

**hormigón y acero** **79**  
*últimas noticias de hormigón pretensado*

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION  
Y DEL CEMENTO DEL PATRONATO «JUAN DE LA CIERVA»  
DE INVESTIGACION TECNICA  
DEL CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES  
CIENTIFICAS - MADRID



# asociación científica de laboratorios españoles de materiales (Aclema)

Recientemente se ha constituido una Asociación con el nombre arriba indicado, cuyos fines principales son procurar la colaboración entre los laboratorios españoles que se ocupan de investigaciones y ensayos sobre materiales, elementos, estructuras y métodos de construcción, así como realizar el intercambio de conocimientos, información, ideas y resultado de investigaciones en el campo de las actividades que les son propias.

Son laboratorios fundadores de **ACLEMA** los siguientes:

- Laboratorio de Ingenieros del Ejército (Madrid).
- Laboratorio Central de Ensayo de Materiales de Construcción (Madrid).
- Instituto de Investigaciones Técnicas (Barcelona).
- Instituto «Eduardo Torroja» de la Construcción y del Cemento (Madrid).

**ACLEMA** no tiene patrimonio fundacional alguno y, dado el carácter no lucrativo de sus fines, carecerá de ingresos monetarios por cualquier concepto, apoyándose para todo lo concerniente a organización y desarrollo de sus actividades en las organizaciones propias de los laboratorios miembros.

La sede de **ACLEMA** se ha establecido en el Instituto «Eduardo Torroja» de la Construcción y del Cemento, apartado 19.002, Costillares (Chamartín), Madrid - 16, donde facilitarán la información que se solicite sobre dicha Asociación.

---

**son instituciones miembros correspondientes del  
Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento**

**La Pontificia Universidad Católica de Chile  
La Facultad de Arquitectura de la Universidad del Valle  
de Cali (Colombia)**



## Conozca otras revistas del I.E.T.

### INDICE DE LOS ULTIMOS NUMEROS DE:

*Informes de la Construcción.—I trimestre 1966, n.º 177 y 178*

Fábrica Koreska, Viena, por E. Lethmayer, arquitecto diplomado ingeniero; F. Baravalla, profesor doctor, y O. Wieser, diplomado ingeniero.  
 Complejo industrial de Beinasco, Italia, por C. Levi, L. Levi y A. Reale, arquitectos.  
 Centro industrial para la «Compagnie des Lampes», en Madrid, por M. Aymerich, arquitecto.  
 Conjunto industrial «BINESA», Madrid, por M. Barbero Rebolledo y R. de la Joya Castro, arquitectos.  
 La coordinación dimensional y la industrialización de la construcción, por F. Aguirre de Yraola, doctor arquitecto.  
 Complejo industrial, en Sparanise, Italia, por L. Figini y G. Pollini, arquitectos, y S. Zorzi y G. Papini, ingenieros.  
 Edificios industriales, en Wesel, Alemania, por W. Henn, arquitecto, profesor, doctor, ingeniero; L. Kammel, doctor ingeniero, y U. Maerker, doctor ingeniero.  
 Nave de montaje Volkswagen, Venezuela, por D. Bornhorst, arquitecto, y P. Neuberger, colaborador.  
 Batería de silos para la conservación del maíz, Venezuela, por Guinand & Brillembourg, C. A., ingenieros, y E. Guinand, arquitecto.  
 La prevención de accidentes, por M. Chinchilla.

Edificio de «Imprimeries Reunies, S. A.», en Lausanne (Suiza), por J. M. Lamunière, arquitecto.  
 Edificio de la «New Students Union», en la Universidad de Keele (Inglaterra), por Stillman and Eastwick-Field, arquitectos.  
 Iglesia del Corazón de Jesús, en Marktredwitz, Munich (Alemania), por Friedrich F. Haindl, arquitecto.  
 Laboratorio para «Cristalería Española, S. A.», en Avilés (España), por Manuel Aymerich, arquitecto.  
 Problemas específicos de la coordinación dimensional, por F. Aguirre de Yraola, doctor arquitecto.  
 Puentes Santa María y Pantano, en la Autopista del Sol (Italia), por Dorian Frizzi, doctor ingeniero.  
 Una solución práctica al problema de la flexocompresión esviada, por Francisco Morán, ingeniero de caminos, y Alvaro García Meseguer, doctor ingeniero de caminos.  
 Cubierta de doble curvatura de cables pretensados (Finlandia), por K. Bergholt, ingeniero; Chr. Ostenfeld & W. Jonson, ingenieros consultores.  
 El puente Bendorf sobre el Rin (Alemania), por Kurt Hirschfeld, profesor doctor ingeniero.  
 La prevención de accidentes (2), por M. Chinchilla.

*Ultimos avances en materiales de construcción.—I trimestre 1966, número 121*

El uso del cemento aluminoso en estructuras.  
 Propiedades de los cementos expansivos, hechos con cemento portland, yeso y cemento aluminoso, por G. E. Monfore, físico, investigador de la P. C. A.  
 Una ausencia en el Pliego de Cementos Español: los conglomerantes a la puzolana, por M. de Luxán Baquero, ingeniero de caminos.  
 Diagrama de aumento de resistencia y resistencia de referencia, por el doctor F. Keil.  
 La determinación de la dosificación de cemento de los morteros y hormigones fraguados en los casos fuera del ámbito de aplicación de los métodos usuales para hallarla, por A. Ruiz de Gauna, licenciado en Ciencias Químicas.  
 Observaciones acerca de la dosificación de cementos en morteros y hormigones fraguados, por J. Calleja, doctor en Ciencias Químicas.

Solicite estas revistas del INSTITUTO EDUARDO TORROJA a su librero habitual, de acuerdo con las tarifas siguientes de suscripción anual:

	Informes de la Construcción (10 números)		Ultimos avances en materiales de Construcción (4 números)	
	España	Extranjero (1)	España	Extranjero (1)
	Pesetas	\$	Pesetas	\$
Socio adherido (2) ... ..	—	—	125	2,50
Suscriptor ... ..	500	10,—	150	3,—
Número suelto ... ..	60	1,80	50	1,50
Número extraordinario ... ..	75	2,25	65	1,95
Número 137, extraordinario doble ... ..	150	4,50	—	—

- (1) En los precios del extranjero se incluyen los costos de los envíos (por correo marítimo o terrestre), así como los gastos financieros y los debidos a licencias de exportación.  
 (2) Socio adherido del I. E. T.: Categoría preferente de suscriptor que, mediante el pago de 700 ptas. o \$ 15 anuales, tiene derecho a:  
 Recibir los diez números de la revista «Informes de la Construcción» y las ocho monografías que se publiquen durante el año.  
 Comprar los libros que edite el Instituto, con un descuento del 25 por 100, siempre que los pedidos se efectúen directamente a este Centro.  
 Precios especiales en las demás suscripciones y otros servicios del I. E. T.  
 Presentar comunicaciones al Instituto.  
 Preferencia en los actos, conferencias o cursillos que puedan efectuarse con asistencia limitada

**ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO**

**ormigón y a** **cero**

**últimas noticias de hormigón pretensado**

**n. 79**

**abril - mayo - junio 1966**

**i. e. t. c. c.**

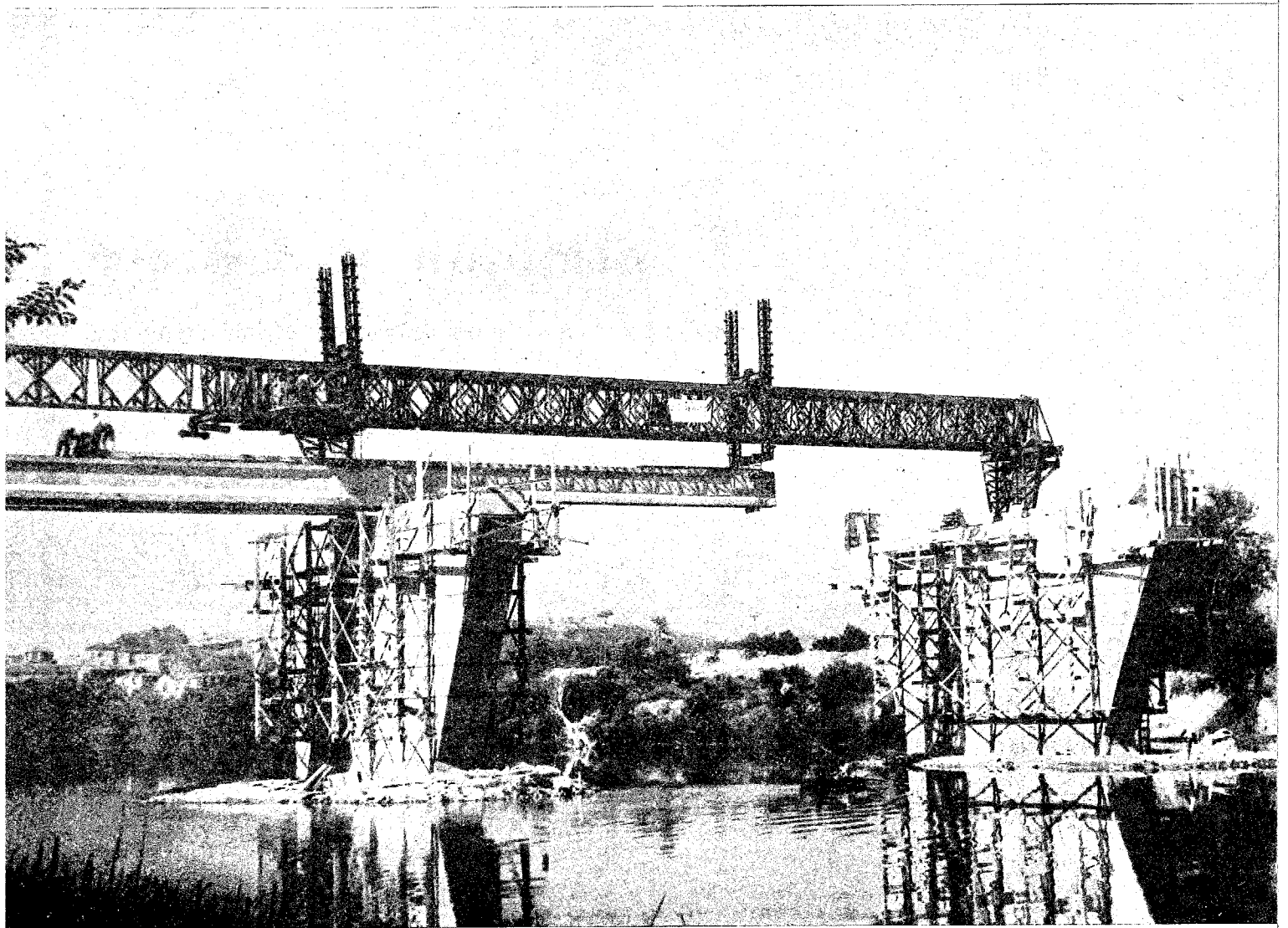
**DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO  
PATRONATO «JUAN DE LA CIERVA» DE INVESTIGACION TECNICA DEL CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS**

Depósito Legal M. 853-1958

# *procedimientos* Barredo

postesado con alambres y cables trenzados

Raimundo Fernández Villaverde, 45 - Teléfono 233 03 00 - M A D R I D



**Puente de García Morato sobre el río Pisuerga, Valladolid**  
**Constructor: García Jimeno e Hijos, S. A.**

Postesado y montaje: *procedimientos* **Barredo**

**asociación española  
del hormigón pretensado**

CUOTA ANUAL	ESPAÑA	EXTRANJ.
	Pesetas	Dólares
Socio adherido individual ...	150,00	3,00
Socio no adherido individual	300,00	6,00
Socios colectivos (aunque figuren como socios adheridos) ... ..	800,00	16,00

**Comité de redacción  
de la Revista Hormigón y Acero**

*Presidente:* D. Florencio del Pozo.  
*Vocales:* D. Javier Lahuerta.  
D. Rafael Romero.  
*Secretario:* D. Rafael Piñeiro.

# hormigón y acero n. 79

**últimas noticias de hormigón pretensado**

## índice

	Páginas
457-9-14 <b>Bibliografía sobre sismología e ingeniería antisísmica</b> ... ..	15
<b>Bibliographie sur sismologie et génie antisismique.</b>	
<b>Bibliography on seismology and antiseismic engineering.</b>	
591-1-10 <b>Soluciones arquitectónicas en hormigón pretensado</b> ... ..	29
<b>Solutions architecturales en béton précontraint.</b>	
<b>Architectural designs in prestressed concrete.</b>	
<b>Miguel Fisac, Dr. Arquitecto.</b>	
591-2-28 <b>Los puentes en hormigón pretensado. Concepción y evolución de la técnica francesa</b> ... ..	43
<b>Les ponts en béton précontraint. Conception et évolution de la technique française.</b>	
<b>Prestressed concrete bridges. Conception and evolution on the French technology.</b>	
<b>Pierre Xercavins, Ingeniero.</b>	
591-9-15 <b>Utilización de los anclajes en roca, en particular con el sistema BBR</b> ... ..	67
<b>Utilisation des ancrages en rocher, en particulier avec le système BBR.</b>	
<b>Use of screwed anchorages, especially the BBR system.</b>	
<b>Manuel Maestre, Ingeniero Civil.</b>	
837-3-7 <b>Hormigón postensado sistema BBR</b> ... ..	77
<b>Béton postcontraint système BBR.</b>	
<b>BBR post-tensioned concrete system.</b>	
<b>Manuel M. Raspall, Ingeniero Industrial.</b>	

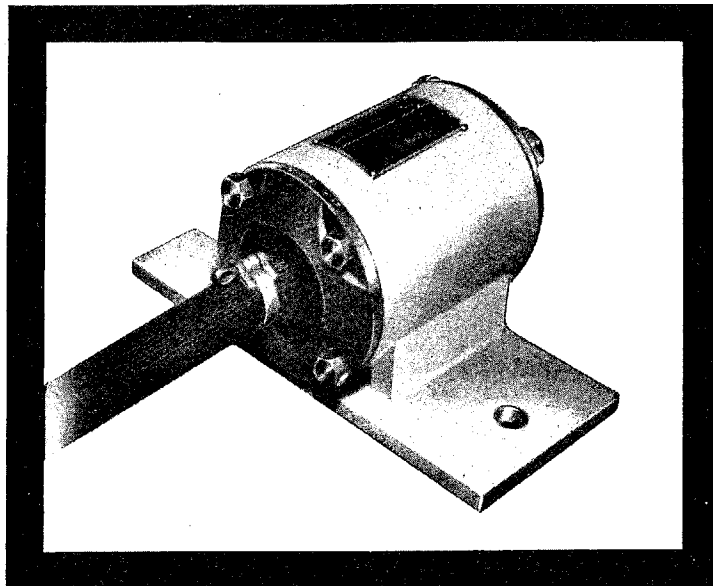
El Instituto, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y sus materiales, no se hace responsable del contenido de ningún artículo, y el hecho de que patrocine su difusión no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.

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

# vibrador neumático externo

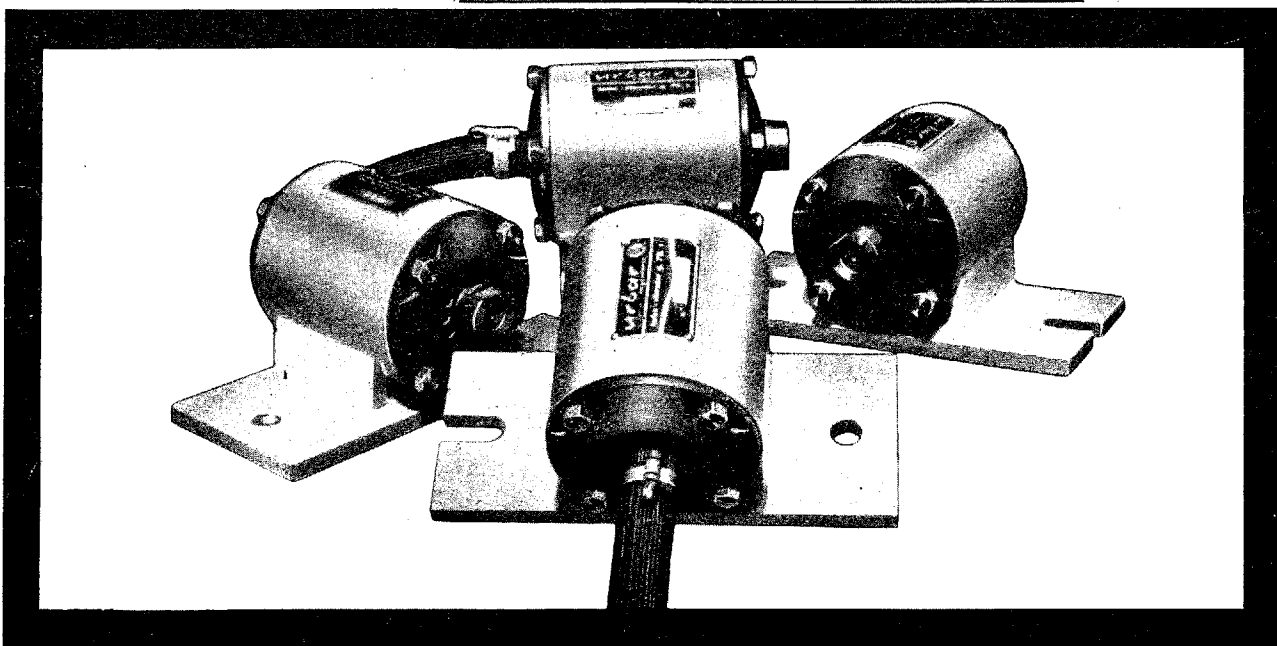
sin rodamientos

alta frecuencia



## características

tipo	energía	fuerza centrífuga kgs.	r. p. m.	consumo	peso kgs.
G-70-S	neumática	0-1200	15.000	60 m. <sup>3</sup> /h.	9



el principio de la turbina vibrante stv es revolucionario.

no es necesario el empleo de rodamientos, y la simplicidad del sistema ofrece un costo de mantenimiento despreciable.

la posibilidad de utilizar frecuencias elevadas permite obtener hormigones de alta calidad y acabado impecable.

aplicaciones indicadas: prefabricación y acabado de superficies.

**urbar**  
ingenieros

### domicilio social y fábrica:

avda. generalísimo, 6  
tel. 23700  
san sebastián

### oficinas en:

bilbao  
gran vía, 4, 3.º - dpto. 18-19  
tel. 247696

barcelona-3  
vía layetana, 37, entlo.- dpto. 4  
tel. 2100947

madrid-1  
núñez de balboa, 24, 3.º  
tel. 2256651 - 2255109



## inauguración del curso

El día 31 de enero, a las cinco y media de la tarde, en la Sala de Conferencias del Instituto Eduardo Torroja, tuvo lugar el solemne acto de inauguración del Curso CEMCO-66.

Ocuparon la presidencia el Excmo. Sr. D. José M.<sup>a</sup> Aguirre, Presidente del Instituto Eduardo Torroja; el Ilmo. Sr. D. Juan L. de la Ynfesta, en representación del Excmo. Sr. Ministro de Educación y Ciencia; el Ilmo. Sr. D. Enrique Suárez de Puga, Secretario General del Instituto de Cultura Hispánica; el Excmo. Sr. don Fermín de la Sierra, Director General de Industrias para la Construcción; Ilustrísimo Sr. D. Jaime Nadal, Director del I.E.T.c.c.; D. José Fonseca, en representación del Ministerio de la Vivienda, y D. Gonzalo Echegaray, Secretario General del I.E.T.c.c.



En primer lugar, D. Jaime Nadal dio la bienvenida, con sentidas palabras, que reproducimos más adelante, a los Ingenieros y Arquitectos que acuden a CEMCO-66 desde doce naciones

El Sr. Suárez de Puga ensalzó la magnífica labor que el Instituto Eduardo Torroja lleva a cabo sobre la vida de la investigación en España, y aseguró a los asistentes que sus estudios de especialización tendrán, sin duda, gran utilidad cuando puedan desarrollarlos de regreso a sus respectivos países.

Por último, D. José M.<sup>a</sup> Aguirre ofreció la hospitalidad y el cariño de todos los que constituyen Costillares, junto con un firme deseo de colaboración de cuantos se ocupan de CEMCO, estimulándoles para lograr la comprensión mutua que tan indudables beneficios reporta a todos. Finalmente declaró inaugurado el Curso CEMCO-66, al que pronosticó un éxito rotundo.



**Palabras pronunciadas por D. Jaime Nadal,  
director del I.E.T.c.c.,  
en el acto de inauguración de Cemco-66**

Como Director del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, cumpla el grato deber de dar la bienvenida a Costillares a los participantes de esta segunda edición de los Estudios Mayores de la Construcción: CEMCO-66.



Para algunos de vosotros, la decisión de acudir a nuestra llamada tiene un algo de aventura, cruzar el océano, otro continente, otros países, otras costumbres... Para los más, estoy seguro, colma un anhelo que lleváis dentro desde hace años, y para todos, en fin, representa iniciar una nueva etapa de su propia formación profesional, en un medio, en un ambiente y dedicados a unas disciplinas que, si en el fondo son análogas a otras bien conocidas de todos, presentan no obstante matices interesantes, que han de irse poniendo de manifiesto a lo largo de los días que habremos de pasar juntos.

Estoy seguro que más de uno llega a Costillares y se incorpora a CEMCO con ideas preconcebidas sobre nuestro país, sobre nuestras instituciones e, incluso, sobre nuestras técnicas. No nos extraña. No puede extrañarnos, porque esto es lo normal y estamos acostumbrados. Sin embargo, yo me permito rogaros que las abandonéis por unos días, en la esperanza de que habréis de ir las sustituyendo paulatinamente por otras, fruto de vuestras propias dotes de observación, de vuestra



propia experiencia personal y, sobre todo, lo que es más importante, fruto de vuestra propia sensibilidad, a través de la cual estoy seguro que sabréis captar el verdadero sentir de vuestros compañeros españoles y el significado real del momento que vivimos en España.

Para que no sufráis un desengaño, me apresuro a adelantaros que no os hemos llamado para enseñaros algo nuevo ni pretendemos que vuestra función se reduzca a la pasividad del oyente y disciplina del estudiante. No habéis venido sólo a escuchar y resolver ejercicios.

Os hemos llamado porque deseamos dialogar con vosotros. Porque queremos mostraros las tendencias actuales de la técnica española, porque queremos escuchar vuestros comentarios, vuestras observaciones y conocer vuestras propias ideas.

Os hemos llamado porque creemos en el diálogo, porque sentimos la responsabilidad social de nuestra técnica, y porque en definitiva, de este intercambio de ideas e iniciativas, entre unos y otros, entre arquitectos e ingenieros, entre gentes de uno y otro continente, entre habitantes de todas las latitudes ha de surgir, algún día, ese algo que aún falta para que la construcción se encauce definitivamente por vías de un progreso tan rápido, por lo menos, como el que por desgracia anima hoy la evolución de los medios de destrucción.

Ese camino hacia el mañana que buscamos los investigadores, que los usuarios desean, y que todo el mundo espera, es un camino acorde con nuestra propia era histórica y, por lo tanto, no puede basarse ya ni en la cálida inspiración del poeta, ni en la retorta del alquimista, ni en la ciega fe del visionario.

La ciencia y las técnicas actuales han barrido para siempre los elixires de larga vida, y las piedras filosofales. Hoy, el primer plano de los avances técnicos corresponde al fecundo trabajo de equipos bien dotados y bien preparados, animados de un común deseo de avanzar todos juntos. Para que estos equipos puedan realmente progresar en direcciones definidas, es necesario que estén integrados por personas que, sin reservas, y por convencimiento, tengan fe en este espíritu de equipo, sintiendo el orgullo de su propia labor y el respeto por las tareas de los que cooperan en el mismo empeño.

Los componentes de los equipos modernos deben desterrar de una vez para siempre el espíritu «Robinson Crusoe» y han de saber, por el contrario, plantear a sus compañeros los problemas que precisan ver superados para continuar avanzando. Pero lo más importante y también lo más difícil es que sepan esperar, atentos, pero pacientes, los resultados del trabajo encomendado, sin caer en la fácil impaciencia derivada de ese sentido egocéntrico que frecuentemente nos anima, y que hace que, por sistema, supervaloremos nuestro propio cometido y minimicemos el de los demás. Es condición esencial, por fin, que los integrantes de los equipos sepan cooperar con lealtad, sentir como propio cualquier éxito del grupo, y no personalizar demasiado las propias creaciones.

Ese modo de entender la técnica, ese modo de sentir la labor que se realiza, y ese modo también de entendernos nosotros mismos en relación a la comunidad a que pertenecemos y a la cual servimos, es precisamente **COSTILLARES**.

Costillares, en definitiva, es un modo de ser, un modo de trabajar, un ambiente de dignidad y respeto entre todos los estamentos que lo componen, donde la con-

vivencia y la colaboración son esenciales normas de conducta.

COSTILLARES, tal y como Torroja lo concibió, es fundamentalmente una experiencia de valor incalculable, que pretende demostrar que también nosotros somos capaces de realizar un trabajo en común, y que podemos cooperar en un mismo empeño todos los que, de un modo u otro, tenemos algo que aportar al proceso creador de las construcciones.

En ese «todos» quedan incluidos los científicos en la rama de la Matemática, la Física, la Química, la Geología y, en ciertos casos, de la Biología y otras ciencias. En ese «todos» están los artistas, los arquitectos, los ingenieros, los técnicos y los que materialmente han de realizar la obra con su esfuerzo físico. Ese «todos» incluye también a los sociólogos, a los economistas, a los capitanes de empresa, y llega hasta el propio usuario que es, en definitiva, el que tiene la última palabra, y es también, por rara paradoja, al que con frecuencia se escucha con menos atención.

En Costillares no puede admitirse una inmutable jerarquización de valores en las tareas del equipo. Por el contrario, pretendemos que ésta dependa de las características de la cuestión que se pretende resolver en cada caso y en cada estado, del proceso creador, porque en cada caso, en cada problema, corresponde a una de las técnicas marcar el tono dominante y las demás deben poner todo lo que esté de su parte para realzar el acompañamiento.

Esto es Costillares. Y aquí puede tener análogo valor el ensayo que los aparatos registran con asombrosa precisión y los computadores procesan con velocidad increíble, que el coloquio reposado sobre un tema, apurando unas tazas de café.

Pero aquí, señores participantes de CEMCO, cuenta también, y cuenta mucho, la aptitud de cada uno para sentirse solidario de esta gran familia, que tiene sus penas y sus alegrías, sus momentos de desánimo, sus zozobras y sus éxitos.

En este marco de Costillares, en este ambiente de Costillares, pretendemos sumergiros durante seis meses, para que todos juntos, vosotros, nosotros y los profesores españoles y extranjeros que han de haceros el honor de compartir estas tareas, podamos dedicarnos a analizar y adentrarnos en la vertiente de la construcción que actualmente es objeto de mayor interés en todo el mundo.

Pretendemos centrarnos primordialmente en ese nebuloso, incierto, apasionante y mal entendido camino de la Industrialización. Pero pretendemos adentrarnos con la cabeza en las nubes y los pies en el suelo, palpando la realidad del estado actual de las técnicas de proyecto, valorando el inmenso apoyo que supone el cálculo electrónico y reconociendo con sincera humildad lo limitados que son aún nuestros conocimientos, en lo tocante a los diversos aspectos que las nuevas necesidades funcionales plantean.

Desearíamos que la Industrialización tuviese en este Curso un significado distinto al que pretenden darle los que, amparándose en el interés y favor popular del vocablo, lo utilizan como «slogan» para disfrazar teorías ajenas al tema, o colocar los productos comerciales más diversos.

La Industrialización, para nosotros, para los técnicos de CEMCO-66, no ha de tener tampoco el sentido restrictivo de coordinación modular, ni siquiera de prefabricación. No queremos empequeñecer el problema, ni pretendemos encontrar su solución universal, lo único que nos pro-



ponemos es analizarlo con rigor científico, poner de manifiesto sus posibles vías de desarrollo, señalar en cada una las limitaciones y las ventajas, seleccionar las que de momento parecen más viables, y presentar soluciones concretas a problemas parciales, cuando tales soluciones ofrezcan claras ventajas sobre otros sistemas que, basándose en técnicas tradicionales, hayan agotado ya sus posibilidades de evolución.

Quisiéramos que a lo largo del Curso se meditase muy cuidadosamente sobre aspectos tan delicados y tan alegremente traídos y llevados por unos y por otros, como son:

- la estética de la producción monótona que la Industrialización impone,
- la libertad creadora del que concibe una obra y el respeto a la libertad funcional del que la utiliza,
- la realidad del impacto que imprimen a los programas funcionales de las obras los modernos medios de locomoción, transporte, diversión y faenas domésticas,
- así como la evolución de las nuevas exigencias humanas, en relación con las construcciones que han de satisfacerlas.

Quisiéramos que se valorasen las posibilidades que ofrecen los materiales actuales, y consideraríamos un éxito sin precedentes el hecho de que fuésemos capaces de plantear, con precisión, siquiera alguna de las características que debieran cumplir los materiales del futuro...

Y todo esto, claro está, con los pies en el suelo, como hemos dicho antes, en base al desarrollo actual y previsible de nuestras técnicas y de nuestras posibilidades industriales en relación con la intensidad y la continuidad de la demanda.

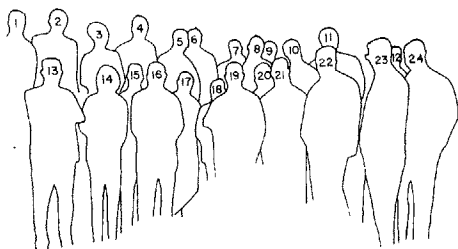
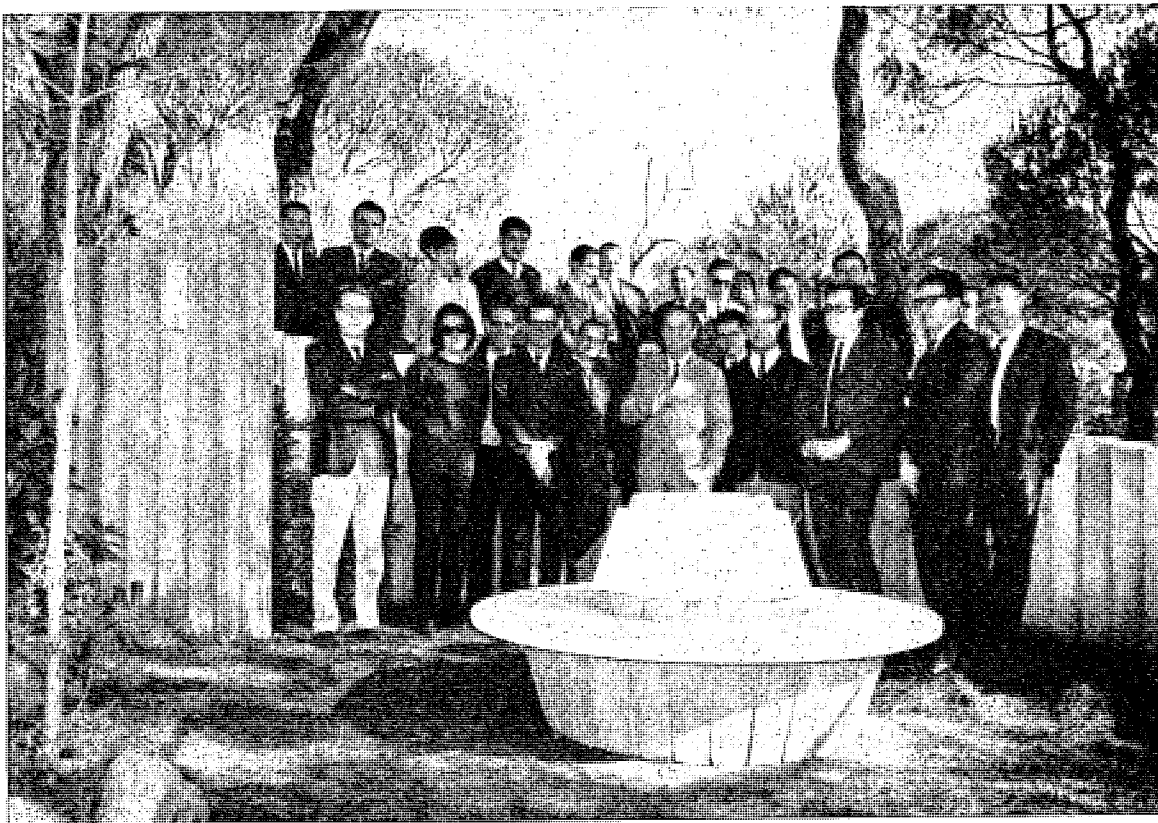
Debemos tener en cuenta que el fallo más grande de la construcción moderna radica en la incapacidad que hasta el presente ha mostrado para plantearse con rigor y firmeza los programas de necesidades que debe resolver. Parece como si las cosas ocurriesen en el sentido inverso, es decir: la industria de la construcción impone las necesidades funcionales en base a sus propias posibilidades, las cuales, en el momento actual, parecen estar demasiado mediatizadas por consideraciones de muy diversos órdenes—económicos, técnicos—, la propia estructura básica del proceso constructivo, y otras muchas que en el fondo tienen sus raíces en el hábito, o si se prefiere, en una tradición que pesa mucho, y se encuentra presente, incluso, en las mentes de los más radicales innovadores.

Por eso, os pedía antes que abandonaseis toda idea preconcebida. Dejarla a la puerta de este aula CEMCO-66, y entrar en ella dispuestos a abordar los problemas con plena libertad de criterios, con absoluta objetividad, sin otra limitación que la que el estado actual de nuestra ciencia impone, y aún ésta, admitirla, pero señalarla como un objetivo que todos juntos hemos de conquistar algún día, y pidamos al Señor que muchas de estas conquistas se enuncien por primera vez en castellano, este idioma universal, patrimonio de todos los aquí reunidos, y expresión viva del tronco común a que pertenecemos.

# recuerdo de CEMCO

La amistad surgida del trato de los Arquitectos e Ingenieros Civiles latinoamericanos que asistieron a CEMCO-63 con el personal del Instituto Eduardo Torroja, hizo que una de las primeras actividades, al quedar inaugurado CEMCO-66, fuera recordar el curso pasado y establecer una vinculación entre los nuevos y los antiguos cemquistas. Presididos por esta idea se reunieron en la plaza Cemco las siguientes personas:

1. Julio César Martí, Ingeniero, Venezuela.
2. Hans Schlink, Ingeniero, Bolivia.
3. Hilda Lapeyre, Arquitecto, Argentina.
4. Mario Ribera, Arquitecto, Bolivia.
5. Santiago Luque, Ingeniero, Colombia.
6. Antonio Comyn, Documentalista, Secretario CEMCO-66, del I.E.T.
7. Francisco Mendiola, Arquitecto, México.
8. Samuel Melguizo, Arquitecto, Colombia.
9. Marcos Arias Rodríguez, Ingeniero, Perú.
10. José Manuel Carrete, Arquitecto, México.
11. Santiago Elmudesi, Ingeniero, República Dominicana.
12. Rafael Piñeiro, Arquitecto Técnico, del I.E.T.
13. Roger Urbina, Ingeniero, Venezuela.
14. Graciela Brusasco, Arquitecto, Argentina.
15. Jorge A. Reyes, Ingeniero, Argentina.
16. Orlando Hurtado, Arquitecto, Colombia.
17. Alvaro G.ª Meseguer, Dr. Ingeniero, Jefe de Estudios CEMCO-66, del I.E.T.
18. Francisco Arredondo, Dr. Ingeniero, del I.E.T.
19. Gonzalo Echegaray, Dr. Arquitecto, Secretario General, del I.E.T.
20. Julio Vargas, Ingeniero, Perú.
21. Oscar A. Andrés, Ingeniero, Argentina.
22. Franco López Rodríguez, Ingeniero, México.
23. Alfredo Arias, Ingeniero, Panamá.
24. Fernando Cassinello, Dr. Arquitecto, del I.E.T.



Esta sencilla plazoleta, situada en el jardín de Costillares, fue diseñada por los asistentes a CEMCO-63, cuya permanencia en nuestro Instituto quedará perpetuada por la propia obra, en la cual se ha colocado una placa con sus nombres.



## **Objeto, actividades y programa de CEMCO 66**

El Curso de Estudios Mayores de la Construcción, CEMCO-66, organizado por el Instituto de Cultura Hispánica y el Instituto Eduardo Torroja, versa sobre las más modernas técnicas de cálculo y construcción de estructuras en hormigón armado y pretensado. En él se trata, de forma especial, de la aplicación del cálculo electrónico a la resolución de problemas de dimensionamiento y comprobación de este tipo de estructuras.

De un modo general, durante el Curso se desarrollarán las siguientes actividades:

### **Teóricas**

Lecciones y conferencias a cargo de profesores españoles y especialistas europeos. Coloquios sobre temas relacionados con la construcción. Disertaciones a cargo de los propios asistentes al Curso.

### **Prácticas**

Preparación y ensayos de materiales. Prácticas de obra. Resolución de ejercicios de cálculo. Trabajos en la Nave de Ensayos de Estructuras. Visitas a obras en construcción.

### **Viajes**

A lo largo del Curso se realizarán viajes por la Península Ibérica, visitando obras y realizaciones de interés técnico o artístico.

Concretamente, el desarrollo y las lecciones teóricas se llevarán a cabo de acuerdo con el siguiente programa:

### **Conocimiento del material**

Estudio de componentes.—Proyecto de mezclas.—Reología de los materiales.—Técnicas especiales de ensayo y medida.—Ensayos no destructivos. — Durabilidad. — Hormigones especiales: pesados, ligeros, inyectados, etc.

### **Hormigón armado**

Fundamentos del cálculo en rotura.—Normas europeas de cálculo.—Ejecución «in situ».—Prefabricación.—Cálculo plástico de estructuras.—Aplicaciones del cálculo electrónico.

### **Hormigón pretensado**

Cálculo elástico y cálculo en rotura.—Sistemas de hormigón pretensado.—Aplicaciones prácticas (estructuras isostáticas, estructuras hiperestáticas, láminas, etc.).

### **Composición y diseño de estructuras**

Composición plástica, técnica y funcional.—Tipología estructural: el fenómeno tensional; análisis de los elementos estructurales; razón y ser de las estructuras.—Ciclo estético contemporáneo: de Gaudí al momento actual.





Con el fin de ambientar en la vida española a los participantes al II Curso de Estudios Mayores de la Construcción, durante la primera semana del curso se celebró un pequeño ciclo de conferencias a cargo de especialistas del Instituto de Cultura Hispánica.



D. Raúl Chávarri habló en la primera conferencia, el día 2 de febrero, sobre «La vida intelectual en España». De forma resumida, pero concisa, pasó revista a las diversas actividades de las Artes y de las Letras en España durante los últimos años y, en especial, se refirió al actual momento de la actividad intelectual española.

En su intervención, el día 3, D. Javier Martínez de Velasco se refirió al «Turismo». Hizo un análisis histórico-literario del fenómeno turístico que en la actualidad tiene su gran momento en la vida española. Consideró las perspectivas futuras e informó a los asistentes sobre los lugares y espectáculos que pudieran resultarles de mayor interés.



Por último, el día 4, D. Manuel Calvo Hernando consideró «La vida cotidiana de los españoles», analizando las virtudes y defectos de éstos en un tono humorístico, y puso de relieve la transformación de costumbres y adaptación de horarios a la vorágine actual.

Las tres conferencias dieron motivo a amplios cambios de impresiones con los asistentes, que se mostraron sumamente interesados y complacidos por la realización de este ciclo. Dado el carácter de estas disertaciones, acudieron a oírlas también las señoras de algunos de los participantes a CEMCO-66.

Con independencia de estas actividades, comenzaron las clases técnicas en sus aspectos teórico y práctico, las cuales están siendo seguidas con una asistencia total y con un enorme interés.

**Raúl Chávarri.**

**Javier Martínez de Velasco.**

**Manuel Calvo Hernando.**



*El Excmo. Sr. D. José María Aguirre Gonzalo, durante su discurso en la solemne sesión de apertura de la V Asamblea Nacional de la Asociación Española del Hormigón Pretensado*

## **V Asamblea Nacional de la Asociación Española del Hormigón Pretensado**

**Bilbao 25-29 abril 1966**

*Ya en imprenta este número 79 de nuestra revista, se ha clausurado en Bilbao la V Asamblea Nacional de la Asociación Española del Hormigón Pretensado, celebrada durante los días 25 al 29 de abril.*

*Por falta de tiempo y de espacio, resulta imposible hacer ni siquiera una breve reseña del desarrollo de las reuniones. Pero, por otra parte, sería totalmente inadmisibile no incluir unos*

párrafos para dejar constancia del rotundo éxito alcanzado y agradecer públicamente su colaboración a todos los que, de una manera u otra, han hecho posible la celebración de esta Asamblea.

Para los que han asistido a la misma, nada ha de decirse. Para los que, por diversas causas, no han podido acudir a Bilbao, bastará indicarles que, sin hipérbole, la V Asamblea debe calificarse como el más brillante de los actos celebrados por la Asociación durante sus diecisiete años de existencia.

Cuando el 22 del pasado febrero se distribuyó la primera circular anunciando la celebración de estos actos, ni el más optimista podía imaginar que dos meses más tarde se concentrarían en los locales de la Feria Internacional de Muestras de Bilbao, durante cinco días, más de doscientos sesenta asambleístas para participar en ocho sesiones de trabajo, en el curso de las cuales, además de los informes generales preparados por el Ponente moderador de cada una de ellas, se presentarían treinta y una comunicaciones, todas ellas del mayor interés, y con las que se cumplía plenamente el fin de la Asamblea que, según se indicaba en la convocatoria, era dar a conocer la «situación y posibilidades actuales de la técnica del hormigón pretensado en España».

Pero no fue esto sólo. Simultáneamente y en locales adyacentes al salón de reuniones, dieciséis empresas han expuesto los equipos utilizados en los diversos sistemas de pretensado, muestras de los materiales y maquinaria específicos de esta técnica y varios tipos de elementos prefabricados en hormigón pretensado y cerámica pretensada. Las diferentes publicaciones, revistas y libros de interés para los que se ocupan y preocupan de estos temas, también estuvieron representados en la exposición. Por otra parte, varios paneles fotográficos y la proyección de siete películas documentales, nacionales y extranjeras, permitieron completar la información sobre lo que en la actualidad se realiza en este campo del pretensado.

