

hormigón

y ACERO

nº 135

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO.

DECLARADA DE UTILIDAD PUBLICA CON FECHA 4-3-77

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO.

COSTILLARES (CHAMARTIN). MADRID-33.

hormigón y acero

n. 135

2.º trimestre, 1980

CUOTAS ANUALES

CATEGORIAS	ESPAÑA	EXTRANJERO
Miembros "Personales adheridos" (personas naturales que sean Socios Adheridos al I.E.T.)*	1.000,— ptas.	20,—dólares
Miembros "Personales" (personas naturales que no sean Socios Adheridos del I.E.T.)	2.000,— ptas.	40,—dólares
Miembros "Colectivos" (personas jurídicas, sean o no Socios Adheridos del I.E.T.)	5.000,— ptas.	100,—dólares
Miembros "Protectores" (personas naturales o jurídicas que deseen prestar una ayuda económica especial a la A.T.E.P.)	10.000,— ptas.	200,—dólares

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

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

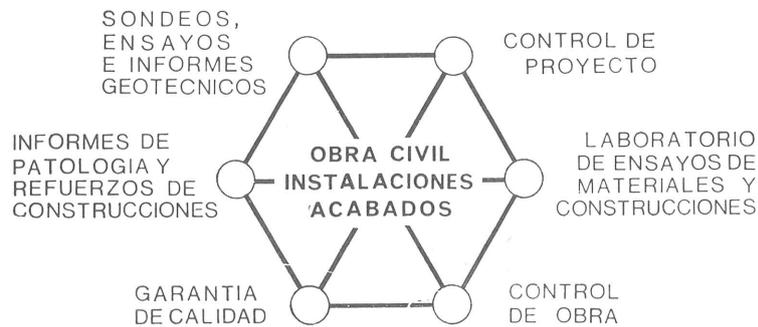
* Conviene aclarar que el ser suscriptor de la Revista "Informes de la Construcción" no quiere decir que se es también Socio Adherido del Instituto Eduardo Torroja.

APARTADO 19.002 - COSTILLARES - CHAMARTIN - MADRID - 33

INTEMAC



INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES



Ensayo de pilares a compresión centrada

MADRID

Central:

Monte Esquinza, 30 - 4.º D
Tels. (91) 410 51 58/62/66

MADRID

Laboratorio

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

BARCELONA

Pasaje Busquets, 37

CORNELLA DE LLOBREGAT

Tels. (93) 377 43 58/62

SANTANDER

Félix Apellániz, 11

TORRELAVEGA

Tel. (942) 89 02 01

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

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

hormigón y acero

n.º 135

índice

	<u>Pág.</u>
457-8-76 El hormigón pretensado en centrales nucleares y su normativa	13
Le béton précontraint dans les centrales nucléaires et la norme pour son utilisation. Prestressed concrete for nuclear power stations and its standards. <i>A. Vives.</i>	
457-8-78 Análisis del control del hormigón en cuarenta edificios	41
Analyse de vérification du béton en quarante bâtiments. Concrete control analysis in forty buildings. <i>D. Pellicer Daviña.</i>	
591-2-154 Construcción de puentes de hormigón pretensado por empuje del tablero	83
Construction de ponts en béton précontraint par poussage du tablier. Prestressed concrete bridge construction by forward thrusting of deck slab. <i>C. Siegrist.</i>	

591-2-157	Puentes atirantados para grandes luces . .	109
	Les ponts à haubans pour de grandes portées. Stayed bridges for large spans. <i>J. Mathivat.</i>	
	Notas de la F.I.P., N.º 71. 1977	133
	Notes de la F.I.P., N.º 71. 1977. F.I.P., Notes, N.º 71. 1977.	

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

ESPAÑA

AEDIUM, S.A.— Basauri (Vizcaya).
AGROMAN, S.A.— Madrid.
AGRUPACION NACIONAL DE LOS DERIVADOS DEL CEMENTO.—Madrid.
ALBISA, S.A.—Algeciras (Cádiz).
ARIDOS LIGEROS, S.A.—Madrid.
AUTOPISTAS DEL ATLANTICO-CESA.—La Coruña.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A.—Barcelona.
AZMA, S.A.—Madrid.
BIGUETES, S.L. Elche.—Alicante.
BUTSEMS, S.A.—Madrid.
CAMARA OFICIAL DE COMERCIO, INDUSTRIA Y NAVEGACION.—Barcelona.
CASA GARGALLO, S.A.—Madrid.
CASTRO HERMANOS, S.L.— Mislata (Valencia).
CASTRO MATELO, V., S.A.— Sigueiro (La Coruña).
CEMENTOS MOLINS, S.A.— Sant Vicenc dels Horts (Barcelona).
CENTRO DE ESTUDIOS CEAC.—Barcelona.
CIDESA, CONSTRUCCION INDUSTRIAL DE EDIFICIOS, S.A.—Barcelona.
CIMENTACIONES ESPECIALES, S.A.—Madrid.
COLEGIO DE INGENIEROS TECNICOS DE OBRAS PUBLICAS.—Madrid.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES.—La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CANARIAS. DEPARTAMENTO LABO-
RATORIOS.—Sta. Cruz de Tenerife.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO.—Bilbao.
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.—
Málaga.
CONSTRUCCIONES BIGAR, S.L.— Aranda de Duero (Burgos).
CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.—Madrid.
CONSTRUCTORA MAXACH, S.A.—Madrid.
CONTROLEX.—Alicante.
COTESA, COLOCACIONES TECNICAS, S.A.—Barcelona.
CUBIERTAS M.Z.O.V., S.A.—Barcelona.
CUBIERTAS M.Z.O.V., S.A.—Madrid.
CUMBRE MODULAR, S.A.—Barcelona.
DIRECCION GENERAL DE EMPLEO Y PROMOCION SOCIAL — BIBLIOTECA
(SEAF-PPO).—Madrid.
DIRECCION GENERAL FORTIFICACIONES Y OBRAS. MINISTERIO DEL EJER-
CITO.—Madrid.
DITECO, S.L.—Valencia.
ELABORADOS DE HORMIGON, S.A.—Burgos.
ELEMENTOS ESTRUCTURALES PREFABRICADOS (EEPSA).—Manresa(Barcelona).
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA (AUXINI).—Madrid.

ENAGA, S.A.— Madrid.
ESTEBAN ORBEGOZO, S.A.—Zumárraga (Guipúzcoa).
ESTUDIO PREST.—Barcelona.
ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S.A.—Madrid.
E.T.S. DE ARQUITECTURA.—Barcelona.
E.T.S. DE ARQUITECTURA.—Sevilla.
EUROESTUDIOS, S.A.— Madrid.
FEDERACION NACIONAL DE ENTIDADES EMPRESARIALES DE DERIVADOS DEL
CEMENTO (ANDECE).— Madrid.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S.A.— Madrid.
FORJADOS DOL.— Esquivias (Toledo).
FORMO, S.A.— Barcelona.
FORJAS Y ALAMBRES DEL CADAGUA.— Erandio (Bilbao)
GIJON E HIJOS, S.A.— Motril (Granada).
GOMHERSA.—Talavera de la Reina (Toledo).
HERRING LEVANTE, S.A.—Valencia.
HIDAQUE, S.A.—Granada.
HORMIGONES GERONA, S.A.—Gerona.
HORMYCER, S.L.—Madrid.
HORSA, S.A.—Viladecans (Barcelona).
HUARTE Y CIA, S.A.—Madrid.
IBERDUERO, S.A.—Bilbao.
IBERDUERO, S.A. (CENTRO DE DOCUMENTACION).— Bilbao.
IBERTECNICA, S.A.— Madrid.
IDASA, INGENIERIA DEL ATLANTICO, S.A.— La Coruña.
INBADELCA, S.A.—Baracaldo (Vizcaya).
INDUSTRIAS DEL CEMENTO. VIGUETAS CASTILLA, S.A.—Sestao (Vizcaya).
INDUSTRIAS VEYGA, S.A.— Tarrasa (Barcelona).
INFORMES Y PROYECTOS, S.A. (INYSA).—Madrid.
INGENIERIA Y CONSTRUCCIONES SALA AMAT, S.A.—Barcelona.
INSTITUTO NACIONAL DE REFORMA Y DESARROLLO AGRARIO.—Madrid.
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS.—Valencia.
3ª JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. SERVICIO DE CONSTRUCCION.—
Bilbao.
5ª JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS.—Barcelona.
JOSE MARIA ELOSEGUI CONSTRUCCIONES.—San Sebastián.
JULIAN ARUMI, S.L.—Vich (Barcelona).
JUNTA DEL PUERTO DE ALMERIA.—Almería.
LA AUXILIAR DE LA CONSTRUCCION.—Sta. Cruz de Tenerife.
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO.—Madrid.
LABORATORIO GEOCISA. BIBLIOTECA.—COSLADA (Madrid)
LABORATORIO DEL TRANSPORTE Y MECANICA DEL SUELO.—Madrid.
LAING IBERICA, S. A.—Madrid.
LIBRERIA RUBIÑOS.—Madrid.
LUIS BATALLA, S.A. (LUBASA).—Castellón de la Plana.
MAHEMA, S. A.—Granollers (Barcelona).
MATERIALES PRETENSADOS, S.A. (MATENSA).—Madrid.
MATERIALES Y TUBOS BONNA, S.A.—Madrid.
MATUBO, S.A.—Madrid.
MECANOGUMBA, S.A.— Mollet del Vallés (Barcelona).
NUEVA CERAMICA CAMPO.— Lendo-Laracha (La Coruña).
OTEP INTERNACIONAL, S.A.— Madrid.

POSTELECTRICA, S.A.—Palencia.
 POSTENSA, S.A.—Bilbao.
 PRAINSA.—Zaragoza.
 PREBETONG CANARIA, S.A.—Sta. Cruz de Tenerife.
 PREFABRICADOS ALAVESES, S.A. (PREASA).Vitoria.
 PREFABRICADOS DEL CEMENTO, S.A. (PRECESA).— León.
 PREFABRICADOS DEL HORMIGON, S.A. CUPRE-SAPRE.— Valladolid.
 PREFABRICADOS NAVARROS, S.A.— Olazagutia (Navarra).
 PREFABRICADOS NOR-THOM, S.A.— Valladolid.
 PREFABRICADOS POUSA, S.A.— Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
 PRETENSADOS AEDIUM, S.L.— Mutilva Baja (Navarra).
 PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S.A. HORTE.— Valladolid.
 PROFESA.— Barcelona.
 PROTEC, S.L.— Gijón (Oviedo).
 REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S.A.— Pinto (Madrid).
 RENFE.— Madrid.
 RUBIERA. CENTRO TECNICO DE CALCULO, S.A. - CETERSA.— Gijón (Oviedo).
 RUBIERA MAHER, S.A.— Las Palmas de Gran Canaria.
 RUBIERA PREFLEX, S.A.— Gijón (Oviedo).
 RUBIERA R.L.M. "SOTECSA".— Gijón (Oviedo).
 SAINCE.— Madrid.
 SENER, S.A.— Las Arenas (Vizcaya).
 SERVICIO DE ESTUDIOS TECNOLOGICOS-MOPU.— Madrid.
 SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.— Barcelona.
 SIKA, S.A.— Madrid.
 SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA.—Madrid.
 SOCIEDAD ANONIMA FERROVIAL.— Madrid.
 SOCIEDAD ANONIMA MATERIALES Y OBRAS.— Valencia.
 SOCIEDAD FRANCO ESPAÑOLA DE ALAMBRES, CABLES Y TRANSPORTES
 AEREOS, S.A.— Erandio (Bilbao).
 SPANDECK CATALANA, S.A.— Barcelona.
 SUBDIRECCION GENERAL DE TECNOLOGIA.— Sección de Documentación Normati-
 va.— Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.— Madrid.
 TEJERIAS "LA COVADONGA".— Muriedas de Camargo (Santander).
 TEPESA.— Tarrasa (Barcelona).
 TOSAM, S.L.— Segovia.
 TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S.A. (TYPASA).— Madrid.
 TUBOS BORONDO.— Madrid.
 UNION MADERERA CACEREÑA, S.L.— Cáceres.
 VALLEHERMOSO, S.A.— Madrid.
 VALLEHERMOSO, S.A.— San Juan de Aznalfarache (Sevilla).
 VIAS Y OBRAS PROVINCIALES.— San Sebastián.
 VIGAS REMARRO.— Motril (Granada).
 VIGUETAS ASTURIAS, S.L.— Oviedo.
 VIGUETAS ROSADO, S.A.— Cáceres.

EXTRANJERO

- BIBLIOTECA DE LA FACULTAD DE INGENIERIA.—Universidad de Buenos Aires.
Buenos Aires. Argentina.
- BIBLIOTECA-UNIVERSIDAD CATOLICA.—Quito (Ecuador).
- CENTRO NACIONAL DE DOCUMENTACION CIENTIFICA Y TECNOLOGICA.— La
Paz (Bolivia).
- CONSULAR.— Consultores Argentinos Asociados. Buenos Aires (Argentina).
- CONSULBAIRES.— Buenos Aires (Argentina).
- FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS E INGENIERIA.— Rosario (Argentina).
- FACULTAD DE INGENIERIA. BIBLIOTECA.— Caracas (Venezuela).
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLOGICAS.— Sao Paulo (Brasil).
- LABORATORIO DE ENGENHARIA DE ANGOLA.— Luanda (Rep. P. de Angola).
- LIBRERIA LA PRENSA CATOLICA.— Quito (Ecuador).
- R.S.W. "PRASA-KSIAZKA-RUCH".— 00-958. Warszawa (Polonia).
- SCIENCE REFERENCE LIBRARY.— Londres (Inglaterra).
- UNIVERSIDAD DE LOS ANDES. FACULTAD DE INGENIERIA.— Mérida (Venezuela).
- UNIVERSIDAD CATOLICA MADRE Y MAESTRA.— Santiago de los Caballeros. (República Dominicana).
- UNIVERSIDAD DE CHILE. (Departamento de Tecnologías).— Valparaiso (Chile).
- VIPRET, S.A.I.C.— Buenos Aires (República Argentina).

AVISO IMPORTANTE

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

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

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

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

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

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

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

FERNANDO AGUIRRE DE IRAOLA

*Nuevo Director del Instituto Eduardo Torroja
de la Construcción y del Cemento*

El Presidente del Consejo Superior de Investigaciones Científicas, con fecha 14 de febrero de 1980, y en virtud de lo establecido en el Art. 21, punto dos del Real Decreto 3450/1977, de 30 de diciembre (B.O. del Estado del día 23 de enero de 1978), previo informe de la Junta de Gobierno, a tenor de lo dispuesto en el punto g) del Art. 6º del citado Real Decreto, ha resuelto nombrar al Dr. D. Fernando Aguirre de Iraola, Director del Instituto de la Construcción y del Cemento "Eduardo Torroja" de este C.S.I.C., en las condiciones que en el mismo se establecen.



RAFAEL MUÑOZ MARTIALAY

*Nuevo Vicedirector del Instituto Eduardo Torroja
de la Construcción y del Cemento*

El Presidente del Consejo Superior de Investigaciones Científicas, con fecha 4 de marzo de 1980, y en virtud de las atribuciones que tiene conferidas, a tenor de lo establecido en el Art. 21, punto tres, del Real Decreto 3450/1977 de 30 de diciembre (B.O. del Estado del día 23 de enero de 1978), a propuesta de la Junta de Instituto, ha resuelto nombrar al Dr. D. Rafael Muñoz Martialay, Vicedirector del Instituto de la Construcción y del Cemento "Eduardo Torroja", de este C.S.I.C., en las condiciones que en el mismo se establecen.



JUAN JOSE SANZ LLANO

*Nuevo Secretario del Instituto Eduardo Torroja
de la Construcción y del Cemento*

El Presidente del Consejo Superior de Investigaciones Científicas, con fecha 4 de marzo de 1980, y en virtud de las atribuciones que tiene conferidas a tenor de lo establecido en el Art. 21, punto cinco, del Reglamento Orgánico de este C.S.I.C., a propuesta de la Dirección del Instituto de la Construcción y del Cemento "Eduardo Torroja", ha resuelto nombrar a D. Juan José Sanz Llano, Secretario del citado Instituto.



IN MEMORIAM

La última vez que el que ésto firma escribió sobre Don Patricio PALOMAR COLLADO fue en un artículo titulado “Cincuenta años de desarrollo y evolución del cemento en España”, publicado en el número extraordinario 546 (Mayo de 1979) de la Revista CEMENTO - HORMIGON, con motivo de la celebración del 50 Aniversario de la misma.

En dicho artículo, que comenzaba con un prólogo “ad laudem”, se hacía una semblanza de Don Patricio, tomando como base su permanente y constante vinculación al cemento en España y en el mundo, y a todo cuanto con el cemento tiene relación.

Hoy, a tan corta distancia de la fecha citada, Don Patricio ya no está entre nosotros -murió el 15 de Enero de 1980-. Hoy, por lo tanto, no cabe sino hacer, en su memoria, una merecida oración panegírica.

Pocas vidas suelen llegar a su final de una forma tan plena a satisfacción, como ha llegado la de Don Patricio, en los múltiples y distintos aspectos de su personalidad polifacética: en el aspecto humano en primer lugar; y en el de hombre político, en el de director de empresas, en el de fundador, en el de profesor e investigador, y en tantos otros. Pero, sobre todo, en su condición de publicista, mantenida con perseverancia y plenitud de éxito hasta el final. La Providencia ha tenido a bien conceder a Don Patricio, sin duda como premio a esa perseverancia e incondicional y denodada entrega suya, el don de ver coronada su obra de fundación



y dirección durante cincuenta años de la Revista Técnica CEMENTO-HORMIGÓN, de cuya difusión y prestigio internacionales bien notorios, fue en todo momento el primer y mejor artífice, eficazmente secundado por sus hijos.

Don Patricio, por otra parte, ha sido —es y será— una institución en el campo del cemento, tanto en el ámbito de la fabricación como en el de la utilización del mismo en hormigones y, por supuesto, en el de la enseñanza técnica de ambos materiales en los más altos niveles de la docencia.

Para el que esto escribe destaca la personalidad de Don Patricio, como la de otras figuras próceres de su tiempo, unas por fortuna aún presentes y otras por desgracia ausentes ya, en cuanto a fundador que fue del Instituto del Cemento, precursor del actual Instituto “Eduardo Torroja” de la Construcción y del Cemento. Su visión de la necesidad de investigar en este campo y su inquietud por conseguir los medios para ello, no pueden pasar desapercibidas. Quienes ya desde nuestra juventud un tanto lejana sentíamos o, cuando menos, intuíamos la misma necesidad, tenemos y tendremos siempre para con Don Patricio un deber de gratitud y una deuda impagable.

Don Patricio, en fin, “españoleó” por las Américas, y por el mundo, y con su palabra hablada o escrita, con su actuación en acontecimientos técnicos, y con sus relaciones y trato con personalidad e instituciones, honró a su patria grande y a su patria chica, alcanzando para ambas y para sí mismo un indiscutible prestigio que le hizo acreedor a numerosas y valiosas distinciones y recompensas otorgadas por aquéllas.

Descanse en paz quien tan bien supo cumplir como bueno, y quede su grato recuerdo en la memoria de todos los que tuvimos el privilegio de tratarle y apreciarle, con el respeto y el afecto sinceros que siempre hemos sentido por él.

*Prof. Dr. José CALLEJA
del IETCC*

El hormigón pretensado en centrales nucleares y su normativa *

Por Alberto Vives Escuder

Ingeniero Civil de la Dirección de Obra de la Central Nuclear de Ascó

RESUMEN

Se hace una descripción de los trabajos de proyecto y ejecución para la construcción del edificio de contención que albergará el reactor de la central nuclear de Ascó. El fin perseguido por el autor de esta conferencia es primordialmente poner de relieve que la normativa actual española sobre hormigones debe ser ampliada, con objeto de abarcar este específico campo de las estructuras pretensadas para centrales nucleares, ya que su tecnología precisa sea detallada y reflejada en códigos más específicos. Para ello es necesaria una coordinación de esfuerzos de personas y entidades implicadas en este campo, para que toda la experiencia española en esta especialidad no se pierda y disperse.

* * *

Es un gran honor para mí, haber sido invitado a esta casa para explicarles a Vds. algunas de las experiencias vividas durante la construcción de la Central Nuclear de Ascó.

No puedo desarrollar una comunicación en forma exhaustiva, ya que el tiempo disponible, y la paciencia y resistencia del auditorio no lo permitirían. Por tanto, describiré en forma general la realización del pretensado del edificio de contención, señalando y poniendo énfasis en los puntos más interesantes.

Mi objetivo principal es poder despertar el interés por el intercambio de experiencias técnicas, obtenidas a través de los trabajos que se realizan en la construcción de Centrales Nucleares, particularmente en el campo del hormigón pretensado.

Este intercambio debería dar lugar a un trabajo en equipo, a escala nacional, que permitiera la recopilación y ordenación de las experiencias, y su transmisión a la tecnología del país. Además, podría aportar y aclarar criterios para establecer recomendaciones que sirvieran para revisar la "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado, E.P.-77", a fin de hacerla aplicable a la construcción de Centrales Nucleares.

* Texto de la conferencia que, organizada por la A.T.E.P., pronunció el Sr. Vives el 13 de marzo de 1980, en el Salón de Actos del Instituto Eduardo Torroja.

La Instrucción española actual, no cubre aspectos importantes de este tipo de construcciones; por lo que se hace necesario recurrir a normas extranjeras; lo que ha dado lugar, en varias ocasiones, a situaciones conflictivas de difícil y compleja solución.

Debemos esforzarnos para conseguir que, en un futuro inmediato, exista en España una Instrucción que abarque esta actividad y que sirva de patrón de referencia para la homologación de los diversos sistemas de pretensado que se ofrecen en el mercado nacional, y contribuya al desarrollo de la tecnología e industria española, la cual, con la experiencia adquirida, puede alcanzar un perfeccionamiento que la iguale con las mejores técnicas extranjeras.

Mi propósito es, simplemente, exponer una experiencia técnica interesante, vivida intensamente; capitalizarla, incorporándola a las existentes y aspirando a que ella sea aprovechable y rinda el fruto que yo deseo.

Trataré de expresar mi idea en un gráfico del proceso constructivo (figura 1).

GRAFICO DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

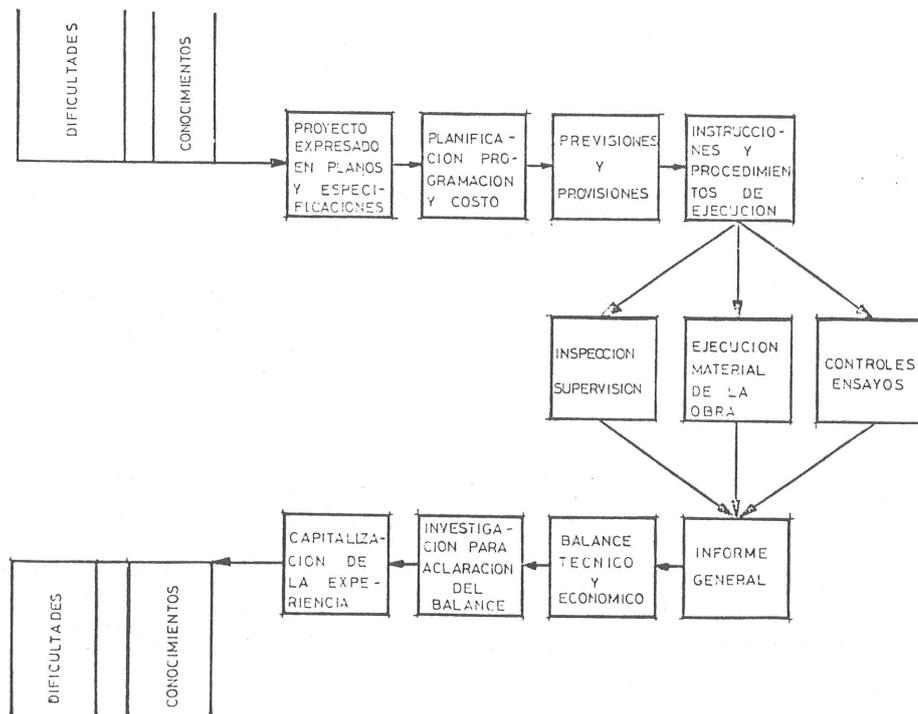


Fig. 1.

