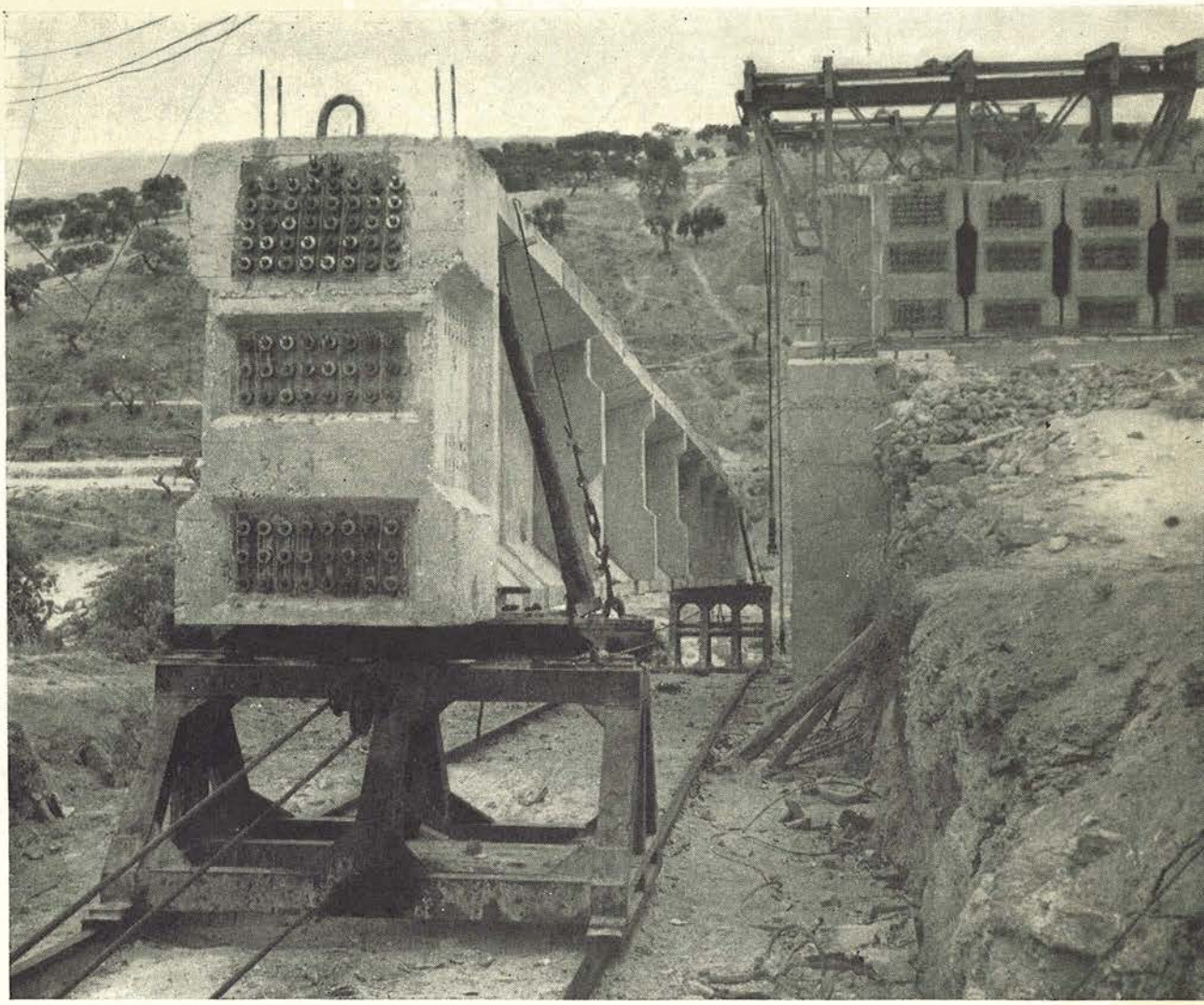
asociación española del hormigón pretensado

i.e.t.c.c.

instituto eduardo torroja
de la construcción y del cemento



últimas noticias técnicas en estructuras de hormigón pretensado

boletín n. 65

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

nota de la asociación española del hormigón pretensado

intercambio de publicaciones

Dentro del programa de intercambio de publicaciones organizado por la F. I. P. entre las diversas Asociaciones Nacionales que la integran, hemos recibido, últimamente, las que a continuación se mencionan, en las cuales aparecen, entre otros, los trabajos que en la presente nota se detallan, relacionados con la técnica del hormigón pretensado.

Para mayor comodidad de nuestros lectores, los títulos de todos los artículos se dan traducidos al español.

nota importante

Ponemos en su conocimiento
que con este número vence la suscripción.

De no haber recibido aviso, estimaremos acepta la prórroga
por igual período de tiempo.

El número 66 se enviará contra reembolso del importe
total de la suscripción.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

a

últimas noticias técnicas en estructuras de hormigón pretensado

boletín de circulación limitada núm. 65

octubre - noviembre - diciembre 1962

i.e.t.c.c.
Instituto Eduardo Torroja
DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO
PATRONATO «JUAN DE LA CIERVA» DE INVESTIGACION TECNICA DEL CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Depósito legal: M. 853-1958

índice

		Págs.
457-0-24	Normas para hormigón pretensado. Sociedad de Ingenieros y Arquitectos. Suiza, 1953	6
591-9-13	Pilotes de compresión y de tracción en hormigón pretensado	14
591-2-20	Puente curvo de pequeño radio en hormigón pretensado, en Caracas, Venezuela	28
457-8-25	Tensiones principales en vigas apoyadas de hormigón pretensado	35
	Noticias	

asociación española del hormigón pretensado

CUOTA ANUAL

	ESPAÑA Pesetas	EXTRANJERO Dólares
Socio adherido individual	150,00	3,55
Socio no adherido individual	300,00	7,00
Socio colectivo (aunque figure como Socio adherido) ...	300,00	15,00

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

nota de la asociación española del hormigón pretensado

Publicaciones enviadas por la «Japan Prestressed Concrete Engineering Association».

Se han recibido varios números de la revista de dicha asociación, en los cuales aparecen, entre otros, los siguientes artículos (todos ellos en japonés):

En el número 1, febrero 1962:

1. «Diez años de actividades del hormigón pretensado», por Mitamura.
2. «Ensayo de modelos de estructura rígida de hormigón pretensado», por Okada y Fukada.
3. «Cálculo de la viga de hormigón pretensado utilizada para el aparcamiento Edobashi», por Kobayashi, Sawai y Yamamoto.
4. «El hormigón pretensado en Europa», por Sugawara.
5. «Proyecto y construcción del puente Obuchi por el método Baur-Leonhardt», por Tsuno y Nakahira.
6. Proyecto del puente de ferrocarril de Kinugawa», por Noguchi, Koike, Kitsuda, Ueno y Ohnishi.

En el número 2, abril 1962:

7. «El hormigón pretensado a la expectativa», por Y. Kondo.
8. «El hormigón pretensado en Europa», por M. Sugawara.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

9. «Tratado teórico de los esfuerzos secundarios en la sección, debidos al pretensado en un puente pretensado de estructura rígida con vigas curvadas horizontalmente», por M. Morimoto.

10. «Casa prefabricada por dovelas de hormigón pretensado», por T. Okamoto.

En el número 3, junio 1962:

11. «Proyecto del puente Shin-Inari», por K. Sasaki.

12. «Proyecto y construcción del puente Yamashita, doblemente articulado y de estructura rígida, por el método B.B.R.V.», por T. Ikezawa y H. Nakagawa.

13. «Tratado teórico de los esfuerzos secundarios en la sección, debidos al pretensado, en un puente pretensado de estructura rígida con vigas curvadas horizontalmente», por M. Morimoto.

En el número 4, agosto 1962:

14. «Informe del IV Congreso Internacional de la F. I. P.», por S. Inomata.

15. «Puntos problemáticos en el proyecto del puente Washinosu-Gawa», por Y. Kodera, S. Momoshima y H. Asanuma.

16. «Método Leoba y experimentación sobre anclajes», por N. Tadano.

17. «Ensayo de carga de varios puentes pretensados de viga simple y sus tendencias», por S. Seino y Y. Yokomizo.

En el número 5, vol. 4, octubre 1962:

18. «Investigación sobre los aceros a emplear en hormigón pretensado», por M. Yoshino.

19. «Ensayo de rotura a flexión de una viga pretensada de más de cinco años de edad», por H. Muguruma.

20. «Consideraciones sobre los mecanismos de anclaje tipo cuña», por K. Okada y M. Fuji.

21. «Resistencia a esfuerzo cortante de las esquinas de un bastidor de hormigón pretensado», por K. Nakano.

Publicaciones enviadas por el profesor S. S. Davydov, de la «Academia de la Edificación y Arquitectura», de Rusia.

Se han recibido varios números de la revista «Beton i Zhelezobeton», en los cuales aparecen, entre otros, los siguientes artículos (todos ellos en ruso):

En el número 6 de 1962:

22. «Experiencias sobre la prefabricación de vigas en celosía de 30 m de luz en hormigón pretensado», por M. N. Khaikin y A. N. Jyalinov.

23. «Depósitos de gran capacidad de sedimentación hechos de grandes paneles prefabricados de hormigón pretensado», por N. S. Karmelynk.

24. «Determinación de la capacidad resistente de elementos rectangulares de hormigón armado bajo la acción combinada de flexión y torsión», por V. K. Yudin.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

25. «Cálculo estático de secciones de elementos o estructuras de hormigón armado o pretensado», por M. Tikhiy y M. Vorlichek.

En el número 7 de 1962:

26. «Investigaciones sobre la resistencia, deformabilidad y relajación de tensiones en homigones de alta resistencia», por V. I. Sitnik.

En el número 8 de 1962:

27. «Investigaciones experimentales del puente-arco construido sobre el río Yenisei», por E. V. Povalyaev.

28. «Estudio sobre los enlaces de elementos de vigas celosía de hormigón pretensado», por V. I. Gnedovsky.

En el número 9 de 1962:

29. «Estructuras prefabricadas de hormigón armado en la construcción de granjas», por D. D. Jukhtanov.

30. «Cálculo estático de estructuras de hormigón armado y pretensado», por M. Tikhiy y M. Vorlichek.

31. «Symposium internacional sobre inyecciones en estructuras de hormigón pretensado», por A. A. Shishkin y N. G. Matkov.

En el número 10 de 1962:

32. «Puente prefabricado de hormigón, construido por voladizos sucesivos», por E. A. Troitsky.

33. «Sobre el coeficiente de homogeneidad de los cables de acero para pretensado», por A. N. Kovalev.

En el número 11 de 1962:

34. «Resistencia a fisuración de piezas pretensadas de sección rectangular comprimidas excéntricamente», por Yu Tseitlin y K. I. Milovidov.

35. «Hormigón pretensado en U.S.A.», por I. A. Lazarevich.

Publicaciones enviadas por el «Prestressed Concrete Institute», de EE. UU.
Revista: «P. C. I. Journal», núm. 4, agosto 1962.

Entre otros, aparecen los siguientes artículos:

36. «Informe de las experiencias en el inyectado de cables postesados».

37. «Los enlaces en estructuras prefabricadas de hormigón. Continuidad de los forjados en doble T», por Ferdinand S. Rostasy.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

normas para hormigón pretensado - Socied

nota importante

Las Normas suizas S. I. A. núm. 162 (1953) se refieren a las construcciones en hormigón, en hormigón armado y en hormigón pretensado. Se incluyen a continuación únicamente los artículos que conciernen a las construcciones en hormigón pretensado. Cuando en alguno de ellos se hace referencia a artículos anteriores, se ha mantenido dicha referencia, transcribiendo, al final, los artículos objeto de cita.

Notación empleada:

β: Resistencia a la rotura (kg/cm²).

- β = resistencia del hormigón a compresión en probeta prismática.
- β_d = resistencia del hormigón a compresión en probeta cúbica.
- β_z = resistencia a tracción.
- β_b = resistencia a tracción por flexión.

σ: Tensiones de servicio.

- σ_s = tensión del hormigón en el centro de gravedad de la sección.
- σ_r = tensión del hormigón en la fibra extrema.
- σ_h = tensión principal oblicua de tracción en el hormigón.
- σ_k = tensión de pandeo del hormigón.
- σ_a = tensión de tracción de las armaduras.
- σ_p = límite de proporcionalidad del acero de la armadura (deformación remanente de 0,05 por 1.000).
- σ_{zf} = límite aparente de elasticidad del acero de la armadura (deformación remanente del 2 por 1.000).

ε: Deformaciones específicas.

- ε_f = coeficiente de dilatación térmica.
- ε_s = coeficiente de retracción del hormigón.
- ε_k = coeficiente de fluencia del hormigón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

E. hormigón pretensado

1. Generalidades

Art. 61.

Nota preliminar

La técnica del hormigón pretensado está aún en plena evolución. Exige conocimientos particulares de estática y tecnología de materiales y coloca al ingeniero frente a una gran responsabilidad, sea en la elaboración del proyecto, sea después, durante la ejecución.

Las prescripciones que siguen son directrices que no se podrán modificar más que en el caso en que tal modificación se justifique mediante ensayos.

Art. 62.

Condiciones de aplicación

El hormigón pretensado no debe ser utilizado si no se puede garantizar la fabricación de un hormigón de calidad constante y gran compacidad, y si no se dispone de aceros de alto límite elástico.

En principio, las calidades de los materiales empleados deben ser controladas por medio de ensayos sistemáticos preliminares.

2. Materiales

Art. 63.

Hormigón

Los únicos dos tipos de hormigón utilizables para hormigón pretensado son: (ver artículo 8) (*).

— el hormigón de alta resistencia BH;

— el hormigón especial BS, cuyas resistencias deben especificarse y garantizarse por medio de ensayos sistemáticos preliminares.

La granulometría de los áridos, la amasadura y la puesta en obra, serán estudiadas con el mayor cuidado a fin de obtener un hormigón de calidad constante y gran compacidad.

A falta de ensayos particulares, se puede admitir para la resistencia a tracción por flexión, la fórmula siguiente:

$$\beta_b = 3 \cdot \sqrt{\beta_d}\ (\mathrm{kg/cm^2})$$

(*) Véase este artículo al final del texto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Se puede admitir en los cálculos que el hormigón tiene las características siguientes:

Módulo de elasticidad: $E'_b = \frac{600.000\beta}{200 + \beta}$ para deformaciones rápidas, elásticas.

(En la fórmula anterior, β es la resistencia a compresión del hormigón en probeta prismática.)

Retracción específica: ε_s en $^0/_{00}$.

Edad en días	ε_s bajo humedad normal del aire
7	0,10
14	0,12
28	0,15
90	0,20
Fin de la retracción	0,30

Fluencia específica: $\varepsilon_k = \varphi \cdot \varepsilon_{el}$.

Edad del hormigón a partir de la aplicación de la carga permanente (días)	φ bajo humedad normal del aire
7	2,5
14	2,2
28	2,0
90	1,6

Art. 64.

Aceros

Los aceros destinados a proporcionar las fuerzas de pretensado deben poder soportar, a partir de la puesta en tensión, y con las seguridades fijadas en el artículo 67, alargamientos elásticos que alcancen al menos cuatro veces los acortamientos del hormigón, debidos a la fluencia y al residuo de retracción.

En principio, se utilizarán hilos de acero estirados de alta resistencia.

El acero debe presentar una alargamiento remanente de rotura del 2 % como mínimo, medido sobre una longitud de 10 diámetros fuera de la zona de rotura.

La relajación de los aceros, es decir, la pérdida de tensión a consecuencia de la deformación plástica de los hilos tensados entre dos puntos fijos, debe determinarse sobre la base de ensayos ejecutados por la fábrica que suministre los aceros.

A falta de tales ensayos, se puede admitir una pérdida de tensión de 600 kg/cm^2.

Art. 65.

Anclaje de armaduras

Debe demostrarse, por medio de ensayos estáticos y dinámicos, que el sistema de anclaje de los aceros de pretensado está concebido juiciosamente y ofrece toda seguridad. Estos ensayos deben probar, entre otras cosas, que la resistencia de los anclajes no es inferior a la de las armaduras de pretensado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Si la fuerza de pretensado se transmite al hormigón por adherencia de las armaduras, sin dispositivo especial de anclaje, se evitará, en principio, utilizar redondos lisos y sin resaltos o corrugaciones. No obstante, si, como excepción, se utilizan redondos lisos, su diámetro no debe exceder de 3 mm.

3. Tensiones admisibles

Art. 66.

	en kg/cm² BH	BS	
Tensiones admisibles de compresión en la fibra extrema	120 ≤	$\beta_d/2{,}5 \leq$ 200 kg/cm²	**Hormigón**
Tensiones admisibles a tracción:			
1. Tracciones bajo efecto de las cargas de servicio:			
Sin temperatura	0	0	
Con temperatura	10	$0{,}5 \cdot \sqrt{\beta_d}$	
2. Durante la ejecución de la obra, pueden tolerarse tracciones hasta..	20	$\sqrt{\beta_d}$	
Tracciones principales oblicuas admisibles:			
1. En general	8	$0{,}5 \cdot \sqrt{\beta_d}$	
2. Si los valores indicados en 1 se rebasan, la totalidad del esfuerzo de tracción debe absorberse por las armaduras ordinarias según el artículo 34 (*). En este caso, las tracciones principales oblicuas no deben sobrepasar	20	$1{,}2 \cdot \sqrt{\beta_d}$	

En el momento de realizarse el pretensado, la resistencia del hormigón a compresión en probeta cúbica debe alcanzar:

$$\beta_{d\,o} = 2{,}25 \cdot \sigma_{b\,o}$$

donde $\sigma_{b\,o}$ designa la tensión máxima que se produce a partir del pretensado.

Bajo los dispositivos de anclaje de las armaduras, se podrán admitir tensiones locales de compresión, iguales a

$$\sigma = \frac{\beta_{d\,o}}{1{,}0}$$

($\beta_{d\,o}$ = resistencia del hormigón en probeta cúbica en el momento de iniciarse el pretensado), con las dos condiciones siguientes:

a) Que la superficie de contacto cargada no se ajuste al borde del hormigón y deje sobre su contorno una banda no cargada, de anchura por lo menos igual a la mitad de la dimensión más pequeña de esta superficie de contacto.

b) Que se dispongan armaduras locales de acero dulce, para asegurar la resistencia a las tensiones oblicuas de tracción del hormigón.

(*) Véase este artículo al final del texto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Art. 67.

Aceros

La tensión admisible en los aceros, a partir del pretensado de la obra, está dada por el menor de los dos valores siguientes:

$$\sigma_a = 0{,}70\ \beta_z$$
$$\sigma_a = 0{,}85\ \sigma_{zf}$$

donde:

β_z = tensión de rotura;

σ_{zf} = límite aparente de elasticidad (tensión que produce una deformación remanente del 2 por 1.000).

4. Cálculos estáticos y seguridad

Art. 68.

Cálculos estáticos

Se calcularán las tensiones, considerando las combinaciones más desfavorables de pretensado inicial o final y los diferentes casos de carga, derivados de las sucesivas etapas de construcción.

Si los esfuerzos de pretensado se ejercen sobre obras hiperestáticas, se tendrán en cuenta los esfuerzos adicionales, consecuencia de las deformaciones a que da lugar el pretensado.

Las tensiones normales en el hormigón y en las armaduras, bajo el efecto de las cargas aplicadas después del pretensado, se calcularán en la hipótesis de que se reparten linealmente sobre la sección homogénea y ficticia de hormigón, obtenida con el coeficiente de equivalencia del acero:

$$n = \frac{E_e}{E_b} = 5$$

Si la cuantía de armadura es inferior al 1 %, se podrá despreciar la sección de acero en los cálculos; en este caso, se evaluarán las tensiones adicionales en los aceros, bajo el efecto de esfuerzos exteriores aplicados después del pretensado, multiplicando por $n = 5$ las tensiones adicionales que se producen en el hormigón al nivel de los aceros.

Los cálculos de resistencia de las secciones deben tener en cuenta la pérdida de pretensado bajo el efecto de fluencia y retracción residual del hormigón, así como la relajación de los aceros.

En las obras en que existan elementos de hormigón pretensado ligados con elementos de hormigón armado ordinario, se tendrán en cuenta, si se presentan, los esfuerzos secundarios resultantes de la diferencia de retracción y fluencia entre las dos partes de la sección.

Se dedicará especial atención a los efectos de las tensiones tangenciales en las zonas de anclajes.

Art. 69.

Seguridad a fisuración

La seguridad a la fisuración, es decir, el cociente entre el momento flector M_{pr}, debido a la sobrecarga que provoca la fisuración, y el momento M_p, debido a la sobrecarga útil,

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

será al menos de 1,25. En este cálculo se admitirá que la resistencia a la tracción del hormigón es igual a la mitad de la resistencia a flexión, β_b:

$$s_r = \frac{M_{pr}}{M_p} = \frac{\sigma_{min} + \alpha \cdot \beta_b}{\sigma_b} \geq 1{,}25$$

donde:

α { $= 1/2$ para construcciones monolíticas.
$= 0$ en las juntas.

β_b = resistencia a tracción por flexión del hormigón.

σ_{min} = tensión de compresión mínima permanente de la fibra susceptible de fisurarse, después de la fluencia y retracción.

σ_b = tensión de flexión resultante de la sobrecarga útil solamente.

Art. 70.

Seguridad a la rotura

La seguridad a la rotura por momento flector y esfuerzo cortante, bajo el efecto combinado de peso propio y sobrecarga, debe ser al menos igual a 1,8.

Artículos que se citan

Art. 8.

Según el destino de la obra y las tensiones admisibles, se utilizará uno de los tres tipos de hormigón siguientes:

hormigón normal (BN);

hormigón de alta resistencia (BH); y, excepcionalmente,

hormigón especial (BS), destinado a trabajos especiales.

Estos tipos de hormigón se caracterizan por su resistencia a los 28 días en probeta cúbica y por una dosificación dada en cemento.

Los factores esenciales para la realización de un tipo dado de hormigón, son: los áridos y el modo de puesta en obra.

Además del cemento portland normal, se puede utilizar cemento portland de alta resistencia, para reducir los plazos de desencofrado.

En el momento de la preparación del hormigón, las cantidades de áridos y agua de amasado deben medirse por medio de dispositivos adecuados; se tendrá en cuenta el contenido de humedad natural de los áridos.

Para el hormigón armado, la dosificación será de 300 kg de cemento por m³ de hormigón acabado.

En las obras constantemente al abrigo de la intemperie y otras influencias nocivas, se puede reducir esta dosificación hasta los 250 kg CP/m³, a condición de que se garanticen las resistencias prescritas para el hormigón dosificado a 300 kg CP/m³.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Los tipos de hormigón mencionados al principio del artículo deben tener, al menos, las siguientes resistencias medias a compresión β_d, medidas en probeta cúbica a los 28 días:

Dosificación en kg de cemento por m³ de hormigón	Resistencias medias a compresión β_d, en probeta cúbica a los 28 días, en kg/cm²	
	Hormigón normal (BN)	Hormigón de alta resistencia (BH)
150	70	—
200	110	—
250	160	—
300	220	300
350	280	380

Los resultados aislados de ensayos de resistencia a compresión de probetas cúbicas, pueden ser inferiores a estas medias en,

el 25 % para hormigón normal; y

el 20 % para hormigón de alta resistencia.

Los cubos pueden ser de 16 ó 20 cm de lado.

Ciertos problemas constructivos excepcionales pueden exigir el empleo de un hormigón especial (BS), que satisfaga unas exigencias más severas de resistencia y regularidad de fabricación. Para tal hormigón, unos ensayos preliminares suficientes, organizados por la dirección de la obra, y el llevar nota de la composición granulométrica de los áridos, deben dar la garantía de una alta resistencia a compresión en probeta cúbica a 28 días; resistencia a fijar con anterioridad en cada caso particular.