Deben destacarse también las conferencias sobre temas generales pronunciadas fuera de las sesiones de trabajo por los señores Fisac y Fernández Casado, ambas realmente interesantes y que fueron muy favorablemente acogidas y comentadas por todos los concurrentes a la Asamblea.

Desde el punto de vista técnico, pero quizá aún más desde el punto de vista humano, resultaron del mayor interés las tres visitas técnico-turísticas programadas. Una, por la ría, en remolcadores amablemente cedidos por el Excmo. Sr. director del Puerto de Bilbao, hasta Santurce, donde se recorrieron las obras del nuevo muelle de atraque para transatlánticos que se está construyendo en hormigón pretensado; otra, a la fábrica de Cementos Rezola, S. A., en Arrigorriaga, y la tercera, organizada por el Colegio Oficial de Arquitectos Vasco-Navarro, con parada y simpática recepción en el bellissimo puerto de Bermeo, para terminar en el frontón de Guernica, también con estructura de hormigón pretensado, y donde se celebró un partido de pelota en honor de los asambleístas. En todas estas visitas los participantes fueron espléndidamente obsequiados y agasajados por los respectivos organizadores.

Hay que mencionar, asimismo, la importancia de los contactos personales establecidos entre los diversos grupos de técnicos e industriales que concurrieron a la Asamblea y las visitas a diversas industrias de la localidad en las que, particularmente invitados por sus propietarios, participaron un elevado número de asambleístas.



*En la sesión inaugural que presidió el Excmo. Sr. D. José María Aguirre Gonzalo, presidente del Consejo Técnico-Administrativo del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, acompañado de las autoridades locales, directores generales de los Ministerios de Industria y Vivienda, el presidente de la A. E. H. P. y representantes de diversos organismos oficiales, intervinieron los señores Basterrechea, director de la Feria Internacional de Muestras de Bilbao; García-Lomas, director general de Arquitectura; de la Sierra, director general de Industrias para la Construcción, y el propio señor Aguirre.*

*La sesión de clausura fue presidida por el señor Gortázar, presidente del Consejo Superior de Colegios de Arquitectos de España, al que acompañaban el alcalde de Bilbao y varios miembros del Comité de la Feria de Muestras, del Colegio Oficial de Arquitectos Vasco-Navarro y de la Comisión Permanente de la Asociación Española del Hormigón Pretensado. En esta sesión intervinieron, por el orden que se citan, los señores: Torroja, vicepresidente de la A.E.H.P.; Nadal, presidente de la A. E. H. P. y director del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento; Ibarra, alcalde de Bilbao, y finalmente, el señor Gortázar, que declaró clausurada la Asamblea.*

*Como broche final de los diversos actos desarrollados, el viernes día 29 todos los asistentes se reunieron en una fraternal cena de clausura, en un ambiente de cordialidad y optimismo, fiel reflejo de la satisfacción general por el éxito logrado.*

*Resultaría imperdonable terminar esta nota sin recalcar el agradecimiento de la Asociación a todos los que han contribuido al desarrollo de esta V Asamblea y, de un modo muy especial, a la Comisión Organizadora local, centralizada en la Delegación en Vizcaya del Colegio Oficial de Arquitectos Vasco-Navarro, sin cuya eficaz ayuda nada se hubiera conseguido.*

*En sucesivos números de nuestra revista se piensan publicar los textos completos de todas las comunicaciones presentadas y detalles más concretos sobre las diversas sesiones celebradas. Baste por ahora con lo que queda expuesto.*

*En la introducción al programa oficial repartido a los asambleístas se concluía con estas palabras:*

*«Que al término de estas Jornadas se convierta en realidad lo que hasta ahora sólo es razonable esperanza y que cuantos en ellas han intervenido se sientan satisfechos del esfuerzo realizado y de haber podido participar en las mismas.»*

*El objetivo se ha cubierto ampliamente. La realidad ha superado a todo lo previsto. Muchas gracias a todos.*

LA ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO

# NOTA DE LA ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO

## Intercambio de publicaciones

Dentro del programa de intercambio de documentación organizado por la F.I.P. entre las diversas Asociaciones nacionales que la integran, hemos recibido últimamente las publicaciones 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 facilidad, los títulos de los artículos se dan traducidos al español.

Recordamos a todos los asociados que estas publicaciones se encuentran a su disposición, para consulta, en nuestros locales del Instituto Eduardo Torroja, Costillares-Chamartín, Madrid.

### **Publicaciones enviadas por la «Arab Road Association», de Egipto.**

*Revista: «Arab Roads», abril, 1965.*

### **Publicaciones enviadas por la Asociación del Hormigón Pretensado, del Canadá.**

*Revista: Separata de «Engineering and Contract Record».*

- 1.—El mayor cruce de carreteras, a distinto nivel, en Toronto, Canadá.
- 2.—Viga de lanzamiento utilizada para la colocación de grandes vigas de hormigón pretensado.

### **Publicaciones enviadas por el «Prestressed Concrete Institute», de Estados Unidos.**

*Revista: «Journal of the P. C. I.», vol. 10, n.º 3, junio 1965.*

- 3.—Estudio sobre vigas-cajón para puentes de ferrocarril.
- 4.—Anclajes de hormigón pretensado para compuertas de desagüe.
- 5.—Cálculo y utilización de soportes de hormigón pretensado.
- 6.—Comportamiento a flexión de las vigas compuestas de hormigón armado y pretensado.

*Revista: «Journal of the P. C. I.», vol. 10, n.º 4, agosto 1965.*

- 7.—Anclajes pretensados, de 1.300 t de capacidad, estabilizan una presa.
- 8.—El hormigón pretensado en la construcción de un túnel submarino.
- 9.—Cálculo de tuberías de presión en hormigón pretensado.

*Revista: «P. C. I. Tams», vol. 11, n.º 4, abril 1965.*

- 10.—El hormigón pretensado proporciona belleza, economía y flexibilidad a los proyectos arquitectónicos.

*Revista: «P. C. I. Tams», vol. 11, n.º 5 y 6, mayo-junio 1965.*

- 11.—Nuevas técnicas en la construcción de edificios de varias plantas.
- 12.—El rascacielos «Gulf Life».

Revista: «P. C. I. Teme», vol. 11, n.º 7, julio 1965.

13.—El empleo del hormigón pretensado en la construcción de edificios industriales.

Revista: «P. C. I. Teme», vol. 11, n.º 8; agosto 1965.

14.—Estructuras de hormigón pretensado, premiadas por el P. C. I. en su concurso de 1965.

#### **Publicaciones enviadas por la «Verkoopassociatie Nederlands Cement».**

Revista: «Commissie voor Uitvoering van Research». C. U. R. Rapport 30.

15.—Pérdidas por rozamiento en las armaduras pretensadas.

Revista: «Cement», n.º 5, mayo 1965.

16.—El puente sobre el río Vecht (Overijssel).

17.—Los métodos de cálculo en rotura.

18.—Nomogramas para el cálculo de placas y vigas de hormigón.

Revista: «Cement», n.º 6, junio 1965.

19.—Viaducto sobre el ferrocarril Southern Pacific, en California.

Revista: «Cement», n.º 7, julio 1965.

20.—El puente colgante W 12, de hormigón pretensado, en Merelbeke.

Revista: «Cement», n.º 8, agosto 1965.

21.—El viaducto de Blijdenstein, cerca de Mepel.

22.—La «Tour du Midi», el más alto edificio administrativo de Europa.

#### **Publicaciones enviadas por el «Prestressed Concrete Development Group», de Inglaterra.**

Revista: «Magazine of Concrete Research», vol. 17, n.º 50, marzo 1965.

23.—Las componentes de la deformación del hormigón sometido a tensiones mantenidas de compresión.

Revista: «Magazine of Concrete Research», vol. 17, n.º 51, junio 1965.

24.—La fluencia del hormigón bajo tensión monoaxil.

25.—Determinación experimental de las tensiones en los extremos de las vigas de sección I de hormigón pretensado.

Revista: «Concrete Quarterly», n.º 64, enero-marzo 1965.

26.—La autopista Preston-Lancaster.

27.—Empleo en gran escala de la prefabricación en un nuevo puente de Australia.

Revista: «Concrete Quarterly», n.º 65, abril-junio 1965.

28.—Viaductos y puentes en la sección Chiswick-Langley de la autopista M-4.

29.—Puentes notables de hormigón en la carretera «Heads of the Valleys» de Gales del Sur.

Revista: «*Research Note*», PCR 1, junio 1965.

30.—Corrosión bajo tensión en los alambres de pretensado fabricados en Inglaterra.

Revista: «*C. a. C. A. Library Translation*», n.º 120, julio 1965.

31.—Ensayos para la determinación de la longitud de anclaje de los alambres de pretensado.

Revista: «*C. a. C. A. Report for the year 1964*».

Revista: «*Prestressed Concrete Abstracts*», agosto 1964.

32.—Bibliografía sobre hormigón pretensado (Fichas n.º 601-700).

Revista: «*Prestressed Concrete Abstracts*», septiembre 1964.

33.—Bibliografía sobre hormigón pretensado (Fichas n.º 701-800).

Revista: «*Prestressed Concrete Abstracts*», octubre 1964.

34.—Bibliografía sobre hormigón pretensado (Fichas n.º 801-900).

Revista: «*Prestressed Concrete Abstracts*», noviembre 1964.

35.—Bibliografía sobre hormigón pretensado (Fichas n.º 901-1.000).

Revista: «*Prestressed Concrete Abstracts*», diciembre 1964.

36.—Bibliografía sobre hormigón pretensado (Fichas n.º 1.001-1.100).

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

Revista: «*Prestressing*», vol. 7, n.º 2, abril 1965.

37.—Observaciones sobre las obras de hormigón pretensado en Francia.

38.—Cálculo y construcción del puente Korakuen.

39.—Puente de hormigón pretensado construido por el sistema Leonhardt.

40.—Cálculo y construcción del viaducto Osaki.

Revista: «*Prestressing*», vol. 7, n.º 3, junio 1965.

41.—Deformación y tensiones originadas en las vigas de hormigón pretensado por un calentamiento temporal.

42.—Cálculo y construcción de un depósito para agua, en hormigón pretensado.

#### **Publicaciones enviadas por el «Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto».**

Revista: *Separata de la «Revista IMCYC»*, vol. 2, n.º 7, marzo 1964.

43.—Edificio pretensado de nueve pisos, para oficinas.

Revista: *Separata de la «Revista IMCYC»*, vol. 2, n.º 10, septiembre 1964.

44.—Primeros depósitos de hormigón pretensado en México.

Revista: «*IMCYC*», vol. 3, n.º 13, marzo 1965.

45.—Soportes largos de hormigón armado, en estructuras.

46.—El problema de la resistencia al esfuerzo cortante en el hormigón armado.

47.—Esfuerzo cortante: rotura, resistencia y disposiciones constructivas.



*Revista: «IMCYC», vol. 3, n.º 14, mayo-junio 1965.*

- 48.—Edificio de viviendas, construido con encofrados deslizantes y forjados postensados.
- 49.—Estudio experimental sobre las armaduras del hormigón.
- 50.—Una introducción a los hormigones ligeros. (Suplemento a la revista.)
- 51.—El hormigón armado. (Suplemento a la revista.)

**Publicaciones enviadas por la «Asociación Rusa del Hormigón Pretensado».**

*Revista: «Hormigón y Hormigón armado», n.º 5, mayo 1965*

- 52.—Un silo-torre, pretensado.

*Revista: «Hormigón y Hormigón armado», n.º 6, junio 1965.*

- 53.—Condiciones para la formación de fisuras longitudinales, en el hormigón de los tableros de puentes, bajo la acción de las tensiones de retracción.
- 54.—Construcción de un puente para autopista, en Holanda.

*Revista: «Hormigón y Hormigón armado», n.º 7, julio 1965.*

- 55.—La fluencia del hormigón bajo tensiones variables con el tiempo.
- 56.—Sobre la normalización de la anchura de fisuras en las estructuras de hormigón pretensado.

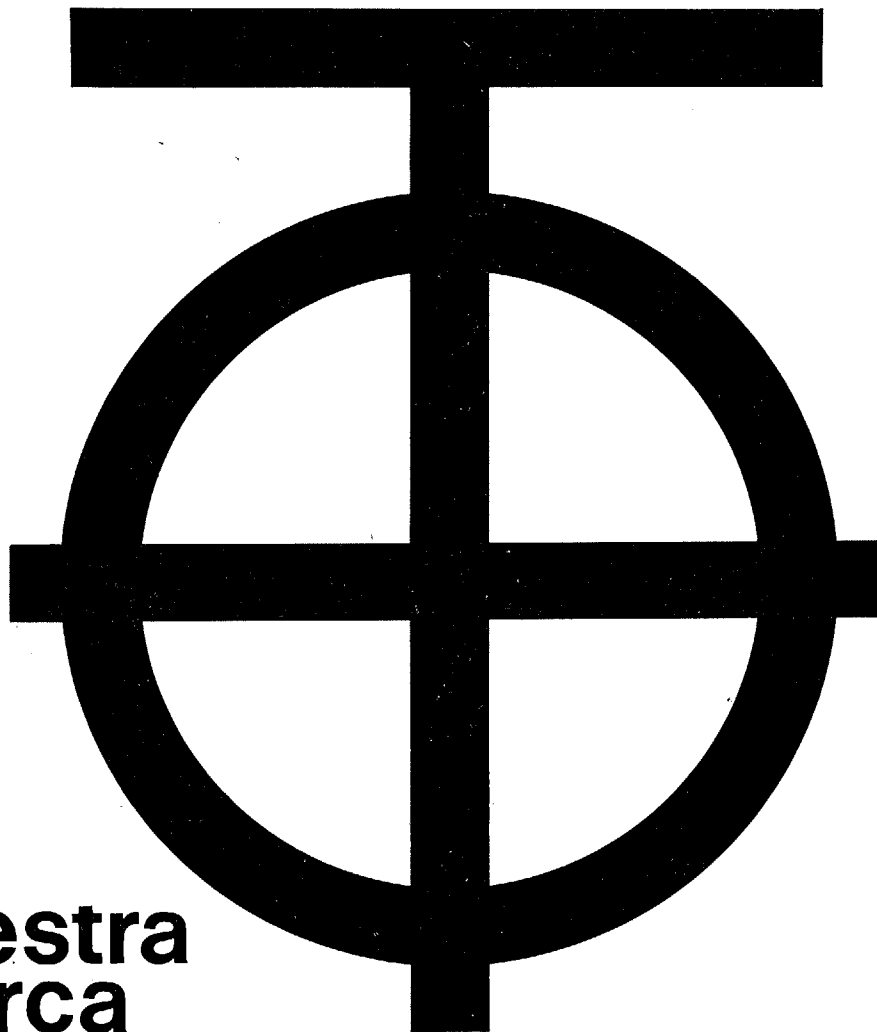
*Revista: «Hormigón y Hormigón armado», n.º 9, septiembre 1965.*

- 57.—Tecnología de la fabricación de armaduras de material plástico, reforzadas con fibras de vidrio, y algunas de sus características.
- 58.—Sobre el comportamiento de las armaduras de material plástico, reforzadas con fibras de vidrio, en el hormigón.
- 59.—Algunas particularidades de las armaduras de material plástico, reforzadas con fibras de vidrio.
- 60.—Cálculo de los asientos de los apoyos en las estructuras mixtas de elementos prefabricados y hormigón vertido in situ.

**Publicaciones enviadas por el «South African Prestressed Concrete Development Group».**

*Revista: «Prestress», vol. 15, marzo 1965.*

- 61.—Los apoyos elásticos para depósitos pretensados.
- 62.—El hormigón armado con fibra de vidrio.



nuestra  
marca



Mucho más pequeña, volverá a encontrarla -repetida cada 80 cm.- solamente en las barras de **TETRACERO 42**. Esta identificación de **marca** y producto es importante, porque únicamente las barras así marcadas llevan consigo la garantía y prestigio del **TETRACERO 42**.

**TETRACERO 42**, es acero de alta resistencia -para el armado de estructuras de hormigón- retorcido y estirado en frío, con un **perfil especial** que le presta mayores índices de resistencia y adherencia. Todas estas características técnicas suponen un ahorro en peso del 43% y económico del 24%. Se suministra en **barras rectas**, en once diámetros diferentes, desde 6 m.m. a 22,5 m.m. También puede servirse en horquillas o madejas.

**tetracero 42**

Solicite información más amplia o plantee su problema concreto a nuestro Departamento Técnico. Sección.  
**TETRACERO, S. A.** Ayala, 5. Teléfonos: 276 37 02-03-04. MADRID-1.



## Miembros de la Asociación Española del Hormigón Pretensado, incluidos en la categoría de "socios colectivos"

### ESPAÑA

- AEDIUM, S. A., Bilbao.  
AGUSTI, S. L., Gerona.  
ALTOS HORNOS DE CATALUÑA, S.A., Barcelona.  
ARREGUI CONSTRUCCIONES, S. A., Bilbao.  
ASOCIACION DE INVESTIGACION INDUSTRIAL ELECTRICA, Madrid.  
ASOCIACION TECNICA DE DERIVADOS DEL CEMENTO, Barcelona.  
LA AUXILIAR DE LA CONSTRUCCION, Barcelona.  
BUTSEMS, S. A., Barcelona.  
BUTSEMS, S. A., Valencia.  
CANTERAS Y AGLOMERADOS, S. A., Barcelona.  
CENTRO DE ESTUDIOS AC, Barcelona.  
CERAMICA RUBIERA, Gijón.  
CIDESA, Barcelona.  
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES, La Coruña.  
COMPAÑIA AUXILIAR DE LA EDIFICACION, S. A., Madrid.  
COMPAÑIA DE CONSTRUCCIONES HIDRAULICAS Y CIVILES, S. A., Madrid.  
COMPAÑIA ESPAÑOLA DE MINAS DE RIOTINTO, S. A., Huelva.  
CONSTRUCCION COLOMINA G. SERRANO, S. A., Madrid.  
CONSTRUCCIONES GIL GRAVALOS, SOCIEDAD ANONIMA, Madrid.  
CONSTRUCTORA INTERNACIONAL, SOCIEDAD ANONIMA, Madrid.  
CONSTRUCTORA MAXACH, S. A., Madrid.  
COPECO, Madrid.  
CUPRE, Valladolid.  
DIRECCION GENERAL DE FORTIFICACIONES Y OBRAS, Madrid.  
DIRECCION GENERAL DE INFRAESTRUCTURA, Madrid.  
DIRECCION DE LAS OBRAS DEL PUERTO, Vigo.  
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, SOCIEDAD ANONIMA, Madrid.  
EDES, S. A., Madrid.  
ELABORADOS METALICOS, S. A., Madrid.  
EMPRESA NACIONAL DE AUTOCAMIONES, Madrid.  
ENTRECANALES Y TAVORA, S. A., Madrid.  
ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S. A., Madrid.  
FABRICADOS PARA LA CONSTRUCCION, S. A. (FACOSA), Madrid.  
FERGO, S. A. DE PRETENSADOS, Valencia.  
FERROLAND, S. A., Valencia.  
FORMO, S. A., Barcelona.  
FORTE, Alicante.  
GABINETE DE ORGANIZACION Y NORMAS TECNICAS, Madrid.  
GARGALLO, S. A., Madrid.  
GUARNER Y TRIGO, S. L., Madrid.  
HIDAQUE, S. A., Granada.  
HIDROELECTRICA DEL TAJO, S. A., Madrid.  
HIERROS FORJADOS Y CEMENTOS, SOCIEDAD LIMITADA, Sevilla.

- HORMIGON PRETENSADO, S. A. E. BBR, Barcelona.
- HORPRESA, S. A., Madrid.
- HORSA, S. L., Barcelona.
- IDEAM, S. A., Madrid.
- INDUSTRIAS ALBAJAR, S. A., Huesca.
- INDUSTRIAS DEL CEMENTO, S. A., Valladolid.
- INDUSTRIAS DEL HORMIGON, I. N. H. O. R., Madrid.
- INGENIERIA Y CONSTRUCCIONES SALA AMAT, S. A., Barcelona.
- INSTITUTO NACIONAL DE COLONIZACION, Madrid.
- INSTITUTO NACIONAL DE INDUSTRIA, Madrid.
- JEFATURA DE OBRAS PUBLICAS, Valencia.
- JEFATURA DE OBRAS - Dirección General de la Guardia Civil, Madrid.
- JEFATURA DE OBRAS PUBLICAS DE VIZCAYA, Bilbao.
- LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO, Madrid.
- MANRESANA DE CONSTRUCCIONES, SOCIEDAD ANONIMA, Barcelona.
- MARTINO, S. A., Barcelona.
- MATENSA - Materiales Pretensados, Sociedad Anónima, Madrid.
- MATERIALES Y TUBOS BONA, S. A., Barcelona.
- J. MIRO TREPAT - Construcciones, Sociedad Anónima, Barcelona.
- PACADAR, S. A., Madrid.
- V. PEIRO, S. A., Valencia.
- PREFABRICADOS ELKAR, S. A., Pamplona.
- PRETENSADOS AEDIUM, S. L., Pamplona.
- PRETENSADOS ANDALUCIA, S. A., Málaga.
- PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S. L., Valladolid.
- REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S. A., Madrid.
- SECOTEC, Madrid.
- SOCIEDAD ANONIMA MATERIALES Y OBRAS, Valencia.
- SOCIEDAD FRANCO - ESPAÑOLA DE ALAMBRES, CABLES Y TRANSPORTES AEREOS, S. A., Bilbao.
- SOCIEDAD GENERAL DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, Córdoba.
- TEJERIAS «LA COVADONGA», Santander.
- TENSACERO MADRILEÑA, S. A., Madrid.
- TEPSA, Barcelona.
- TETRACERO, S. A., Madrid.
- TINAR, S. A., Madrid.
- TOSAM, S. L., Segovia.
- URALITA, S. A., Madrid.
- VALLEHERMOSO, S. A., Madrid.
- VIAS Y OBRAS PROVINCIALES, San Sebastián.
- VIGAS ROMANO, Granada.
- VIGUETAS ASTURIAS, S. L., Oviedo.
- VIGUETAS CANARIAS, S. L., Las Palmas de Gran Canaria.
- VIGUETAS CORONA, S. A., Sevilla.
- VIGUETAS NUÑEZ, Salamanca.
- EXTRANJERO**
- COLEGIO DE INGENIEROS, Caracas.
- FACULTAD DE INGENIERIA, Buenos Aires.
- INSTITUTO DE EDIFICACION EXPERIMENTAL, Santiago de Chile.
- INSTITUTO TECNOLOGICO Y DE ESTUDIOS SUPERIORES DE MONTERREY, Monterrey.
- THE LIBRARIAN, Santiago de Chile.
- UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA, Valparaíso.
- VENEZOLANA DE CEMENTOS, Caracas.



# **bibliografía sobre sismología e ingeniería antisísmica**

457-9-14

Por estimarlo de interés para nuestros lectores, a continuación se incluye una amplia información bibliográfica sobre SISMOLOGIA E INGENIERIA ANTISISMICA que nos ha sido amablemente facilitada por el Instituto de Estructuras, de la Facultad de Ingeniería Civil, de la Universidad Nacional de Ingeniería, de Lima, Perú.

Como complemento de esta información, al final se añaden las referencias de publicaciones españolas relativas al mismo tema que aparecen citadas en el texto de la conferencia pronunciada por J. M. Munuera, Doctor Ingeniero Geógrafo, en el Coloquio Técnico organizado por la Dirección General del Instituto Geográfico y Catastral, en mayo de 1965.

## **A. SISMOLOGIA**

- 1a. «An Introduction to the Theory of Seismology», por K. E. Bullen. Cambridge University Press, London and New York.
- 2a. «Elementary Seismology», por C. F. Richter y W. H. Freeman and Co.
- 3a. «Geological Sciences», por B. F. Howell.
- 4a. «Theory of Seismographs», por T. Hagiwara. Editado por el Instituto Internacional de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Tokyo, Japón.
- 5a. «Seismicity of the Earth», por B. Gutenberg y C. F. Richter. Princeton Univ. Press.
- 6a. «The Origin of Continents, Mountain Ranges and Ocean Basins», por G. Kennedy, American Scientist, 1959.
- 7a. «Determination of Crustal Structure from Phase Velocity of Rayleigh Waves Part I: Southern California», por F. Press. Bulletin Geol. Soc. Am., 1956.
- 8a. «Study of stresses and ruptures in earthquake foci with the help of dislocation theory», por L. Balakina, H. Shirokova y Vedenskaya.
- 9a. «Nature of faulting in large earthquakes», por J. H. Hodgson. Bull. Geol. Soc. Am., 1957.
- 10a. «The generation of seismic waves», por H. Honda, Publ. Dom. Observ., Ottawa, 1961.

- 11a. «The local mechanism of earthquakes», por W. Stander y A. Udias. Advances in Geophysics.
- 12a. «Magnitude and Energy of Earthquakes», por B. Gutenberg y C. F. Richter. Annali di Geofisica, 1956.
- 13a. «The Application of the Maxwell Impedance Bridge to the Calibration of Electromagnetic Seismographs», por P. L. Willmore. Bull. Seismological Society of America, 1959.
- 14a. «An Investigation of Mantle Rayleigh Waves», por M. Ewing y F. Press. Buc. Seism. Soc. Am., 1954.
- 15a. «The Revision of Earthquake Epicenters, Focal Depths and Origin-Times, Using a High-Speed Computer», por B. A. Bolt. Geophysics Journal.
- 16a. «Analytical and Experimental Methods in Engineering Seismology», por M. A. Biot. Trans. Am. Soc. Civil Engi., n.º 108, 1943.
- 17a. «On the Crustal Strain Accompanied by a Great Earthquake», por M. Takada. 3<sup>rd</sup> Int. Symposium on Earth Tides, 1959.
- 18a. «Statical deformations and free oscillations of a Model Earth», por J. Takeuchi, M. Saito y N. Kobayashi. Geophysics Research, 1962.
- 19a. «Theory of propagation of elastic waves in a fluid saturated porous solid», por M. B. Biot y J. Acoust. Soc. Am., 1956.
- 20a. «Transmission of Elastic Waves Through a Stratified Solid Medium», por W. T. Thomson y J. A. Phys.
- 21a. «Geophysical Measurements», por R. W. Raitt. Symposium on Oceanographic Instrumentation.
- 22a. «On the question of determining the mechanism of deep focus earthquakes» (en ruso), por S. D. Kogan Dokl y Akad Nank, S. S. S. R.
- 23a. «Mapa Sísmico Preliminar del Perú e Interpretaciones de Carácter Tectónico», por R. Valdez. Universidad Nac. de San Agustín, Arequipa, 1960.
- 24a. «Contribución al Estudio de los Sismos en Arequipa», por Hugo Daza. Universidad de San Agustín, Arequipa.
- 25a. «Conferencias sobre Sismología Moderna», por Toshi Asada. Editado por el Instituto Geofísico de la Universidad de San Agustín de Arequipa, diciembre 1961.
- 26a. «Zonas de Fractura y Regionalización Sísmica del Perú», por D. Huaco y J. Castillo. Instituto Geofísico del Perú, 1963.

## **B. MEMORIAS DE CONFERENCIAS, JORNADAS, BOLETINES Y REVISTAS SOBRE SISMOLOGIA E INGENIERIA ANTISISMICA**

- 1b. «Proceedings of the World Conference on Earthquake Engineering», Berkeley, California, U. S. A., junio 1956.

- 2b. «Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering». Tokyo and Kyoto, Japan, julio 1960 (3 tomos).
- 3b. «Memorias de las Primeras Jornadas Argentinas de Ingeniería Antisísmica». San Juan-Mendoza, Argentina, abril 1962.
- 4b. «Memorias de las Primeras Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica». Santiago, Chile, julio 1963.
- 5b. «Bulletin of the Seismological Society of America», P. O. Box 561, Santa Clara, California. Publicación bimensual en febrero, abril, junio, agosto, octubre y diciembre.
- 6b. «Proceedings of the Symposium on Earthquake and Blast Effects on Structures». Los Angeles, California, 1952.
- 7b. «Translation in Earthquake Engineering» (traducción de publicaciones rusas), por Earthquake Engineering Research Institute, 465 Calif. Street, San Francisco 4, California, U. S. A.
- 8b. «Bulletin of the Earthquake Research Institute», Tokyo University, Tokyo, Japan. (En especial la serie de 200 trabajos presentados, por el Dr. Kiyoshi Kanai.)
- 9b. «Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica». Publicidad Continental, Nápoles 86, 6.º piso, México D. F.
- 10b. Transaction American Society of Civil Engineering.
- 11b. Boletines del Instituto Geofísico del Perú.
- 12b. Boletines del Instituto Geofísico de la Universidad de San Agustín, Arequipa.
- 13b. Transaction Architectural Institute of Japan.
- 14b. Revista del IDIEM (Instituto de Investigaciones y Ensayos de Materiales) de la Universidad de Chile.
- 15b. «Introducción a la Ingeniería Antisísmica», por J. Carmona y O. Sánchez. De la serie Acta Cuyana de Ingeniería. Editado por la Facultad de Ingeniería y Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad de Cuyo, San Juan, Argentina.
- 16b. Boletines editados por el Instituto de Estructuras de la Fac. de Ing. Civil de la UNI, Lima-Perú, n.ºs 1 y 7.
- 17b. Boletines editados por la Sociedad Geológica del Perú.
- 18b. «Earthquake Investigations in California Department of Commerce», Coast and Geodetic Survey, Washington D. C.

### C. INFORMES SOBRE SISMOS DESTRUCTIVOS

- 1c. «El terremoto del 28 de julio de 1957 en ciudad de México», por E. Rosenblueth. Memorias, 2.ª Conferencia Mundial de Ingeniería Antisísmica, Tokyo, Japan, 1960.

- 2c. Report on the 1951 Earthquake in Taiwan, por K. C. Chang. Id. lc.
- 3c. «Aspectos de Ingeniería de los sismos del valle de Maipó, Chile, 1958», por R. Flores, S. Arias, V. Jenschke y L. Rosenberg, Id. lc.
- 4c. «On the damage of Fukui Earthquake», por Y. Sakabe. Id. lc.
- 5c. «San Francisco Earthquakes on March 1957», California Division of Mines Special Report 57.
- 6c. «Informe de los sismos de Chile de mayo de 1960». Número especial del Boletín de la Sociedad Sismológica de América, febrero 1963.
- 7c. «The Agadir, Morocco Earthquake», febrero 29, 1960, por Committee of Structural Steel Producers, of American Iron and Steel Institute.
- 8c. «Report of the Japanese Earthquake Engineering Mission to Yugoslavia», por K. Muto, S. Okamoto y T. Hisada.
- 9c. «Structural Damage Caused by the Skopje Earthquake of 1963», por Mete A. Sozen. University of Illinois.
- 10c. «Informe Peruano presentado en el Seminario Regional de Sismología e Ingeniería Antisísmica», por Alberto Geisecke.
- 11c. «El Terremoto del 24 de mayo de 1940, sus efectos y sus enseñanzas». Revista de la Universidad Católica del Perú, tomo VIII, n.ºs 6 y 7, octubre 1940, por R. Valencia.
- 12c. The United States Earthquake, 1959. U. S. Department of Commerce. Coast and Geodetic Survey-Washington.
- 13c. «Los efectos del Terremoto del 28 de julio y la consiguiente revisión de los criterios para el diseño sísmico de edificios», por E. Rosenblueth, R. Marsal y F. Hiriast. Revista Ingeniería, enero 1958.
- 14c. «Relocation and Reconstruction of the Town of Barce Cyrenaica, Libya, Damage by the Earthquake of 21 February 1963», por K. Minami, report submitted to the Prime Minister, Government of Libya.
- 15c. «Strong Ground Motions Recorded During Earthquakes of May the 11th and 19th, 1962 in Mexico City» por Leonardo Zeevaert. Bull. Seism. Soc. Am., febrero 1964.
- 16c. «Informes según la investigación sobre los daños causados en las obras de los puertos en Chile por los Terremotos de mayo de 1960», por Y. Ishii. Instituto de Investigaciones Tecnológicas de Transporte, Ministerio de Transportes del Japón.
- 17c. «The Fallon-Stillwater Earthquake of July 6, 1954 and August 23, 1954», por P. Byerly, D. Slemmons, D. Tocher, K. Stienbrugge, D. Morán y W. Cloud. Separata del Boletín de la Sociedad Sismológica de América, Volumen 56, enero 1956.
- 18c. «Epicentral Intensities and Damage in the Hebgen Lake, Montana, Earthquake of August 17, 1959», por K. Steinbrugge y W. Cloud.



- 19c. «The Buyin-Zara (Iran) Earthquake of September, 1962. A Field Report», por N. N. Ambraseys. Bull. Seis. Soc. Am. Vol. 53. July 1963.
- 20c. «Oregon Earthquakes, 1841 Through 1958», por J. Bug y Ch. D. Baker. Bull. Seis. Soc. Am., Vol. 53, enero 1963.
- 21c. «Tsunamis Reported from the West Coast of South America», por W. Berninghausen. Bull. Seis. Soc. Am., Vol. 52, octubre 1962.

#### D. VIBRACIONES Y DINAMICA ESTRUCTURAL

- 1d. «An Introduction to the Theory of Vibrating Systems», por M. G. Bickley and A. Talbot. Ed. At the Clarendon Press-Oxford, 1961.
- 2d. «Vibration Problems in Engineering», por S. Timoshenko. Ed. D. van Nostrand Co. Inc., New York, 1937.
- 3d. «Dynamics of Framed Structures», por Grover L. Roger. Ed. John Wiley & Sons Inc. New York, 1959.
- 4d. «Vibrations Mécaniques», por J. P. Don Hartog. Ed. Dunod-Paris, 1960.
- 5d. «Structural Design for Dynamic Loads», por Norris y otros. Ed. Mc Graw-Hill Book Co. Inc., New York, 1959.
- 6d. «Applied Mechanics Dynamic», por G. Housner y D. Hudson. Ed. van Nostrand Co. Inc., Princeton, 1959.
- 7d. «Mode Superposition Methods Applied to Linear Mechanical Systems Under Earthquake Excitation». Thesis California Institute of Technology.
- 8d. «Engineering Seismology Proc. ASCE», por K. Suychiro.
- 9d. «Teoría del diseño sísmico sobre mantos blandos», por E. Rosenblueth. Ediciones I. C. A. 1953.
- 10d. «Vibrational Characteristics of Actual Buildings Determined by Vibrations Tests», por T. Naito, N. Nasu y otros. School of Science and Engineering, Waseda Univ. N.º 20, 1957.
- 11d. «Dynamic Stiffness of Structures as influenced by the Aseismic Wall Distribution». Trans. Arch. Inst., Japan, N.º 63, 1959.
- 12d. «A Method of Computation for Structural Dynamics», por N. M. Newmark, julio 1959. University of Illinois.
- 13d. «Computation of Dynamic Structural Response in the Range Approaching Failure». Proceeding of the Symposium on Earthquake and Blast Effects on Structures, Los Angeles, 1952.
- 14d. «Errors Introduced by Step —by— Step Integration of Dynamic Response». National Bureau of Sandards Report, febrero 1951.
- 15d. «Vibration Test of Structures», por Willard O. Keightley. California Institute of Technology, julio 1963.

- 16d. «Measurement of the Structural Damping of a Reinforced Concrete Chimney Stack at Ferry Bridges B. Power Station». National Physical Laboratory, NPL, 1957.
- 17d. «Dynamical Study of Toukabam Gravity Dam», por T. Hatano, T. Takahashi y H. Tsutsumi. Technical Laboratory Report c-5801, C.R.I.E.P.I., Tokyo, Japan, junio 1958.
- 18d. «The Stability of an Arch Dam Against Earthquakes». Technical Report C-5801 C.R.I.E.R.I., Tokyo, Japan, febrero 1957.
- 19d. «The Analysis of Structural Response to Earthquake Forces». University of Michigan, Ann Arbor, Michigan. May 1958, por G. U. Berg.
- 20d. «Effect of Axial Deformation on the Periods of a Tall Building», por M. F. Rubinstein. Bull. Seis. Soc. Am., febrero 1964.
- 21d. «The Dynamic Response of Bilinear Hysteric System», por W. D. Iwan. Calif. Inst. of Tech., E. E. R. L., Pasadena, Calif., julio 1961.
- 22d. «The Analysis of Structural Response to Earthquake Forces», por G. U. Berg. Report of the Industry Program of the College of Engineering, University of Michigan, Ann Arbor (1958).

#### **E. ANALISIS DE ESFUERZOS PROVOCADOS POR FUERZAS LATERALES Y REGLAMENTOS SISMICOS**

- 1e. Earthquake Resistant Regulations. A World List, 1963 Compiled by the International Association for Earthquake Engineering. c/o B.R.I., 4 Chome, Hyakunin-cho, Shinjuku-ku, Tokyo, Japan.
- 2e. «Seismic Analysis of Reinforced Concrete Buildings», por Kiyoshi Muto. Tokyo University, Tokyo, Japan.
- 3e. «Lateral Force Distribution Coefficients and Stress Analysis for Walled Frames» and «A Method for Stress Investigation of Reinforced Concrete Buildings for Lateral Forces», por D. W. Buther y K. Muto.
- 4e. «Theory of Modern Steel Structures, Volume II», por L. E. Grinter. Ed. Mac Millan Co., New York, 1949.
- 5e. «Theory of Seismic Design of Framed Buildings», por T. Naito. Journal of the Arch. Institute of Japan. (En japonés.)
- 6e. «Relation Between Wall Amount of Building and Earthquake Damage in Reinforced Concrete Structures», por K. Nakagawa, I. Kamci y S. Koshu. Trans. Arch. Inst., Japan, N.º 60, 1958.
- 7e. «Experimental Study of the Stiffness of the Structural Frame Influenced by the Distribution of Aseismic Wall and the Degree of Foundation Fixity», por M. Takeuchi. Procee. The 7th, Japan National Congress, Applied Mechanics, 1957.

- 8e. «Study on the Distribution Coefficients of Square Aseismic Walls as influenced by Openings in it», por S. Ban. Report, the 14th Subcommittee N.º 12, Nihon Gakujutsu Shinkokai.
- 9e. «Structural Design Method», por K. Muto. Shokokusha, 1959.
- 10e. «Effectiveness of Bracing Arrangements in Imparting Stiffness Against Lateral Force». «Lateral Force Distribution in Continuous and Dispersed Bracings in Three Dimensional One-Span, Multistoried Frame Structure». Trans. Arch, Inst. Japan N.º 59, 1958.
- 11e. «Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions», por Blume, Newmark y Corning. Public. Portland Cement Association, 33 West Grand Av., Chicago 10, Illinois, U. S. A.
- 12e. «Analysis of Small Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Forces». Public. Portland Cement Association.
- 13e. «Earthquake Stresses in Shear Buildings», por M. G. Salvadori. Transactions ASCE, Vol. 119, 1954.
- 14e. «The Behavior of One-Story Brick Shear Walls», por J. Benjamín y H. Williams. Journal, Structural Division, ASCE, Vol. 84, July 1958.
- 15e. «Behavior of Reinforced Concrete Shear Walls», por J. Benjamín y H. Williams. Transactions ASCE, Vol. 124, 1959.
- 16e. «Statically Indeterminate Structures», por J. Benjamín. Mc Graw-Hill Book Co., Inc., New York, 1959.
- 17e. «Inspector Manual, Earthquake Resistant Construction». EERI, San Francisco, California, U. S. A., 1959.
- 18e. «Frictional Effects in Composite Structures Subjected to Earthquake Vibrations», por L. Jacobsen, Stanford University, March 1959.
- 19e. «Lateral Force Distribution in a Concrete Building Storey», por T. Lin. Journal ACI, Vol. 23, N.º 4, 1951.
- 20e. «A Comprehensive Numerical Method for the Analysis of Earthquake Resisting Structures», por C. Whitney, B. Anderson y M. Salvadori. Journal ACI, Vol. 23, 1951.
- 21e. «Cargas Sísmicas en Edificios y Estructuras» (Traducción del Ruso), por I. L. Korchinski. Pub. N.º 65 del Inst. de Ingeniería de la UNAM, México, 1962.
- 22e. «Lateral Forces of Earthquake and Wind». Joint Committee of the San Francisco, California Section, ASCE and the Structural Engineers Association of Northern California, Vol. 77, separata N.º 66.

\* \* \*

ALONSO, AGUSTÍN: «Grandes centrales núcleo-eléctricas en zonas sísmicas». URANIA, n.ºs 255-256, Tarragona, 1963.

- BONELLI, JUAN M.ª: «Sobre un estudio de carácter sísmico de la falla del Guadalquivir». IUGG, An. 2, n.º 2, París, 1953.
- «Nota sobre Sismología Edilicia». Revista de Geofísica, n.º 71, Madrid, 1959.
- «Conceptos fundamentales sobre sismicidad». URANIA, n.ºs 255-256, Tarragona, 1963.
- CORRO, JUAN DEL: «Acciones sísmicas en los edificios». URANIA, n.ºs 255-256, Tarragona, 1963.
- DUE, ANTONIO, S. J.: «Movimientos sísmicos en España durante 1941». Boletín de la Real Sociedad de Historia Natural, Vol. XLI, Madrid, 1943.
- «Movimientos sísmicos en España durante 1942». Bol. RSHN, Vol. XLII, Madrid, 1944.
- «Movimientos sísmicos en España durante 1943». Bol. RSHN, Vol. XLII, Madrid, 1944.
- «Movimientos sísmicos en España durante 1944». Bol. RSHN, Vol. XLIV, Madrid, 1945.
- «Movimientos sísmicos en España durante 1945». Bol. RSHN, Vol. XLV, Madrid, 1947.
- «Movimientos sísmicos en España durante 1946». Bol. RSHN, Vol. XLVI, Madrid, 1948.
- «Movimientos sísmicos en España durante 1947». Bol. RSHN, Vol. XLVII, Madrid, 1949.
- «Movimientos sísmicos en España durante 1948». Bol. RSHN, Vol. XLVIII, Madrid, 1950.
- «Movimientos sísmicos en España durante 1950». Bol. RSHN, Vol. XLIX, Madrid, 1951.
- «La sismicidad del Sudeste de España». IUGG, An. 2, n.º 2, París, 1953.
- «Movimientos sísmicos en España durante 1951». Bol. RSHN, Vol. LI, Madrid, 1954.
- «Movimientos sísmicos en España durante 1952». Bol. RSHN, Vol. LI, Madrid, 1954.
- «Movimientos sísmicos en España durante 1953». Bol. RSHN, Vol. LIV, Madrid, 1956.
- «Movimientos sísmicos en España durante 1954». Bol. RSHN, Vol. LIV, Madrid, 1956.
- «Movimientos sísmicos en España durante 1955». Bol. RSHN, Vol. LV, Madrid, 1958.
- «Movimientos sísmicos en España durante 1956». Bol. RSHN, Vol. LVI, Madrid, 1958.