Cuando se empieza un proyecto, se tienen ciertos conocimientos que implican unas ciertas dificultades. Si se sigue el proceso del ciclo mostrado, al final de él se habrán aumentado los conocimientos, lo que implicará menores dificultades en el proyecto siguiente. Este ciclo es provechoso, siempre y cuando se capitalice la experiencia. Nos lo dice la historia del conocimiento humano, desde los albores de la humanidad.

Capitalizar la experiencia significa, universalizar los conocimientos adquiridos, transmitirlos y apoyarse en ellos para las actividades siguientes. Todo esto significa un enriquecimiento de los valores culturales y espirituales, en el campo del saber científico y técnico,

tanto en el ámbito de una obra como en todo el país; lo que se traduce en un verdadero y constatable desarrollo técnico nacional, tanto en el medio profesional como en el industrial.

Podríamos hacer otra imagen gráfica del conocimiento humano.

Imaginemos que los conocimientos puedan ponerse dentro de una esfera elástica, y que su volumen representa la cantidad de conocimientos que se tienen. Lo que hay dentro es lo conocido y lo que hay fuera, lo desconocido. ¿Qué pasa cuando se aumentan los conocimientos? Aumenta el volumen de la esfera, pero también la superficie, que es el contacto con lo desconocido. Lo que significa que al aumentar los conocimientos nos damos cuenta de que entramos en contacto con más cosas desconocidas.

La aventura del hombre de todos los tiempos es traspasar esta superficie y adentrarse en la exploración de lo desconocido, para descifrarlo.

Trataré ahora de hacerles visitar la Central a través de algunas diapositivas en las que se aprecian diversos aspectos de la obra, desde que se inició hasta su situación actual (véase la secuencia de las fotografías 1 a 32).

No es lo mismo que visitarla; pero los que no hayan estado nunca en una Central podrán darse cuenta de la magnitud de la obra. De todas maneras, quedan Vds. invitados a visitarla; y si realmente hay interés, podría organizarse esta visita a través de la A.T.E.P.

La Central Nuclear de Ascó, está situada en la margen derecha del río Ebro, en el término municipal de Ascó, provincia de Tarragona, y aproximadamente a 35 Km de la costa, en línea recta, y a 110 Km de la desembocadura del río.

La Central consta de dos Grupos, separados e idénticos entre sí. El Grupo I es propiedad de FECSA y el Grupo II de una Asociación compuesta de FECSA (40 por 100), ENHER (40 por 100), HECSA (15 por 100) y SEGRE (5 por 100). Cada Grupo consta de un reactor nuclear del tipo de agua a presión (PWR), con una potencia térmica de 2.696 MWt. La potencia eléctrica bruta por Grupo será de 930 MWe. El sistema productor de vapor es de tres bucles y está confinado dentro de un edificio de contención. El proyecto de la Central no es un prototipo y tiene una Central norteamericana de referencia.

El edificio de contención alberga en su interior al reactor nuclear y sus componentes adyacentes, tres generadores de vapor, el presurizador, la bomba principal del circuito primario de refrigeración, todo el sistema de tuberías a alta presión, la piscina de carga y gran cantidad de equipo auxiliar.

En la figura 2 puede verse un esquema del diagrama de flujo principal de la Central.

La función más importante del edificio, es la protección biológica, en el caso de un hipotético accidente nuclear, evitando la salida de partículas radioactivas al exterior. Además, debe hacer frente a las siguientes situaciones:

- Soportar la presión máxima y el gradiente de temperatura en el caso de accidente LOCA (Loss of Coolant Accident).
- Soportar las sollicitaciones externas tales como sismos, viento, impactos, etc.
- Permitir, en forma estanca, el paso de la multitud de penetraciones y las entradas de personal y equipo.
- Soportar la grúa polar (giratoria), de una capacidad de 400 t, utilizada para la entrada y manejo del equipo pesado. Los soportes de esta grúa van empotrados en los muros del edificio.

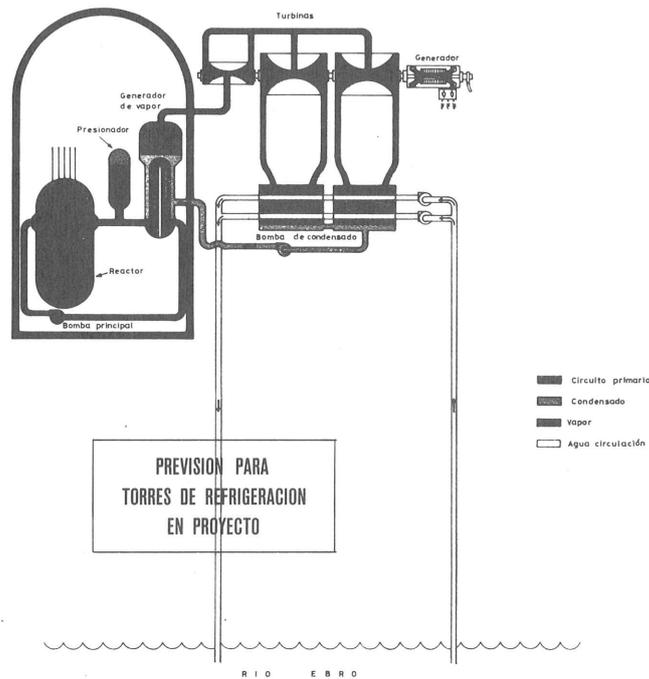


Fig. 2. Diagrama de flujo principal de la central.

- Absorber las deformaciones y proporcionar soporte a la piel metálica interna de estanquidad (Liner-Plate, de 6,5 mm de espesor).
- Absorber todas las sollicitaciones que se van presentando a lo largo de las sucesivas etapas constructivas. (Sollicitaciones originadas por la gran abertura necesaria para la entrada de equipo, por el funcionamiento de la grúa polar antes de terminar el edificio, etc.).
- Resistir la sollicitación constante del pretensado.

El diseño lo ha realizado la Empresa de ingeniería norteamericana “BECHTEL”, en colaboración con las españolas AUXIESA e INYPSA, todas ellas agrupadas en una Oficina de Ingeniería del Proyecto.

La Dirección de Obra de la Propiedad, la lleva un grupo de Ingeniería Civil, al cual pertenezco, y que coordina el proyecto con la ejecución.

Mencionaré, en forma resumida, las condiciones más relevantes del proyecto y diseño del edificio de contención. Estas condiciones imponen rigurosas exigencias a todo el proyecto constructivo.

El edificio de contención del reactor, (representado esquemáticamente en la figura 3), es un cilindro recto, de hormigón pretensado, con una losa de cimentación plana de hormigón armado, provista de una cavidad para el reactor. La cubierta es una cúpula tórico-esférica de hormigón pretensado, con un anillo de refuerzo de hormigón armado situado por encima del arranque de la cúpula y que sirve de anclaje a los tendones de la misma. Bajo la base está habilitada una galería anular, con tres accesos, para la instalación e inspección de los anclajes inferiores de los tendones verticales de los muros. Por la parte exterior del manto cilíndrico hay tres contrafuertes, separados 120°, habilitados para el anclaje de los tendones horizontales. Todo el paramento interior, tiene un blindaje protector de chapa de acero, de 6,5 mm de espesor, soldado, rigidizado con perfiles metálicos y fijado a través de ellos al hormigón. Este blindaje sirve de barrera antifugas y proporciona una estanquidad rigurosa frente a cualquier hipotético accidente que pudiera ocurrir.

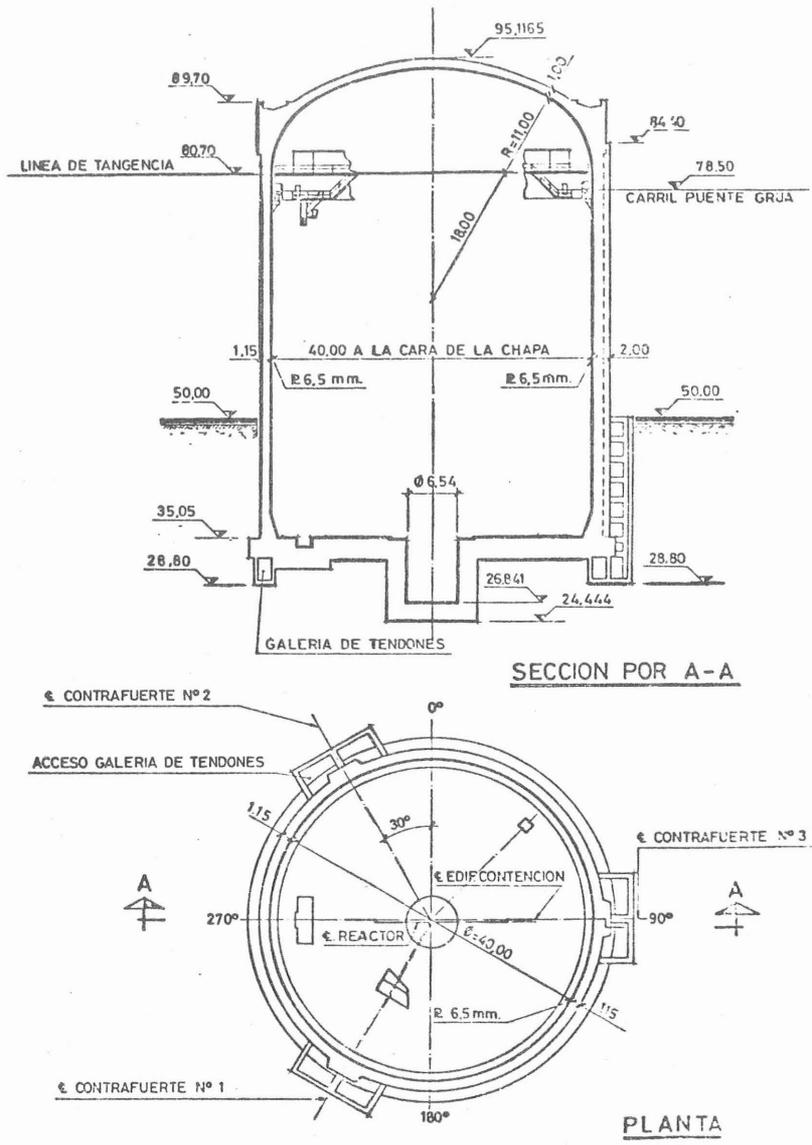


Fig. 3.

En el manto cilíndrico hay aberturas con compuertas estancas para entradas de equipo y personal, y gran cantidad de penetraciones para el paso de los conductos de vapor, eléctricos, mecánicos, etc.

Las dimensiones principales son las siguientes:

- Diámetro interior del cilindro: 40,00 m.
- Espesor de los muros: 1,15 m.
- Espesor de la base: 2,75 m.
- Canto del anillo superior: 6,60 metros.
- Altura del muro cilíndrico, hasta el anillo: 48,00 m.
- Altura total, desde la parte superior de la base, hasta la cúspide de la cúpula: 60,05 m.
- Volumen interior aproximado: 60.000 m³.

La construcción nuclear se caracteriza por su rigor y su expresión lógica en todo el proceso de concepción, realización, explotación y mantenimiento. Pero el proceso lógico de demostración y documentación utilizado es quizás, en estos momentos, único en el campo de la construcción.

Los métodos usados en la construcción nuclear, sin afán de crítica ni de pretensión, podrían servir para formar una actitud diferente y más rigurosa frente al hecho constructivo.

Las empresas de construcción, de montaje, de suministro de materiales y equipos, han tenido que adaptar ciertas de sus modalidades a las exigencias de la construcción nuclear. En su seno, han tenido que crear, ampliar o adaptar, un departamento de Control y Garantía de la Calidad, y ampliar o crear laboratorios especiales.

Muchos de los que trabajamos en la construcción de Centrales Nucleares hemos tenido que realizar trabajos y estudios, en centros y laboratorios, para aprender y perfeccionarnos en nuevas técnicas; lo que hace que en el presente y en el futuro podamos colaborar al enriquecimiento e independencia de la técnica española.

Un ejemplo de lo dicho anteriormente es lo ocurrido con el sistema de pretensado utilizado en la Central Nuclear de Ascó. En principio se previó que solamente un 50 ó 60 por ciento de los dispositivos y materiales utilizados para el pretensado serían de origen español. Con esfuerzo y perseverancia se ha conseguido que, en la actualidad, la participación de la técnica española sea casi del 90 por ciento; dándose el caso de que muchos de los componentes se exportan para obras similares a países extranjeros. Esto supone un importante impacto para la tecnología española.

Ciertos métodos de construcción, los más importantes, fueron estudiados experimentalmente y ensayados sobre modelo a fin de verificar su factibilidad, secuencia y calidad. Se tenían antecedentes de otras Centrales de diseño parecido, pero no todas las condiciones correspondían a nuestra situación local, tanto en materiales, como equipo y mano de obra. Ello hizo necesario emprender el largo y laborioso camino de la experimentación. Se pudo constatar, en diversas visitas a otras Centrales extranjeras, que también en ellas se estudiaban ciertos métodos sobre modelos. A continuación se enumeran los más importantes estudios experimentales realizados:

- Ensayo de juntas de hormigonado, con metal desplegado, a escala natural.
- Método de construcción del muro. Se hizo un ensayo sobre modelo a escala 1:10 y otro a escala natural.
- Disposición de los tendones de la cúpula. Se estudió sobre un modelo a escala 1:50.
- Anillo de borde de la cúpula. Se estudió sobre un modelo a escala 1:5.

La característica principal de la construcción de una Central Nuclear es la calidad que debe alcanzar. A una Central Nuclear se le exige:

- Funcionamiento eficiente durante toda su vida de servicio.
- Seguridad completa durante su funcionamiento, aún en el caso hipotético de accidente, tanto interno como externo.
- Durabilidad de 40 años, por lo menos, con pleno y seguro funcionamiento.

El proyecto de una Central Nuclear está clasificado en la categoría denominada “Diseño Nuclear I”, lo cual significa que tanto su sistema estructural como la calidad de sus componentes deben poseer las características necesarias para garantizar:

- 1) La integridad del límite de presión del refrigerante del reactor.
- 2) La posibilidad de parar el reactor y mantenerlo en condición de “Parada Segura”.
- 3) La posibilidad de impedir y mitigar las consecuencias de accidentes que pudieran dar lugar a que el exterior de la Central quedase expuesto a la acción de potenciales radiaciones.

Desde el punto de vista de su importancia en relación con la seguridad, el sistema estructural de las Centrales Nucleares y los componentes de las mismas se dividen en dos grupos, según queden incluidos en la Clase Sísmica I o II.

- a) Clase Sísmica I.— Todas las estructuras, sistemas y componentes, que son importantes para la seguridad y que deban mantenerse en funcionamiento durante y después de lo que se denomina “Parada Segura por Terremoto” (SSE), se consideran incluidos en la Clase Sísmica I.
- b) Clase Sísmica II.— En ella se incluyen todas las estructuras, sistemas y componentes que no pertenecen a la Clase Sísmica I.

Para las estructuras de la Clase Sísmica I, se definen las dos siguientes condiciones de actividad sísmica:

- 1^a) La condición “Sísmica Básica de Funcionamiento” (OBE), que es la intensidad máxima del terremoto que, razonablemente, podría esperarse que se produjese durante la vida prevista de la Central, en el lugar de su ubicación, y que se define como teniendo una aceleración máxima de 0,07 g horizontal, y 2/3 de 0,07 g vertical.

En estas condiciones, la Central debe poder seguir funcionando normalmente.

- 2^a) La condición de “Parada Segura por Terremoto” (SSE), que es la intensidad máxima del más fuerte terremoto que se podría prever que se produjera, en el lugar de la ubicación de la Central, durante su vida de servicio, y que se define como teniendo una aceleración máxima de 0,13 g horizontal, y 2/3 de 0,13 g vertical. En estas condiciones, la Central, sus estructuras y sistemas, deben poder operar en forma que se produzca una detención segura de la planta.

Las Centrales Nucleares y las Plantas de Reprocesamiento de Combustible, comprenden estructuras, sistemas y componentes que impiden o mitigan las consecuencias de supuestos accidentes que podrían causar riesgos indebidos a la salud y seguridad del público.

Se establecen requisitos de “Garantía de Calidad” para el diseño, construcción y funcionamiento de estas estructuras y sus sistemas y componentes. Los requisitos pertinentes, se aplicarán a todas las actividades que afecten a las funciones relacionadas con la seguridad y que incluyen: diseño, adquisición, fabricación, manejo, transporte, almacenamiento, limpieza, erección, instalación, inspección, ensayos, operaciones de mantenimiento, reparación y modificación.

A los efectos de lo que estamos tratando, la “Garantía de Calidad”, comprende todas las acciones necesarias, sistemáticas y debidamente planeadas que permiten garantizar que una estructura, un sistema o un componente, se comportará satisfactoriamente en servicio.

La autoridad y los deberes de las personas y organizaciones que realizan actividades que afectan a las funciones referidas relacionadas con la seguridad de estructuras, sistemas y componentes, serán claramente establecidos y delimitados por escrito. Estas actividades incluyen la realización de las funciones necesarias para alcanzar, los objetivos de calidad, y los requi-

sitos de "Garantía de Calidad".

La estructura del edificio de contención, incluidos accesos, penetraciones y cualquier sistema necesario para la evacuación de calor, está diseñada para que se acomode, sin exceder el índice de fugas, a las temperaturas y presiones que originaría la energía liberada por el mayor accidente hipotético de pérdida del refrigerante, incluyendo un margen considerable a la reacción metal-agua u otro tipo de reacciones químicas que pudieran originarse por un fallo del sistema de inyección de seguridad.

Este diseño está basado en los criterios necesarios para hacer frente a la rotura de la mayor tubería del Sistema de Recirculación del Refrigerante del Reactor (RCS), junto con una parada parcial de la redundancia del sistema de las salvaguardias tecnológicas.

Las máximas presiones y temperaturas supuestas para el diseño son $3,16 \text{ Kg/cm}^2$ efectivos y $137,2^\circ\text{C}$. En el proyecto del edificio de contención la presión máxima calculada se mayor en un 20 por ciento.

El edificio de contención, incluidos accesos y penetraciones, está diseñado para afrontar una presión efectiva de $3,80 \text{ Kg/cm}^2$, con sus efectos térmicos asociados, sin exceder el índice de fugas de diseño.

El proceso de construcción del edificio del contenedor, de gran complejidad, aparecía con diversas alternativas que debían ser analizadas, ya que había factores influyentes y actividades e hitos forzados que tenían que ser combinados para obtener una solución factible y óptima, que permitiese la máxima utilización de los recursos locales, recurriendo a los extranjeros sólo cuando resultase imprescindible.

Me referiré solamente a las actividades involucradas con el sistema de pretensado, o sea, que lo han afectado directamente, tanto en ejecución como en plazo.

En general, el pretensado no es una actividad crítica ni continua, y su secuencia de ejecución va ligada a las otras operaciones de construcción del contenedor.

Hay que tener muy en cuenta esta circunstancia para la organización del trabajo, con el fin de lograr que el tiempo de ocio sea mínimo.

Como factores influyentes deben mencionarse los siguientes:

- a) Calidad. Había que obtener, con total garantía de seguridad, la calidad requerida en el proyecto, y demostrar, objetiva y documentalmente, que se había obtenido.
- b) Plazo. El proyecto fijaba unos plazos que debían cumplirse, tanto por necesidades nacionales como financieras. La programación y elección de los métodos constructivos fue compleja y necesitó de grandes y laboriosos estudios.
- c) Costos. La gran inversión en juego, obligaba a una elección de métodos y secuencias de trabajo que, sin detrimento de la calidad y del plazo, fuesen los más económicos.
- d) Recursos. Había que buscar la máxima utilización de los recursos nacionales (en materiales, mano de obra, técnica, etc.) con un mínimo que no podía bajar del 70 por ciento, aproximadamente.

La combinación de estos factores, ofrecía varias alternativas; y encontrar un óptimo fue difícil y quizás no siempre se logró. La experiencia adquirida en este caso concreto nos permitirá que, en futuras ocasiones, logremos acercarnos más al óptimo.

En cuanto a actividades e hitos forzados, los principales eran los siguientes:

- a) Era preciso dejar una gran abertura (de 12 x 13 m) en la pared cilíndrica, para la entrada del equipo pesado (reactor, generadores de vapor, presurizador, grandes tuberías, etc.). Esta abertura tenía que cerrarse posteriormente y condicionaba el inicio del pretensado.
- b) La entrada del equipo pesado y su colocación se realizaba con auxilio de la grúa polar. Por consiguiente, en tanto no finalizase la colocación del equipo pesado, no se podía prescindir de la grúa.
- c) La grúa polar tenía que entrarse por arriba, por lo que no se podía colocar la cúpula hasta completar dicha operación.
- d) Por otra parte, la cúpula metálica se alzaprime desde la grúa polar. Por tanto, desde que se inicia la colocación de la cúpula, la grúa queda inutilizada.
- e) La soldadura de la cúpula en el punto de tangencia, impedía proseguir las actividades en el muro, en tanto no se terminase.

El pretensado del edificio de contención está incluido en el "Diseño Nuclear I" y "Clase Sísmica I". Por tanto, es de importancia fundamental para la Seguridad de la Central y, en consecuencia, le son aplicables todas las exigencias rigurosas de la Garantía de Calidad.

La Garantía de Calidad, comprende toda la planificación de acciones sistemáticas necesarias para proporcionar la suficiente confianza de que una estructura, sistema o componente, se comportará satisfactoriamente durante su servicio y, en consecuencia, condiciona el proceso de realización.

La calidad debe ser *concebida y expresada* en el proyecto, de manera que se cumplan, de forma segura, todas las funciones atribuidas y se de satisfacción a las necesidades.

La calidad debe ser *obtenida y constatada* durante todo el proceso de construcción, y *mantenida* durante todo el tiempo de uso.

En todas estas fases debe *demostrarse* objetivamente que la calidad requerida se ha alcanzado y esta demostración debe quedar *documentada* de tal manera que haga posible el seguimiento lógico de todo el proceso de obtención de la calidad.

Hay que tener en cuenta, y me parece que es lo más importante, que la calidad no se alcanza porque se verifica y documenta, sino *porque las personas que intervienen saben trabajar con calidad y saben como alcanzarla*.

La calidad final alcanzada es la correspondencia entre lo proyectado y lo realizado y puede definirse como el grado en que se consiguen aquellas *condiciones* que influyen en las *características* que hacen que un producto sea *acceptable* para un uso específico.

Lo importante es expresar esta calidad en forma objetiva y en términos comprobables.

Hay que definir los atributos de esta calidad mediante exigencias que sean factibles de conseguir y comprobar. Por tanto, las propiedades o atributos tienen que ser medibles, para que se pueda comprobar, de una forma fiable, que la calidad se ha alcanzado.

Es importantísimo establecer clara e inequívocamente, los procedimientos de medición de esta calidad. En estos procedimientos deben detallarse los siguientes puntos:

- Qué datos tomar.
- Cuántos tomar.

- Cuándo tomarlos.
- Cómo tomarlos.
- Qué hacer con los datos, o sea su procesamiento.
- Validez del proceso y su evaluación.
- Criterios de Aceptación y Rechazo.

Los principios de calidad que se tienen en cuenta son:

- El logro de la calidad es responsabilidad de los individuos que realizan el trabajo.
- La Organización es responsable del control de calidad del trabajo.
- El control de calidad es independiente de la realización del trabajo.
- La Garantía de Calidad es una función de gestión, independiente del control de calidad, que vigila que en el desarrollo de la actividad se cumplen todas las etapas y trámites necesarios, conforme al procedimiento previamente establecido. Para ello es preciso establecer un programa de Garantía de Calidad.

La calidad es ampliada por el esfuerzo individual, trabajando como un miembro de un equipo, de acuerdo con los procedimientos establecidos.

De acuerdo con las exigencias de la Garantía de Calidad todas las acciones relativas a la calidad deben quedar documentadas y debidamente avaladas, a fin de que quede un testimonio escrito de *qué* y *cómo* la calidad ha sido obtenida.

Esta documentación ha de ser muy detallada, partir desde el origen de la materia prima y registrar todo el proceso de: fabricación, tratamiento, controles, transporte, almacenamiento, montaje, inspección, pruebas, uso en servicio, mantenimiento y vigilancia hasta el final de la vida útil de la Central.