Art. 34.

Tracciones principales oblicuas

La sección de hormigón debe estar dimensionada de tal forma que las tensiones principales de tracción σ_h, calculadas en el estadio de fisuración, no sobrepasen los:

15 kg/cm² para hormigón normal (BN); y

20 kg/cm² para los hormigones de alta resistencia (BH) y especiales (BS).

Las tracciones principales σ_h pueden también calcularse en el perfil homogéneo, siendo mayoradas en este caso las tensiones admisibles en un 20 % (18 kg/cm² y 24 kg/cm², respectivamente). Las tracciones principales así calculadas, pueden aumentarse hasta 35 y 45 kg/cm², respectivamente, cuando se tengan en cuenta las indicaciones del artículo 35.

Si las tensiones principales oblicuas calculadas en el estadio de fisuración son inferiores a 5 kg/cm² en hormigón normal y a 6 kg/cm² en hormigón de alta resistencia y hormigón especial, no es necesario justificar el cálculo de barras levantadas y cercos.

Si los valores anteriores son sobrepasados, las tensiones principales oblicuas de tracción deben absorberse por armaduras cuyas tensiones admisibles no sobrepasen los valores prescritos en la tabla III del artículo 29, para las barras oblicuas destinadas a absorber los esfuerzos cortantes.

En general, las barras levantadas deben absorber por lo menos los 3/4 de los esfuerzos oblicuos de tracción, y el resto, los cercos. En lugar de barras levantadas para resistir las tracciones oblicuas, se puede prever una red ortogonal (de barras longitudinales y cercos) de la misma eficacia.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Para edificios, se puede, por regla general, limitarse a trazar el diagrama de esfuerzos cortantes correspondiente a la carga completa sobre el tramo considerado.

Las prescripciones del artículo 35 sobre la máxima distancia entre armaduras, indican el camino a seguir para combatir la fisuración.

Art. 35.

Reparto de armaduras en el caso de grandes esfuerzos oblicuos

Los valores indicados en el artículo 34, para las tensiones principales calculadas en el perfil supuesto homogéneo (18 a 35 kg/cm² para el BN y 25 a 45 kg/cm² para el BH y BS), son aplicables solamente si la totalidad de las tracciones son absorbidas por las armaduras, constituidas, en tanto sea posible, por barras de la misma sección y repartidas de tal manera que la distancia máxima entre ejes no sobrepase los valores siguientes:

Hormigón normal: $a_{ad} = \frac{360}{\sigma_h}$ (a_{ad} en cm, σ_h en kg/cm²).

Hormigón de alta resistencia y hormigón especial: $a_{ad} = \frac{480}{\sigma_h}$.

La distancia entre ejes anteriormente mencionada, puede aumentarse a condición que la tensión de tracción de las barras oblicuas, no sobrepase el valor

$$\sigma_{a_{ef}} = \sigma_{a_{ad}} \frac{a_{ad}}{a_{ef}}$$

Tabla III del art. 29.-Tensiones admisibles en las armaduras, en kg/cm²

	TIPOS DE ELEMENTOS DE CONSTRUCCION		NATURALEZA DE LAS OBRAS			
			Obras de cualquier naturaleza, a excepción de puentes grúas		Puentes grúas	
			Acero normal I	Acero especial II	Acero normal I	Acero especial II
1	Vigas (excepto vigas en T): anchura ≥ 18 cm. Secciones huecas cerradas y en cajón: espesor del hormigón, 18 cm. Postes y soportes: anchura ≥ 25 cm. Losas llenas: espesor ≥ 12 cm.		1.600	2.000	1.400	1.600
2	Otras secciones (vigas en T, forjados nervados con bloques huecos y secciones de la categoría 1, pero de dimensiones inferiores).		1.400	1.800	1.200	1.400
3	Para las barras oblicuas destinadas a absorber los esfuerzos cortantes, se pueden aplicar, a las dos categoría 1 y 2, las tensiones admisibles de la categoría 1.					
Valores máximos, teniendo en cuenta la mayoración de tensión, por efectos de temperatura y retracción.		Para 1	1.800	2.200	1.600	1.800
		Para 2	1.600	2.000	1.400	1.600

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

591 - 9 - 13

pilotes de compresión y de tracción en hormigón pretensado

(Tomado de un artículo de U. SMET, publicado en el número de julio-agosto de 1960, de la Revista «La Technique des Travaux».)

De las fotografías que ilustran este trabajo, la núm. 5 está firmada por «Arlix»; la núm. 7, por Photo Information-Côte d'Ivoire (cliché Breemaat); la núm. 13, por «Photo-Ciné, Abidjan», y la núm. 25, por «Tucht, Düsseldorf».

Introducción

A primera vista puede parecer sorprendente pensar en pretensar un pilote que, en la mayoría de los casos, trabaja a compresión simple. En efecto, es éste el tipo de solicitación que con más frecuencia debe resistir.

Sin embargo, debido a los avances realizados en las estructuras de hormigón, gracias a la resistencia cada día mayor de los materiales de que se dispone y al creciente desarrollo de la Mecánica del Suelo, la técnica de las cimentaciones ha evolucionado ampliamente en el curso de los últimos decenios.

El pilote de madera, sometido a un esfuerzo de compresión de 20 a 30 t, y cuya longitud quedaba limitada a 10 ó 15 m, ha quedado ya completamente olvidado.

Está muy lejos la época en que la ubicación de un puente o de un edificio se fijaba en función de las condiciones ofrecidas por el terreno. El ingeniero moderno posee conocimientos y procedimientos, lo suficientemente variados, para poder construir su estructura en el lugar que más adecuado resulte para el fin a que va destinada. Otras veces, teniendo en cuenta la aglomeración de las modernas ciudades, el lugar de ubicación viene impuesto y las cimentaciones deben ser capaces de satisfacer las condiciones exigidas por la naturaleza del terreno disponible y la magnitud de las solicitaciones que actúan sobre la estructura.

Gracias a los progresos del hormigón armado y del hormigón pretensado, es posible construir pilotes, prefabricados o moldeados "in situ", capaces de soportar esfuerzos de compresión de hasta 1.200 t, esfuerzos de tracción de más de 100 t y flexiones transversales de varios cientos de m. t. y esto tanto en el caso de pilotes verticales como si se trata de pilotes inclinados.

En general, el pretensado se aplica a los pilotes con el fin de que puedan resistir:

a) Solicitaciones temporales de flexión (producidas, por ejemplo, durante su transporte).

b) Esfuerzos horizontales originados por las sobrecargas o por el terreno, y esfuerzos permanentes de flexión.

c) Esfuerzos de tracción.

Por otra parte, el pretensado sirve también para obtener el necesario enlace entre los diversos elementos que, en general, constituyen los pilotes prefabricados. Finalmente, el pretensado se usa muchas veces simplemente por razones de orden económico (sustitución de las armaduras ordinarias de acero dulce por los alambres de alta resistencia, características del pretensado).

Como ampliación y aclaración de lo anteriormente indicado, seguidamente se describen una serie de ejemplos de casos prácticos en los cuales se han utilizado pilotes de hormigón pretensado en todo tipo de construcciones, desde las más modestas a las más importantes.

Cimentación de edificios

En la cimentación de edificios de pequeña o mediana importancia se pueden utilizar pilotes prefabricados de hormigón pretensado. Estos pilotes suelen tener, en general, longitudes comprendidas entre 4 y 20 m.

Se fabrican, normalmente, empleando moldes metálicos, en grandes bancadas, y su sección transversal puede ser cuadrada, octogonal o circular. Pueden ser macizos o huecos.

Para construir los pilotes huecos se utilizan moldes perdidos constituidos por tubos de cartón o fibra. Otras veces se emplean tubos de goma, inflables, semejantes a los "Ductube".

En general, las armaduras consisten en alambres lisos o corrugados de 3 a 5 mm de diámetro, o cables constituidos por 7 alambres de 3 mm de diámetro.

Su tensión se transmite y mantiene por adherencia (sistema Hoyer de pretensado mediante armaduras pretesas).

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Su empleo resulta económico cuando la fábrica no queda demasiado alejada del lugar de ubicación de la obra. Para las estructuras de poca importancia ofrecen la innegable ventaja de liberar al contratista de la necesidad de fabricar por sí mismo los pilotes.

Este tipo de pilotes se usa, con gran frecuencia, en Inglaterra y en Estados Unidos. En menor cantidad se emplean también en Bélgica, Francia y Holanda.

Obras marítimas: Muelles

Muelle de la "Beckton Gas Works"

En Inglaterra se ha construido un muelle para la Beckton Gas Works, cimentado sobre un gran número de pilotes huecos de hormigón pretensado. Igual que los anteriormente citados, estos pilotes fueron prefabricados en talleres provistos de grandes bancadas de producción. Los pilotes tienen una longitud de 22,5 m y una sección octogonal de 50 cm de separación entre lados opuestos. Aunque, según se ha indicado, el pilote es hueco, sus dos extremos, cabeza y punta, sin embargo, son macizos. Como armadura se utilizaron alambres de 5 mm de diámetro. El hormigón dio resistencias de 580 kg/cm² a los 28 días. Los pilotes debían resistir esfuerzos de compresión de 80 t, y en algunos casos los pilotes inclinados se rellenaron con hormigón, una vez hincados, con el fin de que pudiesen resistir fuertes tracciones (fig. 1).

El empleo de pilotes huecos permite alcanzar longitudes sensiblemente mayores que con los de tipo convencional, sin que para ello sea necesario aumentar la potencia de los martinetes utilizados para la hinca. Sin embargo, se hace preciso cuidar de un modo especial que la superficie superior de la cabeza del pilote sea perfectamente perpendicular a su eje longitudinal.

Otras obras análogas como, por ejemplo, el nuevo muelle de Erith, sobre el Támesis, y el desembarcadero de Riverside, de la British Transport Commission sobre el río Humber, de 355 m de longitud, han sido construidos, igualmente, utilizando pilotes pretensados.

Muelle de Erith

En Erith, en el estuario del Támesis, se ha construido un muelle de hormigón pretensado que permite atracar buques del tipo "Liberty" de 14.000 t. En planta el muelle se presenta bajo la forma de una L (ver figura 2).

Para facilitar el libre paso del agua, el número de apoyos se redujo al mínimo estrictamente indispensable, compatible con las sobrecargas previstas, entre las cuales destacan, en especial: tres grúas de 230 t que producen una reacción de 50 t por eje, como máximo; vagones de ferrocarril de 25 t de peso y camiones de 30 toneladas.

Teniendo en cuenta que la máxima carga admisible, por pilote, era de 600 t, aproximadamente, y a la vista de los medios auxiliares de construcción disponibles, se adoptó una cimentación compuesta por 72 pilotes cilíndricos de 1,80 m de diámetro exterior, con un espesor de pared de 16 cm. Estos pilotes estaban constituidos por anillos independientes, de 1,50 m de longitud, solidarizados posteriormente entre sí para formar pilotes huecos de longitud variable entre los 10,5 y 19,5 m, según la profundidad a que se encuentra el terreno de cimentación.

La unión entre los diversos anillos queda asegurada mediante el esfuerzo de pretensado originado por 16 barras de 28,5 mm de diámetro (sistema Lee-Mac-Call) uniformemente repartidas a lo largo del perímetro de los anillos. Previamente, en el espesor de la pared de estos anillos se habían dejado orificios de 5 mm de diámetro para el paso de estas barras de acero de alta resistencia, orificios que, una vez tesa la armadura, se inyectaron. La unión de los diferentes anillos que constituyen cada pilote se hizo, verticalmente, y en tierra firme. Para facilitar la penetración en el suelo, la extremidad inferior de los pilotes iba provista de un azuche cónico de hierro fundido. Las tuercas de las barras de pretensado se alojan en el interior de este azuche y van recubiertas de mortero para protegerlas contra la corrosión.

El peso de los pilotes de 19,50 m de longitud era de unas 40 t aproximadamente. Con la ayuda de una grúa flotante se trasladaban, en posición vertical, desde la orilla en donde se construían, dejándolos descender después en el lugar de su ubicación definitiva, hasta el fondo del río. La hinca se realizaba con un martinete también flotante y para facilitar el descenso los pilotes iban lastrados.

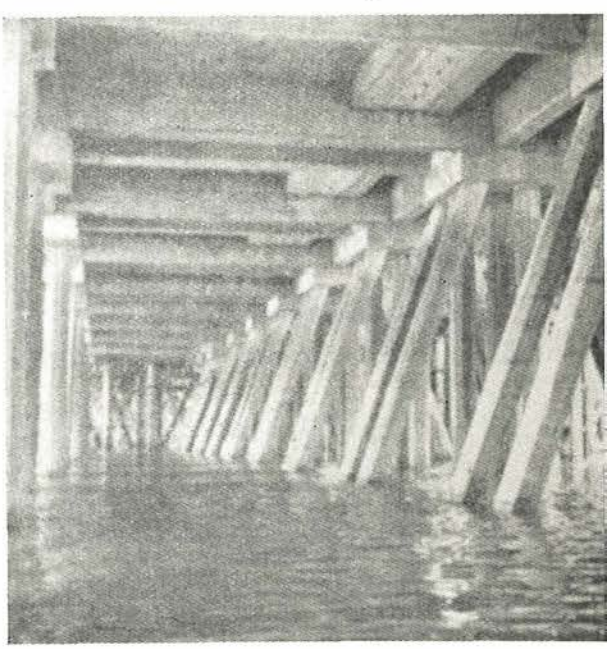


Fig. 1. Muelle de la «Beckton Gas Works».

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

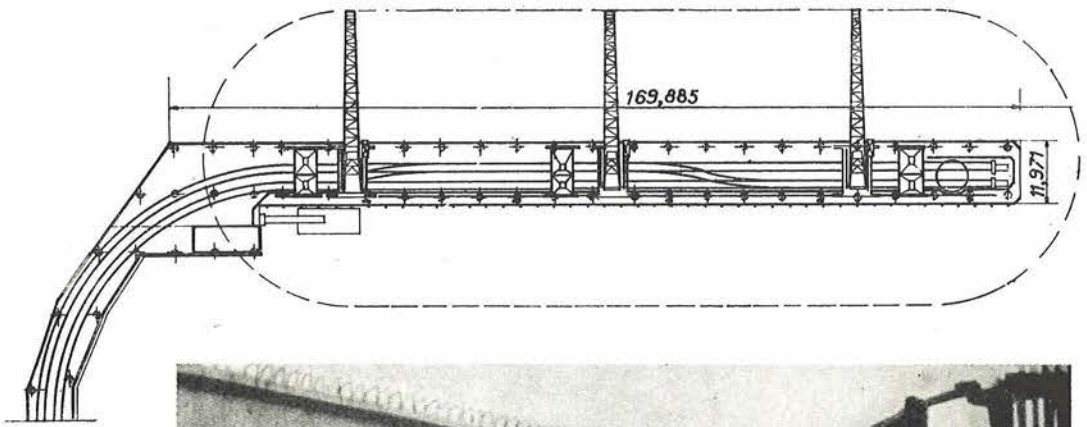


Fig. 2. Muelle de Erith, sobre el Támesis. Planta.

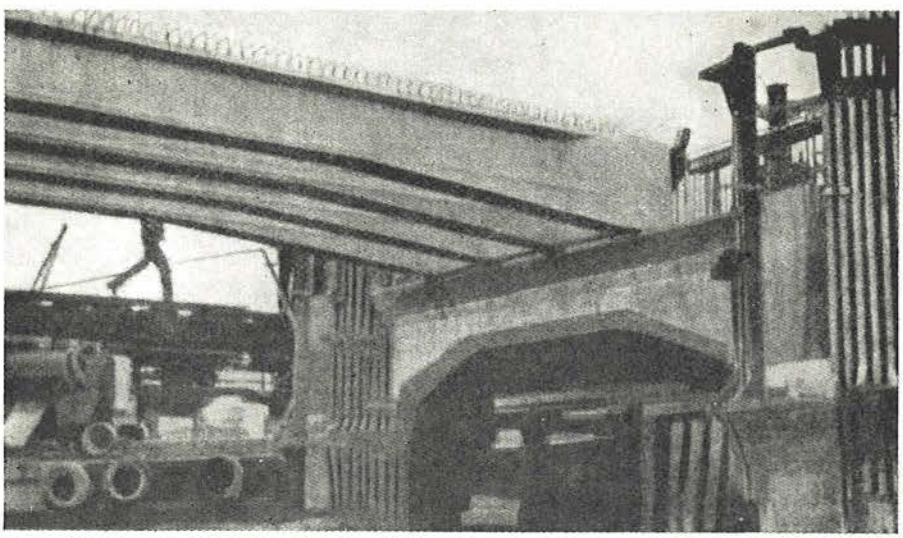


Fig. 3. Muelle de Erith, sobre el Támesis. Vigas de hormigón pretensado enlazan entre sí, dos a dos, los pilotes, asegurándose de esta forma la estabilidad transversal de la estructura contra los choques de los barcos.

El terreno de cimentación consistía en un banco de creta dura y sílice, capaz de soportar una carga unitaria de trabajo de 15 kg/cm².

Una vez alcanzada la profundidad requerida, descendía un buzo por el hueco interior del pilote para limpiar convenientemente el fondo del pozo. Después se vertía una capa de grava, de 6 m de espesor, que se inyectaba con una mezcla coloidal de cemento, con el fin de formar un tapón de hormigón. Para asegurar la necesaria adherencia entre este tapón de hormigón y la pared del pilote, los tres anillos inferiores de cada pilote llevaban su superficie interior rugosa. Terminada esta operación, se achicaba el agua del interior hueco del pilote y se rellenaba con hormigón en masa.

Las cabezas superiores de los pilotes se enlazaban entre sí, dos a dos, mediante vigas pretensadas, formándose así una especie de pórticos para asegurar la estabilidad transversal de la estructura contra los choques de los barcos. Por consiguiente, los pilotes trabajaban a flexión compuesta.

Sobre estas vigas transversales se apoyan las longitudinales, que son también prefabricadas y pretensadas, y sobre ellas se construyó una placa de hormigón armado de 18 cm de espesor, que constituye el tablero superior del muelle.

Palacio de exposiciones del C.N.I.T., en París

Pozos de anclaje de los tirantes de la gran bóveda principal

La cubierta, cuya proyección en planta es un triángulo (véanse las figuras 4 y 5), transmite sus reacciones a tres estribos constituidos por macizos verticales de 12 m de altura que reparten las cargas verticales sobre el terreno de cimentación, de buena calidad. Los empujes horizontales se absorben mediante tirantes de acero de alto límite elástico, situados en el plano de las fachadas. Con el fin de dejar libre al patio central interior, estos tirantes se quiebran según un plano vertical (fig. 6). La reacción que se origina en el vértice del ángulo del quiebro es absorbida en unos pozos verticales que descienden hasta atravesar un banco calcáreo existente a 13 m de profundidad.

Cada uno de los tirantes paralelo a una fachada es capaz de soportar un empuje de 3.500 toneladas.

La parte central del tirante comprendida entre los pozos que sujetan los vértices de los ángulos de quiebro, está constituida por una sección rectangular, de 60 × 75 cm, de hormigón que recubre cuarenta y cuatro cables de 141,56 m de longitud.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

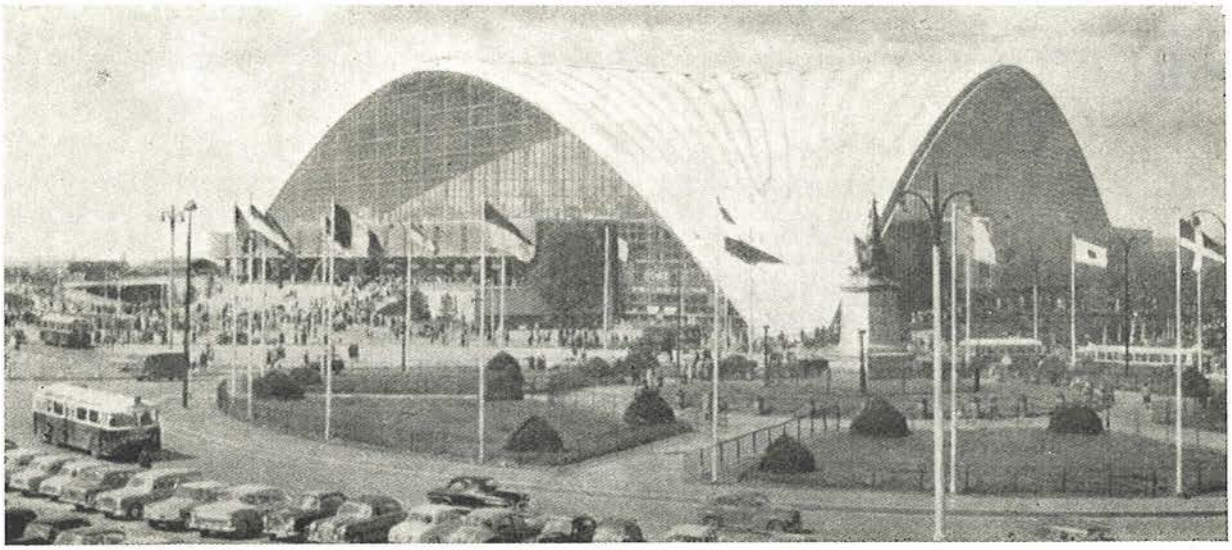


Fig. 5. El palacio del Centro Nacional de las Industrias y las Técnicas (C. N. I. T.), cerca de París.

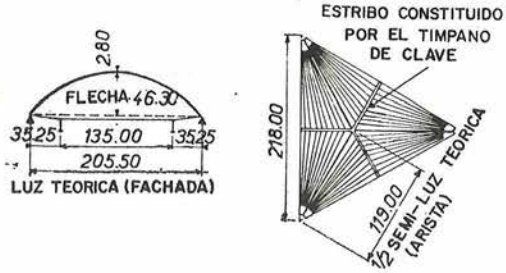


Fig. 4. Palacio de exposiciones del C. N. I. T., en la Rond-Point de la Défense, en París. Sección y planta esquemáticas.

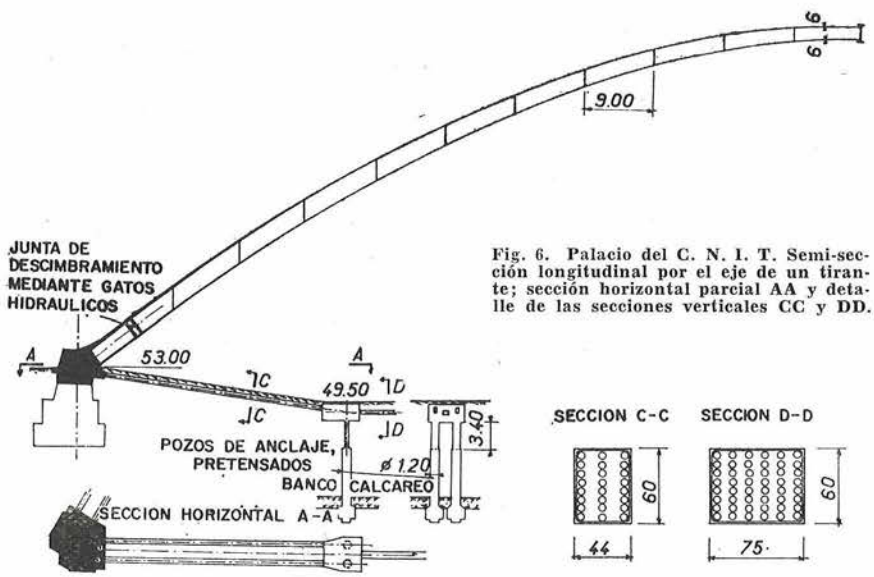


Fig. 6. Palacio del C. N. I. T. Semi-sección longitudinal por el eje de un tirante; sección horizontal parcial AA y detalle de las secciones verticales CC y DD.

