con un anillo de refuerzo entre el cilindro y la cúpula, pretensadas circularmente con tendones anclados cada 120°, que obligan a seis contrafuertes longitudinales porque las armaduras se solapan. El pretensado de la cúpula se hizo con tres familias de tendones. En total se utilizaron, para este

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

tipo de editicios, 867 tendones de 500 T. de capacidad, de los cuáles 522 eran circunferenciales, 180 verticales y 165 en la cúpula. La segunda generación empezó a proyectarse en 1968 con el reactor de Rancho Seco (que entró en funcionamiento en 1975), posteriormente se construyeron otros cuatro y otros siete están en distintas etapas de construcción (cuatro de ellos en España). El edificio sigue siendo cilíndrico con un anillo de refuerzo en la unión con la cúpula (ver figura 3). La experiencia adquirida con los anteriores aconsejó ir a tendones circunferenciales que abarcaran 240°, para lo cuál bastaban tres contrafuertes. Aunque el aumento de rozamiento requirió incrementar la cantidad de acero, el número de tendones pudo reducirse casi a la mitad. El pretensado de la cúpula también se hizo con tres familias de tendones pero colocados en tres capas en vez de cinco, como anteriormente. El aumento de la capacidad de los tendones (unas 1000 T), de la longitud y la disminución de los contrafuertes permitió una drástica reducción en el número de tendones y, por consiguiente, de anclajes y mano de obra. En total se utilizaron 335, de los cuáles 160 eran circunferenciales, 90 verticales y 85 en la cúpula. La tercera generación se inicia con el reactor de Trojan (que entró en funcionamiento en 1976). El edificio sigue siendo cilíndrico pero desaparece el anillo de refuerzo. La eliminación de esta pesada viga circular situada a unos 50 m. de altura es beneficiosa en las zonas sísmicas. Se continuó con tendones que abarcan 240°. El pretensado de la cúpula se hizo mediante dos familias de tendones. La capacidad de los tendones se mantuvo en unas 1000 T y la longitud se aumentó hasta 163 m, con lo cuál cada uno pesaba unas 8 toneladas. En esta tercera etapa se redujo algo más el número de tendones, pasando a 220, repartidos entre 150 circunferenciales y 70 verticales pasando por la cúpula. En la figura 3 se representa un resumen esquemático de las tres generaciones. El desarrollo de estos edificios en otros países ha sido similar y puede seguirse a través de las referencias indicadas al final de este apartado. Por lo dicho, se deduce fácilmente que la evolución de los edificios de contención postensados ha ido muy ligada al desarrollo y a la experiencia adquirida con los sistemas de postesado. Respecto al futuro, parece ser que la funcionalidad de la forma cilíndrica con cúpula hemisférica es difícil de mejorar, quizás se reduzcan a dos los contrafuertes utilizando tendones que abarquen toda la circunferencia, ello parece posible y realizable, pero la decisión para su utilización dependerá de una consideración global del proyecto.

En España están en avanzado estado de construcción cuatro centrales nucleares tipo PWR, cuyos edificios de contención pertenecen a la segunda generación americana. Se trata de las centrales de Lemoniz 1 y 2 (en Vizcaya) y de las de Ascó 1 y 2 (en Tarragona), todas ellas de unos 900 MWe y cuya terminación se prevé en los años 1978 y 1979. Las centrales de Vandellós 2 y Sayago, del tipo PWR, tendrán un edificio de contención de las características de la tercera generación, similar al de Trojan. La situación actual y el desarrollo futuro de la industria nuclear española está descrito en una serie de artículos publicados a comienzos de este año en la revista Nuclear Engineering International (ORTEGA J., et al 1977). La problemática de la construcción de las centrales nucleares españolas se ha resumido en el artículo de A. FERNANDEZ et al (1976).

b) Reactores de agua en ebullición (BWR).

Son reactores refrigerados y moderados por agua ligera. El vapor se produce directamente en el núcleo de reactor y se envía directamente a la turbina. El diseño de la contención, ha evolucionado a partir de la solución pozo seco - toro (Mark I), a la forma cónica (Mark II) para terminar en la estructura híbrida (Mark III). (Para más detalles ver A. SAIZ de BUSTAMANTE 1976). Solamente el sistema Mark II tiene un sistema de contención construído en hormigón.

En España se están construyendo varias centrales BWR, del tipo Mark II, con proyecto de la General Electric. En Suecia el grupo ASEA - ATOM tiene 5 unidades operando, dos en construcción y otras 2 previstas. Otras dos se construyeron en Finlandia. En todas, el siste-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

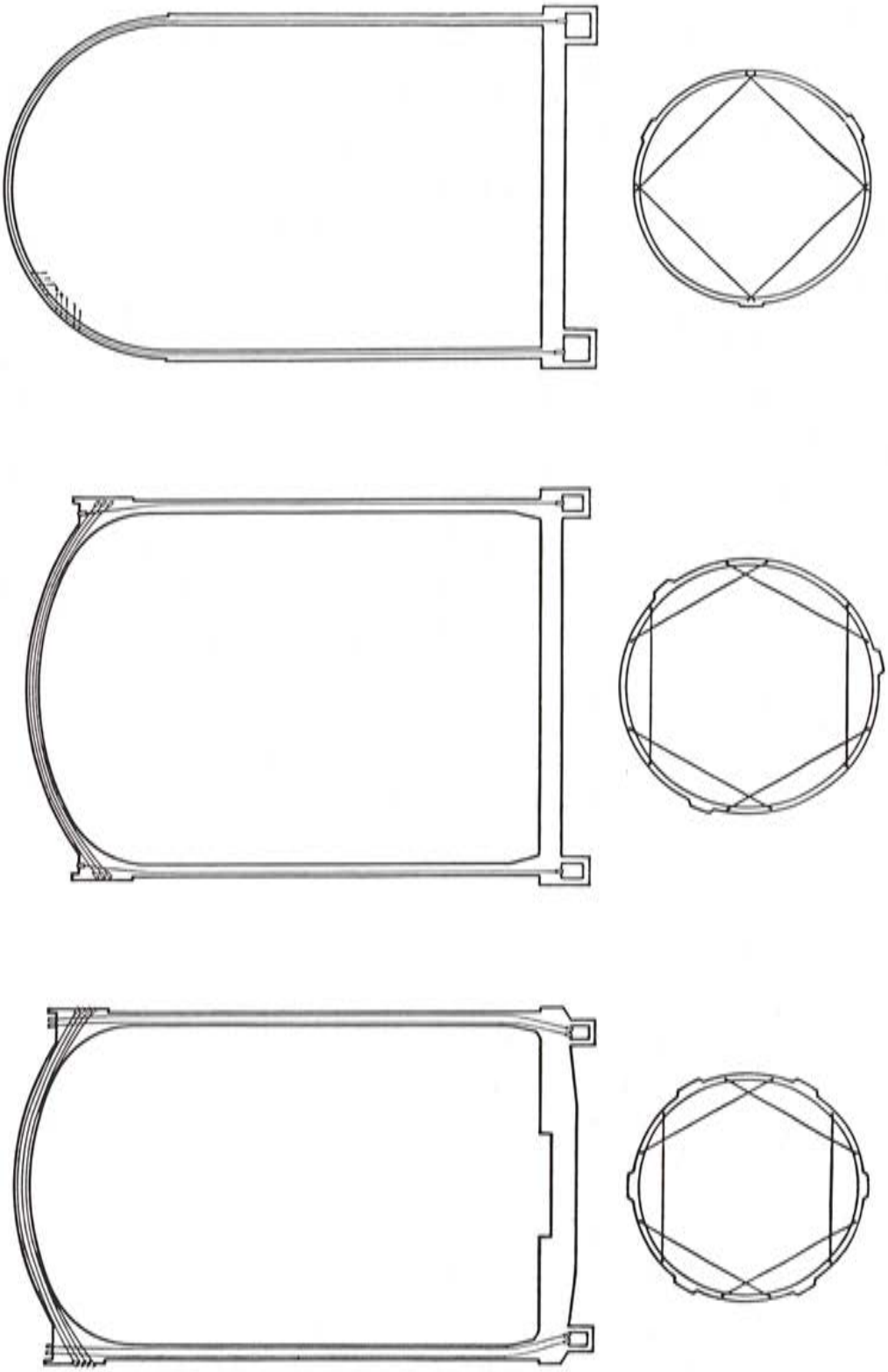


Fig. 3 Evolución de los edificios de contención en Estados Unidos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

ma de contención es de hormigón pretensado y la cúpula sigue siendo de acero. En Alemania el reactor KWU, también del tipo BWR, empezó con una estructura para la contención de acero pero ha evolucionado y se está construyendo en Gundremmingen una central de 1244 MWe con una estructura cilíndrica de hormigón pretensado.

c) Reactores de otro tipo.

Los edificios de contención de los reactores de agua pesada suelen proyectarse de hormigón armado. Se han construído varios en Canadá, India, Pakistán y Corea del Sur. Una excepción constituye el de Gentilly, en Canadá (refrigerado por agua ligera y moderado con agua pesada) con un edificio de contención pretensado de una sola barrera.