El sistema de registro de esta documentación, tiene que ser claro y debe permitir, en cualquier momento, el *rastreo* de cualquiera de las actividades enunciadas anteriormente. El rastreo es un criterio de seguridad americano.

Este tipo de documentación es una de las características más singulares y complejas de la construcción de Centrales Nucleares.

El pretensado queda directamente afectado por este proceso. En relación con el pretensado, además de la documentación general exigida, tienen que hacerse unos planos que muestren claramente cómo quedó realizado (planos "As Build").

En el caso de la Central Nuclear de Ascó, el proyecto de pretensado del edificio del contenedor, realizado por la Ingeniería de la Propiedad, fija la calidad en forma exigencial; lo que significa que había varios sistemas que podrían dar satisfacción a las exigencias del proyecto. Estas exigencias, fundamentalmente, eran las siguientes:

- Conseguir un tendón que diera los niveles de tesado requeridos.
- Que el hormigón, detrás de los anclajes, soportara con seguridad el esfuerzo solicitante.
- Que la unidad tendón-anclajes, soportara las solicitaciones dinámicas preestablecidas en el proyecto.

- Que la inyección dentro de las vainas fuera de grasa especial, con el objeto de poder verificar el estado y tensión del sistema, durante la vida de la Central.
- Que todo el sistema fuera estanco con relación a la grasa la cual, durante la inyección, se encuentra en estado líquido.
- Que todo el sistema de tendones fuera revisable durante los 40 años de vida atribuidos a la Central.
- Que se cumpliesen las tolerancias máximas de ejecución.

La Propiedad eligió el sistema Freyssinet, de las características que a continuación se indican y que daba, en principio, satisfacción a las exigencias del proyecto.

La unidad tendón-anclaje, única para todo el sistema, consta de:

- Un cable paralelo, formado por 37 cordones de 0,6 pulgadas (15 mm). Cada cordón está formado por 7 alambres trenzados, de acero de alta resistencia, superestabilizado.
- Un sistema de vainas flexibles de acero.
- Un cono y tubo rígido de transición entre la vaina y el anclaje.
- Una placa de apoyo o reparto, de 495 x 495 x 70 mm.
- Un bloque de acero perforado, para el anclaje de los 37 cordones por medio de cuñas de acero.
- Un codo para la inyección de la grasa, y
- Una caperuza exterior, estanca, para proteger el anclaje y las cabezas de los cordones.

Las características mecánicas del tendón son las siguientes:

- Fuerza nominal de rotura, 940 KdaN.
- Fuerza máxima bajo el anclaje durante la puesta en tensión, 770 KdaN.
- Sección nominal del cable, 5.143 mm².

Con estas características resultó el siguiente número de tendones (figura 4).

- Sistema vertical: 112 tendones;
- Sistema horizontal: 132 tendones;
- Sistema cúpula: 84 tendones.

lo que da un total de 656 unidades de anclaje.

La calidad del sistema Freyssinet elegido y el cumplimiento de las exigencias establecidas en el proyecto, tenían que demostrarse de forma objetiva por los cálculos, notas técnicas y planos, y a través de ensayos que debían ser aprobados por la Ingeniería de la Propiedad.

La Central Nuclear de Ascó tiene una central de referencia, la de Farley (Alabama, U.S.A.) y el pretensado de aquella Central no se hizo con el sistema Freyssinet. Por tanto, los ensayos del sistema fueron muy rigurosos consistiendo, en líneas generales, en ensayos

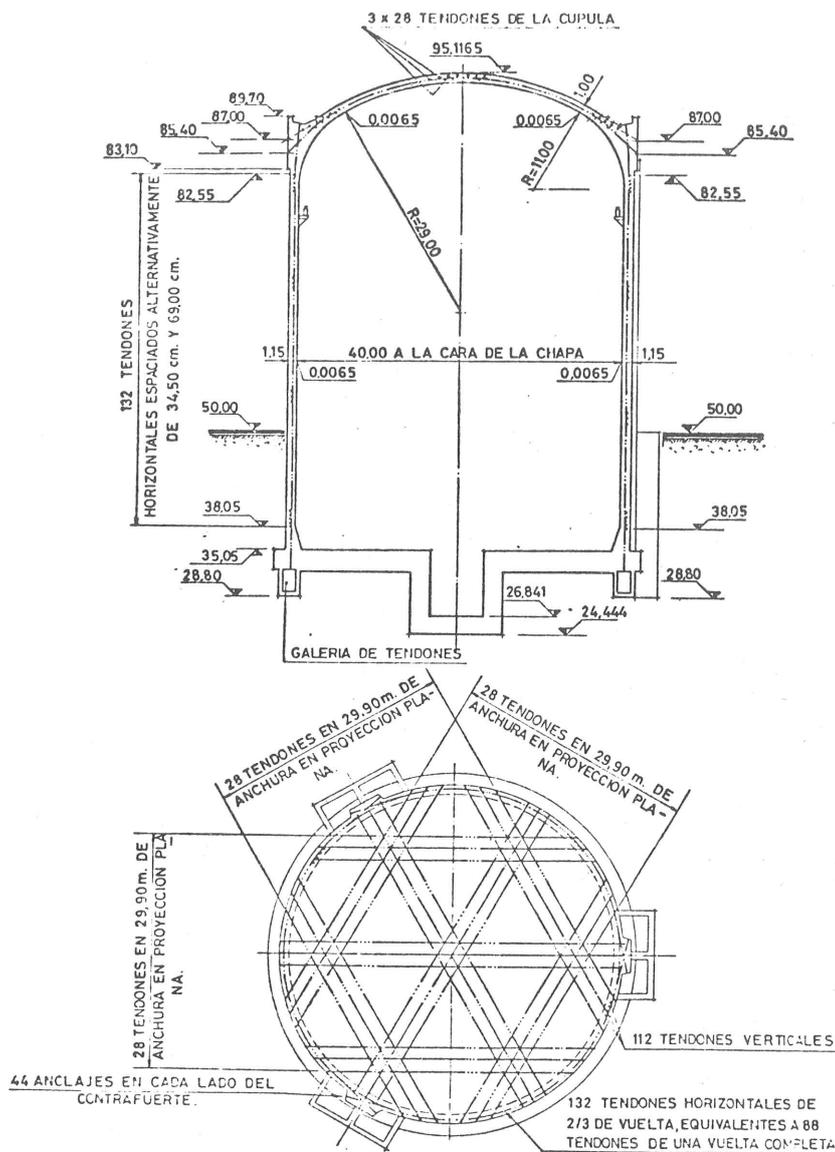


Fig. 4.

estáticos y dinámicos, a baja y alta frecuencia. En general se querían verificar tres cosas importantes:

- 1° Que la placa de apoyo, de dimensiones menores que las de Farley, no inducían detrás de ella, durante el tesado, tensiones en el hormigón capaces de agrietarlo. bajo acciones estáticas ni dinámicas.
- 2° Que los cordones periféricos no se dañaban bajo la acción dinámica, debido a la desviación de 7 grados que tenían a la entrada del cono de transición.
- 3° Que el sistema era estanco a la inyección de grasa. (El sistema Freyssinet usa, normalmente, inyección de mortero).

Los resultados obtenidos en los diferentes ensayos requeridos, que se efectuaron en laboratorios de Francia y Alemania, fueron satisfactorios.

Después de este proceso, quedó comprobada y aceptada la calidad del sistema Freyssinet.

Cada uno de los componentes del sistema ha seguido el mismo proceso de estableci-

miento de calidad, debiéndose efectuar ensayos para poder establecer la calidad definitiva.

Cada componente tiene su plano, su especificación y su control de calidad e inspección.

A todos los componentes se le sigue el rastro minuciosamente, y todo el proceso, desde la materia prima hasta que llega elaborado a obra, tiene que ser inspeccionado y documentado.

La documentación es extensísima y cubre todos los aspectos que afectan a la calidad; su sola enumeración, sin descripciones, rebasaría los límites de esta conferencia.

Todas las actividades de ejecución en obra, estaban sujetas al mismo rigor y no podía realizarse ninguna de ellas sin que existiese un procedimiento autorizado por la Ingeniería, y siempre con el requisito imprescindible de que quedase documentado.

Además de los planos y procedimientos, se han redactado tres documentos esenciales:

- Secuencia de tesado, muy rigurosa, que comprende el enfilado, tesado e inyección, y el registro y documentación correspondiente.
- Manual de control de calidad de las operaciones.
- Manual de ejecución en obra, con las mismas exigencias de Garantía de Calidad.

En obra, se han realizado los siguientes ensayos:

- Comprobación del funcionamiento del equipo y de la capacidad de los operarios para realizar el trabajo encomendado.
- Enfilado, tesado e inyección de grasa.
- Extracción de un cordón ya tesado, para comprobar su estado.
- Comprobación de los coeficientes de rozamiento y pérdidas en el tesado.

Después de estos ensayos, quedaron ya establecidas la calidad y las condiciones definitivas de ejecución.

Las exigencias principales, con relación a la ejecución, fueron las siguientes:

- Tolerancias de colocación. Eran del orden de ± 13 mm para los anclajes, y 20 mm en la trayectoria de las vainas.
- Mantener un "pasa o no pasa" por dentro de las vainas durante todo el proceso de hormigonado.
- Evitar la entrada de agua dentro de las vainas.
- No mantener almacenado el cordón en obra, más de 5 meses.
- Enfilado del cordón con protección temporal de aceite especial.
- Tesar antes de 60 días, los cordones enfilados.
- Inyectar de grasa los cordones tesados, antes de 15 días.

Cualquier desviación con relación a estas exigencias, y a otras del proyecto, daba lugar a un informe de no conformidad (INC). En el caso de un INC de un cordón enfilado, o tesado,

se extraía el cordón para hacerle una inspección minuciosa en toda su longitud, y ensayarlo si era preciso.

Al inyectar la grasa se produjeron algunas fugas, una de ellas importante, que obligó a una revisión de todos los procedimientos de inyección de la grasa.

Estas inyecciones se hicieron siguiendo las prácticas habituales en la actualidad.

Se estudió y probó minuciosamente un nuevo procedimiento, con el que se han inyectado tendones horizontales y verticales, sin inconvenientes hasta el momento.

Al edificio de contención y por tanto, al pretensado del mismo, se le hará una prueba final de integridad estructural (SIT), que consiste en presurizar neumáticamente el contenedor hasta 1,15 veces la presión de proyecto, o sea hasta 4,34 bares, y comprobar los cambios dimensionales y el desarrollo de la fisuración superficial, a fin de poder demostrar que el edificio puede soportar una presión superior a la que se produciría en el caso del accidente más grave previsible.

Este ensayo se hará en cumplimiento de lo que exige la Regulatory Guide 1.18 de la U.S.N.R.C.

El ensayo se desarrollará en cuatro etapas de subida de presión, y en tres o cuatro de bajada. El ensayo durará entre 50 y 80 horas.

Durante la vida de la Central se realizará un programa de vigilancia del pretensado de acuerdo con la Regulatory Guide 1.16 de la U.S.N.R.C., que consiste, en líneas generales, en realizar cada vez las siguientes operaciones:

- Un "Lift-off" de un tendón de cada familia.
- Destesado de los tres tendones.
- Extracción de un cordón de cada tendón, para revisión.
- Nuevo enfilado del cordón, si está en buenas condiciones, o continuación de la revisión si no lo está.
- Sustitución de los tendones en malas condiciones, volviéndolos a tesar e inyectar con grasa.

Estas operaciones se realizarán con la siguiente frecuencia:

- Un año después de terminado el tesado y ya realizado el SIT.
- Al primer año después de la puesta en marcha de la Central.
- Al tercer año después de la puesta en marcha de la Central.
- Al quinto año después de la puesta en marcha de la Central.
- Posteriormente, cada cinco años hasta el final de la vida de la Central.

Analizando la E.P.-77 se ve que no recoge la práctica utilizada en la construcción de las Centrales Nucleares y que hay muchos artículos que no son aplicables a este tipo de estructuras.

Hay que tener en cuenta que nuestras Centrales Nucleares no son prototipos y que, por tanto, tenemos que dar satisfacción a la normativa del país de origen del proyecto, especialmente al no podernos apoyar en la nuestra, ya que no existe en este campo.

Con la experiencia adquirida en España entre todos los que hemos trabajado en esta actividad, creo que podríamos pretender, con legitimidad, incorporar estas nuevas prácticas a la

E.P.-77 y hacer que nos sirviera de referencia y apoyo para nuestras actividades futuras.

Las normas tienen que ser dinámicas e ir captando siempre la actualidad y las necesidades que vayan surgiendo. Si nos lo proponemos, podremos hacerlo.

He seleccionado una lista de unos 20 artículos de la E.P.-77 que, además de su Anejo 3, tendrían que ser revisados para que abarcaran también el campo del pretensado en obras de estas características y magnitud. No los leo, porque creo que sería fatigante y quizás en esta oportunidad aburrido. Creo que esto es un trabajo que debía encomendarse a una Comisión.

Quisiera también decir en qué campo hemos adquirido experiencia, que queda a disposición de ser transmitida. Me refiero a experiencias que pueden servir como base de futuras investigaciones y no como soluciones absolutas o definitivas, pero que, sin embargo, nos han permitido resolver problemas no habituales, que se nos plantearon.

Experiencias realizadas en el campo del hormigón pretensado

Se han efectuado los siguientes ensayos:

- Estáticos y dinámicos, de tendones y anclajes.
- Repetidos de tesado y destesado.
- De rozamiento y pérdidas de tensión.
- De enfilado de cordones.
- De tesado total y por partes.
- De destesado.
- De inyección de grasa.
- De rigidez de las vainas.

Experiencias realizadas en el campo de la Ingeniería Civil

En este campo se realizaron ensayos de:

- Colocación de hormigones y juntas de construcción.
- Hormigones pesados.
- Hormigones porosos.
- Morteros sin retracción.
- Inyecciones para reparaciones.
- Pernos de anclaje, embebidos y de doble expansión.
- Efectos de incendios en el hormigón.

De todas estas experiencias existen informes que permiten evaluarlas y sacar consecuencias prácticas.

Hay muchos profesionales que han vivido y están viviendo este proceso del pretensado en Centrales Nucleares. Es preciso que esta valiosa experiencia no se pierda para la colectividad; que pueda ser recogida, analizada, ordenada y entregada para su conocimiento y su uso en el país.

Imagínense que cualquiera de los que hemos trabajado y trabajamos en este campo,

hubiésemos podido leer y estudiar las experiencias de otros, en casos parecidos; cuántos pasos, titubeos y errores nos habríamos ahorrado.

Yo ruego que todos los que trabajan en este campo del pretensado expongan sus experiencias y sus inquietudes; y creo que en la Revista de la ATEP tendrían buena acogida.

Frente a la magnitud, importancia y responsabilidad que tiene el pretensado en la construcción de Centrales Nucleares y en trabajos similares, creo preciso y necesario que deberían tomarse algunas acciones a escala nacional, a fin de que esta extraordinaria y emocionante experiencia, vivida por tantos profesionales españoles, pueda ser capitalizada en beneficio del país; y no sólo para las construcciones nucleares, sino para todas las grandes obras civiles que se realizan y deben realizarse en el futuro.

El problema de la calidad, es siempre conflictivo y confuso. Prima muchas veces sobre él, el costo y el programa. Bien pensados y bien calculados, estos tres factores no son incompatibles. Pero, eso sí, la calidad implica muchas cosas que se deben cumplir:

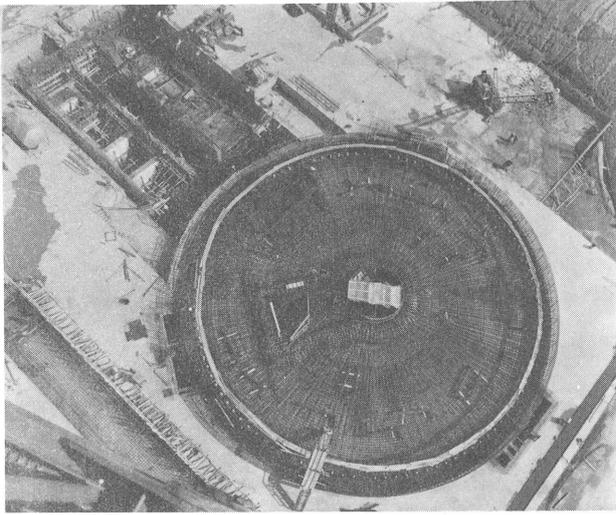
- Voluntad firme de obtenerla.
- Conocimientos suficientes, y constante adiestramiento.
- Razonamiento ordenado y planeado con antelación.
- Claridad y objetividad en la fijación de la calidad requerida.
- Respeto por la técnica y el método científico.

Unas recomendaciones para después formular una norma, podrían ser un primer paso y, en el futuro, se podrían evitar muchas de las vicisitudes y entredichos que se han producido en este campo.

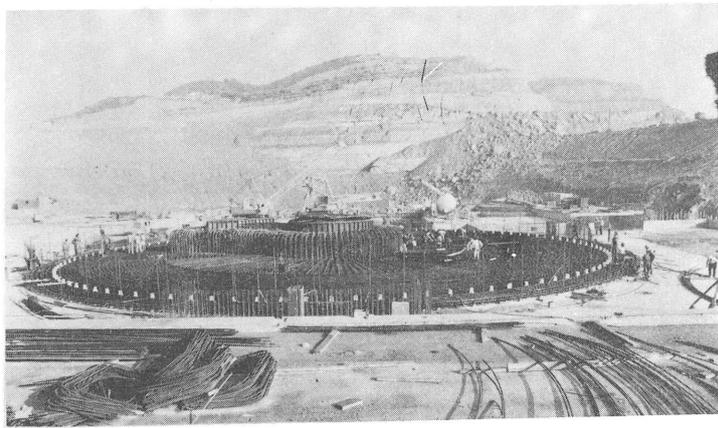
Sugiero que se podrían emprender las acciones que propongo a continuación:

- 1º Formación, dentro de la A.T.E.P., de un grupo de trabajo para la recopilación de las experiencias en este campo.
- 2º Análisis y ordenación sistemática, por este grupo, de dichas experiencias.
- 3º Comparación con las prácticas extranjeras.
- 4º Cursos de adiestramiento y formación continuada.
- 5º Estudio de unas recomendaciones, para hacer una “Instrucción de Hormigón Pretensado para Centrales Nucleares”.

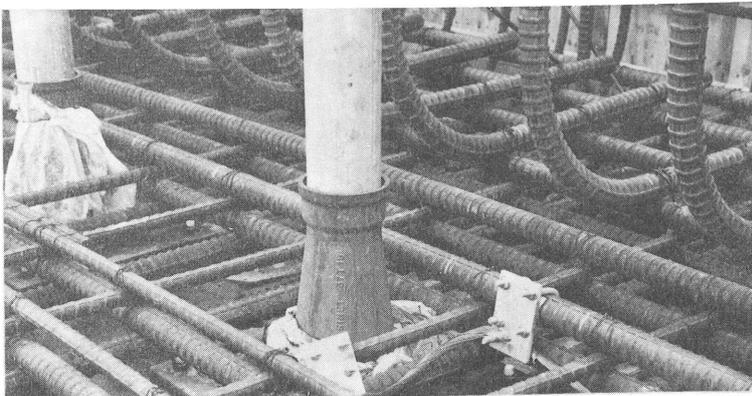
Deseo ofrecer mi modesta y sincera colaboración y me sentiría muy honrado si mi propuesta diera sus frutos en bien y progreso de la tecnología del país.



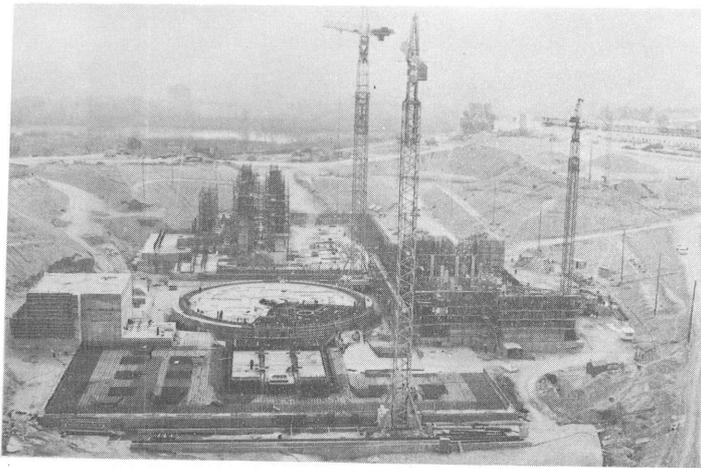
Fot. 1. Vista aérea de la armadura de la base del edificio de contención del reactor.



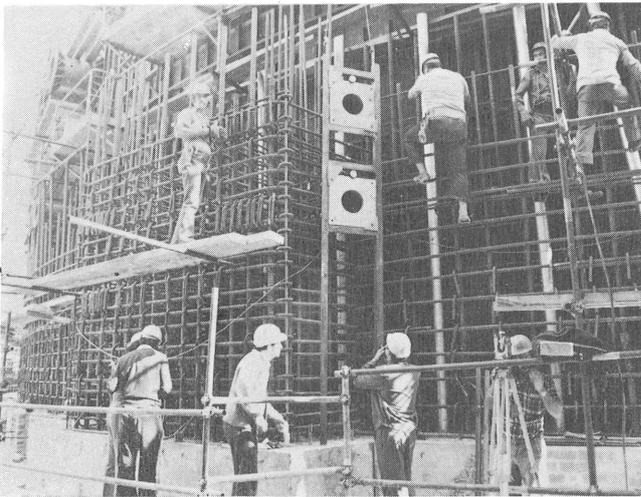
Fot. 2. Vista lateral de la base del edificio de contención del reactor.



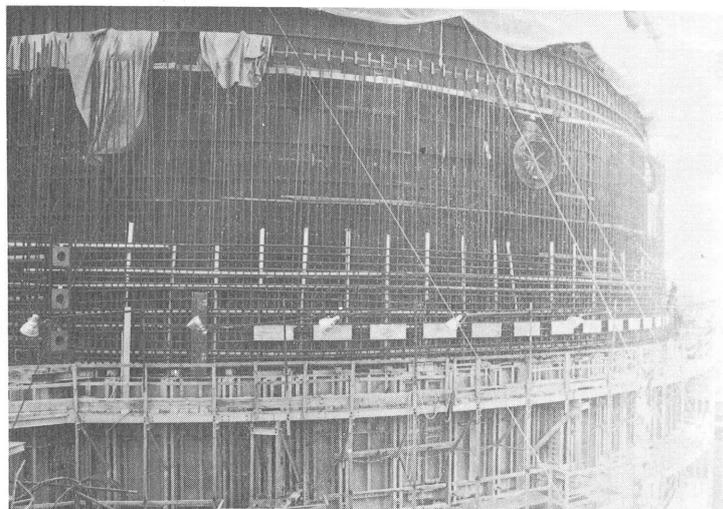
Fot. 3. Las trompetas de los tendones, en el fondo de la base del edificio de contención.



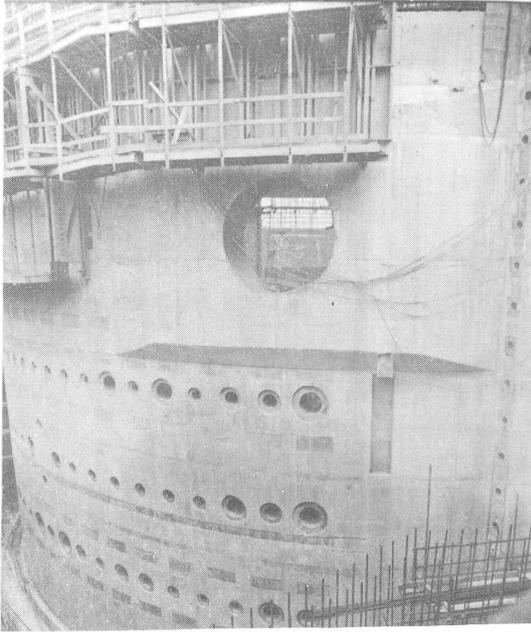
Fot. 4. Vista general del grupo I- se está terminando el hormigonado de la base del edificio de contención del reactor.