Por razones constructivas, el tramo del tirante que va desde el estribo hasta el correspondiente pozo de anclaje, aparece dividido en dos elementos paralelos, de 60×44 cm de sección, cada uno, constituidos por veintidós cables de 41 m de longitud adecuadamente recubiertos de hormigón.

Los macizos situados en los vértices de los ángulos formados por el trazado del tirante, van anclados al terreno para poder resistir el esfuerzo de arrancamiento de unas 800 t, que en dichos vértices se produce. El anclaje se realiza mediante dos pozos rellenos de hormigón pretensado, en cada uno de los cuales se disponen cuatro cables verticales de 100 t. El macizo propiamente dicho se pretensa también, transversalmente, con ocho cables de 100 t, con el fin de resistir los esfuerzos cortantes originados por el trazado del conjunto de los cables que quedan embebidos en la masa del hormigón.

Para permitir los ligeros corrimientos horizontales que, eventualmente, podrían producirse al entrar en tensión el tirante cuando se descimbra la bóveda de la cubierta, los pozos verticales ya citados, que tienen 1,20 m de diámetro, presentan, en su parte superior, una menor sección, constituyendo una pieza rectangular, pretensada, de 3,40 m de altura y $1{,}05 \times 0{,}46$ m de sección, que actúa como una semiarticulación (véanse detalles en la figura 6).

El puente de Abidjan (Costa del Marfil), para ferrocarril y carretera

Se trata de un puente de hormigón pretensado de 550 m de longitud total (fig. 7). En el lugar previsto para su ubicación, el corte geológico del terreno (fig. 8) reveló unas condiciones francamente desfavorables para la construcción de las cimentaciones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

En el centro del lago, las diferentes capas de terreno encontradas, a partir del nivel del agua, fueron las siguientes:

Entre + 1,70 y — 10 m: agua;
de — 10 a — 30 m: fango muy flúido;
de — 30 a — 45 m: fango semiduro;
a partir de los — 45 m: arenas entrecruzadas con bancos de arcilla dura de espesor variable entre 0,20 y 2 m.

En los bordes del lago, en las proximidades de las orillas, estas desfavorables características se agravan aún más debido a que las capas de fango se presentan en forma de bancos inclinados que dan lugar a que se originen deslizamientos del conjunto de los bancos de fango con relación a la arena.

El corte longitudinal del fondo del lago se presenta, por consiguiente, como una cubeta de arena rellena de terrenos fangosos, semiduros en el fondo y muy flúidos en la parte superior.

La estructura del puente, en líneas generales, se proyectó con una longitud total de 372 m, dividida en ocho tramos de 46,5 m cada uno, constituidos por dos vigas-cajón, prefabricadas, de hormigón pretensado. En la cabeza superior de las vigas se apoya la calzada de la carretera, un andén para peatones y una pista para ciclistas. En cambio, las vías férreas pasan por el interior de las vigas-cajón. La pista ciclista y el andén de peatones sobresalen, en voladizo, al nivel de la cara superior de las vigas-cajón.

Estas vigas se apoyan sobre siete pilas, constituida cada una de ellas por:

1.° Ocho pilotes de 1,50 m de diámetro. De estos ocho pilotes cuatro son verticales y cuatro inclinados, y se hincan hasta la cota — 65 m, aproximadamente.

2.° Un cajón prefabricado, de hormigón pretensado, destinado a asegurar la unión entre los ocho pilotes. Tiene la forma de un paralelepípedo de 6 m de altura, 7,50 m de ancho y 17,50 m de longitud (fig. 13). La cara superior del cajón queda unos 30 cm por encima del nivel superior de las aguas aún en las épocas de máximas avenidas.

A continuación se describe detalladamente la construcción de estas pilas. La hinca de los pilotes verticales en el fondo del lago se realizó mediante una instalación móvil constituida por dos chalanas enlazadas entre sí por un pórtico que transportaba el cajón de hormigón pretensado anteriormente citado (fig. 10). Este cajón lleva cuatro chimeneas verticales y cuatro inclinadas que sirven, a la vez, para guiar los pilotes durante su hinca y asegurar su mutuo enlace una vez concluida la construcción de la pila.

Para la hinca de los cuatro pilotes verticales se utilizó un tubo metálico, abierto por su extremo inferior, de 1,50 m de diámetro y paredes de 12,5 mm de espesor. Este tubo se iba clavando en el terreno por trozos

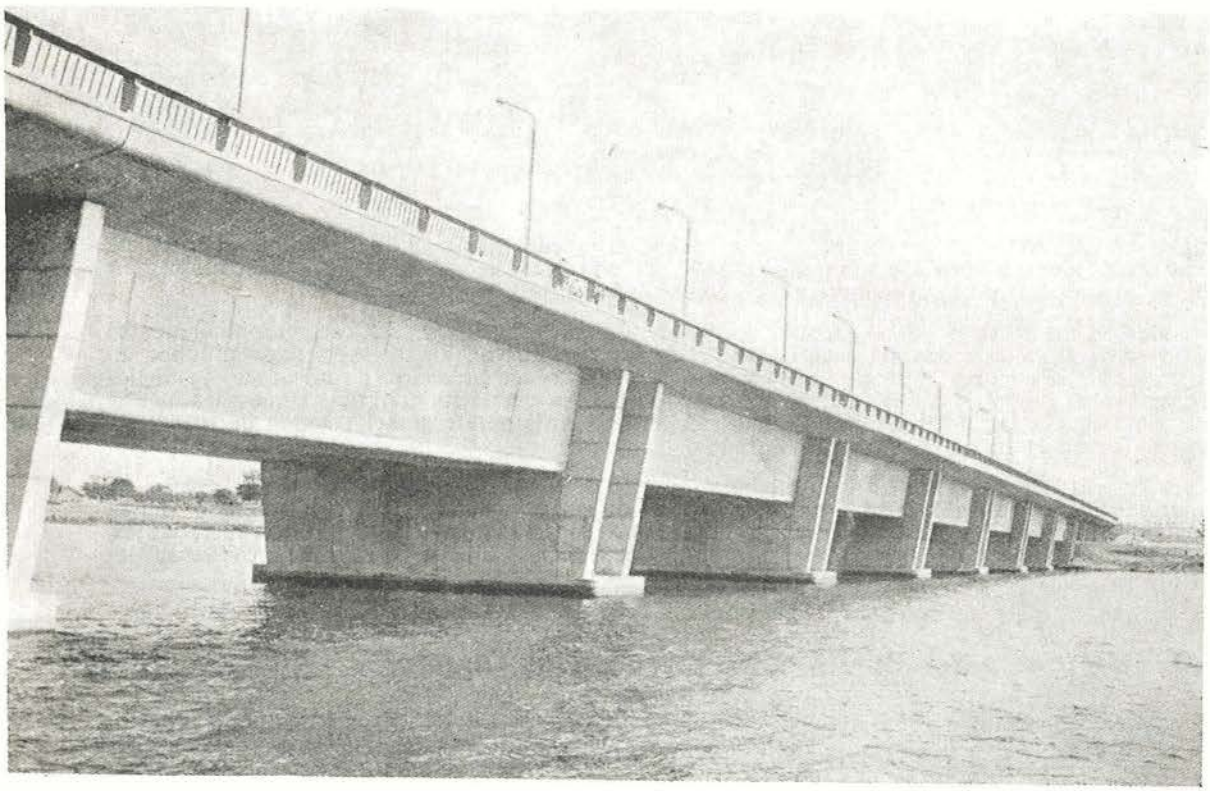


Fig. 7. El puente de Abidjan, mixto para ferrocarril y carretera, de 550 m de longitud, en hormigón pretensado. Consta de 8 tramos de 46,5 m de luz entre ejes de pilas y dos viaductos de acceso de 89 m.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

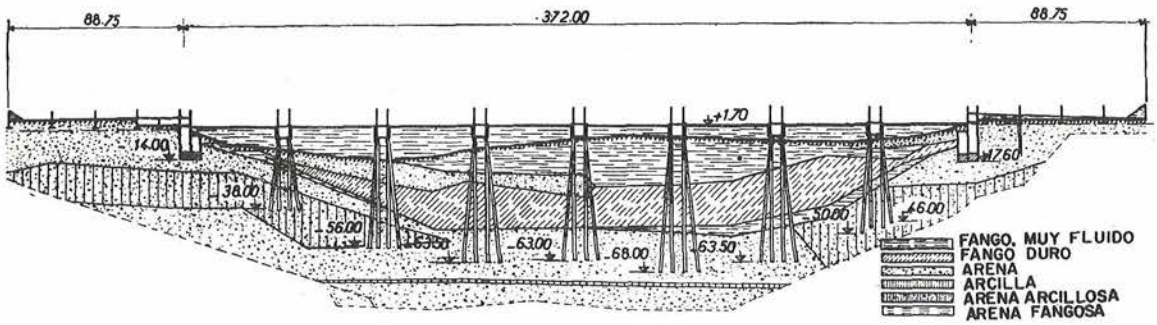


Fig. 8. Puente de Abidjan. Corte geológico en el que pueden apreciarse las desfavorables condiciones existentes para la ejecución de la cimentación.

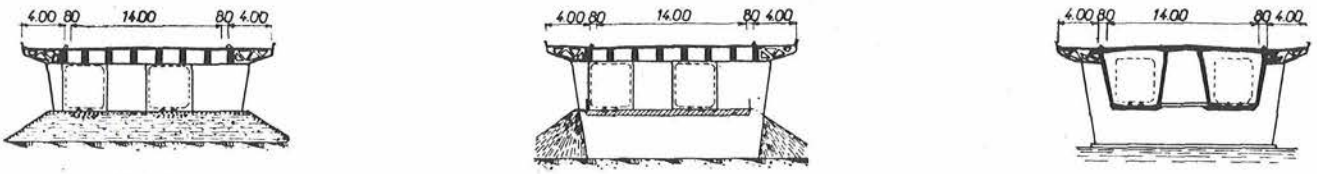


Fig. 9. Puente de Abidjan. Diversas secciones transversales del puente. En la cabeza superior de las vigas se apoya la calzada de la carretera, un andén para peatones y una pista para ciclistas. Las vías del ferrocarril pasan, por debajo, por el interior de las vigas-cajón.

de 6 m de longitud, unidos entre sí mediante soldadura. La operación se continuaba hasta alcanzar el terreno resistente. Entonces se retiraban las tierras del interior del tubo utilizando aire a presión para quitar las tierras sueltas y una campana Benoto para los materiales más compactos.

Durante la hinca el tubo estaba sometido a un movimiento alternativo de rotación mediante una palanca capaz de ejercer un momento de 150 m. t. Cuando este molde metálico había alcanzado ya la profundidad requerida se introducían por su interior los elementos de los tubos de hormigón pretensado que constituían el pilote propiamente dicho. El elemento inferior estaba cerrado por su base. Estos elementos que se iban introduciendo sucesivamente, unos a continuación de otros, y cuya longitud era de 6 m, se unían, finalmente, entre sí mediante pretensado en la forma esquematizada en la figura 12. Para este pretensado se utilizaron 28 alambres de acero, de alto límite elástico, de 8 mm de diámetro.

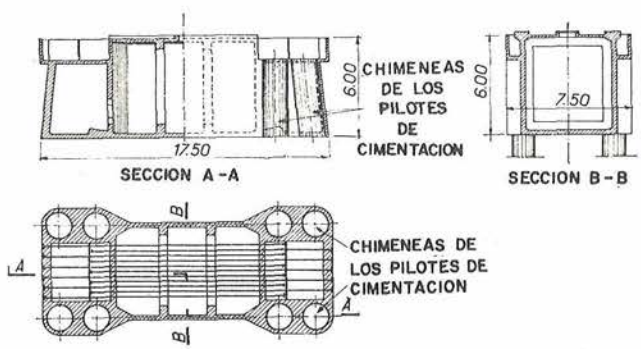
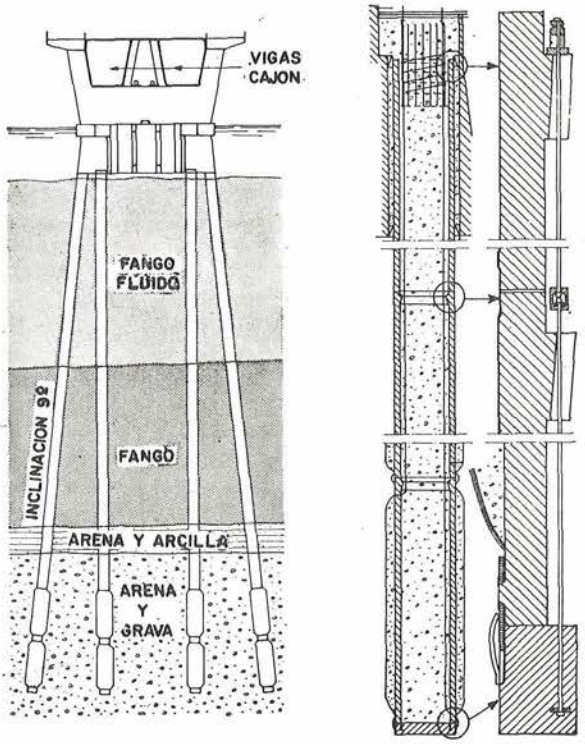


Fig. 10. Puente de Abidjan. Secciones y planta de uno de los cajones de cimentación de las pilas.

Figs. 11 y 12. Puente de Abidjan. Sección por una de las pilas en el lago. Cada pila está constituida por ocho pilotes de 1,50 m de diámetro (cuatro verticales y cuatro inclinados) y un cajón hueco, de hormigón pretensado. A la derecha, detalles.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

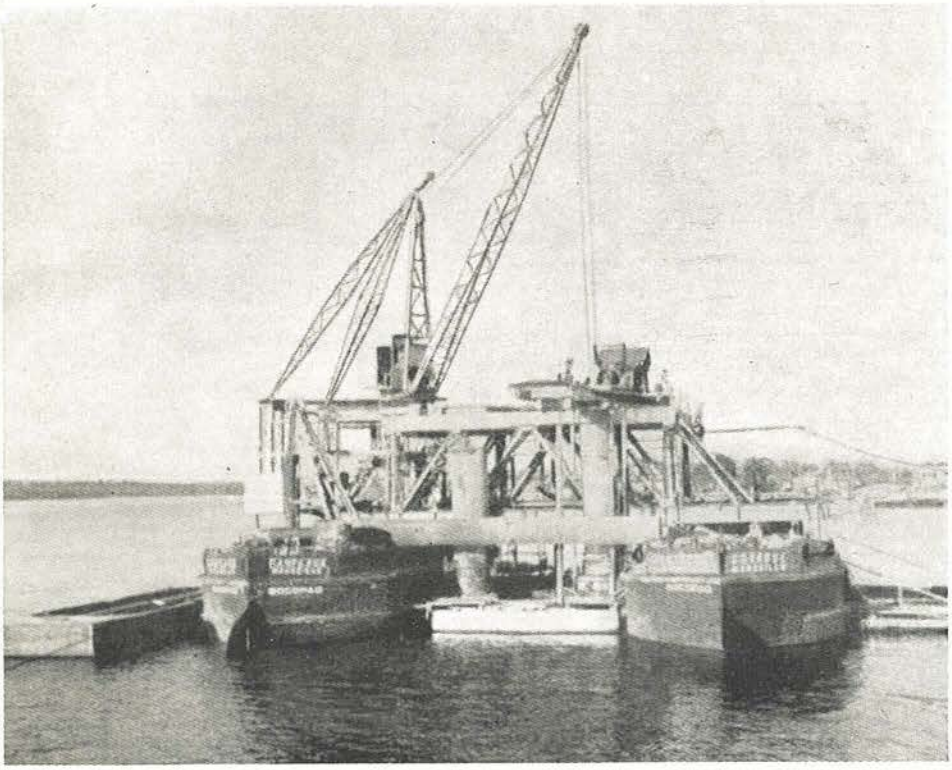


Fig. 13. Puente de Abidjan. Instalación para la hinca en el lago, de los pilotes sobre los cuales se cimentan las pilas. Entre las dos chalanas, enlazadas entre sí por un pórtico, se distingue la parte superior de uno de los cajones huecos de la pila. Las perforaciones para los pilotes tenían 1,50 m de diámetro.

Los pilotes más largos estaban formados por doce elementos, o sea, que tenían una longitud de 72 m, y se construyeron en cuarenta y ocho horas. Para asegurar la protección de los alambres de pretensado, el hueco interior de los pilotes se rellenó de hormigón. La superficie exterior, excepto los 12 m inferiores se protegió contra los ataques de las aguas marinas, dándoles, antes de su puesta en obra, un recubrimiento bituminoso.

En el cálculo de la capacidad de carga de estos pilotes se ha tenido en cuenta el rozamiento lateral. Una vez terminada la construcción de los cuatro pilotes verticales y asegurada su solidarización al cajón, se podía retirar la instalación flotante y trasladarla a la pila siguiente.

Los pilotes inclinados se construían, de una manera análoga, partiendo de la superficie superior del cajón. Las chimeneas inclinadas en él dispuestas servían de guía a los moldes metálicos y aseguraban la inclinación de 9° requerida.

Puente de hormigón pretensado sobre el lago Pontchartrain (Estados Unidos)

El puente sobre el lago Pontchartrain (fig. 14) tiene una longitud total de 38 km y forma parte del conjunto de carreteras proyectado para mejorar las comunicaciones en los alrededores de Nueva Orleáns. Favorece sus comunicaciones con el Norte, y ha de contribuir al desarrollo de la ciudad en esta dirección, permitiendo la creación de nuevas zonas residenciales, perfectamente comunicadas. El puente construido, que atraviesa el lago, permite a los vehículos ganar cuarenta minutos (46 km) y, al mismo tiempo, descongestiona las carreteras que rodean el referido lago (fig. 15).

En las bases del concurso convocado para la ejecución de la obra se establecían unos plazos muy cortos, por lo cual, al redactar el proyecto se ha procurado emplear la prefabricación en la mayor escala posible. Esta prefabricación se ha visto muy facilitada mediante la utilización de la técnica del pretensado, la cual, al propio tiempo, ha permitido reducir la cantidad de materiales necesarios y el presupuesto total de la obra.

El tablero está constituido por 2.232 tramos, cada uno de los cuales consta de un solo elemento prefabricado de 17 m de longitud y 10 m de ancho, con un peso total de 167 t, y un canto de 1,20 m. Cada elemento tiene siete nervios en los que se alojan los cables de pretensado. La resistencia transversal del tablero (forjado y nervios) queda asegurada mediante una armadura de acero ordinario (fig. 16).

Este tablero se apoya en dinteles prefabricados, de hormigón armado, cada uno de los cuales descansa sobre dos pilas huecas, de una altura media de 26,75 m, formadas por secciones cilíndricas de 4,85 m de longitud, 1,36 m de diámetro exterior y 0,10 m de espesor, unidas entre sí por una armadura de pretensado constituida por doce cables Freyssinet de 12 alambres de 5 mm de diámetro.

Los elementos cilíndricos de las pilas, que se fabricaron por centrifugación (fig. 17), llevan una armadura en espiral, de acero ordinario, además de la longitudinal de pretensado. Los orificios para el paso de esta última a lo largo de las paredes de las pilas se formaron utilizando tubos de goma (fig. 18).

Una vez hormigonado cada elemento, se introducía, junto con su molde, en una cámara de curado, apilándolo después al aire hasta alcanzar el endurecimiento total del hormigón.

La unión de los diferentes elementos constituyentes de cada pila se realizó en bancadas especialmente preparadas al efecto. Colocadas en ellas las distintas piezas, se introducían los cables en los correspondientes orificios, se recubrían las juntas con una resina especial y se procedía al tesado de las armaduras (fig. 19).

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

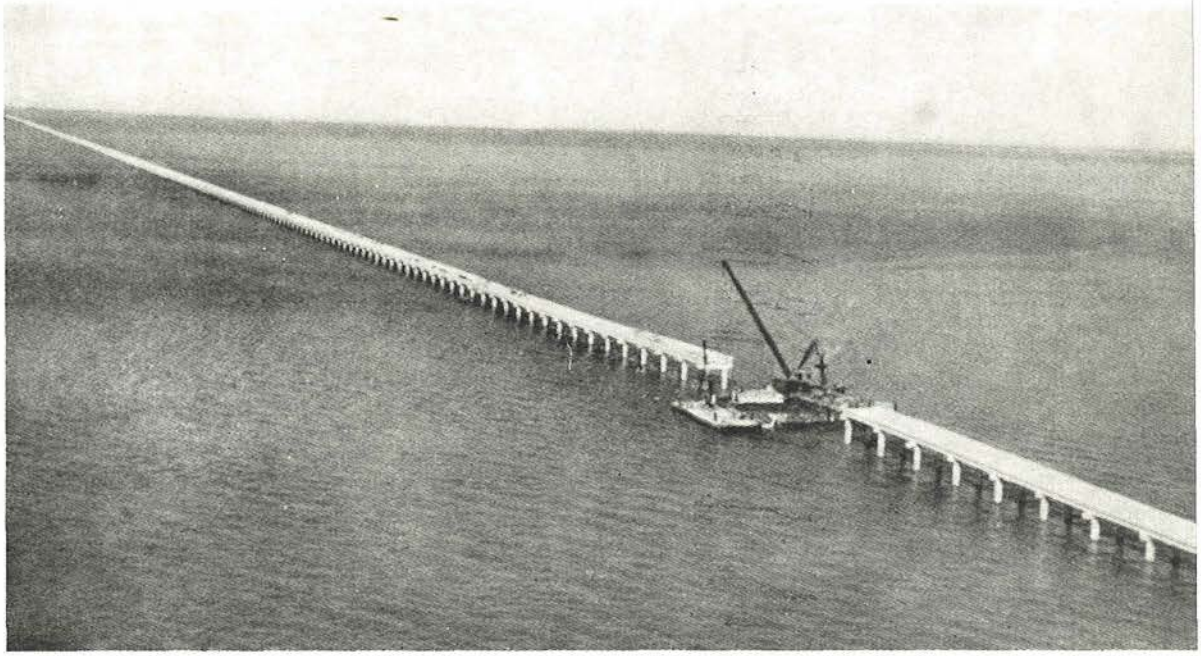


Fig. 14. El puente sobre el lago Pontchartrain, cerca de Nueva Orleáns (Estados Unidos). Estructura de hormigón pretensado, de 38 km de longitud (2.232 tramos de 17 metros).

Una vez terminada la construcción de cada pila, se trasladaba ésta al parque de almacenamiento, mediante una grúa.

La prefabricación de los diferentes dinteles, cada uno de los cuales pesaba 18 t, no ofrece ninguna particularidad digna de mención. Se hormigonaron invertidos con el fin de facilitar la colocación de las armaduras salientes que habrían de servir para su unión con las pilas. En el fondo del encofrado se colocaban las placas metálicas que sirven de apoyo a los nervios del tablero. Estas placas tenían que situarse con una gran precisión para conseguir el simultáneo apoyo de los siete nervios que cargan en el mismo dintel, sin necesidad de recurrir al empleo de cuñas para su nivelación.

En el centro de cada armadura de unión con la pila, el dintel llevaba un hueco en el que se vertía el hormigón que asegura el enlace del dintel con la pila (fig. 16), siendo estas secciones las únicas, en todo el puente, que se hormigonaron "in situ".

Cada día se colocaban de 16 a 20 pilas. Como su extremo inferior no va cerrado, al hincarlas en el fondo del lago, tanto el terreno como el agua penetraban en su interior.

Este puente sobre el lago Pontchartrain (fig. 20) constituye una evidente demostración del ahorro de tiempo, de materiales y de mano de obra que puede proporcionar el empleo conjunto de las técnicas del pretensado y la prefabricación en una obra inteligentemente proyectada. Tal economía será tanto mayor cuanto mayores sean las dimensiones de la obra y el número de veces que un mismo elemento pueda repetirse.