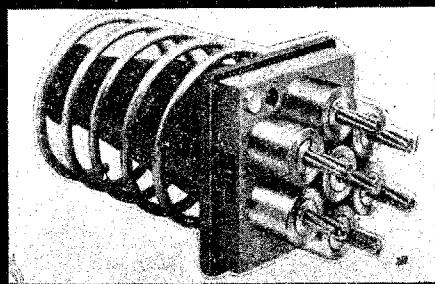
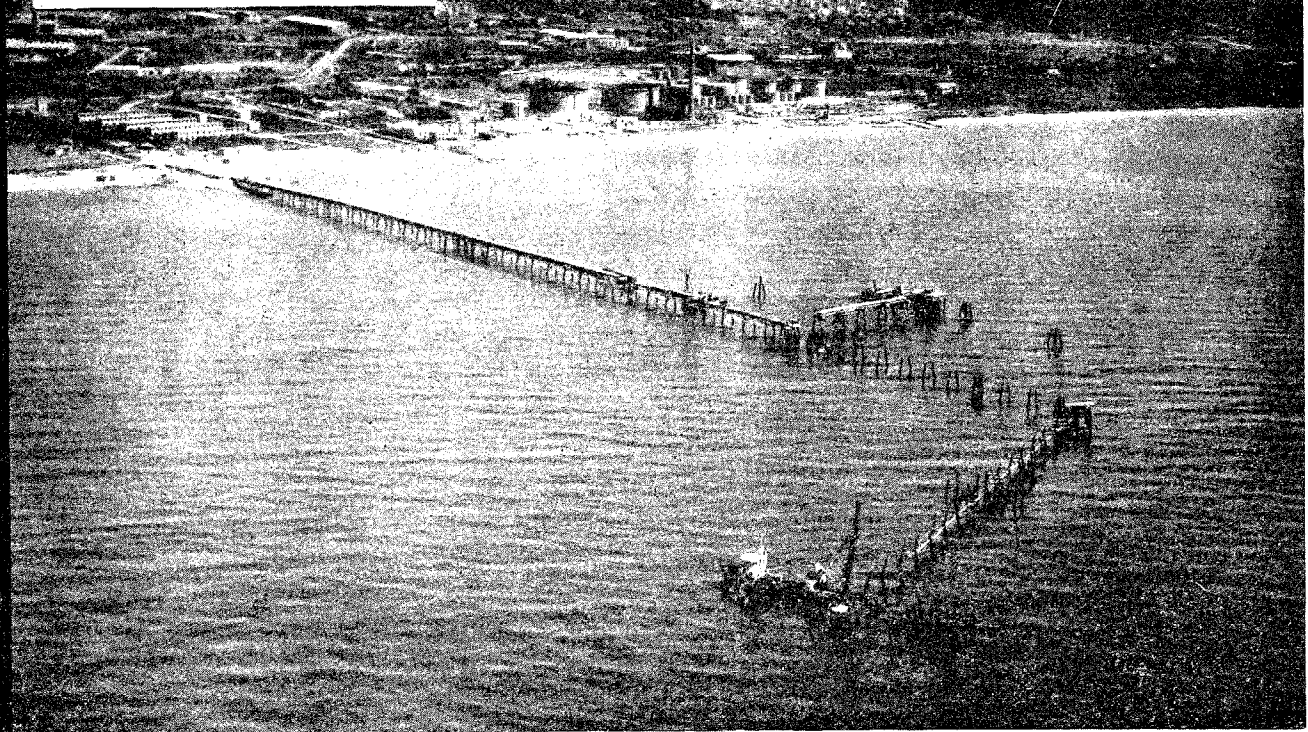
- «Movimientos sísmicos en España durante 1957». Bol. RSHN, Vol. LVII, Madrid, 1959.
  - «Movimientos sísmicos en España durante 1958». Bol. RSHN, Vol. LVIII, Madrid, 1960.
  - «Criterios de delimitación de zonas sísmicas». URANIA, n.ºs 255-256, Tarragona, 1963.
- FONTSERE, EDUARDO: «Catálogo provisional de terremotos catalanes ocurridos en los siglos XVIII y XIX». Memorias de la Real Academia de Ciencias y Artes, Vol. XIII, n.º 18, Barcelona, 1917.
- «Les seixes de la costa catalana». Govern de la Generalitat de Catalunya, Barcelona, 1934.
  - «Los temblores de tierra catalanes, 1946 y 1947». Real Academia de Ciencias y Artes, Barcelona.
  - «Los temblores de tierra catalanes, 1948 y 1949». RACA, Barcelona.
  - «Los temblores de tierra catalanes, 1950». RACA, Barcelona.
  - «Los temblores de tierra catalanes, 1951». RACA, Barcelona.
  - «Los temblores de tierra catalanes, 1952 y 1953». RACA, Barcelona.
  - «La seismicitat de Catalunya». Institut d'Estudis Catalans, Barcelona, 1954.
  - «Los temblores de tierra catalanes, 1954». RACA, Barcelona.
  - «Los temblores de tierra catalanes, 1954 a 1961». RACA, Barcelona, 1963.
- GALBIS, JOSÉ: «Catálogo Sísmico de la zona comprendida entre los meridianos 5° E y 20° W de Greenwich y los paralelos 45° y 25° N». Tomo I, 1932; tomo II, año 1940. Instituto Geográfico y Catastral, Madrid.
- GARCÍA DE ARANGO, ANTONIO: «Introducción de la ingeniería sísmica en los planes de estudio de los Centros Superiores de Enseñanza». URANIA, n.ºs 255-256, Tarragona, 1963.
- GARCÍA YAGÜE, ANGEL: «Grandes Obras Públicas en zonas sísmicas». URANIA, números 255-256, Tarragona, 1963.
- GIMENO, ANTONIO, S. J.: «Movimientos sísmicos en España durante 1949». Bol. de la Real Sociedad Española de Historia Natural, Vol. XLIX, Madrid, 1951.
- GÓMEZ-GUILLAMÓN, FÉLIX: «Algo sobre construcciones antisísmicas». ASINTO, Madrid, 1956.
- MUNUERA, JOSÉ M.ª: «De Construcciones a Prueba de Terremotos». ASINTO, Madrid, 1962.
- «Una fórmula para cálculos sísmo-resistentes». Revista de Geofísica, Madrid, 1962.
- MUNUERA, JOSÉ M.ª: «Estudio previo para el cálculo de construcciones sísmo-resistentes». Instituto Geográfico y Catastral, Madrid, 1962.

- «Datos básicos para un estudio de Sismicidad». Memorias del Instituto Geográfico y Catastral, tomo XXXII, Cdo. I, Madrid, 1963.
  - «Caracteres mecánicos de los sismos». URANIA, n.ºs 255-256, Tarragona, 1963.
  - «El terremoto de Skoplje». ASINTO, Madrid, 1963.
  - «Epicentros y frecuencia en la Región de la Península Ibérica». Mem. I. G. C., tomo XXXIII, Cdo. IV, Madrid, 1964.
  - «Un mapa español de frecuencia sísmica probable». UNESCO, París, 1964.
  - «A seismic probability map». Annali di Geofisica, Vol. XVII, n.º 4, Roma.
  - «Mapa sísmico español de intensidad probable». Mem. I. G. C., tomo XXXIV, Cdo. II, Madrid, 1965.
  - «Un cálculo dinámico simplificado para estructuras elásticas múltiples». ASINTO, Madrid, 1965.
  - «La Geofísica en sus aplicaciones a la Técnica de la Construcción». I. G. C., Sección Primera de Geodesia y Geofísica. Servicio de Sismología, Madrid, mayo 1965.
- NOREÑA, SANTIAGO: «Construcción sismo-resistente del Edificio del Reactor JEN-1». URANIA, n.ºs 255-256, Tarragona, 1963.
- REY-PASTOR, ALFONSO: «Traits sismiques de la Peninsule Iberique». Instituto Geográfico y Catastral, Madrid, 1927.
- «Croquis sismotectónico de la Península Ibérica». I. G. C., Madrid, 1927.
  - «Las costas mediterráneas de la Península Hispánica». Revista de Geofísica, Vol. 7, n.º 26, Madrid, 1948.
  - «Mapa sismotectónico de la Península Ibérica». I. G. C., Madrid, 1951.
  - «La sismicidad de la Península Ibérica». Bulletin d'Information, U.G.G.I., An. 2, número 2, París, 1953.
  - «Mapa sismotectónico de la Península Ibérica». I. G. C., Madrid, 1956.
- SÁNCHEZ NAVARRO, MANUEL, S. J.: «Bosquejo sísmico de la Península Ibérica». Boletín de la Real Sociedad Española de Historia Natural, Vol. XVII, Madrid, año 1917.
- BONELLI RUBIO, JUAN M.ª: «Nuevos datos acerca de la geografía sísmica de la Península Ibérica». XIII Congreso Luso-Espanhol para o Progreso das Ciencias separata do tomo III. Asociación Portuguesa para el Progreso de las Ciencias. Lisboa, 1950.
- BONELLI RUBIO, JUAN M.ª, y CHACÓN ALONSO, LUIS: «Estudio de la sismicidad de la zona Murciano-Alicantina». I. G. C., Madrid, 1961.

- BONELLI RUBIO, JUAN M.<sup>a</sup>, y ESTEBAN CARRASCO, LUIS: «Resultados provisionales del estudio del carácter sísmico de la falla del Guadalquivir». I. G. C., Madrid, año 1953.
- «El sismo de foco profundo de 29 de marzo de 1954 en la falla de Motril». I.G.C., Madrid, 1957.
- «El sismo destructor de 19 de abril de 1956 en la región de Granada». Rev. de Geofísica, n.º 61 e I. G. C., Madrid, 1957.
- BONELLI RUBIO, JUAN M.<sup>a</sup>, y REY-PASTOR, ALFONSO: «El sismo de Daroca-Used de 28 de septiembre de 1953 y su relación con la línea sismotectónica del Jiloca». I. G. C., Madrid, 1957.
- DUE ROJO, ANTONIO, S. J.: «Contribución de la Estación Sismológica del O. de la Cartuja al estudio de los sismos españoles». Trabajo presentado al XVI Congreso de la A. Española para el P. de las Ciencias celebrado en Zaragoza en 1940. Madrid, 1941.
- «La teoría de la emigración de epicentros y la distribución geográfica y cronológica de los sismos en el S. y SE. de la Península Ibérica». Rev. de Geofísica, n.º 15, Madrid, 1945.
- «Rutas sísmicas superficiales». URANIA, n.ºs 221-222, Tarragona, 1950.
- «El período sísmico de Granada». Notas y comunicaciones, n.º 42, 1956.
- «Las teorías sismogénicas en España durante los últimos siglos». Rev. LAS CIENCIAS, año X, n.º 2, Madrid.
- DUE ROJO, ANTONIO, S. J., y GIMENO RIUTORT, ANTONIO, S. J.: «El factor térmico en la génesis de los microsismos». Rev. de Geofísica, n.º 36, Madrid, 1950.
- FONTSERE, EDUARDO: «El sismo de la costa de Levante del 26 de marzo de 1943». R. Academia de Ciencias y Artes. Barcelona.
- «El temblor de tierra catalán de 20 de noviembre de 1955». R. Ac. de C. y Artes. Barcelona.
- «El temblor de tierra catalán de 31 de julio de 1956». R. Ac. de Ciencias y Artes. Barcelona.
- INGLADA GARCÍA-SERRANO, VICENTE: «Métodos macrosísmicos de determinación de la profundidad focal». Rev. de Geofísica, n.º 34, Madrid, 1950.
- MARTÍN ROMERO, JUAN: «Contribución al estudio sobre la sismicidad del Atlántico». I. G. C., Madrid, 1954.
- «El sismo de 19 de abril de 1956 y los perfiles del bloque subcortical de Sierra Nevada». I. G. C., Madrid, 1957.
- «La región sísmica del seno gaditano». Rev. LAS CIENCIAS, Madrid, 1958.
- «Comportamiento del terreno ante la vibración sísmica en la demarcación alicantina». ANNALI DI GEOFISICA, Vol. XIII, n.ºs 3-4, Roma, 1960
- MARTÍN ROMERO, JUAN, y REY-PASTOR, ALFONSO: «Estudio del sismo del Bajo Segura del 6 de mayo de 1953». I. G. C., Madrid, 1954

- REY-PASTOR, ALFONSO: «Informe acerca de los fenómenos sísmicos ocurridos en la región de Pastrana (Guadalajara) (22 de diciembre de 1921 a 3 de julio de 1922)». Talleres del I. G. C., Madrid, 1925.
- «El período sísmico de la Canal de Berdún (Pirineos), 1923-1925». I. G. C., Toledo, 1931.
  - «Carta de sismicidad del Globo para el período 1899-1930». I. G. C., Toledo, 1935.
  - «Radiación sísmica». Ed. aparte de la Rev. INGAR, Madrid, 1935.
  - «Sismicidad de las Regiones litorales españolas. I Región geográfica Catalana». Ass. pour l'étude Geologique de la Méditerranée Occidentale, Vol. I-III, año 1935.
  - «Sismicidad de las Regiones litorales españolas. II Región Bética & Subbética». Ass. pour l'étude Geologique de la Méditerranée Occidentale, 1936.
  - «Estudio sísmico geográfico de la Región Sudeste de la Península Ibérica». I. G. C., Madrid, 1943.
  - «La comarca sísmica del Bajo Segura». I. G. C., Madrid, 1943.
  - «El sismo del Segura Medio de 25 de agosto de 1940». I. G. C., Madrid, 1944.
  - «La comarca sísmica de Villena». Publ. del I. N. de Geofísica y en el n.º 10 de la Rev. de Geofísica, Madrid, 1944.
  - «La comarca sísmica de Fortuna». I. G. C., Madrid, 1944.
  - «La comarca sísmica de Aspe». Publ. por el Instituto Nacional de Geofísica y en la Rev. de Geofísica, n.º 17, Madrid, 1946.
  - «Sismicidad de la comarca costera Alicantina». I. G. C., Madrid, 1946.
  - «Los fenómenos sísmicos de Elche de agosto a noviembre de 1947». I. G. C., Madrid, 1947.
  - «La comarca sísmica de Caravaca y el sismo de 23 de junio de 1948». I. G. C., Madrid, 1949.
  - «Progresos de la geografía sismológica». Rev. de Geofísica, n.º 35, Madrid, 1950.
  - «El sismo de Confrides (Alicante) del 9 de febrero de 1949». I. G. C., Madrid, año 1950.
  - «La comarca del Medio Segura y el sismo de Ojós (Murcia) del 2 de mayo del año 1950». I. G. C., Madrid, 1951.
  - «Estudio sismotectónico de la Región Sureste de España». I. G. C., Madrid, 1951.
  - «Estudio morfotectónico de la falla del Guadalquivir». Rev. de Geofísica, n.º 24, Madrid, 1952.
  - «Estudio sismotectónico de las Serranías Levantinas». Publ. en ANNALI DI GEOFISICA, Vol. XIV.
  - «El sistema ibérico. Rasgos morfológicos y Geofísicos». I. G. C., Madrid, 1957.
- RODRÍGUEZ NAVARRO, JOSÉ: «La forma de las isosistas en relación con la estructura geológica del terreno en el sismo del 20 de marzo de 1933». Rev. de Geofísica, Madrid, 1944.

Terminal petrolífera de CEPSA en Tarragona  
Contratista: DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S. A.



## Sistema CCL para **PRETENSAR Y POSTENSAR**

RECLAMO

Anclajes de alambres y cordones por cuñas de acción directa. • Posibilidad de obtener grandes y pequeñas concentraciones de esfuerzos. • Gatos sencillos y manejables. • Equipos de inyección. • Placas de apoyo de neopreno. • Economía de precios. • Asistencia técnica.

Solicite información y referencias  
de obras realizadas en España a

**CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS S.L.**

Valencia, 308 - T. 215 57 85 - Barcelona (9)  
Santiago Bernabeu, 2 - Tel. 261 44 73 - Madrid (16)

Ruego me envíen documentación sobre el sistema CCL  
para pretensar  y postensar

Nombre ..... Profesión .....

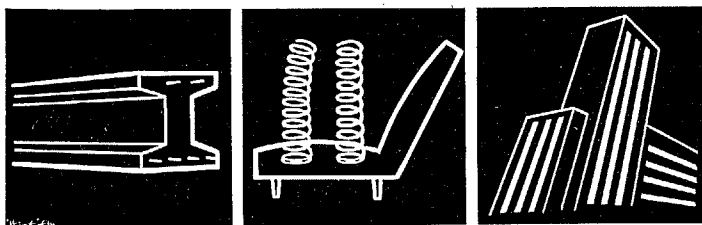
Dirección .....

Localidad ..... Provincia .....



¿Es Vd.  
comprador de  
**ALAMBRE DE ACERO**?

ELIJA VD. EL QUE REUNA LOS MAS ELEVADOS INDICES DE RESISTENCIA A LA



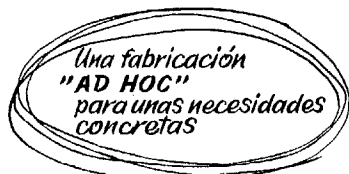
- TORSION
- FLEXION Y
- TRACCION

Estas son las principales propiedades del **ALAMBRE DE ACERO** que le ofrece

## INDUSTRIAS GALYCAS

ALAMBRES DE ACERO DE LA MAXIMA GARANTIA PARA

- ▶ VIGUETAS DE HORMIGON PRETENSADO
- ▶ INDUSTRIAS DE MUELLES



## INDUSTRIAS GALYCAS

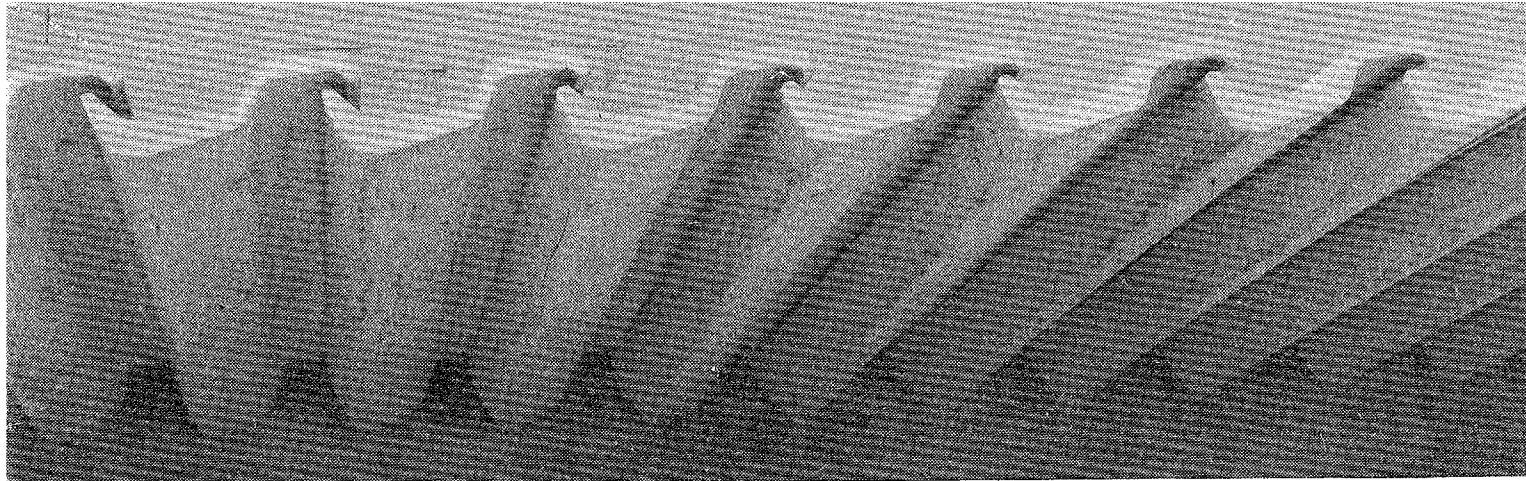
**ALAMBRES DE HIERRO Y ACERO**

RIBERA DE DEUSTO, 1 (Camino de la Paz) TELEFONO, 350680 - BILBAO  
PORTAL DE GAMARRA, 48 (Zona Industrial) TELEFONO, 5903 - VITORIA

**SOLICITE MAS AMPLIA INFORMACION**







Una primera solución que todavía no se ajusta a esa disposición propiamente estructural de la que hablábamos. Es como si dijéramos una previa disposición estética, o sea, que estas piezas de marquesina responden a una necesidad arquitectónica, pero todavía no tienen propiamente una conformación estructural. Son piezas que trabajan en voladizo, que no van pretensadas. Las calculó mi compañero Javier Lahuerta.

## **soluciones arquitectónicas en hormigón pretensado**

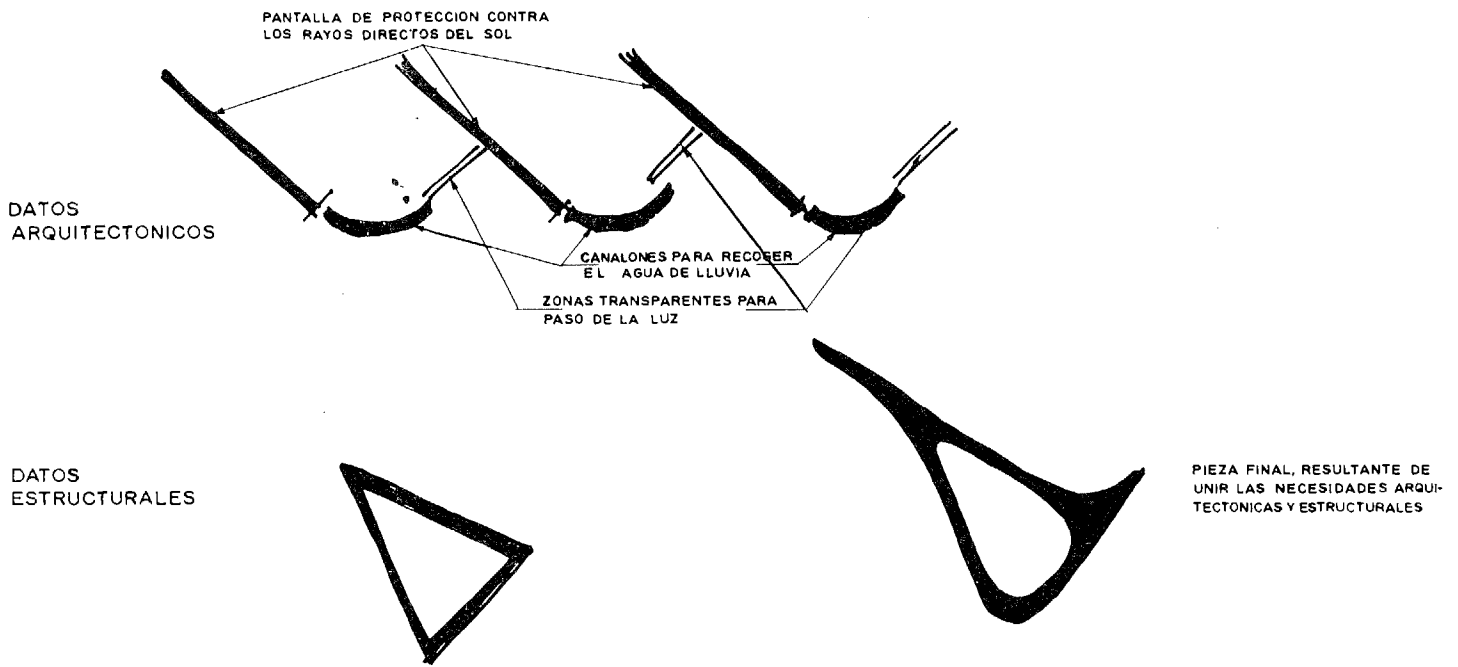
**Texto de la conferencia que, organizada por la Asociación Española del Hormigón Pretensado, pronunció Don Miguel Fisac, Dr. Arquitecto, el día 25 de noviembre de 1965, en el Instituto Eduardo Torroja.**

**591-1-10**

No soy un especialista en hormigón pretensado. Tengo solamente entusiasmo por una cierta faceta que puede tener interés para Vds. Mis apreciaciones querría que fueran, fundamentalmente, un estímulo para los especialistas, invitándoles a estudiar unas posibilidades que realmente están comenzando a conocerse ahora. Por eso, voy a empezar desde lejos, ya que creo que interesa, fundamentalmente, situar el lugar que hoy ocupa en la construcción y en la arquitectura el hormigón pretensado.

De la pieza que proyecté para los Laboratorios Made se pasa ya a ésta que es pretensada; por ello tiene una sección mucho más delgada. Es cerrada, pero cumple las mismas misiones de dar paso al aire caliente y la posibilidad de desagüe.





El hombre, en su origen, se encuentra con una naturaleza que le es hostil, y necesita humanizar esa naturaleza; eso es la iniciación, el arranque de la arquitectura; humanizar un espacio. Lo primero que se encuentra es que hay algunos espacios ya en la naturaleza que, hasta cierto grado, pueden servirle como punto de partida. Son las grutas, las cavernas. Pero en seguida que el hombre pasa a crear artificialmente unos espacios, se encuentra con que los materiales que ha de utilizar para crearlos tienen peso y aparecen unos esfuerzos que plantean el problema propiamente técnico de la construcción.

Esos esfuerzos a que están sometidos los materiales, en esencia, todos Vds. lo saben, son dos: comprimen su masa o la estiran; compresión y tracción. Los materiales, a lo largo de toda la historia de la construcción, se han de encontrar con estos dos esfuerzos y tienen que superarlos.

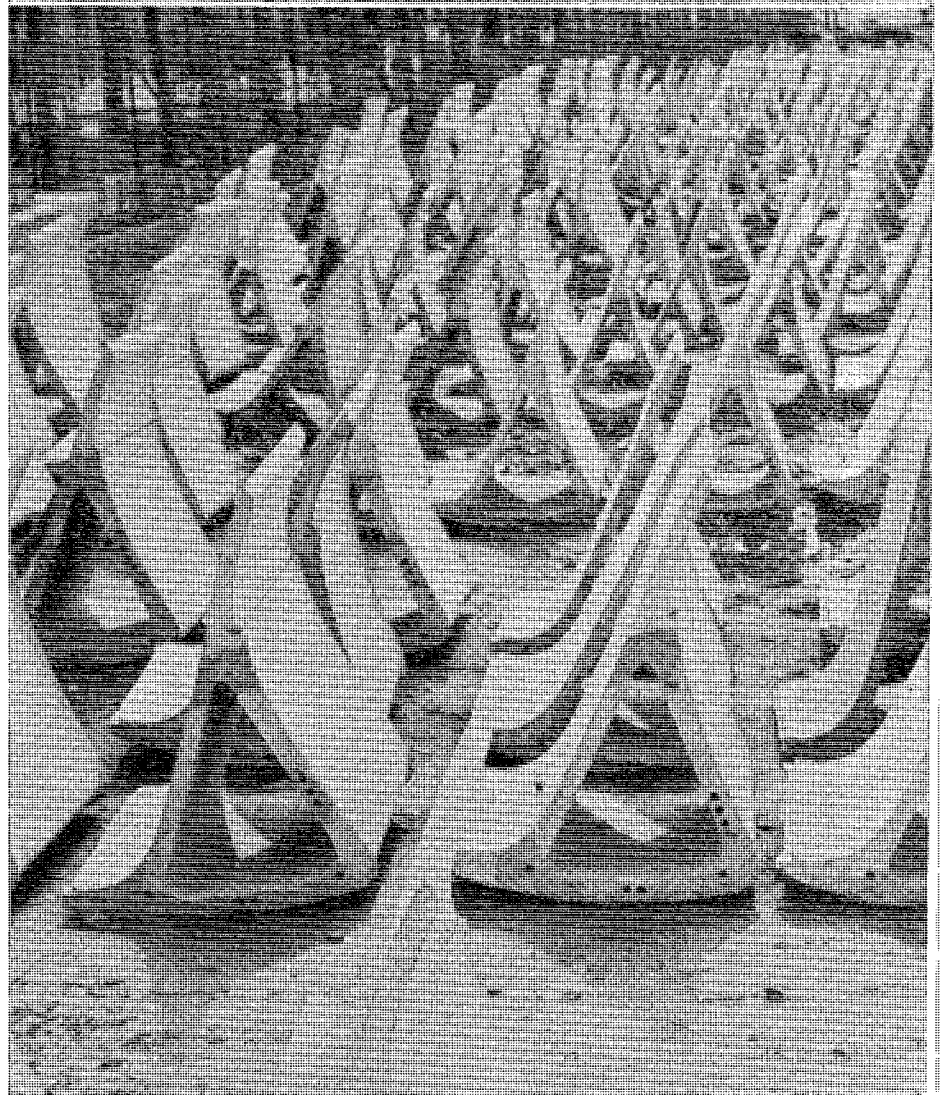
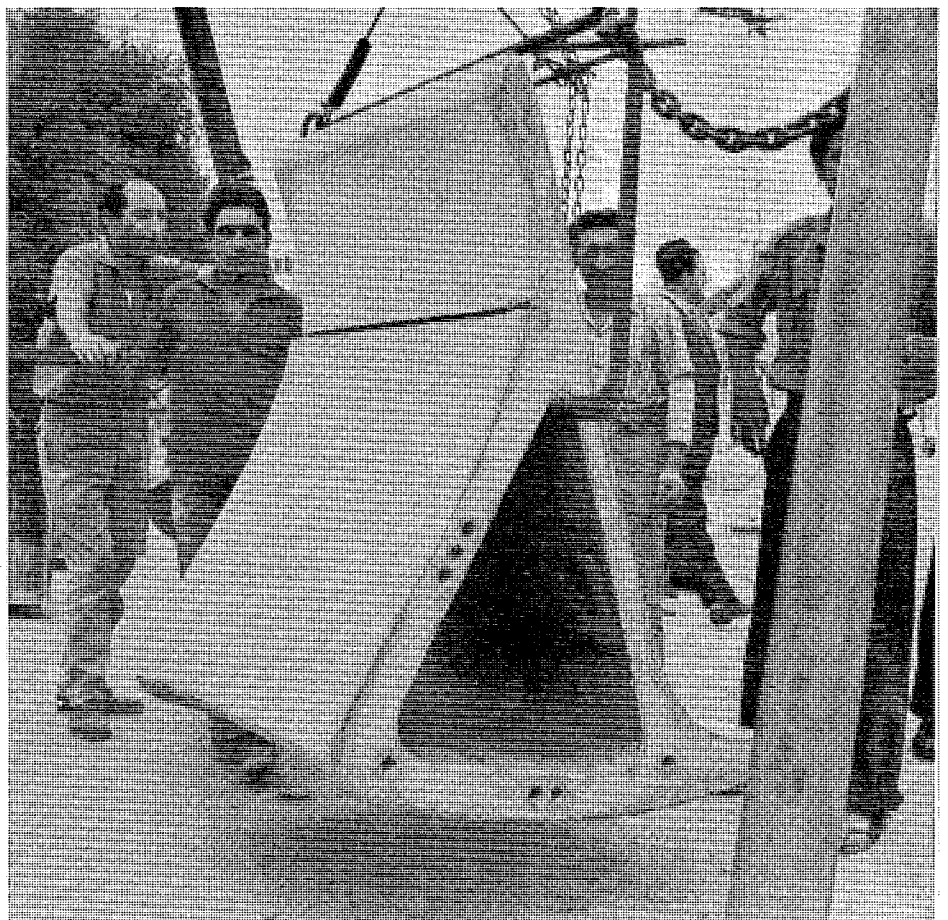
El hombre comenzó por utilizar los materiales que tenía más a mano: las ramas de los árboles y sus troncos. Con ellos construyó chozas. La madera es un material que, realmente, por su constitución interna fibrosa, trabaja bien a la compresión y perfectamente también a la tracción; es un material ideal. Allí se podía haber quedado la construcción. Pero ese material es orgánico, y al ser orgánico se descompone, se pudre, y entonces el hombre, en su deseo de hacer algo más permanente, incluso con el deseo de que perdure a través de generaciones, busca unos materiales que tengan una mayor fijeza a través del tiempo; y se le ocurrió utilizar los materiales pétreos que pueden resolver este problema de permanencia. Mas al usar estos materiales pétreos, al colocar dos como elementos sustentantes y poner otro encima y crear el primer dintel, el dolmen, esa pieza tiene que estar sometida a unos esfuerzos de flexión que, en esencia, se desdobra en una compresión y una tracción; y al estar sometido a unos esfuerzos de tracción, resulta que ya esa piedra, ese material pétreo, carece de las características adecuadas, no tiene condiciones estructurales internas para resistir esos esfuerzos. Es decir, se ha llegado a una falsedad técnica, ya que solamente la cohesión de las moléculas hace que, en grandes masas y en determinadas circunstancias, pueda aguantar; no es una solución técnicamente resuelta.

Pieza de 350 kg de peso, con los agujeros para el postesado y la ranura para poder poner luego el plástico.

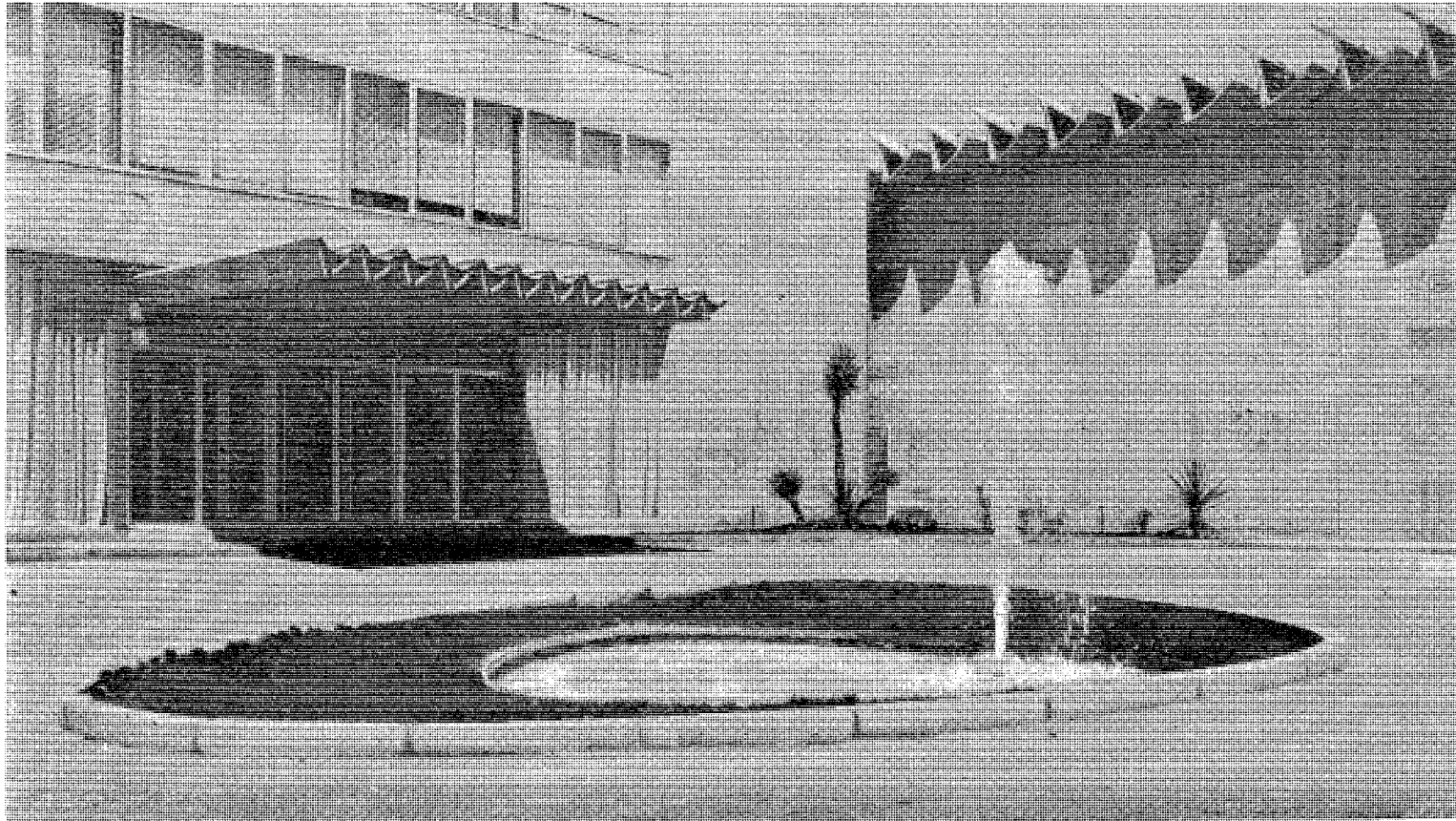
Por un camino más intelectual, los griegos, para la construcción de sus templos adintelados, perfectamente resueltos, buscan la solución de permanencia utilizando las formas que les ha proporcionado la estructura de madera, traduciendo éstas a la piedra, y entonces nos encontramos, en origen, el modelo de lo que a través de los siglos va a ser toda la arquitectura adintelada. Pero esa arquitectura comenzó siendo falsa en la arquitectura griega y se irá transmitiendo esa falsedad a través de toda la historia de la arquitectura adintelada.

Más adelante, el hombre piensa que si pudiera suprimir el trabajo a tracción en la piedra, el problema estaría bien resuelto. Por consiguiente, trata de conseguir unas formas que cerrando espacios no sometan a la piedra a un trabajo equivocado; y aparecen el arco, la bóveda, la cúpula, que transmiten la componente horizontal al terreno en donde se puede contrarrestar. Esto es, efectivamente, una solución teóricamente buena, pero ya no adintelada, o sea, es una solución resuelta técnicamente, pero no con la formación de aquel dintel, sino con una forma distinta, forma distinta que, en algunos casos, no es recomendable, ni grata, ni práctica.

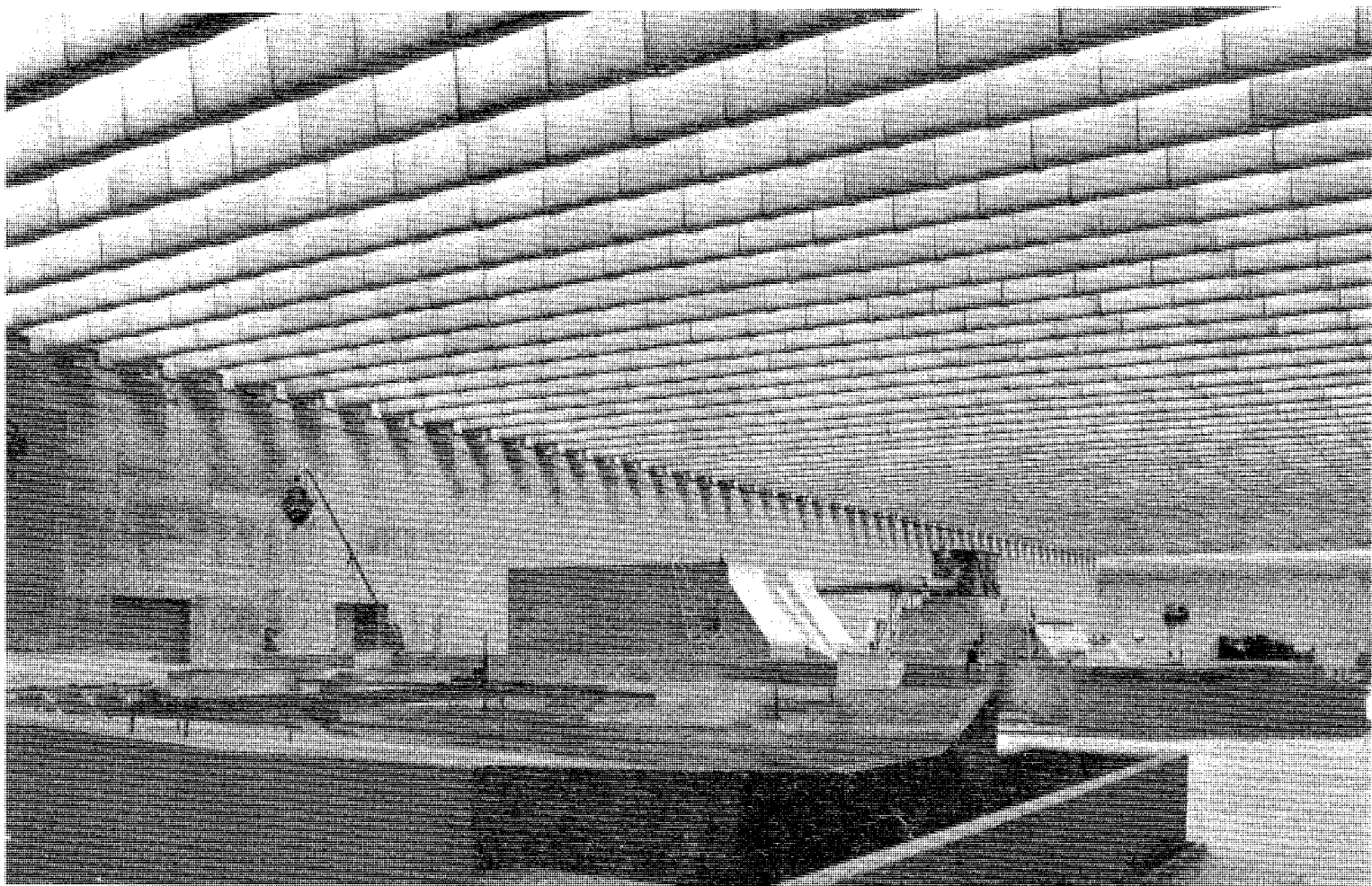
Piezas almacenadas, que incluso desde el punto de vista plástico, y todavía sin haberse formado la viga, tienen ya su gracia.