Si sigue adelante el programa inglés con los reactores del tipo SGHWR, es posible que se construyan edificios de contención pretensados. El proyecto actual se basa en un edificio armado de 2 metros de espesor.

En resumen, la mayoría de los edificios de contención pretensados son para reactores del tipo PWR y a ellos nos referiremos en lo que sigue. Las características de los edificios de contención americanos pueden consultarse, entre otras, en las siguientes referencias (PERRY N. H.L. y BURDETTE, E.G., 1974; STEVENSON, J.D., 1975; REUTER, H.R. y WHITCRAFT, J.S., 1975; HALLIGAN, D.W., 1976). Los edificios franceses pueden verse en los siguientes trabajos y en las referencias citadas en ellos. (BORDET R. y COSTAZ J., 1974; COSTAZ J. y MOREAU P., 1975). Los edificios de contención escandinavos y alemanes están reseñados en los siguientes artículos y en sus referencias (ERIKSON, K. 1974; SCHNELLENBACH, G., 1975). El grupo de trabajo, de la FIP, sobre vasijas y edificios de contención está preparando un informe. La primera versión se presentó en Madrid durante la reunión anual (FIP, 1976).

ACCIONES SOBRE LAS ARMADURAS ACTIVAS: HIPOTESIS Y AUSCULTACION

Las armaduras activas de las vasijas y de los edificios de contención están sometidas a acciones distintas por ser estructuras con distinta funcionalidad y, curiosamente, los requisitos para ambas armaduras suelen ser los mismos. Esta situación, a primera vista, es sorprendente pero un análisis más detallado nos muestra, en primer lugar, que en este tipo de estructuras las acciones del proyecto no son las de funcionamiento, sino las que se producen en caso de accidente y desde este punto de vista las estructuras son mucho más parecidas. En segundo lugar, todavía influye el desconocimiento que se tenía, hace unos diez años, sobre el comportamiento de estas estructuras y en estos casos, es tendencia generalizada exigir del material características muy superiores a las que serían realmente necesarias.

Veamos a continuación las posibles acciones sobre las armaduras activas en los dos tipos de estructuras.

Acciones sobre los tendones de las vasijas

Las acciones sobre los tendones están especificadas en las normas americanas y británicas (ACI Standard 359-74, Section III, División 2, British Standard 4975: 73). Entre los artículos presentados en la conferencia sobre vasijas pretensadas, celebrada en Londres en 1967, pueden consultarse los primeros intentos de sistematizar la forma de trabajo de las armaduras activas (BARRETT N.T. y DAVIDSON I., COMMON D.K. y HANNAH, ANTHONY R.D., LEWIS D. J. et al, ENGLAND G.L. y CAMPBELL D. et al). La evolución de estos requisitos y las tendencias para el futuro pueden contemplarse, con una perspectiva

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

más reciente, en los artículos –y en las referencias incluídas en ellos– presentados en la conferencia de York, en 1975. (HANNAH I.W., COSTES D., BREMER F., MACKEN T. et al, HORNER R.M.W. y HODZIC A., JUNGMANN A. et al, MORGAN P. y BRADBURY J.). El grupo de trabajo de la FIP para vasijas y depósitos pretensados está preparando unas recomendaciones para el proyecto y construcción de las vasijas (BURROW R. e IRVING J., 1976).

Una forma de clasificar las solicitaciones que pueden actuar sobre las armaduras activas en las vasijas, puede ser la secuencia de acciones a tener en cuenta durante el cálculo. Según las normas ACI S. 359 y BS 4975, distinguiremos las siguientes etapas:

a) Construcción; Durante este período los tendones están expuestos a la corrosión debida a la humedad, que se puede acelerar en presencia de un medio agresivo (atmósfera agresiva, gases industriales, etc). La corrosión por picaduras puede mermar sus propiedades mecánicas. Los materiales que se utilizarán para fabricar los tendones deberán protegerse durante el transporte mediante grasas adecuadas o envases especiales y almacenarse en un ambiente no corrosivo. También deben tomarse las precauciones necesarias para impedir la entrada de líquidos o de resíduos nocivos en las vainas, por los motivos indicados. Otra acción a la que van a estar sometidos los tendones durante esta etapa es a la fuerte tensión inicial durante el tesado. En este tipo de estructuras se admiten tensiones iniciales altas, porque las cargas que pueden actuar sobre estas estructuras están bien determinadas y no están basadas en consideraciones estadísticas (BREMER F. 1975) y porque las propiedades de los materiales están más controladas que en una obra convencional. Los alemanes han conseguido tesar al 80 por 100 de la carga de rotura, cuando la norma DIN 4227 no permite sobrepasar el 65 por 100. La norma inglesa también permite llegar al 80 por 100 de la carga de rotura garantizada durante el tesado, con tal de que una vez transferida la carga la tensión se mantenga por debajo del 75 por 100. Estas tensiones iniciales obligan a un mínimo de ductilidad de los tendones que permitan absorber los roces y las mellas en anclajes y sistemas de sujeción y asegurar un buen comportamiento durante el tesado.

b) Durante el funcionamiento: Una característica específica de estas estructuras es la temperatura de servicio. Según la norma americana, la temperatura de trabajo de los tendones será inferior a 65°C, pudiéndose aceptar localmente temperaturas superiores si los efectos sobre las propiedades del tendón, como la relajación –por ejemplo–, se tienen en cuenta en el proyecto. La presión del gas es la segunda acción importante sobre la estructura. Las armaduras activas deberán soportar, además de las cargas estáticas debidas a la presión, las cargas dinámicas ocasionadas por los cambios de presión y temperatura del reactor durante su funcionamiento, paradas y arranques, que se estiman en unos 50 ciclos a lo largo de 30 años (COWAN A., NICHOLS R.W., 1967). Durante la vida del reactor los tendones estarán sometidos a irradiación. Apenas hay información de los efectos de la irradiación sobre los tendones, pero se supone que los posibles daños no serán mayores que los producidos en el acero suave, como el utilizado para asegurar la estanquidad en la camisa de chapa (liner), estimándose que a lo largo de la vida del reactor soportará un flujo de neutrones de 10^{17} neutrones/cm^2 (con energías superiores a 1 MeV) sin cambios apreciables en sus propiedades mecánicas. Otra solicitación a la que pueden estar sometidas algunas armaduras es a una carga brusca producida por el impacto de un elemento del reactor en caso de avería o roturas. El conjunto tendón-anclaje deberá tener la suficiente tenacidad para absorber este esfuerzo brusco.

c) Durante las situaciones de emergencia la temperatura puede alcanzar, según la norma americana, 150° C por un determinado tiempo. En este período las pérdidas de tensión por relajación serían muy importantes. El incremento de presión, en una situación anormal, junto con la posible rotura de la camisa metálica aumentaría la tensión de trabajo del tendón por lo que se recomienda, en la norma británica, que el conjunto tendón-anclaje debe poder

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

resistir el 95 por 100 de la carga máxima garantizada para el tendón. Para estas situaciones de emergencia los tendones circunferenciales no deben trabajar a más del 95 por 100 de la carga máxima garantizada. En la norma americana la limitación es el menor de los dos valores siguientes; el límite elástico o el 80 por 100 de la carga de rotura. Todo ello exige unos anclajes muy perfeccionados y un mínimo de ductilidad para los tendones. Dependiendo del emplazamiento del reactor, deberá tenerse en cuenta la posibilidad de un seismo. Además de las sobrecargas que originaría, se estima que el conjunto tendón-anclaje debe tener un buen comportamiento dinámico y para ello suelen estipularse ensayos de fatiga. Las normas británicas no son muy explícitas a este respecto porque las islas no están en una zona sísmica, pero debe tenerse en cuenta esta posible acción cuando se utilicen dichas normas fuera de ellas.

d) Finalmente, la estructura antes de entrar en funcionamiento debe resistir una prueba de presión, en la que pueden detectarse posibles defectos durante la construcción y tesado de las armaduras. En muchas vasijas se exige que los tendones se puedan inspeccionar durante la vida del reactor, ello obliga a introducir modificaciones en los anclajes tradicionales para poder destesar y retesar sin dañar los tendones. Más adelante comentaremos las ventajas e inconvenientes de estos sistemas.