El mismo tipo de pila utilizado en el puente descrito ha sido empleado en otras estructuras, de las cuales a continuación se hace una breve reseña.

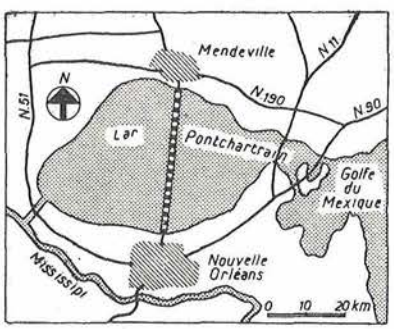


Fig. 15. Plano esquemático de situación de la obra, al norte de Nueva Orleáns (Louisiana).

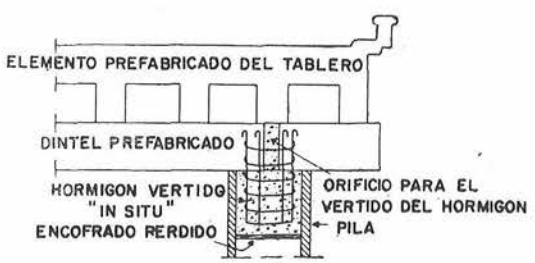


Fig. 16. Puente sobre el lago Pontchartrain. Detalle esquemático de la unión de la pila con el dintel.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

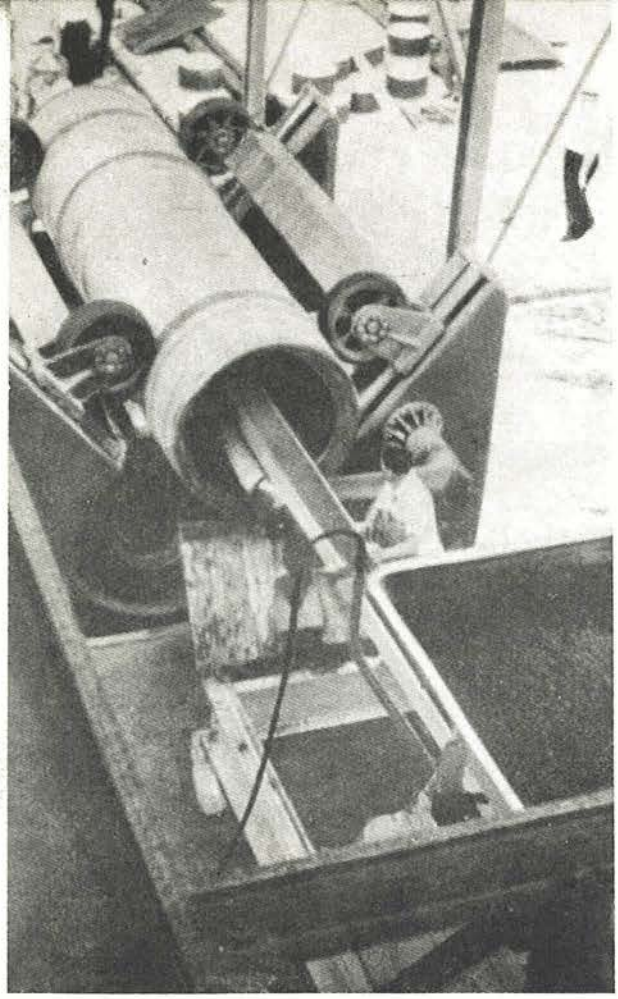


Fig. 17. Fabricación, por centrifugación, de uno de los elementos de las pilas.

Fig. 18. Armadura en espiral de uno de los elementos de las pilas.

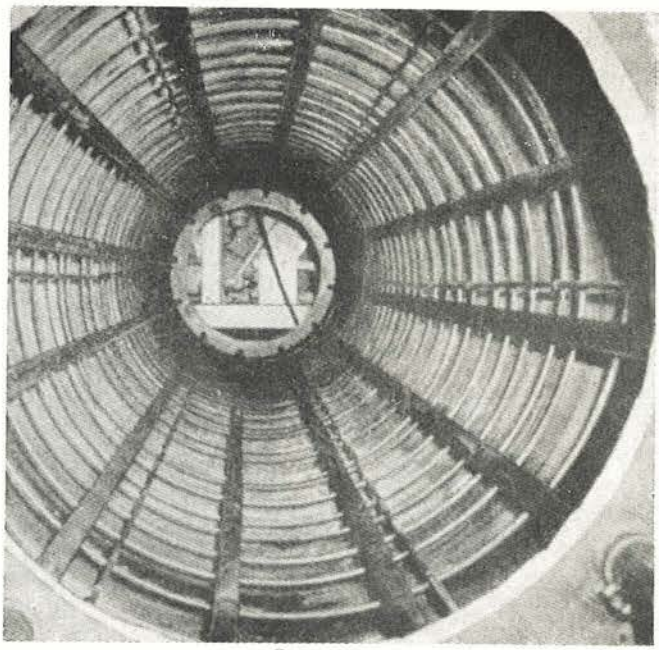


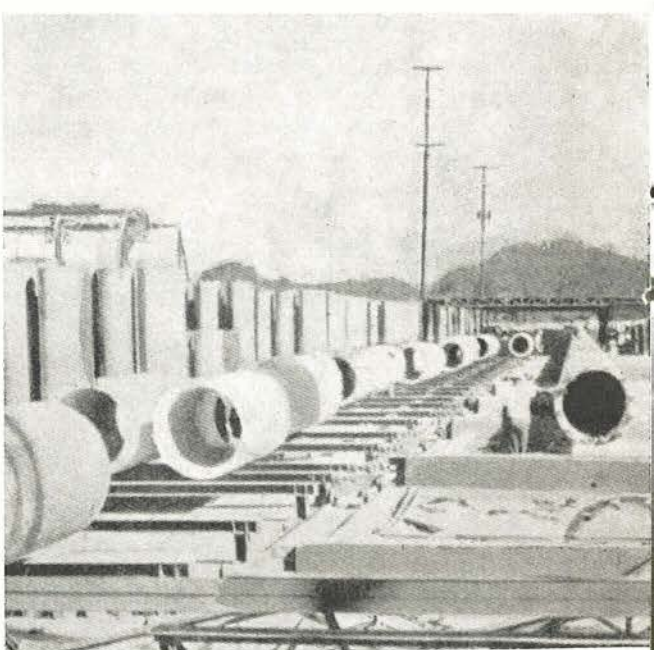
Fig. 19. Unión de los diferentes elementos constituyentes de una pila.

Balizas para la navegación

El servicio de vigilancia costera de los Estados Unidos ha construido varias balizas de este tipo en Nueva Orleáns y en Mayport (Florida). Las de Nueva Orleáns (figura 21) tienen un solo pie y llevan un pequeño faro que sirve de guía a los buques cuando hay niebla. Las de Mayport (fig. 22), construidas con el mismo fin, son de tres pies.

Plataformas para sondeos petrolíferos

En el lago Maracaibo (Venezuela) son bastante numerosas las estructuras de esta clase. La longitud de los pilotes de sustentación varía entre 40 y 60 m, según la profundidad de las aguas (de 30 a 35 m) y el espesor de la capa de fango (10 a 20 m) que recubre el fondo del lago. La plataforma, cuya fotografía se reproduce en la figura 23, va montada sobre ocho pilotes de 900 milímetros de diámetro exterior; cuatro de estos pilotes son verticales, y los otros cuatro, inclinados.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

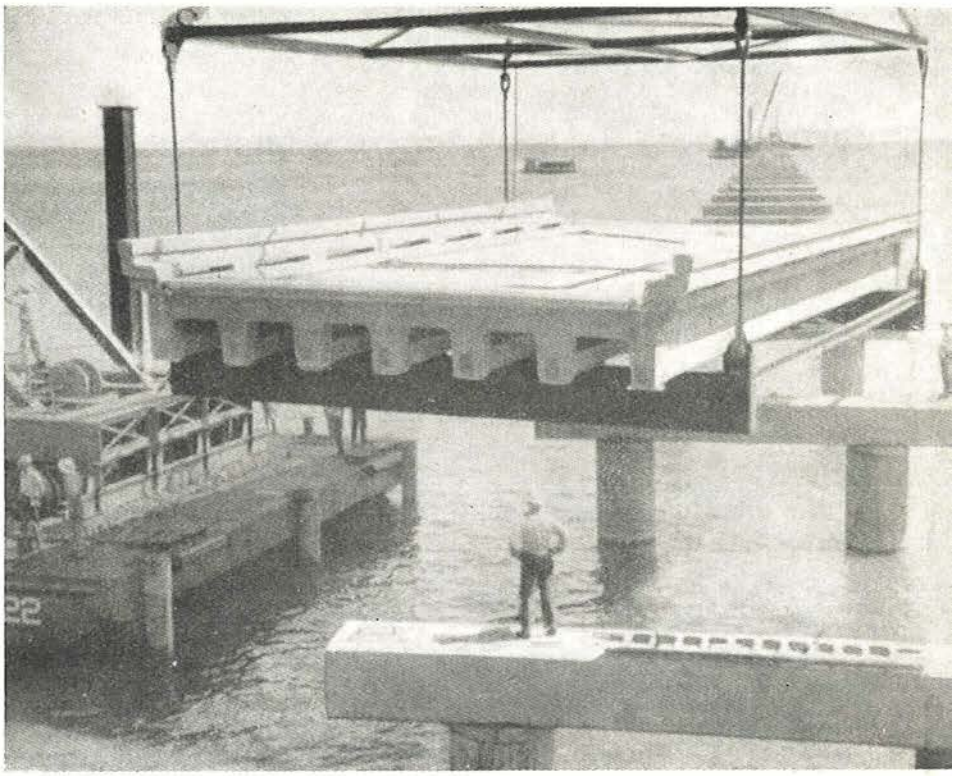


Fig. 20. Puente sobre el lago Pontchartrain. Uno de los tramos durante su colocación. El puente consta de 2.232 tramos análogos de 17 m de longitud y 10 m de anchura, prefabricados.

Diques secos, en Kiel

A principios del año 1957 la factoría naval Kieler Howaldtwerke convocó un concurso para la adjudicación de las obras de construcción de dos nuevos diques secos.

Según se aprecia en la sección transversal representada en la figura 24, la solera de estos diques es bastante delgada. Su parte central aparece separada de las laterales por dos juntas de dilatación. Las partes laterales, que actúan a modo de muro de contención, tienen un perfil en forma de L para poder recibir una sobrecarga de tierra que sirve de contrapeso.

Con el fin de resistir el empuje hidrostático que se origina cuando el dique está vacío (6,8 t/m²), la solera tiene que ir anclada al terreno. Con la disposición adoptada por la empresa constructora Frankipfahl Baugesellschaft, de Düsseldorf (3,85 × 3,43 m ó 3,65 × 3,65 m) los pilotes se encuentran sometidos a una compresión de 130 t y a un esfuerzo efectivo de tracción de 90 t. Su longitud se eligió de forma que garantizase un coeficiente de seguridad mínimo, al arrancamiento, igual a 1,3.



Figs. 21 y 22. Balizas de uno o tres pies, para la vigilancia costera de los Estados Unidos.

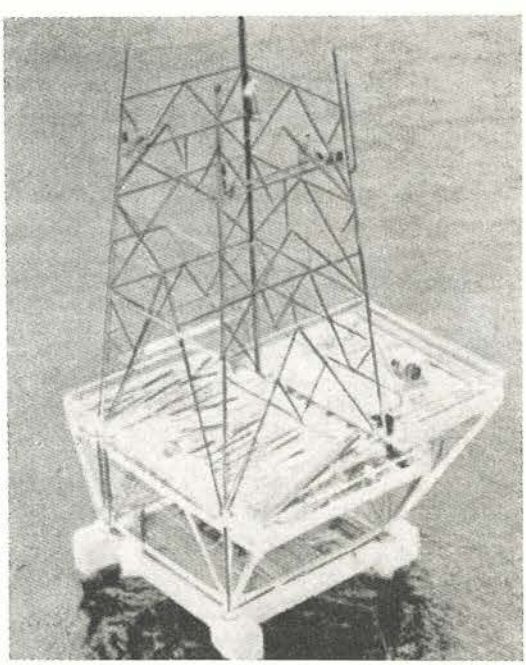


Fig. 23. Plataforma para sondeos petrolíferos, en Venezuela.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Esta propuesta fue aceptada por el Ingeniero Director de la obra, con la condición de que se realizasen, para comprobación, una serie de ensayos preliminares en el mismo lugar en que habrían de construirse los diques. El programa de ensayos exigido era el siguiente:

1.° Ensayo de cuatro pilotes aislados, análogos a los propuestos, de 520 mm de diámetro y 12 m de longitud, armados con 10 barras corrugadas de 24 mm de diámetro, de 2.000 kg/cm² de tensión admisible.

2.° Ensayo de cuatro pilotes aislados, de longitudes y diámetros variables:

— Dos pilotes de 500 mm de diámetro armados con barras corrugadas;

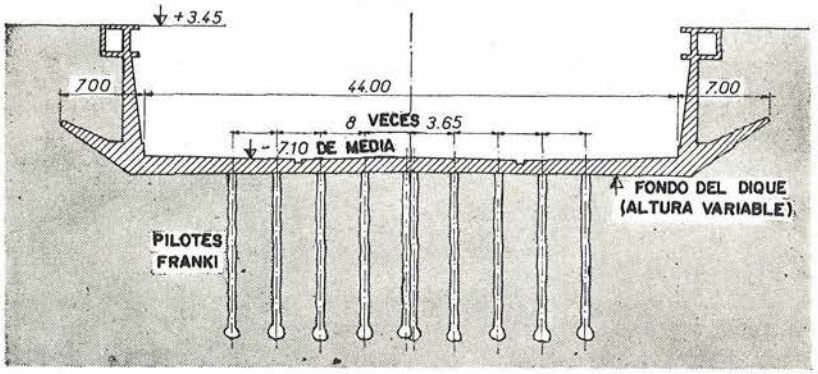


Fig. 24. Construcción de diques secos en Kiel (Alemania). Sección transversal del dique. (Obra ejecutada por la empresa Frankipfahl-Baugesellschaft, de Düsseldorf.)

Fig. 25. Diques secos de Kiel. Cables de pretensado (de 18 alambres de 8 mm de diámetro) en su funda protectora, para uno de los pilotes de ensayo.

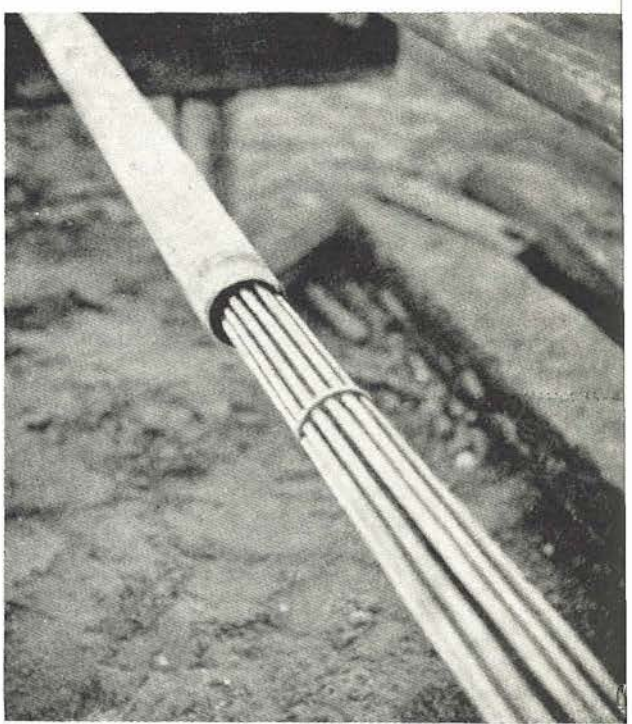
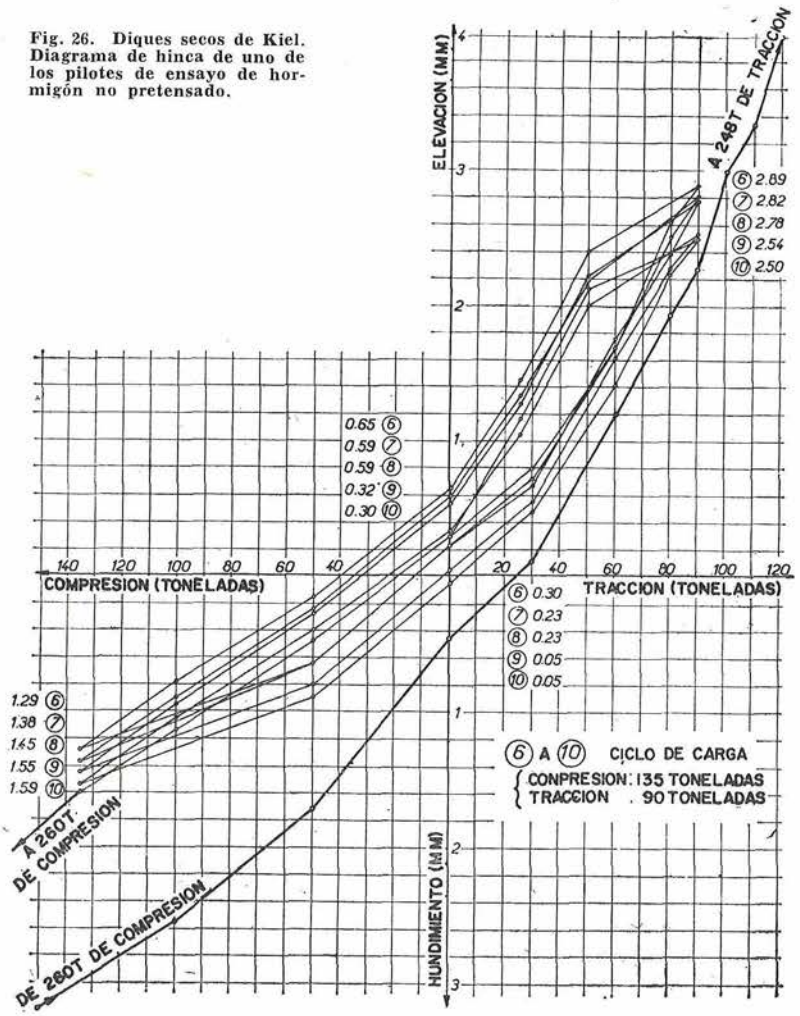


Fig. 26. Diques secos de Kiel. Diagrama de hinca de uno de los pilotes de ensayo de hormigón no pretensado.



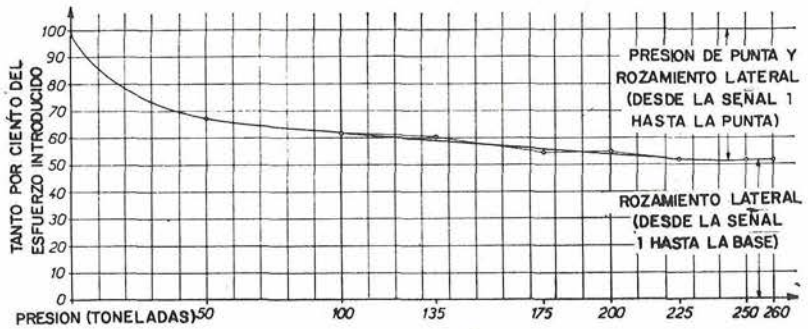
— Dos pilotes, uno de 500 mm de diámetro y otro de 420 mm, pretensados mediante un cable de 18 alambres de 8 mm de diámetro de acero de alto límite elástico (figura 25).

3.° Un ensayo de carga sobre un grupo de tres pilotes para estudiar la influencia mutua entre pilotes próximos.

A la vista de los resultados obtenidos en estos ensayos se decidió adoptar la solución de pilotes armados con barras corrugadas debido a que:

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Fig. 27. Diques secos de Kiel. Diagrama de distribución de esfuerzos de rozamiento lateral y de punta (ciclo 10) durante el ensayo de un pilote de hormigón no pretensado.



1.° Los resultados alcanzados con estos pilotes eran comparables a los obtenidos con los provistos de armaduras pretensadas;

2.° Su coste era un poco menor que el de los pilotes pretensados.

Debe hacerse notar que los pilotes no pretensados podían ejecutarse según el clásico método de Franki, de todos conocido, en tanto que los pretensados exigían el empleo de un martinete, de tipo especial, perforado, que deslizase a lo largo de la funda central en la que van colocados los alambres.

Dada la gran dureza del terreno de cimentación, durante el hormigonado se hizo necesario adoptar un cierto número de precauciones que complicaron la construcción de los pilotes, reduciendo el rendimiento.

A continuación se indican los resultados obtenidos en los ensayos realizados con los pilotes no pretensados. Estos pilotes fueron sometidos a un ciclo de puesta en carga constituido por diez compresiones de 135 t y dos tracciones de 90 t. La reacción de apoyo quedaba asegurada mediante un conjunto de viguetas unidas a los pilotes adyacentes.

Terminado este ciclo de cargas, se sometió el pilote de 500 mm de diámetro a una compresión de 260 t y, finalmente, a una tracción hasta rotura.

Los resultados registrados bajo las cargas de servicio fueron los siguientes (fig. 26):

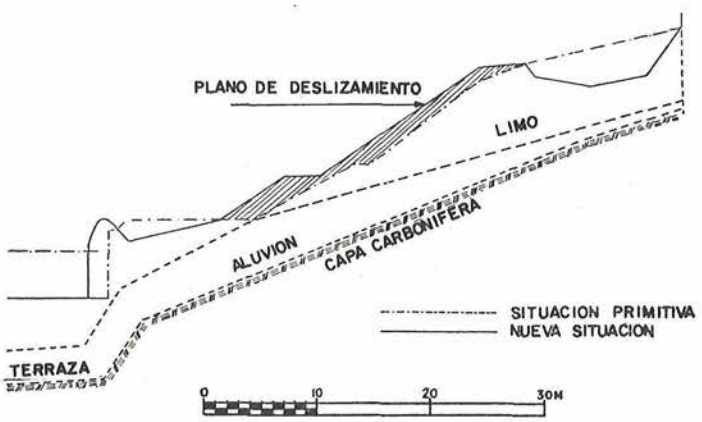
— Elevación media bajo la tracción de 90 t: 2,6 mm.

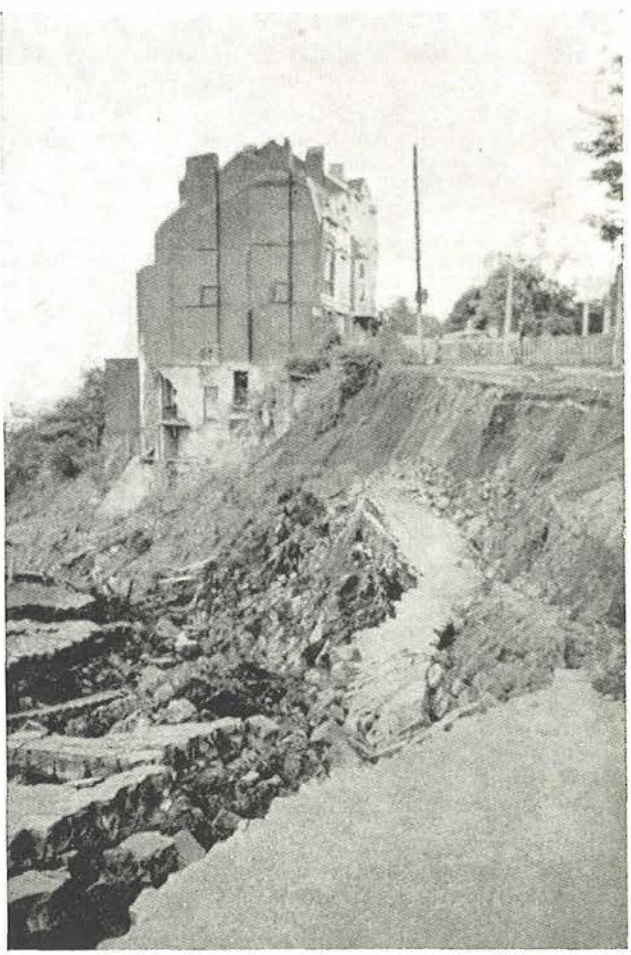
— Hundimiento medio bajo la compresión de 135 t: 1,4 mm.