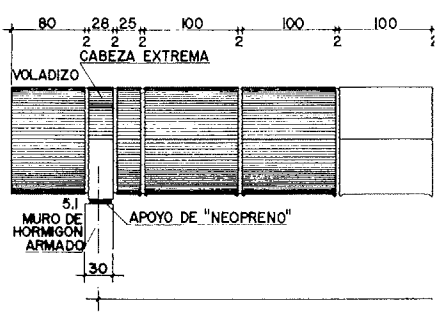
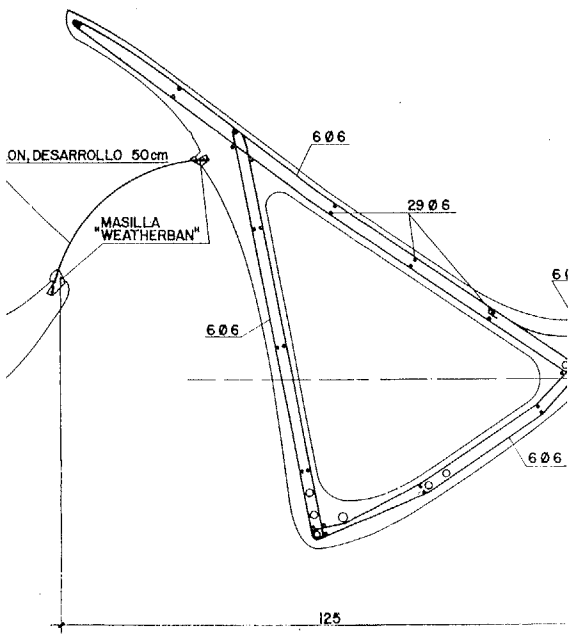






Cabezas de vigas y una marquesina también postesada. No hubiese sido necesario realizarla de esta forma; pero para dar unidad plástica al edificio con la nave se hizo también por el mismo procedimiento, dejándose las cabezas de anclaje perfectamente indicadas para que se vea la forma de trabajar de estas piezas. Este resultado plástico de las cabezas de esas vigas tiene una expresividad plástica que no es ni mejor ni peor que otras. Es sencillamente diferente.





Lo que aquí presento está en inv trata de la posibilidad de construir o una escuela con una serie de eler nos posibles, que cumplan simul función estructural y la arquitectó mos, por ejemplo, piezas de forja escalera, piezas de cubierta y una neles, también huecos, creados cc sición.

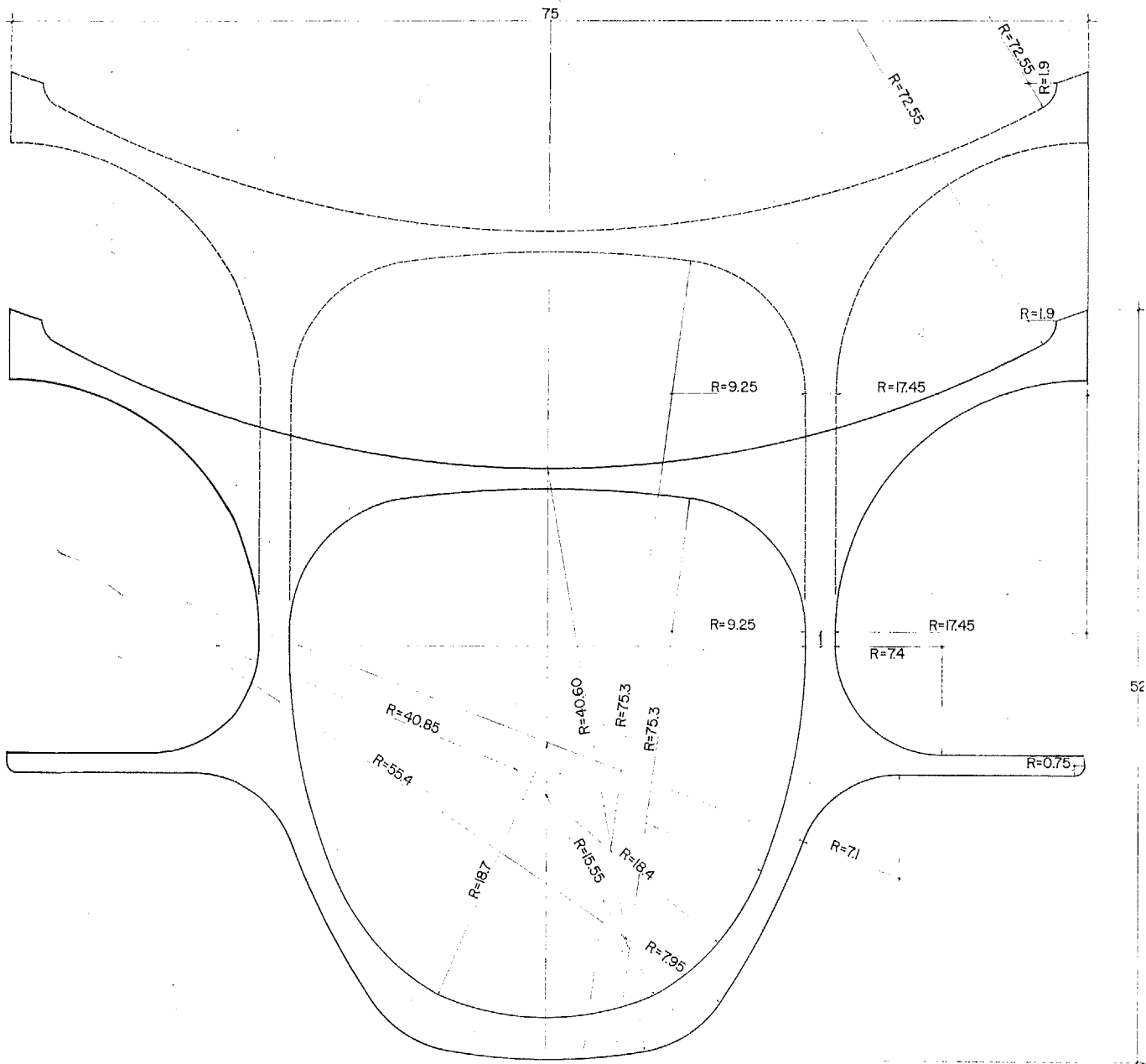
El hombre sigue con la preocupación de hallar la solución técnicamente perfecta; la solución del dintel, pero bien resuelta.

Quiero aquí dedicar un recuerdo a la preocupación constante de Gaudí sobre este tema. En todos sus trabajos de creación de estructuras en piedra trata de proyectar, mediante unos funiculares invertidos, unas formas que cumplan la condición de suprimir todos los esfuerzos de tracción en la piedra.

Quisiera recordar también una frase que se atribuye a Felipe II y que dice: «Arquitectura que tiene hierro, mucho yerro tiene»; queriendo indicar con este juego de palabras, de yerro equivocarse y hierro materia, que cuando los arquitectos de aquel tiempo no habían sabido, en una composición de estructuras, resolver todos esos problemas de tracción, que surgen por la acción de la gravedad sobre los materiales, tenían que recurrir a forjar un redondo de hierro y con él atirantar la estructura.

Efectivamente, en una construcción en la que se pretendía que el trabajo de los materiales fuera sólo a compresión al ponerle hierro para absorber los esfuerzos de tracción, era prueba de que la concepción estructural estaba equivocada.

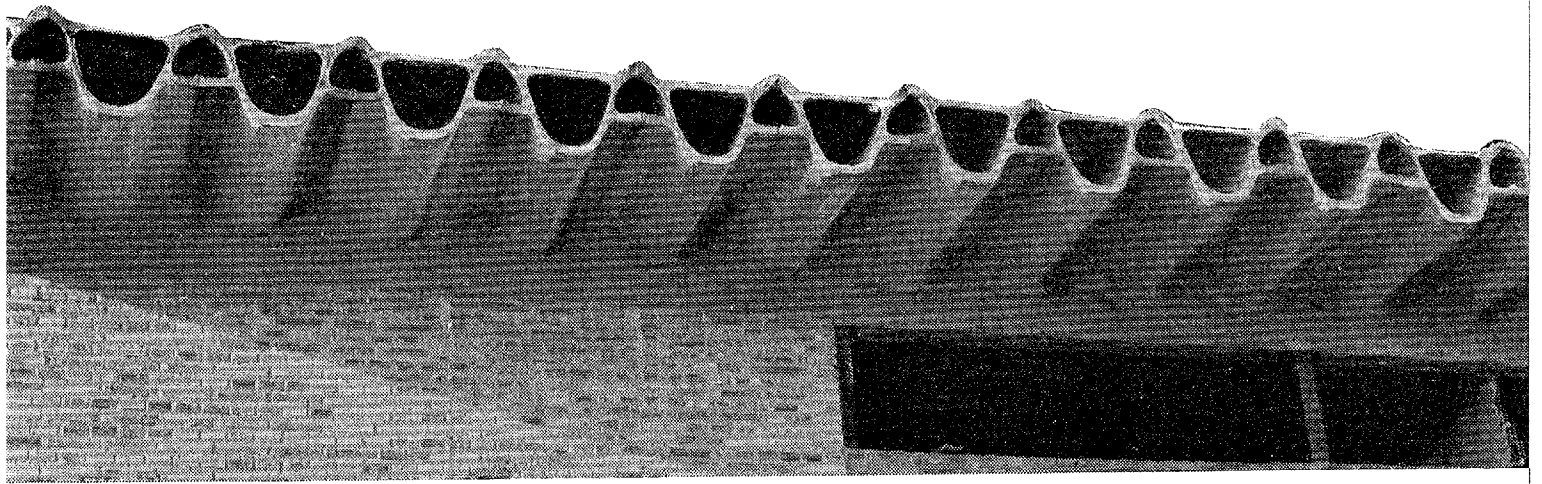
Más adelante, surge la posibilidad de que sea el hierro, un material inorgánico y que trabaja perfectamente a tracción, el que pueda organizar una arquitectura perfecta; y con esta idea aparece toda la estructuración en hierro, del siglo pasado y del siglo actual, con todas las formas industriales del acero laminado. Si es así, ¿por qué entonces no podemos decir que hemos llegado al ideal de la construcción arquitectónica? Porque el hierro es un material excelente de estructura, pero no es un material de arquitectura; es decir, el hierro sirve para hacer una estructura, mas no sirve para crear espacios arquitectónicos. Hay que separar radicalmente en esta solución lo que es, lo que sirve para sostener y los elementos que van a



La misma pieza de cubierta proyectada, pero con secciones de distinta altura en los extremos para obtener la pendiente necesaria para el desagüe sin tener que inclinar la pieza. Así se puede colocar la pieza con la parte de abajo horizontal; la pendiente del uno y medio por ciento de la parte superior proporciona el desagüe necesario. Con esto su forma interior en vez de ser cilíndrica es troncocónica.

crear espacio arquitectónico. En esta labor tenemos que recordar la actitud arquitectónica extraordinaria de Mies van der Rohe al conseguir una expresividad estética insuperable con las piezas laminadas de acero. Pero es expresividad estética de una estructura, no expresividad técnica de una arquitectura, porque la arquitectura tiene que ir luego postiza cubriendo, protegiendo o terminando de cerrar todos esos elementos estructurales. De otra





Disposición plásticamente sincera. Al principio me preocupó el problema de que en estos huecos pudieran meterse y anidar bichos, pero he podido observar que, tanto a los pájaros como a los insectos, les repele meterse en estos agujeros. Es un miedo biológico, tal vez. Mi temor a que pudiesen hacer nido ahí las golondrinas, los vencejos o insectos, resultó infundado; llevan ya varios años construidas las marquesinas sin ningún contratiempo.

parte, el hierro tiene unas cualidades de oxidación y de difícil conservación que no le hacen óptimo para la construcción y el hombre no puede pararse cuando no ha resuelto plenamente el problema.

Aparece después un elemento mixto. Si nosotros a la piedra, al material pétreo, le hacemos trabajar a compresión y al hierro le hacemos trabajar a tracción, mezclándolo en una misma pieza, ya que se da la circunstancia de ser perfectamente juntables, parece que hemos obtenido el material perfecto. Pues no, no hemos obtenido el material perfecto. Porque un dintel de hormigón armado resiste y se mantiene perfectamente y en él el hierro absorbe todos los esfuerzos de tracción, pero esto no quiere decir que el hormigón no esté también sometido a tracción y que, por lo tanto, esté trabajando en condiciones desfavorables. Lo que pasa es que el hierro evita la posibilidad de que se disgregue el material pétreo; pero el hormigón armado no es una solución técnicamente correcta, puesto que se hace trabajar a un material en unas condiciones que no son las que propiamente le corresponden. Cuando nos encontramos en esta situación, aparece una posibilidad distinta.

\* \* \*

Antes de seguir quiero indicar —para no dejarme problemas olvidados— que al recurrir a estas formas de hormigón armado tenemos, por una parte, la posibilidad de absorber, aunque no sea correctamente, todos los esfuerzos que nos surgen en la estructura y, por otra, la posibilidad de crear unos elementos arquitectónicos que pueden resolver el problema de división del espacio. Pero, ¿qué medios utilizamos? El hormigón es un material que se echa líquido en unos moldes. Esos moldes pueden tener la forma que nosotros queramos y entonces esas formas pueden servir de elemento arquitectónico propiamente dicho.

Pero hay dos circunstancias, completamente externas al trabajo permanente que va a tener el material, que son la facilidad de hacer los moldes y la facilidad de cálculo, que hacen

que las secciones de las piezas sean de una forma que ni arquitectónicamente, ni desde un punto de vista de trabajo, es la conveniente: secciones rectangulares. Las formas comúnmente usadas en hormigón armado, de secciones rectangulares, ¿por qué son rectangulares?

Son rectangulares:

1.º Porque hacer un encofrado, de madera generalmente, es mucho más fácil si es rectangular.

2.º Porque el cálculo de las secciones rectangulares es más fácil también, más fácil la obtención de centros de gravedad, más fácil la obtención de superficies, etc., etc.

Dos razones que no son internas del problema, aunque sean importantes, de tipo económico, de facilidad de cálculo, etc., son las que han condicionado estas soluciones rectangulares que todos usamos. En ellas los materiales trabajan y resisten; pero no trabajan de manera uniforme, ni en todas sus dimensiones, ni en todas las secciones en las condiciones óptimas.

\* \* \*

Continuando nuestro recuerdo histórico, aparece después otro nuevo invento: la posibilidad de comprimir, previamente al trabajo, el hormigón. Ese es el hormigón pretensado, en sus dos variantes de postesado y pretesado, en el que al hormigón, a la parte de piedra, a la parte mineral, se le somete a unas compresiones superiores a las tracciones que va a tener en las secciones más desfavorables de la pieza, y de esta forma, cuando ésta trabaja, el hormigón está siempre sometido a compresión. Hemos, por fin, y únicamente en este caso, resuelto el problema de siglos de hacer que la piedra, de hacer que el material pétreo trabaje exclusivamente a compresión y, además, no por medio de una serie de formas artificiosas del funicular que vaya llevando las tracciones al terreno, sino sencillamente con puras formas adinteladas aplicándoles un artificio técnico. Es realmente esta una solución muy interesante. Por otra parte, también aquí el hierro sigue siempre haciendo su trabajo de tracción. Pero al poder comprimir el hormigón, aun cuando esté la pieza trabajando a su máximo esfuerzo, nos encontramos con una posibilidad que, desde un punto de vista arquitectónico, es perfecta para crear no ya piezas estructurales, sino piezas arquitectónicas que sean a la vez estructurales.

\* \* \*

Este es precisamente el tema que quiero tratar.

Con el hormigón pretensado hemos llegado, por fin, a conseguir que no sólo el hierro trabaje correctamente, sino también que la parte pétreo, es decir, el hormigón, trabaje siempre a compresión. Y además, podemos darle la forma que nos convenga para obtener unas piezas que, arquitectónicamente, cumplan la misión que previamente hayamos establecido.

Porque, ¿qué razón había para obligar a que las piezas tuvieran unas determinadas formas? ¿Una razón económica? Muy bien. Mas si planteamos el problema con vistas a la prefabricación y la creación y repetición de elementos, si esa pieza que puede ser más o menos complicada y tener una forma más o menos rara la vamos a repetir miles de veces, el que el molde, un molde de tipo permanente, metálico por ejemplo, tenga una forma rara constituye ya un problema bastante circunstancial, puesto que el encarecimiento que pueda suponer esa

complicación queda diluido y resulta casi insignificante en la repetición de una serie muy grande de piezas. Por otra parte, la razón de poder calcular la sección con más sencillez tampoco acarrea excesiva dificultad como para ser digna de ser tenida en cuenta. Se hace de una vez para siempre y si no se puede calcular, si resulta ya el cálculo realmente demasiado complicado, se calculan por ensayo.

El Instituto Eduardo Torroja, por ejemplo, tiene medios y posibilidades maravillosos para hacer esas pruebas y conseguir que, tanto desde el punto de vista del trabajo de los materiales, como de las formas que van a tener, sean las deseables.

Puede decirse que el hormigón pretensado es una solución realmente óptima. Es una delicia para el arquitecto el que, gracias a la investigación y al esfuerzo de tantos ingenieros, de tantos arquitectos, de tantos técnicos, se pueda contar con un material de estas características. Yo querría dar gracias a todos los investigadores, conocidos y no conocidos, que han hecho posible esta realidad arquitectónica recién nacida.

Pero quiero, además, decir que la labor del arquitecto, desde un punto de vista ya de proyecto, tiene mucha mayor responsabilidad, ya que cuenta con un material de mayores y mejores posibilidades constructivas, arquitectónicas y estéticas.

A manera de ejemplo sencillo, voy a hacerles un poco de historia de unas piezas, de las que luego hablaremos, que hice para la nave de ensayos del Centro de Estudios Hidrográficos. Se trataba de hacer una nave de 22 m de luz por 80 de largo, en la que tenía que haber una luz completamente uniforme, porque se destinaba a la realización de pruebas sobre maquetas de saltos de agua, de todo tipo, y había que tomar fotografías que no tuvieran ningún reflejo por el sol. Había que procurar una iluminación cenital de bóveda celeste, sin ningún tipo de transformación. Los datos previos eran: luz natural; parte de ella, que es de bóveda celeste, nos interesa, y otra parte, que es la que viene directamente del sol, no nos interesa. Hay, por tanto, que evitar toda la luz que procede del Sur. Estudiando las curvas de soleamiento durante todo el año, y llegando hasta las más extremas, se nos marca el tipo y dimensión de pantalla que es necesario colocar a cada pieza. De esta forma la luz que puede entrar entre las piezas será luz limpia de bóveda celeste, sin ninguna interferencia de luz directa del sol. Conviene, por consiguiente, estudiar la forma que ha de tener la pieza, su inclinación sobre todo, para facilitar la entrada de la luz lo más directamente posible. Ya tenemos así una parte de la pieza. A continuación observamos que existe la posibilidad de enlazar unas piezas con otras y que, cuando llueva, el agua sea recogida y vertida al exterior. Estas son, en esencia, las necesidades técnicas, lo que plantea, podemos decir, la arquitectura. Pero esta pieza realmente resiste bastante mal; su sección no tiene rigidez y estructuralmente hay que dársela y, también, la posibilidad de que sus elementos puedan crear un conjunto. El resultado es una pieza bastante lógica, que no quiere decir que sea única; ésta es la que se me ha ocurrido a mí. Falta después el estudio de cálculo, que en este caso lo hicieron muy bien los ingenieros señores Priego y González Montesinos, para estudiar las posibilidades de la pieza, y se comprobó que, efectivamente, tenía posibilidades, podía hacerse y, por tanto, podía correctamente resolver el problema.

Las piezas que he obtenido por este medio arquitectónico-estático han resultado con secciones de unas formas muy parecidas a los huesos de los vertebrados. No es que haya querido hacerlas parecidas a los huesos, es que me han salido así. Ello hace pensar que, naturalmente, algún paralelismo existirá. Cabe interpretarlo como una prueba de que este camino puede ser correcto, ya que responde a unas concepciones que vemos en la naturaleza. Mis colabo-

radores, en muchos casos, han llamado, en sentido peyorativo, huesos a estas piezas porque la puesta en marcha de su fabricación tiene bastantes dificultades. Pero, indudablemente, puede ser un camino.

Vemos, por tanto, que el proceso jerárquico que ha de tener la creación de una pieza de esta naturaleza es el siguiente: primero, forma más conveniente de la pieza para la creación de un determinado espacio arquitectónico; segundo, disposición estructural que pueda obtenerse de la pieza hecha así; tercero, secciones estrictas, tanto arquitectónicas como estructurales, necesarias para la creación de ese espacio.

Naturalmente, cuando se proyecta una de estas piezas no se sigue rigurosamente este proceso. Existe en todo proyectista una intuición que, aunque siga ese camino jerárquico, permite, al concebir una pieza, darle una forma que pueda resistir bien, que pueda tener unas condiciones de trabajo aceptables y que sea, además, una forma arquitectónica agradable. Es una labor única, pero sometida a una creación con cierto rigor jerárquico en sus partes. Si utilizamos este proceso de creación para hacer formas caprichosas, probablemente esas piezas no tendrán profunda calidad arquitectónica. Es indispensable una realidad arquitectónica como origen y después una gran intuición estructural.

Podemos preguntarnos, ¿es este material el ideal para la construcción?

Quiero decir sinceramente que no creo que sea el material ideal. Hoy es el mejor y además el único que ha permitido dar a la materia pétreo y a la estructuración adintelada una solución técnicamente perfecta y digna, puesto que en ella ningún material está trabajando de una manera subversiva y con un esfuerzo inadecuado.

¿Cuál sería el material ideal? El material ideal sería, a mi manera de ver, el que reuniera las características de éste, pero sin necesidad de obligarle previamente a ello, es decir, un material que resistiera sin necesidad de someterlo a unos esfuerzos previos para suprimir o contrarrestar los de tracción, un material, en fin, que ya en origen pudiera trabajar perfectamente. Ese material hoy no existe. Tal vez los plásticos, en el futuro, hagan posible ese material ideal; pero en este momento, si el pretensado no es el material ideal, por lo menos es el mejor y se puede decir que es el único que entre los materiales pétreos ofrece las posibilidades que se le pueden exigir honradamente a una disposición de estructuras adinteladas.

\* \* \*

Quiero ahora, de una manera muy breve, hacer un poco de historia del proceso que he seguido en este camino.

Cuando he estudiado y hecho arquitectura me he preocupado siempre de lo que creo que es esencial en mi profesión: la creación de espacios arquitectónicos, la humanización de espacios geométricos. Luego, para poderlos realizar, he utilizado los elementos estructurales que he encontrado más adecuados, más económicos, etc. Un día un compañero del Instituto Eduardo Torroja, Cassinello, me hizo notar que no debía tener ese desprecio o al menos indiferencia por la investigación de estructuras. Le contesté que consideraba que no era asunto mío y que, por otra parte, no creía que fuera yo el más indicado para interesarme por esos temas. Me hizo ver que sí, que era un campo con muchas posibilidades y que la arquitectura no puede desentenderse

de esos estudios. Como yo ya tenía alguna preocupación, esta indicación, que hago constar con agradecimiento, me hizo pensar sobre estos temas y empecé a estudiar sus posibilidades.

Debo reconocer que lo que he podido llegar a realizar ha sido gracias a dos técnicos que han colaborado conmigo. Me alegra mucho tener ahora ocasión de rendirles el homenaje que se merecen y expresarles mi agradecimiento, a D. Vicente Peiró y D. Ricardo Barredo. Estos hombres, técnicos de verdad, llevan muchos años gastándose mucho dinero, teniendo muchos sinsabores, resolviendo muchas dificultades hasta conseguir soluciones adecuadas. Sería injusto por mi parte no dedicarles hoy el recuerdo que se merecen, ya que gracias a sus conocimientos y a su experiencia me ha sido posible llegar a realizar las soluciones de pretesado y postesado que he hecho.

Pero además querría, en ellos mismos también, rendir un homenaje a todos los técnicos españoles que están haciendo trabajos y esfuerzos y que, efectivamente, se encuentran apoyados por este Instituto Eduardo Torroja, pero, sin embargo, no tienen el apoyo estatal que merecerían. Es salirme un poco de mi tema, lo reconozco.

Hace unos días se han celebrado unas reuniones en que técnicos españoles de alta categoría, me parece que incluso con el Ministro de Industria a la cabeza, estudiaban las dificultades que plantea a la industria española la cantidad de royalties que tiene que pagar por las patentes y marcas extranjeras que explota, que suponen unos gastos muy fuertes y que la colocan en unas condiciones de competencia con el extranjero muy difíciles. En esta situación, sin embargo, cuando los técnicos españoles tienen deseo de lanzarse a investigar y a resolver los problemas que les plantea su trabajo, se les deja que los resuelvan solos, gastándose su dinero y sin ninguna ayuda; naturalmente serán muy pocos, serán héroes, como en el caso de Peiró y Barredo, los que salgan adelante. Merecería la pena y sería muy rentable, a más de muy honroso para el país, que se estudiara la posibilidad de ayudarles.

Volvamos a nuestro caso.

Con estas colaboraciones y con otras muy valiosas y entusiastas he obtenido algunas soluciones. Por ejemplo, una pieza de 20 m de longitud, de 1,5 cm de espesor, construida con un hormigón no digo corriente, pero sí normal de 400 kg/cm<sup>2</sup> y un acero de 16.000 kg/cm<sup>2</sup> de resistencia, que indica la posibilidad de encontrar unas soluciones con vistas a la prefabricación, que es lo que en este momento tengo entre manos, que pueden ser realmente interesantes. Las características de estas piezas son, en resumen, las siguientes: una ligereza de un 70 por 100 con respecto a las vigas macizas; un notable ahorro de material —unas tres cuartas partes—; una rigidez, gracias a las formas que se le pueden dar, muy adecuadas para el transporte y unas posibilidades de aislamiento térmico y acústico bastante grandes. Desde mi punto de vista de arquitecto es un orgullo ver que ésta es una solución realmente correcta de una síntesis que es arquitectónico-constructiva, de forma que no son piezas para soportar otras formas arquitectónicas, sino que son formas arquitectónicas que se aguantan por sí mismas. Esto creo que, desde un punto de vista de corrección arquitectónica, es irreprochable. Por añadidura, son formas que tienen una expresividad propia, nueva y grata. Posiblemente las soluciones que yo pueda crear no tengan ni la importancia ni el interés que, dadas las posibilidades que ofrece este material, deberían tener. No obstante, estoy completamente convencido de que este es un camino realmente claro, positivo y esperanzador. Lo que, desde luego, no pretendo en ningún caso es ser yo el que lo abra y el que lo dirija, pero siento por él un verdadero entusiasmo porque creo sinceramente que tiene unas posibilidades muy grandes; es un camino realmente muy limpio y muy digno en donde, como es natural, hay mucho que trabajar.

#### NOTICIAS DE LA F. I. P.

La Federación Internacional del Pretensado nos comunica que el Deutscher Beton-Verein E. V., de Alemania, va a celebrar su reunión anual correspondiente al próximo año, durante los días 5 al 7 de abril de 1967, en Berlín.

Todos aquellos que estén interesados en participar en dicha reunión deberán dirigirse, solicitando su inscripción, a las siguientes señas:

Deutscher Beton-Verein E. V.  
62 Wiesbaden  
P. O. Box 543  
ALEMANIA OCCIDENTAL

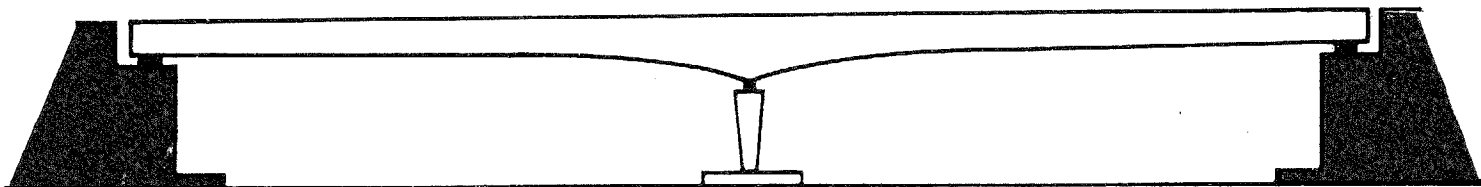
---

#### NOTA DE LA A. E. H. P.

La Asociación Española del Hormigón Pretensado desea hacer constar públicamente su agradecimiento al Ilmo. Sr. D. Carlos Fernández Casado por su gentileza al regalar a la A.E.H.P. un ejemplar de su interesante libro «Puentes de hormigón armado pretensado.-II. Morfología y Construcción».

Al propio tiempo, recuerda a sus asociados que, tanto este libro como todas las demás publicaciones de su fondo bibliográfico, se encuentran disponibles para consulta en los locales del Instituto Eduardo Torroja, Costillares - Chamartín, Madrid.

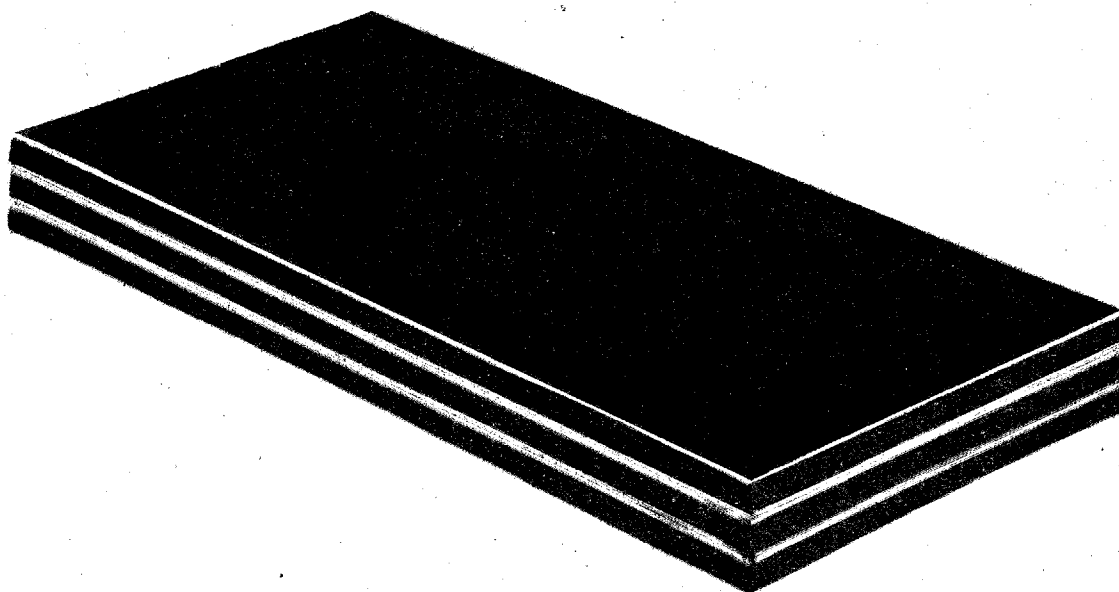




## APARATOS DE APOYO

STUP

EN CAUCHO ZUNCHADO  
PARA PUENTES Y ESTRUCTURAS



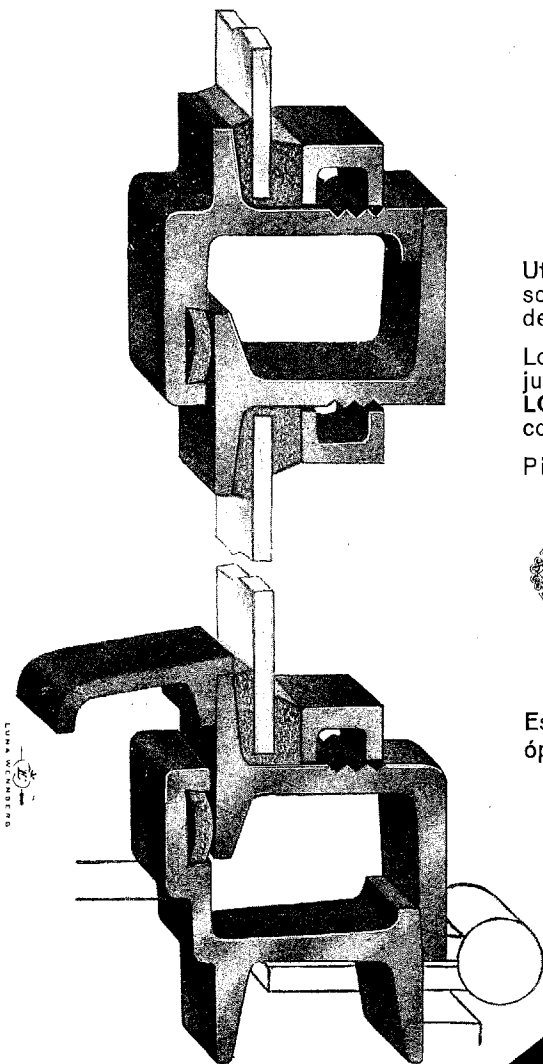
AGENTES GENERALES PARA ESPAÑA Y PROVINCIAS AFRICANAS:

*Proyectos de Ingeniería Civil, S.A.*

INGENIEROS CONSULTORES

ERCILLA, 24 - TELEFONO 23 97 97 - BILBAO (11)

PROCEDIMIENTOS  
**freyssinet**  
DE HORMIGON PRETENSADO



Utilice carpintería metálica con perfiles estancos, solo así evitará la entrada de aire y agua a través de sus puertas y ventanas.

Los perfiles de acero laminado, calibrados y con junta de goma sintética de "LAMINOIRS DE LONGTAIN" son los únicos que le solucionarán con seguridad este problema.

Pida presupuesto sin compromiso alguno a:



c/. de La Línea Eléctrica, s/n. - Tel. 231 72 01  
ESPLUGAS DE LLOBREGAT - BARCELONA

Estamos en condiciones de ofrecerle una calidad óptima a un precio muy asequible.



# Los puentes en hormigón pretensado. Concepción y evolución de la técnica francesa

**Pierre Xercavins**

Ingeniero de la Escuela Politécnica  
de París y director técnico adjunto  
de la S. T. U. P.

*Texto de la conferencia pronunciada el 10 de marzo de 1966 en el Instituto Eduardo Torroja, dentro del ciclo organizado por la Asociación Española del Hormigón Pretensado*

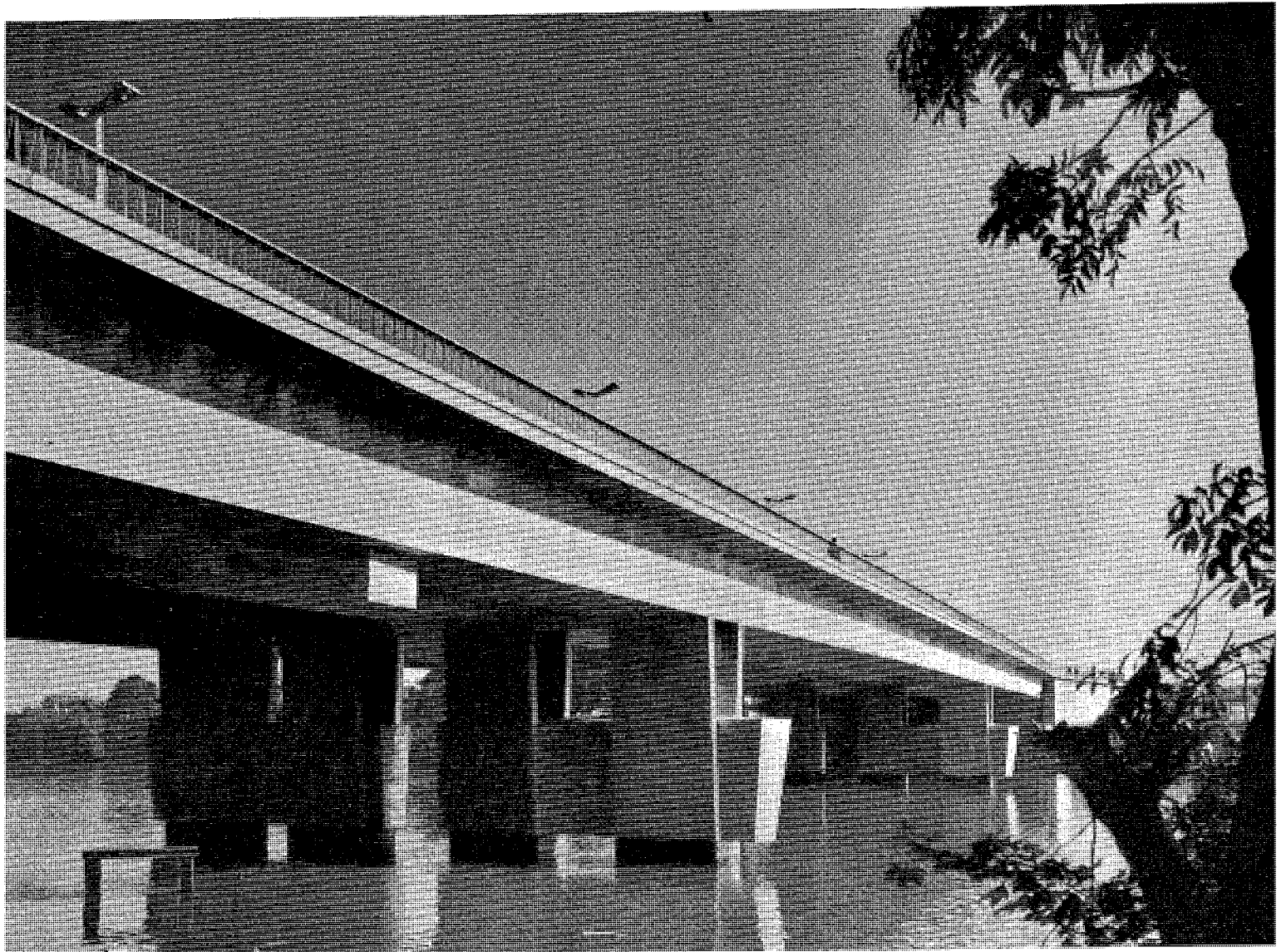
## INTRODUCCION

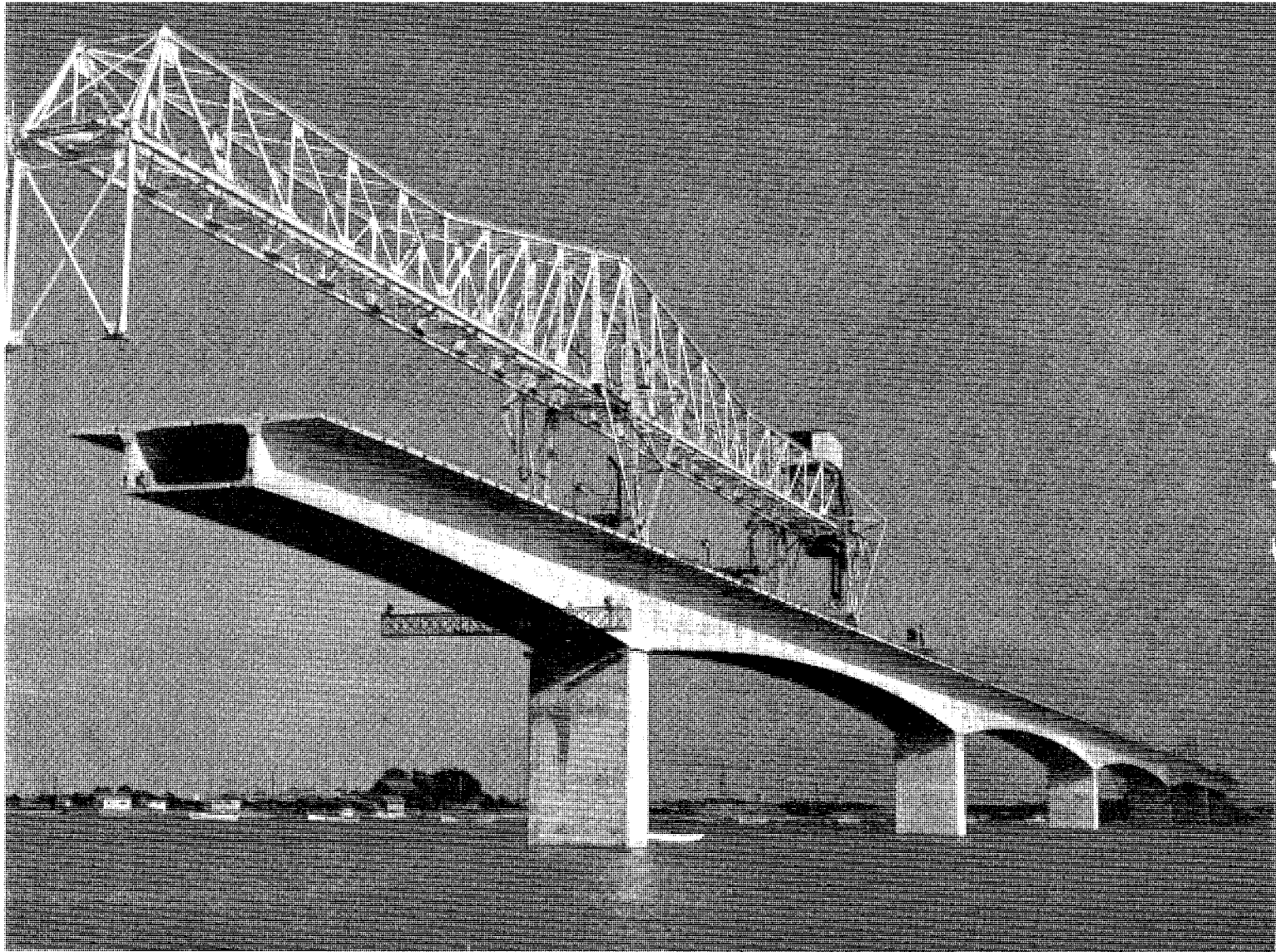
De todas las obras en las cuales se utiliza el pretensado es, sin duda, en los puentes donde su empleo se ha extendido más intensamente.

Indudablemente el tamaño de estas obras, la importancia de su peso propio y el deseo frecuente de recurrir a la prefabricación para evitar el empleo de cimbras de coste elevado son, entre otras, las razones que más han influido en la aplicación del pretensado.

Freyssinet, padre del pretensado, era un gran constructor de puentes; esto, ciertamente, no es una simple coincidencia. Antes de conocerse el pretensado, los grandes puentes de hormigón eran, casi necesariamente, arcos. Así, Freyssinet, que fue un gran maestro en esta técnica, ha

Puente de Choisy-le-Roi.





Viaducto de Oléron.

consecuencia, los rendimientos y la calidad. Permite suprimir las cimbras, elementos tanto más costosos cuanto mayores y más profundos son los vanos a salvar, o cuando se trata de salvar el cauce de un río, sobre todo si existe la posibilidad de fuertes crecidas. Permite también reutilizar los encofrados, los cuales pueden ser mucho más robustos que los empleados una sola vez, según técnicas tradicionales.

La reutilización del encofrado ha permitido, asimismo, aceptar formas eventualmente más complejas, en las que el proyectista busca la economía máxima de los materiales aligerando lo más posible los elementos prefabricados.

Como resultado de todo esto, las estructuras de vigas en doble T son ideales en cuanto al empleo óptimo del material. Las realizaciones que resultan de este modo de ejecución son tan numerosas que, a veces, se corre el peligro de identificar el pretensado con los tableros de vigas rectas.