La experiencia se encargará de dar a este cúmulo de acciones su verdadera importancia. Las inspecciones periódicas, desde hace más de diez años en algunos reactores, indican que las precauciones que se tomaron para la corrosión y la relajación estaban indicadas, como veremos seguidamente. Datos sobre el comportamiento de las vasijas de Oldbury (1967) y Wylfa (1971) pueden consultarse en los artículos de BROWN V. y BLAND A. (1975) y J. IRVING et al (1975) y en las numerosas referencias indicadas en ellos. Un resumen de la información recogida durante las inspecciones de las vasijas francesas, donde los tendones son adherentes, aparece en el artículo de BEAUJOINT N. y GUERY A. (1975). Las primeras indicaciones de corrosión anormal en los materiales para pretensar se descubrieron no durante una inspección de un reactor sino durante la construcción de las vasijas de la planta nuclear de Dungeness B. Los tendones estuvieron durante un año en las vainas sin tesar y protegidos con una grasa especial. En las vainas entró agua y al inspeccionarlos, antes de tesar, gran parte de ellos tenían picaduras importantes debidas a la corrosión. Esta situación motivó una investigación por parte del gobierno y algunos resultados, en forma de recomendaciones para la protección de los tendones, aparecen en la norma británica BS 4975. Cada año se sacan tres cables de cada vasija, en Oldbury y Wylfa, para inspeccionar. En los laboratorios se examinan muestras de los cordones, no habiéndose encontrado por ahora picaduras importantes. Sólo un 10 por 100 de las picaduras tenían profundidades comprendidas entre 0,1 mm. y 0,2 mm. Las temperaturas se han registrado con termopares, embebidos en el hormigón. Exceptuando algunas zonas especiales, las temperaturas se han mantenido por debajo de los límites superiores del proyecto. Por ejemplo: en Oldbury se pensó que el hormigón cerca de la camisa de chapa estaría a 48 °C y disminuiría hasta 25 °C en la cara exterior de la vasija, los resultados han sido 32,5 °C en la parte más caliente y 28,5 en el exterior (media de los valores entre 1970 y 1974). La relajación de los tendones se ha mantenido dentro de los límites previstos. En todas las vasijas se han utilizado cordones estabilizados de baja relajación, excepto en la primera, Oldbury, en la que se emplearon tanto cordones estabilizados como simplemente envejecidos. La relajación de estos últimos fue mayor, como era de esperar, pero se mantiene dentro de los límites previstos como puede observarse en la figura 4, tomada de IRVING J., et al.

Acciones sobre los tendones de los edificios de contención

La norma americana (ACI Standard 359, III. 2. cc) especifica las acciones que pueden actuar sobre estas estructuras. Uno de los primeros intentos de sistematizar los criterios de proyecto nació en el seno de un grupo de trabajo de la Bechtel Corporation, en 1965, (KUL-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

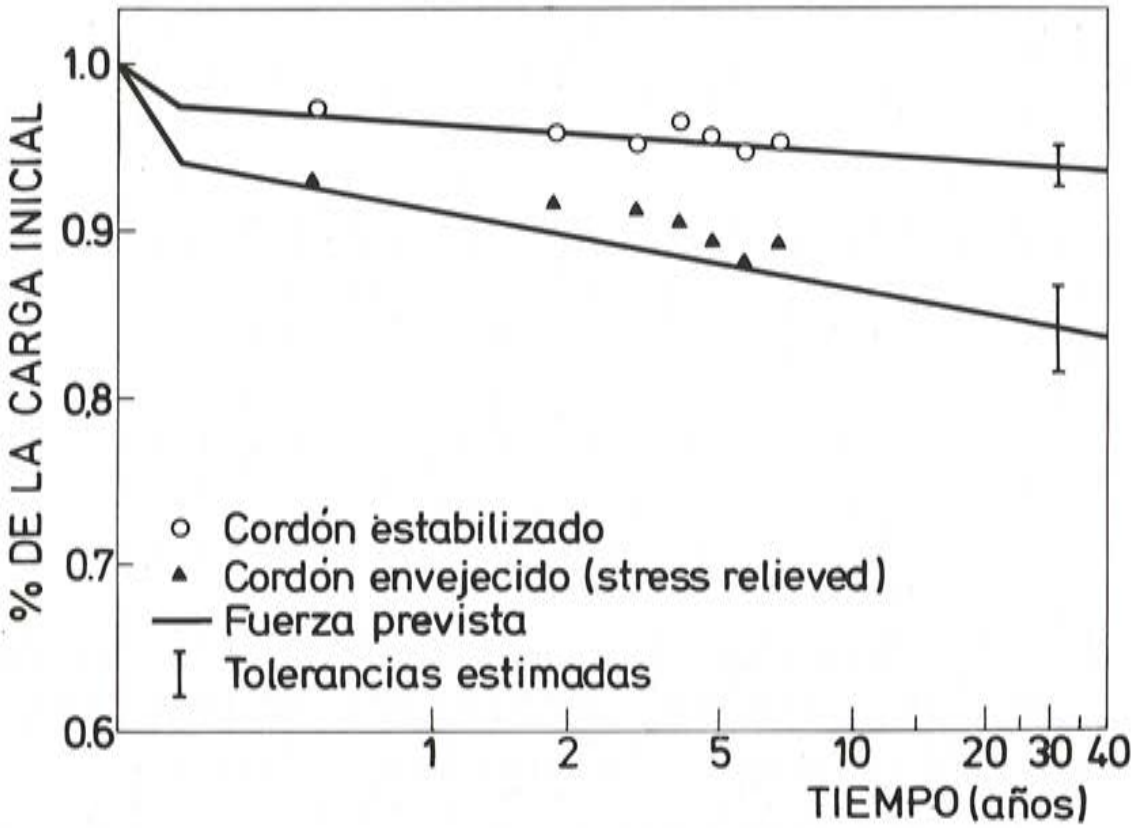


Fig. 4 Relajación de los tendones en la vasija de Oldbury. Valores medidos y estimados.

KA F. y WAHL H.W. 1967, WAHL H.W. y KOSIBA R.J. 1969). Un resumen actualizado de estos trabajos es el artículo presentado por los ingenieros de la Bechtel durante el Congreso de York. (REUTER H., WHITCRAFT J.S. 1975) y el artículo de D.W. HALLIGAN (1976). En otros países la evolución del concepto de edificio de contención ha sido similar. (Artículos presentados en el séptimo congreso de la FIP, Nueva York, 1974). Las acciones tenidas en cuenta en el edificio de contención de la Central Nuclear de Ascó están descritas en el artículo de Alberto Vives, durante la VIII Asamblea de la ATEP. (VIVES A., 1975).

Las acciones que pueden actuar sobre los tendones, las agruparemos con los mismos criterios utilizados para vasijas pretensadas:

a) Acciones durante la construcción. Son análogas a las citadas para las vasijas; posible corrosión de las armaduras, por transporte o almacenamiento inadecuados o en las vainas antes del tesado, si la protección no es eficaz. También existen riesgos de rotura durante el tesado si los sistemas de tesado, o los anclajes, dañan los tendones y éstos no son suficientemente dúctiles, debido a las fuertes tensiones iniciales, 80 por 100 de la carga máxima garantizada.

b) Acciones durante el funcionamiento. Efectos térmicos; la probabilidad de que la temperatura en la pared interior del hormigón llegue a 65°C durante el funcionamiento normal, o por períodos largos, es muy pequeña según puede deducirse de los comentarios hechos en la primera parte sobre la funcionalidad de este edificio. No obstante, suele tomarse como temperatura de trabajo del tendón la correspondiente entre aquella cifra y la máxima temperatura previsible en el exterior.

Variaciones de presión; Se supone que la presión puede fluctuar alrededor de la de proyecto, debido a accidentes en el refrigerante y durante los períodos de arranque y parada del

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

reactor. Las variaciones de temperatura y presión producirán una solicitación cíclica lenta. A falta de una información más precisa se suelen exigir al sistema tendón-anclaje unos ensayos de fatiga lenta para confirmar la capacidad del sistema para resistir estas acciones.

Impacto: En caso de rotura, el hormigón puede verse sometido al impacto de una pieza del sistema o a un chorro de vapor. En tal caso, los tendones deben ser capaces de absorber la energía producida.

c) Acciones durante situaciones de emergencia. Las normas americanas preven que por un corto espacio de tiempo y localmente, la pared interior del hormigón puede llegar a 140 °C. Si esta situación dura lo suficiente para que la temperatura del tendón aumente, las pérdidas por relajación pueden ser importantes.

Los tendones deberán poder soportar, también, la acción dinámica de un seísmo, que dependerá de la situación y de las condiciones de la cimentación. Además de introducir estos efectos dinámicos en el cálculo, se pide un ensayo de fatiga rápido para conocer el comportamiento del sistema tendón-anclaje. (AEC 1963, HENNING F. et al., 1975).

También será capaz de soportar el mayor viento huracanado posible en la zona, el impacto de un avión en vuelo rasante y la acción de un sabotaje con explosivos convencionales. Todo ello requiere una gran tenacidad a la fractura del sistema tendón-anclaje para absorber la energía que le corresponde durante el impacto y cuyo cálculo es difícil (FUZIER J., et al, 1975, BARTLEY R. y DAVIES I. 1975. Finalmente, para aquellos edificios con tendones no adherentes suele pedirse un ensayo del anclaje a bajas temperaturas (15 °C por debajo de la mínima), exigiéndole que resista, como mínimo, el 70 por 100 de la carga máxima garantizada.

d) El edificio de contención, antes de entrar en funcionamiento, debe resistir satisfactoriamente una prueba de presión del 115 por 100 de la presión del proyecto que sirve para comprobar el cálculo y la calidad de la construcción. En aquellos edificios con tendones no adherentes, con posibilidad de inspección, los anclajes deben permitir destesar y retesar sin dañar los tendones. En las figuras 5 y 6 se muestran las secciones de dos anclajes comerciales con capacidad para tendones de 1000 toneladas.