— Rotura por tracción al alcanzar las 248 t, con una elevación de 14 mm (no representada en el gráfico), y rotura de las armaduras sin que el pilote llegase a desprenderse del terreno.

Resulta interesante estudiar las deformaciones del pilote y ver cómo se distribuyen, sobre el terreno, los esfuerzos de rozamiento y de punta. El gráfico de la figura 27 ilustra sobre estos extremos.

Debe hacerse notar que el comportamiento de un pilote a tracción depende, fundamentalmente, de las características del terreno, las cuales, en el caso que se estudia, eran particularmente favorables para el empleo de pilotes de tracción de gran capacidad resistente.





Figs. 28 y 29. Sección esquemática y una vista de la Colina de Cointe, que domina la estación de Guillemins, en Lieja. En la fotografía puede apreciarse la importancia de los daños causados por el deslizamiento de las capas del terreno.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026



Fig. 30. Construcción del nuevo muro de contención de la estación de Guillemins, en Lieja. Vista de la parte superior de las entibaciones circulares de hormigón armado, para los pozos de cimentación, durante la ejecución. Encima llevan una placa de hormigón armado.

El fuste de los pilotes Franki, hecho intencionadamente rugoso, y el ensanchamiento dado a su base, han permitido alcanzar compresiones y tracciones a las que nunca se había llegado con pilotes de este diámetro.

Los diques secos descritos se encuentran actualmente en servicio, comportándose de modo perfecto.

Muro de contención en la estación de Guillemins, en Lieja

Ya antes de la última guerra, en los edificios construidos sobre la falda de una colina en la Avenida del Observatorio de Cointe-lez-Liège, se observaban numerosos desperfectos que, con el tiempo, fueron aumentando. En el año 1953 los daños ocasionados en dichos edificios y en el muro de contención construido al nivel de las vías del ferrocarril eran tan considerables que se hizo imprescindible adoptar urgentemente las medidas necesarias para repararlos y evitar su propagación (figs. 28 y 29).

El examen del terreno demostró que se trataba de un verdadero deslizamiento de las capas superiores que cubrían un banco carbonífero con fuerte pendiente (figura 28).

Para poner remedio a esta situación, la Sociedad Nacional de los Ferrocarriles Belgas redactó un primer proyecto que consistía en aplanar la colina y establecer un drenaje permanente. Adjudicadas las obras, se iniciaron los trabajos de terraplenado, pero hubo que suspenderlos, pues, a consecuencia de ellos, se aceleraron y extendieron los corrimientos de tierra, afectando incluso a lugares hasta entonces firmes.

En vista de ello, la Sociedad de los Ferrocarriles Belgas solicitó el asesoramiento del profesor Magnel, el cual proyectó un muro de contención, cimentado sobre pilotes de gran diámetro. Los pilotes situados al pie de la colina iban pretensados para asegurar su anclaje en el banco de esquistos subyacente (fig. 31). La ejecución de las obras se adjudicó a la empresa Pilotes Franki, S. A., de Lieja.

Al nivel de la Avenida del Observatorio ya citada, la estructura se compone de 250 pozos, de 1,30 m de diámetro, colocados a 2 m entre ejes. Aunque la zona de dicha Avenida afectada por los hundimientos era sólo de unos 40 m, aproximadamente, los pozos cubren toda la anchura de la calzada en una longitud de 100 m.

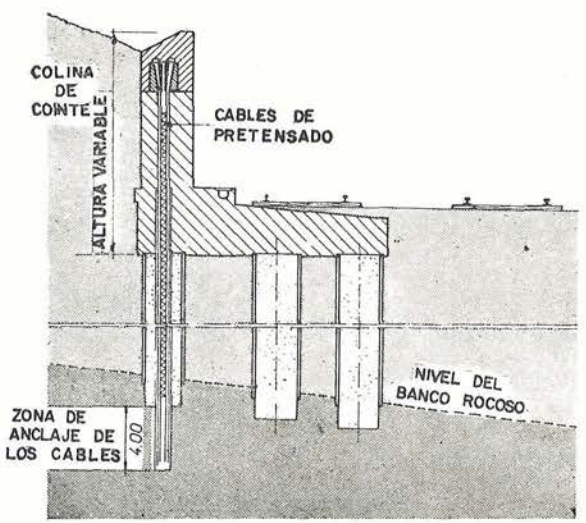


Fig. 31. Sección esquemática del nuevo muro de contención de la estación de Guillemins, en Lieja.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

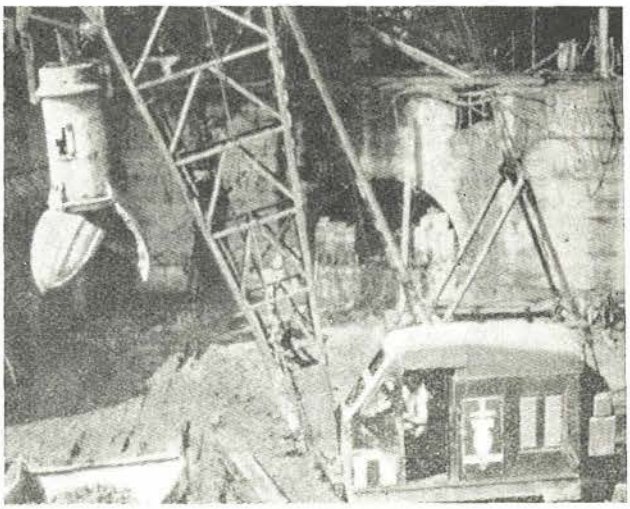


Fig. 32. El equipo de perforación utilizado para la excavación de los pozos destinados a la construcción de los pilotes, de gran diámetro, que constituyen la cimentación.

Estos pozos se fueron profundizando, al abrigo de entibaciones circulares de hormigón armado, hasta llegar al banco rocoso. Enrasado horizontalmente dicho banco, se prolongaron aún más los pozos mediante perforaciones en la roca sana, con un diámetro variable entre 0,75 y 1,20 metros.

Terminada la perforación se colocó una fuerte armadura y se hormigonaron los pozos, en toda su altura, coronándolos con una placa de hormigón armado cuyo espesor varía entre 0,54 y 0,72 m (fig. 30). El conjunto de esta estructura de hormigón armado (placa y pilotes) proporciona a la calzada el apoyo indispensable y constituye, además, una serie de pórticos de gran rigidez, que actúan tanto en dirección longitudinal como transversal, resistiendo perfectamente el empuje del terreno. El empotramiento de la estructura por fuera de la zona peligrosa, aumenta todavía más su resistencia.

Para la perforación de los pozos en la zona de la estación ferroviaria, la empresa Franki utilizó, inicialmente, una barrena de percusión. Posteriormente se comprobó que, dadas las características tixotrópicas del terreno, para evitar los corrimientos laterales de los pozos, ocasionados por los empujes del terreno, era necesaria utilizar una técnica de perforación que no transmitiese ninguna vibración. Inmediatamente se recurrió a un nuevo dispositivo que permitió proseguir los trabajos en excelentes condiciones. Este dispositivo estaba constituido por una barrena giratoria que, como su nombre indica, permite la extracción de las tierras por simple rotación de la barrena. La figura 32 es una vista del equipo de perforación en funcionamiento.

Concluida la perforación de estos pozos se procedió a su hormigonado, así como al del muro de contención propiamente dicho. Los cables para el pretensado se colocaron en conductos especialmente dispuestos a tal efecto, inyectándolos en toda la altura correspondiente a su longitud de anclaje en la roca (fig. 31). Una vez fraguado y suficientemente endurecido este mortero de inyección, se inició el pretensado de los cables, terminado el cual se completó la inyección y se hormigonó la coronación del muro. Todas estas operaciones se realizaron con el máximo cuidado y sin incidente alguno.

Los importantes empujes que tenía que soportar el muro de contención y el pequeño espesor que era posible darle debido a la proximidad de los subterráneos de acceso a los andenes de la estación de Guillemins, obligaron al autor del proyecto a recurrir a un procedimiento que, aunque ya había sido probado anteriormente, es lo bastante original y moderno para que merezca ser descrito, aunque sólo sea muy brevemente. Consiste en suplir la insuficiencia del esfuerzo estabilizador vertical proporcionado por el peso del propio muro, con una tracción artificial ejercida sobre su base mediante alambres de acero de alta resistencia, anclados en la roca de la cimentación y sometidos a un esfuerzo regulable de pretensado, esfuerzo que se transmite al muro confiriéndole una estabilidad que su sólo peso propio no le podía proporcionar.

* * *

Se han descrito una serie de casos de aplicación del pretensado a estructuras en las que, al revés de lo que normalmente suele ocurrir, la estabilidad no resulta necesariamente garantizada mediante una inteligente introducción de los adecuados esfuerzos exteriores, sino que aparece condicionada por el medio en que se encuentra ubicada, es decir, el terreno.

En estos casos el pretensado va íntimamente asociado con la Mecánica del suelo, especialmente si se trata de pilotes sometidos a flexión compuesta, como en los ejemplos ya citados del muelle de Erith y, sobre todo, del muro de contención de la estación de Guillemins.

La solicitación de un pilote (momento flector) depende de las características mecánicas de las diversas capas de terreno que atraviesa y, fundamentalmente, de su coeficiente de reacción.

Desgraciadamente, no cabe dentro de los límites de este artículo, el estudio de todos estos problemas, los cuales, por otra parte, no han podido, hasta ahora, ser resueltos de un modo totalmente satisfactorio. Las teorías actualmente en vigor se basan en una serie de hipótesis simplificativas, demasiado numerosas, que demuestran la complejidad del tema.

No obstante, resulta tranquilizador comprobar que, hasta la fecha, las estructuras de este tipo construidas se han comportado, en general, de un modo totalmente satisfactorio. Cierto es que, para ello, se han tomado unos coeficientes de seguridad exagerados que repercuten desfavorablemente en la economía general de estas estructuras.

De todo ello se deduce, en definitiva, que es este un campo en el que queda todavía mucho por hacer. Es necesario investigar y estudiar intensamente estos problemas para conseguir llegar a la realización de cimentaciones todavía más audaces y económicas que las que aquí quedan descritas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

puente curvo de pequeño radio en hormigón pretensado, en Caracas, Venezuela

(Tomado de «Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics», septiembre 1962)

Exposición de M. Wiedmer

El Presidente, M. Quillery, nos ha expuesto la idea creadora de la Roca Tarpeya, con la evolución de la ciudad de Caracas.

Toda la audacia que se desprende de este relato conduce, naturalmente, a la concepción de la obra, de la que os voy a hablar ahora.

La meta buscada es el fácil acceso a la vía del Helicoide, a partir de la avenida del Ejército.

La circulación por esta arteria es muy intensa. Vuelvo a recordar la cifra de 90.000 vehículos diarios en los dos sentidos. Para no entorpecer este tráfico y conservar una visibilidad perfecta, la obra debería salvar con un solo vano las dos calzadas de tres vías cada una.

Por otra parte, el emplazamiento del futuro puente coincidía con el paso de la autopista del Ejército, entre dos colinas escarpadas y bastante próximas entre sí.

Por consiguiente, bastaba con trazar una rampa de acceso que describiese una curva majestuosa y cortara perpendicularmente a la vía que iba a desaparecer.

El cambio de dirección debía hacerse sobre el puente mismo.

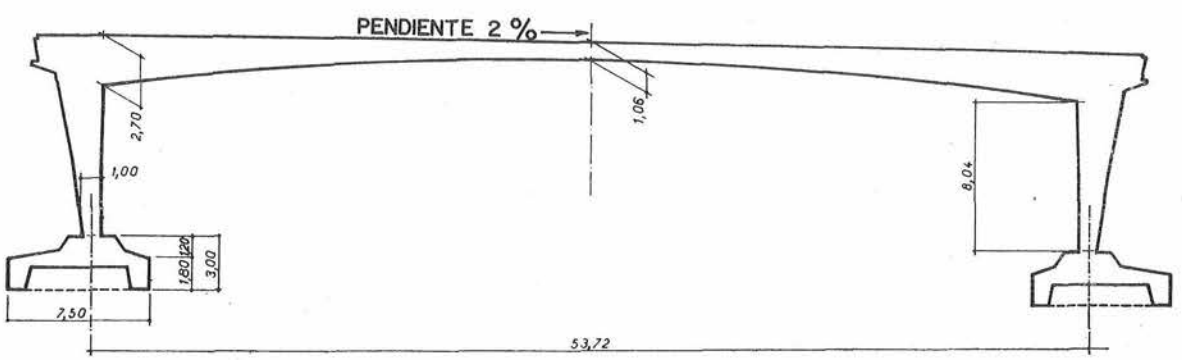


Fig. 1.—Sección longitudinal. El hueco que se ve bajo las zapatas da la vuelta completa. Transmite al suelo las torsiones aplicadas al pilar. El tablero presenta una esbeltez de 1/50. El reborde de detrás de los pilares y al nivel del tablero, sirve de apoyo a los tramos de acceso.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

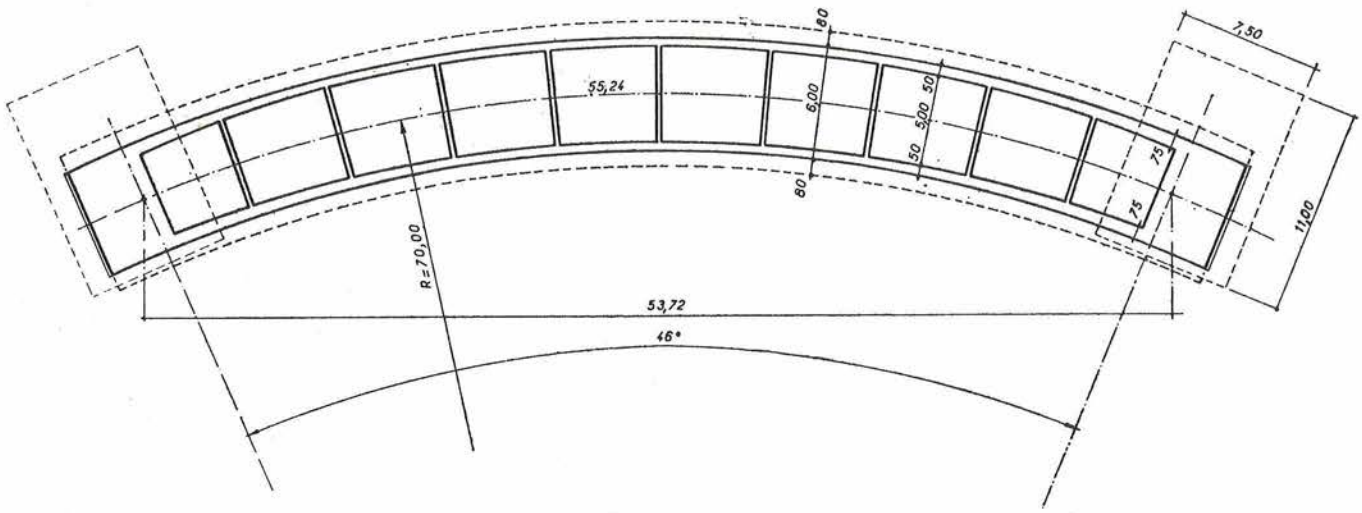


Fig. 2.—Sección en planta. Flecha en planta: 5,50 m. Tablero: en cajón de 6 m de anchura, con dos voladizos de 0,80 m. Espesor de la losa superior: 0,20 m. Riostras distanciadas unos 5,50 m. Las zapatas presentan una excentricidad de 5 m sobre los pilares y del lado de la convexidad del puente.

Además, para reducir la longitud de este acceso, el tablero debería ser lo más esbelto posible.

He aquí las condiciones esenciales que han presidido la concepción de la obra:

— gran luz;
— gran esbeltez;
— gran curvatura;

cuyas consecuencias, por otra parte, conducían a la busca del efecto estético.

La curva, de 70 m de radio en planta, conduce, en la semiluz, a una excentricidad del eje de la calzada de unos 5,50 m respecto al plano que contiene los ejes de apoyos.

Esta excentricidad origina esfuerzos poco corrientes muy importantes: momentos de torsión y un par de vuelco sobre las cimentaciones, debidos al peso propio.

Se necesitaba, pues, un pórtico empotrado sobre zapatas excéntricas cuyas diferentes secciones resistiesen bien a torsión; es decir, de secciones en cajón.

El pretensado se prestaba bien para resolver elegantemente estos problemas, conservando la audacia del proyecto.

Las dimensiones principales de la obra aparecen en las figuras 1 y 2.

Este puente tiene una calzada de 6 m.

Los voladizos, que sirven de aceras, han sido reducidos con el fin de reservar las mayores dimensiones al cajón, para resistir las torsiones.

El aspecto estético del puente es más que satisfactorio, y tanto por sus líneas como por su audacia, responde a la meta buscada: invitar a los automovilistas a acceder por él al Helicoide de la Roca Tarpeya.

Voy ahora a procurar explicaros el cálculo de esta obra, cuyo anteproyecto ha sido estudiado por la oficina «Johannson y Richter», de Caracas, y realizada por la «STUP» con el empleo del procedimiento Freyssinet para el pretensado.

El sistema es un pórtico hiperestático curvo, empotrado en la base.

Por consiguiente, cortándolo por la clave se obtienen dos pescantes isostáticos, cuyo estudio es inmediato. Para pasar al sistema real es preciso restablecer la continuidad. Esta supone, únicamente, que los dos bordes del corte han sufrido el mismo desplazamiento en el espacio.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Por lo tanto, es preciso estudiar los desplazamientos de los dos extremos de los pescantes, y mediante la aplicación de esfuerzos a estos extremos, restablecer el contacto de las dos caras del corte.

Cada desplazamiento puede descomponerse en una traslación y en una rotación que se expresan en un sistema de tres ejes coordenados, por:

— las tres componentes de la traslación;

— las tres componentes de la rotación.

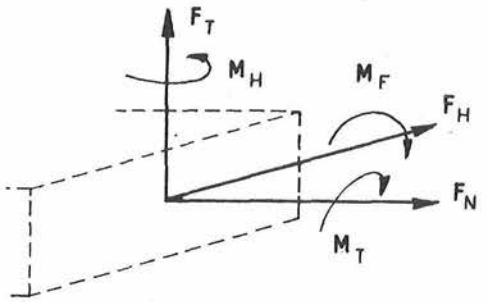


Fig. 3.

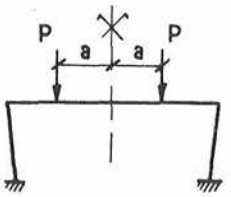


Fig. 4.

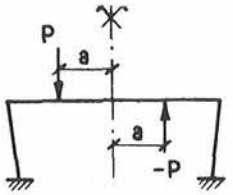


Fig. 5.

Hay que hacer constar que el sistema tiene, en el caso general, seis grados de hiperestatismo. Pueden tomarse como incógnitas:

— tres fuerzas, dirigidas cada una según uno de los tres ejes coordenados;

— tres pares, cuyos ejes están dirigidos, igualmente, según los tres ejes coordenados (fig. 3).

Sin embargo, es posible reducir el número de estas incógnitas, gracias a las siguientes observaciones:

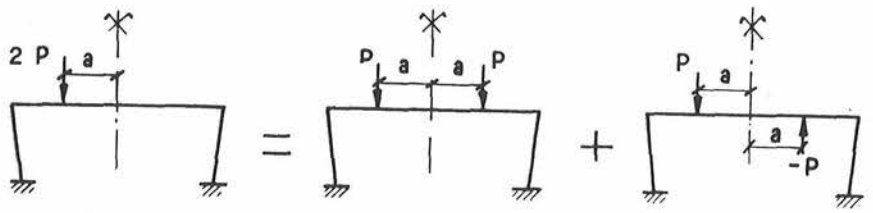


Fig. 6.

1) Suponiendo cargado el puente con dos fuerzas simétricas con relación al eje de la obra (fig. 4).

Los desplazamientos de las dos caras del corte tienen tres características idénticas:

— desplazamiento vertical, según F_T,

— desplazamiento horizontal, perpendicularmente al plano que contiene los ejes de los pilares, según F_H,

— giro alrededor de un eje paralelo a ese mismo plano, según M_T.

Resulta que no quedan más que tres incógnitas, ya que los tres esfuerzos correctores F_T, F_H y M_T son nulos.

2) Suponiendo cargado el puente por dos fuerzas antimétricas, es decir, según la disposición de la figura 5.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

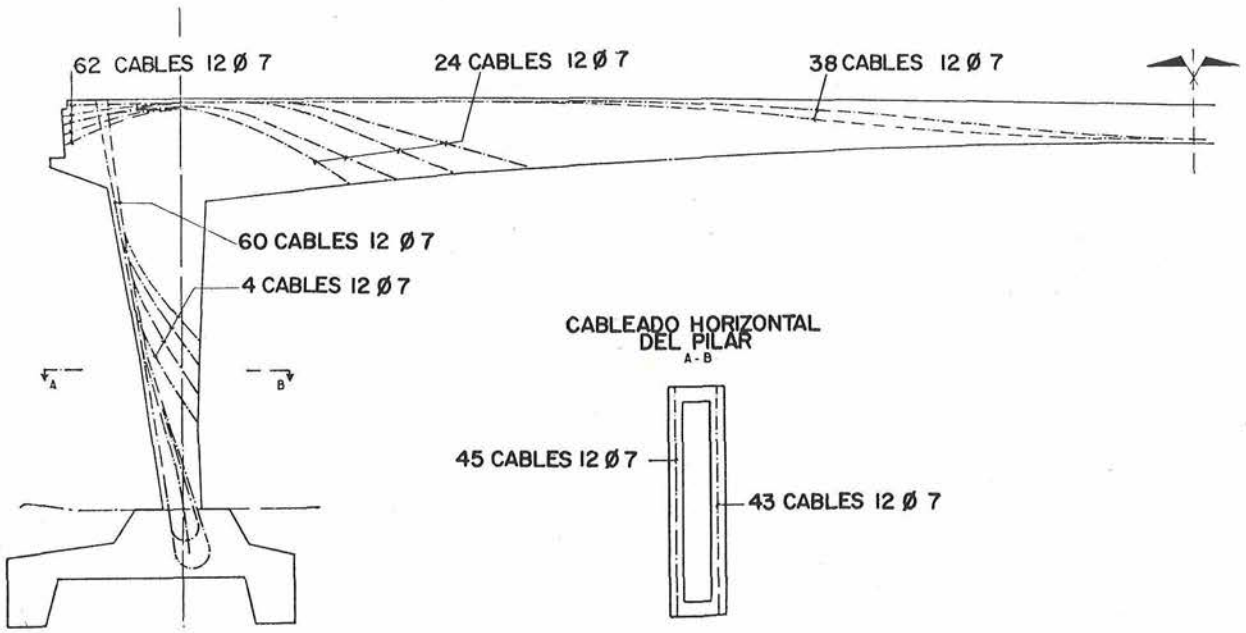


Fig. 7.—Cableado.

Los desplazamientos de las dos caras del corte tienen igualmente tres características idénticas:

— desplazamiento horizontal paralelo al plano que contiene los ejes de los pilares, según F_N,

— giro alrededor de un eje perpendicular a este mismo plano, según M_F,

— giro alrededor de un eje vertical, según M_H.

Por lo tanto, no quedan más que tres incógnitas, ya que los tres esfuerzos correctores F_N, M_F y M_H, son nulos.

3) Una carga aislada es la suma de dos cargas simétricas y de dos cargas antimétricas (fig. 6).