El cálculo de estos tableros resulta muy sencillo. La esbeltez elegida es del orden de  $1/17$  si se dispone de altura suficiente. Con ella se eliminan las dificultades que se derivan de tener

compresiones excesivas en cabeza superior, ya que ésta viene dimensionada según la resistencia local del forjado, cuyo espesor es del orden de 18 a 20 cm, aumentado con unas pequeñas cartelas a ambos lados de la viga. El espesor del alma es, generalmente, de 16 cm; este espesor viene obligado por: las exigencias de un hormigonado cómodo, las de poder alojar los cables de potencia media (12 Ø 7 ó 12 Ø 8) que se adaptan bien a este tipo de puentes, y las de resistir al esfuerzo cortante; pero en las zonas de apoyo es necesario dimensionar con un espesor mínimo de 24 cm por causa de dicho esfuerzo (por otra parte, este aumento de espesor es aconsejable para resistir los esfuerzos suplementarios que producen los cables en las proximidades de los anclajes).

El cálculo comporta, esencialmente, la determinación del número de cables, que puede obtenerse, en primera aproximación, aplicando la fórmula  $F = \frac{M}{Z}$  en la que  $Z = 0,75 h$  y  $M$  es

el momento producido por el peso propio calculado sobre la base de 1 t/m<sup>2</sup>, que corresponde a un espesor medio de hormigón de 0,40 m. Se puede obtener de entrada una buena valoración de  $F$  observando que la disminución de la sobrecarga de cálculo va ligada al aumento de la luz y, por tanto, del peso propio, lo cual conduce a un peso total por m<sup>2</sup>, incluida la superestructura, que para este tipo de obras, y de acuerdo con el Reglamento francés, es del orden de 2,4 t/m<sup>2</sup>.

Por tanto, siendo  $l$  la luz y  $b$  el ancho del tablero,

$$F = \frac{2,4 \times l^2 \times b}{8 \times 0,75 h} = 0,4 \frac{l^2 \times b}{h}$$

con  $F$  en toneladas cuando las longitudes están expresadas en metros.

En cuanto a la cabeza inferior de la viga, ha de poder resistir las compresiones máximas que se producen en fase de construcción, debiendo para ello estar  $n' = \frac{M_s}{I/v'}$  comprendida en-

tre 100 y 125 kg/cm<sup>2</sup>, según la calidad del hormigón; en esta fórmula:

$M_s$  = momento debido a las sobrecargas;

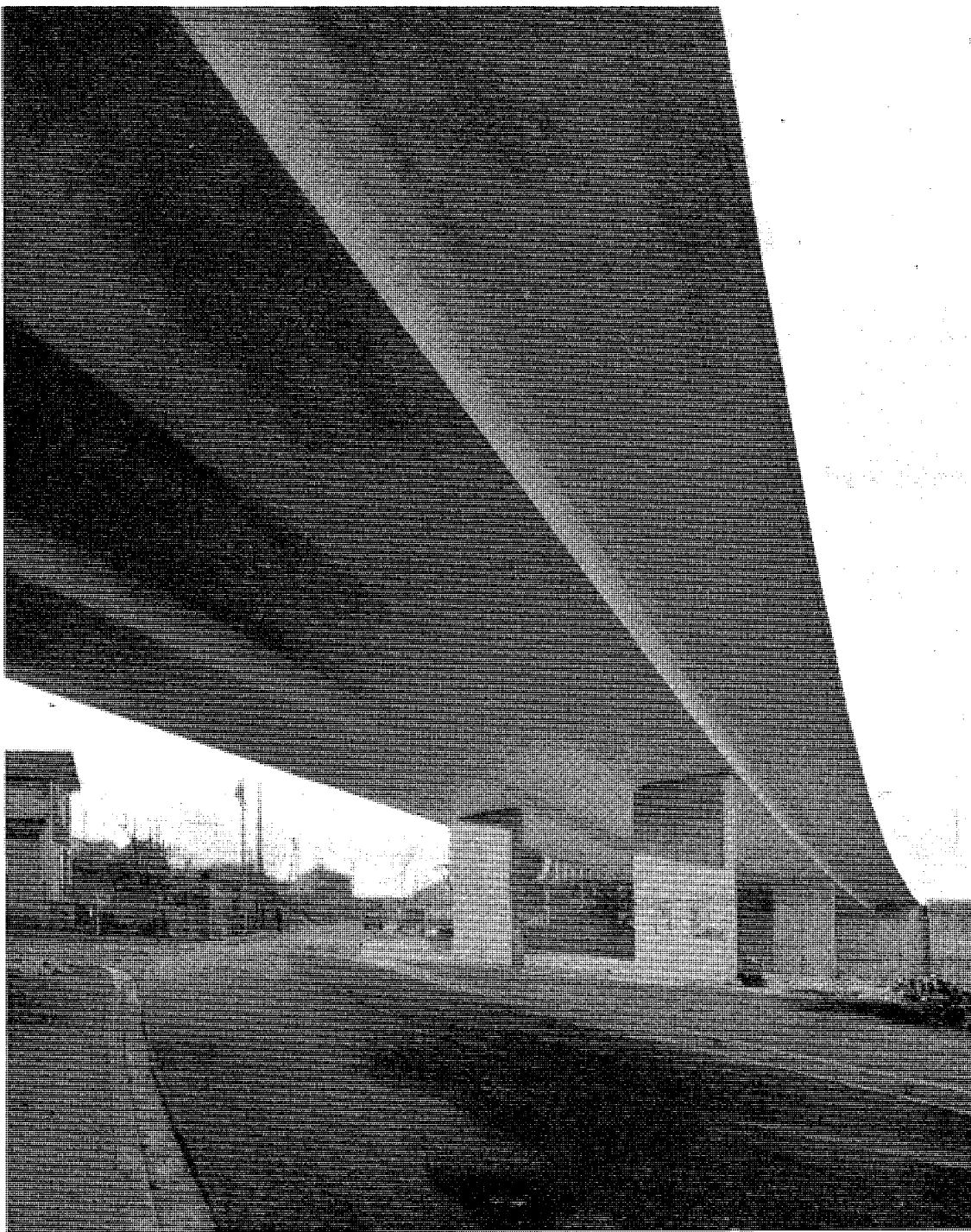
$I/v'$  = módulo resistente del tablero relativo a la fibra inferior;

$n'$  = tracciones debidas a las sobrecargas a nivel de la fibra inferior.

Los problemas se presentan al rigidizar transversalmente las vigas con diafragmas; la naturaleza de estos problemas ha estado muy influida por la evolución de los métodos de cálculo.

La primera teoría disponible, la de M. COURBON, basada en la rigidez infinita de los diafragmas, ha conducido a unos tableros con un número de diafragmas muy grande. Esta teoría es válida para puentes rigidizados de poca anchura, es decir, cuya anchura sea inferior a la mitad de su luz. La teoría desarrollada por M. GUYON, completada por M. MASSONNET, ha permitido tener en cuenta la flexibilidad de los diafragmas, pero asimilando la malla de vigas y diafragmas a un sistema continuo en las dos direcciones: asimilación evidentemente, tanto menos válida cuanto más pequeño sea el número de diafragmas. De ahí que se haya prodigado tanto el tipo de tablero con tres diafragmas intermedios dos en los apoyos. Posteriormente, otros métodos de cálculo basados sobre el estudio directo de la malla o sobre el análisis de las deformaciones de los diafragmas considerados sobre apoyos elásticos (las vigas), han permitido mayor audacia, llegando incluso a la supresión de todo tipo de diafragmas. ¿Qué se consigue o se gana





Viaducto de Bournières.

con esto? La simplificación de las formas del encofrado, puesto que se suprimen los trozos de diafragmas que forman parte de la viga, y la supresión de los cajetines de anclaje de los cables transversales, no muy agradables desde el punto de vista estético. Estas ventajas tienen, como contrapartida, sollicitaciones mayores en los forjados entre vigas, que hacen prácticamente indispensable que sean pretensados, incluso aceptando ligeras tracciones: las desnivelaciones de los apoyos entre vigas crean inversiones de momentos, que sería inútil pretender resistir en régimen de «pretensado total».

En definitiva, la supresión de los diafragmas intermedios parece en principio ventajosa en el caso de puentes muy anchos, para los cuales una rigidización discontinua eficaz es necesariamente muy pesada; y para los puentes muy esviados, ya que la oblicuidad, cuando es muy acusada, complica extraordinariamente el pretensado y reduce la eficacia de los diafragmas. Exceptuados estos casos, siempre es posible evitar las sujeciones inherentes a los diafragmas, por ejemplo hormigonando posteriormente a la prefabricación los trozos de diafragma y suprimiendo todo cajetín visible en los paramentos exteriores, restituyendo en lo posible la primitiva forma de la viga.

#### SEPARACIÓN ENTRE VIGAS

Las primeras obras se ejecutaban con vigas muy juntas, cuyas cabezas superiores distaban apenas de 5 a 20 cm y cuya distancia entre ejes era de 1 a 1,50 m. Con el fin de que las obras no resultaran muy pesadas, las vigas se ejecutaban con almas muy estrechas, del orden de 12 centímetros de espesor, que es todavía excesivo para resistir al esfuerzo cortante, pues éste requiere un espesor mínimo del orden del veinteavo de la distancia entre vigas (salvo en las zonas de apoyo, en las que se debe espesar un poco).

Para reducir este exceso de material y evitar dificultades de hormigonado en almas tan estrechas, el único remedio consiste en espaciar más las vigas.

¿Por qué al principio no se distanciaban las vigas del orden de 3 m, cuando hoy es completamente normal esta práctica? Tal separación entre ejes de vigas impone el hormigonar *in situ* un forjado importante, lo cual es contrario al espíritu de la prefabricación. La prefabricación puede exigir, igualmente, vigas más numerosas y, por tanto, más ligeras; pero el peso está muy lejos de ser proporcional al espaciamiento de las vigas, dependiendo, por el contrario, de un cierto número de factores sensiblemente constantes, tales como el peso de las almas (cuando se busca comodidad de hormigonado), y la anchura de la cabeza superior (para dar a la viga una rigidez transversal suficiente).

La gran separación entre ejes de vigas impone importantes cabezas inferiores, muy difíciles de hormigonar si no se dispone de una técnica de vibración adecuada, a menos que se hormigone en primera fase esta cabeza sin encofrado superior en las alas, tal como se hace en las vigas doble te de perfil parecido al de las vigas de acero.

Los cables de estas vigas crean igualmente grandes dificultades, si no se dispone de armaduras de potencia suficiente para limitar su número: es aconsejable no pasar de 25 cables por viga, número que evidentemente se puede aumentar si se aumentan las cartelas de las almas y el espesor del alma, con objeto de permitir elevar los cables sin dificultad. El esfuerzo de pretensado disponible en los primeros tipos de cables era de unas 20 t; hoy casi se ha multiplicado por 10 esta cifra.

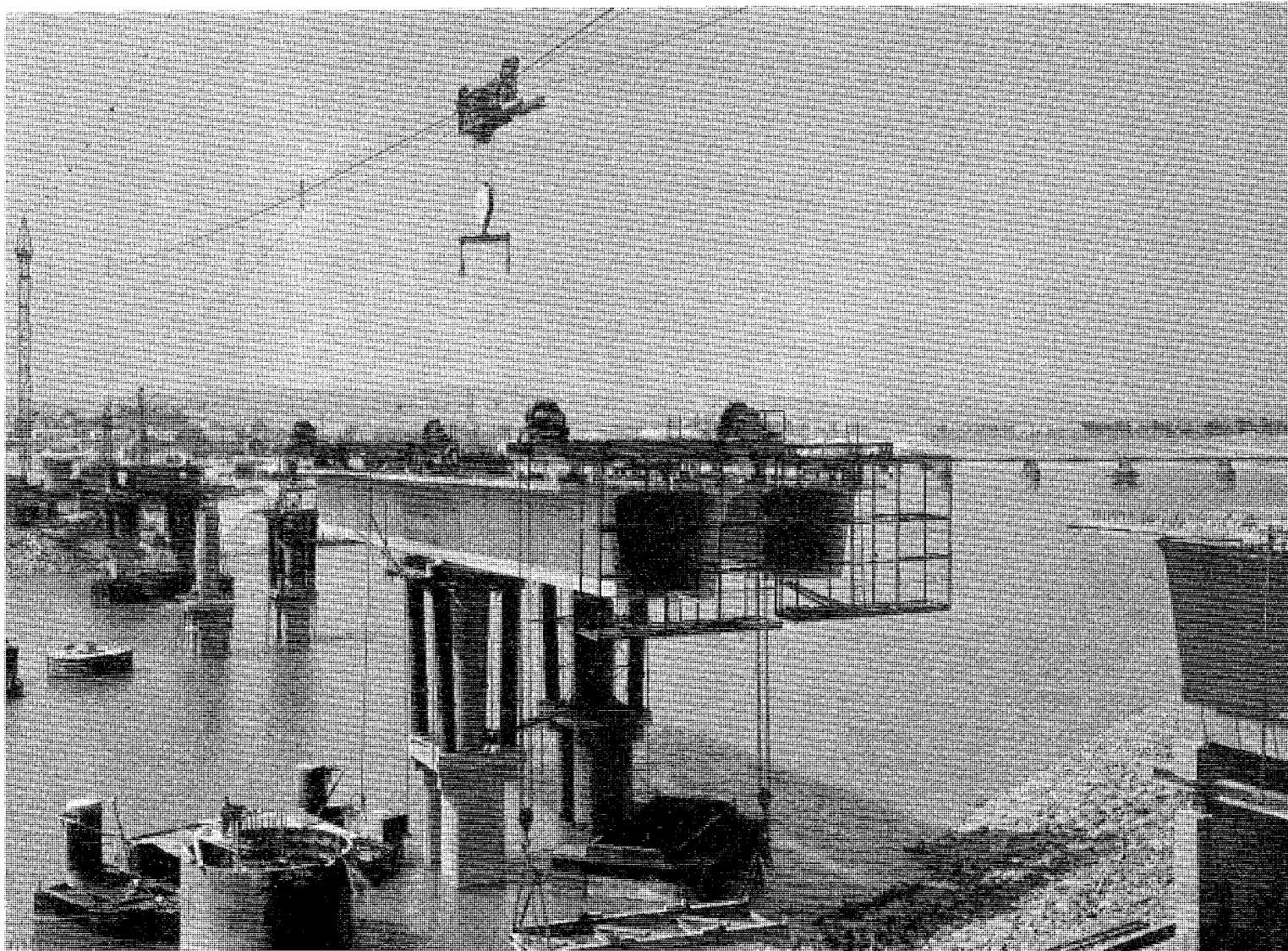
La distancia entre vigas debe igualmente tener en cuenta el problema del forjado. Los ensayos realizados por M. GUYON mostraron la excelente resistencia de los forjados pretensados y trajeron como consecuencia la necesidad de una adaptación de las reglas de cálculo habituales, demasiado severas. Se admiten en ellos importantes tracciones bajo las sobrecargas, con la hipótesis de que sea posible la formación, en el interior del forjado, de una bóveda contrarrestada por el pretensado, equilibrando las cargas.



Almas más gruesas, mayores cabezas inferiores, esbelteces reducidas, cables más potentes; todo ello debía conducir progresivamente a un proyecto tipo en los casos en que los parámetros principales que fijan el tablero (anchura, luz, espesor disponible) fueran constantes. Este es, actualmente, el caso de los puentes de autopistas, cuya plataforma es constante. Cuando el obstáculo a franquear tiene una longitud de unos cuantos cientos de metros, y una profundidad de 10 a 25 m, sin grandes dificultades en las cimentaciones, se eligen tramos de unos 33 metros de luz, valor que se ha comprobado resulta muy económico en las condiciones enunciadas: tableros de vigas rectas isostáticas, prefabricadas, de 2 m de altura, con cuatro o cinco vigas en cada sentido de circulación, es decir, con una separación entre ejes de unos 3 metros.

Los límites de empleo de los puentes isostáticos pueden resultar de la resistencia de los materiales: el aumento de la compresión  $F$  con la luz conduce a aumentar la cabeza superior y, por tanto, a un nuevo aumento de la fuerza  $F$ ; más allá de los 55 m de luz, este aumento lleva a un círculo vicioso: las luces isostáticas máximas realizadas, próximas a los 65 m, han sido las del puente de St. Waast en Valenciennes, y la del hipódromo de Lille, y han exigido hormigones de muy alta calidad. Pero sus límites de empleo resultan igualmente de las condiciones de ejecución, porque estas vigas necesitan de un material de puesta en obra cuyo coste puede ser desproporcionado frente a la importancia de la obra.

Puente de la Pierre Bénite.



En efecto, las ventajas de la prefabricación suponen una repetición suficiente, bien en el interior de la obra misma, o bien en toda una serie de realizaciones que son lo suficientemente iguales para que una misma empresa constructora las realice con los mismos medios.

Y si en la ejecución de cincuenta tramos de 52,5 m en el puente de Champlain, en Canadá, sobre el río San Lorenzo, justificaba plenamente realizar una viga de lanzamiento que pesaba 160 t para colocar las vigas de hormigón de aproximadamente el mismo peso, éste no es, de ninguna manera, el caso normal de las obras de un número de tramos reducido.

Dieciséis tramos idénticos, de 33 m de luz, justifican perfectamente, con 160 vigas de dos tipos diferentes, la prefabricación muy industrializada del viaducto del Roverbal en la autopista del Norte.

La justificación es mucho menos clara para obras de menor importancia cuya superficie no sobrepasa unos cuantos miles de metros cuadrados de tablero: por ejemplo, en el caso de salvar un valle de unos 200 m de longitud total con 15 m de anchura (a menos que la empresa constructora no disponga ya de antemano de un material adaptable a la prefabricación).

No faltan ejemplos, sin embargo, de realizaciones semejantes; pero su análisis y la evolución de los costos de materiales y mano de obra hacen hoy día preferir otros tipos de estructuras.

En efecto, las obras de importancia limitada conducían con frecuencia a ejecutar sobre apeo vigas rectas que después se ripaban transversalmente.

La economía de la cimbra desaparecía completamente en ciertos tableros hormigonados *in situ*, pero viga a viga, con reutilización del encofrado, según el mismo plan que si se tratara de tableros que debían ser prefabricados.

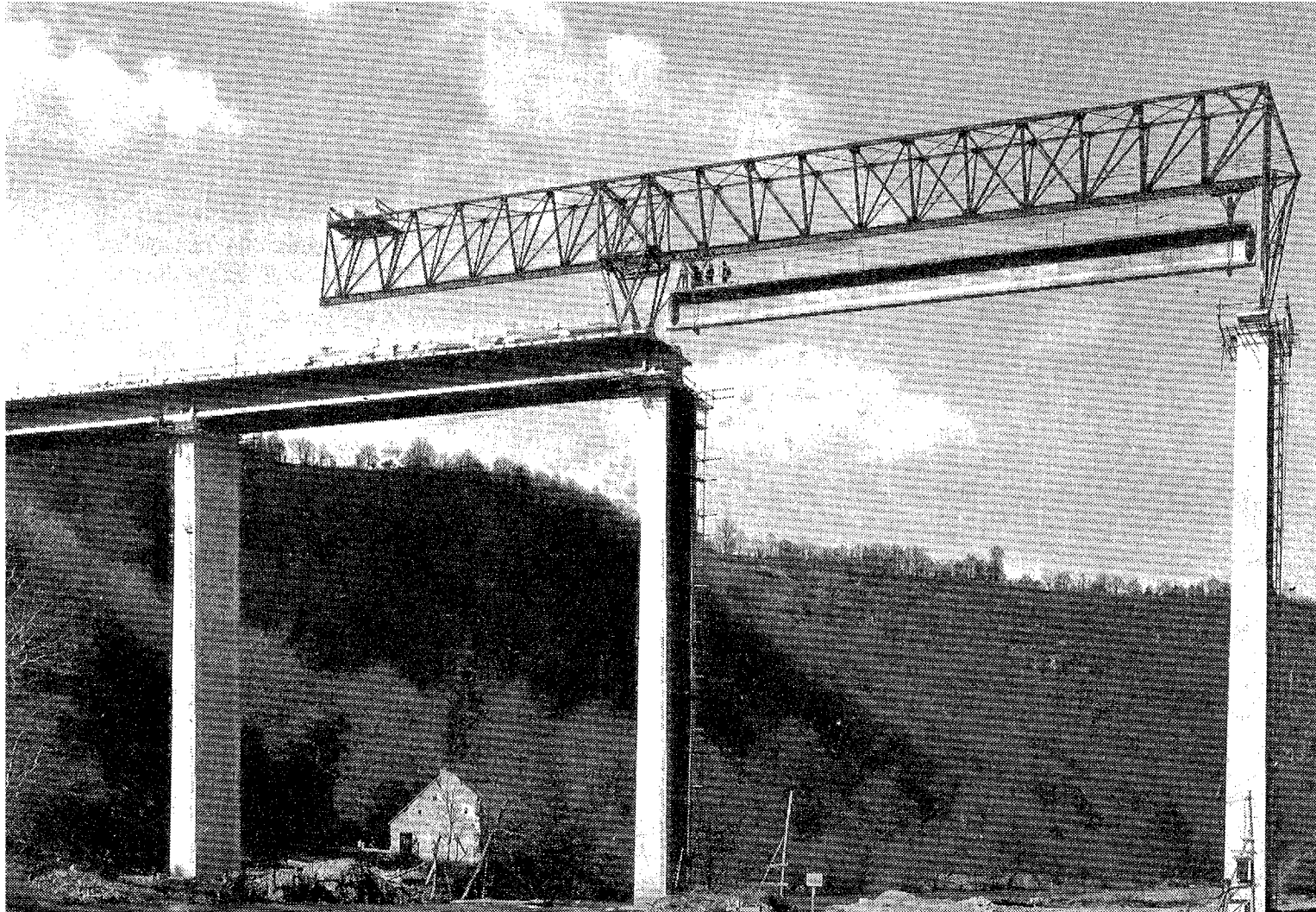
La limitación de la reutilización en las obras pequeñas, las dificultades crecientes de encontrar buenos encofradores, han llevado a la conclusión de buscar formas de encofrado más sencillas; en efecto, para las estructuras de tipo de vigas rectas que pueden llevar a veces hasta 8 m<sup>2</sup> de encofrado por m<sup>3</sup> de hormigón, el gasto del encofrado representaba el tercio del coste global de la obra de hormigón, incluidas las armaduras.

La insuficiencia de la repetición tiene también una gran influencia sobre todas las operaciones a realizar en obra: ferralla, hormigonado, pretensado; la simplificación de estas operaciones y su menor escalonamiento en el tiempo son hoy día muy importantes e, incluso, más que el ahorro de los materiales en obra. Con cierta reticencia, debida en gran parte a los cálculos clásicos que buscan siempre las secciones de «buen rendimiento», se ha evolucionado hacia formas cada vez más y más macizas, hasta llegar a las formas clásicas del hormigón armado: losas nervadas, losas llenas, secciones en cajón y tableros con dos vigas cuando la anchura reducida lo permite.

## PUENTES CONTINUOS

Cuando la obra se hormigona *in situ* no hay ninguna razón para no adoptar una solución de estructura continua. La prefabricación no se opone al establecimiento de la continuidad, pero, en general, la continuidad le hace perder su interés.

En principio no se deben temer los posibles inconvenientes que pueden producirse por la desnivelación de los apoyos, ya que el orden de magnitud de estos asentamientos, en los casos nor-



Puente sobre el río Sioule.

males, es perfectamente compatible con la flexibilidad propia de las estructuras pretensadas, en general muy esbeltas.

Se puede citar el caso de una losa oblicua continua de tres tramos, cuyo apoyo de borde descendió 12 cm sin que, por esto, la losa sufriera daños apreciables. Fue necesario tan sólo restablecer su nivel normal después de haber reparado las cimentaciones.

Ciertas dificultades de cálculo ligadas en particular al momento hiperestático que introduce el pretensado y la falta de experiencia en trazados de cables continuos han sido generalmente los mayores obstáculos para adoptar soluciones continuas.

#### MOMENTO HIPERESTÁTICO

El momento hiperestático introducido por el pretensado es en todo análogo a los momentos de continuidad debidos a la acción de las cargas exteriores. Se calcula según los métodos normales: el método de las rotaciones, por ejemplo, o el método de Cross (precedido del cálculo, como en el caso de otras cargas, del momento hiperestático bajo la hipótesis de

empotramiento perfecto). Los cables introducen unas cargas ficticias, a causa de su curvatura, cuyos efectos se pueden deducir a partir de dicha curvatura y de los esfuerzos desarrollados en las zonas próximas al anclaje. Este método es en general menos práctico que el anterior, por el hecho de que la variación del radio de curvatura de los cables es difícil de valorar a lo largo de un trazado que se ha definido por puntos. Pero permite comprender bien

el efecto del cable: las cargas ficticias  $\frac{F}{R}$  como son de sentido opuesto al de las cargas apli-

cadas y de magnitud comparable, equilibran directamente estas cargas, dando lugar a momentos de continuidad del mismo orden de magnitud que los debidos a dichas cargas y de sentido contrario. Es preciso señalar que sobre las zonas de apoyo la curvatura de los cables se invierte, pero las cargas ficticias correspondientes, distribuidas en la proximidad de los apoyos, tienen poca influencia sobre los momentos.

Así, una viga de dos tramos continuos da lugar a un fuerte momento negativo sobre el apoyo intermedio, y el pretensado permite introducir un fuerte momento positivo sobre dicho apoyo, si el trazado de cables tiene concavidad hacia arriba en el centro del tramo y hacia abajo sobre el apoyo central.

Lejos de ser perjudicial, el momento hiperestático frecuentemente es un factor suplementario de equilibrio de momentos entre las diferentes secciones, y permite incluso descargar las secciones más solicitadas.

Tales trazados de cables con numerosas curvas y contracurvas a lo largo de longitudes que han alcanzado hasta 100 m han sido posibles gracias a los progresos alcanzados por la tecnología del pretensado, en particular al haber conseguido vainas adecuadas y haber llegado a dominar el problema de la inyección de los cables. Desde luego, es absolutamente necesario que los coeficientes de rozamiento sean pequeños y bien definidos para que se pueda obtener en obra el esfuerzo de pretensado previsto y sea posible proteger los cables, en toda su longitud, mediante una buena inyección.

#### EVOLUCIÓN DE FORMAS

Como la continuidad reduce la importancia de las cargas uniformemente repartidas, el intentar aligerar las estructuras (lo cual se traduce siempre en complicaciones de encofrado, de hormigonado y de armaduras), presenta menos interés. Por el contrario, al adoptar formas más macizas, se facilita el trabajo en obra y se hace más rápido y en una gran parte de los casos hasta más seguro, porque las tensiones se reducen.

#### L o s a s

Por estos motivos cuando se trata de salvar tramos sucesivos del orden de unos 15 a 20 m de luz, se recurre a losas continuas. Conviene que, en estos casos, los tramos extremos sean de luz más pequeña, siempre que esto sea posible.

Al revés que en las obras de vigas múltiples, las losas se proyectan con el menor espesor posible (que es función de la tensión admisible en el hormigón), es decir, de 1/30 a un 1/35 de las luces de los tramos intermedios. En efecto, el aumento de peso que lleva consigo el aumentar su espesor hace que pierdan eficacia.

En estas obras el pretensado se realiza por medio de cables ondulados, según un trazado sensiblemente parecido a la curva del diagrama de momentos y se extienden de un modo

continuo a lo largo de varios tramos (cuatro como máximo), con objeto de reducir las pérdidas de tensión por rozamiento. Se llega a consumos de acero de pretensado muy pequeños correspondientes a un esfuerzo de pretensado que, expresado en toneladas por metro lineal de anchura de losa, es de 12 a 14 veces el valor de la luz del tramo central expresada en metros.

La armadura secundaria de estos tableros es muy pequeña. No es necesario el pretensado transversal para los anchos corrientes, hasta unos 12 metros.

La ejecución es a la vez fácil y rápida —del orden de un mes por tablero—, lo que hace llegar a precios unitarios muy bajos, que compensan sobradamente el mayor consumo de hormigón y acero de pretensado con relación a las obras de vigas múltiples.

Para una luz dada de 18 m se puede establecer, entre los puentes de losas y los puentes de vigas múltiples, la siguiente comparación referida a m<sup>2</sup> de tablero:

	<i>Losa continua</i>	<i>Tablero de vigas múltiples</i>
Hormigón (m <sup>3</sup> ) ... ..	0,54	0,28
Acero de pretensado (kg) ... ..	20,00	16,00 (*)
Acero ordinario (kg) ... ..	13,00	13,00
Encofrado (m <sup>2</sup> ) ... ..	1,10	2,50

(\*) Esta cantidad incluye el pretensado transversal.

Para obras de luz similar, pero de un solo tramo, el empotrar el tablero en los muros de estribos confiere un interés económico evidente a las losas pretensadas. De esta manera se han realizado pequeños pórticos, en particular en la autopista de la salida oeste de Lille, con luces de unos 13 m y espesores de losa de 0,45 m. La economía resulta de equilibrar los empujes de tierras por intermedio del pórtico, lo que permite un sensible aligeramiento de los cimientos, al no tener que soportar éstos ningún momento.

#### *Losas aligeradas*

Cuando las luces sobrepasan los 20 m resulta interesante prescindir de la continuidad y reducir el peso propio, reemplazándose entonces las losas llenas por losas nervadas o losas aligeradas interiormente.

Esta última solución —muy atractiva— exige, sin embargo, una ejecución mucho más delicada que la de las losas nervadas —tanto más cuanto mayor sea el aligeramiento—, ya que es necesario fijar el encofrado interior para impedir que flote en el momento de hormigonar la obra. El aligeramiento se consigue por medio de tubos huecos de cartón, de chapa ondulada, de fibrocemento o, más modernamente, con materiales plásticos muy ligeros (por ejemplo, poliestireno).

#### *Losas nervadas*

Las losas nervadas son mucho más frecuentes y cubren un vasto campo, pudiendo hacerse incluso con canto variable: es el caso del puente Perthus, con tres tramos continuos de 29-51-29 m de luz y un canto variable de 1,80 a 3,44 metros.

Con grandes ménsulas transversales, del orden de 3 m de longitud, y forjados entre ambos nervios que llegan a alcanzar los 5 m de luz, se realizan fácilmente puentes con sólo dos nervios, para tableros cuya anchura puede llegar hasta los 16 m. Y con un solo nervio y dos ménsulas



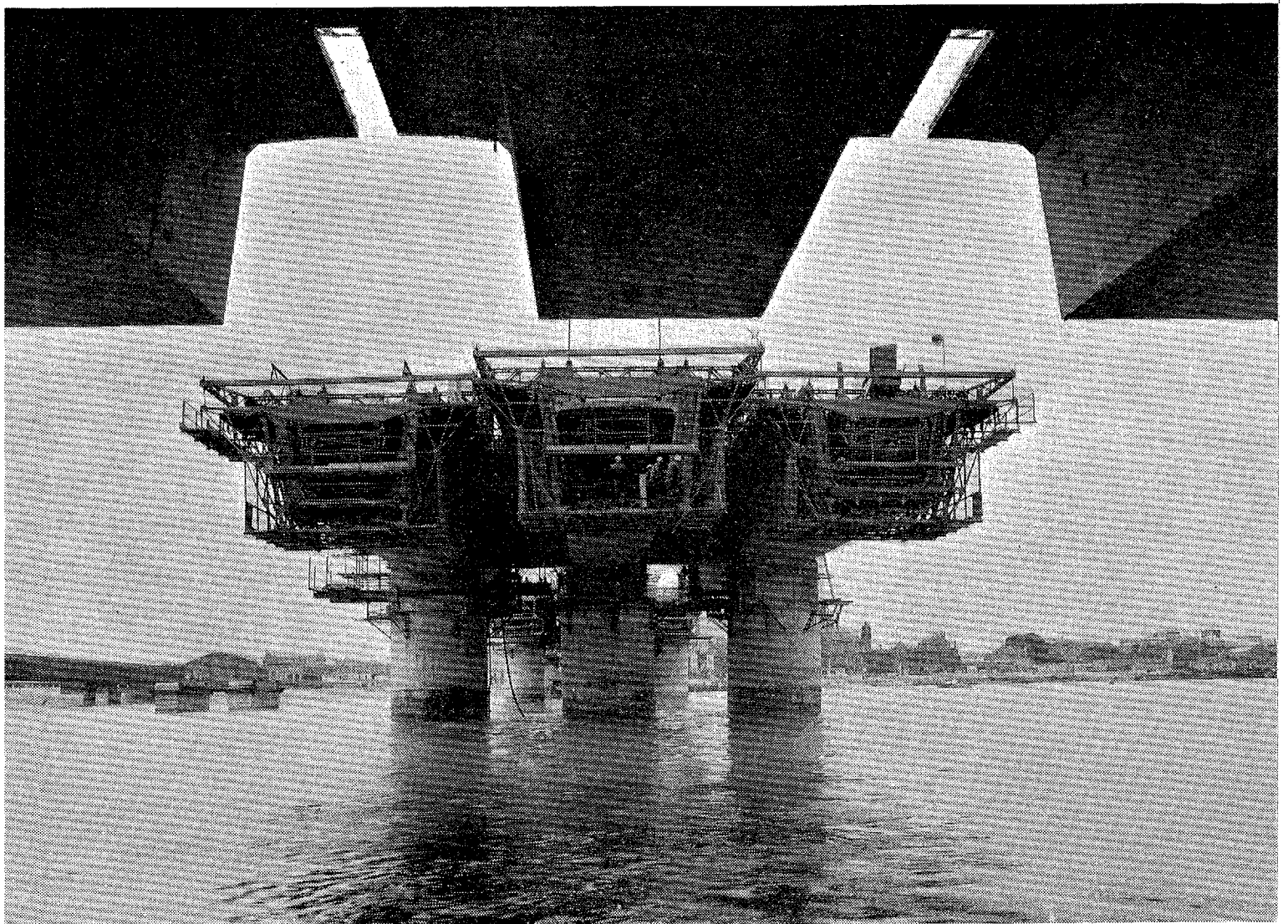
laterales se obtienen hoy día tableros de hasta 10 m de anchura, cosa que sin el pretensado transversal sería completamente imposible.

### *Secciones en cajón*

El aumento de luz conduce, de un modo lógico, a utilizar la forma en cajón, con el fin de reducir el peso propio. Conviene entonces mantener un cierto espesor de alma (generalmente, más que suficiente para resistir el esfuerzo cortante), con el fin de facilitar la colocación de los cables. La continuidad, que obliga a los cables a pasar de un elemento al contiguo, hace describir a aquéllos un largo trayecto a lo largo de las almas, por lo que éstas deben proyectarse teniendo esto en cuenta. El ideal, en lo que se refiere al trazado, es conservar cada uno de los cables dentro de un plano vertical, sin desviación en planta; tales desviaciones complican la colocación de armaduras y aumentan las pérdidas de tensión por rozamiento.

Las secciones transversales en forma de cajón (o nervadas) han conducido a forjados muy grandes, con la idea de reducir la superficie de encofrado y el peso de las almas (en el caso de la sección en cajón). Por otra parte, la excelente rigidez a la torsión de estos elementos permite un buen reparto de cargas entre los diferentes nervios, aunque no existan

Puente de Burdeos.



diafragmas (los cuales se suprimen casi siempre en este tipo de obras, salvo sobre apoyos). De todo ello resulta una mayor sencillez de ejecución a costa de la adopción sistemática del pretensado transversal en el forjado.

### Pórticos

No es posible omitir, entre las obras en tramos continuos, las de tipo pórtico, tales como el puente del St. Michael (en Toulouse), sobre el río Garona, obra debida a Freyssinet.

Cuando las condiciones locales se prestan a ello, el pórtico de patas inclinadas es siempre una solución muy económica en cuanto a consumo de materiales, puesto que la transmisión de cargas se efectúa por medio de un sistema muy próximo al de una curva funicular.

### OBRAS ESVIADAS Y CURVAS

La ejecución *in situ* de los tableros pretensados ha permitido una gran libertad en la concepción de las formas, y adaptarse a cualquier dificultad del terreno. Las obras urbanas son, sin duda alguna, las que más se han beneficiado de ello: al responder exactamente a las exigencias geométricas impuestas, el hormigonado *in situ* permite dar a estas obras características tales que pueden contribuir a mejorar el aspecto arquitectónico de la ciudad.

Los enlaces a distintos niveles de la salida del túnel de la Croix Rousse (en Lyon) constan de un conjunto de losas, una de las cuales tiene una forma sensiblemente trapezoidal reposando sobre sus lados oblicuos. Su base mayor, de 37 m de longitud, lleva un apoyo suplementario muy localizado en su punto medio. Se ha concebido en el interior de esta losa un sistema de bandas resistentes, en función de las cuales se ha hecho el trazado de las armaduras de pretensado.

Cuando no era posible realizar su cálculo elástico, las losas muy esviadas se inspiraban en estos principios de dimensionamiento. Tal es el caso de muchos pasos superiores, como el de la autopista del Oeste en la C. N. número 10, en las proximidades de Trappes.

Estas losas tienen aproximadamente la forma de un rombo, con una oblicuidad próxima a los 30°, y reposan sobre dos líneas de apoyo. Con luces rectas de unos 12 m, las luces oblicuas varían de 24 a 28 m, siendo el espesor de 0,65 a 0,70 m. El trazado de cables recuerda al de la forma de un abanico, materializando como resistentes las líneas de menor luz a partir de los ángulos obtusos, y con un pretensado transversal secundario.

Con oblicuidades menores —que pueden despreciarse en el cálculo y en el trazado de los cables— se han realizado numerosas losas continuas. Esto permite simplificar el estudio y la realización, puesto que el trazado de cables principales se hace paralelo al eje longitudinal, materializando las líneas resistentes según esta dirección y prescindiendo de la ventaja que supondría considerar las líneas de menor luz. Un ejemplo es el enlace de Plombière en Marsella, con losa continua de cinco tramos y luces que van de 15 a 31 m. La luz es igualmente variable en el interior de cada tramo, ya que las líneas de apoyo no son paralelas. La losa tiene 0,90 m de espesor y se prolonga lateralmente con dos ménsulas de espesor variable, soportando dos calzadas, de 10,50 y 14 m de anchura, separadas por un seto central.

Pero todo esto es imposible cuando las luces oblicuas son demasiado grandes con relación a la altura de que se dispone. Se pueden citar como comprendidos dentro de este caso



los puentes Ibsen y Cartellier en el Bulevar periférico de París. Tales puentes constan, además, de unos ramales de acuerdo que acentúan el efecto sustentante según los vanos rectos, en función de los cuales se ha hecho el trazado de las armaduras de pretensado.

Cuando la altura disponible lo permite, es decir, cuando alcanza alrededor de  $1/30$  de la luz del tramo central, siendo los tramos de borde un poco más cortos, la consecuencia natural de la disposición longitudinal del trazado de cables principales es adoptar una estructura transversal nervada, acusando la dirección sustentante.

La continuidad tiene un interés fundamental en este tipo de obras por permitir suprimir los cargaderos, cuyo aspecto es poco agradable en las obras urbanas. Para los ramales de acuerdo de pequeña anchura (10 m como máximo) se puede disponer un solo apoyo de poca anchura, situado bajo el tablero constituido por un solo nervio central con dos ménsulas laterales.

Los ramales de acuerdo son generalmente muy curvos e imponen su trazado a los tableros. El pretensado parece ser el material específico para resolver los problemas creados por este tipo de obras. En efecto, el pretensado, al compensar las cargas aplicadas, mediante las reacciones de curvatura de los cables, permite reducir no solamente los esfuerzos principales, sino también los secundarios, tales como los cortantes, que impedirían el poder ejecutar este tipo de tablero en hormigón armado dentro de unos ciertos límites económicos.

El complejo de enlaces e interconexiones de la Porte de la Chapelle, en la salida de la autopista del norte en París, es un ejemplo de este tipo de obras. Cuatro de estas estructuras tienen radios de curvatura muy pequeños, que van de 75 a 105 m, y los esfuerzos principales se han calculado teniendo en cuenta este efecto de curvatura. En el cálculo de la resistencia de las secciones se ha considerado la presencia de las alas del cajón; en efecto, las ménsulas tienen 5,25 m de luz, con un forjado inferior de 8 cm, un forjado superior de 20 cm y un espesor de tablero de 1,40 m. Las secciones tienen uno o dos nervios centrales, formando secciones cajón de dos o tres alvéolos. Transversalmente están pretensadas con un esfuerzo de 70 t/m.l.

El pretensado ha servido igualmente para resolver con elegancia los problemas planteados en el complejo de la «Roca Tarpeya» en Caracas. Se realizó allí un puente curvo de 70 m de radio. Construido en 1959-60, el sistema resistente está constituido por un pórtico curvo empotrado en su base en dos zapatas excéntricas. La sección transversal da paso a una calzada de 6 m de anchura y las ménsulas de los andenes se han reducido, con el fin de dar a la sección en cajón las mayores dimensiones posibles para obtener buena resistencia a la torsión. La luz del pórtico es de 57,32 m y el espesor del tablero en el centro del tramo es de 1,06 m. Los cables de trazado curvo en el plano horizontal reducen los efectos de torsión.