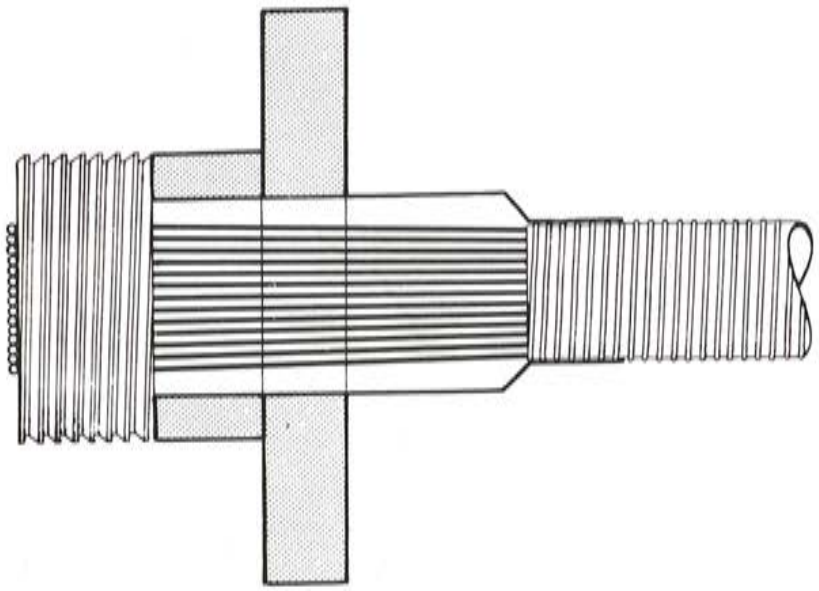


Fig. 5 Sección de un anclaje BBR de 163 ϕ 7, con carga de rotura de 1066 toneladas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Como comentamos para las vasijas, la experiencia se encargará de dar a todas las acciones enumeradas su verdadera importancia. Terminamos esta parte comentando los resultados de la inspección de cinco edificios de contención en Estados Unidos (ROTZ J.V., 1975). Las revisiones se hacen al año, a los tres años y después cada cinco años. Cada edificio está proyectado con nueve tendones por exceso. En cada revisión se seleccionan tres tendones verticales, tres circunferenciales y tres de la cúpula (uno de cada familia, en estos edificios que pertenecen a la primera generación).

En la inspección se revisa la grasa de la inyección y el estado de los anclajes, se mide la tensión del tendón y el alargamiento al 80 por 100 de la carga máxima garantizada, se destesa y se comprueba la continuidad de los alambres y cordones, de cada tendón se extrae un alambre que se examina en el laboratorio (estado superficial, síntomas de corrosión y propiedades mecánicas) y finalmente se retesan los tendones a la carga que tenían, una vez hechas las correcciones por haber quitado un alambre. Los valores de la tensión, medidos al cabo de 1 año y de 3 años, se indican en la figura 7, junto con los valores previstos en el cálculo. Al cabo de 1 año se inspeccionaron 69 tendones. El valor medio de las tensiones medidas superó en 1,65 por 100 al estimado. Al cabo de 3 años ya se han inspeccionado 35 tendones que exceden en un 0,84 por 100 a la media prevista. Estos resultados indican que los valores estimados eran correctos y que las estructuras se comportan como era de esperar. De los 7.600 alambres en los que se investigó la continuidad, sólo se hallaron 7 rotos. Parece ser que todos ellos ya estaban rotos cuando el edificio estaba terminado, resultado que indicaría que deben extremarse las precauciones durante la construcción y que durante la vida

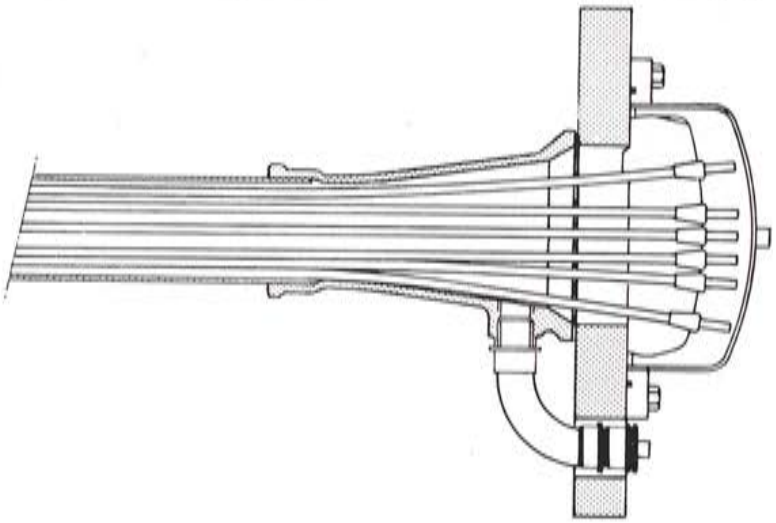


Fig. 6 Sección de los anclajes Freyssinet de 940 toneladas.

de la estructura no son de temer circunstancias especialmente agresivas. De las 15.200 cabezas recalcadas, 143 resultaron defectuosas, lo que representa un 0,94 por 100 de fallos que está dentro del nivel de aceptación (2 por 100). De los 86 alambres separados para su examen, sólo 3 tenían picaduras importantes (reducción de la sección del orden del 1 por 100), estimándose que este ataque se había producido durante la construcción. Los ensayos mecánicos no detectaron cambios en las propiedades iniciales (límite elástico, carga de rotura, alargamiento y estricción). En resumen, el análisis de estos resultados indica que los tendones están en buenas condiciones, con la tensión esperada y no han sufrido daños y que distintas estructuras se comportan de modo análogo. Es decir, las previsiones del proyecto eran correctas y las medidas adoptadas oportunas, por lo menos en cuanto a las propiedades medidas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

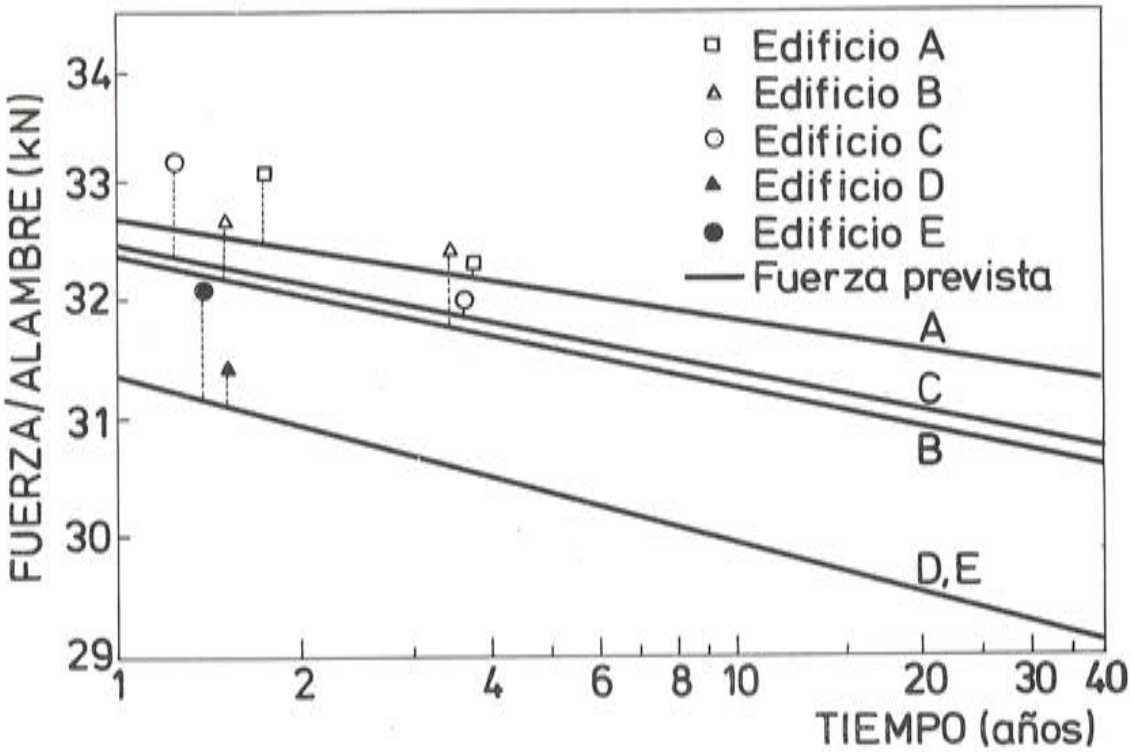


Fig. 7 Relajación de los tendones en cinco edificios de contención. Valores medidos y estimados.

ACEROS: PROPIEDADES, ENSAYOS Y CONTROL

La situación actual, referente a las propiedades que deben exigirse a los tendones para usos en centrales nucleares, es confusa. A ello contribuyen los distintos criterios de los países, pudiendo dar la circunstancia de que un mismo tendón que se está usando satisfactoriamente en un país sea rechazado en otro. Probablemente, del seno de la subcomisión de la FIP para centrales nucleares saldrán unas recomendaciones internacionales que contribuirán a ordenar los distintos requisitos.