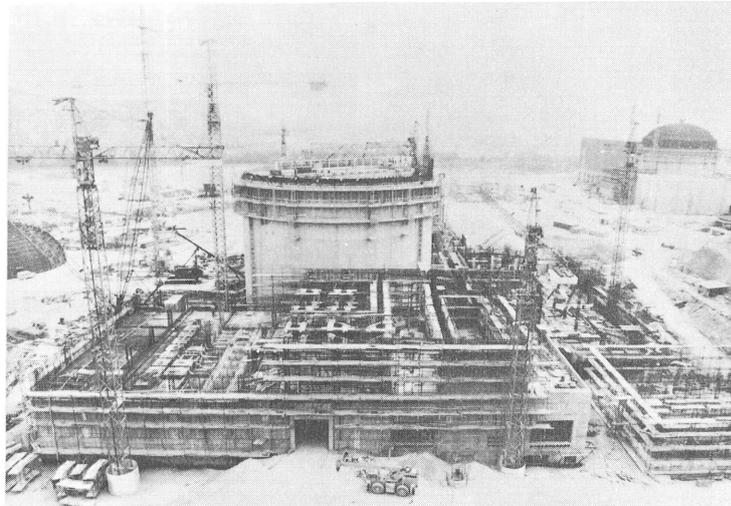
Fot. 5. Armadura de las paredes y contrafuerte del edificio de contención. Pueden verse las primeras placas de apoyo de los tendones horizontales, colocadas en un contrafuerte.



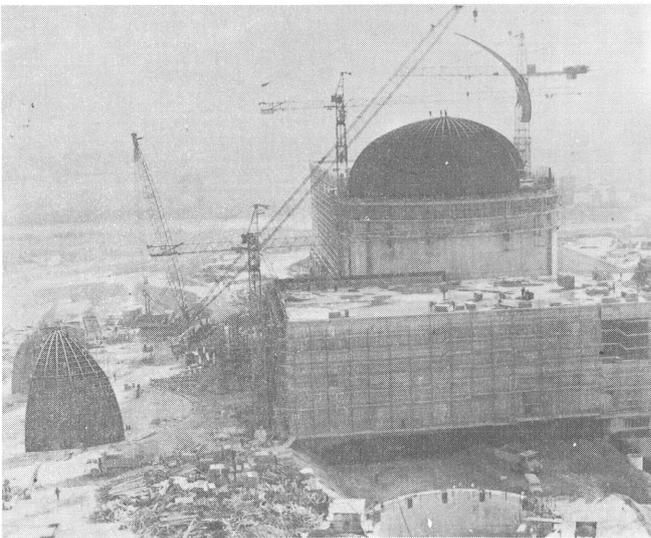
Fot. 6. Vista general del muro en construcción del edificio de contención. Puede verse el encofrado trepante, la colocación de vainas verticales y horizontales, y la armadura.



Fot. 7. Vista del muro, terminado, en la parte de la entrada del personal.

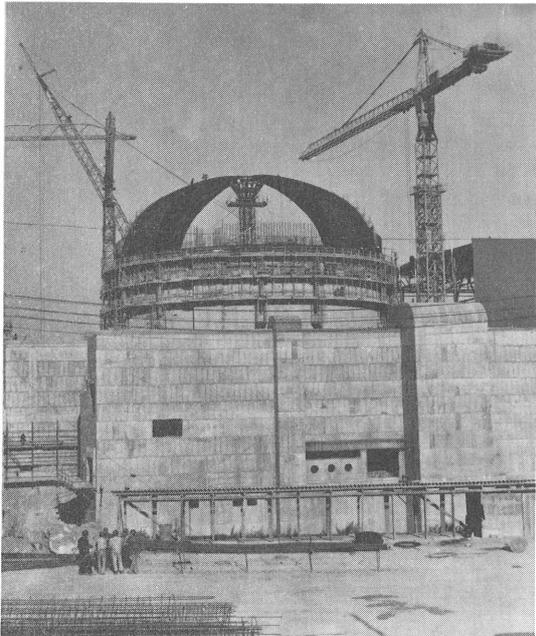
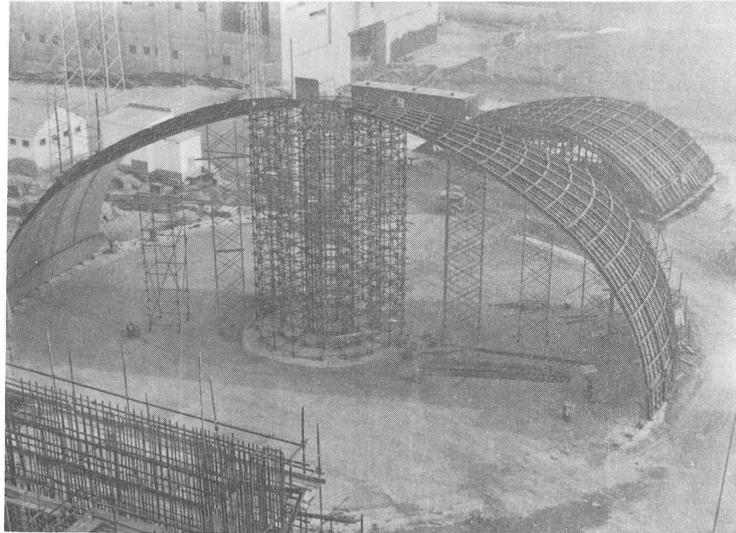


Fot. 8. Vista general del grupo II - A la derecha el grupo I.



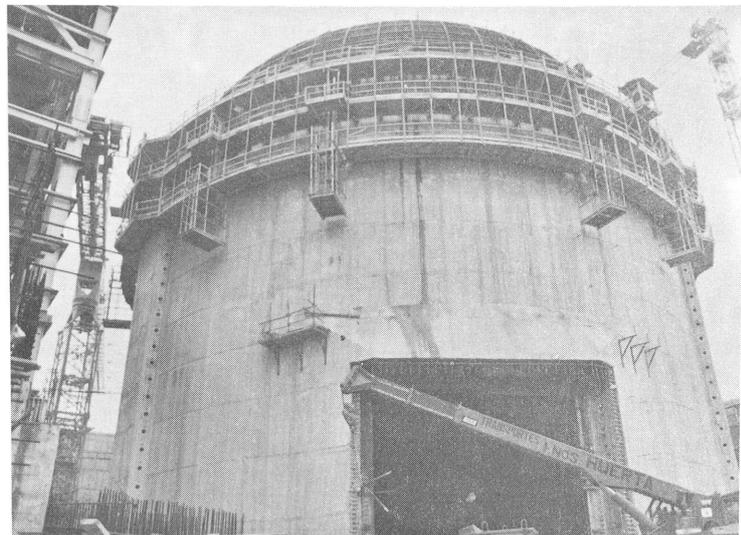
Fot. 9. Izado de los gajos de la cúpula metálica, con la grua Manitowok.

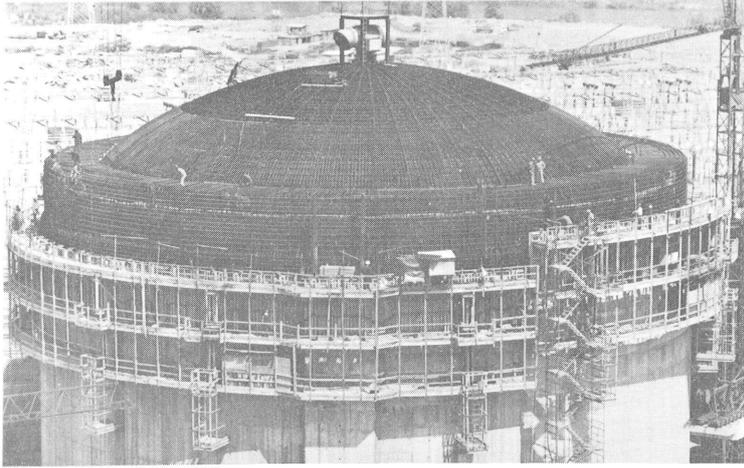
Fot. 10. El premontaje de ajuste de la cúpula metálica.



Fot. 11. Montaje de la cúpula metálica.

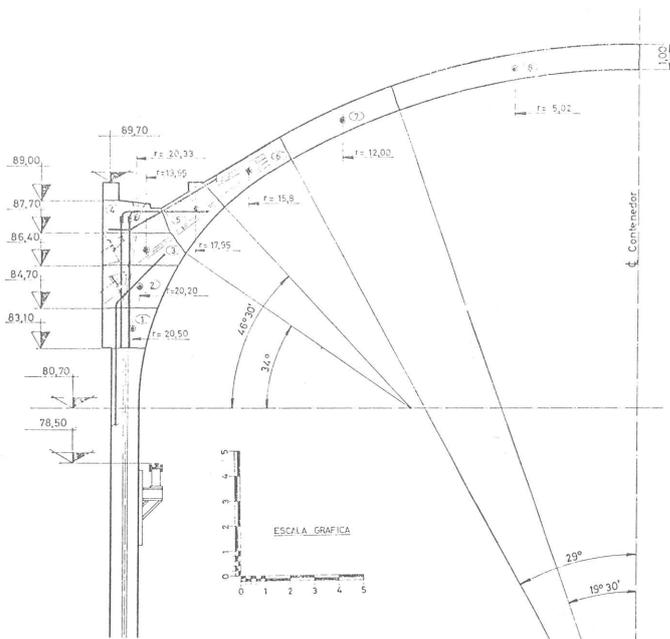
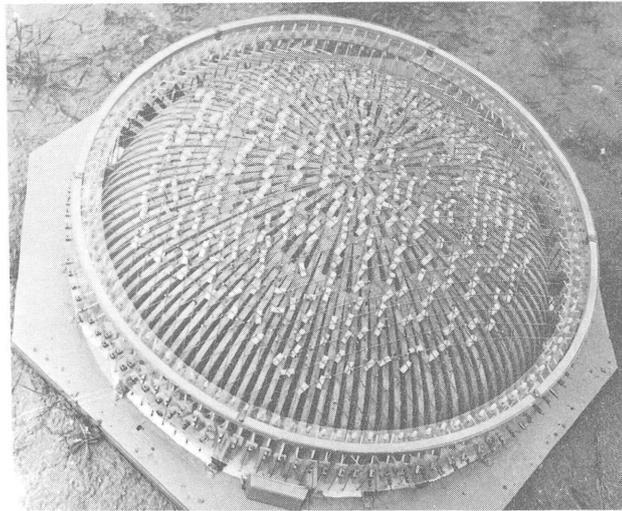
Fot. 12. La abertura provisional para la entrada del equipo pesado.



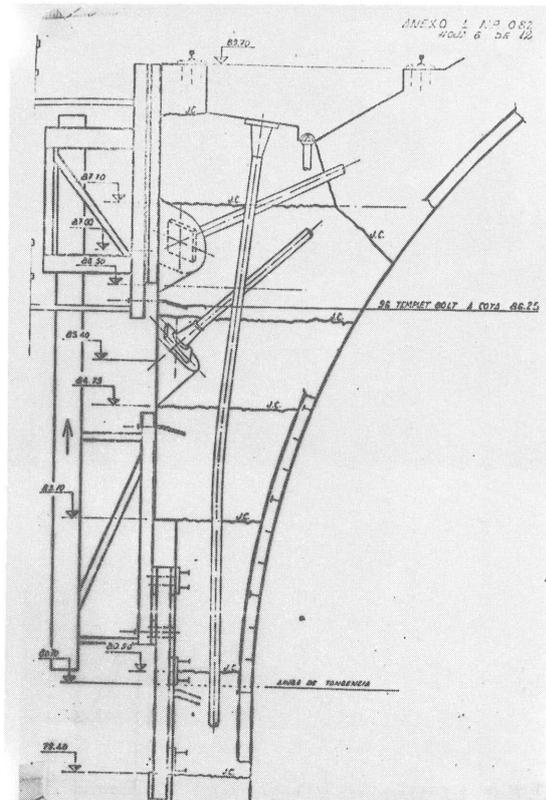


Fot. 13. Armadura del Anillo de borde de la cúpula e inicio de la armadura inferior de la cúpula.

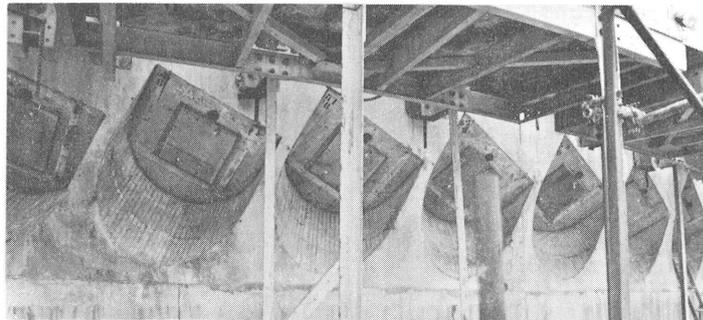
Fot. 14. Maqueta a escala 1:50, para estudiar las interferencias entre los tendones verticales y los de la cúpula.



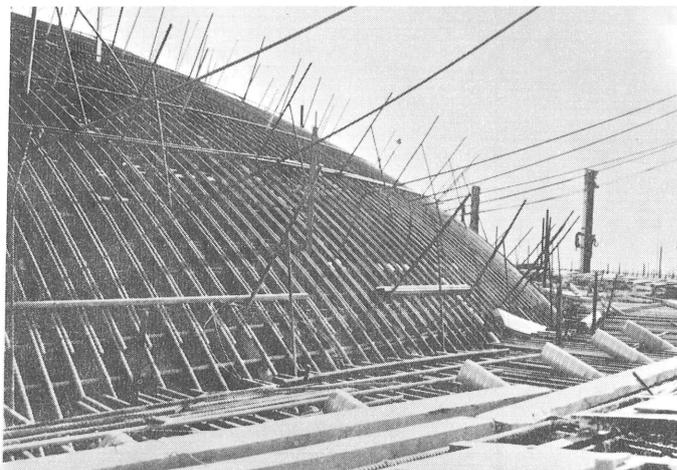
Fot. 15. Perfil de la cúpula, con las fases de hormigonado.



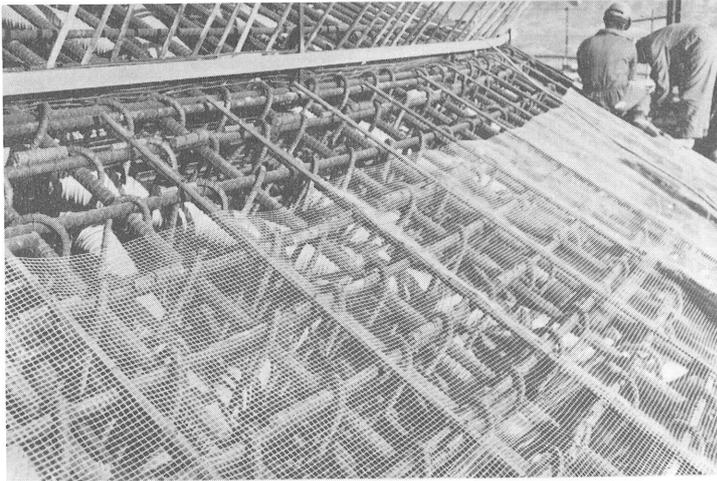
Fot. 16. Fases de hormigonado de la viga-anillo de la cúpula.



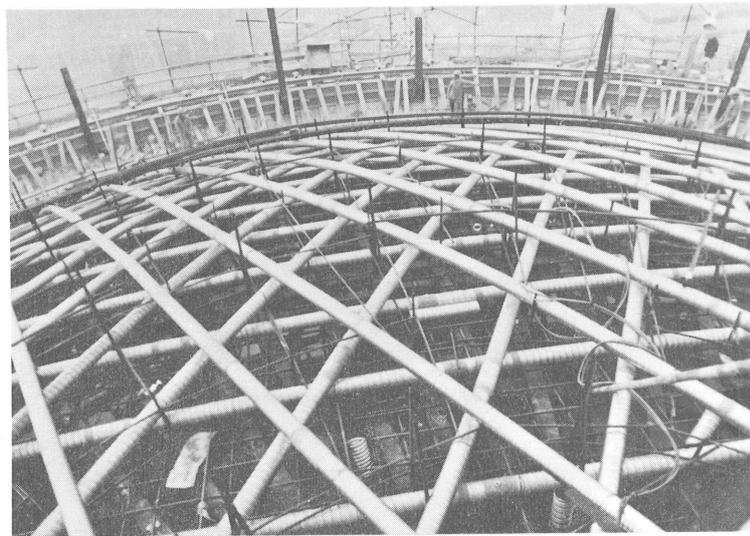
Fot. 17. Los cajetines para los anclajes de los tendones de la cúpula.



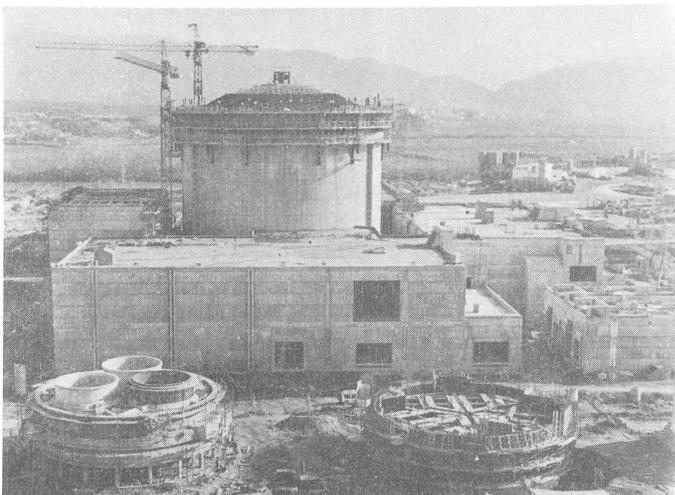
Fot. 18. Las vainas de los tendones de la cúpula, saliendo de la viga-anillo de borde.



Fot. 19. Encofrado del extradós de la cúpula, con malla metálica.

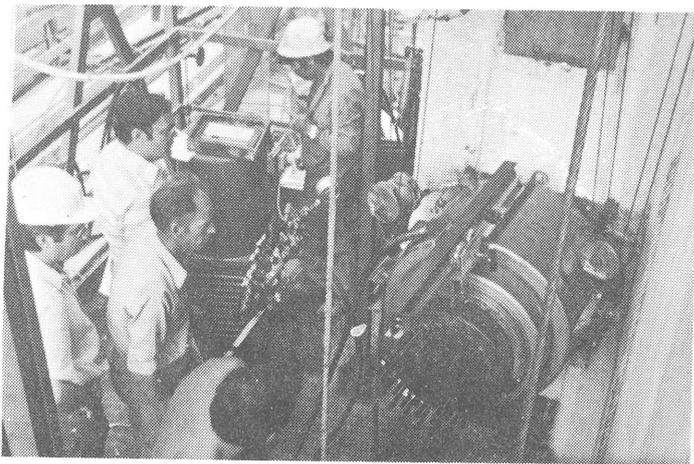
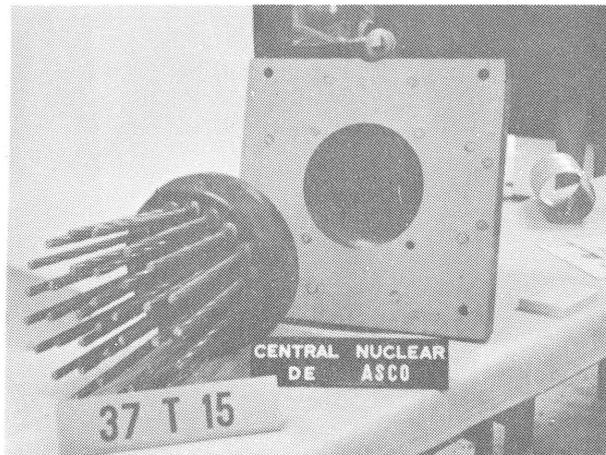


Fot. 20. Vista superior de la colocación de las vainas de la cúpula.



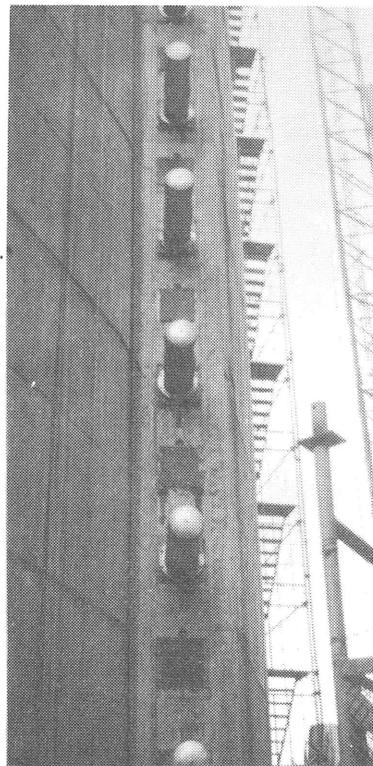
Fot. 21. Vista del edificio de contención, con todas las vainas de la cúpula colocadas y la capa superior de armaduras radiales.

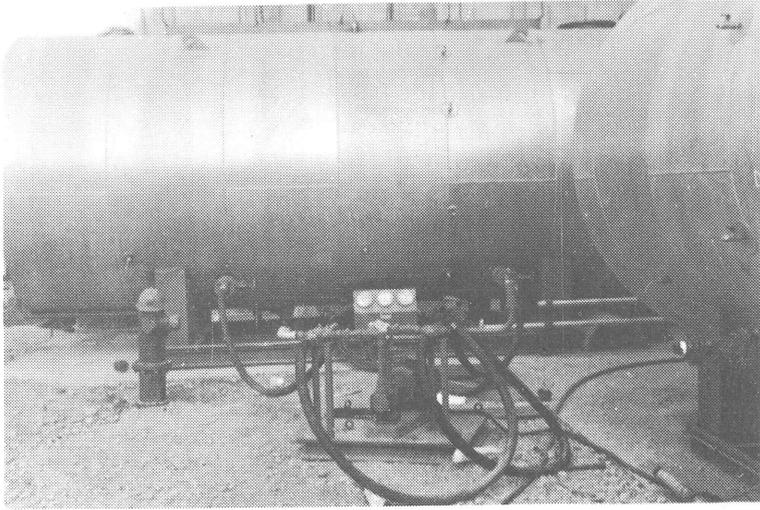
Fot. 22. El bloque de anclaje con sus cuñas y la placa de apoyo del sistema 37T15 de Freyssinet.



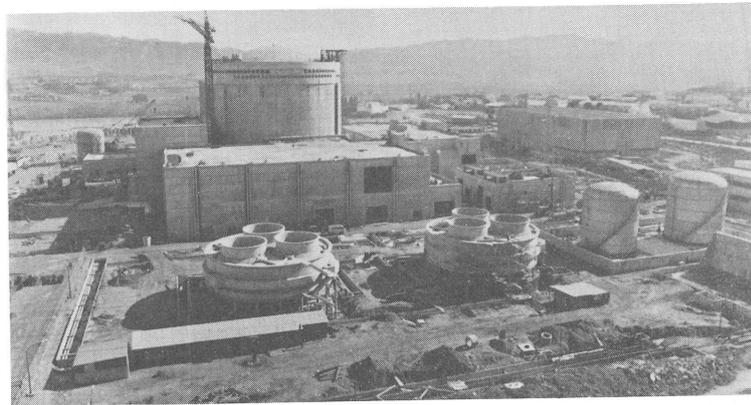
Fot. 23. El gato K 1000, tensando tendones horizontales.

Fot. 24. Cara lateral de un contrafuerte, con las caperuzas de estanquidad.