#### MÉTODOS DE CÁLCULO

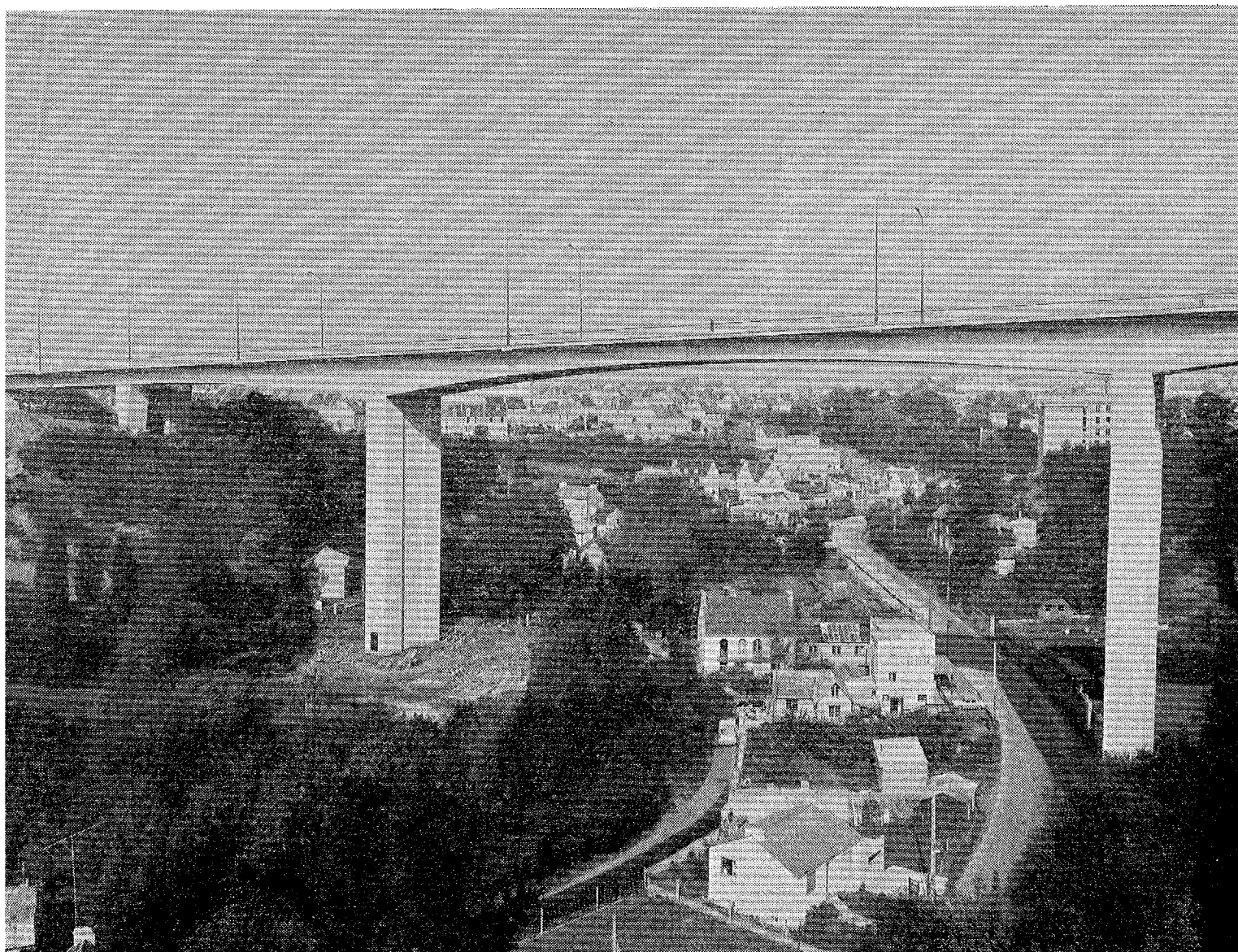
Ha sido necesario estudiar métodos de cálculo que tengan en cuenta la oblicuidad. Para ello se debe considerar que la rotación sobre la línea de apoyo está contenida en el plano del apoyo y, por tanto, origina una componente de torsión que se añade a la componente de flexión. El desplazamiento de la reacción vertical del apoyo produce un par exterior, con dos componentes (torsión y flexión): de esto se deduce que un apoyo simple de borde transmite a la viga un momento que no es nulo. En la hipótesis de admitir la indeformabilidad transversal de las secciones, los cálculos son relativamente simples, puesto que basta introducir una incógnita hiperestática suplementaria por cada línea de apoyos (el momento que resulta de la excentricidad de la reacción).

Se puede comprobar que, gracias a la compensación de las cargas con el pretensado, estos cálculos más complicados conducen a un dimensionamiento análogo al que se obtiene sin tener en cuenta la oblicuidad.

De la misma manera ha sido necesario estudiar con más precisión las solicitaciones en los forjados intermedios de los puentes oblicuos de nervios múltiples sin diafragmas, teniendo en cuenta que los forjados están sometidos a efectos de asiento de los apoyos, producidos por el hecho de estar empotrados sobre nervios que no se comportan igualmente con respecto a la flexión longitudinal. Los esfuerzos correspondientes serían excesivos si no existiera el pretensado; pero como éste proporciona una deformación que compensa la debida a las cargas permanentes y a una fracción de las sobrecargas, los esfuerzos secundarios desarrollados son muy reducidos, así como las deformaciones debidas a la flexión longitudinal originada por dichos esfuerzos. Por otra parte, la gran flexibilidad de los forjados pretensados se acomoda bien a estas deformaciones residuales.

La experiencia adquirida en este tipo de obras y la puesta a punto de métodos de cálculo aproximados que permiten tener en cuenta la oblicuidad ofrecen muchas posibilidades, más útiles que los numerosos trucos hasta ahora utilizados para intentar «rectificar» los

Puente en Brest.



puentes oblicuos. Como ejemplo de este tipo estructural podemos citar el paso superior número 2 en la autopista de la salida oeste de Lille, con una curva en planta de 500 m de radio y una oblicuidad de casi 37°, constituido por cuatro tramos de 19,68 - 25,39 - 27,20 - 21,70 m de luz. Las palizadas intermedias están formadas por dos soportes troncocónicos inclinados. Esta inclinación ha permitido rectificar las líneas de apoyo, a costa, bien es verdad, de un pretensado vertical y de una fuerte armadura en los soportes que están sometidos a importantes esfuerzos de flexión. El tablero tiene un solo nervio central de 7 m, de 0,80 m de canto prolongado con dos ménsulas de 2 m. Bloques macizos de poliestireno dilatado aligeran el nervio central.

El puente de la desviación de la nacional número 5 de Montgeron se une a la nacional número 448 bajo un ángulo agudo muy acusado, siendo por tanto necesario disponer de gálibos importantes; estas razones han influido en la disposición y forma de los apoyos. La obra está realizada con un tablero continuo de cuatro tramos de 26 - 32,5 - 32,5 - 26 m, que soporta una calzada de anchura variable de 20-22 m, con un radio de curvatura de 500 metros.

El apoyo central es un pórtico cuyos montantes encuadran la carretera nacional, estando colocados los otros dos apoyos intermedios en el eje de la obra; estos apoyos tienen una forma troncocónica muy acusada, que permite dar sustentación a los dos nervios que constituyen la sección transversal del tablero. Estos nervios son aligerados, tienen una anchura de 4,50 m cada uno, con canto de 1,10 m, y están unidos por un forjado de luz variable de 5 a 7 metros.

Cuando las luces aumentan, la «rectificación» del puente es casi obligada, salvo que existan condiciones impuestas que no permitan modificar el trazado. Es el caso del viaducto que permite al Bulevar periférico salvar la estación de Pantin, pues era preciso situar las líneas de apoyo entre las vías de ferrocarril existentes, lo que no permitía ninguna posibilidad de modificación. Se realizó sobre una curva de 375 m de radio, con oblicuidades variables, mediante dos conjuntos de tres y cuatro tramos continuos, separados por un tramo isostático.

Para cada uno de los sentidos de circulación, el tablero tiene una anchura de 17,50 m y consta de tres cajones sin diafragmas con las almas a 3 m. Además del pretensado longitudinal y del pretensado transversal del forjado superior, el forjado inferior de cada uno de los cajones va también pretensado por medio de alambres de 12 mm, recubiertos por un producto que permite el deslizamiento, protege el acero e impide la adherencia con el hormigón. La luz mayor de esta obra es de 48 m y el tablero tiene 2 m de canto.

De la misma manera, el puente número 10 de Orly, para dar servicio al aeropuerto, salva, con una oblicuidad de unos 30° y tres tramos de 39-53-39 m, en curva de 800 m de radio, la intersección con diferentes carreteras nacionales, con «rectificación» de las palizadas. Los pilares son rectos y han sido estudiados con todo detalle con el fin de dar la impresión de unidad con el tablero, permitiendo a la vez una visibilidad máxima.

Las realizaciones mencionadas dan idea de las grandes posibilidades de adaptación del hormigón pretensado. Importa señalar que las complicaciones resultantes de hacer puentes con plantas complicadas se traducen casi únicamente en un aumento del coste del proyecto, siempre y cuando se utilice el hormigón pretensado con todas las posibilidades que este material ofrece.

## PUENTES CONSTRUIDOS POR VOLADIZOS SUCESIVOS

La construcción por voladizos sucesivos, apoyándose en el hormigón ya endurecido para hormigonar el nuevo elemento, ofrece como la prefabricación la ventaja de suprimir la cimbra.

El método es interesante, siempre que la importancia del vano a salvar (en profundidad o anchura) o de los gálibos a respetar durante el trabajo hagan difícil el realizar una cimbra. La elección entre estas dos técnicas de construcción sin cimbra puede venir dada por las consideraciones siguientes: para las luces grandes, por encima de los 80 m, es obligado utilizar estructuras de inercia variable, asegurando una mejor localización de las cargas en las proximidades de los apoyos. En cambio, para las luces medias (sin que sea absolutamente imprescindible) es mejor proyectar una obra continua, que puede ser de inercia constante, con preferencia a una obra de tipo vigas múltiples isostáticas.

El método de construcción por voladizos es específico de las grandes luces, mientras que para luces comprendidas entre 50 y 80 m la elección viene condicionada por un estudio económico, que es obligado realizar, y en el cual interviene decisivamente el número de tramos a construir. En efecto, el coste de los medios auxiliares de puesta en obra de las vigas prefabricadas crece muy rápidamente cuando las luces sobrepasan los 50 m. Por el contrario, ese coste es constante cualquiera que sea el número de vigas que se coloquen, lo cual permite amortizarlo tanto más fácilmente cuanto mayor importancia tenga la obra.

A la inversa, el material necesario para la construcción por voladizos se puede disponer de manera que sea proporcional a la importancia de la obra: el número de equipos móviles es igual al número de ménsulas que se construyen simultáneamente, lo cual viene impuesto por el plazo de ejecución de la obra.

En estas condiciones, una obra de importancia media —por ejemplo, tres tramos de 60 m de luz— permite la amortización de los medios auxiliares necesarios para construir por voladizos sucesivos, pero no la amortización de los medios necesarios para lanzar unas vigas de 60 m, lo que resultaría mucho más caro. Estas conclusiones dependen, claro está, de los medios de que pueda disponer la empresa constructora. Pero cabe señalar todavía en favor de los medios auxiliares necesarios para construir los voladizos, que tienen una adaptabilidad muy superior a la de los utilizados en la técnica del lanzamiento.

#### ELECCIÓN DEL SISTEMA ESTÁTICO

Las primeras obras que se construyeron en Francia por voladizos sucesivos llevaban una articulación en la clave; por el contrario, desde 1961 se han hecho continuas, solución que presenta numerosas ventajas. La dificultad esencial de los puentes en voladizos sucesivos reside en predecir con certeza su deformación. La articulación en clave introduce un quiebro en la directriz, tan desagradable a la vista como a la circulación rodada, y hace difícil el comportamiento de la junta de calzada. Las flechas debidas a las deformaciones diferidas son más pequeñas si se ha restablecido la continuidad (una relación del orden de 1 a 5), y, lo que es más, el quiebro del perfil longitudinal producido por estas flechas no puede producirse: localmente, la línea del puente queda tal como en el momento de bloquear la articulación.

Las articulaciones en clave traen como consecuencia tener que empotrar el tablero sobre las pilas, y esto puede ser molesto, ya que entonces se transmiten momentos a la cimentación. Mediante la continuidad, en cambio, se puede evitar ese empotramiento, que se presenta sólo provisionalmente durante la construcción.

Cuando las cimentaciones hacen posible el empotramiento, el mantener dicho empotramiento para la obra en servicio después de haber bloqueado las articulaciones depende de la flexibilidad de las pilas, las cuales deben permitir los movimientos longitudinales debidos a la fluencia y a las variaciones de temperatura.

Por dicho motivo es por lo que el sistema de pilas con doble pantalla es muy interesante, ya que asegura, por una parte, un buen empotramiento del tablero respecto a los momentos constantes (tales como los producidos con motivo de las posibles asimetrías de carga en fase de ejecución) y, por otra parte, deja una gran libertad con respecto a las deformaciones longitudinales. Es necesario en este caso estudiar la estabilidad con respecto a los esfuerzos horizontales y asegurar una resistencia suficiente de las pantallas al pandeo.

#### ORDENES DE MAGNITUD DE LAS SECCIONES (DIMENSIONAMIENTO)

El tablero generalmente es una viga de canto variable. La relación del canto sobre apoyos respecto a la luz principal varía de  $1/17$  a  $1/20$ , y el canto en el centro del tramo suele ser del orden de  $1/50$ .

La forma de la sección transversal de todos los puentes de este tipo es de cajón, forma que tiene una excelente rigidez a la torsión; su cabeza inferior permite disponer de una superficie de hormigón suficiente para resistir el esfuerzo de compresión en las secciones próximas a las pilas.

Por otra parte, esta sección se presta de manera ideal a la construcción en voladizo. Su espesor es variable en función del esfuerzo que deba transmitir. El forjado superior tiene una sección constante, cuyo perfil está definido por la resistencia transversal del mismo. En ocasiones, su espesor viene condicionado por exigencias de alojar dentro de él las armaduras longitudinales y transversales. En efecto, en estas obras, salvo en la zona central en caso de que exista continuidad, el forjado superior está siempre en tracción por efecto de la sobrecarga, por lo que hay siempre interés en reducir su peso al mínimo estricto.

Las almas son igualmente de espesor constante en las estructuras de inercia variable: la variación de canto permite en estos tipos de obra resistir a las sollicitaciones de esfuerzo cortante con los espesores de alma mínimos que requieran las condiciones de buena ejecución y de posibilidad de alojar las armaduras de pretensado. Este mínimo es del orden de unos 25 cm cuando se emplean cables de  $12 \text{ } \varnothing \text{ } 8$ , y de 30 cm cuando se emplean cables de  $12 \text{ } \varnothing \text{ } 1/2''$ . Estos espesores que impone la práctica conducen a separar las almas, con objeto de que los pesos no sean excesivos. La separación de las almas es normalmente del orden de unos 5 metros.

En los puentes de inercia constante es obligado prever el aumento de espesor del alma en las proximidades de los apoyos e incluso disponer una armadura de pretensado vertical en las almas de estas zonas.

Esta solución, en ocasiones, puede ser necesaria por exigirse ciertos gálibos en toda la longitud del tramo (Puente de Fléviu sobre las vías del ferrocarril, en la autopista del Valle del Ródano, cerca de Lyon). Igualmente se puede justificar por razones de estética, ya que el canto variable se adapta mal a una sucesión de tramos de luces diferentes, e incluso a una sucesión de tramos iguales, si dichos tramos están muy cercanos al plano de agua. Un ejemplo es el puente de San Juan de Burdeos.

Por último, una técnica recientemente desarrollada en Francia por la empresa constructora Campenon Bernard consiste en prefabricar los elementos que se unirán después en ménsula mediante el pretensado. En este caso, la prefabricación se simplifica si se adopta un perfil de sección constante; sin embargo, lo normal es que sean necesarias unas ligeras carterlas sobre los apoyos en los primeros elementos, puesto que el canto constante se adapta mal a las grandes luces.

En el caso de puentes de pequeña anchura (menores de 10 m), lo normal es un solo cajón con un forjado en ménsula a ambos lados. Para puentes más anchos o de luz más importante

se utilizan secciones en cajón de 2 ó 3 alvéolos o bien secciones con dos cajones separados. Para puentes muy anchos (en el caso de autopistas) se construyen generalmente dos tableros independientes, cada uno de ellos con dos cajones.

El restablecer la continuidad crea una cierta dificultad de cálculo que proviene del cambio de definición del sistema resistente, ya que éste pasa de isostático durante la construcción, a continuo e hiperestático en fase de servicio.

En efecto, las deformaciones diferidas de los materiales (sobre todo la del hormigón) tienen lugar en un sistema cuya definición varía con el tiempo; esto hace que la transmisión de los esfuerzos debidos a estas deformaciones sea mal conocida. Para reducir este margen de incertidumbre es conveniente que el reparto de los momentos ocasionados durante las distintas fases de construcción —incluyendo en ellas los momentos debidos al pretensado y los reglajes que sean necesarios— resulte tan próximo como se pueda al que se obtendría en una obra continua construida como tal. Los estudios realizados por nuestra oficina técnica han demostrado que, al parecer, siempre es posible cumplir esta condición con una aproximación conveniente. Sin embargo, es preciso examinar este problema con todo detalle en las secciones próximas a la clave, en las cuales la fluencia puede modificar de manera no despreciable los momentos positivos (los cuales eran inicialmente nulos bajo las cargas permanentes, dado el modo de construcción empleado).

Para un puente continuo de tres tramos, el trazado de cables consta de los siguientes grupos:

- a) cables sombrero, que se sitúan en la parte superior de la sección por encima de las pilas y se desplazan hacia abajo uno tras otro para venir a anclarse en las almas de las sucesivas dovelas. Estos cables absorben el momento negativo sobre las pilas y solidarizan los tramos recientemente hormigonados a la obra ya construida;
- b) cables que resisten el momento positivo en los tramos extremos. Parten de los extremos de la viga y pueden detenerse haciendo un pequeño retallo en el forjado inferior o elevarse hacia la parte superior de la viga;
- c) cables de continuidad en la mitad del tramo central, que se colocan en el forjado inferior, y que se anclan, ya sea por medio de retallos en dicho forjado, ya sea elevándose hasta el forjado superior;
- d) cables rectos de continuidad en el forjado superior.

Para la construcción de puentes por voladizos sucesivos es ventajoso utilizar unidades de pretensado bastante fuertes para disminuir la concentración de muchos cables en la sección sobre pilas. Sin embargo, las unidades demasiado potentes tampoco son convenientes, porque es necesario que exista el número suficiente de cables para poder anclar uno de ellos en cada dovela. Es preciso evitar igualmente un esfuerzo demasiado concentrado y localizado en las proximidades del anclaje de los cables, que podrían aplastar al hormigón de las almas, el cual es relativamente joven en el momento de hacer la puesta en tensión. Para evitar este punzonamiento los conos de anclaje se apoyan en placas metálicas destinadas a repartir mejor la presión.

Los cables Freyssinet de doce alambres de 7 u 8 mm o de doce torones están perfectamente indicados para este tipo de realizaciones.

#### EJECUCIÓN DEL TABLERO

*Hormigonado in situ.*—El método más clásico consiste en hormigonar *in situ* las dovelas sucesivas, valiéndose de un andamio metálico que se va apoyando en las dovelas anteriores.

En las obras de tres tramos es frecuente que los tramos laterales se ejecuten sobre una cimbra, siendo únicamente el tramo central (difícil de cimbrar) el que se construye en voladizo. Esta forma de ejecución permite evitar la instalación de un andarivel para el suministro de los materiales necesarios para construir las pilas. Y no es necesario empotrar el tablero en las pilas, puesto que los tramos laterales pueden servir de contrapeso de las ménsulas del tramo central.

El andamio metálico avanza rodando sobre rodillos con un contrapeso. Durante el hormigonado, el equilibrio se asegura además por medio de unos tirantes situados en la parte posterior, que pasan a través del forjado superior (en el cual previamente se han previsto unos agujeros) y se anclan sobre una traviesa que se dispone bajo el cajón. El peso del andamio metálico suele ser del orden de una tercera parte del correspondiente al elemento más pesado a hormigonar.

La ejecución de un elemento comprende, de modo general, las fases siguientes:

- hormigonado del forjado inferior;
- colocación de estribos y armaduras situados en el alma. Enhebrado de los cables longitudinales que se van a anclar en el elemento en curso de ejecución, colocando en este elemento la vaina respectiva. Colocación de las vainas correspondientes a los cables longitudinales que van por las almas y que no se anclan en la dovela que se construye;
- colocación del encofrado interior, de las vainas de los cables y de la armadura situada en el forjado superior, así como los cables transversales (caso de que fuera necesario);
- hormigonado de las almas del forjado superior. Según la cantidad de hormigón, esta operación puede hacerse en una o dos fases;
- aflojamiento del encofrado. Puesta en tensión de los cables que se anclan en la dovela ejecutada;
- desmontaje de los tirantes posteriores, liberación del fondo de encofrado del forjado inferior, colocación de los raíles por los cuales deberá avanzar el andamio móvil y, por último, avance del equipo móvil, con fijación en su nueva posición.

Las vainas deben ser lo suficientemente rígidas para que no se deformen durante la fase de hormigonado, antes de haber introducido en ellas los cables. En general conviene rigidizarlas durante la operación de hormigonado, introduciendo en ellas tubos de plástico o un paquete de barras de acero dulce de pequeño diámetro. La inyección de los cables se realiza por conductos que salen al interior del cajón; igualmente deben preverse conductos de salida en los puntos altos de los cables.

Para hacer la operación del enhebrado, los cables se colocan en un tambor de gran diámetro en las proximidades de uno de los extremos del puente en construcción. El alambre de tracción se introduce mediante un hilo piloto; la tracción se hace por medio de un cable de acero situado en el otro extremo y con la polea de reenvío fija al equipo móvil.

Se ha visto que resulta muy cómodo emplear cables enhebrados para la construcción por voladizos sucesivos: el trazado de los cables puede siempre adaptarse a las necesidades de cálculo; en particular, del mismo modo que en las obras construidas sobre cimbras, los cables levantados compensan eficazmente el esfuerzo cortante. El número de anclajes se reduce al mínimo, si cada cable se extiende, de un modo continuo, en toda la longitud necesaria para la estabilidad final de la obra.

El hormigonado *in situ* impone un ritmo de avance que depende del ciclo de operaciones y del volumen de hormigón. Aunque es posible acelerar el ciclo de endurecimiento del hormigón (con tratamiento térmico y empleo de cemento de alta resistencia inicial), el ciclo normal en Francia es de una semana. Con dos equipos que trabajen simultáneamente partien-



do de una misma pila y para una longitud de dovela del orden de 3,50 m, el avance medio es de 1 m al día. La longitud de las dovelas se puede aumentar, pero con ello aumenta también el coste del andamio metálico y sus deformaciones.

Este ritmo impuesto por el hormigonado *in situ* puede no resultar cómodo en obras con un gran número de tramos, en los que se estaría obligado a multiplicar los equipos sin poder racionalizar el trabajo, ya que se opera en cada tramo en las mismas condiciones que si fuese único.

Por lo tanto, una solución muy interesante para las obras importantes, cuyas luces son demasiado grandes para realizar la viga recta clásica, consiste en asociar la prefabricación y los voladizos sucesivos, haciendo el montaje de dovelas después de su fabricación.

Para que este procedimiento resulte verdaderamente rápido es necesario que la ejecución de las juntas no exija tener que esperar a que fragüe, lo cual ha sido posible al ejecutarlas con una película de resina cuyo espesor es inferior a 1 mm. Esto impone que las superficies que se vayan a poner en contacto tengan una coincidencia perfecta. La empresa constructora Campeon Bernard ha puesto a punto este procedimiento en el viaducto de Choisy-le-Roi sobre el Sena, en París, y ha resuelto esta dificultad utilizando, como encofrado de la cara extrema de una dovela, la cara homóloga de la dovela anteriormente hormigonada.

De este modo se consigue una gran rapidez de colocación, llegándose a colocar diez elementos de 3,30 m de longitud por día (o sea 33 m de longitud). Estas cifras corresponden al viaducto de Oléron, cuya importancia (veintiséis tramos de 39 m de luz) ha justificado una gran industrialización en la fabricación y en la colocación de las dovelas, la cual se hizo por medio de una cimbra móvil metálica de lanzamiento.

Además de las ventajas derivadas de esta rapidez, este procedimiento de construcción suprime en gran parte la aleatoriedad de la deformación de los puentes construidos por voladizos. En efecto, la prefabricación permite utilizar un hormigón endurecido lentamente y, por tanto, con un módulo de elasticidad conocido y menos deformable que el hormigón que, todavía joven, debe servir de apoyo a los elementos hormigonados posteriormente, en el caso del hormigonado *in situ*.

Pero este método, al igual que ocurre cuando se industrializa cualquier tipo de producción, exige un cuidado mucho más exquisito y una puesta a punto minuciosa, difícilmente compatibles con una obra aislada y de poca importancia.

## CONCLUSION

Al final de esta exposición podemos decir, como conclusión, que existe toda una gama de soluciones en hormigón pretensado, que se adaptan a todo tipo de exigencias, cualquiera que sea su luz (de 15 a 200 m) y cualquiera que sea el tipo de obra. Si se trata de una obra pequeña, se buscará una simplicidad en la ejecución; y si es una obra grande, se organizará una fuerte industrialización que permita una gran economía de mano de obra y un mínimo empleo de materiales.

Estas últimas obras son ciertamente las más divulgadas, puesto que son las más espectaculares. Pero no sería justo olvidar las obras más modestas, cuyo mérito consiste precisamente en su gran facilidad de ejecución, lo cual sitúa normalmente al hormigón pretensado en mejor posición que el hormigón armado, gracias a su escasa cuantía de armaduras.

Y lo que es más, estas obras que no se citan como realizaciones grandiosas facilitan el trabajo cotidiano de todos aquellos que se ocupan del mejoramiento de las carreteras, permitiéndoles una libertad absoluta en sus trazados, a los cuales se acomodan siempre las obras de fábrica, sin que esto suponga mayor encarecimiento.

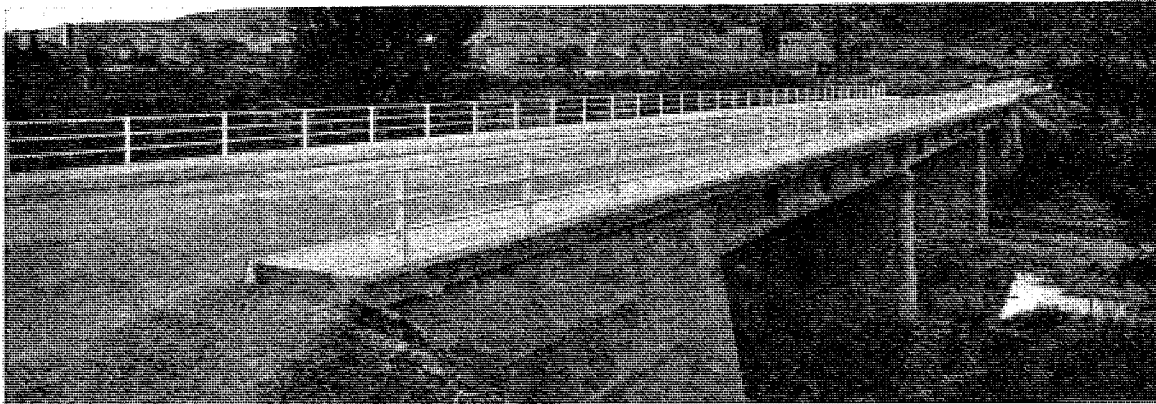
**S.A.E. BBR**

rosellón, 229, 1.º, 2.º - barcelona (8) - tel. 227 46 49

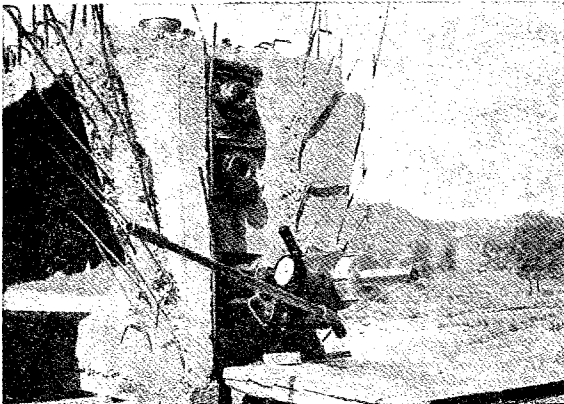
**HORMIGON  
PRETENSADO  
PROCEDIMIENTO**

**BBRV**

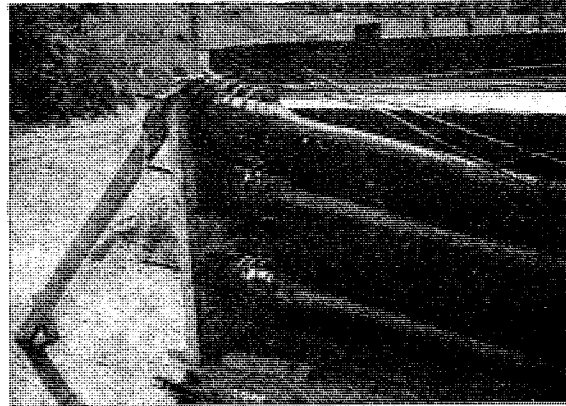
**PUENTES CONSTRUCCIONES INDUSTRIALES TANQUES TUBOS ANCLAJES EN ROCA**



Puente sobre el río Cardoner en S. Juan de Vilatorrada. 3 tramos de 20 - 25 - 20 m. Postensado con 80 cables BS-100, 8 BS-64 y 20 BD-60. Peso total de acero: 14,557 Kg.

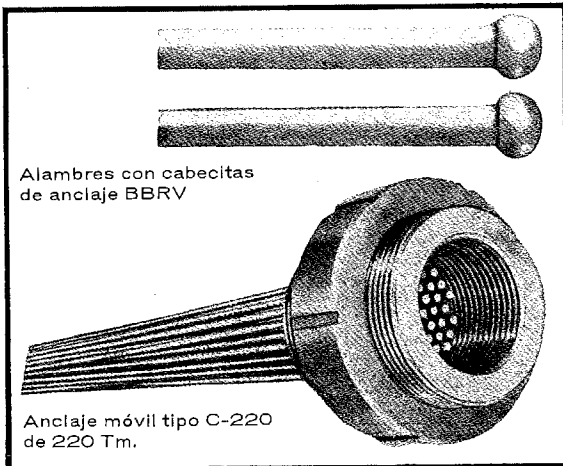


Tensado de una viga de un tramo de 20 m.



Disposición de cabezas B en una viga de 20 m.

ORGANIZACION PUBLICITARIA, S. A



Alambres con cabecitas de anclaje BBRV

Anclaje móvil tipo C-220 de 220 Tm.

#### Cables

En alambres de alta resistencia patentados, estirados en frío especiales para pre y pots-tensado  $\varnothing$  5-7 mm.

Tipos normalizados

32 Tm	64 Tm	100 Tm	138 Tm	170 Tm	220 Tm
Otras potencias según demanda					

#### Anclajes BBRV

Los cabecitas BBRV en el extremo de cada alambre son remachadas en frío con una máquina especial.

Estáticamente las cabecitas alcanzan la resistencia del alambre.

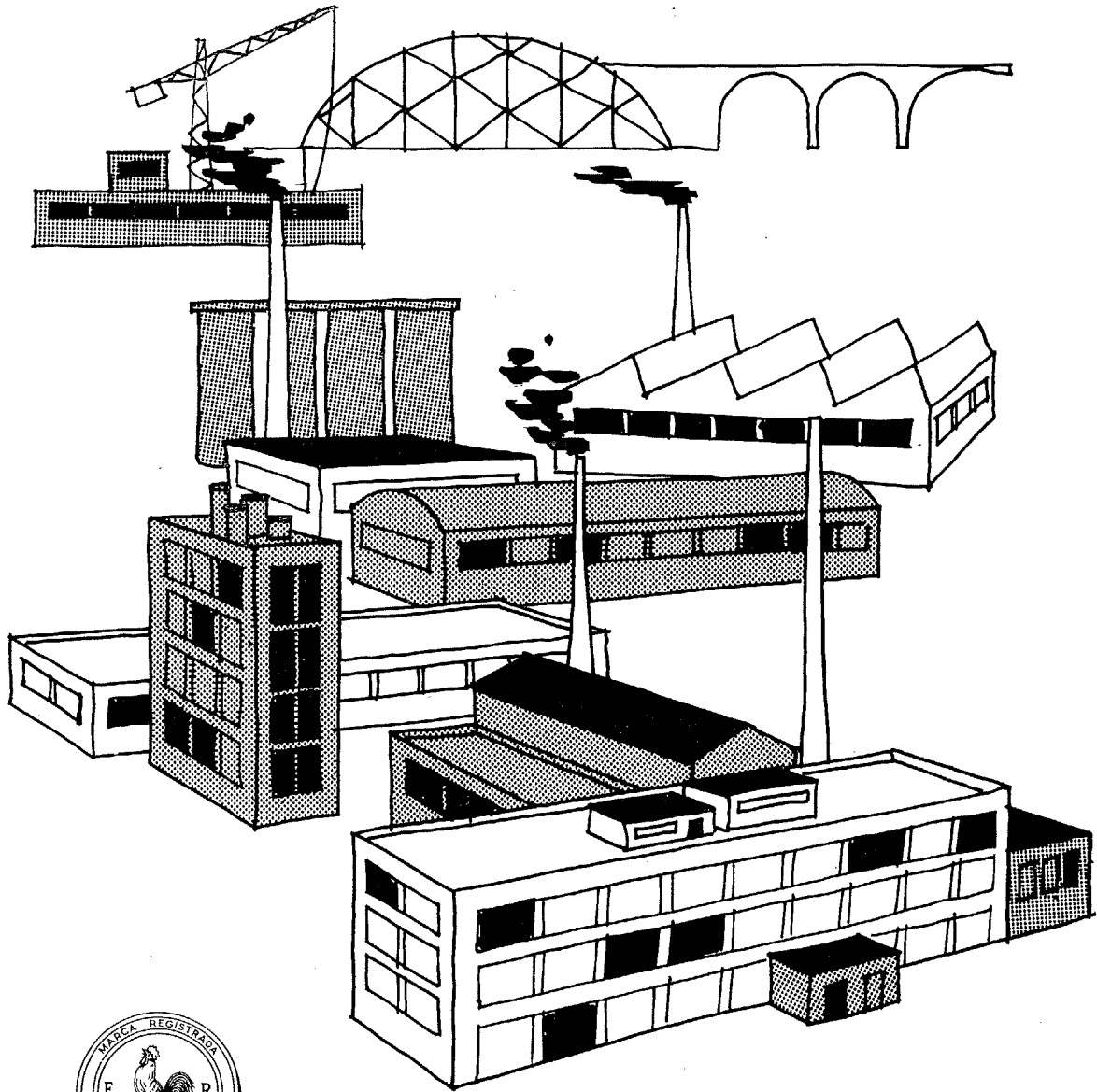
Dinámicamente se soportan dos millones de veces amplitudes de tensión de más de 15 kg/mm<sup>2</sup> en el recinto de las tensiones admisibles.

#### Tipos de Anclajes

Existe una gran variedad de anclajes móviles y fijos que permite elegir los más idóneos para cada caso particular.

El procedimiento BBRV está acreditado en numerosas obras en todo el mundo por espacio de más de 15 años.

Ingenieros especializados resolverán sus consultas técnicas.



**RIVIERE**  
SOCIEDAD ANONIMA

**Surte a toda  
la industria española.**

Un puesto de honor y de confianza  
ganado por la alta calidad de sus  
artículos y el prestigio inalterable de  
una marca.

**TEJIDOS METALICOS,  
ALAMBRES Y SUS  
DERIVADOS**

Barcelona - Madrid - Pamplona

*Productor nacional desde 1837*

ARFON

# utilización de los anclajes en roca, en particular con el sistema BBR

591-9-15

*Texto de la conferencia pronunciada por D. Manuel Maestre, Ingeniero Civil E. P. U. L., de Cimentaciones Especiales, S. A. en el Instituto Eduardo Torroja, el día 22 de octubre de 1965, dentro del ciclo organizado por la Asociación Española del Hormigón Pretensado.*

## I. INTRODUCCION

Amablemente invitados por la Asociación Española del Hormigón Pretensado a pronunciar esta conferencia, trataremos sobre el tema de la utilización de los anclajes en roca, algunas experiencias y aplicaciones, en particular con el sistema BBR.

De todos es bien conocido el procedimiento de consolidación de rocas, consistente en el empleo de simples barras de acero ancladas en las mismas. La técnica de este procedimiento ha evolucionado notablemente en los últimos años, beneficiada por el desarrollo del hormigón pretensado.

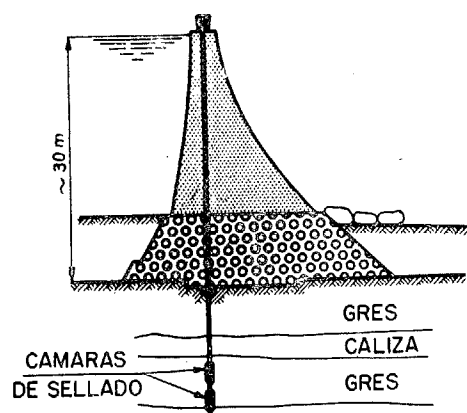
Sabemos que el pretensado ofrece al constructor la posibilidad de crear unos esfuerzos tales que introduzcan en las estructuras estados tensionales iguales y contrarios a los que se prevea han de producir las solicitaciones. Basado en este principio, el campo de aplicación de los anclajes pretensados se ha extendido al dominio de las cimentaciones cada vez que la mejora de la estabilidad de una obra puede ser obtenida mediante el concurso de fuerzas externas complementarias.

Las primeras tentativas de utilizar esta técnica tuvieron lugar antes de la segunda guerra mundial. Podemos citar como ejemplo notable, el refuerzo de la presa de Cheurfas en los años 1935 a 1937 [1]. Este método elegante había sido preconizado por COYNE, que consistía en cargar verticalmente la coronación de la presa por medio de una masa de roca cedida por los terrenos de cimentación (fig. 1).

A primera vista, se trataba de la transposición de una idea simple aplicada corrientemente; la novedad, sin embargo, residía en la escala de las fuerzas en juego. Los tirantes espaciados 4 m ejercen sobre la coronación de la presa una fuerza de 1.000 t cada uno.

A efectos comparativos, el esfuerzo realizado con los 37 anclajes colocados equivale, a grosso modo, al tercio del peso propio de la presa y a la mitad del empuje hidrostático sobre la misma.

A continuación, describiremos el sistema de anclajes BBR, pasando seguidamente a mostrar algu-



37 ANCLAJES  
TIPO COYNE DE 1.000 t  
AÑO 1935

nas obras realizadas en España por la Sociedad CIMENTACIONES ESPECIALES, S. A., «Procedimientos Rodio», en general, con este sistema.

## II. DESCRIPCION DEL ANCLAJE BBRV

Los modernos anclajes en roca se diferencian de las primeras realizaciones de este género en la simplicidad de su ejecución. La experiencia ha demostrado que resulta inútil ensanchar la perforación en la zona de anclaje, y, actualmente, las perforaciones se ejecutan con diámetro uniforme a todo lo largo del cable.

Igualmente, se ha simplificado notablemente el sistema de protección del cable contra la corrosión, ya que hoy día se admite, generalmente, que la inyección de lechada de cemento, realizada correctamente, basta por sí sola para garantizar la protección de los alambres.

El cable BBRV (fig. 2) se compone de un haz de alambres paralelos, de acero de alta calidad, estirados en frío, límite elástico = 140 kg/mm<sup>2</sup>, carga de rotura = 160 kg/mm<sup>2</sup>.

Los alambres de 5 a 7 mm de diámetro son reunidos según un procedimiento original, en dos cabezas, una fija y otra móvil. Un obturador de cuero subdivide el cable en dos partes: una denominada de anclaje y la otra libre o de dilatación.

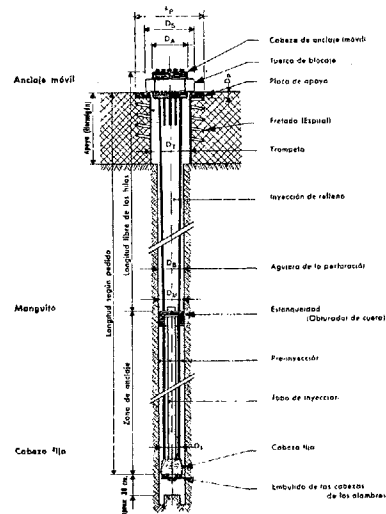
La longitud de anclaje, es decir, la parte situada entre el obturador y la cabeza fija, depende de la resistencia al corte entre el mortero de inyección y la roca (eventualmente, también de la adherencia entre los alambres y el mortero de la inyección). Suelen admitirse resistencias variables entre 3 y 9 kg/cm<sup>2</sup>; por ejemplo:  $\tau = 3 \text{ kg/cm}^2$  para una molasa y  $\tau \text{ máx.} = 9 \text{ kg/cm}^2$  para un granito sano y compacto.

Las experiencias realizadas con anclajes de 100 t en rocas sanas o previamente consolidadas mediante inyecciones de cemento, han demostrado que una longitud de la zona de anclaje del orden de 6 m, es ampliamente suficiente para asegurar el empotramiento del cable en la roca.

La efectividad de un anclaje pretensado sólo queda garantizada cuando a lo largo del tiempo se mantiene, de manera continua, el esfuerzo inicial de pretensado. Como consecuencia de la relajación del acero y de las deformaciones plásticas del apoyo y del terreno se produce una disminución de la tensión inicial [2]. La longitud libre del cable no debe ser inferior a un cierto mínimo necesario para obtener, en el momento de la puesta en tensión, un recorrido muy superior a la deformación plástica previsible provocada por los efectos mencionados anteriormente.

La construcción de los anclajes debe realizarse de forma que la disminución de la tensión original no resulte demasiado grande y sea, como máximo, del 5 al 10 por 100.

En la práctica, esta exigencia se consigue adoptando una longitud libre del cable, suficientemente amplia, es decir, una gran deformación elástica del cable en el momento del tesado y, por otra parte, eliminando las pérdidas iniciales. Esto último se obtiene controlando la tensión y volviendo a tesar el cable, si es necesario, varios días después.

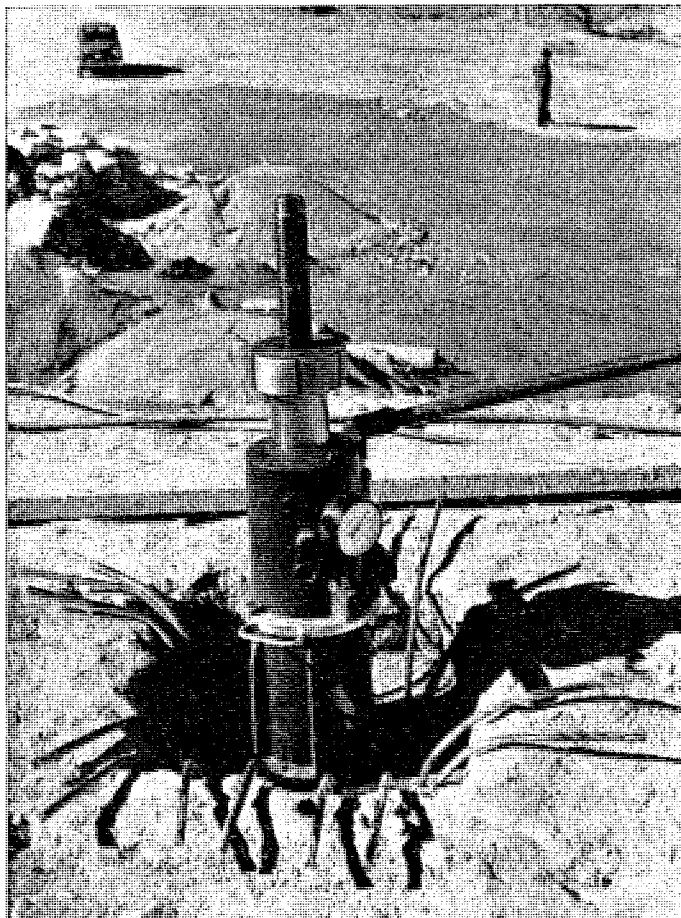


Las ventajas que presenta el sistema BBR en este aspecto son, por una parte, la imposibilidad de pérdidas por deslizamiento de los alambres en las cabezas de fijación del cable, gracias a los extremos remachados de los mismos y, por otro lado, el poder realizar las operaciones de tesado y destesado, de todos los alambres del cable, en una sola operación, tantas veces como sea necesario, por medio de un gato de capacidad igual a la del anclaje.