Las propiedades que se exijan al acero y a los tendones deben ser una consecuencia lógica de las acciones que pueden actuar sobre ellos. El capítulo anterior se ha dedicado a considerar dichas acciones, tanto en reactores como en edificios de contención, y en la figura 8 se resumen las correspondencias entre acciones y propiedades. Por las características de las acciones comentadas anteriormente, no es de extrañar que los requisitos para los aceros sean los mismos en los dos tipos de estructuras. Unicamente, la mayor temperatura y el posible efecto de la radiación son más acusados en las vasijas y el efecto de las bajas temperaturas sólo tiene sentido para los edificios de contención. Todas las propiedades reseñadas en dicha figura pueden agruparse en los cinco aspectos que seguidamente se comentan. Resistencia mecánica. Relajación a temperaturas altas. Ductilidad y tenacidad. Resistencia a la fatiga y Resistencia a la corrosión.

Otro aspecto, muy debatido, relacionado con las armaduras activas, son las ventajas e inconvenientes de que los tendones sean adherentes o no. Parece indicado, antes de continuar, resumir algunas opiniones a este respecto. Cuando se construyeron las primeras estructuras pretensadas, en una época en la que el conocimiento de los materiales era deficiente (fluencia y retracción del hormigón bajo fuertes cargas y a temperaturas altas, efectos de la radiación sobre el hormigón y el acero), estaba justificado utilizar tendones no adherentes para inspeccionar la evolución de la estructura y poder retesar o cambiar los tendones en caso de emergencia. Posteriormente, se ha comprobado que los efectos de la irradiación no

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Acciones durante la construcción	RESISTENCIA A LA CORROSION
CORROSION	DUCTILIDAD
TENSIONES ALTAS (TESADO)	
Acciones durante el funcionamiento	FATIGA LENTA
CARGAS ALTERNADAS	TENACIDAD
IMPACTOS	RELAJACION
TEMPERATURAS ALTAS (en vasijas)	DUCTILIDAD
TEMPERATURAS BAJAS (en e. contención)	RESISTENCIA A LA IRRADIACION
IRRADIACION (en vasijas)	
Acciones durante una emergencia	FATIGA RAPIDA
CARGAS ALTERNADAS	TENACIDAD
IMPACTOS	DUCTILIDAD
EXCESO DE PRESION	RELAJACION
TEMPERATURAS ALTAS	

Fig. 8 Relaciones entre las acciones que pueden actuar sobre las estructuras y las propiedades de los tendones.

son importantes, que la relajación del acero se comporta como se había previsto y ya se conocen datos sobre la fluencia del hormigón a temperaturas moderadas y bajo solicitaciones triaxiales. Todo ello, unido a que la corrosión de las armaduras no adheridas parece que puede evitarse mediante productos especiales, hace que la decisión de utilizar tendones adherentes, o no, sea de tipo económico, por tratarse de un problema técnicamente secundario.

Entre las consideraciones que suelen hacerse en favor de los tendones adherentes, están: a) una mejor distribución de la fisuración en caso de una fuerte sobrecarga; b) una mayor eficiencia estructural del sistema tendón-anclaje; c) eliminar el peligro del deslizamiento; d) mejor protección frente a la corrosión; e) ventajas económicas al suprimir las inspecciones periódicas; f) simplificación en el proyecto al eliminar la accesibilidad a los anclajes.

Entre las consideraciones en contra pueden citarse: a) posibilidad de conocer las tensiones a lo largo de la vida de la estructura, b) posibilidad de retesar e incluso modificar las tensiones iniciales, c) posibilidad de sustituir los tendones por otros (incluso mejores, si ha evolucionado el material) en caso de que hubieran perdido eficacia. El comportamiento frente a efectos sísmicos es discutible. Una discusión detallada sobre estas consideraciones puede verse en las comunicaciones de los congresos citados en la bibliografía y, en particular, en las discusiones del grupo B de la conferencia de Londres.

Resistencia mecánica

El acero para la fabricación de las armaduras no posee características especiales que le distingan del utilizado en otras obras pretensadas. La resistencia mecánica en los aceros trefilados se consigue combinando la aleación con carbono y el endurecimiento por deforma-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

ción. Con ellos se fabrican tendones de alambres o de cordones (RASPALL M., 1973). En algunos casos se han utilizado barras que deben su resistencia mecánica exclusivamente a la aleación. Por ello, su comportamiento es mejor a altas temperaturas, si bien es cierto que a las temperaturas de trabajo –incluso en las vasijas de los reactores– los aceros trefilados apenas ven mermada su resistencia.

Con el fin de que se reproduzca lo mejor posible la realidad en los ensayos, conviene efectuarlos sobre tendones completos y, a ser posible, con un anclaje original en un extremo y tesado con un gato similar al que se utilizará en obra. Debe medirse el módulo de elasticidad, los alargamientos bajo distintas tensiones y la carga de rotura. Todavía no hay un acuerdo unánime sobre la definición de la rotura de un tendón porque la rotura de un alambre, o de un alambre dentro de un cordón, no impide que el cordón sea capaz de mantener la carga, o de soportar algo más. La norma inglesa BS 4975: 73 admite que pueda considerarse como carga de rotura la carga más alta que sea capaz de soportar el sistema tendón-anclaje antes de la rotura del n-simo alambre. El valor de n debe acordarse entre el suministrador y el constructor pero no debe exceder del 3 por 100 del número de alambres que forman el tendón. Algunas normas americanas se conforman con que se alcance, durante el ensayo, la carga específicada, admitiendo la rotura hasta el 2 por 100 de los alambres. Generalmente, se exige un alargamiento uniforme mínimo. Los valores de este alargamiento se han ido rebajando desde el 3 por 100, en las especificaciones inglesas y americanas de los años 60, hasta un 1,5 por 100 en la BS 4975:73. La eficiencia del anclaje es otro dato a consignar, aunque todavía hay confusión sobre si debe referirse a la carga garantizada o a la real de los tendones. Un alto grado de eficiencia en el anclaje no basta. Por ejemplo, en GCR es necesario que el tendón pueda acomodar las deformaciones de la vasija hasta el punto en que el hormigón esté suficientemente fisurado para permitir que el gas escape y disminuya la presión. En los ensayos en modelo reducido para el reactor de Wylfa se alcanzaron deformaciones en los tendones del 0,8 por 100. A partir de estos ensayos y de otros similares se estima que la deformación de los tendones deberá ser, cuando menos, del 1,5 por 100.

Una indicación sobre el grado de control, en estos ensayos, de los tendones puede consultarse en las recomendaciones ASME/ACI III. 2. CB 2420 y CC2420.

Relajación a temperaturas altas

Al anclar las armaduras activas se produce una pérdida gradual de la tensión con el tiempo. A este fenómeno se le llama relajación y es debido a la deformación viscoplástica del material. Este proceso está térmicamente activado y es de esperar que las pérdidas de tensión sean elevadas si los tendones llegan a trabajar a las temperaturas previstas en las situaciones de emergencia señaladas anteriormente. La información que se posee sobre relajación de alambres, o de cordones, es, en general, a 20 °C. Se han hecho varios intentos para inferir el comportamiento a distintas temperaturas a partir de ensayos a temperatura ambiente (BATE s.c. et al. 1964; CAHILL T. y BRANCH G.D., 1967; HAVE L. y HALLEUX B. 1970; ERDELYI A. 1974, entre otros) y todos ellos dan estimaciones a corto plazo con errores parecidos a la dispersión de los resultados, es decir, alrededor del 10 por 100. Ultimamente, se ha propuesto un modelo teórico para predecir el comportamiento viscoplástico del acero, hasta temperaturas de 80 °C y tensiones iniciales del 80 por 100 de la carga de rotura (SANCHEZ - GALVEZ V., ELICES M., ASTIZ M.A., 1976 a) que da resultados en buen acuerdo con la experiencia, figura 9. También se ha utilizado con exito este modelo para un proceso anisotérmico en el que se han tenido en cuenta las deformaciones del hormigón (SANCHEZ GALVEZ V. y ELICES M., 1977) y es de suponer que pueda aplicarse a las estructuras que