Estas observaciones han facilitado el trazado de las líneas de influencia.

Cada sección del tablero y de los pilares está sometida a dos momentos de flexión de ejes ortogonales a la línea media y a un momento de torsión.

Hay que hacer notar que al momento de torsión que actúa sobre el tablero, corresponde un momento de flexión en los pilares, y que al momento de flexión horizontal del tablero corresponde el momento de torsión de los pilares. Esto permite comprender las particularidades del pretensado.

Este se ha llevado a cabo mediante cables Freyssinet, de doce hilos de Ø 7 mm, anclados en los conos de hormigón zunchado, desarrollando cada uno un esfuerzo efectivo medio de 40 a 42 t en la obra en servicio.

Vemos en al figura 7 el comienzo del cableado longitudinal del tablero, que se eleva sobre el apoyo para asegurar la resistencia a los momentos negativos; sobre el apoyo se necesitan cables cortos suplementarios.

El cableado vertical del pilar está constituido, principalmente, por cables doblados en la zapata, con un radio medio de 45 cm.

Estos cables tensados exteriormente por la parte alta, están prácticamente centrados en el empotramiento en la zapata. En efecto, la reducción de la sección del pilar conduce a una disminución de los momentos en esta sección; en el límite, para una sección de altura nula, tendríamos una articulación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

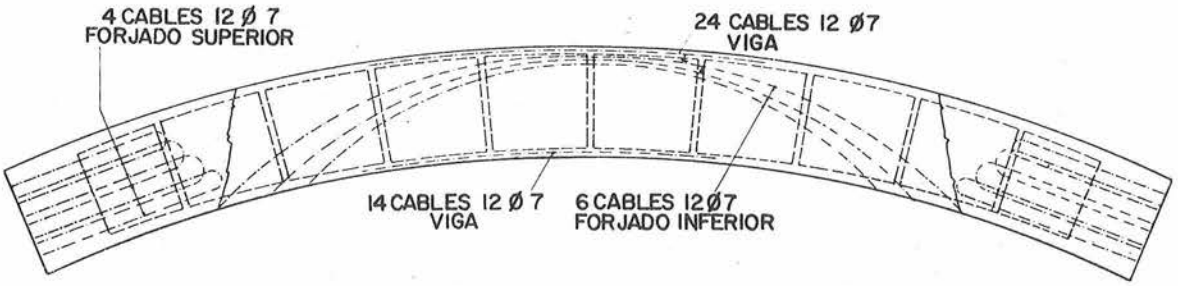


Fig. 8.—Cableado del tablero. Planta.

No hemos representado aquí todos los cables, sino solamente una imagen del sentido del pretensado; el número de cables está indicado.

El corte transversal del pilar muestra los cables horizontales previstos.

La figura 8 muestra los cables de mayor interés. En efecto, los cables parabólicos situados en la losa inferior del tablero, tienen por objeto crear una torsión en los apoyos; ya he indicado anteriormente que un momento de eje vertical en el tablero, correspondía a un momento de torsión en los apoyos.

Este efecto actúa en sentido inverso al originado por las cargas, y se ha obtenido una reducción de la torsión en los apoyos de 560 a 340 t.m, es decir, una disminución aproximada del 40 por 100.

Análogamente, la diferencia de cables entre la viga exterior (veinticuatro cables) y la viga interior (catorce cables) crea un momento de torsión en el tablero, reduciendo, por lo tanto, el de las cargas exteriores y dando origen, en los apoyos, a un momento de flexión de eje paralelo a la línea de apoyos, provocando igualmente una disminución de los efectos de las cargas.

La figura 9 nos muestra el cableado de un pilar. Se ven los cables verticales, que se descentran en la base hacia el interior de la concavidad del puente, con objeto de absorber los esfuerzos debidos a la excentricidad del tablero respecto a la recta de unión de los ejes de las líneas de apoyo.

Se ven igualmente los cables horizontales, que aparecen en el corte del pilar de la figura 7.

Estos cables están destinados a absorber los esfuerzos cortantes originados por la torsión en los pilares.

Pero, a pesar de la disminución apreciable de estos momentos de torsión, quedaba un esfuerzo tal, que la tensión principal de tracción en el centro de las grandes caras de los

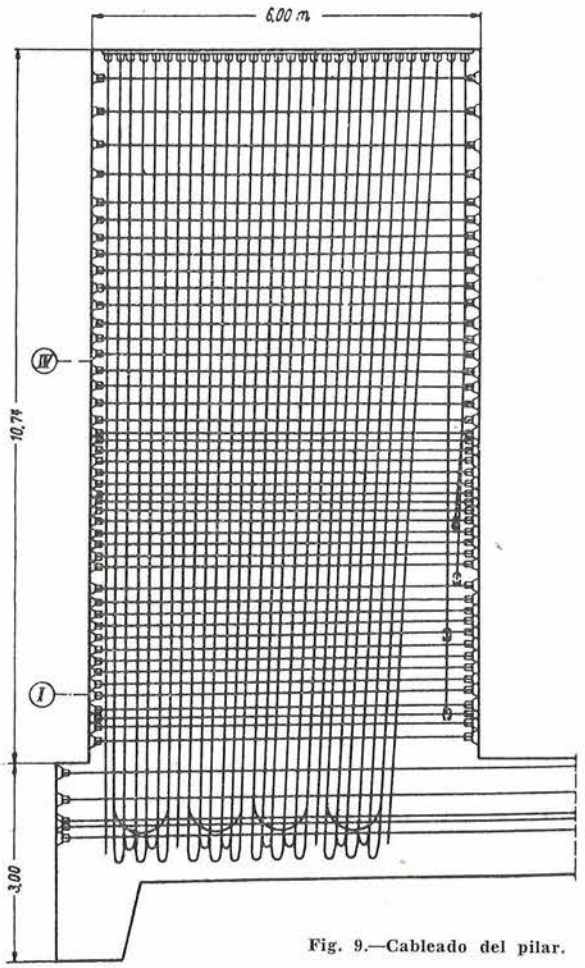
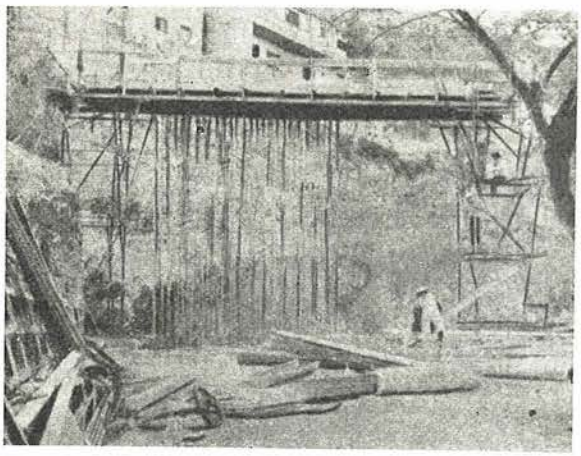
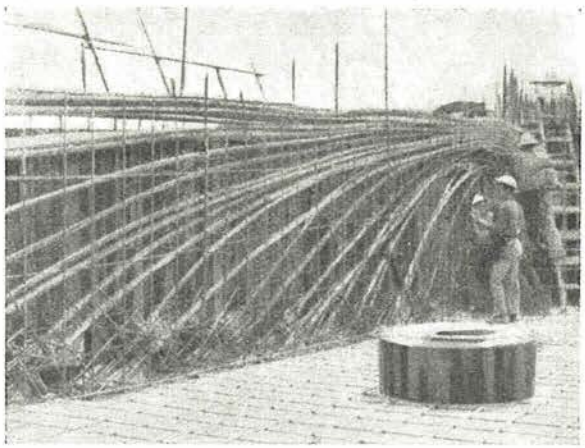
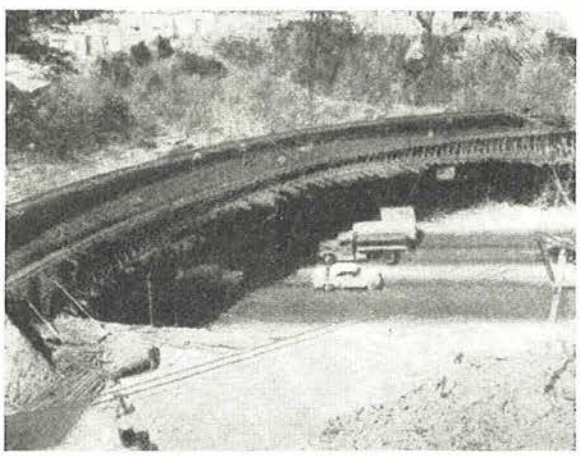


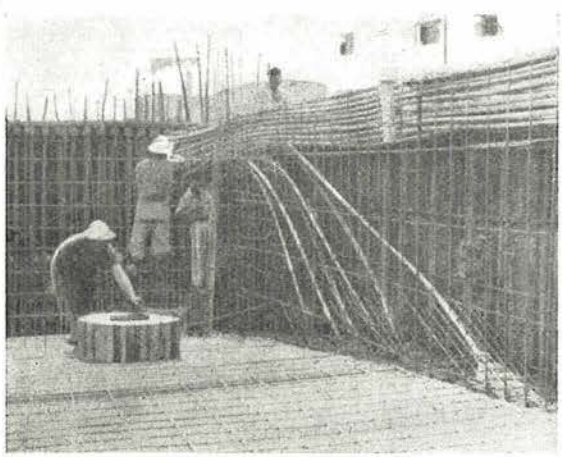
Fig. 9.—Cableado del pilar.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026









apoyos, era de unos 12 kg/cm². Fue transformada por el pretensado horizontal, en una compresión de 10,5 kg/cm².

Las losas superior e inferior del tablero son de hormigón armado, apoyando sobre los nervios longitudinales y las riostras, pretensados también.

La aplicación del pretensado a esta obra ha permitido realizar, sin grandes complicaciones, un puente muy curvo y esbelto, y cuya ejecución no se ha visto dificultada por una cuantía importante de armadura.

La obra no tiene ninguna sección sometida a tracciones, lo que le proporciona una seguridad completa contra la corrosión de las armaduras.

Las cantidades puestas en obra, para un volumen próximo a los 800 m³ de hormigón, han sido las siguientes:

— acero especial de pretensado: 24 t, equivalentes a 30 kg/m³;

— acero dulce: 100 t, equivalentes a 125 kilogramos/metro cúbico.

— vainas para cables: 8 km.

Fig. 10.—En primer lugar, se hormigonaron las zapatas, estando los cables verticales de los pilares colocados en su sitio y sostenidos por su parte superior con un andamiaje. Se fijaron en las zapatas, por medio de acero ordinario. El hormigón se fabricó en la estación de hormigonado del helicoide, situada a 1 km del emplazamiento del puente, y servida por camiones de tambor rotativo.

Fig. 11.—La cimbra del tablero debía dejar paso libre a los vehículos y estaba constituida encima de la autopista, por un tablero de viguetas metálicas. Se admitió un punto central de apoyo, sobre la banda central que separa las dos calzadas. Lateralmente se utilizó un andamiaje tubular.

Fig. 12.—Cableado de una viga longitudinal. Delante de los obreros se ven los cables verticales de un pilar.

Fig. 13.—Cableado de una viga longitudinal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026



Fig. 15.—Obra terminada. Aún se ve la cimbra.

Los trabajos en la ejecución de la obra han durado seis meses y medio, incluido el descimbramiento. Las figuras 10 a 16 muestran algunas fases de la construcción de la obra.

La obra terminada ha sido pretensada progresivamente, comenzando por los cables horizontales de los pilares y, después, alternando los verticales de los pilares y los cables del tablero, a efecto de introducir el pretensado de manera progresiva y uniforme.

El uso de cables de potencia moderada facilita este equilibrio de esfuerzos. No se ha observado ninguna fisuración en el curso de la puesta en tensión de los cables.

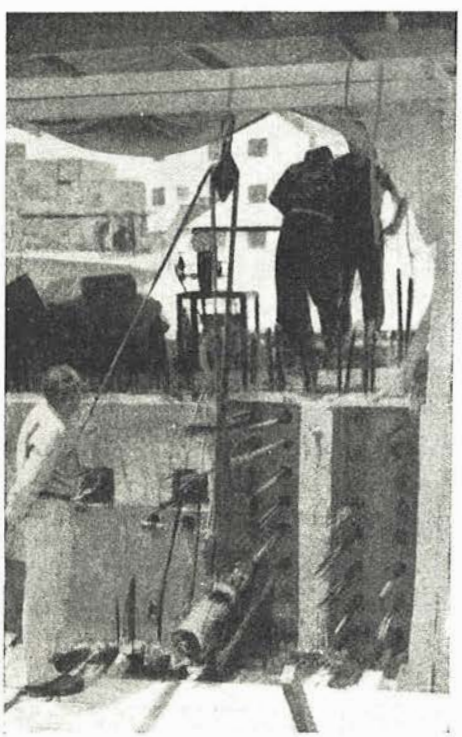


Fig. 14.—Puesta en tensión de los cables.

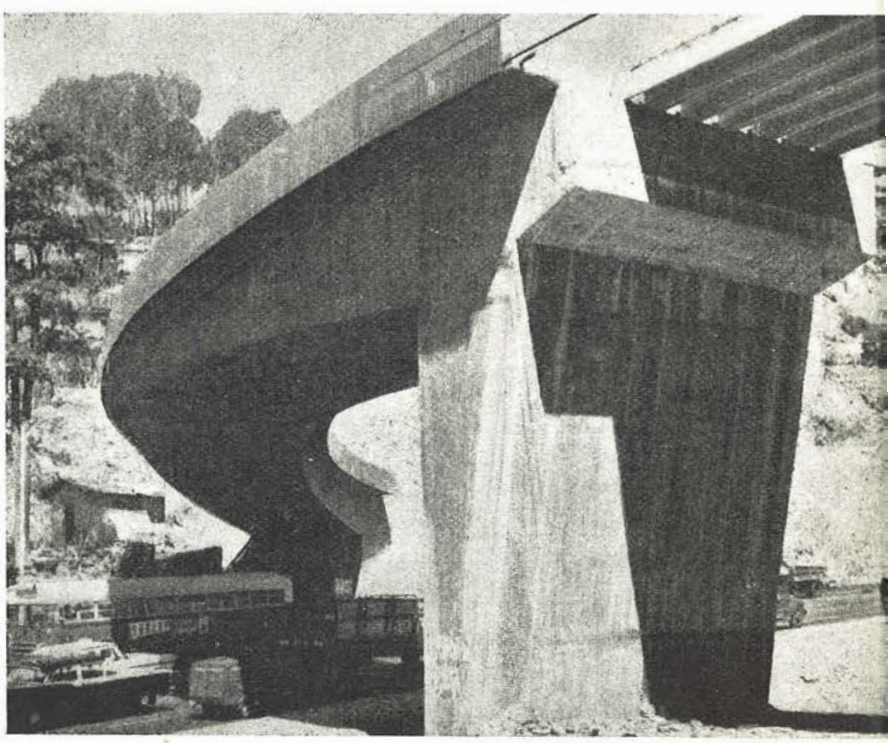


Fig. 16.—Obra terminada. En la fotografía aparece claramente la curvatura de la directriz del tablero (5,50 m de excentricidad con relación al eje de pilares).

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

tensiones principales en vigas apoyadas de hormigón pretensado

Dr. Ing. Michel SARGIOUS

(Tomado de «Die Bautechnik», marzo 1961.)

1. Introducción

En los extremos de una viga de hormigón pretensado existen, al comienzo de esa zona, unas tensiones de tracción debidas a las fuerzas de pretensado y a la reacción del apoyo. De ahí que, para el dimensionamiento seguro de la armadura, deban ser conocidas las fuerzas resultantes.

Hasta ahora, después de los informes de Guyon (1), Sievers (2) e Iyengar (3), solamente se conocían estas fuerzas de un modo aproximado, y sólo estaban determinadas para el efecto aislado de la fuerza de pretensado. No estaba comprendida la acción simultánea de la reacción del apoyo en el extremo de la viga.

Por sugerencia del Prof. Dr. Ing. F. Leonhardt, se inició una extensa experimentación, cuya finalidad era determinar la magnitud y dirección de las tensiones de tracción y la magnitud de las fuerzas de tracción para distintas combinaciones de actuación de ambas fuerzas, y formular una regla sencilla para el dimensionamiento de la armadura necesaria.

Para atacar el problema se eligió el ensayo fotoelástico, que ya había demostrado su utilidad, como medio auxiliar, en el ensayo del estado I. Este método suministra una imagen gráfica de los estados de tensión, como cualquier otro método experimental; y resulta suficientemente exacto.

Se compararon las tensiones del ensayo fotoelástico con las de una pieza de hormigón con armaduras y tensiones de pretensado normales, por medio de procedimientos ya conocidos. La concordancia fue buena (ver apartado 7).

2. Fabricación y materiales de los modelos de ensayo

Se fabricaron en total seis modelos de resina sintética para 19 ensayos. El material empleado para las placas fue Araldit B, plano, templado y libre de tensiones. Como muestra la figura 1, el modelo se componía de dos partes (1) y (2), pegadas entre sí. En la parte más gruesa (1), se hizo la ranura de antemano, para el conducto parabólico de pretensado. Como elemento de tensado se empleó un cable de alambres de acero, de cinco cordones, cada uno de 19 alambres ⌀ 0,2 mm.

3. Programa de ensayos. - Ensayo principal

El programa de ensayos se representa en la figura 2. La notación empleada es la siguiente:

V = Fuerza de pretensado.

h_v = Distancia del punto de aplicación de la fuerza de pretensado al borde inferior.

x_A = Distancia de la reacción del apoyo al extremo izquierdo.

En los modelos 1 al 5, la fuerza de pretensado actuaba sin adherencia, solamente sobre la placa de anclaje. En el modelo 6 la fuerza de pretensado se transmitía sólo a través de la adherencia. Con este fin se fundió el cable tensor en el canal de tensado, con Araldit endurecido en frío y libre de burbujas.

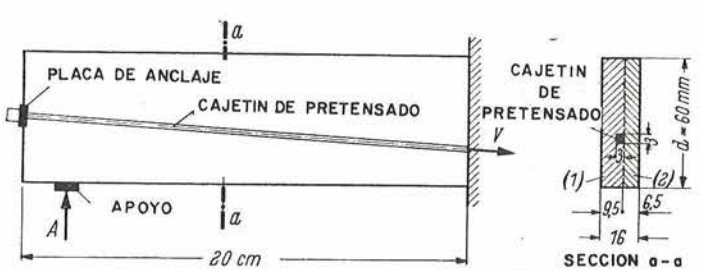


Fig. 1. Esquema explicativo de los modelos ensayados por fotoelasticidad.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

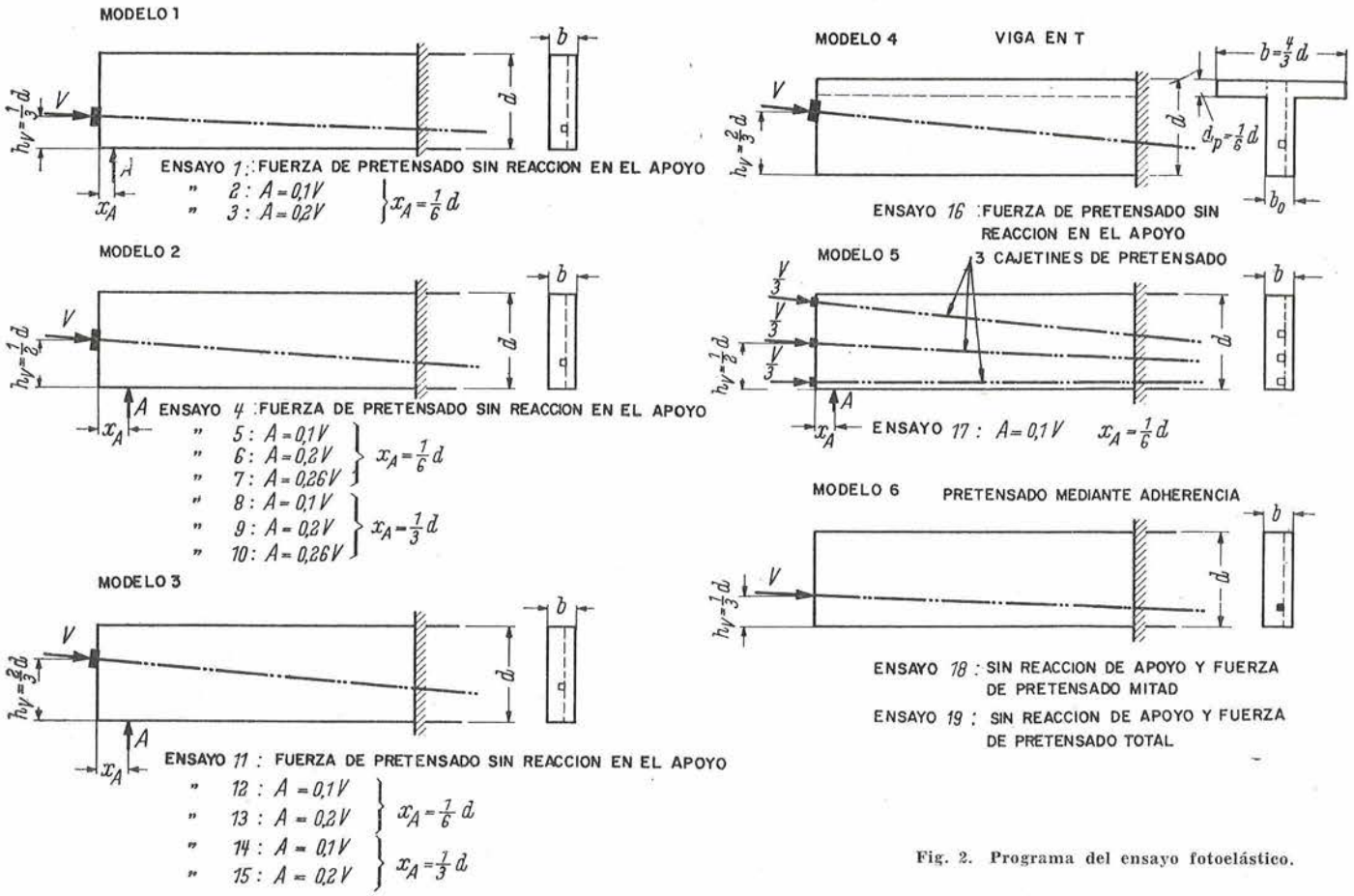


Fig. 2. Programa del ensayo fotoelástico.

4. Deducción de las tensiones principales

Los valores absolutos de las tensiones σ_I y σ_{II} se hallaron, con gran trabajo de cálculo, a partir de las diferencias $\sigma_I - \sigma_{II}$ (líneas isocromas) y de la dirección de los ejes principales de tensión (líneas isoclinas), por medios fotoelásticos. Es fácil averiguar la suma de tensiones principales midiendo la dilatación transversal, y con $\sigma_1 - \sigma_2$ y $\sigma_1 + \sigma_2$, calcular las tensiones principales aisladamente. Tal fue el procedimiento que se aplicó en este ensayo.

5. Resultados del experimento

Las tensiones principales de tracción se calcularon a lo largo de diferentes isostáticas de compresión y mediante integración, se calcularon luego las fuerzas resultantes Z, en magnitud, posición y dirección.

Para facilitar el cálculo se asimiló la isostática de compresión que proporciona la $Z_{máx}$ a una recta, y se supuso la $Z_{máx}$ perpendicular a dicha recta. Sea X_Z la distancia de esta fuerza al extremo izquierdo de la viga.