El empotramiento del anclaje en la roca se realiza enviando al fondo de la perforación una dosis, determinada de antemano, de lechada de cemento. El dispositivo de inyección se aloja en el eje longitudinal del cable y en el interior de éste o, igualmente, exterior al mismo, se dispone un tubo de aireación.

La lechada de cemento expulsa, por el tubo de purga, el aire y agua que puedan existir en la perforación. Finalmente, una vez se observa la salida de lechada de cemento, se obtura la purga y se eleva la presión de inyección al nivel deseado. Después de unos 15 a 20 días, en los cuales ha fraguado la lechada, es posible tesar el cable y fijar el esfuerzo de tesado en su cabeza móvil.

El dispositivo de tesado BBRV (figura 3) es de manipulación fácil y segura. Esta fotografía presenta el gato para 110 t accionado a mano. Peso del aparato: 50 kg. Un manómetro de precisión de hasta 1.000 atm. permite, en cada momento, conocer el esfuerzo que se está realizando, al mismo tiempo que las escalas graduadas en milímetros, grabadas en el émbolo del gato, reflejan los alargamientos obtenidos. Un dinamómetro, no representado en esta fotografía, puede intercalarse entre el émbolo y la cabeza de tope, el cual permite realizar un control riguroso del esfuerzo de tesado.



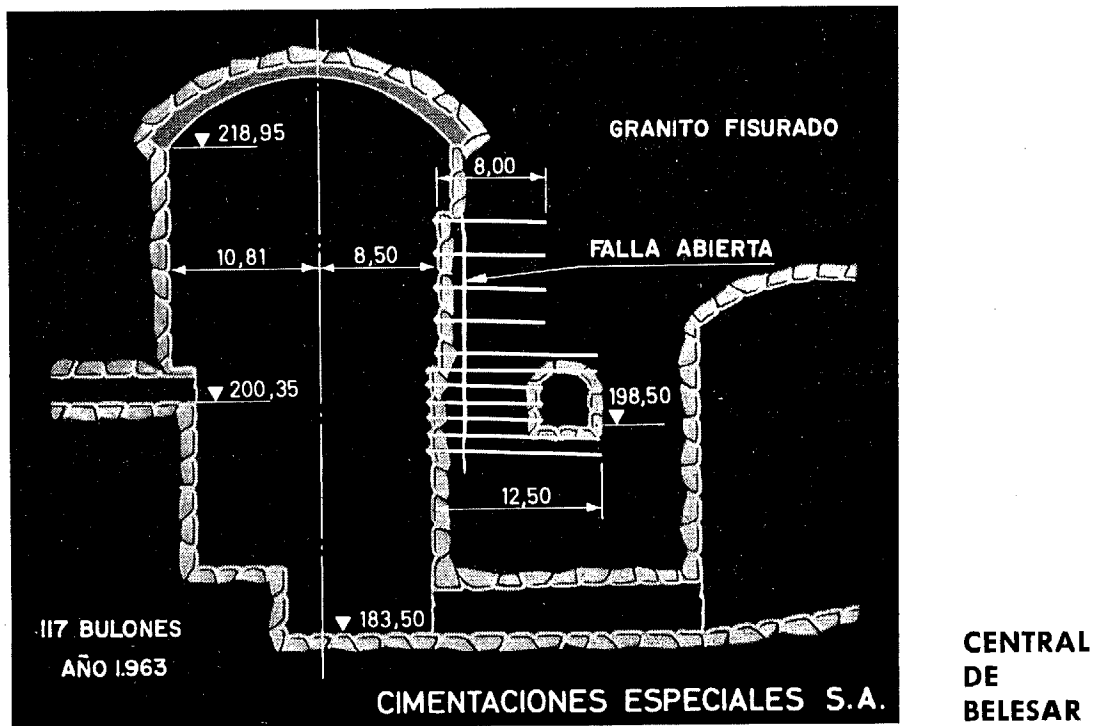
Una vez realizado el tesado y controlado varios días después, se procede a rellenar la longitud libre del cable con lechada de cemento estabilizada, con objeto de proteger los alambres contra la corrosión.

### III. APLICACIONES DE LOS ANCLAJES EN ROCA

Los ejemplos que presentaremos han sido escogidos para ilustrar las posibilidades de los anclajes en roca y serán arbitrariamente agrupados en algunos sectores de actividad. En lo posible, hemos procurado tomar referencias de obras realizadas en España.

#### a) Centrales en caverna.

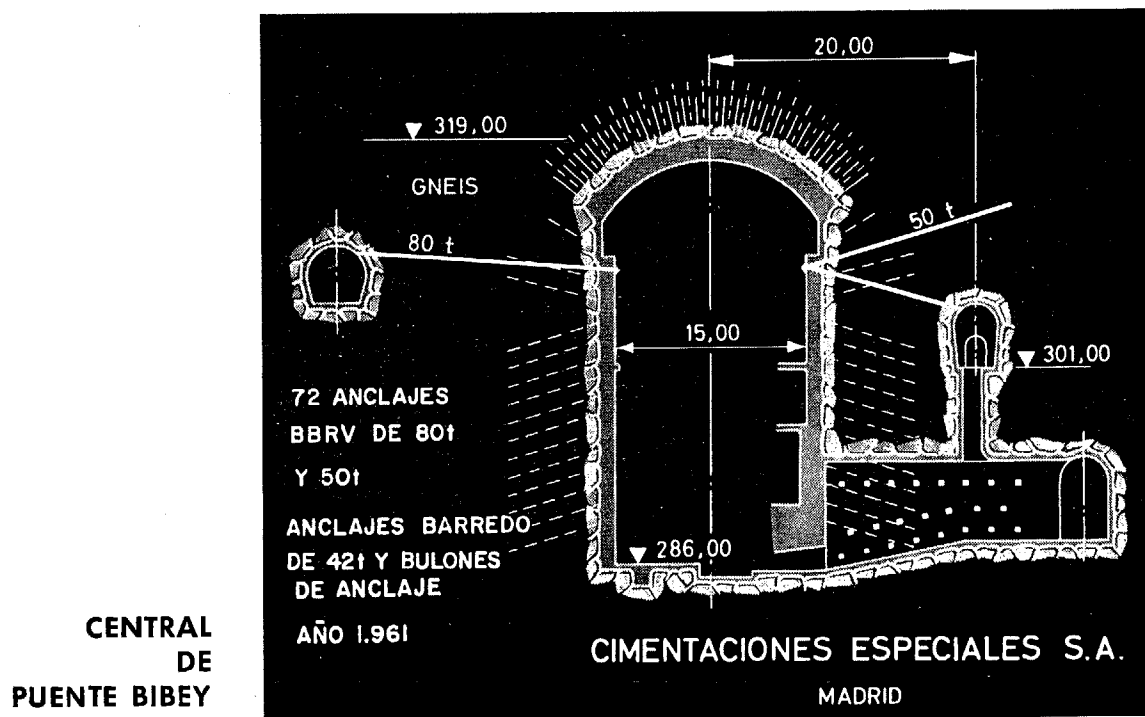
Sabemos que las excavaciones subterráneas modifican el estado tensional del macizo de roca «in situ». Los anclajes en roca permiten, en estos casos, crear unos esfuerzos de compre-



sión que, dirigidos adecuadamente, mejoren las condiciones de estabilidad del macizo de roca excavado [3].

La figura 4 muestra el corte de la Central en caverna del Salto de Belesar, de la Sociedad FENOSA.

La caverna está situada en granito sano; sin embargo, una falla importante corta, bajo





un ángulo agudo, una de sus paredes. La laja de roca así formada fue sostenida, en el año 1961, por bulones de casquillos expansivos tesos a unas 20 toneladas.

En la misma región que Belesar, la Central de Puente Bibey, de SALTOS DEL SIL, ocupa una caverna de 15 m de ancho y más de 30 m de altura, perforada en gneis (fig. 5).

Diferentes tipos de anclajes fueron colocados en 1961:

- bulones ordinarios en los hastiales y bóveda de la Central;
- zunchado de los canales de descarga;
- cables de pretensado sistema BBR, 52 de ellos pasantes de 80 t y 20 empotrados en la roca de 50 t, lo cual supone un esfuerzo total de 5.000 toneladas.

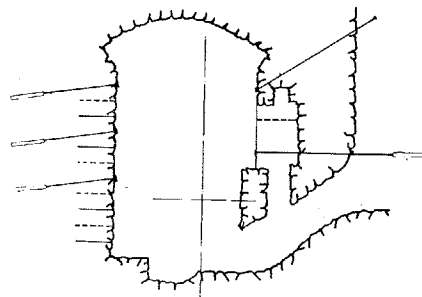
Estos últimos anclajes tenían por objeto estabilizar los empujes transmitidos por la bóveda a los hastiales.

Al hacer coincidir la línea de los anclajes con la viga del puente grúa se aprovechó, al mismo tiempo, la utilización de éste para el transporte del hormigón a todos los tajos de la Central, evitando bombas y canaletas de normal utilización en este tipo de obras.

La figura 6 representa el corte de la Central de Susqueda, de HIDROELECTRICA DE CATALUÑA, donde los trabajos de anclaje se inician en estos días.

Aparte de los 31 anclajes de 100 t, distribuidos cada 50 m<sup>2</sup> aproximadamente, se han previsto unos 200 bulones ordinarios, colocados durante las excavaciones para prevenir la caída de bloques.

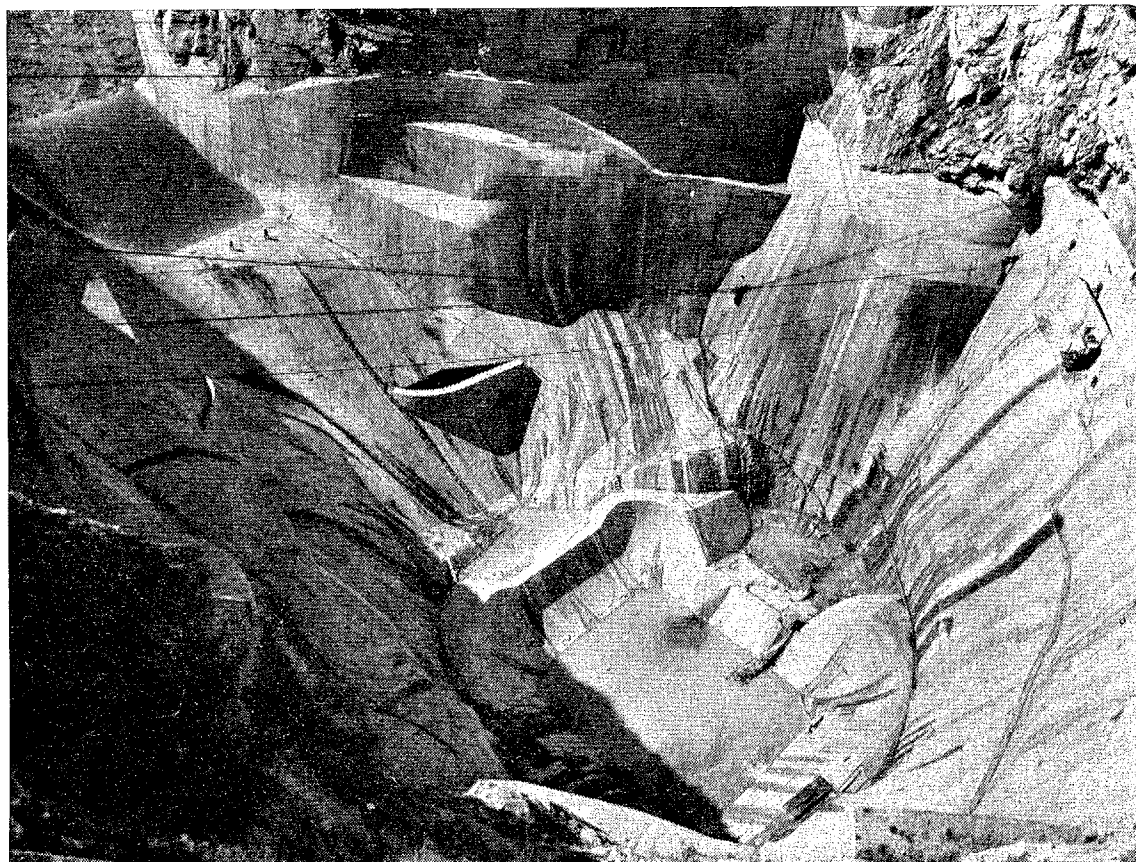
HIDROELECTRICA DE CATALUÑA, S.A.  
SALTO DE SUSQUEDA  
ANCLAJES DE LA CENTRAL

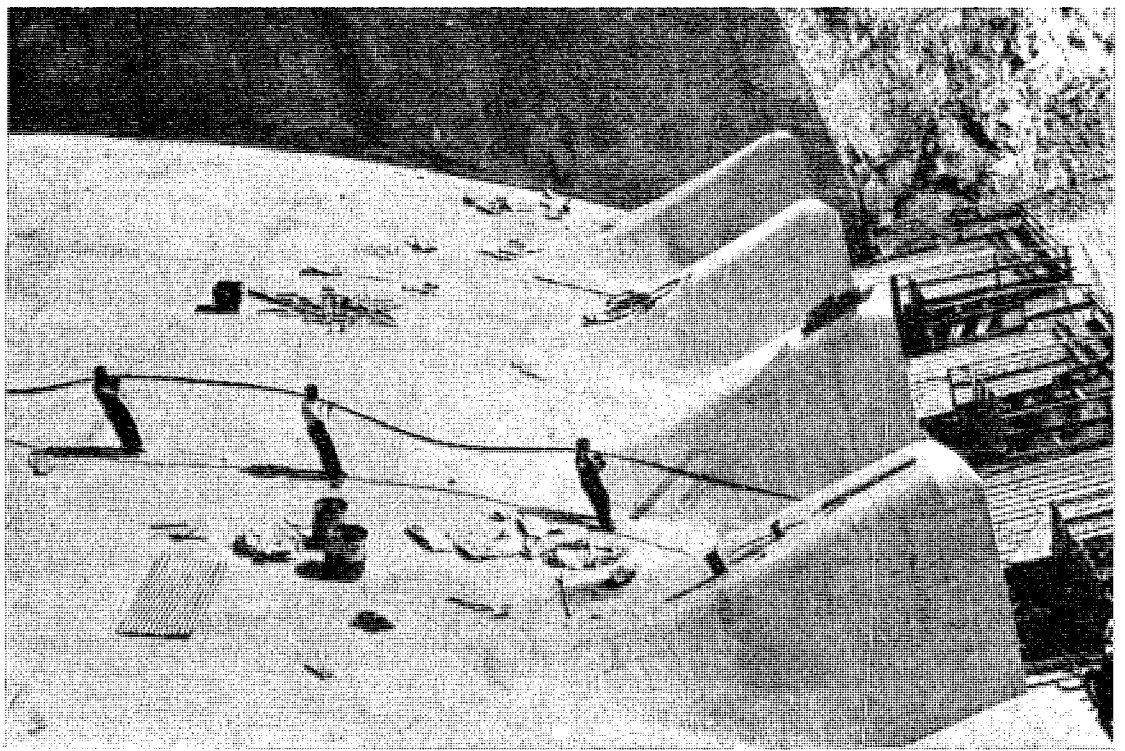


31 ANCLAJES BBRV  
DE 100 Tn  
AÑO 1965

S.A.E BBR  
BARCELONA

CIMENTACIONES ESPECIALES, S.A.  
MADRID



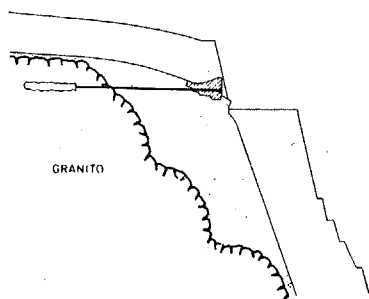


### b) Obras hidráulicas.

Los ejemplos que siguen a continuación muestran algunas aplicaciones de los anclajes en roca, con el fin de contrarrestar los empujes hidrostáticos o efectos dinámicos debidos al agua.

Una crecida excepcional formó, en poco tiempo, este enorme cuenco (fig. 7) en el pie del aliviadero del Salto del Esla. El cuenco fue revestido de hormigón en masa para proteger la roca contra los impactos del agua. Con objeto de evitar la erosión del revestimiento de hormigón y repartir el agua incidente sobre una superficie más vasta en el colchón del cuenco, la Sociedad IBERDUERO proyectó la construcción de seis monumentales dientes deflectores en el canal superior (fig. 8).

IBERDUERO, S.A.  
SALTO DEL ESLA  
ANCLAJE DE LOS DIENTES DEL ALIVIADERO



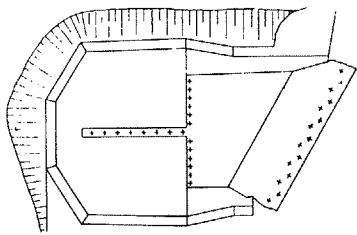
12 ANCLAJES BBR  
DE 100 T.  
AÑO 1962

CIMENTACIONES ESPECIALES, S.A.  
M=0'10

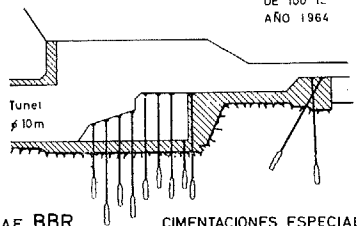
A fin de impedir cualquier movimiento de los dados de hormigón superpuestos a la construcción primitiva, se ideó anclar éstos a la roca por medio de 12 anclajes pretensados de 100 t cada uno (fig. 9). El esfuerzo permanente así creado se opone ocasionalmente al efecto dinámico del agua sobre los deflectores durante las crecidas.

Para el aliviadero de la margen izquierda del Salto de Valdecañas se aprovechó lo que primero fue túnel de desvío. Este túnel, de 10 m de diámetro, desemboca en el río Tajo a un nivel más profundo, y tiene un cuenco de disipación de energía especialmente concebido a tal fin (fig. 10). Treinta y cinco cables de 100 t anclan firmemente el espeso revestimiento de hormigón a grandes espesores de la roca subyacente, oponiéndose al efecto de las subpresiones e impacto del agua sobre el morro del aliviadero en épocas de crecidas.

HIDROELECTRICA ESPAÑOLA, S.A.  
**SALTO DE VALDECAÑAS**  
 ANCLAJE DEL CUENCO DEL ALIVIADERO

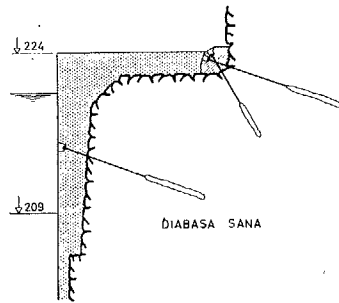


35 ANCLAJES BBRV  
 DE 100 T.  
 AÑO 1964



S.A.E. BBR BARCELONA      CIMENTACIONES ESPECIALES, S.A. MADRID

HIDROELECTRICA ESPAÑOLA, S.A.  
**SALTO DE TORREJÓN**  
 ANCLAJE DEL CANAL DE BOMBEO

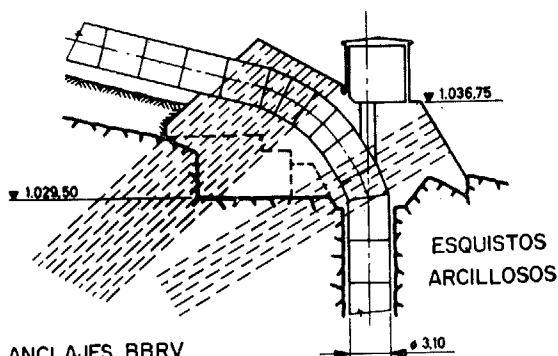


41 ANCLAJES BBRV DE 100 T.  
 11 ANCLAJES BBRV DE 64 T.  
 AÑO 1965

S.A.E. BBR BARCELONA      CIMENTACIONES ESPECIALES, S.A. MADRID

El canal de bombeo del Salto de Torrejón, igualmente sobre el río Tajo, tiene uno de sus cajeros apoyados en diabasa (fig. 11). Cuarenta y un anclajes de 100 t y once de 64 t se oponen a la presión hidrostática originada en el trasdós del muro al vaciarse rápidamente el canal.

La posibilidad de anclar las tuberías forzadas fue ya utilizada en alguna central de los ríos de Maggia y Blenio en Suiza. Este sistema ha encontrado aplicaciones notables en el tramo inferior de la tubería forzada de Nendaz de la Grande Dixence [4].



36 ANCLAJES BBRV  
 AÑO 1.959-1.963

STAHLTON S.A.  
 ZURICH

SWISSBORING S.A.  
 ZURICH

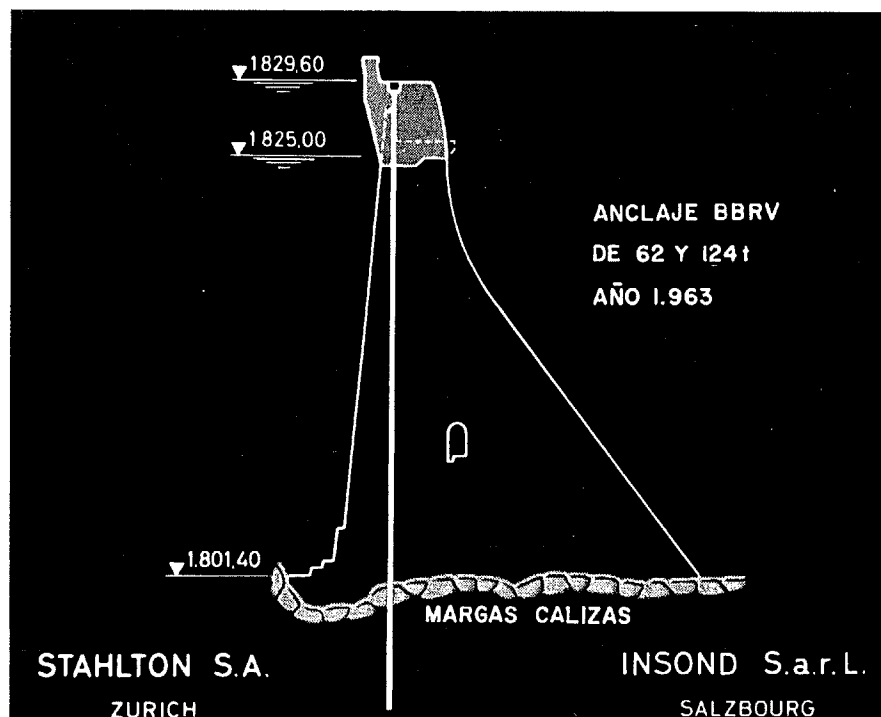
En el punto fijo n.º VII de este Salto, la tubería forma un codo para entrar en el pozo vertical en presión (fig. 12). Ordinariamente, para estabilizar un apoyo parecido es necesario recurrir a una masa enorme de hormigón y muy costosa.

En Nendaz, dos dobles abanicos de anclajes han permitido reducir considerablemente el macizo de hormigón, garantizando la estabilidad total, a pesar de la mediocridad de los esquistos arcillosos de la cimentación. Esto no hubiese sido posible con una gran masa de hormigón, ya que crearía un grave riesgo de deslizamiento.

Una aplicación extremadamente interesante de los anclajes en roca consiste en fijar las presas a su cimentación por medio de anclajes pretensados, que juegan, en

cierta forma, el papel de tirafondos de grandes dimensiones. Si nos imaginamos, en efecto, uno de esos tirantes tesos entre un punto del subsuelo y la coronación de la presa, podemos, haciendo variar el esfuerzo y el número de tirantes, modificar, a voluntad, la curva de presiones, restituir a la obra su coeficiente de seguridad e incluso, si es necesario, sobreelevarla.

Después de la sobreelevación y refuerzo de la presa de Cheurfas en los años 1935 a 1937, la aplicación de tirantes de pretensado en tales casos ha sido objeto de numerosas aplicaciones.



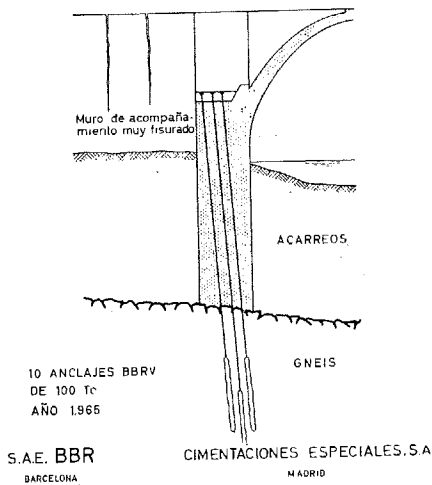
La presa de Spullersee, en el río Arlberg, construida por la Sociedad de los Ferrocarriles Austríacos, fue sobreelevada, aproximadamente, 5 m en los años 1960 a 1962 (fig. 13). Los anclajes de 64 y 100 t, colocados para compensar el suplemento del empuje hidrostático sobre la presa, fueron objeto de controles y rigurosos ensayos durante los trabajos y, posteriormente, en la explotación de la presa recrecida [5].

Otros ejemplos de aplicación de anclajes en recrecimiento se llevaron a cabo en las presas de Fumel, de Magères, de Saint Michel y de Lardit, así como en la presa de Zardézas, en Argelia. En la Girotte (Saboya) se ha dejado previsto lo necesario para el caso de un recrecimiento de la presa, mediante anclajes pretensados [6].

### c) Estabilidad de pilas y muros de contención.

A continuación, presentamos algunos casos de estabilidad de pilas y muros de sostenimiento donde se han aplicado los anclajes en roca.

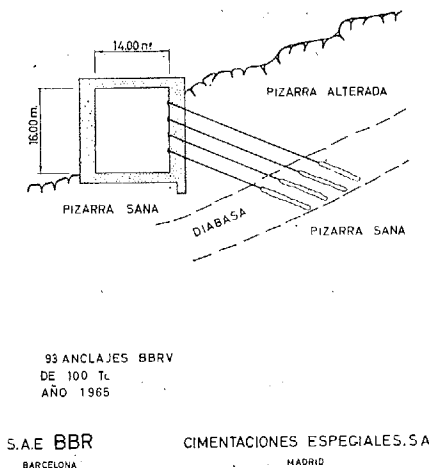
VIAS Y CONSTRUCCIONES  
**VIADUCTO SOBRE EL LEREZ**  
 PONTEVEDRA  
 ANCLAJE DEL ESTRIBO IZQUIERDO



El viaducto para el ferrocarril sobre el río Lerez, en Pontevedra, fue construido de hormigón armado hace algunos años. Al reanudarse recientemente los trabajos de los terraplenes de acceso y tendido de las vías se observaron unas grietas importantes en los muros de acompañamiento de mampostería de uno de sus estribos, no ofreciendo éstos garantías a la estabilidad del conjunto (fig. 14).

A fin de que la pila del puente sea estable por sí misma a los empujes horizontales debidos a las reacciones del arco y esfuerzos de frenado, se proyectó aumentar el esfuerzo normal de la pila por medio de 10 anclajes de 100 t que introducen la resultante general de las fuerzas en la base de la pila.

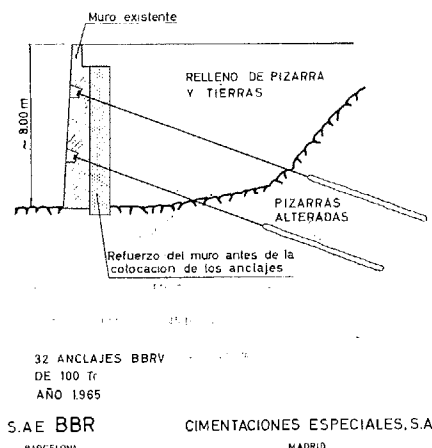
HIDROELECTRICA ESPAÑOLA, S.A  
**SALTO DE TORREJON**  
 ANCLAJE DEL CANAL DEL TAJO



El canal del Tajo, en el Salto de Torrejón, de la Sociedad HIDROELECTRICA ESPAÑOLA, S. A., se encuentra actualmente en curso de construcción (figura 15).

Las excavaciones y hormigonado de este canal, de dimensiones excepcionales, son objeto de las mayores atenciones por parte de los Ingenieros responsables, sobre todo en el tramo, de unos 75 m de longitud, comprendido entre la toma de agua y la primera compuerta. Con objeto de aumentar la estabilidad de la construcción, frente a los posibles empujes sobre el canal de un estrato de pizarras alteradas se ha previsto anclar el cajero interior del mismo, a medida que se realiza su construcción, mediante 93 cables BBRV de 100 t, empotrados en las diabasas y pizarras sanas. El esfuerzo total así creado, una vez terminada la construcción, será de cerca de 10.000 toneladas.

GAS Y ELECTRICIDAD, S.A.  
**CENTRAL TERMICA DE MAHON**  
 ANCLAJE DEL MURO FRONTAL



La central térmica de Mahón está construida sobre pizarras muy alteradas. Un muro frontal de contención de tierras, de unos 40 m de longitud y 8 m de altura, sirve para crear el patio de transformación, situado en un extremo de la central (fig. 16). El muro frontal y el relleno de pizarras y tierras interfieren dos vaguadas, cortando el paso hacia el mar del drenaje natural que existía inicialmente. Posiblemente,

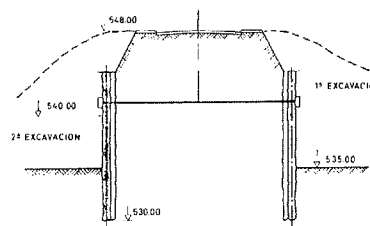
debido a esta causa, se observaron algunas fisuras en el muro que parecían indicar el comienzo de un deslizamiento.

Para detener los movimientos del muro y mejorar su estabilidad frente a futuras construcciones en la explanada del patio, se ha recurrido a anclarlo mediante 32 cables de 100 toneladas.

La zona en que se empotran las extremidades de los cables fue objeto de una consolidación previa mediante inyecciones de cemento.

Citamos, finalmente, un ejemplo de aplicación de los anclajes al arriostramiento de dos pantallas de pilotes tangentes para la formación de sendos solares a ambos lados del terraplén de acceso de uno de los puentes de la ciudad de Alcoy (fig. 17). Las reacciones provocadas al nivel de los tirantes por la excavación de tierras de 13 m de altura son del orden de 40 t/m. l. de pantalla. Estas fuerzas se absorberán mediante 14 tirantes de 100 t espaciados 2,50 metros.

CAJA DE AHORROS DE ALCOY  
NUEVOS EDIFICIOS  
ANCLAJE DE LA PANTALLA DE PILOTES



16 ANCLAJES BBRV  
DE 100 T.  
AÑO 1965

S.A.E. BBR  
BARCELONA

CIMENTACIONES ESPECIALES, S.A.  
MADRID

#### IV. CONCLUSIONES

Como conclusión de lo que acabamos de exponer, vemos que el Ingeniero dispone de una gama de anclajes que comprenden: los bulones de 5 a 30 t, los cables de 30 a 200 t e, incluso, de grandes tirantes de 1.000 toneladas.

Los anclajes pueden aparecer, desde el estado de estudio del proyecto, como instrumento preciso, potente y económico para crear en los macizos ciertos estados tensionales o, incluso, modificar profundamente su equilibrio estático, permitiendo cambiar la mayor parte de las formas clásicas, admitidas en Construcción, para resistir los empujes laterales.

Los anclajes no deben ser considerados únicamente como una solución de socorro, reservada a casos desesperados. El examen de los ejemplos expuestos no agota la lista de posibilidades y problemas que pueden ser resueltos.

#### BIBLIOGRAFIA

- [1] M. DROUHIN: «Barrage des Cheurfas». Annales des Ponts et Chaussées, Août, 1935.
- [2] M. BIRKENMAIER: «Vorgespannte Felsanker Schweiz». Bauzeitung, Jahrgang 71, Nr 47, 1953.
- [3] J. M. PEIRONCELY y J. FEIJOO: «Posibilidades de pretensado de las rocas en excavaciones subterráneas». Informes de la Construcción, enero-febrero, 1964.
- [4] CH. COMTE: «L'utilisation des ancrages en rocher et en terrain meuble». Bulletin Technique de la Suisse Romande, octobre, 1965.
- [5] A. RUTTNER: «Anwendung von vorgespannten Felsankern bei der Erhöhung der Spullersee-Talsperren Schweiz». Bauzeitung, Jahrgang 84, Nr 4, 1966.
- [6] M. GIGNOUX y R. BARBIER: «Géologie des Barrages». Masson et Cie. Editeurs, 1955.

# "hormigón postensado sistema BBR"

**Texto de la conferencia pronunciada por D. Manuel M. Raspall, Ingeniero Industrial de la empresa S. A. E. BBR, licenciataria en España del procedimiento BBR de pretensado. Esta conferencia se celebró en el Instituto Eduardo Torroja, el día 22 de octubre de 1965, dentro del ciclo organizado por la Asociación Española del Hormigón Pretensado.**

**837-3-7**

## **INTRODUCCION**

Entre 1941 y 1945 un ingeniero suizo, Mirko Robin Ros, intentando hallar un nuevo método de anclaje que evitara el inconveniente del deslizamiento y consiguiente pérdida de tensión de los anclajes por cuña, ideó crear un anclaje en los propios alambres calentando el extremo de los mismos, formando una cabecita y luego dándole temple. El éxito no acompañó, sin embargo, a las primeras pruebas, pues la cabeza sufría una pérdida de resistencia apreciable con respecto a la resistencia de la varilla en la que había sido formada y sólo era posible conseguir un anclaje satisfactorio combinando las cabecitas con un tipo de anclaje por cuña.

Expertos competentes opinaron, por aquel entonces, que era imposible realizar un anclaje individual mediante cabezas así formadas, sin que tuviera lugar una pérdida de resistencia en los alambres de acero con tensiones de rotura iguales o superiores a 160 kg/mm<sup>2</sup>.

A pesar de todo, y opinando lo contrario, Kurt Vögt, poco tiempo después, junto con Max Birkenmaier, Antonio Brandestini y el propio Robin Ros, consiguieron un anclaje, utilizando un remachado en frío, que solventaba la dificultad citada, obteniéndose, por lo menos, una resistencia en la cabeza igual a la del material de partida. Estas cabecitas remachadas en frío son la principal característica del sistema, el cual, de las iniciales de sus creadores, se ha venido en llamar BBRV.

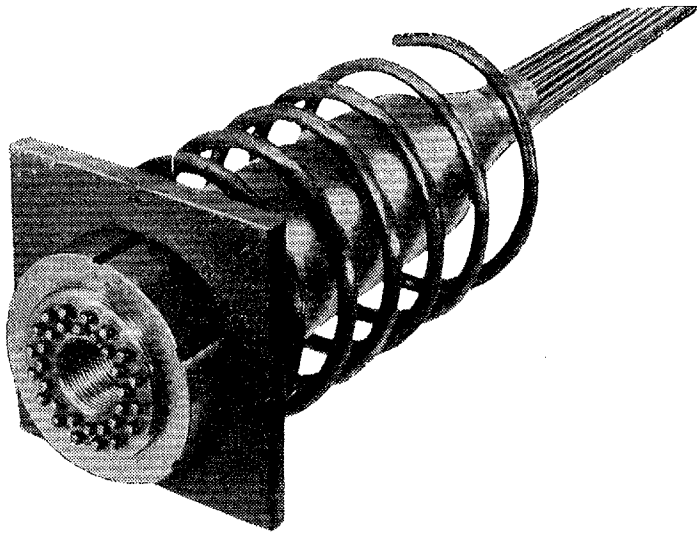
Estas cabecitas tienen unas características muy bien definidas: su diámetro es de 1,45 a 1,60 veces el del alambre de partida y su altura de 1 a 1,1 veces este diámetro; asimismo, el tiempo de remachado óptimo está entre 1/8 de segundo y 1 segundo. En ensayos de fatiga han soportado dos millones de ciclos de aplicación de amplitudes de tensión de 15 kg/mm<sup>2</sup> y más.

Las pruebas de rotura de los alambres que se realizan continuamente confirman la resistencia de las cabecitas; siempre se rompe antes el alambre que la cabeza.

Para la formación de las cabecitas se diseñaron unas máquinas de remachar especiales, las cuales, junto con los restantes materiales y equipo característicos del sistema, han sido patentados en todo el mundo, existiendo actualmente licenciatarias en 37 países.

En el orden cronológico, aunque las primeras aplicaciones del sistema datan de 1949, el primer puente de carretera postensado con cables BBRV fue el de Aerlenbach, en el Grimsel, en 1950. Desde entonces, y sólo en Suiza, cuna del sistema, se han construido más de 1.000 puentes con este procedimiento.

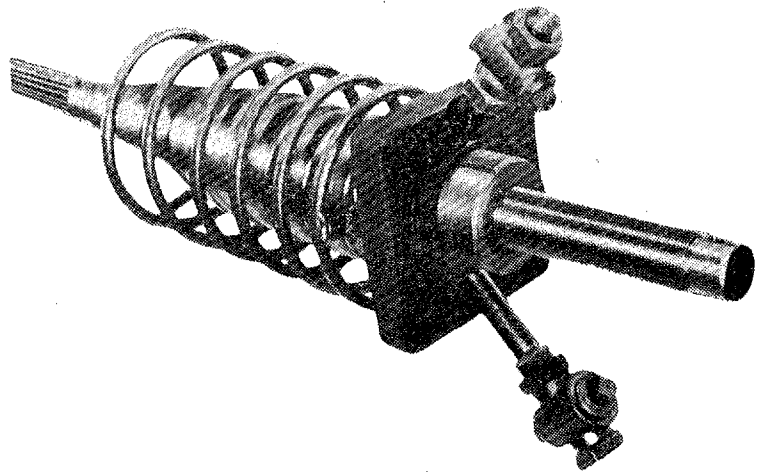




Anclaje móvil tipo B.

se realiza el tesado de los cables, y anclajes fijos.

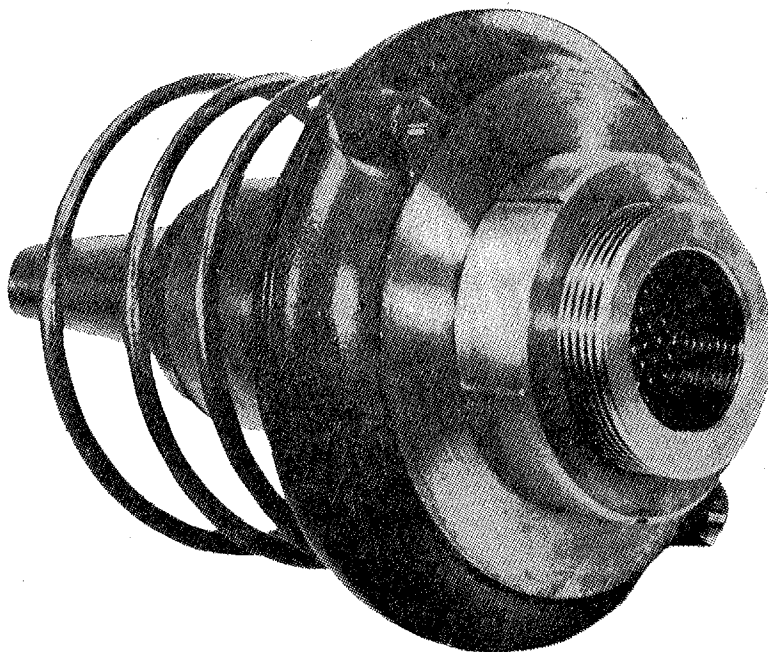
La figura 1 muestra el anclaje móvil tipo B, que es el más característico. En ella puede apreciarse el taladro central donde va roscada la barra de tracción del equipo de tesado y donde se coloca el grifo de inyección; la cabeza de anclaje se apoya, por intermedio de una tuerca, sobre una placa que queda embebida en el hormigón. Pueden observarse, asimismo, el cuerpo cilíndrico o trompeta y la espiral o zuncho de reparto.



Anclaje móvil tipo J.

La figura 2 es el anclaje tipo J, o «anclaje a inyección», también móvil. Es el más barato, ya que la transmisión del esfuerzo de postensado se hace a través de la trompeta, y la barra de tesado y la placa de apoyo que aparecen en la figura son provisionales y se recuperan una vez endurecido el mortero de inyección. Las dos boquillas son para inyección y purga.