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

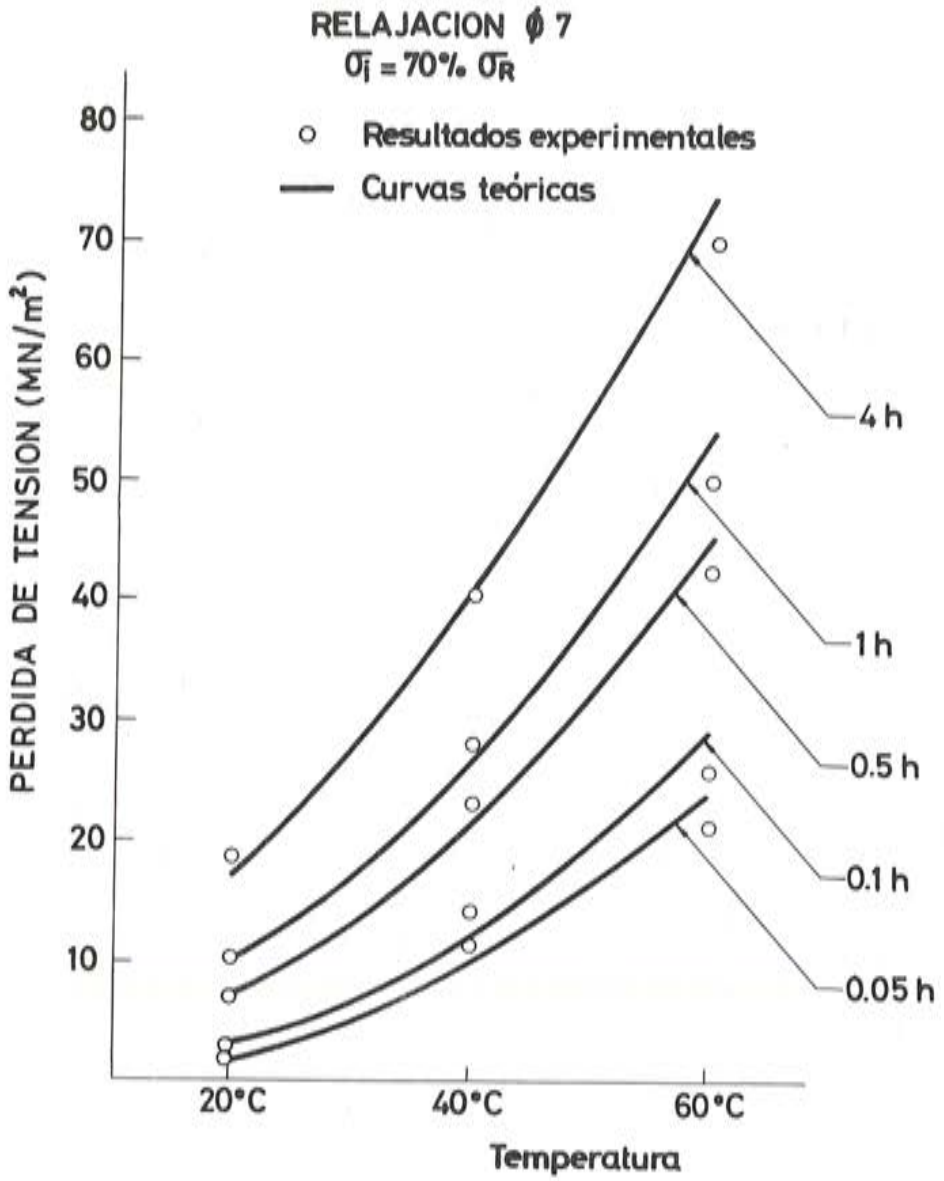


Fig. 9 Perdidas de tensión por relajación a distintas temperaturas. Resultados experimentales y curvas teóricas.

estamos considerando, siempre que se puedan estimar la fluencia y la retracción del hormigón. Los resultados obtenidos de las inspecciones periódicas (SEGOT M., 1964; BROWN V. y BLANDA, 1975; IRVING J. et al, 1975 y ROTZ J.V., 1975) indican que las estimaciones de la relajación, hasta la fecha, son correctas y del lado de la seguridad. Ver figuras 4 y 7. Experimentos realizados por S. BATE (1964) y A. COWAN y R.W. NICHOLS (1967) sobre la influencia de la irradiación sobre la relajación, han demostrado que para tensiones iniciales del 70 por 100 de la carga de rotura, no existen diferencias apreciables.

El ensayo de relajación isoterma a 20 °C está normalizado. También pueden hacerse ensayos acelerados, si se toman las debidas precauciones (SANCHEZ - GALVEZ V., ELICES M., ASTIZ, M.A., 1976 b). Es deseable que se realicen ensayos a las temperaturas a las que se supone van a trabajar los tendones y con las tensiones iniciales de proyecto, aún cuando estos resultados puedan inferirse de los ensayos tradicionales. En la norma BS 4975:73 (5. 3. 2. 3) se dan indicaciones sobre el número y ejecución de los ensayos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Ductilidad y Tenacidad

Este apartado es un cajón de sastre donde se incluyen las propiedades relacionadas con el concepto impreciso de la ductilidad y con la tenacidad de fractura que han ido apareciendo al enumerar las posibles acciones sobre las armaduras activas.

a) Sensibilidad a las entallas. Es una propiedad relacionada con la ductilidad y mide la capacidad de un alambre para soportar, bajo tensión, pequeños defectos superficiales. Los materiales poco sensibles a las entallas son capaces de bloquear plásticamente la propagación de una fisura iniciada en el fondo de la entalla y tendrán un mejor comportamiento durante el tesado, si se producen daños en los anclajes o en presencia de picaduras por corrosión. Este ensayo, que generalmente no suele pedirse, consiste en comparar las resistencias entre una probeta entallada y otra sin entallar de igual sección resistente.

b) Resistencia al impacto. Ya se ha comentado la posibilidad de un impacto por rotura de algún componente interior o por el choque de un avión o un sabotaje. La gran variedad de solicitaciones hacen muy difícil normalizar este ensayo que, además, debería realizarse sobre el sistema tendón anclaje. Algunos constructores han hecho ensayos de impacto sobre anclajes y sus tendones, durante el ensayo de tracción, golpeándolos por varios procedimientos. Las normas ASME/ACI definen una ductilidad como la relación entre la deformación en rotura y la deformación correspondiente al límite elástico y recomiendan que los límites de ductilidad para el impacto de proyecto no excedan de los dos tercios de la ductilidad en rotura.

c) Fragilidad debida a la irradiación. Cuando los materiales se exponen a la radiación gamma o a un flujo de partículas, neutrones en nuestro caso, se producen defectos puntuales que anclan las dislocaciones reduciendo la capacidad de deformación plástica y, por consiguiente, la ductilidad. Estos efectos eran de temer en los tendones de las vasijas, más expuestos a la irradiación. La norma inglesa BS 4975:73 indica que es improbable que la irradiación produzca en los tendones mayores daños que en el acero suave y que con una dosis de 10^{17} neutrones/cm^2 (11 MeV), estimada a lo largo de la vida del reactor, no han de tener alteraciones en sus propiedades mecánicas. Estudios realizados por S.C. BATE, R.H. CORSON y A.T. JEFFS (1964), A. COWAN y R.W. NICHOLS (1967) y J.F. HILDEBRAND (1970), confirman esta opinión. En estos ensayos se tesaron alambres entallados y se sometieron a dosis de radiación gamma de 4,2 x 10^9 rads. y flujos de neutrones de hasta 10^{19} n/cm^2 (1 MeV) y después se ensayaron a tracción, no habiéndose observado diferencias apreciables en las curvas tensión - deformación.

d) Fragilidad debida a las bajas temperaturas. Este ensayo, de origen norteamericano, es específico para los edificios de contención y tiene por finalidad comprobar que los anclajes no se vuelven frágiles a bajas temperaturas. Este requisito puede satisfacerse utilizando aceros con una temperatura de transición conocida (NDTT) o ensayando los anclajes con tensión y a bajas temperaturas. En muchos casos se pide que los ensayos se realicen a 17 °C por debajo de la temperatura mínima de servicio. Para algunas centrales canadienses ha significado ensayar a -45 °C; para la central de Ascó el ensayo se hizo a -23 °C. Este ensayo no debería pedirse cuando los tendones son adherentes, ya que en este caso la fragilidad de un anclaje no tiene mayores consecuencias, al quedar anclado el tendón por adherencia.

Resistencia a la fatiga

La resistencia a la fatiga de las armaduras activas se exige para asegurar un buen comportamiento frente a las cargas alternadas (presiones y temperatura) durante el funcionamiento del reactor y a un posible seísmo. Para medir esta propiedad los requisitos america-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

nos y europeos son diferentes y dan la impresión de que han trasladado, sin más, las especificaciones para puentes al campo de los reactores nucleares.

El ensayo de fatiga lenta, recomendado en la norma ASME/ACI, exige que el tendón soporte 50 ciclos, sin romperse, entre el 40 por 100 y el 80 por 100 de la carga máxima garantizada. Este ensayo tiene la ventaja de que puede realizarse a velocidades lentas, un ciclo cada dos minutos o más, en la misma bancada donde se efectúa el ensayo de tracción. No es un ensayo severo y, a juicio de algunos expertos, es poco representativo, aunque se pretende reproducir la forma de "respirar" la estructura durante el funcionamiento. En la central nuclear de Ascó se ha hecho, además, un ensayo dinámico solicitado por Electricité de France, consistente en 10 ciclos a carga lenta, 3,6 min. por ciclo entre el 5 por 100 y el 75 por 100 de la carga máxima garantizada.

El ensayo de fatiga rápido, según la norma ASME/ACI, requiere 500.000 ciclos sin rotura, entre el 60 por 100 y el 66 por 100 de la carga máxima garantizada, sin especificar la frecuencia. Otras veces se requiere, además, un ensayo rápido de 500 ciclos entre el 70 por 100 y el 75 por 100 de la carga máxima garantizada, o 300 ciclos entre el 60 por 100 y el 70 por 100 de la carga máxima garantizada a 10 Hz. Estos últimos ensayos pueden estar relacionados con el comportamiento de la estructura frente a un terremoto o al impacto de un avión.