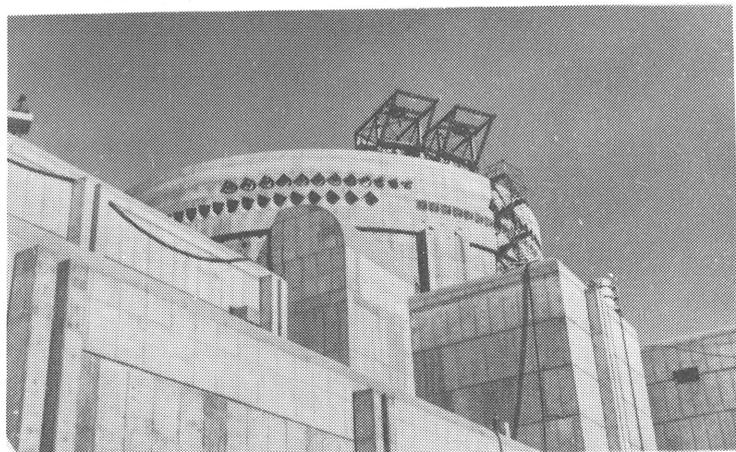




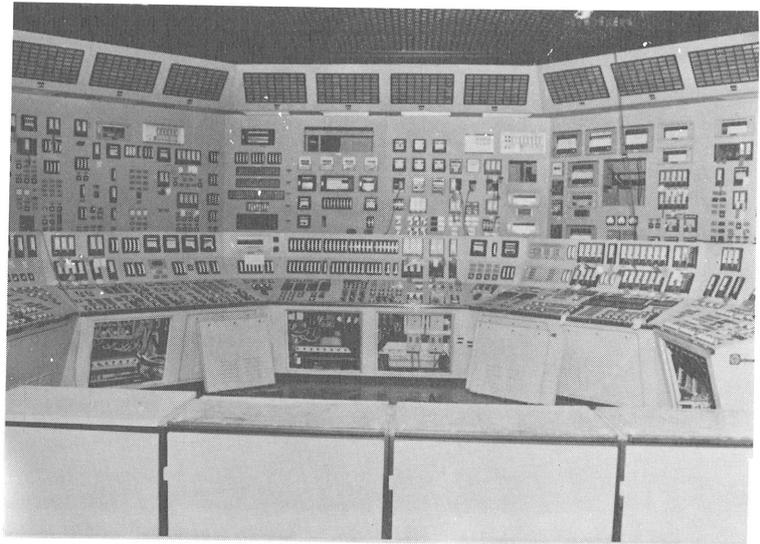
Fot. 25. La bomba de inyección y los instrumentos de control de presión y temperatura.



Fot. 26. El edificio de contención terminado de hormigonar.



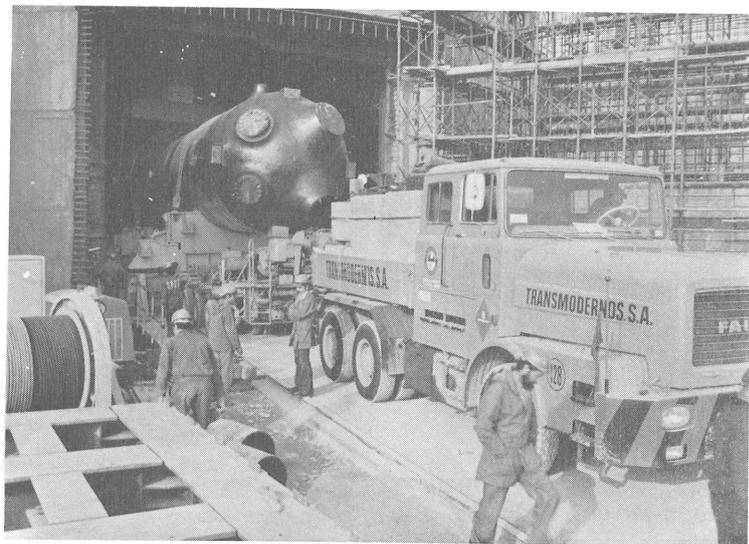
Fot. 27. Detalle de las estructuras de hormigón de los edificios.



Fot. 28. La sala de Control del Grupo I (En montaje).

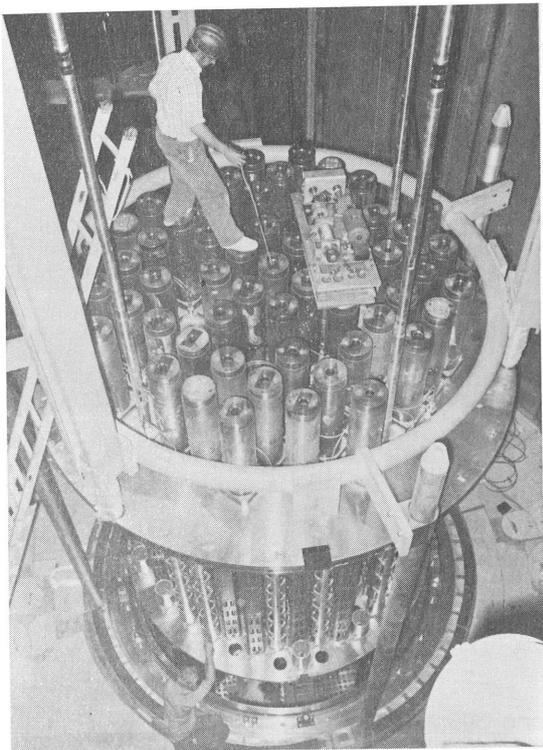
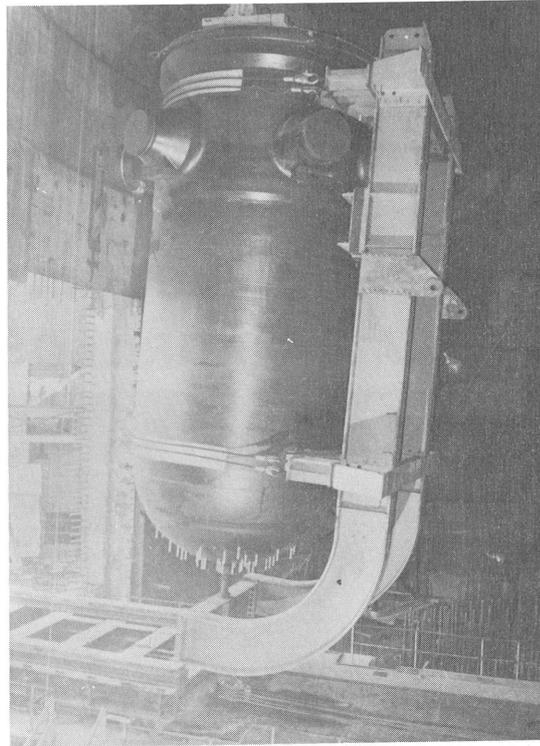


Fot. 29. La turbina y Generador de Electricidad (En montaje).

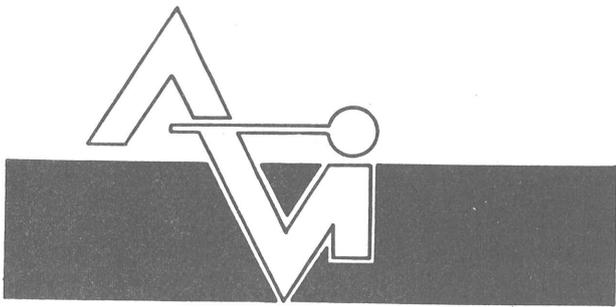


Fot. 30. Entrada dentro del edificio de contención del generador de vapor.

Fot. 31. Izado del reactor nuclear, por la grua polar, para ser colocado, en su ubicación final.



Fot. 32. El reactor nuclear, en su ubicación y en fase de montaje.

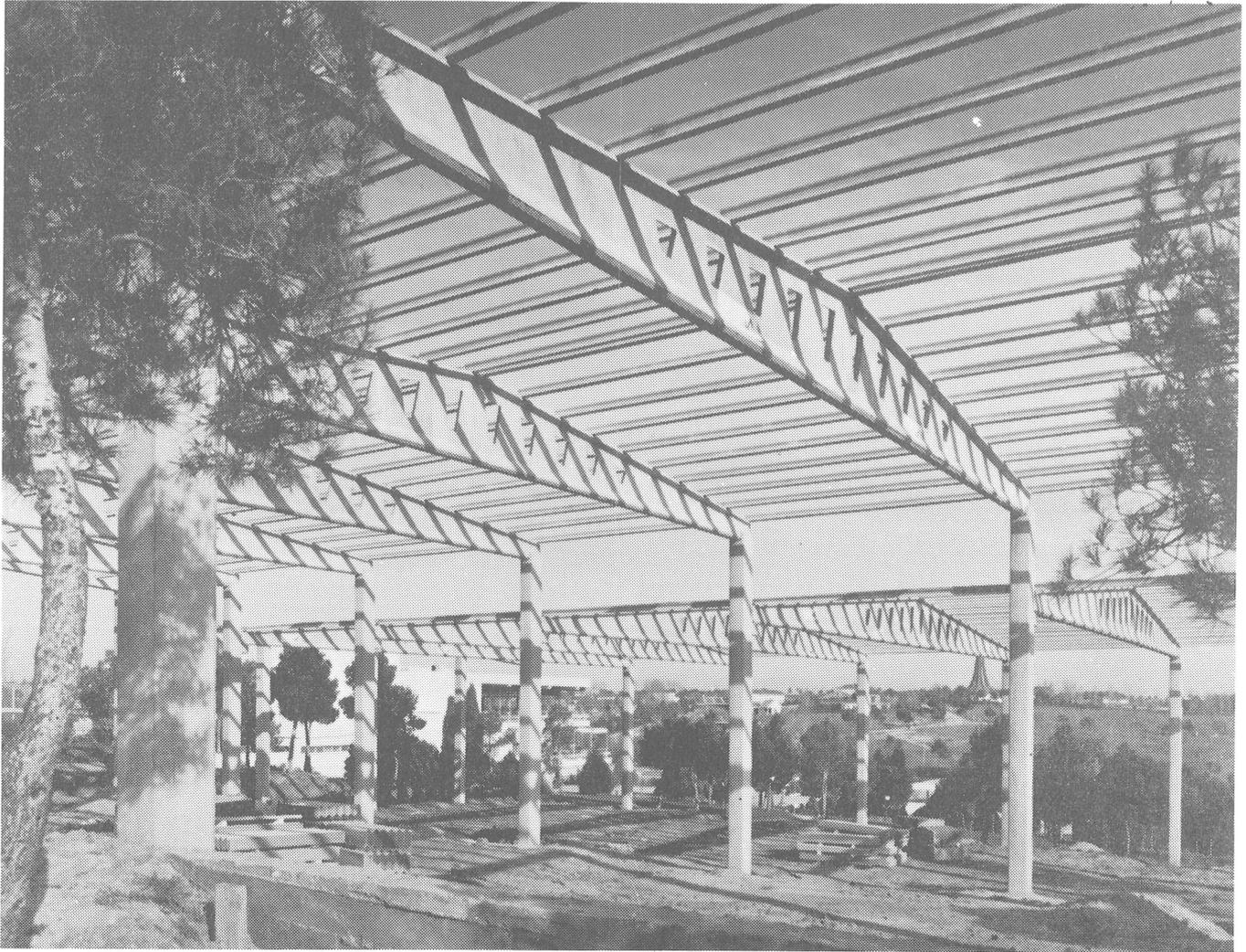


PREFABRICACION LIGERA Y PESADA

ALVISA

PREFABRICADOS ALBAJAR

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



Estructura de cubierta a varios niveles en Las Lomas-El Bosque, prefabricada y montada incluso pilares, por ALVI, S.A.
Anchura de cada nave: 25,00 m.

FABRICAS:

HUESCA: Paseo Lucas Mallada, s/n. - Teléfono 22 39 00 (cinco líneas). (Casa central.)

MONZON: Carretera de Lérida - Teléfono 40 07 80.

GRAÑEN: Carretera de Huesca - Teléfono 27.

MADRID: Carretera de Toledo, Km. 7,300 - Teléfono 695 25 68.

ZARAGOZA: Avda. de Marina Moreno, 31 - Teléfono 23 75 02 3. (Comercial zona norte.)

MADRID: Carretera de Torrejón a Loeches, Km. 4,200 - Teléfono 675 04 50. TORREJON DE ARDOZ.

Fábricas: Carretera de Toledo, Km. 7,300 - Teléfono 695 25 68. GETAFE.

Oficinas: Orense, 10 - Teléfono: 455 05 35/6/7. MADRID-20.

Análisis del control del hormigón en cuarenta edificios

Domingo Pellicer Daviña
Doctor Arquitecto

1. INTRODUCCION

Este estudio presenta el análisis de los resultados de los ensayos realizados por el Laboratorio de Edificación de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de la Universidad de Navarra, para el control, según la Instrucción EH-73, de la resistencia del hormigón de la estructura de cuarenta obras de edificación realizadas en Pamplona.

A partir de dichos resultados, se pretende obtener conclusiones sobre diversos aspectos relacionados con el hormigón estructural, y sobre el propio control de las obras que lo emplean.

Como es natural, los ensayos de partida no suministran más que los datos específicos de control, por lo que el estudio habrá de ceñirse a las conclusiones que de aquéllos pueden derivarse. No obstante, se ha procurado recoger algún otro dato complementario, como la resistencia característica fijada en proyecto, y la consistencia de proyecto, que han sido de utilidad en la elaboración de algunos apartados, en especial, los que se refieren al control.

El estudio se divide en dos apartados. El primero tiene por objeto comprobar características ya conocidas del hormigón (aumento de resistencia con la edad, relación resistencia-consistencia), para deducir las leyes que las rigen, de modo que sean útiles en las circunstancias concretas que rodean la fabricación del hormigón en Pamplona.

En su segundo apartado, el estudio se centra en los aspectos específicos del control del hormigón de las obras citadas. En él se analiza, por una parte, el grado de cumplimiento de las condiciones impuestas por la Instrucción EH-73, y por otra, la idoneidad de tales condiciones.

En el cuadro I se exponen, de modo resumido, los datos de partida más significativos que se han sacado de los resultados del control de las obras estudiadas.

CUADRO I

Obras cuyo control se ha estudiado

Obra n°	N° de partes n	N° de probetas ensayadas		Resist. de proyecto kp/cm ²	Consist. exigida cm	Resultados del control					Procedencia hormi-gón
		a 3-7 d.	a 28 d.			n° de partes que cumplen			f _{est} máx. kp/cm ²	f _{est} mín. kp/cm ²	
						f _{est} ≥ f _{ck}	f _{ck} ≥ f _{est} ≥ 0,9 f _{ck}	f _{est} < 0,9 f _{ck}			
1	15	30	60	200	6- 9	12	2	1	264	179	Hormi-gonera a pie de obra
2	9	18	36	175*	6- 9	8	1	—	234	167	
3	12	24	48	200	6- 9**	8	4	—	247	183	
4	10	20	40	200	6- 9	8	1	1	251	176	
5	9	18	36	200	6- 9	6	3	—	260	180	
6	10	60	120	250	6- 9	9	1	—	346	249	
7	13	26	52	175	6- 9	10	2	1	242	119	
8	32	64	128	175*	6- 9**	23	8	1	245	152	
9	34	201	402	250	6- 9	29	4	1	358	195	
10	17	33	66	175	9-15	10	6	1	242	150	
11	20	37	74	175	6- 9	12	4	4	202	130	
12	21	42	84	200	6- 9	14	6	1	263	163	
13	24	24	48	175	6- 9	17	5	2	225	139	
14	47	85	170	175	6- 9**	40	4	3	275	123	
15	9	15	30	175	6- 9	8	1	—	219	174	
16	9	19	38	150*	9-15**	4	1	4	215	106	
17	12	20	40	175	6- 9	8	3	1	200	152	
18	13	21	42	200	6- 9	8	3	2	285	163	
19	9	46	92	200	6- 9	8	—	1	303	153	
20	13	26	52	200	6- 9	12	—	1	260	173	
21	31	62	124	175	6- 9	26	3	2	275	129	
22	19	19	38	200	6- 9	11	6	2	256	152	
23	18	35	70	175	6- 9	12	5	1	229	150	
24	8	24	48	175	6- 9	6	2	—	235	160	
25	11	11	22	250	6- 9	8	2	1	314	223	
26	10	18	36	150*	6- 9**	5	3	2	197	126	
27	12	28	56	175	6- 9	8	4	—	241	167	
28	15	21	42	175	6- 9	13	1	1	238	150	
29	9	17	34	150*	6- 9**	6	1	2	185	128	
30	17	39	78	175*	6- 9**	13	1	3	268	103	
31	18	35	70	175	6- 9	10	5	3	234	127	
32	14	42	84	200	6- 9	11	3	—	243	188	
33	13	22	44	200	9-15	8	4	1	294	169	Hormi-gonera y central
34	26	46	92	200	6- 9	20	2	4	293	161	
35	18	30	60	175	6- 9	14	4	—	237	157	
36	17	19	38	200	6- 9	12	2	3	254	140	
37	56	295	590	200	6- 9	50	3	3	380	143	
38	22	22	44	175	9-15	15	5	2	238	78	
39	28	50	100	175	6- 9	21	—	7	294	128	
40	49	98	196	200	6- 9	39	9	1	296	174	Central Horm. y Central

(*) Resistencia de proyecto supuesta: no hay datos en documentación.

(**) Consistencia supuesta: no hay datos en documentación.

Las cuarenta obras estudiadas corresponden a la totalidad de las que se han controlado en el Laboratorio, en un período de unos dos años. Han sido agrupadas de acuerdo a la forma en que ha sido fabricado el hormigón. En las primeras diecisiete se ha empleado hormigón fabricado en *hormigonera* a pie de obra. En las quince siguientes (núms. 18 a 32 incl.), hormigón fabricado en *central exterior*, y transportado a obra en camión con cubeta amasadora. En las siete siguientes (33 a 39 incl.) se ha empleado hormigón de ambas procedencias. En la última, (40) se ha empleado hormigón de central exterior y de central a pie de obra, clasificada así por el Director de Obra.

El cuadro I consta de los siguientes apartados:

En la primera columna, figura el número asignado a cada obra.

En la segunda, el número de partes en que se dividió cada obra.

En la tercera, el número de probetas ensayadas a edades comprendidas entre tres y siete días, en cada obra, para información inmediata.

En la cuarta, el número de probetas ensayadas a 28 días, en cada obra.

En la quinta columna, figura la resistencia de proyecto que se debía alcanzar en todas las partes de cada obra. Cuando no ha sido posible conocer dicha resistencia, se ha supuesto aquella que más probabilidades tenía de haber sido empleada. En este caso, la resistencia va seguida de un asterisco.

En la sexta columna figura la consistencia exigida para cada obra, expresándose ésta con los dos valores extremos del descenso en el cono de Abrams, en cm, correspondientes a aquélla. De modo análogo a lo indicado en el párrafo anterior, se señala con dos asteriscos la consistencia que ha tenido que ser supuesta, por no haberse podido conocer la fijada en el proyecto.

En las siguientes columnas, se exponen datos generales referentes al control. En la séptima, octava y novena, respectivamente, se indica el número de partes en que: $f_{est} \geq f_{ck}$; $f_{ck} > f_{est} \geq 0,9 f_{ck}$; y $f_{est} < 0,9 f_{ck}$.

En la décima y undécima columnas, figuran, respectivamente, los valores de las resistencias estimadas máxima y mínima de cada obra.

2. INFLUENCIAS SOBRE LAS RESISTENCIAS MEDIDAS

2.1. Variación de la resistencia con la edad

La resistencia del hormigón crece con la edad de éste, a partir del momento de final de fraguado. El conocimiento de la ley de crecimiento, presenta interés evidente, pues permitiría prever la resistencia a una edad de j días, conocida la correspondiente a una edad inferior, y tomar, en caso de ser necesario, las medidas oportunas.

En la práctica del control, ello sucede así. Sea cual sea el número de probetas que se tome de cada amasada, siempre se toma una adicional, que se rompe a tres días. Teóricamente, en función del resultado de esta rotura, se estiman las características del hormigón fabricado.

No obstante, ello no sería suficiente, desde el punto de vista teórico. En primer lugar, porque un sólo ensayo no resulta, en absoluto, significativo. En segundo lugar, si se admite la hipótesis propuesta por Hansen, quien, a partir de un modelo matemático de comportamiento del hormigón, afirma que las transmisiones de esfuerzos se realizan principalmente

por los áridos, y de modo subsidiario, por el mortero, cabría considerar que el aumento de resistencia del cemento hidratado, con la edad, no tiene una influencia directamente proporcional, como queda reflejado en la fórmula tradicional de Bolomey; por lo que habría que descartar una ley lineal de crecimiento de resistencias.

Sin embargo, desde una perspectiva práctica, se aprecia que cabe la posibilidad de considerar como "razonablemente indicativos" los ensayos de rotura de probetas de hormigón joven, con respecto a las resistencias finales que se desean alcanzar.

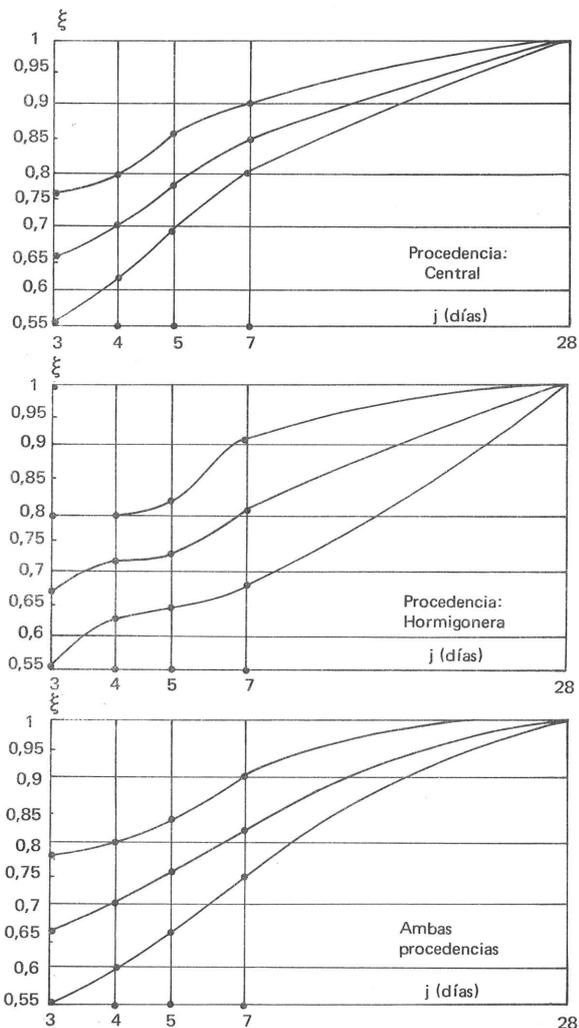
Con respecto al primer obstáculo mencionado, vale decir, la escasa significación del resultado de la rotura de una sola probeta, es evidente que ello es así; pero, considerado globalmente, el problema no parece muy grave: en efecto, las dispersiones respecto a los valores medios son relativamente bajas. En el cuadro II se expone el resultado de agrupar las relaciones $\xi = f_{c_j}/f_{c_{28}}$ de las muestras estudiadas, para $j = 3, 4, 5$ y 7 días. Se puede apreciar que la media aumenta con la edad, como era de esperar, y que las dispersiones son del mismo orden, entre un 8,0 y un 11,5 por 100. Tales dispersiones se mantienen, lógicamente con ciertas oscilaciones, dentro de cada obra, lo que permite prever, con alguna garantía, las resistencias que se podrán obtener dentro de cada una de ellas.

Como también era de suponer, el hecho de que el hormigón haya sido fabricado en central hormigonera y transportado a la obra en camión, o haya sido fabricado directamente a pie de obra en hormigonera, no ha influido sobre la relación ξ . En ambos casos, el árido procedía de las mismas canteras, y el cemento de la misma fábrica.

CUADRO II - GRAFICA 1
Relación entre las resistencias
a j días y a 28 días

Procedencia	Edad, j (días)	Nº de (probetas)	Relación $\xi = f_{c_j}/f_{c_{28}}$	
			Valor medio $\bar{\xi}$	dispersión δ
Central	3	477	0,660	0,104
	4	125	0,712	0,072
	5	13	0,774	0,085
	7	22	0,845	0,049
Hormigonera	3	833	0,674	0,120
	4	273	0,721	0,090
	5	30	0,729	0,081
	7	12	0,798	0,114

En total	3	1310	0,669	0,116
	4	398	0,718	0,086
	5	43	0,743	0,087
	7	34	0,829	0,081



En el cuadro III, expuesto a continuación, se recoge el resumen general de operaciones y valores que permiten conocer la dispersión total y el valor medio de la relación ξ para cada consistencia.

Si se llevan los resultados del anterior cuadro, a una gráfica en la que, en ordenadas se representa la relación $\xi = f_{cj}/f_{c28}$, y en abscisas, en escala logarítmica, la edad correspondiente a cada muestra, queda patente que dicha relación decrece en función de la consistencia: cuanto mayor sea el descenso en el cono de Abrams, menor es la resistencia relativa del hormigón (Gráfica 2).