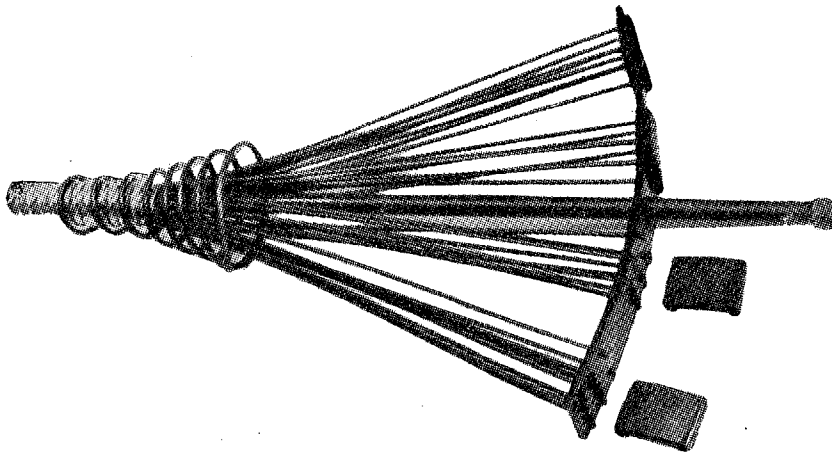
El anclaje de la figura 3 es el tipo C que sustituye al B en cables de potencias elevadas. Los alambres van concentrados en el cuerpo central, que es de acero con un tratamiento



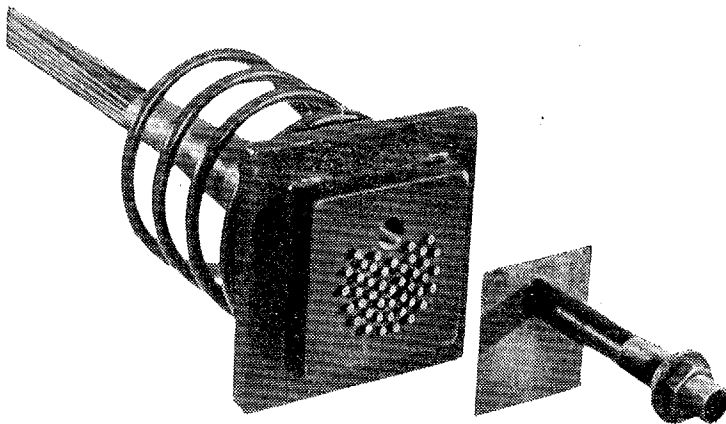
Anclaje móvil tipo C.

especial (temple y revenido). Este cuerpo se apoya, mediante una tuerca, sobre la placa de anclaje, a través de un manguito roscado interior y exteriormente, al cual se enrosca

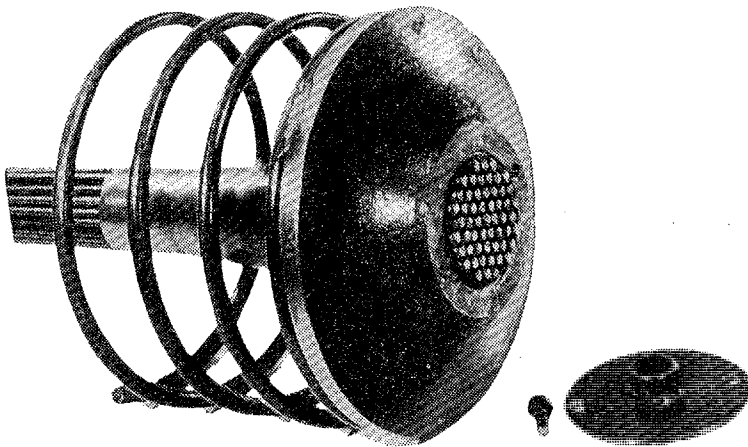
también, por su parte interior, la barra de tracción. La inyección se hace directamente, por detrás del cuerpo central, sobre la trompeta (no se ve en la figura).



Anclaje fijo tipo S.



Anclaje fijo tipo F.



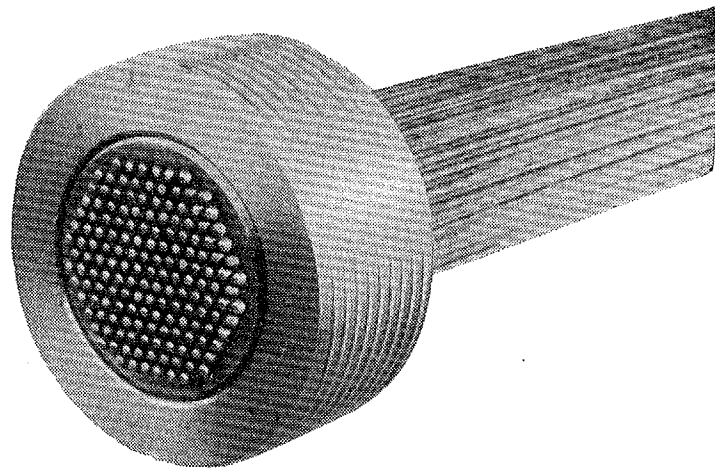
Anclaje fijo tipo E.

De los anclajes fijos, el más económico es el de abanico tipo S, que se puede ver en la figura 4. La forma de la placa, cuadrada o rectangular, depende de las características geométricas del elemento estructural en que haya de colocarse. Los alambres quedan íntimamente ligados al hormigón, y la purga de la inyección se realiza por el tubo que puede apreciarse en la figura. Las dos piezas que se ven sueltas son dos retenedores de alambres, con objeto de conseguir que todas las cabecitas queden en idéntica posición y así tengan todos los alambres igual longitud. En la parte derecha hay otros dos retenedores montados.

Las figuras 5 y 6 representan, respectivamente, los anclajes fijos tipos F y E, que sustituyen al S cuando no puede ser empleado por falta de sitio. Las diferencias entre el F y el E son análogas a las existentes entre el B y el C: el E es para potencias elevadas. En ambas figuras las piezas separadas son retenedores de los alambres, y en el F se ve el tubo de purga incorporado. La purga del E va, como en el C, directamente en la trompeta.

Un detalle que merece aclaración es la manera de nombrar los cables BBRV. Puesto que los esfuerzos iniciales están normalizados partiendo de nú-

meros determinados de alambres, la nomenclatura se limita a indicar dicho esfuerzo, los tipos de anclajes que van en los extremos del cable y la longitud de éste. Así, un cable BS-100 de 35 m está formado por un anclaje móvil tipo B en un extremo y un anclaje fijo S en el otro; la longitud desarrollada, de extremo a extremo, son 35 m y el esfuerzo inicial de pretensado es de 100 toneladas.



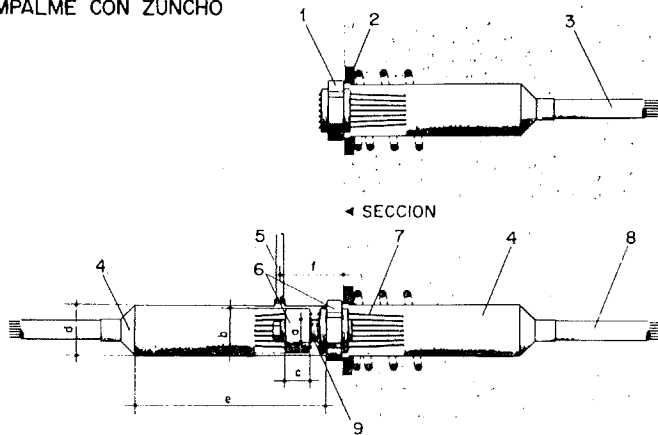
Anclaje móvil R-800.

Según la nomenclatura suiza, los cables normalizados tienen las siguientes potencias iniciales: 33, 65, 105, 144, 180 y 237 t, que corresponden a los esfuerzos máximos obtenibles con el 70 por 100 de la carga de rotura de los alambres que los forman, cuyo número y resistencia a la rotura están, asimismo, normalizados según las normas S. I. A. (Société Suisse des Ingenieurs et des Architectes). Según las mismas, los alambres de  $\varnothing$  5 mm deben tener 170 kg/mm<sup>2</sup> de resistencia a la rotura; los de 6 mm, 165 kg/mm<sup>2</sup>, y los de 7 mm, 160 kg/mm<sup>2</sup>. Por ello los cables mencionados están formado del siguiente modo:

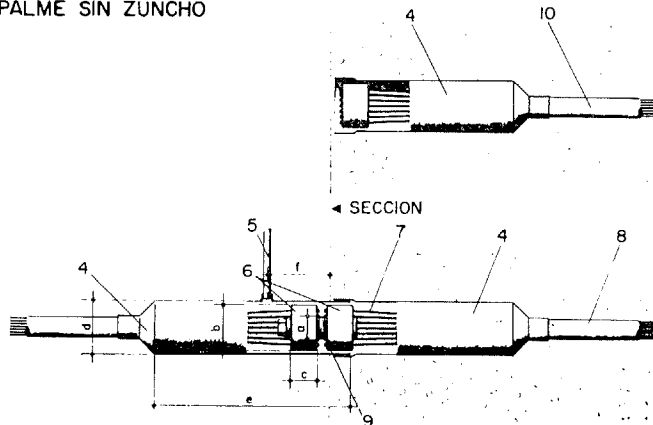
ACOPLAMIENTO DE CABLES BBRV

33 t	14 $\varnothing$ 5
65 t	20 $\varnothing$ 6
105 t	32 $\varnothing$ 6
144 t	44 $\varnothing$ 6
180 t	55 $\varnothing$ 6
237 t	55 $\varnothing$ 7

EMPALME CON ZUNCHO



EMPALME SIN ZUNCHO

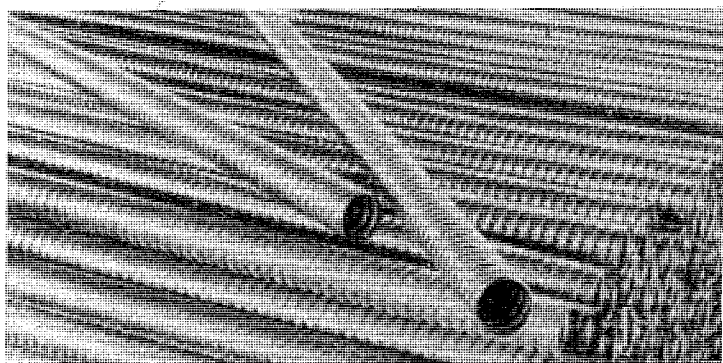


- 1 Tuerca de apoyo
- 2 Placa de apoyo
- 3 Cable normal acabado, teso e inyectado
- 4 Trompeta de acoplamiento
- 5 Tubo de salida de aire 3/4"
- 6 Cabeza de anclaje de acero de alta calidad
- 7 Haz de alambres
- 8 Tubo de latón
- 9 Barra de empalme de acero de alta calidad
- 10 Cable BBRV sin tesar todavía

En otros países, en que no existen normas de este tipo y se utilizan principalmente alambres de  $\varnothing 6$  y  $7$  mm con distintas resistencias a la rotura, se han tomado unos valores medios como normalizados. A continuación se indica la potencia de estos cables y su composición, independientemente de la resistencia del alambre que los integra, la cual viene fijada por el proyecto:

32 t	10 $\varnothing 6$ ú 8 $\varnothing 7$
64 t	20 $\varnothing 6$ ó 16 $\varnothing 7$
100 t	32 $\varnothing 6$ ó 24 $\varnothing 7$
138 t	44 $\varnothing 6$ ó 34 $\varnothing 7$
170 t	55 $\varnothing 6$ ó 44 $\varnothing 7$
220 t	55 $\varnothing 7$

Se ha estimado interesante hacer esta disgresión para contestar a las preguntas que, en diversas ocasiones, se han formulado con respecto a las diferencias de nomenclatura.



Vainas corrugadas.

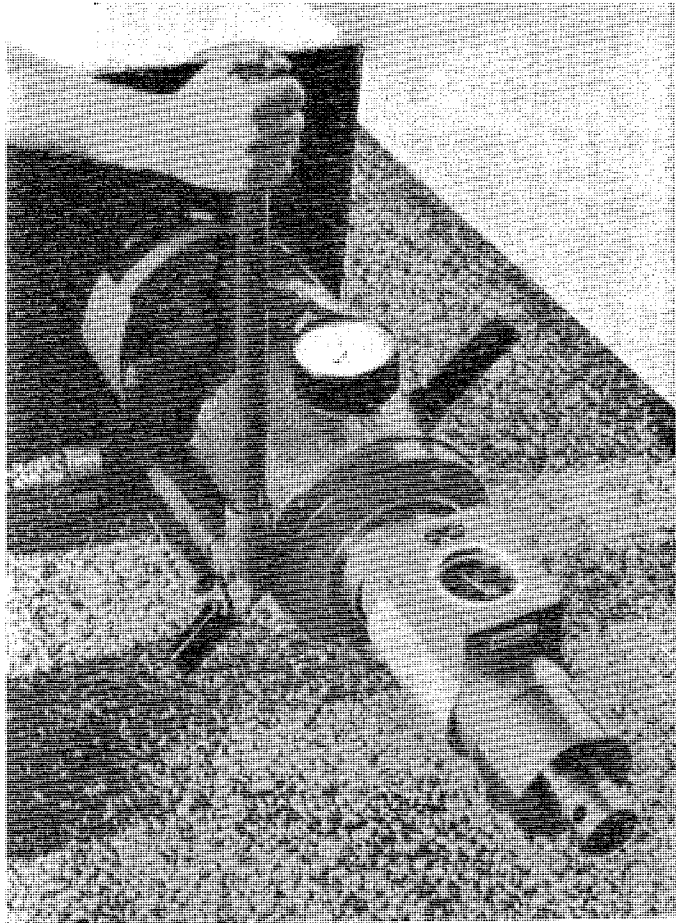
Para potencias superiores a 220 t se reúnen, normalmente, dos o más cables en una envoltura común, con cabezas de anclaje separadas que se tesan simultáneamente. Últimamente y debido al aumento de demandas de grandes unidades, especialmente para su aplicación en centrales atómicas, se ha desarrollado y experimentado un nuevo anclaje que con 187 alambres de  $\varnothing 7$  mm supone un esfuerzo inicial de 800 toneladas.

La figura 7 muestra el cuerpo central o cabeza de anclaje y la tuerca de fijación del anclaje móvil tipo R-800. También se han diseñado y construido los equipos de tesado adecuados para esta potencia, por lo que BBRV está ya en disposición de ofrecer cables de 800 t, con tesado único, a los técnicos de postensado de todo el mundo.

Aparte de los anclajes citados, que son los más corrientes, existen una gran diversidad de tipos especiales, como son: el D para cables pasantes, el P o sandwich, el N que sustituye al J para grandes potencias, el A o anclaje de calas, el T, el Z, etc., cuya utilización depende de las condiciones particulares de proyecto.

Mención especial merecen los acoplamientos. En el caso de ser necesaria una construcción por etapas en estructuras continuas se pueden colocar los llamados acoplamientos fijos, los cuales permiten el tesado en dichas etapas sin perder la continuidad. La figura 8 muestra un acoplamiento tipo  $K_b$  sobre un anclaje B. Una aplicación curiosa de dichas piezas es la hecha recientemente en Suiza, en un puente realizado con el sistema BBR. Se trataba de un paso superior sobre la carretera de Zürich a Winterthur, el cual, al cabo de unos años de terminado, tuvo que ser alargado para permitir el paso de una carretera comarcal paralela a la ciudad. El método empleado fue poner a la vista los anclajes B del pretensado anterior, que a pesar del tiempo transcurrido estaban en perfectas condiciones, y mediante un acoplamiento tipo  $K_b$  alargar los cables hasta la longitud precisa.

En obras muy importantes se utilizan acoplamientos tipo V, móviles, para cables colocados por segmentos debido a imperativos de programación y cuando el tesado no es necesario hacerlo hasta después de construidos varios segmentos.

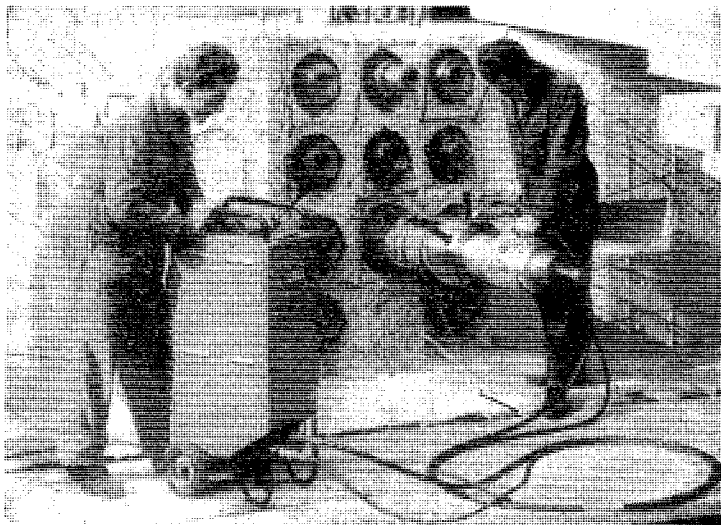


Gato Proceq hasta 150 t de accionamiento manual. Dinamómetro Schmidt.



Gato Vektor hasta 250 t de accionamiento eléctrico. Dinamómetro Schmidt.

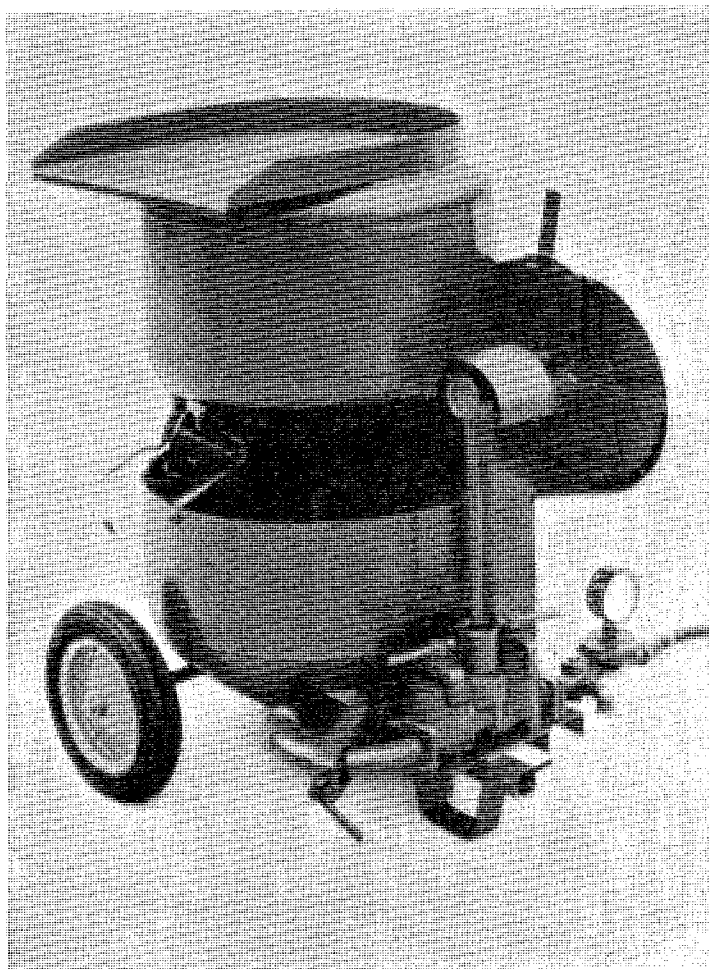
Aunque los diámetros más corrientemente usados son los de 5 a 7 mm, en casos especiales (anclajes monofilares) pueden emplearse alambres de 8 mm y hasta de 12 mm de diámetro, existiendo asimismo los oportunos equipos para proceder al remachado de las cabecitas características en sus extremos.



## Vainas

Una vez expuestas ya las características de los cables y los anclajes, parece interesante hablar de las vainas. Es innecesario mencionar la importancia de que sean de calidad, aunque este punto se menosprecia con demasiada frecuencia. BBRV utiliza solamente vainas de acero co-

Tesado de cables de 220 t en el puente Effretikon-Nord.



rrugado (fig. 9) cuyo coeficiente de rozamiento es reducido y que, al propio tiempo, son de elevada resistencia y flexibles. Siguiendo las directrices del BUREAU BBR, la oficina central de Zürich, la licenciataria para España del sistema ha utilizado, hasta ahora, únicamente vainas importadas de Alemania, pero recientemente ha decidido adquirir una máquina especial para fabricarlas en sus propios talleres.

## Tesado

Para las operaciones de tesado se han diseñado gatos hidráulicos especiales de diversos tipos según la potencia de los cables a tesar. Pueden ser accionados manualmente o mediante bomba hidráulica de accionamiento eléctrico y todos llevan incorporado un manómetro.

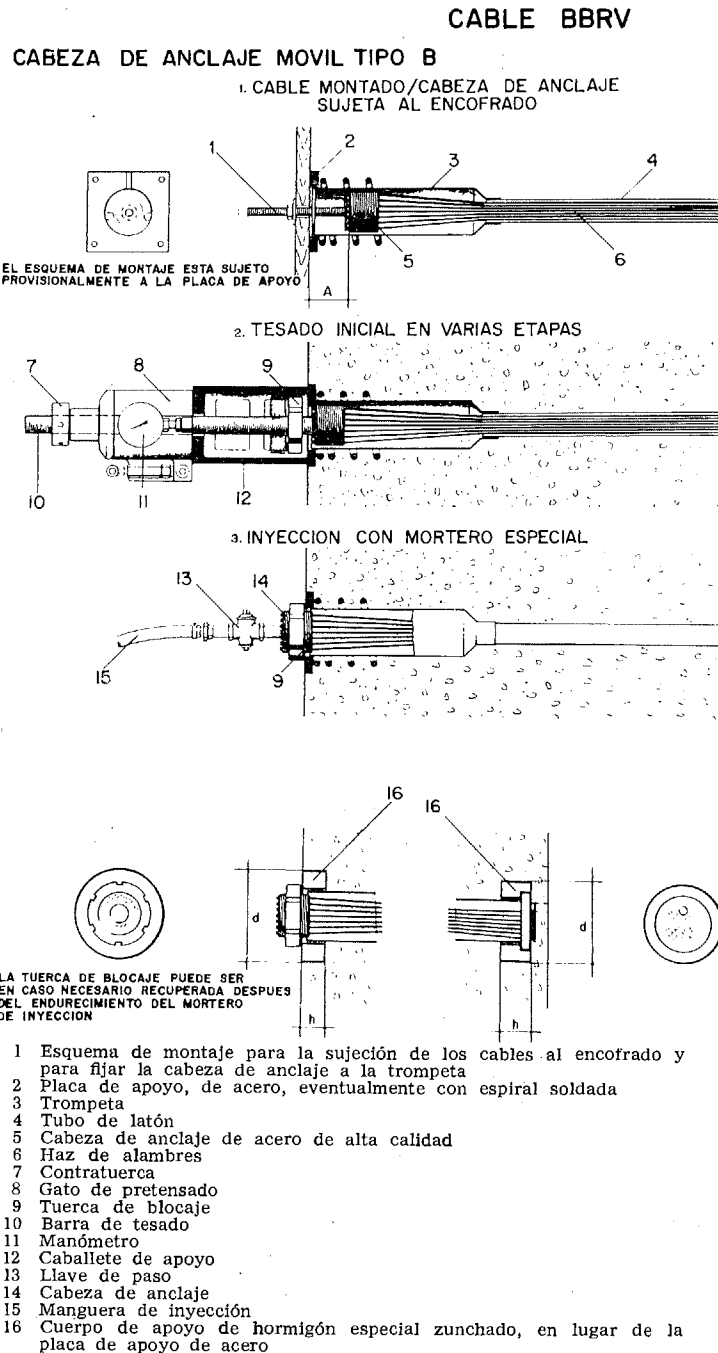
El gato actúa a través de una barra de tracción sobre el cuerpo o cabeza de anclaje (directamente en los anclajes B y J y a través de un manguito en los C), a la que van «abrochados» los alambres. De este hecho se colige una importante ventaja del sistema, cual es el tesado simultáneo de todos los alambres del cable y la imposibilidad de que exista deslizamiento en el momento del anclaje, haciendo buena la idea original del Sr. Ros.

El tesado, para adaptarse mejor a las condiciones de carga o para facilitar el trabajo, puede realizarse en diversas etapas según los deseos del cliente. Así, por ejemplo, puede darse en una primera etapa un 30 por 100 de la tensión definitiva, a los 3 ó 4 días, para compensar en parte las pérdidas por retracción del hormigón; luego, un tesado hasta el 60 por 100, una vez fraguado el hormigón, para facilitar las operaciones de desencofrado y, por último, el tesado total al 100 por 100. Este tesado por etapas se realiza mediante barras de tracción provisionales que per-

miten la retirada del gato hasta la siguiente etapa y que son recuperadas una vez efectuado el tesado total. Es obvio mencionar que el sistema permite un retesado de control final para recuperar pérdidas.

Existen también unos dinamómetros de precisión que, colocados en serie con los gatos, permiten apreciar directamente el esfuerzo de postensado introducido, en toneladas, con una aproximación de  $\pm 1$  por 100.

La figura 10 muestra un gato hidráulico Proceq, de hasta 150 t de potencia, accionado manualmente y con un dinamómetro Schmidt incorporado.



En la figura 11 puede verse el tesado por accionamiento eléctrico con un gato Vektor de hasta 250 t, también con dinamómetro en serie.

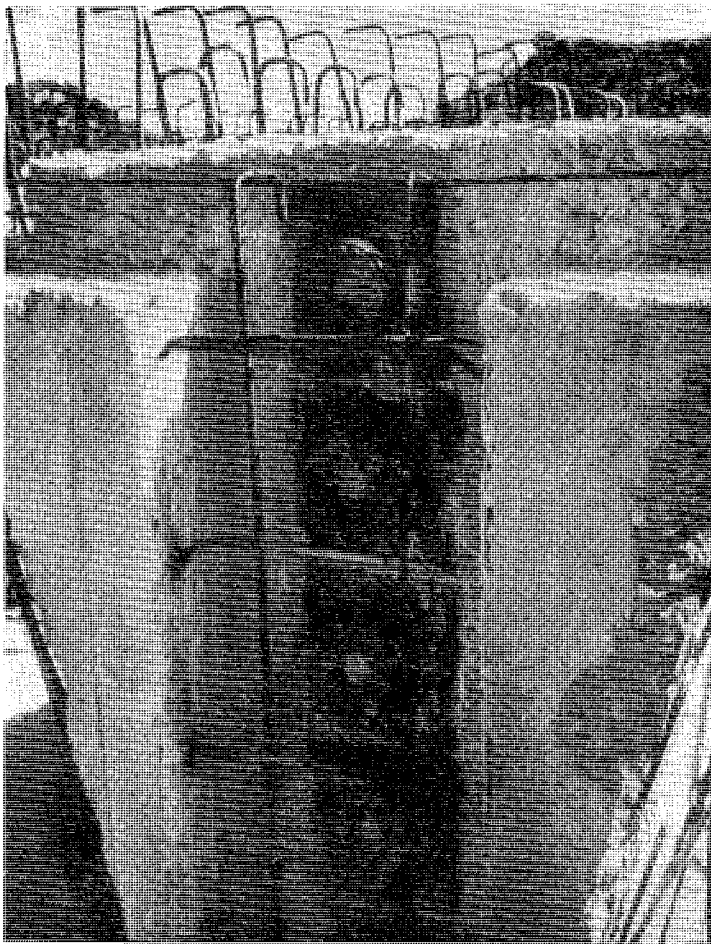
La figura 12 muestra el tesado de cables de 220 t en el puente Effretikon-Nord. Los anclajes que se aprecian son tipo C-220.

## Inyección

Para las operaciones de inyección de las vainas se dispone de unos aparatos de mezcla e inyección muy estudiados, de manejo sencillo y excelente rendimiento, que pueden ser movidos por motor eléctrico o de gasolina (fig. 13). Van provistos de dos depósitos de unos 50 l de capacidad cada uno y, de este modo, mientras en el superior se está realizando la mezcla de cemento + agua + adición expansiva que constituye el mortero de inyección, en las proporciones establecidas, se puede efectuar la operación de inyección con el contenido del depósito inferior, cuya mezcla se ha realizado precedentemente en el otro.

Con estos aparatos la inyección se lleva a cabo continuamente y de una manera sencilla; mas, teniendo en cuenta que la sección de la vaina que se utiliza en los cables BBRV es, por lo menos, el doble de la que ocupan los alambres que los constituyen.





Cables BS-100 inyectados.  
Puente de San Juan de Vilatorrada  
sobre el río Cardoner.

La figura 14 muestra las diferentes operaciones que se han venido citando. Primero se ve un corte longitudinal de un anclaje tipo B colocado en posición, pudiéndose apreciar el utillaje provisional de montaje; en el centro, la fase de tesado, y por último la inyección a través del taladro central de la cabeza de anclaje, el mismo que ha servido para roscar el utillaje provisional de montaje y la barra de tracción, en las dos fases precedentes. Obsérvese también que la tuerca de bloqueo ya está roscada sobre la cabeza y apoyada sobre la placa, con lo que se ha conseguido el anclaje.

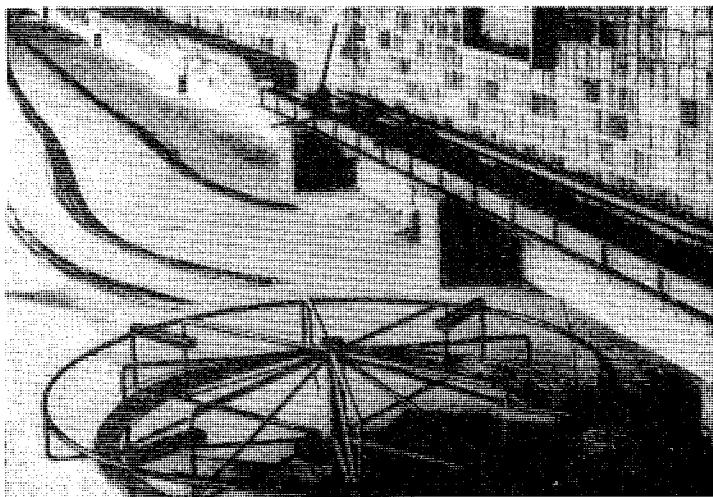
El estado en que quedan los cables una vez inyectados, endurecido el mortero y retiradas las boquillas de inyección puede apreciarse en la figura 15, que muestra una viga del puente de San Juan de Vilatorrada (Manresa) sobre el río Cardoner, con 4 cables BS-100 y uno BS-64 (el inferior, no visible).



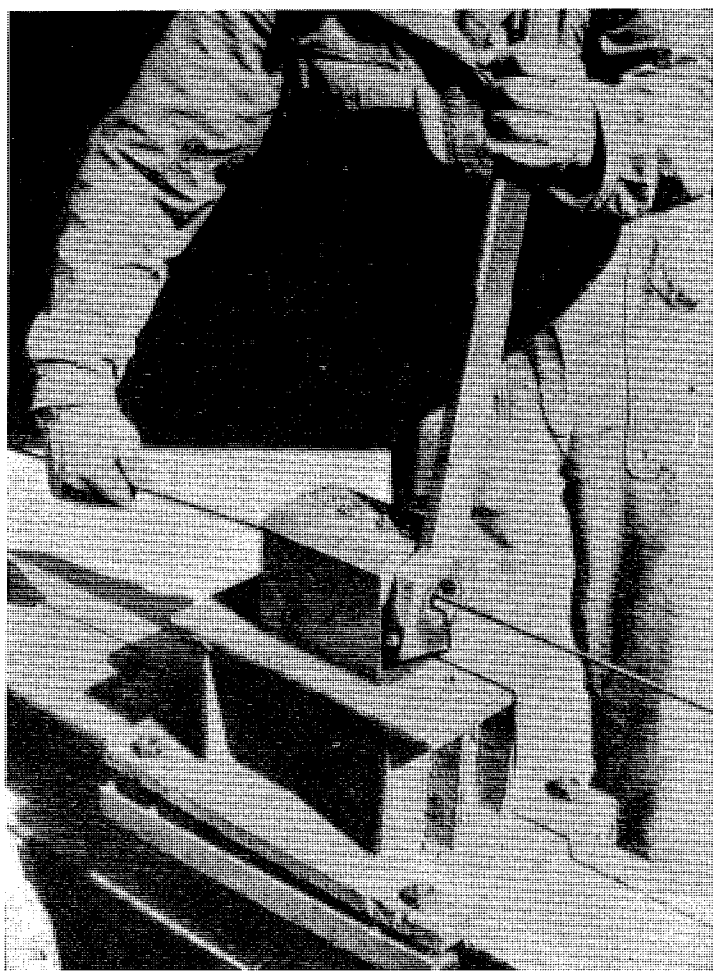
### Aplicaciones especiales

Entre las aplicaciones especiales del sistema BBR deben citarse los anclajes en roca, que se emplearon por vez primera en 1951 para la construcción de una central en Locarno y que serán objeto de la disertación del Sr. Maestre, y las máquinas de pretensar depósitos. Estas máquinas (figura 16) enrollan continua y automáticamente un alambre de 5 mm que entra en la máquina a tensión nula y sale a la tensión deseada, has-

Máquina de pretensar depósitos.



Instalación para corte del alambre.



Cizalla paralela.

ta un máximo de 2 toneladas. La máquina camina sobre la pared del depósito, y el enrollado es de abajo a arriba con un espaciamiento de los hilos regulable a voluntad. Su primera aplicación data de 1952 con la construcción de un depósito para el abastecimiento de agua en Oberentfelden.

## CARACTERÍSTICAS Y VENTAJAS

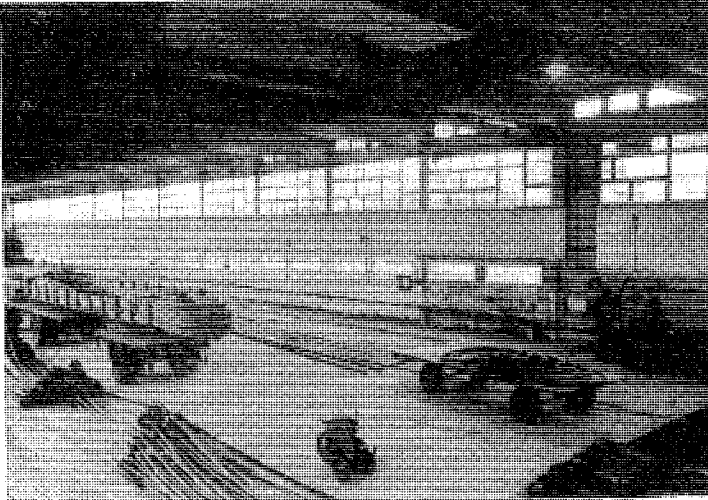
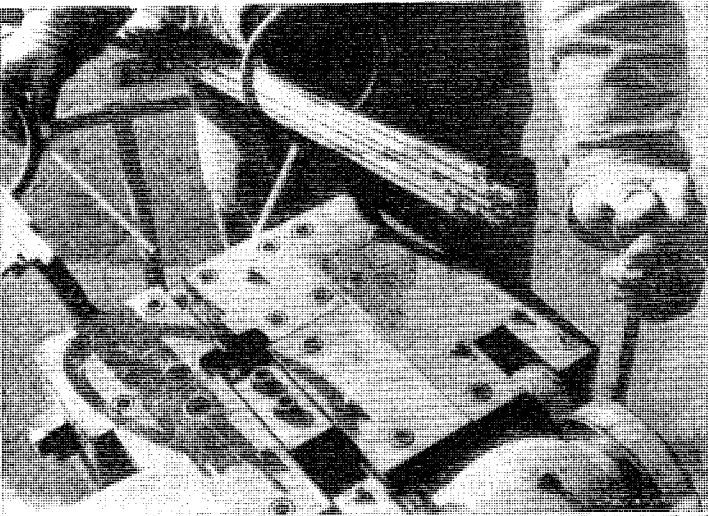
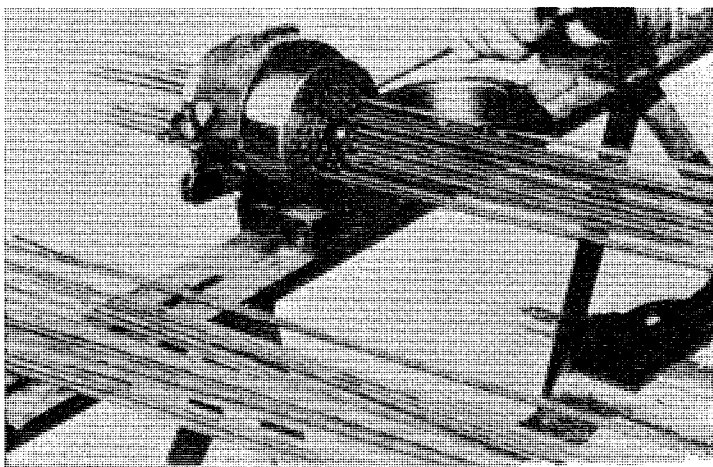
Resumiendo lo ya indicado, la característica principal del procedimiento BBR son las cabecitas remachadas en frío sobre cada uno de los alambres de acero de alta resistencia, patentados y estirados en frío, mediante las que se consigue el «abrochado» de los alambres del cable a las piezas metálicas llamadas cabezas o cuerpos de anclaje. Gracias a ellas el anclaje es totalmente fijo y seguro, incluso en presencia de vibraciones.

Otras características y ventajas del sistema son:

1. El tesado simultáneo e idéntico de todos los alambres abrochados sobre una pieza de anclaje común, con lo que se elimina todo riesgo de deslizamiento y consiguiente pérdida de tensión, como ya se ha mencionado.

2. Por la misma razón, se reduce en gran manera el tiempo de tesado.

3. En el momento de bloquear las cabezas de anclaje no hay ninguna pérdida de esfuerzo de pretensado, ya que la tuerca de bloqueo actúa sobre el exterior de la cabeza (anclaje B) o del manguito (anclaje C), mientras la barra de tesado, unida al gato, lo hace por el interior. En el caso del anclaje a inyección, o anclaje tipo J, no se retiran las barras de tesado provisionales hasta que el mortero ha endurecido lo suficiente para asegurar el perfecto anclaje.



4. Antes de la inyección se puede controlar exactamente el esfuerzo de pretensado introducido, de tres maneras: por el alargamiento (lectura directa de la escala graduada sobre el pistón del gato), por el manómetro o mediante el dinamómetro acoplado. Por ello la eventual rotura de un alambre puede detectarse inmediatamente.

5. Posibilidad de destesado o retesado sin que se deteriore en absoluto el anclaje o el alambre y, por ello, posibilidad del tesado por etapas.

6. Realización de cables de gran potencia (hasta 800 t), con la ventaja de suprimir un innecesario gran número de puntos de anclaje y reducir la cantidad de vainas, los tiempos de tesado e inyección, etc.

7. Posibilidad de adaptar los cables normalizados a las necesidades del proyecto, disminuyendo el número de alambres.

8. Mínimo desperdicio por cortes, puesto que los alambres se cortan a su medida exacta, teniendo sólo en cuenta un exceso para el remachado de las cabezas. El desperdicio es sólo de un 2 por 100.

## FABRICACION DE CABLES

Los cables se fabrican normalmente en los talleres de las distintas licenciatarias y desde allí son enviados a obra.

Los alambres se cortan a la medida exacta indicada en la orden de fabricación de la oficina técnica al taller. Los rollos de alambre se toman, según la resistencia a la rotura especificada, de los existentes en stock.

Fig. 19.—Enfilado de una cabeza de anclaje.

Fig. 20.—Máquina de remachar.

Fig. 21.—Taller de Stahlton AG en Frick (Suiza).

Fig. 22.—Transporte de cables en bobinas

A su recepción han sufrido las tres pruebas siguientes antes de ser aceptados:

- ensayo de rotura,
- ensayo de doblado,
- ensayo de remachado,

debiendo ir acompañados de los correspondientes diagramas tensión-deformación con la especificación de características: módulo de elasticidad, estricción, alargamiento de rotura, etc.

Los rollos se colocan en un bombo especial de desenrollado, y el alambre corre a través de una guía en V hasta el tope que marca la longitud exacta, se tesa ligeramente y se corta automática o manualmente con una cizalla paralela que deja las secciones perfectamente perpendiculares. La figura 17 muestra una instalación de corte con accionamiento manual. El detalle de la cizalla paralela puede verse en la figura 18.

Una vez cortado el número de alambres que debe formar cada cable, se agrupan en un haz que se pasa a la sección de montaje.

En ésta se les introduce en las vainas, se enfilan en las cabezas de anclaje, se remachan los extremos y se realizan los trabajos de terminación complementarios (soldadura de trompetas, etc.), quedando listos para su expedición.

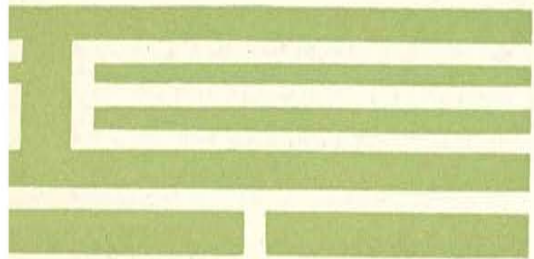
La figura 19 muestra el enfilado de una cabeza de anclaje B-138 con 44  $\varnothing$  6. El caballete y abrazadera van especialmente adaptados a cada tipo de anclaje.

En la figura 20 se ve un detalle de la máquina especial de remachar. El operario acaba de ejecutar el remache de un alambre y va a colocarlo junto con los ya terminados (a la derecha). La misma máquina sirve para remachar alambres de 5 a 7 mm de diámetro, debiendo sólo cambiarse las dos mordazas y el martillo remachador, en cada caso. En  $\varnothing$  7 mm se han remachado alambres de 170 kg/mm<sup>2</sup> de resistencia mínima, en unas pruebas para el puente de Amposta sobre el río Ebro, obteniéndose unas cabecitas perfectas.

La firma STAHLTON AG, que se dedica a la explotación del sistema en Suiza, fue la primera licenciataria y, como tal, ha sido tomada como modelo por las demás. En la figura 21 puede verse una de las naves de sus talleres en Frick. Al fondo se observa una instalación de corte con la guía en V que corre a lo largo de la pared, y un operario manejando un rollo de alambre para colocarlo en el bombo de desenrollado. Esta instalación es de funcionamiento automático. En primer término, a la derecha, se ven unos rollos de alambre, así como sobre la plataforma, en espera de ser cortados. En el centro, una máquina de remachar, y más atrás, en el suelo, un grupo de vainas. A la izquierda, grupos de cables terminados y un transporte de cables preparado para su expedición.

Ultimamente, para el caso de cables largos y de gran potencia, se emplea un sistema de transporte diferente. La figura 22 permite apreciar las bobinas especiales a las que se enrollan los cables, las cuales son descargadas mediante grúa móvil y trasladadas a un aparato diseñado, expresamente, para su desenrollado. Los cables quedan junto al lugar en que deben ser colocados.

En casos especiales, la fabricación puede hacerse total o parcialmente a pie de obra. Para longitudes muy grandes que dificultarían el transporte, se pueden cortar a medida en el taller y enviarlos a montaje en la obra; a este respecto cabe mencionar que la longitud mayor de cables utilizada hasta ahora es de 324 m. Talleres completos se montan a pie de obra en casos de trabajos de gran importancia. Así se ha hecho, por ejemplo, para las vigas de las 17 esclusas de Haringvliet, dentro del Plan Delta holandés, cerca de Rotterdam, donde se han empleado 3.000 t de acero solamente en el pretensado principal, y para el túnel La Fontaine, bajo el río San Lorenzo, cerca de Montreal, la mayor obra de pretensado del mundo hasta el momento, con 6.000 t de acero.



**instituto  
eduardo torroja  
de la construcción  
y del cemento**