Las normas británicas BS 4975:73, no se definen respecto al ensayo dinámico pero la BS 4447 sugiere 2.000.000 de ciclos entre el 60 por 100 y el 65 por 100 de la carga máxima garantizada a una frecuencia inferior a 10 Hz, permitiendo una pérdida de sección, al final, no superior al 5 por 100 de la sección inicial. Las recomendaciones de la FIP especifican 2.000.000 de ciclos, a una frecuencia no superior a 8 Hz, con una carga media del 65 por 100 de la máxima garantizada y una amplitud de 80 N/mm^2.

La realización de estos ensayos es complicada por la potencia requerida si se quieren ensayar los tendones completos. Cuando se hacen ensayos a escala reducida, o con tendones con menos elementos, la dificultad aparece en el momento de su interpretación. La experiencia indica que la mayoría de las roturas se producen en los anclajes y dentro de ellos en los elementos que están más desviados; por ello en caso de reducir elementos en un ensayo, deben reducirse los centrales.

Resistencia a la corrosión

De forma convencional se acostumbra a distinguir tres tipos de corrosión en las armaduras; corrosión generalizada, corrosión en forma de picaduras y corrosión fisurante bajo tensión. Las dos últimas son particularmente peligrosas porque pueden pasar inadvertidas y producir roturas frágiles.

El ataque en forma de picaduras puede ser debido a una aireación diferencial localizada (en un defecto o en una fisura de la capa protectora), también a la presencia de corrientes eléctricas (producidas, por ejemplo, en las operaciones de soldadura), e incluso por acción bacteriana (ciertas bacterias anaeróbicas pueden estimular la reación catódica utilizando el hidrógeno liberado en estas áreas durante su metabolismo). Los dos últimos tipos de corrosión por picadura pueden producirse debajo de la capa protectora. Corrosión de los dos primeros tipos se ha producido en tendones de reactores nucleares y hay referencias que lo documentan (BLACKIE, A.D., 1971; HANDCOCK M.G., 1971; HILDEBRAND J.F., 1975; FOUNTAIN M.J. et al, 1975; KAJFASZ S. y ZIELINKSKI J.L., 1976). Durante la construcción de las vasijas de la estación Dungeness B se detectó, por primera vez en reactores nucleares, una importante corrosión por picaduras en los tendones antes del tesado. Una minuciosa investigación sobre la fabricación de los tendones, protección y operaciones du-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

rante la instalación indicaron que la causa principal fue la presencia de corriente contínua (producida durante las operaciones de soldadura) en un ambiente húmedo. La presencia de sales (cloruros, principalmente) procedentes de la atmósfera y de sulfonatos procedentes de la grasa, aceleraron el proceso (BLACKIE A.D., 1971; HANDCOCK M.G., 1971). En la estación de Wylfa también se detectó corrosión en forma de picaduras, similar a la descrita durante la inspección de los tendones en 1971 (FOUNTAIN, M.J. et al 1975). Algunas picaduras alcanzaron los 0,3 mm. de profundidad y se encontraron cloruros en su interior. Parece ser que el proceso fue debido a la acción combinada de sales (cloruros, principalmente) procedentes de la atmósfera marina y de un alto grado de humedad relativa. En estas condiciones (humedad mayor del 70 por 100), las sales pueden atravesar la grasa protectora y al alcanzar una concentración determinada el inhibidor deja de ser eficaz, iniciándose la picadura. Estas experiencias inglesas han servido para redactar unas recomendaciones recogidas en la BS 4975:73.

El otro tipo de corrosión mencionado, la corrosión fisurante bajo tensión, es un proceso, todavía mal conocido, donde pueden participar la disolución fisurante anódica y la fragilización por hidrógeno. No se han dado a conocer, hasta la fecha, roturas en tendones de edificios nucleares producidas por corrosión bajo tensión. No obstante, la BS 4975:73 contempla esta posibilidad y recomienda que se hagan ensayos de corrosión bajo tensión y que no se utilicen aceros templados y revenidos cuya susceptibilidad es bien conocida. (ELICES M., 1972; ELICES M. y CLIMENT J., 1974). La posibilidad de que las grasas protectoras, bajo los efectos de la irradiación, liberen radicales perjudiciales, especialmente hidrógeno –que podría fragilizar al acero– se ha tenido en cuenta en varias investigaciones (HILDEBRAND J.F., 1970 y 1975). Alambres entallados y protegidos por distintas grasas se han sometido a fuertes dosis de neutrones ($> 10^{17}$ n/cm^2 $>$ 1MeV) y de radiación gamma (4,2 x 10^9 rads) y no se ha detectado fragilización por hidrógeno. Estos ensayos han servido, también, para orientar en la elección de los recubrimientos protectores.

Para impedir la corrosión de los tendones es esencial mantenerlos en un ambiente no corrosivo y, además, utilizar revestimientos protectores. Se recomienda tomar las siguientes precauciones:

a) Extremar las precauciones durante el transporte (con una protección adecuada), almacenamiento (además de la protección, procurar que la humedad relativa sea lo menor posible) e instalación (que las vainas estén limpias, sin agua y protegerlos hasta el tesado e inyección).

b) Evitar las corrientes eléctricas. Si es posible, planificar las operaciones de soldadura antes de introducir los tendones en las vainas. Cuando no sea posible, canalizar la corriente a través de zonas más conductoras y utilizar corriente alterna cuando se pueda.

c) Antes de aplicar los recubrimientos protectores, limpiar cuidadosamente la superficie de los tendones. Las grasas deberán cumplir una serie de especificaciones, como las indicadas en las normas ASME/ACI o BS 4975. En particular, cuanto menos higroscópicas mejor, no deben emulsionarse, deben evitarse los sulfonatos como inhibidores, las cantidades de cloruros, sulfuros y nitratos solubles en agua no excederán de 10 ppm y deben permanecer estables durante la vida estimada de la obra.

d) Cuando haya riesgos de corrosión bajo tensión, conviene seleccionar el material mediante ensayos de susceptibilidad a la corrosión bajo tensión. (ELICES M. y CLIMENT J., 1973), o mejor en el ambiente específico que se sospeche que puede ser agresivo.

e) Planificar y desarrollar un programa de inspección y mantenimiento durante la vida del reactor (ver, por ejemplo, ROTZ J.V., 1975).

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan su agradecimiento a D. Amalio Sáiz de Bustamante y D. Javier Goicolea Zala (Profesores de la Universidad Politécnica de Madrid), a D. Manuel Raspall Martín (SAE BBR), a D. José María Noval Pou (Freyssinet, S.A.) y a los miembros de la comisión de aceros de la FIP, Mr. A.E. Andrew, Mr. J.T.C. Harvey, Mr. F. Kubick y Mr. K. W. Longbotton, por las valiosas conversaciones e información suministrada.

REFERENCIAS

ACI Standard 359.74 - *Section III Rules for Construction of Nuclear Power Plant components. División 2 Code for Concrete Reactor Vessels and Containments.* - ACI - ASME.

AEC (Atomic Energy Commission U. S.A.). - *Nuclear Reactors and Earthquakes.* TID. 7024 Division of Technical Information 1963.

Andrew A.E. - (1976) - *Prestressed concrete pressure vessels for nuclear reactors.* - CCL. Technical Notes.

Anthony R.D. (1967) - *Development of statuory requirements for reactor vessels.*- Conference on PCPV. London. Paper B. 6.

Barrett N.T. y Davidson I. (1967) - *Design philosophy and safety.* - Conference on PCPV. London. Paper B.6.

Bartley R. y Davies I. (1975) - *Aircraft impact design for SGHWR Containment.* - International Conference. York. Paper C 128/75.

Bate S.C.C. et al (1964) - *Prestressing Nuclear Pressure Vessels.* - Engineering vol. 197. (492 - 495).

Beaujoint N. y Guery A. (1975).- *Experience in operation and inspection of PCPV belonging to Electricité de France.* - International Conference. York - Paper C 170/75.

Blackie A.D. (1971). - *Corrosion of prestressing tendons.* - Civil Engineering and Public Works Review. (53 - 55). January 1971.

Bordet R., Costaz J.L.,(1974). - *The use of concrete and prestressed concrete in nuclear containment vessels.*- 7° Congreso FIP. Nueva York 1974.

Bremer F. (1974) - *Prestressed concrete pressure vessels for nuclear reactors* - 7° Congreso FIP. Nueva York 1974.

Bremer F., (1975) - *Design and Construction of the PCPV for the THTR nuclear power station in West Germany.* - Interntional Conference. York. Paper C156/75.

Brown V. y Bland A., (1975) - *The operator's view of the first seven years service of the PCPV at Oldbury-on-Severn power station.* - International Conference. York. Paper C 168/75.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

BS 4975:73 - *Specification for prestressed concrete pressure vessels for nuclear reactors.* BSI.

Burrow R., (1974) - *Prestressed concrete pressure vessels, recent work and future prospects in the U.K.* - 7° Congreso FIP. Nueva York 1974.

Burrow R.E.D., Irving J., (1976) - *Notes on Design and Construction of PCRV.* - (2nd Draft. Pueden obtenerse copias de este borrador en la secretaría de la FIP).

Cahill T., Branch G.D., (1967) - *Long-term relaxation behaviour of stabilized prestressing wires and strands.* - Conference on PCPV. London 1967. Paper D. 19.