CUADRO III
Relación entre las resistencias a j días y a 28 días,
según consistencias del hormigón

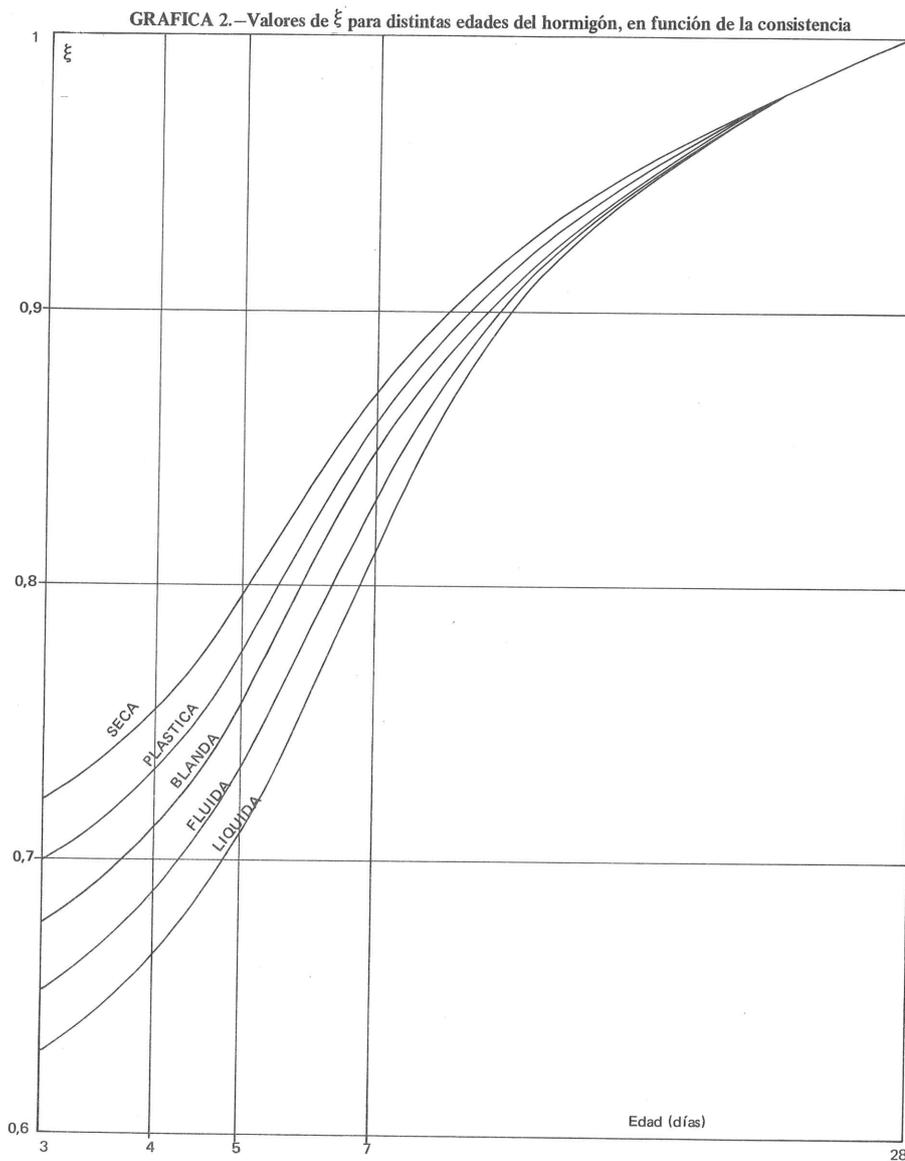
Consistencia (descens. cono) cm	Edad, j (días)	Nº de probetas m	Valor medio ξ	δ dispersión
Seca (0 - 2)	3	10	0,722	0,060
	7	2	0,760	0,033
Plástica (3 - 5)	3	57	0,689	0,123
	4	18	0,733	0,085
	5	3	0,733	0,119
	7	2	0,800	0,036
Blanda (6 - 9)	3	858	0,676	0,105
	4	269	0,725	0,078
	5	26	0,745	0,091
	7	17	0,851	0,084
Fluida (10 - 15)	3	338	0,650	0,131
	4	105	0,699	0,096
	5	13	0,732	0,066
	7	11	0,832	0,041
Líquida (≥ 16)	3	47	0,631	0,128
	4	6	0,696	0,095
	5	1	0,728	—
	7	2	0,719	0,082
Resumen	3	1310	0,669	0,116
	4	398	0,718	0,086
	5	43	0,743	0,087
	7	34	0,829	0,081

En la mencionada gráfica, las curvas correspondientes a las consistencias blanda y fluida se ajustan a los valores dados en el cuadro III. Las curvas correspondientes al resto de consistencias, son hipotéticas, y sólo coinciden con los valores del cuadro III cuando el número de muestras es suficientemente grande.

2.2. Relación entre consistencia y resistencia

En el apartado anterior se veía la influencia de las consistencias en la gráfica de crecimiento de resistencia del hormigón, al aumentar su edad. Queda por ver, sin embargo, dicha influencia sobre la resistencia del hormigón a los veintiocho días, es decir, a la edad que marca las características resistentes del hormigón.

Para ello, no resulta posible comparar directamente las resistencias correspondientes a cada consistencia entre obras distintas, porque los valores absolutos obtenidos en cada ca-



so difieren, en función de la resistencia de proyecto que se ha de cumplir, e incluso, en función de los márgenes que sobre dicha resistencia, considera más conveniente cada fabricante de hormigón.

Así, se hace uso de un artificio que consiste en considerar unitaria la resistencia media a 28 días de todas las amasadas cuya consistencia haya sido blanda, en cada una de las obras. De este modo, la resistencia de cualquier amasada cuya consistencia haya sido C_i , se refiere a la anterior, de modo que se obtiene:

$$\psi = f_{28, ci} / \bar{f}_{28, b1}, \text{ en cada obra.}$$

Los valores relativos así obtenidos se agrupan dentro de cada obra, por consistencias, y pueden también agruparse en el conjunto de todas las obras, puesto que se han eliminado las referencias a los valores absolutos. En toda obra se cumple que:

$$\frac{\sum f_{28, b1}}{\bar{f}_{28, b1}} = 1$$

Dicho artificio parece justificado, puesto que las amasadas cuya consistencia es blanda son, por lo general, las más numerosas en las obras estudiadas, con relación a las amasadas de cualquier otra consistencia (véase cuadro I, columna 6ª). Por otra parte, dentro de cada obra, se pretende alcanzar una única resistencia característica, lo que permite considerar —al menos, teóricamente— que los valores de resistencia de las amasadas son homogéneos; las diferencias, que se reflejan en la relación ψ , dependerán pues únicamente de las consistencias (y, como es natural, acusarán una dispersión del mismo orden que la propia de la obra).

En el cuadro IV se exponen los resultados obtenidos tras el cálculo de ψ en la totalidad de las obras estudiadas, para cada consistencia. Como en el apartado anterior se ha comprobado que resulta irrelevante, no se ha tenido en cuenta la forma de fabricación del hormigón.

CUADRO IV

Relación entre la resistencia del hormigón de 28 días, de consistencia cualquiera, C_i , y la resistencia media del hormigón a 28 días, de consistencia blanda

Consistencia (descenso cono) cm	Nº de amasadas	ψ	σ	δ
seca (0 - 2)	12	1,264	0,091	0,072
plástica (3 - 5)	79	1,079	0,151	0,140
blanda (6 - 9)	1137	1,000	0,127	0,127
fluida (10 - 15)	449	0,922	0,139	0,151
líquida (≥ 16 cm)	55	0,852	0,175	0,205

Para poder expresar el cuadro anterior de forma gráfica, es necesario asignar valores a las consistencias. Dado que los valores de ψ se han obtenido de la totalidad de las obras estudiadas, y se han supuesto válidos por las razones anteriormente expuestas, otro tanto debe poder hacerse para la obtención de valores medios de descenso en el ensayo del cono de Abrams, para cada consistencia.

Los siguientes valores definen la consistencia de los hormigones, según la Instrucción EH-73: (Art. 10.6).

Consistencia seca: $0 \text{ cm} \leq \text{descenso} \leq 2 \text{ cm}$

Consistencia plástica: $3 \text{ cm} \leq \text{descenso} \leq 5 \text{ cm}$

Consistencia blanda: $6 \text{ cm} \leq \text{descenso} \leq 9 \text{ cm}$

Consistencia fluída: $10 \text{ cm} \leq \text{descenso} \leq 15 \text{ cm}$

Consistencia líquida: $16 \text{ cm} < \text{descenso}$

Así pues, los valores medios de las consistencias y sus dispersiones, quedan reflejados en el cuadro V, que se expone a continuación:

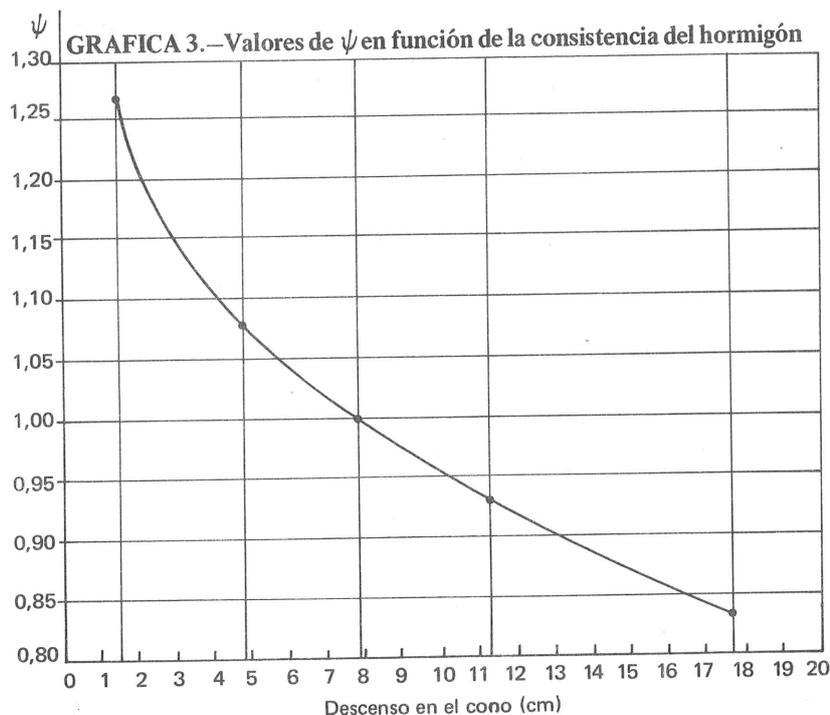
CUADRO V

Valores medios de descenso en el cono de Abrams, \bar{C}_i , en las obras estudiadas

Consistencia (descenso cono, cm)	Nº de amasadas	\bar{C}_i (cm)	σ	δ
Seca (0 - 2)	12	1,500	0,645	0,430
Plástica (3 - 5)	79	4,481	0,793	0,177
Blanda (6 - 9)	1137	7,902	1,054	0,133
Fluída (10 - 15)	449	11,310	1,507	0,133
Líquida (> 16 cm)	55	17,764	2,264	0,127

De este modo, es posible construir la gráfica, disponiendo en ordenadas los valores de ψ correspondientes al cuadro IV, y en abscisas, los valores de \bar{C}_i recogidos del cuadro V. La curva resultante, (gráfica 3), expresa el decrecimiento de la resistencia del hormigón a 28 días, a medida que disminuye la consistencia y, por consiguiente, aumenta el descenso en el cono de Abrams.

El trazado de la curva debe considerarse hipotético a medida que se aproxima a los extremos. Ello se debe a que los resultados en dichas zonas corresponden a números de muestras cada vez menores.



2.3. Idoneidad del ensayo de consistencia

La mayoría de las obras estudiadas especifican, en el cuadro de características de los hormigones, que la consistencia debe ser blanda. El resto, exige una consistencia fluida. En el cuadro I, que resume las características que se han podido obtener de las obras estudiadas, se indican aquéllas cuya consistencia no pudo ser conocida, y se les asigna una determinada, en función de la frecuencia con que aparece en las amasadas.

Una vez hecha esta estimación, se han agrupado los descensos medidos en las distintas amasadas de cada obra de similar consistencia de proyecto, para obtener, como resumen, los valores que se indican en el cuadro VI.

Centrando el tema en lo que a la consistencia blanda se refiere, hay que constatar esa enorme dispersión del 28 por 100, que impide moverse, a la hora de las previsiones, dentro de un margen razonable. Si se considera, además, que dicho valor es la media de todas las obras en donde se ha supuesto una determinada consistencia, vale la pena indicar también entre que márgenes oscilan los valores de las dispersiones dentro de cada obra: entre el 10,2 por 100 y el 45,3 por 100, para aquéllas en que se ha suministrado el hormigón mediante camión-hormigonera, y entre el 16,4 por 100 y el 36 por 100 para aquéllas en que se ha fabricado el hormigón a pie de obra. Cuando se ha empleado, a la vez, hormigón preparado y hormigón fabricado a pie de obra, las dispersiones oscilan entre un 22,5 por 100 y un 47,8 por 100; este último dato proviene del estudio de las ocho obras en que se dan tales condiciones.

Ello es previsible si se considera tan sólo la dispersión de una obra ideal, que, cumpliendo sistemáticamente las condiciones fijadas en proyecto en cuanto a consistencia, presente n descensos con el valor mínimo permitido, y otros n , con el valor máximo admisible (sin

CUADRO VI

Valores reales de consistencia, y su variación en función de la consistencia de proyecto

Consistencia de proyecto (desc. cono, cm)	N° de obras	N° de amasadas	\bar{C}_i (cm)	σ	δ
blanda (6 - 9)	36	1667	8,830	2,474	0,280
fluída (10 - 15)	4	96	11,063	4,046	0,366

admitir tolerancia alguna). En este caso, se daría la máxima dispersión dentro de una consistencia determinada. Los valores obtenidos de este modo, son los siguientes:

Consistencia plástica:	n descensos de 3 cm n descensos de 5 cm	}	dispersión: 25 por 100
Consistencia blanda:	n descensos de 6 cm n descensos de 9 cm	}	dispersión: 20 por 100
Consistencia fluída:	n descensos de 10 cm n descensos de 15 cm	}	dispersión: 20 por 100

Con todo lo anterior, se quiere decir que el ensayo de consistencia por el método de la medida del descenso del hormigón en el cono de Abrams, no es adecuado para la obtención de criterios de algún valor científico para conocer el comportamiento del material, salvo si acaso, considerado de modo global, como se ha hecho en este estudio.

Por otra parte, parece que el conocimiento de los asientos en el cono, debería suministrar, al menos, criterios para utilizar un método adecuado de compactación. La Norma EH-73 indica algo al respecto, en sus comentarios al artículo 10.6. Concretamente, expone las consistencias que se consideran adecuadas para los distintos sistemas de compactación, según el cuadro VII.

CUADRO VII

Métodos de compactación apropiados para cada consistencia, según comentarios al Art. 10.6 de la Instrucción EH-73

Compactación	Consistencia
Vibrado enérgico y cuidadoso, como el efectuado generalmente en taller	Seca
Vibrado normal	Plástica
Apisonado	Blanda
Picado con barra	Fluída

Como puede verse en los anteriores cuadros, la consistencia más frecuentemente empleada en las obras estudiadas, es la blanda. El método usual de compactación empleado en la mayor parte de las obras analizadas, es el vibrado mediante aguja. (Este dato se ha sacado

directamente de los cuadros de características del hormigón, cuando tal dato se especifica —lo que no ocurre en los de todas las obras estudiadas—; del contacto con otros técnicos, y de la propia experiencia).

Los hormigones de consistencia blanda compactados por tal procedimiento, presentan unas características excelentes. Los hormigones de consistencia superior, —plástica en general—, por el contrario, suelen presentar algunos defectos, como nichos y coqueras. Quizás menos de los que deberían, pues existe el vicio generalizado de vibrar por exceso, dado que la deshomogeneización que así se produce, favorece la textura exterior, al arrastrar mortero y lechada hacia la superficie en contacto con los encofrados.

Como, en general, en toda la zona de Pamplona y su comarca, se emplean cementos procedentes de la fábrica de Olazagutía, y áridos, procedentes de canteras muy próximas, constituidos por calizas de machaqueo de características constantes, puede estimarse como de buena práctica el empleo del vibrado para los hormigones de consistencia blanda fabricados con esos materiales.

Sin embargo, la frecuencia con que aparece la consistencia blanda, no es motivo que justifique el empleo sistemático del vibrado para cualquier consistencia. En este sentido, se muestra poco significativo el ensayo de consistencia, que se realiza en el momento mismo de tomar las muestras para hacer el control. En efecto, el utillaje de obra se utiliza, indistintamente, sean cuales sean las características de docilidad del hormigón que se haya fabricado en ese momento. Es cierto que el tiempo de empleo del vibrador varía con la consistencia, pues el operario conoce el aspecto del hormigón compactado. Pero es que en el caso de hormigones fluídos, —y no digamos, líquidos—, *NO* se debe vibrar, pues la segregación puede ser muy brusca, y no guarda clara relación con el aspecto del hormigón.

Es evidente que el ensayo del cono de Abrams es sencillo, y fácil de realizar en obra. También es cierto que la presencia del artefacto en obra tiene algún efecto psicológico; aunque esto, claro está, depende de que se emplee con alguna frecuencia, y, lo que es más importante, que su empleo de lugar a observaciones concretas, por parte de los técnicos directores, sobre la confección de los hormigones. Pero también es cierto que los datos que puede aportar, son confusos en la mayoría de las ocasiones, y, como se demuestra tras el estudio anterior de las dispersiones, resultan casi inescrutables. Sería, pues, razonable, considerar si dicho ensayo es necesario: si basta con la mera observación de la densidad del hormigón en el momento de salir de la hormigonera para adoptar cualquier tipo de decisión, no es necesario; si, por el contrario, es útil disponer de algún método de medida de la consistencia para adoptar decisiones, el ensayo del cono de Abrams puede ser necesario, pero desde luego, resultará insuficiente.

En consecuencia, vista su necesidad, habría que ir pensando en emplear algún método de medida de la consistencia que permitiese interpretar con mayor rigor los resultados.

Hay que insistir en que el utillaje y su manejo, para cualquier tipo de ensayo, presentará posiblemente una cierta complejidad, que sólo se verá justificada si realmente es posible sistematizar en algún grado, a partir de su empleo, la calidad del hormigón.

3. ESTUDIO DE LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE CONTROL

3.1. Introducción

El objeto de este apartado estriba en la comprobación de la idoneidad de los métodos de control propuestos por la Instrucción EH-73, para el hormigón de estructuras de edificación.

Para llevar a cabo tal comprobación, se hace uso de los datos del control efectuado por el Laboratorio de Edificación de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de la Universidad de Navarra, sobre el hormigón de la estructura de cuarenta obras de edificación realizadas en Pamplona.

Puesto que la Instrucción distingue, a efectos de estimación de resistencias, entre hormigones fabricados en hormigonera y hormigones fabricados en central, las obras han sido divididas en tres grupos: aquéllas en que se emplea hormigón fabricado en hormigonera a pie de obra, aquéllas en que se emplea hormigón de central, y aquéllas en que se emplea hormigón de ambas procedencias.

La muestra escogida, recoge todas las obras que han sido controladas por el Laboratorio durante un período de unos dos años, y se divide del siguiente modo:

- 17 obras cuyo hormigón procede de hormigonera a pie de obra (obras 1 a 17).
- 15 obras cuyo hormigón procede de central, y ha sido transportado a obra en camión con cubeta amasadora (obras 18 a 32).
- 7 obras cuyo hormigón es de ambas procedencias (obras 33 a 39).
- 1 obra en que, habiendo empleado hormigón de ambas procedencias, se ha considerado como "central" a la hormigonera a pie de obra (obra 40).

En todos los casos se ha empleado cemento Portland P-350 marca "El Cangrejo", procedente de la fábrica de Olazagutía y áridos calizos de machaqueo provenientes de canteras próximas a Pamplona. Ambos materiales se caracterizan por su buena calidad, y por la regularidad de sus características.

3.2. Determinación de la resistencia estimada, según la instrucción EH-73

El método propuesto por la Instrucción EH-73 para determinar la resistencia estimada de una parte de obra, viene enunciado en el artículo 64, y se resume en la aplicación de los siguientes criterios:

Cuando N (número de amasadas) < 6 :

$$f_{est,p} = K_N \cdot x_1$$

en donde:

K_N es un coeficiente que se aplica en función del número de amasadas, N , y del modo de fabricación del hormigón, y

x_1 es el valor de la resistencia de la amasada menos resistente de la parte de obra sometida a control.

Cuando $N \geq 6$:

$$f_{est,p} = 2 \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_{m-1}}{m-1} - x_m \leq K_N \cdot x_1$$

en donde el número de amasadas debe ser par, ($N = 2m$), y los valores $x_1, x_2 \dots x_m \dots x_N$ corresponden a las resistencias de cada amasada, de modo que se cumpla:

$$x_1 \leq x_2 \leq \dots \leq x_m \leq \dots \leq x_N$$

Los valores de K_N figuran en el mencionado artículo 64 de la Instrucción y son los que se indican en el cuadro que a continuación se expone (cuadro VIII).

CUADRO VIII
Valores de K_N según la Instrucción EH-73

N	Hormigones fabricados en hormigonera	Hormigones fabricados en central
1	0,67	0,84
2	0,75	0,88
3	0,80	0,91
4	0,84	0,93
5	0,87	0,94
6	0,89	0,95
7	0,91	0,96
8	0,93	0,97
10	0,96	0,98
12	0,98	0,99
14	1,00	1,00
16	1,02	1,01
18	1,04	1,02

En este cuadro, N es el número de determinaciones de resistencia, realizadas sobre diferentes amasadas. La resistencia de cada amasada viene expresada por el valor medio de las roturas de m probetas, debiendo ser $m \geq 2$.

A su vez, el cuadro de la Instrucción ha sido sacado de un estudio básico realizado dentro del seno de la Comisión Permanente del Hormigón, en 1972, bajo el título general "Resistencia Característica y Control de Calidad". El mencionado cuadro se extractó, mediante determinadas simplificaciones, del que a continuación se expone (Cuadro IX).

En este cuadro, se supone normalidad en la distribución de resultados, y los valores del coeficiente de variación se establecen en función de las condiciones previstas para la ejecución. El cuantil del 5 por 100 queda fijado por:

$$f_{cm} (1 - 1,64\delta)$$

debiendo cumplirse que:

$$f_{ck} \geq f_{cm} (1 - 1,64\delta)$$

Dadas las dispersiones previstas, (0,10, 0,15, 0,20, 0,25), el valor de K_N cumple directamente la anterior fórmula para $m = 1$, y se va corrigiendo a medida que m (N , en el caso del cuadro de la Instrucción EH-73) aumenta.

Como puede apreciarse, los valores de la columna del cuadro de la Instrucción correspondiente a "Hormigones fabricados en hormigonera", son similares a los de la columna correspondiente a uniformidad "Regular" ($\delta = 0,2$) del hormigón, en el cuadro del estudio citado.

Otro tanto sucede con los valores correspondientes a "Hormigones fabricados en central" (Instrucción) y los de uniformidad "Excelente" ($\delta = 0,1$) del cuadro del estudio.

CUADRO IX

Valor del coeficiente K_N , según estudio básico de la Comisión Permanente del Hormigón

Uniformidad del hormigón		Excelente	Buena	Regular	Mala
Coeficiente de variación del hormigón		0,10	0,15	0,20	0,25
Número de probetas, m	1	0,836	0,753	0,671	0,589
	2	0,884	0,820	0,753	0,682
	3	0,910	0,859	0,803	0,741
	4	0,928	0,886	0,838	0,784
	5	0,942	0,907	0,867	0,820
	6	0,953	0,924	0,890	0,850
	7	0,962	0,938	0,910	0,877
	8	0,970	0,951	0,928	0,900
	10	0,983	0,972	0,958	0,942
	12	0,993	0,989	0,984	0,976
	14	1,002	1,004	1,005	1,008
	16	1,009	1,016	1,024	1,035
	18	1,016	1,027	1,041	1,059

3.3. Análisis de las dispersiones

Como ha podido apreciarse en el apartado anterior, el método propuesto por la Instrucción supone una determinada calidad en el proceso de fabricación del hormigón, que se refleja en la adopción de un valor de la dispersión distinto, según que se trate de hormigón de central o fabricado en hormigonera. De este modo, los coeficientes K_N que se aplican en el primer caso, resultan más favorables que los correspondientes al segundo, dentro del campo normal de aplicación en obras de edificación, es decir entre $N = 1$ y $N = 6$.