Para el cálculo de $Z_{máx}$ y X_Z se incluyeron las tensiones principales de tracción hasta una distancia d del extremo izquierdo de la viga, o sea, de la reacción del apoyo. Además de los esfuerzos cortantes interiores, resultan, en los bordes, zonas de tracción con tensiones σ_R, para las cuales también se calcularon las fuerzas resultantes de tracción, en magnitud y posición. Tales fuerzas se designan por Z_1, Z_2, ..., Z_5. En las figuras 3 a 20 se representan las magnitudes del esfuerzo cortante, fuerzas de tracción en los bordes y tensiones máximas de tracción, para los diferentes estados de carga. Todas las fuerzas de tracción se refirieron a la fuerza de pretensado V. Las tensiones se dan en la forma σ_1/σ_0 o bien σ_R/σ_0, donde $\sigma_0 = V/b \cdot d$.

En las vigas en T, para el ensayo 16 (fig. 18), es válida la expresión anterior, sustituyendo b por b_0.

Las figuras 21, 22 y 23 contienen datos sobre la dependencia de los valores Z/V, X_Z/d y σ_1/σ_0, en función de la relación A/V, basados en las figuras 3 a 17.

Por estas curvas se pueden determinar la magnitud y posición del esfuerzo cortante Z, así como las tensiones principales de tracción para valores de A/V comprendidos entre 0 y 0,20 y de h_v/d entre 1/3 y 2/3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

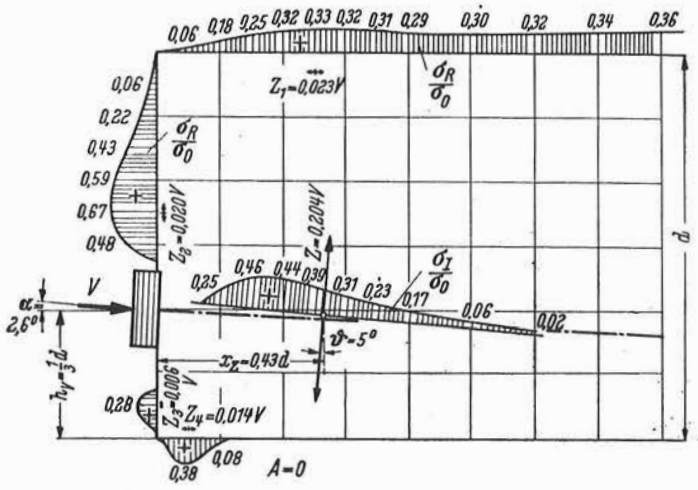


FIG. 3. $h_v = \frac{1}{3}\,d$, $A = 0$ (MODELO 1, ENSAYO 1)

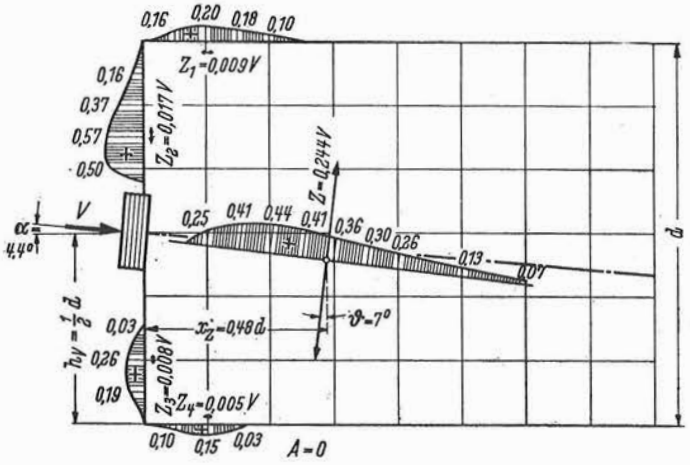


FIG. 6. $h_v = \frac{1}{2}\,d$, $A = 0$ (MODELO 2, ENSAYO 4)

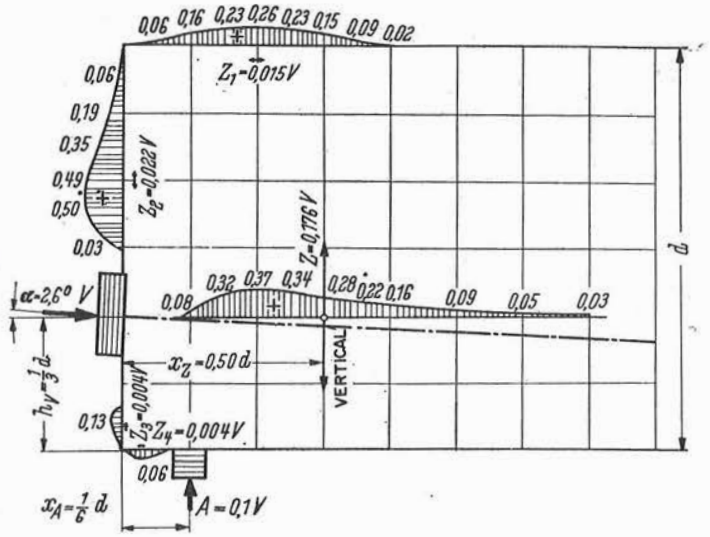


FIG. 4. $h_v = \frac{1}{3}\,d$, $x_A = \frac{1}{6}\,d$, $A = 0{,}1\,V$ (MODELO 1, ENSAYO 2)

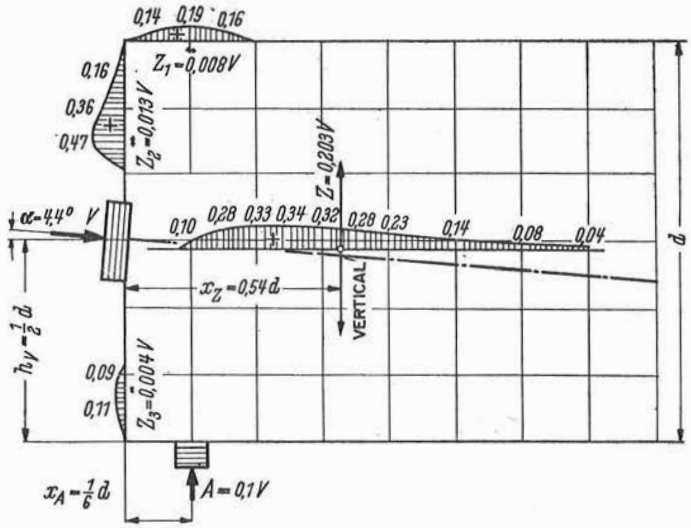


FIG. 7. $h_v = \frac{1}{2}\,d$, $x_A = \frac{1}{6}\,d$, $A = 0{,}1\,V$ (MODELO 2, ENSAYO 5)

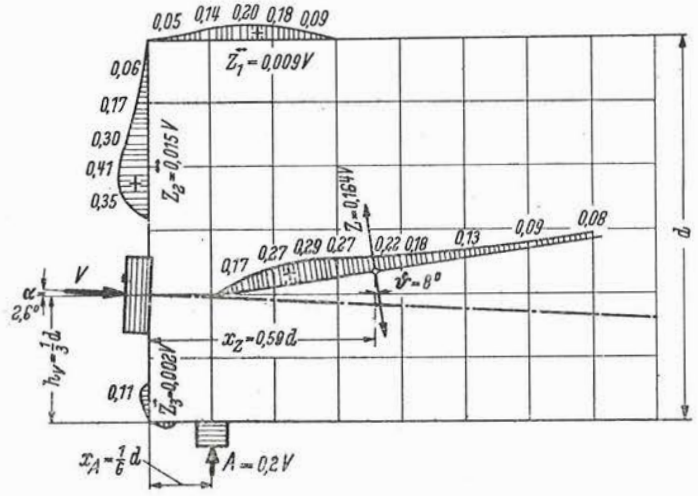


FIG. 5. $h_v = \frac{1}{3}\,d$, $x_A = \frac{1}{6}\,d$, $A = 0{,}2\,V$ (MODELO 1, ENSAYO 3)

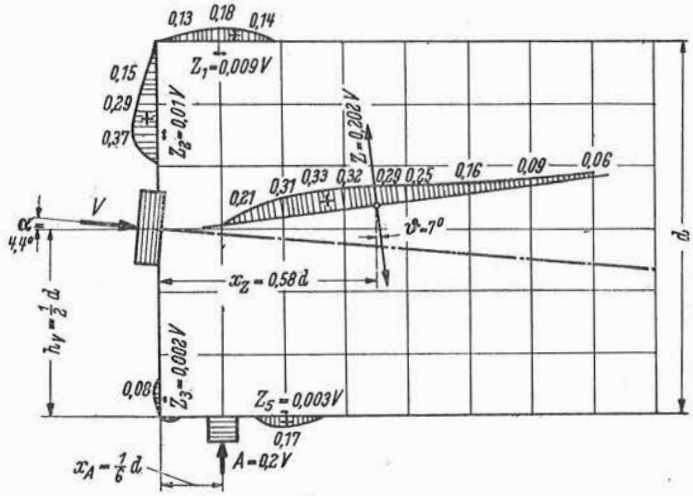


FIG. 8. $h_v = \frac{1}{2}\,d$, $x_A = \frac{1}{6}\,d$, $A = 0{,}2\,V$ (MODELO 2, ENSAYO 6)

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

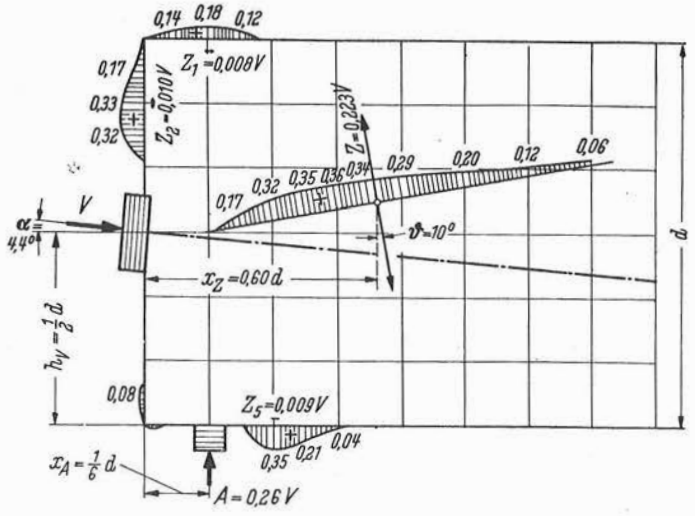


FIG. 9. $h_v = \frac{1}{2}\,d$, $x_A = \frac{1}{6}\,d$, $A = 0{,}26\,V$ (MODELO 2, ENSAYO 7)

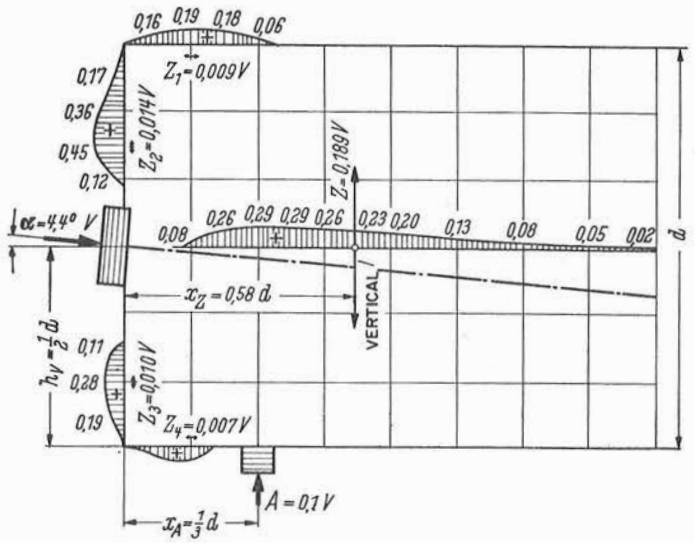


FIG. 10. $h_v = \frac{1}{2}\,d$, $x_A = \frac{1}{3}\,d$, $A = 0{,}1\,V$ (MODELO 2, ENSAYO 8)

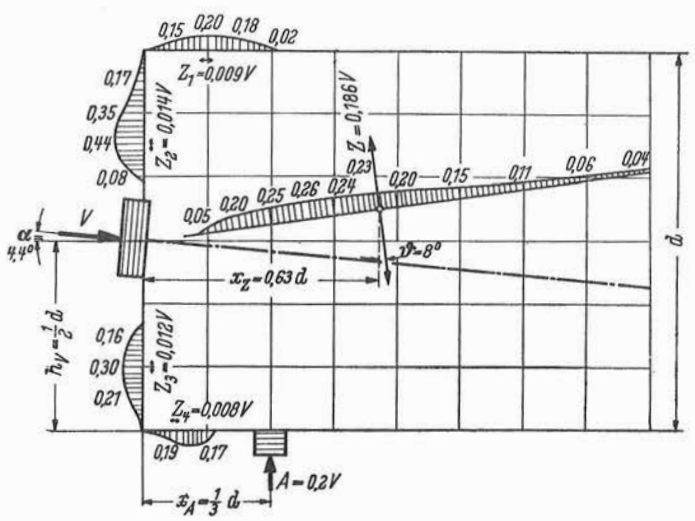


FIG. 11. $h_v = \frac{1}{2}\,d$, $x_A = \frac{1}{3}\,d$, $A = 0{,}2\,V$ (MODELO 2, ENSAYO 9)

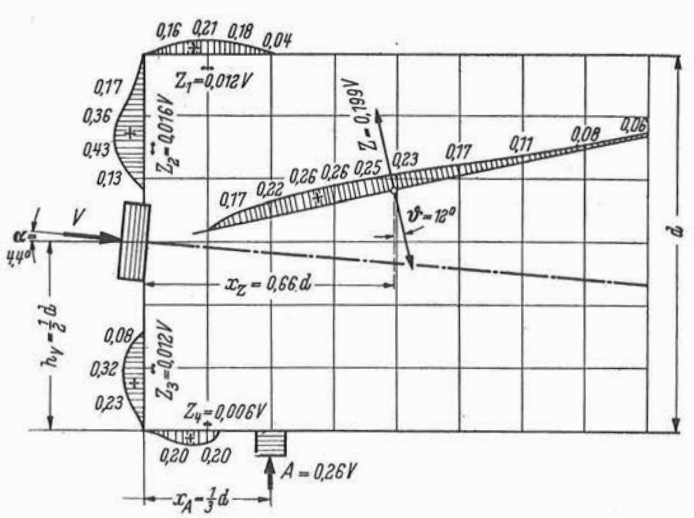


FIG. 12. $h_v = \frac{1}{2}\,d$, $x_A = \frac{1}{3}\,d$, $A = 0{,}26\,V$ (MODELO 2, ENSAYO 10)

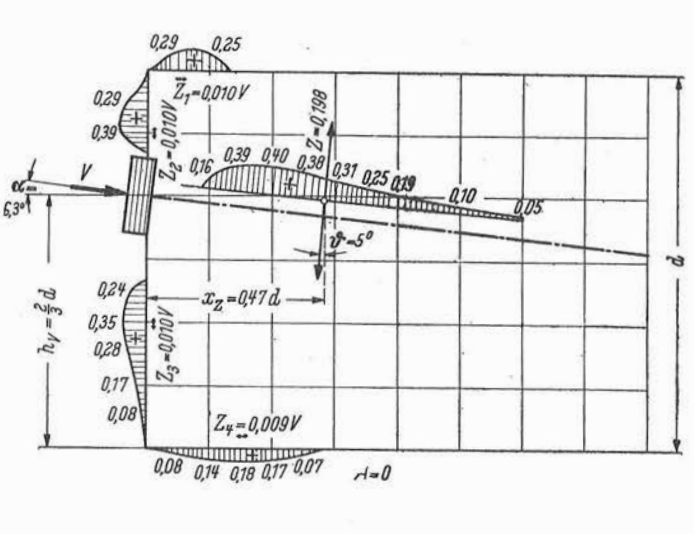


FIG. 13. $h_v = \frac{2}{3}\,d$, $A = 0$ (MODELO 3, ENSAYO 11)

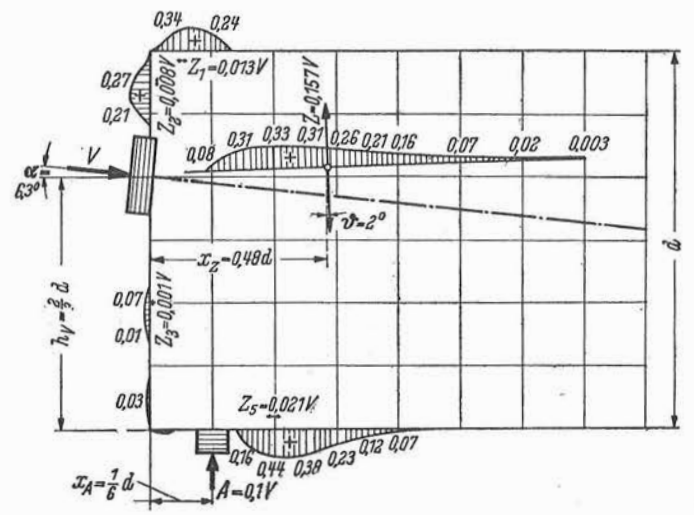


FIG. 14. $h_v = \frac{2}{3}\,d$, $x_A = \frac{1}{6}\,d$, $A = 0{,}1\,V$ (MODELO 3, ENSAYO 12)

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

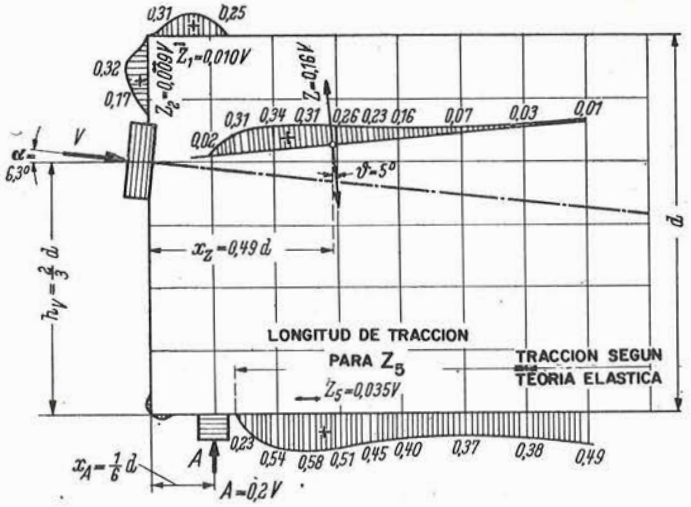


FIG. 15. $h_v = \frac{2}{3}\,d$, $x_A = \frac{1}{6}\,d$, $A = 0{,}2\,V$ (MODELO 3, ENSAYO 13)

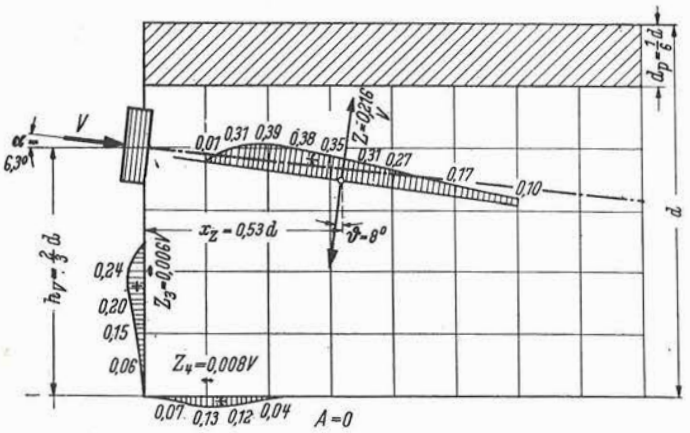


FIG. 18. VIGA T, $h_v = \frac{2}{3}\,d$, $A = 0$ (MODELO 4, ENSAYO 16)

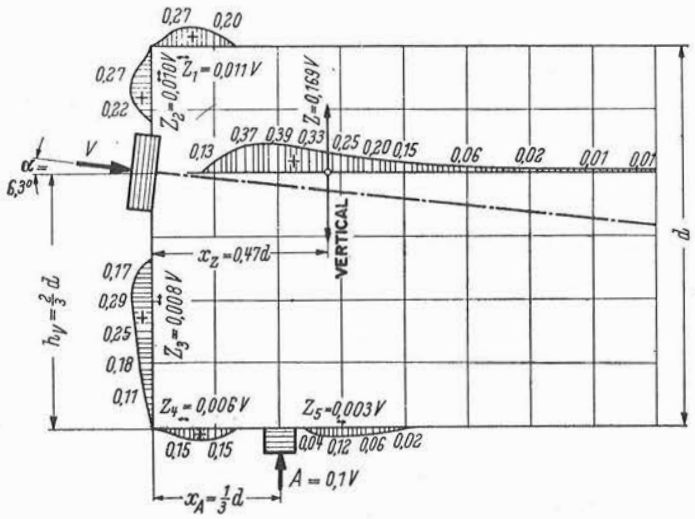


FIG. 16. $h_v = \frac{2}{3}\,d$, $x_A = \frac{1}{3}\,d$, $A = 0{,}1\,V$ (MODELO 3, ENSAYO 14)

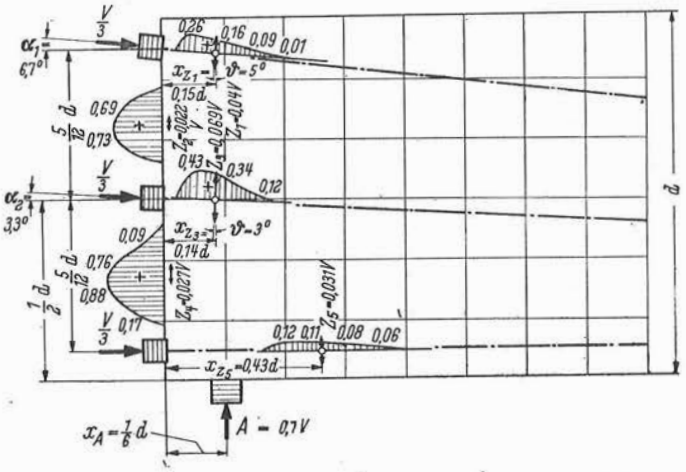


FIG. 19. $h_{v\,(m)} = \frac{1}{2}\,d$, $x_A = \frac{1}{6}\,d$, $A = 0{,}1\,V$ (MODELO 5, ENSAYO 17)

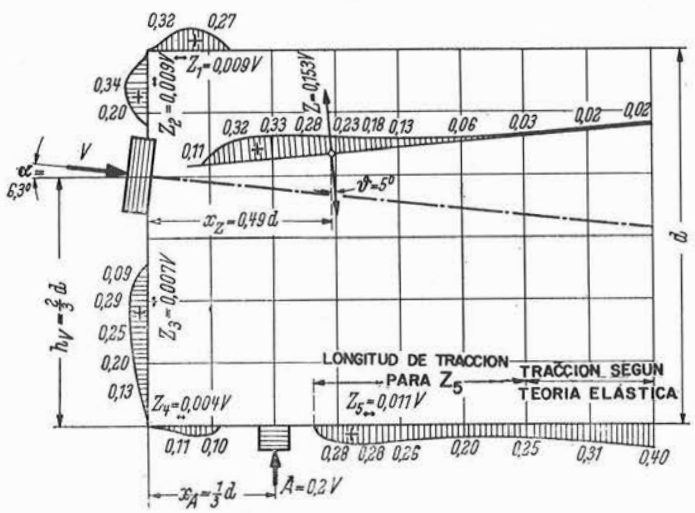


FIG. 17. $h_v = \frac{2}{3}\,d$, $x_A = \frac{1}{3}\,d$, $A = 0{,}2\,V$ (MODELO 3, ENSAYO 15)

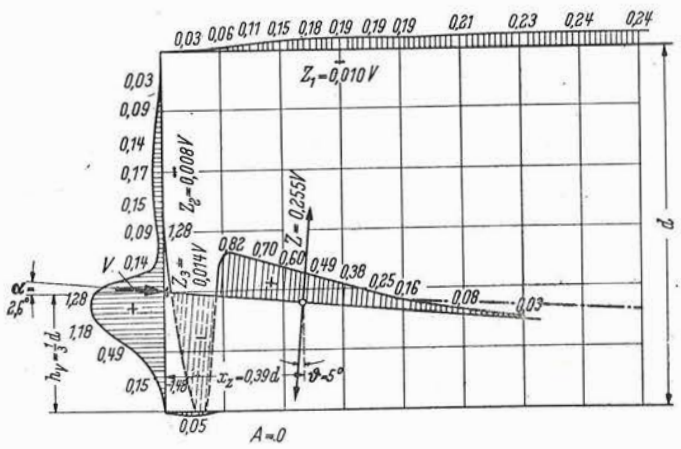


FIG. 20 CON ADHERENCIA $h_v = \frac{1}{3}\,d$, $A = 0$ (MODELO 6, ENSAYO 18)

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

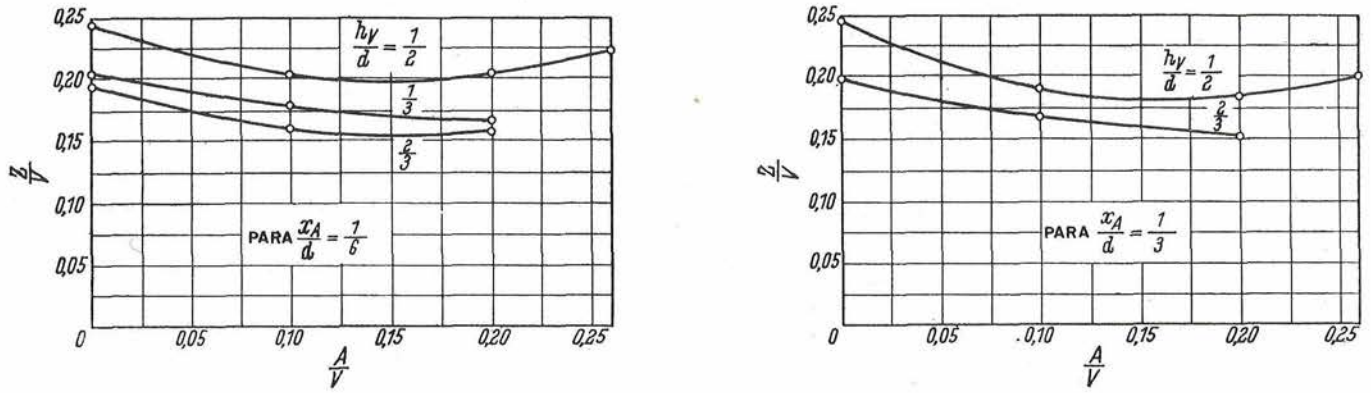


Fig. 21. Influencia de la magnitud de la reacción del apoyo $\frac{A}{V}$, sobre el esfuerzo cortante $\frac{Z}{V}$, para diferentes posiciones del punto de aplicación de las fuerzas de tesado y reacción de apoyo.