Campbell-Allen D. et al (1976) - *Pressure Vessels for a high temperature gas-cooled reactor.* - Conference on PCPV. London. Paper G. 45.

Common D.K. y Hannah I.W., (1967) - *Specification of concrete vessels for gas-cooled reactors.* - Conference on PCPV. London. Paper B. 7.

Costaz J.L. y Moreau P. (1975) - *Review of French containment vessels.* International conference. York 1975. Paper C 123/75.

Costes D., (1975) - *Stress Criteria for nuclear vessel concrete.* - International Conference. York. Paper C138/75.

Courbon J., Lamiral G. (1964) - *Vasijas de hormigón pretensado.* - Energie Nucl. *6* (285-346).

Cowan A., Nichols, R.W., (1967) - *Effect of irradiation on steels used in pressure vessels.* - Conference on PCPV. London. Paper D. 20.

Eadie D. McD, (1967) - *The behaviour of the Oldbury 1 RPV during prestressing and proof pressure test.* - Nuclear Eng. vol. 5 (295 - 310).

Elices M., (1972) - *Damage of prestressed concrete pipes.* - 1 st Symposium on Stress Corrosion Cracking. FIP. Arhem.

Elices M. y Climent J., (1973) - *Un ensayo con agua destilada para determinar la susceptibilidad de los aceros a la corrosión fisurante bajo tensión.* - Materiales de Construcción. Ultimos avances *150 - 151* (203 - 206).

Elices M. y Climent J., (1974) - *Stress corrosion failures of prestressed concrete pipes.* - 2nd Symposium on Stress Corrosion Cracking. FIP. Arhem.

England G.L. (1976) - *Long-term thermal stresses in PCPV.* - Conference on PCPV. London. Paper F34.

Erdélyi A. et al, (1974) - *Effect of steam curing temperature on the extrapolability of Tendon Relaxation.* - FIP Congress. New York 1974.

Fernández A. et al, (1976) - *Análisis de la construcción de Centrales Nucleares.* - Energía (69 - 80). Marzo-Abril 1976.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Schnellenbach G. (1975) - *Proposed design criteria por containments in Germany* - International Conference. York 1975. Paper C. 183/75.

Segot M. (1964) - *Relaxation des cables des caissons des reacteurs nucleaires G2 et G3.* - Annales de ITBTP. N° 203 (1270-1272).

Stevenson J.D. (1975) - *Overview of concrete containment design practice in the U.S.A.* - International Conference. York 1975. Paper C. 122/75.

Taylor R.S. (1967) - *The Wylfa Vessels.* - Conference on PCPV. London 1967. Paper A.2

Vives A. (1975) - *La problemática del postensado en los edificios de contención de las Centrales Nucleares.* - Hormigón y Acero *119-120* (389-409).

Wahl H.W. y Kosiba R.J. (1969) - *Design and construction aspects of large prestressed concrete (PWR) Containment Structures.* - ACI Journal, (400-412) Mayo 1969.

Warner P.C. (1967) - *The Dungeness B vessels.* - Conference on PCPV. London 1967. Paper A. 3.

Los comentarios a este artículo deberán enviarse a la Secretaría de la A.T.E.P. antes del día 31 del próximo mes de agosto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

Dentro de nuestra Asociación existe una categoría, la de **"Miembro Protector"**, a la que pueden acogerse, previo pago de la cuota especial al efecto establecida, todos los Miembros que voluntariamente lo soliciten. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos en esta categoría de **"Miembro Protector"** los que a continuación se indican, citados por orden alfabético.

AGRUPACION DE FABRICANTES DE CEMENTO DE ESPAÑA.—Velázquez, 23. Madrid-1.
AGUSTI, S.A.—Carretera de Barcelona, 36. Gerona.
ALVI, S.A. (PREFABRICADOS ALBAJAR).—General Yagüe, 8. Madrid-20.
ARPING, ESTUDIO TECNICO.—Avenida del Generalísimo, 51, derecha. Madrid-16.
CAMARA, S.A.—Paseo de San Vicente, 4. Valladolid.
CAMINOS Y PUERTOS, S.A.—J. Lázaro Galdiano, 4. Madrid-16.
CANTERAS Y AGLOMERADOS, S.A. (CIASA-PPB).—Pintor Fortuny, 3. Barcelona-1.
CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.A.—Grijalba, 9. Madrid-6.
CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE O.P. CENTRO BIBLIOGRAFICO.—Alfonso XII, 3. Madrid-7.
CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S.L.—Consejo de Ciento, 304. Barcelona-7.
COMPAÑIA AUXILIAR DE LA EDIFICACION, S.A.—Monte Esquinza, 30. Madrid-4.
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.—Clara del Rey, 33-1.º. Madrid-2.
ELABORADOS METALICOS, S.A.—Apartado 553. La Coruña.
ENTRECANALES Y TAVORA, S.A.—Juan de Mena, 8. Madrid-14.
ESTRUCTURAS Y GEOTECNIA BAUER, S.A.—Pintor Juan Gris, 5. Madrid-20.
E.T.S. INGENIEROS DE CAMINOS.—Jorge Girona Salgado, 31. Barcelona-17.
EUROPEA DE INYECCIONES, S.A. (EURINSA).—López de Hoyos, 13. Madrid-6.
FOMENTO DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S.A.—Balmes, 36. Barcelona-7.
FORJADOS DOMO.—Hermosilla, 64. Madrid-1.
FREYSSINET, S.A.—General Perón, 20. Madrid-20.
HEREDIA Y MORENO, S.A.—Princesa, 3. Madrid-8.
HIDROELECTRICA DE CATALUÑA, S.A.—Archs, 10. Barcelona-2.
HIFORCEM.—Apartado 41. Sevilla.
HORMIGONES GERONA, S.A.—Gerona.
IBERING, S.A.—Plaza Gala Placidia, 5-7. Barcelona-6.
INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.—Portal de Gamarra, 46. Vitoria.
INGENIERO JEFE DE LA SECCION DE ESTRUCTURAS Y TUNELES.—Ministerio de O.P. Dirección General de Carreteras. Madrid-3.
INTECSA.—Condesa Venadito, 1. Madrid-26.
INTECMAC.—Monte Esquinza, 30. Madrid-4.
JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA.—Zurbano, 41. Madrid-10.
LABORATORIO CENTRAL DE ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION.—Alfonso XII, 3. Madrid-7.
MEDITERRANEA DE PREFABRICADOS, S.A.—Apartado, 34. BENICARLO (Castellón).
NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S.A. Fábrica de Forjas de Buelna. LOS CORRALES DE BUELNA (Santander).
PACADAR, S.A.—Hermosilla, 57. Madrid-1.
PRELOAD SISTEMAS, S.A.—Avenida del Generalísimo, 30. Madrid-16.
PRENSOLAND, S.A.—Calle Industria, s/n. San Martín de Centellas (Barcelona).
PROCEDIMIENTOS BARREDO.—Raimundo Fernández Villaverde, 45. Madrid-3.
S.A.E. BBR.—Rosellón, 229. Barcelona.
S.A. ECHEVARRIA.—Apartado 46. Bilbao-8.
SICOP, S.A.—Princesa, 24. Madrid-8.
SOCIEDAD GENERAL DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S.A.—Velázquez, 150. Madrid-2.
TECNICAS DEL PRETENSADO, S.A. (TECPRESA).—Velázquez, 105. Madrid-6.
TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S.A.—Monturiol, 5. Santa María de Bárbara (Barcelona).
VICENTE PEIRO FAYOS.—Quintana, 26. Madrid-8.

La Asociación Técnica Española del Pretensado se complace en expresar públicamente su agradecimiento a las empresas citadas, por la valiosa ayuda que le prestan, con su especial aportación económica, para el desenvolvimiento de los fines que tiene encomendados.

Son Instituciones Miembros Correspondientes del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento

La Pontificia Universidad Católica de Chile (Santiago de Chile).

La Facultad de Arquitectura de la Universidad del Valle de Calí (Colombia).

El Departamento de Ingeniería de la Universidad Nacional del Sur. Bahía Blanca (República Argentina).

La Facultad de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú (Lima).

La Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela (Caracas).

La Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Córdoba (República Argentina).

La Facultad de Arquitectura y Urbanismo. Universidad de Chile (Santiago de Chile).

El Instituto de la Construcción de Edificios de la Facultad de Arquitectura. Montevideo (Uruguay).

El Instituto Nacional de Tecnología Industrial. Buenos Aires (República Argentina).

La Facultad de Arquitectura de la Universidad Nacional de Colombia (Medellín).

La Universidad Autónoma - Guadalajara, Jalisco (México).

El Departamento Técnico y Laboratorios de Aprovence, Caracas (Venezuela).

El Instituto de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería y Agrimensura de la Universidad de la República del Uruguay (Montevideo).

El Centro Impulsor de la Habitación, A.C., de México.

El Departamento de Investigación de la Dirección General de Tecnología del Ministerio del Bienestar Social de la República Argentina (Buenos Aires).

El Departamento de Obras Civiles de la Universidad de Chile (Santiago de Chile).

El Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. - IMCYC (México).

La Escuela Técnica de Ingenieros de la Comandancia General del Ejército. Quito (Ecuador).

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025