El objeto de este apartado es, pues, comprobar que las dispersiones supuestas por la Instrucción, se ajustan a la realidad.

El modo de hacerlo, consiste, simplemente, en determinar la dispersión de cada una de las obras estudiadas, en el caso de que en la totalidad de la obra se haya empleado hormigón fabricado con un único procedimiento. Cuando el procedimiento haya sido mixto, se procederá a determinar, por separado, las dispersiones correspondientes al conjunto de partes de la obra en que se haya empleado un mismo procedimiento (obras 33 a 39). Se prescinde en esta ocasión de la obra núm. 40.

CUADRO X

Dispersión de las obras estudiadas

Proced. hormig.	Obra	Dispersión δ del conjunto de probetas de la obra ensayadas en edad															
		de 3 días, de consistencia:						de 28 días; de consistencia:									
		Plástica		Blanda		Fluida		Total		Plástica		Blanda		Fluida		Total	
m	δ	m	δ	m	δ	m	δ	m	δ	m	δ	m	δ	m	δ	m	δ
	1	-	-	15	0,141	5	0,036	20	0,123	-	-	44	0,122	16	0,130	60	0,125
	2	-	-	8	0,148	3**	-	11	0,163	2	-	26	0,098	8	0,041	36	0,117
	3	-	-	11	0,155	8	0,174	19	0,167	-	-	28	0,103	20	0,119	48	0,116
	4	-	-	2	-	6	0,198	11	0,179	-	-	10	0,103	24	0,172	40	0,146
	5	-	-	12	0,147	3	-	16	0,165	-	-	30	0,098	8	0,119	40	0,114
	6	-	-	44	0,155	2	-	46	0,162	-	-	114	0,092	6	0,180	120	0,102
	7	-	-	16	0,273	5	0,115	21	0,248	-	-	36	0,143	14	0,124	52	0,152
	8	2	-	24	0,200	18	0,145	47	0,198	8	0,024	60	0,144	52	0,151	128	0,149
	9	4	-	107	0,117	31	0,146	142	0,124	14	0,121	306	0,109	82	0,128	402	0,118
	10	3	-	8	0,138	16	0,229	27	0,206	6	0,101	20	0,113	40	0,125	66	0,134
	11	1	-	18	0,168	6	0,262	25	0,219	6	0,041	52	0,086	16	0,162	74	0,123
	12	7	0,096	20	0,183	5	0,224	32	0,187	18	0,127	52	0,145	14	0,121	84	0,151
	13	-	-	13	0,182	3	-	17	0,226	-	-	34	0,103	12	0,110	48	0,125
	14	1	-	28	0,191	35	0,166	68	0,204	4	-	76	0,165	82	0,158	170	0,173
	15	-	-	7	0,118	5	0,176	12	0,145	-	-	18	0,066	12	0,086	30	0,077
	16	-	-	1	-	6	0,429	12	0,387	-	-	2	-	22	0,267	38	0,260
	17	-	-	6	0,130	5	0,075	13	0,139	-	-	18	0,120	16	0,106	40	0,122
	33 h	1	-	3	-	4	-	9	0,200	2	-	6	0,079	10	0,077	20	0,117
	34 h	-	-	7	0,111	9	0,225	21	0,170	-	-	22	0,131	22	0,164	54	0,156
	35 h	5	0,131	12	0,131	2	-	19	0,188	10	0,101	34	0,119	10	0,110	54	0,121
	36 h	-	-	1	-	2	-	7	0,203	-	-	2	-	4	-	14	0,148
	37 h	18	0,142	127	0,135	8	0,146	161	0,155	42	0,108	332	0,105	28	0,116	420	0,118
	38 h	-	-	6	0,080	8	0,206	16	0,254	-	-	12	0,102	18	0,151	36	0,196
	39 h	3	-	7	0,155	1	-	11	0,126	14	0,133	58	0,202	8	0,291	84	0,215
	mín.	-	-	-	-	-	-	-	0,123	-	-	-	-	-	-	-	0,077
	med.	45	0,114	503	0,146	196	0,160	783	0,175	126	0,099	1392	0,116	544	0,141	2158	0,134
	máx.	-	-	-	-	-	-	-	0,387	-	-	-	-	-	-	-	0,260

HORMIGONERA A PIE DE OBRA

CENTRAL HORMIGONERA																	
18	-	-	5	0,139	4	-	11	0,120	-	-	28	0,174	10	0,114	42	0,161	
19	1	-	22	0,190	12	0,088	36	0,198	2	-	62	0,131	26	0,085	92	0,139	
20	-	-	15	0,137	7	0,279	22	0,216	-	-	30	0,095	22	0,115	52	0,105	
21	-	-	38	0,111	11	0,160	49	0,134	-	-	90	0,126	34	0,174	124	0,144	
22	-	-	10	0,127	4	-	14	0,121	-	-	24	0,130	14	0,067	38	0,107	
23	1	-	19	0,135	3	-	24	0,175	2	-	56	0,153	10	0,072	70	0,148	
24	-	-	14	0,140	5	0,177	19	0,160	-	-	36	0,114	12	0,134	48	0,122	
25	1	-	5	0,095	3	-	9	0,120	3	-	18	0,055	12	0,106	33	0,092	
26	-	-	8	0,159	4	-	14	0,164	-	-	16	0,138	14	0,191	36	0,167	
27	2	-	15	0,188	4	-	22	0,219	4	-	38	0,141	12	0,183	56	0,167	
28	-	-	13	0,112	-	-	13	0,112	-	-	38	0,087	4	-	42	0,099	
29	-	-	4	-	6	0,162	12	0,198	-	-	18	0,114	12	0,142	34	0,146	
30	1	-	13	0,283	15	0,311	30	0,317	2	-	36	0,201	38	0,198	78	0,223	
31	1	-	15	0,160	13	0,207	30	0,202	2	-	36	0,129	30	0,131	70	0,157	
32	-	-	21	0,154	11	0,127	32	0,158	-	-	56	0,095	28	0,097	84	0,102	
33 c	1	-	1	-	4	-	7	0,076	2	-	6	0,105	12	0,048	24	0,178	
34 c	-	-	10	0,133	5	0,131	15	0,138	-	-	26	0,118	10	0,089	38	0,115	
35 c	-	-	1	-	-	-	1	-	-	-	6	0,133	-	-	6	0,133	
36 c	1	-	7	0,114	3	-	11	0,109	4	-	14	0,019	6	0,050	24	0,113	
37 c	5	0,104	54	0,202	15	0,223	75	0,208	10	0,130	124	0,146	34	0,161	170	0,159	
38 c	-	-	1	-	2	-	3	-	-	-	2	-	6	0,147	8	0,133	
39 c	-	-	3	-	2	-	7	0,151	-	-	6	0,035	6	0,082	16	0,093	
mín.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
med.	14	0,120	294	0,160	133	0,194	456	0,182	31	0,113	768	0,127	352	0,131	1185	0,142	
máx.	-	-	-	-	-	-	-	0,317	-	-	-	-	-	-	-	0,223	

** La dispersión δ de grupos de probetas de número inferior a 5 no se ha representado.

En el cuadro X se expone dicho análisis de dispersiones. Se han separado las obras, o partes de obra, según la procedencia del hormigón; y se disponen, en columnas independientes, las dispersiones por consistencias y totales, de los resultados de ensayos a tres días y a veintiocho días. Se ha prescindido de analizar los hormigones de edades distintas, pues no suponen muestra representativa. Junto a cada dispersión, consta el número de probetas a que corresponde, para que pueda hacerse una estimación de la representatividad de cada muestra.

En el cuadro XI se resumen los valores de las dispersiones de las resistencias, según la procedencia del hormigón.

CUADRO XI
Dispersiones de las resistencias obtenidas en las obras estudiadas, a 3 y 28 días,
según la procedencia del hormigón

Procedencia	Edad (días)	Dispersión, dentro de una misma consistencia y obra, con respecto a $\bar{f}_{28, ci}$		Dispersión, dentro de una misma obra, con respecto a \bar{f}_{c28}		Valor medio del conjunto de las dispersiones* \bar{D}
		Máxima	Mínima	Máxima	Mínima	
Pie de obra	3	0,429	0,080	0,387	0,123	0,175
	28	0,267	0,066	0,260	0,077	0,134
Central hormigonera	3	0,311	0,088	0,317	0,112	0,182
	28	0,201	0,035	0,223	0,092	0,142

* $\bar{D} = \frac{\sum \delta_i m_i}{\sum m_i}$, siendo m_i el número de probetas de cada obra, y δ_i la dispersión, con respecto a \bar{f}_{c28} , correspondiente a la misma obra.

El significado del valor medio del conjunto de las dispersiones \bar{D} , no debe ser estimado con excesiva rigidez, pues, como anteriormente se ha dicho, las dispersiones en cada obra son de orden distinto. Ha sido obtenido como sumatoria de los productos de las dispersiones para cada edad, en cada obra, por el número de probetas correspondiente, dividido todo ello por el número total de probetas.

Como puede apreciarse, para ambas procedencias del hormigón, las dispersiones son mayores cuando el hormigón es joven (3 días) que a los 28 días. Ello es lógico, si se piensa que a los 28 días el material está mucho mejor constituido, y se han reducido los motivos por los que pudiera producirse una rotura irregular.

Llama la atención que, en general, las dispersiones son superiores, en la mayoría de los casos, en hormigones fabricados en central que en los fabricados "in-situ", contra lo que sería de suponer. Ello se traduce más claramente en el valor medio del conjunto de las dispersiones, que ofrece valores ligeramente más elevados en los primeros.

Ello puede ser significativo, pues tales valores han sido obtenidos de obras en que las condiciones podrían ser consideradas, respectivamente, como muy buenas y medianas. No obstante, ya a estas alturas deberían poder apreciarse menores dispersiones en aquellas obras en que el hormigón ha sido fabricado en unas mejores condiciones, al menos teóricamente,

de regularidad. A medida que se vaya avanzando en este estudio, podrá apreciarse, con mayor nitidez, que los anteriores datos tienen sentido.

3.4. Análisis del cumplimiento de las condiciones de control en las obras estudiadas

Es de notar que, por lo hasta ahora analizado, ni los hormigones fabricados en hormigonera presentan una dispersión tan acusada como la prevista por el estudio básico realizado por la C.P.H. y recogida por la Instrucción, ni los fabricados en central presentan las características de "excelencia" propugnada por ambos documentos. Es más: justamente, aunque de modo moderado, parece suceder todo lo contrario.

La aplicación de los anteriores coeficientes al valor inferior x_1 , que es la media de rotura de las probetas de una de las amasadas de que se compone cada parte, obliga al fabricante a confeccionar un hormigón cuya tensión de rotura supere, en un determinado porcentaje, a la resistencia característica que se ha fijado en proyecto, para que, a su vez, la resistencia estimada, iguale o supere a dicha resistencia característica.

Es evidente que para aquellos hormigones en los que el coeficiente que haya que aplicar, sea más bajo, tal porcentaje debe aumentarse. Esto sucede, sistemáticamente, con los hormigones fabricados a pie de obra, a no ser que, por decisión explícita del Director de Obra, el utillaje de fabricación pueda ser considerado como "central hormigonera". Ello supondría la adopción de un coeficiente K_N más elevado, lo que permitiría, o bien mantener la dosificación inicial, obteniendo un grado más alto de seguridad, o bien disminuirla, ajustándose a un porcentaje proporcional de aumento de resistencia, reduciendo así el coste del producto.

Con ánimo de clarificar más estos extremos, vamos a exponer a continuación unos cuadros en los que se indican las características más significativas de las obras estudiadas, en cuanto al cumplimiento de la Instrucción. Como anteriormente se ha hecho, seguiremos el orden enunciado, es decir, en primer lugar, las obras con hormigón fabricado en hormigonera a pie de obra (cuadro XII); en segundo lugar, las de hormigón preparado en central (cuadro XIII) y en tercer lugar, los de hormigón de ambas procedencias, (cuadro XIV). No incluiremos la obra en que se ha empleado hormigón preparado, y hormigón fabricado en central hormigonera a pie de obra.

En los citados cuadros, se expone el número de la obra, en la primera columna. En la segunda, figura la resistencia característica de proyecto. En la tercera el estimador o estimadores aplicables en función del número de amasadas que se han tomado de cada parte de obra. En la cuarta, se indica el número de partes de cada obra. En la quinta sexta y séptima, figuran respectivamente, el valor medio de las resistencias estimadas de las distintas partes de obra, su desviación típica y su dispersión.

En las tres últimas columnas, se hace constar el número de partes de obra que cumplen o no, las condiciones impuestas por la Instrucción EH-73 en su articulado.

De los cuadros XII, XIII y XIV, cabe destacar la similitud porcentual del total de partes de obra que cumplen, o no lo hacen, con las condiciones de resistencia exigida, entre hormigones de una u otra procedencia. Los correspondientes porcentajes se registran en el cuadro XV.

También es preciso hacer notar, de modo genérico, que los valores de la relación Ψ_p , entre la resistencia estimada media de cada parte de obra y la resistencia característica de proyecto correspondiente, son superiores en el caso de hormigones fabricados a pie de

obra. Anteriormente se decía que el valor medio de la resistencia debería ser, en este caso, proporcionalmente mayor que en el de hormigones de central, puesto que el coeficiente K_N que entonces se aplica es menor. Sin embargo, la constatación de que también se mantiene superior la resistencia estimada media, supone que la calidad de los hormigones fabricados a pie de obra es mayor que la de los hormigones de central. En el siguiente cuadro XVI, se recogen los datos que justifican este aserto.

Un análisis del anterior cuadro, nos permite constatar una mayor dispersión, en la relación Ψ_p , en los hormigones fabricados a pie de obra.

Desde un punto de vista teórico, ello no debería sorprender, pues, mientras a pie de obra el aumento que se desea obtener en las resistencias medias, queda al arbitrio del Director, en función de razones más bien de seguridad, en los hormigones de central estas razones, sin perder importancia, deben compaginarse con el aspecto económico; de este modo, toda

CUADRO XII

Características de control de las obras en que se ha empleado hormigón fabricado en hormigonera a pie de obra

Obra	f_{ck} proyecto kp/cm ²	Estimador aplicable K_N	n° de partes n	$\bar{f}_{est,p}$ kp/cm ²	σ kp/cm ²	δ	n° partes que cumpl. $f_{est} > f_{ck}$	n° partes que cumpl. $f_{ck} > f_{est}$ $\geq 0,9 f_{ck}$	n° partes que no cumplen
1	200	0,75	15	221	22,375	0,101	12	2	1
2	175	0,75	9	195	20,235	0,104	8	1	0
3	200	0,75	12	217	21,701	0,100	8	4	0
4	200	0,75	10	219	22,273	0,101	8	1	1
5	200	0,75	9	216	23,198	0,108	6	3	0
6	250	0,89	10	314	23,320	0,103	9	1	0
7	175	0,75	13	193	28,888	0,150	10	2	1
8	175	0,75	32	201	25,727	0,128	23	8	1
9	250	Varios	34	284	34,915	0,123	29	4	1
10	175	Varios	17	188	24,521	0,130	10	6	1
11	175	Varios	20	175	19,751	0,113	12	4	4
12	200	0,75	21	217	26,177	0,120	14	6	1
13	175	0,67	24	188	23,348	0,125	17	5	2
14	175	Varios	47	206	31,799	0,155	40	4	3
15	175	Varios	9	193	15,260	0,079	8	1	0
16	150	Varios	9	159	41,155	0,259	4	1	4
17	175	Varios	12	180	14,815	0,082	8	3	1

dispersión respecto a una dosificación usual para suministrar una determinada clase de hormigón, si resulta por exceso, supone un despilfarro de material, y se debe tender a eliminarla; y si resulta por defecto, el factor seguridad es el que aconseja corregirla.

Se ha mantenido que los hormigones fabricados a pie de obra, suministran mejores resultados que los de central, a la luz del análisis de las obras que hasta ahora se ha hecho.

Sin embargo, en el cuadro XV se ha podido apreciar también, la similitud de los porcentajes de partes que cumplen con la condición de que $f_{est} \geq f_{ck}$, o de que $f_{ck} \geq f_{est} \geq 0,9 f_{ck}$, o de las que no lo cumplen, para hormigones de ambas procedencias.

Los dos criterios, seguridad y economía, deben ser acordes a la hora del control de un hormigón. El factor que provoca la falta de coincidencia, es evidentemente, el coeficiente K_N , debido a que su aplicación no responde a la realidad.

CUADRO XIII

Características de control de las obras en que se ha empleado hormigón fabricado en central y transportado en camión

Obra	f_{ck} proyecto kp/cm ²	Estimador aplicable K_N	Nº de partes n	$f_{est,p}$ kp/cm ²	σ kp/cm ²	δ	Nº partes que cumpl. $f_{est} > f_{ck}$	Nº partes que cumpl. $f_{ck} > f_{est} \geq 0,9 f_{ck}$	Nº partes que no cumplen
1	200	Varios	13	209	32,705	0,156	8	3	2
2	200	Varios	9	237	38,285	0,162	8	0	1
3	200	0,88	13	231	27,232	0,118	12	0	1
4	175	0,88	31	193	27,122	0,140	26	3	2
5	200	0,84	19	202	21,592	0,107	11	6	2
6	175	Varios	18	187	19,844	0,106	12	5	1
7	175	0,91	8	195	24,293	0,124	6	2	0
8	250	0,84	11	270	24,420	0,090	8	2	1
9	150	Varios	10	155	22,248	0,143	5	3	2
10	175	Varios	12	195	25,273	0,130	8	4	0
11	175	Varios	15	194	20,470	0,106	13	1	1
12	150	Varios	9	161	20,394	0,127	6	1	2
13	175	Varios	17	196	41,563	0,212	13	1	3
14	175	Varios	18	182	26,116	0,144	10	5	3
15	200	Varios	14	216	16,101	0,074	11	3	0

En efecto, dicho factor, como ha podido verse, depende a su vez, de la dispersión de la muestra considerada. Y esta dispersión, no se ajusta a las hipótesis en que se ha basado la Instrucción para la confección del cuadro de coeficientes de estimación.

Ello no tendría excesiva importancia si sólo se considerase la parcela de coeficientes relativos a los hormigones fabricados a pie de obra, pues el exceso de "penalización" a la resistencia del hormigón jugaría a favor de la seguridad general de la estructura. Pero sí empieza a tenerla cuando la dispersión supera los límites establecidos para los hormigones fabricados en central, pues quiere decir que a éstos se les aplica un coeficiente K_N excesivamente bondadoso, que afecta a la propia seguridad.

CUADRO XIV

Características de control de las obras en que se han empleado, a la vez, los dos tipos de hormigón

Obra	f_{ck} proyecto kp/cm ²	Estimador aplicable K_N	Nº de partes n	$f_{est,p}$ kp/cm ²	σ kp/cm ²	δ	Nº partes que cumpl. $f_{est} > f_{ck}$	Nº partes que cumpl. $f_{ck} > f_{est} \geq 0,9 f_{ck}$	Nº partes que no cumplen
1 c	200	Varios	7	222	31,883	0,144	5	2	0
1 h	200	Varios	6	200	21,035	0,105	3	2	1
2 c	200	Varios	12	200	26,310	0,120	9	2	1
2 h	200	Varios	14	216	35,535	0,164	11	0	3
3 c	175	0,84	3	201	26,512	0,132	2	1	0
3 h	175	Varios	15	191	21,721	0,114	12	3	0
4 c	200	Varios	10	224	26,188	0,117	9	0	1
4 h	200	0,67	7	190	28,002	0,147	3	2	2
5 c	200	Varios	18	237	37,382	0,158	15	1	2
5 h	200	Varios	38	267	42,359	0,159	35	2	1
6 c	175	0,84	4	187	23,157	0,124	3	1	0
6 h	175	0,67	18	186	35,557	0,191	12	4	2
7 c	175	Varios	5	172	17,681	0,103	3	0	2
7 h	175	Varios	23	218	47,013	0,216	18	0	5

CUADRO XV

Datos comparativos de cumplimiento con la resistencia exigida, según procedencia del hormigón

Procedencia hormigón	Nº partes n	% partes que cumplen $f_{est} \geq f_{ck}$	% partes que cumplen $f_{ck} \geq f_{est} \geq 0,9 f_{ck}$	% partes que no cumplen
Central hormigonera	276	73,84	16,49	9,67
Hormigones pie de obra	425	75,53	16,23	8,24

CUADRO XVI

Valores comparativos de la relación ψ_p , ($\psi_p = \bar{f}_{est,p}/f_{ck}$), según procedencia del hormigón

Procedencia hormigón	Nº de partes n	ψ_p	σ	δ
Central hormigonera	276	1,093	0,048	0,044
Hormigonera pie de obra	425	1,128	0,089	0,079

3.5. Empleo del coeficiente K_N correspondiente a la dispersión de la obra

Vamos a hacer esto más explícito, en base a los propios resultados de que disponemos. Tratándose de un estudio sobre obras realmente controladas, no es necesario recurrir a una simplificación como la de la Instrucción; por lo que vamos a ver lo que sucedería si en todas las partes de cada una de las obras, se aplica el verdadero coeficiente que le corresponde, a partir del número de amasadas de cada parte, y de la dispersión de la resistencia que se ha obtenido en cada obra. Para ello adoptaremos los valores correspondientes, dentro del cuadro IX, interpolando cuando sea preciso.

De este modo, se obtienen los siguientes cuadros, según las distintas procedencias de hormigón. En el cuadro XVII, se exponen los valores correspondientes a hormigones fabricados a pie de obra; en el cuadro XVIII, los correspondientes a hormigones preparados en central exterior; y en el XIX, los correspondientes a hormigones de ambas procedencias.

En los citados cuadros consta, en primer lugar, el número de orden de cada obra. En la segunda columna, figura el coeficiente de variación correspondiente a la totalidad de las probetas de la obra. En la tercera, el valor o valores de los estimadores aplicables, en función del número de amasadas de cada parte. En las obras en que figura más de un estimador, es porque se han empleado números distintos de amasadas en las diferentes partes de obra.

En la cuarta columna, se hace constar el valor medio de la resistencia estimada de cada obra, y en la siguiente, el correspondiente a la resistencia característica de proyecto.

En la sexta, figura el cociente entre las dos anteriores, ψ_δ . En la séptima y octava, la desviación típica y dispersión correspondientes a la resistencia estimada. En las tres últimas, se refleja el nuevo comportamiento del hormigón ante las exigencias de la Instrucción.

De análoga manera a como se elaboró el cuadro resumen XV, a partir de los cuadros XII, XIII y XIV, confeccionamos ahora otro cuadro, —el XX—, en base a los resultados de los cuadros que acaban de ser expuestos.