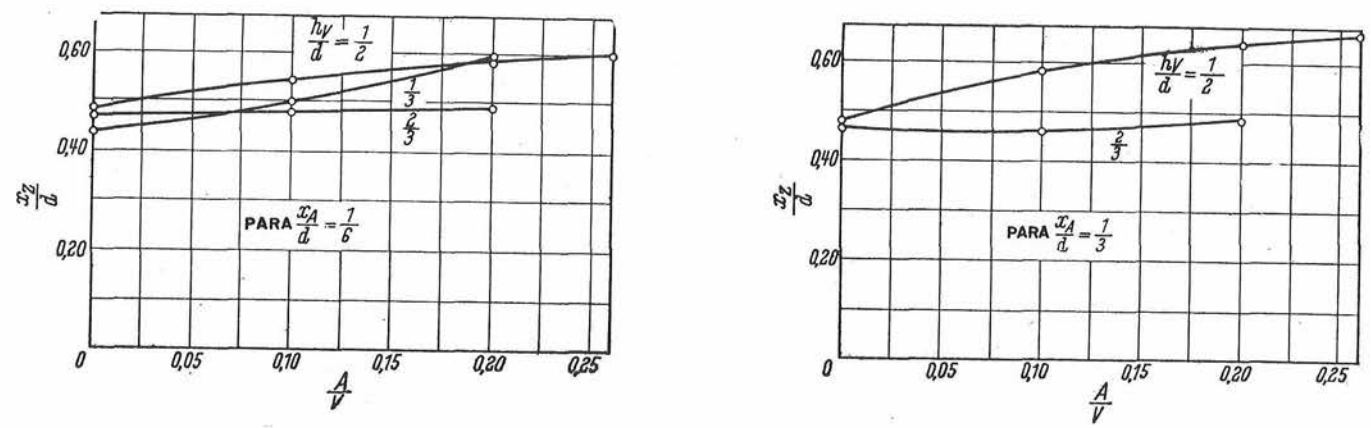


Fig. 22. Influencia de la magnitud de la reacción de apoyo $\frac{A}{V}$, en la distancia $\frac{X_z}{d}$ del punto de aplicación del esfuerzo cortante, para diferentes posiciones del punto de aplicación de las fuerzas de tesado y reacción de apoyo.

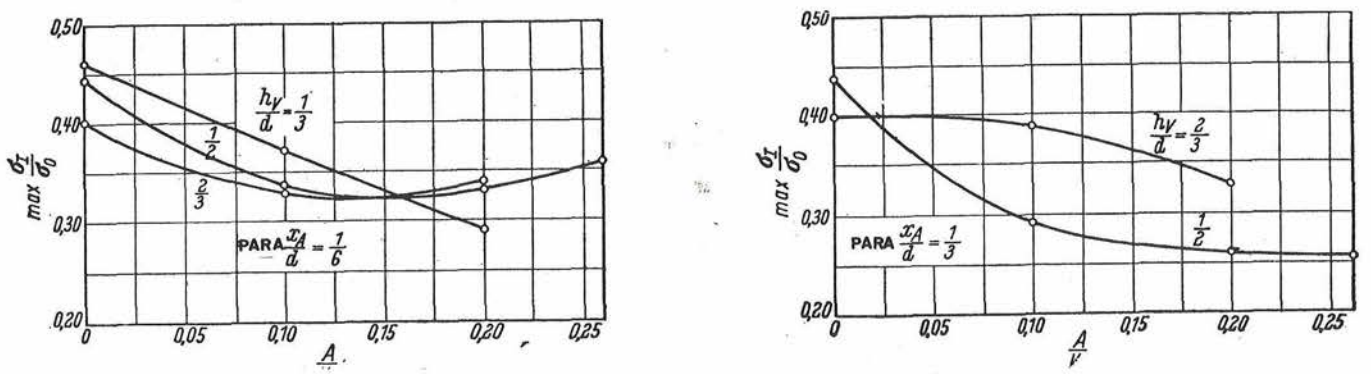


Fig. 23. Influencia de la magnitud de la reacción de apoyo $\frac{A}{V}$, en la máxima tensión principal en relación a $\sigma_0 = \frac{V}{b.d}$, o sea $\frac{\sigma_{I\,máx}}{\sigma_0}$, para diferentes posiciones del punto de aplicación de las fuerzas de tesado y reacción del apoyo.

Las figuras 21, 22 y 23 representan muy exactamente las magnitudes encontradas en los ensayos para distancias al borde de la reacción de apoyo de $X_A = d/6$ y $X_A = d/3$. Para valores intermedios de X_A, se puede interpolar entre cada dos diagramas correspondientes.

En el estudio se desarrollaron fórmulas para Z, X_Z y $\sigma_{I máx}$, pero se renuncia aquí a su exposición. En tal estudio también se desarrollaron otros casos, por ejemplo, secciones rectangulares con varios elementos de tensado, vigas de sección en T, y secciones de hormigón armado.

Se controlaron los resultados con ayuda de las condiciones de equilibrio. El porcentaje de error en la dirección y fue menor del 7 por 100. De esto se puede concluir que también el error de los esfuerzos cortantes es menor de un 7 por 100.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

6. *Determinación teórica de las tensiones y comparación con los resultados del ensayo*

Para las relaciones del ensayo 9 (ver figura 2) se calcularon las tensiones procedentes de la función de Airy mediante el cálculo diferencial y, además, más exactamente, mediante procedimientos electrónicos.

En la figura 24 se resumen los resultados. La comparación muestra que el procedimiento electrónico da buenos resultados para el esfuerzo cortante Z si se utiliza, como aquí se ha hecho, una malla suficientemente tupida. El cálculo diferencial da valores demasiado pequeños para las tensiones principales de tracción y, por esta razón, queda del lado de la inseguridad.

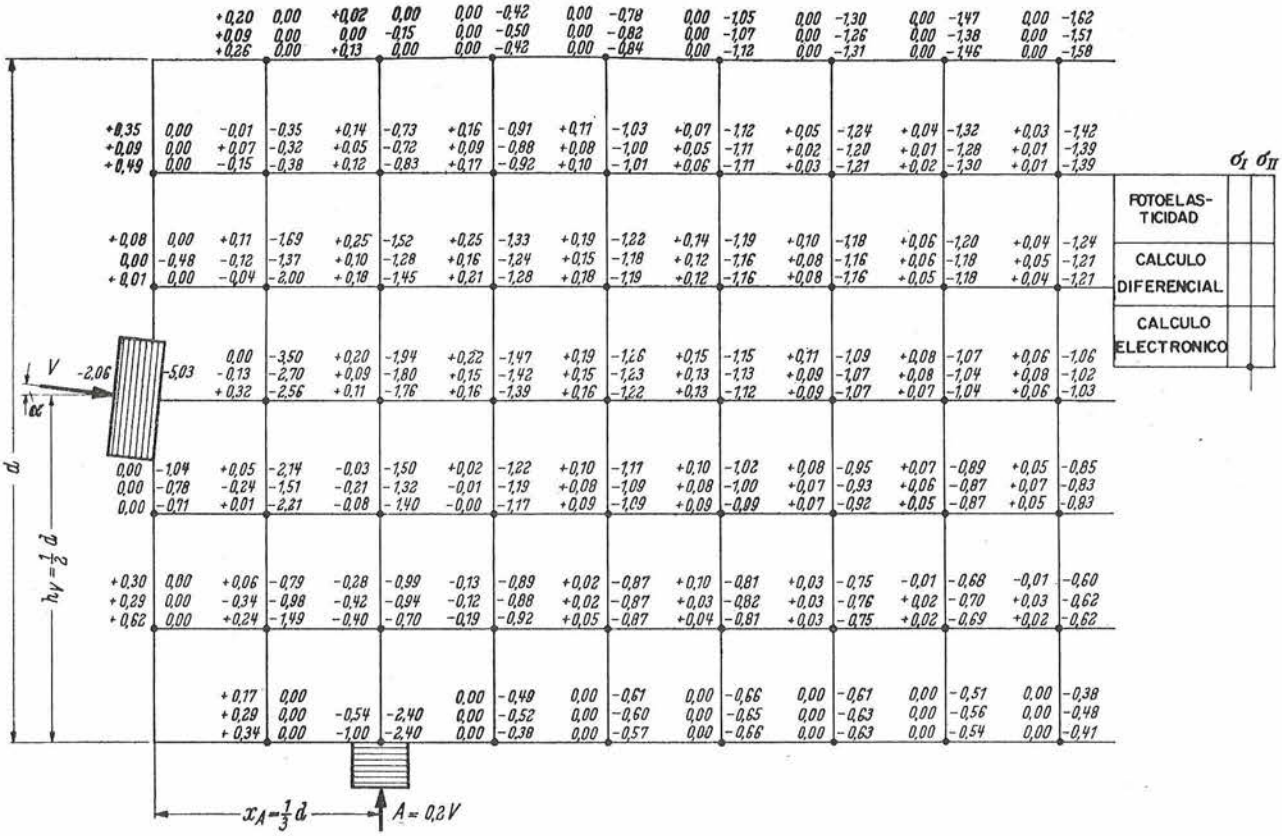


Fig. 24. Comparación en el ensayo núm. 9 de las tensiones resultantes y de las obtenidas teóricamente.

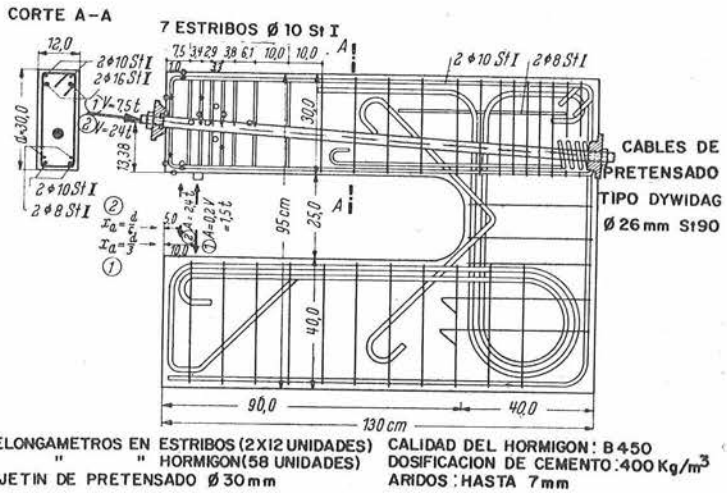


Fig. 25. Modelo de hormigón correspondiente a los ensayos fotoelásticos núms. 9 y 5.

Caso 1: $\sigma_0 = 20{,}8$ kg/cm²; $A = 0{,}2V$; $X_A = \frac{1}{3}d$.

Caso 2: $\sigma_0 = 66{,}7$ kg/cm²; $A = 0{,}1V$; $X_A = \frac{1}{6}d$.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

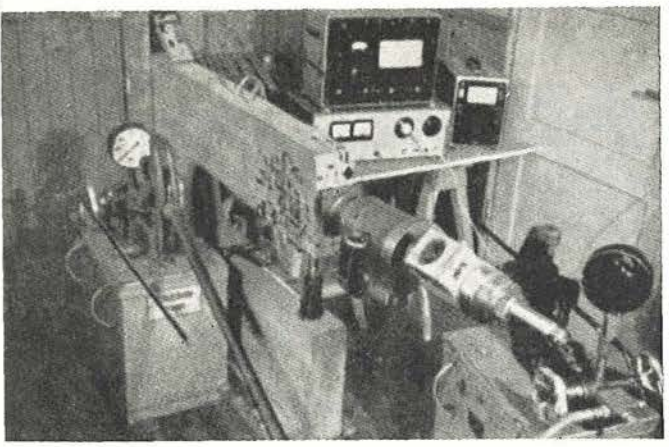


Fig. 26. Modelo de hormigón con gatos para el pretensado y para la reacción del apoyo.

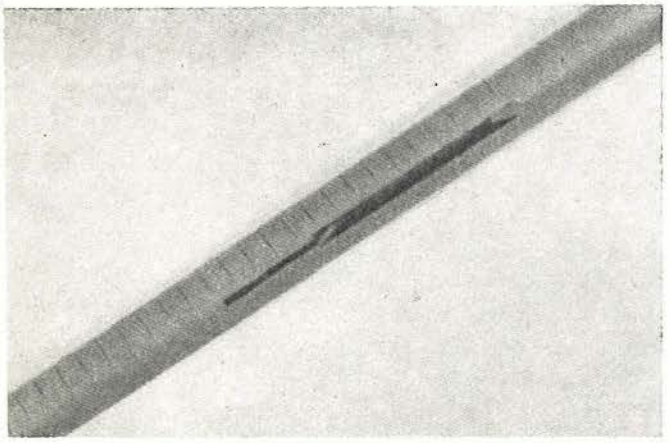


Fig. 27. Tubo ∅ 10 mm con ranura para el alojamiento del elongámetro.

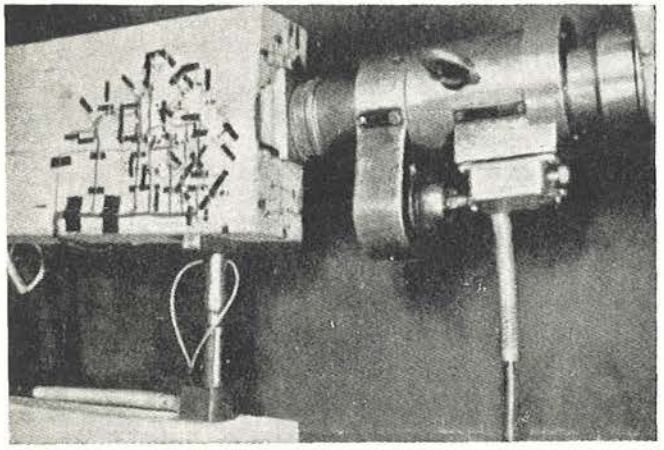


Fig. 28. Extremo del modelo ensayado de hormigón, con elongámetros y gatos.

7. Determinación de las tensiones en modelos de hormigón

Para comprobar la aplicación práctica de los resultados del ensayo fotoelástico se llevó a cabo un estudio en modelos de hormigón.

El modelo puede apreciarse en la figura 25 y en la 26. Entre los nervios de los modelos en U se colocó un gato regulable, para que produjese la fuerza A, la cual actuaba a una distancia del borde $X_A = 10$ cm, o bien, $x_A = 5$ cm. Solamente se utilizó para el experimento el extremo pretensado con $d = 30$ cm.

Para absorber el esfuerzo cortante se colocaron estribos en la zona del apoyo. Para las fuerzas de tracción de los bordes se colocaron unas barras lo más cerca posible del paramento.

Para medir rigurosamente las deformaciones en los estribos y barras de paramento se practicaron unas ranuras en cada una de las cuales se colocó un elongámetro de 20 mm con Araldit (véase figura 27).

Las deformaciones, o mejor dicho, las tensiones en el hormigón se midieron mediante elongámetros pegados exteriormente en tres direcciones (véanse figuras 26 y 28).

Los resultados de ambos tipos de ensayo (fotoelástico y en hormigón), en lo que respecta a la magnitud de V y también a las relaciones A/V y X_A/d, tenían, no un valor absoluto, sino únicamente comparativo.

La comparación con los resultados del ensayo fotoelástico correspondiente muestra que:

1. El valor de la tensión principal σ_I y el ángulo φ entre σ_I y la horizontal, es concordante en la mayoría de los puntos. Casi siempre el valor de σ_I era algo menor en el ensayo con hormigón que en el fotoelástico.

2. Cuanto mayor era la tensión de pretensado $\sigma_0 = V/F$, mayores eran las relaciones σ_I/σ_0 y σ_R/σ_0

3. Hasta unos máximos de $\sigma_I \simeq \beta_w/11$ y $\sigma_R \simeq \beta_w/8$, no se produjeron fisuras, siendo β_w = resistencia del hormigón en probeta cúbica.

4. Las tensiones en todos los estribos, para los casos de carga ensayados, fueron generalmente menores del 50 por 100 del valor que se había establecido como admisible. El esfuerzo cortante fue absorbido íntegra y exclusivamente por los estribos, y siempre fue mayor que $n \cdot \sigma_{bZ}$ (σ_{bZ} = tensión de tracción del hormigón en el lugar correspondiente a un elongámetro del estribo).

Referencias

(1) Guyón, Y.: Béton Précontraint. Etude théorique et expérimentale. París: Eyrolles, 1954.

(2) Sievers, H.: Über den Spannungszustand im Bereich der Ankerplatten von Spanngliedern vorgespannter Stahlbetonkonstruktionen. Der Bauingenieur, 31 (1956), H. 4, S. 134 bis 135.

(3) Iyengar, K. T. S.: Der Spannungszustand in einem elastichen Halbstreifen und seine technischen Anwendungen. Dissertation (1960), T. H. Hannover.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

últimas publicaciones del instituto

pliego general de condiciones facultativas para la ejecución de pavimentos rígidos

p.r.63

Cómo se realiza un pavimento de hormigón en 1963. Más de 200 páginas de articulado, comentarios y métodos de ensayo. Extensa bibliografía.

sobre el comportamiento anelástico del hormigón armado en piezas prismáticas

reimpresión de la monografía n.º 54

Los principios anelásticos del hormigón armado, que el profesor Torroja desarrolló en 1949, continúan en vigor catorce años después.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

reimpresión

normas para la fabricación pe viguetas de hormigón pretensado

h.p.1.-60

El cumplimiento de las Normas H.P.1.-60 es una garantía que el fabricante ofrece al proyectista y al constructor, a la hora de utilizar viguetas de hormigón pretensado.

placas circulares

reimpresión de la monografía n.º 105

El ingeniero García Monge estudia el cálculo de placas circulares de espesor constante o variable, desde el punto de vista elástico. Numerosos nomogramas y tablas, aplicables al caso de placas de hormigón armado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Lista de futuros coloquios organizados por la RILEM

En la última reunión de la Comisión Permanente de la RILEM (Zurich, 17-21 de septiembre), se acordó el siguiente programa de coloquios. Aquellos que deseen una información más amplia, deberán ponerse en contacto con los organizadores, para lo cual damos también las direcciones.

1	Medida de cargas dinámicas y vibraciones en estructuras.	BUDAPEST 7-11 julio 1963
2	Modelos de presas en escala reducida.	LISBOA 14-19 octubre 1963
3	Comportamiento y duración de los materiales de edificación en países calurosos.	ABIDJAN Noviembre 1963
4	Aplicación de los últimos adelantos y de la física nuclear al ensayo de materiales (RILEM-ASTM).	FILADELFIA 3-6 febrero 1964
5	Paso del agua por los cuerpos porosos.	PARIS Abril 1964
6	Endurecimiento acelerado del hormigón armado prefabricado.	MOSCU o LENINGRADO julio 1964
7	Estudio y ensayo de recepción de materiales sintéticos usados en edificación.	LIEJA 1964
8	Hormigón en agua de mar.	PALERMO Mayo 1965
9	Problemas de humedad en edificios (RILEM-CIB).	HELSINKI 1965

Secretarías organizadoras

1 **Secrétariat du Comité d'Organisation du Colloque RILEM 1963.** — Institut de Recherches Scientifiques et Techniques du Bâtiment et de la Construction de Hongrie.—Dioszegi Ut 37. BUDAPEST XI, Hungría.

2 **Laboratorio Nacional de Engenharia Civil.**—Avenida do Brasil. LISBOA, Portugal.

3 **Colloque RILEM 1963.**—Direction Générale de la Recherche des Fédérations du Bâtiment et des Travaux Publics.—12 rue Brancion. PARIS 15, Francia.

4 **Mr. T. A. Marshall, Jr.**—Executive Secretary ASTM.—1916 Race Street. PHILADELPHIA 3, Pennsylvania, U.S.A.

5 **Colloque RILEM 1964.**—Direction Générale de la Recherche des Fédérations du Bâtiment et des Travaux Publics.—12 rue Brancion. PARIS 15, Francia.

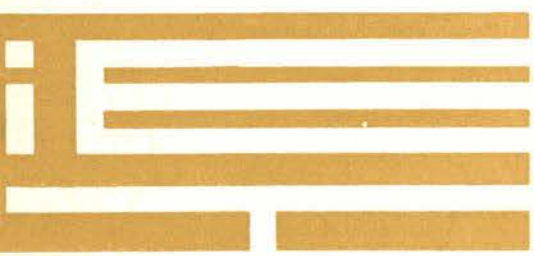
6 **Professor M. Mironov.**—Academy of Architecture and Building.—Pushkinskaya 24. MOSCU, U.R.S.S.

7 **Comité Organisateur du Colloque RILEM 1964.** Institut du Génie Civil.—6 Quai Banning. LIEGE, Bélgica.

8 **Mr. Gambino Amato.**—Università di Palermo. Facolta di Ingegneria.—Vía Maqueda, 175. PALERMO, Italia.

9 **The State Institute of Technical Research.**—Lönnrotinkatu 37. HELSINKI, Finlandia.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026



instituto
eduardo torroja
de la construcción
y del cemento

A. G. MAG, S. L. - Madrid - 20392

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026