CUADRO XVII

Nuevos valores de $f_{est,\delta}$ y de ψ_δ que se obtienen, al adoptar el K_N que corresponde a la dispersión de la obra, en obras en que se emplea hormigón fabricado en hormigonera a pie de obra

Obra n°	Coeficiente de variación δ	N \equiv estimador aplicable	$\bar{f}_{est,\delta}$ kp/cm ²	f_{ck} kp/cm ²	ψ_δ	σ kp/cm ²	δ	N° partes que cumplen		
								$f_{est} \geq f_{ck}$	$f_{ck} > f_{est} \geq 0,9 f_{ck}$	$f_{est} < 0,9 f_{ck}$
1	0,125	2 \equiv 0,85	247	200	1,232	27,374	0,111	15	—	—
2	0,117	2 \equiv 0,86	223	175	1,276	23,310	0,104	8	1	—
3	0,116	2 \equiv 0,86	249	200	1,244	24,827	0,997	12	—	—
4	0,146	2 \equiv 0,82 3 \equiv 0,86	240	200	1,201	24,944	0,104	9	1	—
5	0,114	2 \equiv 0,81	228	200	1,139	28,440	0,125	8	2	—
6	0,102	6 \equiv 0,95	315	250	1,260	31,931	0,101	9	1	—
7	0,151	2 \equiv 0,82	211	175	1,204	31,546	0,150	12	1	—
8	0,148	2 \equiv 0,83	221	175	1,265	28,343	0,128	31	1	—
9	0,117	3 \equiv 0,89 6 \equiv 0,94	287	250	1,148	32,680	0,114	30	4	—
10	0,134	1 \equiv 0,78 2 \equiv 0,84	211	175	1,206	27,314	0,129	16	1	—
11	0,124	1 \equiv 0,78 2 \equiv 0,85	196	175	1,121	25,867	0,132	17	1	2
12	0,151	2 \equiv 0,82	237	200	1,187	28,785	0,121	20	—	1
13	0,125	1 \equiv 0,79	221	175	1,263	27,502	0,124	22	2	—
14	0,172	1 \equiv 0,72 2 \equiv 0,79	218	175	1,244	32,814	0,151	42	2	3
15	0,076	1 \equiv 0,84 2 \equiv 0,88	232	175	1,323	14,900	0,064	9	—	—
16	0,260	2 \equiv 0,67 3 \equiv 0,73	142	150	0,948	36,374	0,256	4	—	5
17	0,121	1 \equiv 0,77 2 \equiv 0,86	210	175	1,197	19,947	0,095	12	—	—

CUADRO XVIII

Nuevos valores de $\bar{f}_{est,\delta}$ y ψ_δ que se obtienen al adoptar el K_N que corresponde a la dispersión de la obra, en obras en que se emplea hormigón fabricado en central exterior

Obra n°	Coeficiente de variación δ	N \equiv estimador aplicable	$\bar{f}_{est,\delta}$ kp/cm ²	f_{ck} kp/cm ²	ψ_δ	σ kp/cm ²	δ	N° partes que cumplen		
								$f_{est} \geq f_{ck}$	$f_{ck} > f_{est} \geq 0,9 f_{ck}$	$f_{est} < 0,9 f_{ck}$
18	0,161	1 \equiv 0,73 2 \equiv 0,80	184	200	0,920	31,984	0,173	5	3	6
19	0,139	2 \equiv 0,83 4 \equiv 0,89 6 \equiv 0,93	232	200	1,160	36,021	0,155	8	—	—
20	0,104	2 \equiv 0,88	231	200	1,153	27,232	0,118	12	—	1
21	0,144	2 \equiv 0,83	182	175	1,043	25,628	0,140	19	9	3
22	0,107	1 \equiv 0,82	197	200	0,987	21,311	0,108	11	4	4
23	0,148	1 \equiv 0,76 2 \equiv 0,82 3 \equiv 0,86	174	175	0,992	18,639	0,107	8	6	4
24	0,122	3 \equiv 0,89	191	175	1,091	23,600	0,124	6	2	—
25	0,092	1 \equiv 0,84	270	250	1,080	24,420	0,090	8	2	1
26	0,166	1 \equiv 0,73 2 \equiv 0,80	140	150	0,930	18,056	0,129	4	1	25
27	0,166	1 \equiv 0,73 2 \equiv 0,80 3 \equiv 0,84 5 \equiv 0,89	177	175	1,010	23,068	0,130	5	5	2
28	0,099	1 \equiv 0,84 2 \equiv 0,88	194	175	1,107	20,470	0,106	13	1	1
29	0,146	1 \equiv 0,76 2 \equiv 0,83 3 \equiv 0,86	150	150	1,001	18,268	0,122	6	1	2
30	0,222	1 \equiv 0,63 2 \equiv 0,72 3 \equiv 0,77	160	175	0,916	35,113	0,219	7	2	8
31	0,156	2 \equiv 0,81	167	175	0,956	24,227	0,145	7	5	6
32	0,101	1 \equiv 0,83 2 \equiv 0,88 3 \equiv 0,91 4 \equiv 0,93 6 \equiv 0,95	217	200	1,082	16,629	0,077	11	3	—

CUADRO XIX

Nuevos valores de $\bar{f}_{est,\delta}$ y de ψ_δ , que se obtienen al adoptar el K_N que corresponde a la dispersión de la obra, en obras en que se emplea hormigón fabricado en hormigonera a pie de obra y en central exterior

Proc. horm.	Obra n°	Coef. de variac. δ	N° \equiv estimador aplicable	$\bar{f}_{est,\delta}$ kp/cm ²	f_{ck} kp/cm ²	ψ_δ	σ kp/cm ²	δ	N° partes que cumplen		
									$f_{est} \geq f_{ck}$	$f_{ck} > f_{est} \geq 0,9 f_{ck}$	$f_{est} < 0,9 f_{ck}$
CENTRAL EXTERIOR	33	0,178	1 \equiv 0,71 2 \equiv 0,78	194	200	0,971	29,778	0,153	4	3	2
	34	0,115	1 \equiv 0,81 2 \equiv 0,86	214	200	1,068	25,463	0,119	7	4	1
	35	0,132	1 \equiv 0,78	187	175	1,066	24,635	0,132	2	—	1
	36	0,113	1 \equiv 0,81 2 \equiv 0,87	217	200	1,083	25,550	0,118	9	—	1
	37	0,159	1 \equiv 0,74 2 \equiv 0,81 3 \equiv 0,85 4 \equiv 0,88 5 \equiv 0,90 6 \equiv 0,92	226	200	1,130	35,539	0,157	15	1	2
	38	0,133	1 \equiv 0,78	183	175	1,047	24,097	0,132	2	1	1
	39	0,093	1 \equiv 0,84 2 \equiv 0,88	172	175	0,985	17,681	0,103	3	—	2

HORMIGONES A PIE DE OBRA	33	0,117	1 \equiv 0,81 2 \equiv 0,86 4 \equiv 0,91	236	200	1,177	27,329	0,116	6	—	—
	34	0,156	1 \equiv 0,74 2 \equiv 0,81	234	200	1,169	38,455	0,164			
	35	0,121	1 \equiv 0,80 2 \equiv 0,86 3 \equiv 0,89	221	175	1,263	24,007	0,109	15	—	—
	36	0,148	1 \equiv 0,76	216	200	1,077	31,905	0,148	5	1	1
	37	0,118	1 \equiv 0,81 2 \equiv 0,86 3 \equiv 0,89 4 \equiv 0,91 5 \equiv 0,93 6 \equiv 0,94	272	200	1,361	36,397	0,134	37	—	1
	38	0,196	1 \equiv 0,68	186	175	1,065	36,446	0,195	11	5	2
	39	0,215	1 \equiv 0,65 2 \equiv 0,73	212	175	1,211	45,808	0,216	18	—	5

Si a continuación, disponemos un nuevo cuadro resumen en que se hagan constar los valores comparativos globales de la relación ψ_δ , estaremos en condiciones de ensayar una crítica sobre la aplicación del coeficiente K_N (cuadro XXI).

Si se comparan ahora los datos del cuadro XXI con los del cuadro XVI, puede apreciarse que la relación ψ ha disminuido, en el caso de hormigones fabricados en central exterior, desde 1,093 hasta 1,032; y, al mismo tiempo, la dispersión ha aumentado desde 0,044 hasta 0,071. Todo ello, no hace más que indicar que la dispersión de dichos hormigones es mayor de lo que supone la Instrucción, y que los valores de resistencia son excesivamente ceñidos. Ello se traduce lógicamente en el aumento porcentual de partes que cumplen ajustadamente, la Instrucción (de un 16,49% a un 18,84%) y de partes que no la cumplen (de un 9,67% a un 19,2%).

CUADRO XX

Datos comparativos de cumplimiento con la resistencia exigida, según procedencia del hormigón, tras la aplicación del K_N que corresponde a la dispersión de las obras

Procedencia hormigón	Nº de partes n	% de partes que cumplen $f_{est} \geq f_{ck}$	% de partes que cumplen $f_{ck} \geq f_{est} \geq 0,9 f_{ck}$	% partes que no cumplen
Central exterior	276	61,96	18,84	19,20
Hormigón a pie de obra	425	89,18	5,88	4,94

CUADRO XXI

Valores comparativos de la relación ψ_δ , según procedencia del hormigón, tras la aplicación del K_N que corresponde a la dispersión de las obras

Procedencia del hormigón	Nº de partes	ψ_δ	σ	δ
Central exterior	276	1,032	0,073	0,071
Hormigón a pie de obra	425	1,215	0,081	0,067

Por el contrario, la relación ψ ha aumentado desde 1,128 hasta 1,215 en los hormigones fabricados a pie de obra, reduciéndose ligeramente la dispersión, desde 0,079 hasta 0,067. Del mismo modo, ello se traduce en un aumento porcentual de partes en que se cumple la condición de que $f_{est} \geq f_{ck}$, desde un 75,53% hasta un 89,18%.

La mayor parte de esta diferencia de porcentaje, la ocupan aquellas partes que en el cuadro XV constaban en el apartado correspondiente a las que cumplían que $f_{ck} \geq f_{est} \geq 0,9f_{ck}$; aunque también sufre una reducción relativamente importante el número de partes que no cumplían, que pasa de 8,24% a 4,94%. De cualquier modo, lo anterior, además de hablar muy favorablemente de la calidad de tales hormigones, permite comprobar que el coeficiente impuesto por la Instrucción EH-73, resulta comparativamente injusto. Las obras en que se emplea hormigón fabricado a pie de obra, se ven muy beneficiadas por la aplicación del coeficiente K_N correspondiente a la dispersión real de las resistencias medias de las distintas partes de obra, pues en la mayoría de los casos, ésta resulta ser muy inferior a la dispersión propuesta por la Instrucción.

Y las obras en que se emplea hormigón de central, por el contrario, se ven perjudicadas si se aplica este coeficiente K_N correspondiente a la dispersión real; lo cual quiere decir que la estimación de dispersiones que les asigna la Instrucción EH-73, no es correcta, y en consecuencia, tampoco lo es el coeficiente K_N . La comprobación de estos extremos en el análisis comparativo de los respectivos cuadros XV y XX por una parte, y XVI y XXI por otra, resulta suficientemente demostrativa.

3.6. Resistencia media estimada de cada obra \bar{f}_{est}

Hemos visto, hasta ahora, dos métodos de conocimiento de la resistencia estimada de las partes de una obra: uno de ellos, el que resulta de aplicar el coeficiente K_N según la Instrucción, y en base al proceso de fabricación del hormigón y al número de amasadas; y el otro, el que resulta de la aplicación de los K_N correspondientes a la dispersión apreciada en las obras.

A partir de ellos, es posible determinar la resistencia media estimada para cada obra, hallando la media aritmética de las resistencias estimadas de cada una de las partes de obra. Ello es significativo si se tiene en cuenta que, dentro de cada obra, todas las partes tienden a la obtención de una determinada resistencia característica de proyecto. Los valores así hallados de \bar{f}_{est} , podrían verse algo desvirtuados, puesto que no todas las partes están formadas por el mismo número de amasadas. Sin embargo, la influencia de este extremo resulta prácticamente inapreciable.

En el cuadro XXII se exponen los valores de \bar{f}_{est} recién citados. Para la mejor comprensión del conjunto, se disponen los números de orden de cada obra, el número de amasadas que las componen, la dispersión de las resistencias individuales y la resistencia característica, de proyecto correspondiente. También se expone el valor de rotura x_1 de la amasada menos resistente, y el número de amasadas cuyo valor de rotura resulta inferior a las resistencias estimadas.

En dicho cuadro puede apreciarse, de modo general, todo lo que hasta el momento se ha dicho respecto a las diferencias de empleo de los valores de K_N , según la procedencia del hormigón. De modo particular conviene resaltar cómo los valores de \bar{f}_{est} según la Instrucción, son por lo general inferiores al valor x_1 mínimo, cuando el hormigón se ha fabricado en hormigonera a pie de obra, salvo cuando la dispersión es notable (obras 7, 8, 12, 16) o cuando el número de amasadas es grande, sin que, por ello, se vea afectada la dispersión (obras 6, 8, 9, 12, 14).

CUADRO XXII

Valores de resistencia media estimada de cada obra

Obra nº	total amasadas N	δ dispersión	f_{ck} proyecto Kp/cm ²	$\bar{f}_{est,p}$ Kp/cm ²	$\bar{f}_{est,\delta}$ Kp/cm ²	X_1 Kp/cm ²	Número de $X_i < f_{est,p}$		Número de $X_i < f_{est,\delta}$	
							nx_i	% sN	nx_i	% sN
1	30	0,125	200	221	247	238	0	0	2	6,66
2	18	0,117	175	195	223	222	0	0	1	5,56
3	24	0,116	200	217	249	244	0	1	1	4,17
4	20	0,146	200	219	240	234	0	0	1	5,00
5	18	0,114	200	216	228	223	0	0	1	5,56
6	60	0,102	250	314	315	252	7	11,67	7	11,67
7	26	0,152	175	193	211	158	1	3,85	2	7,69
8	64	0,149	175	201	221	211	0	0	3	4,69
9	201	0,118	250	284	287	214	21	10,45	25	12,44
10	33	0,134	175	188	211	200	0	0	1	3,03
11	37	0,123	175	175	196	157	2	5,41	2	5,41
12	42	0,151	200	217	237	217	0	0	1	2,38
13	24	0,125	175	188	221	208	0	0	2	8,33
14	85	0,173	175	206	218	184	3	3,53	4	4,71
15	15	0,077	175	193	232	234	0	0	0	0
16	19	0,260	150	159	142	133	2	10,53	1	5,26
17	20	0,122	175	180	210	203	0	0	1	5,00
18	21	0,161	200	209	184	194	3	14,29	0	0
19	46	0,139	200	237	232	161	4	8,70	4	8,70
20	26	0,105	200	231	231	197	2	7,69	2	7,69
21	62	0,144	175	193	182	147	5	8,06	3	4,84
22	19	0,107	200	202	197	181	1	5,26	1	5,26
23	35	0,148	175	187	174	170	2	5,71	1	2,86
24	24	0,122	175	195	191	176	2	8,33	2	8,33
25	11	0,092	250	270	270	265	1	9,09	1	9,09
26	18	0,167	150	155	140	143	3	16,67	0	0
27	28	0,167	175	195	177	178	1	3,57	0	0
28	21	0,099	175	194	194	179	1	4,76	1	4,76
29	17	0,146	150	161	150	141	3	17,65	2	11,76
30	39	0,223	175	196	160	117	6	15,39	3	7,69
31	35	0,157	175	182	167	144	4	11,43	1	2,86
32	42	0,102	200	216	217	218	0	0	0	0
33	22	0,155	200	212	214	217	0	0	0	0
34	46	0,160	200	218	225	197	2	4,35	3	6,52
35	30	0,128	175	193	215	195	0	0	1	3,33
36	19	0,131	200	210	217	190	2	10,53	2	10,53
37	295	0,137	200	257	257	161	34	11,53	34	11,53
38	22	0,198	175	186	185	117	1	4,55	1	4,55
39	50	0,252	175	210	205	170	7	14,00	6	12,00
40	98	0,137	200	226	219	198	11	11,22	9	9,18
horm.	736						36	4,89	55	7,47
centr.	444						38	8,56	21	4,73
mixto	582						57	9,79	56	9,62
total	1.762						131	7,43	132	7,49

Por el contrario, cuando el hormigón ha sido fabricado en central, el valor de la resistencia estimada, —siempre según la Instrucción—, se mantiene sistemáticamente por encima del x_1 mínimo, al margen de dispersiones o número de amasadas.

Como es natural, nada puede inferirse de las obras en que se ha empleado hormigón de entrambas procedencias.

En el cuadro XXIII se resume el número total de amasadas correspondientes a cada pro-

CUADRO XXIII

Procedencia	Número total de amasadas N	Número de amasadas cuyo $x_i < f_{est,p}$		Número de amasadas cuyo $x_i < f_{est,\delta}$	
		N_{xi}	N_{xi}/N (%)	N_{xi}	N_{xi}/N (%)
Hormigonera	736	36	4,89	55	7,47
Central	444	38	8,56	21	4,73
Mixto	582	57	9,79	56	9,62
Total	1.762	131	7,43	132	7,49

cedencia, así como el número de amasadas cuyo valor de rotura se mantiene inferior a los valores de las resistencias estimadas de las obras de cada procedencia.

En el cuadro anterior se concreta de modo general lo que se acaba de decir: el porcentaje de amasadas cuyo valor de rotura es inferior a \bar{f}_{est} , aumenta al aplicar los K_N correspondientes a las dispersiones reales, en el caso de los hormigones fabricados en hormigonera; disminuye en el caso de los hormigones de central; y se mantiene (aunque, insistimos, ello no es significativo) en el caso de hormigones mixtos. Considerando el total de los resultados de modo global, tanto la aplicación de $\bar{f}_{est,p}$ como de $\bar{f}_{est,\delta}$ arroja similares porcentajes de amasadas de resistencia inferior a esos valores y, en cualquier caso, algo superiores a ese 5% que debería obtenerse, según la Instrucción.

3.7. Resistencia estimada de una obra, f_{est}^*

Vamos a considerar ahora, a cada una de las obras sometidas a control, como si de una sola parte de obra se tratase. Ello no ofrece inconveniente, pues, como se ha dicho, se busca una determinada resistencia de proyecto en cada obra. Resulta así posible determinar un valor de la resistencia estimada de la totalidad de la obra, f_{est}^* . Con ello, queda minimizada importancia de las desigualdades de tamaño de las partes de obra que conforman el conjunto de ensayos de control, e incluso la posible influencia en una parte, de algún valor particularmente alejado de la normalidad.

También en este caso emplearemos dos métodos: el primero será el descrito en el apartado 64.4 de la Instrucción para ensayos de control a nivel intenso. El segundo será de aplicación directa de la fórmula del cuantil del 5% anteriormente mencionada. De este modo podremos, en primer lugar, apreciar la correlación entre ambos métodos, y en segundo lugar, comparar los resultados con los del apartado anterior.

El primer método consiste en que, teniendo las $N = 2m$ determinaciones de resistencia efectuadas en cada obra, se ordenan de menor a mayor en la forma:

$$x_1 \leq x_2 \leq x_3 \leq \dots \leq x_m \leq \dots \leq x_N$$

En el caso de que N hubiese resultado impar, se retiraría el valor intermedio x_{m+1} para que se cumpliera $N = 2m$.

Se define entonces como resistencia característica estimada de la obra sometida a control, f_{est}^* , el valor:

$$f_{est}^* = 2 \frac{x_1 + x_2 + x_3 + \dots + x_{m-1}}{m-1} - x_m \leq K_N x_1$$

Vamos a considerar ambas condiciones por separado:

$$f_{est_1}^* = 2 \frac{x_1 + x_2 + x_3 + \dots + x_{m-1}}{m-1} - x_m$$

$$\text{y } f_{est_2}^* = K_N x_1$$

El valor de K_N se obtendría por extrapolación, a partir del cuadro IX, en vista de que el valor de m supera, en todos los casos, las 18 probetas en aquél consideradas. Para ello, se han llevado los valores de dicho cuadro a una gráfica, suponiéndose un trazado hipotético a partir del valor $m = 18$. El error que se haya podido cometer de este modo, resulta casi inapreciable (Gráfica 4). El ajuste correspondiente a la dispersión δ de cada obra, se lleva a cabo por interpolación lineal entre las curvas inmediatamente anterior y posterior.

El segundo método consiste en la aplicación de la fórmula del cuantil del 5%:

$$f_{est,\delta}^* = f_{cm} (1 - 1,64 \delta)$$

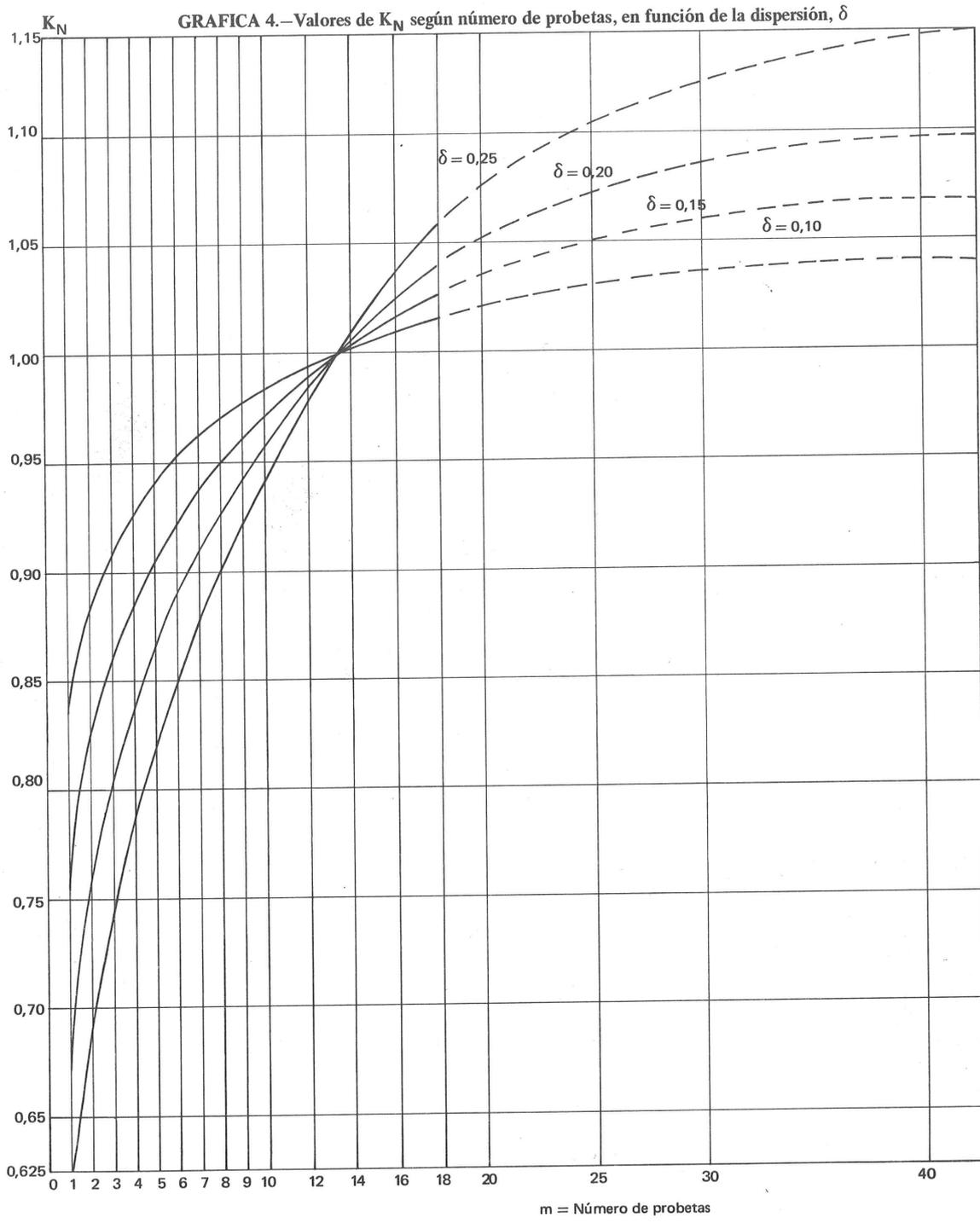
en donde f_{cm} es el valor medio de las resistencias de las N amasadas de cada obra y δ es la dispersión en cada obra.

Los valores que resultan de la aplicación de ambos métodos, se exponen en el cuadro XXIV, a continuación de los valores de $\bar{f}_{est,p}$ y $\bar{f}_{est,\delta}$ obtenidos en el apartado anterior. Se completa el cuadro con la dispersión de cada obra, el valor de la resistencia característica de proyecto y el de x_1 , es decir, el valor medio de rotura de la amasada menos resistente de cada obra.

Las diferencias más notables entre f_{est}^* y $f_{est,\delta}^*$ corresponden, como es natural, a aquellas obras en que la dispersión es mayor; y si no se acusan más aún, se debe a la condición impuesta al valor de f_{est}^* (véase fórmula); lo que señala la idoneidad de dicha condición. Obsérvese, por ejemplo, el valor que se obtendría en la obra número 16, cuya dispersión es de 0,26: 86 Kp/cm², muy inferior al de la amasada menos resistente, que es de 133 Kp/cm²; la condición, $f_{est}^* \leq K_N \cdot x_1$, en este caso, indica que el valor de f_{est}^* que debe adoptarse, es de 150 Kp/cm².

La comparación de los valores de f_{est}^* y $f_{est,\delta}^*$ con los correspondientes valores de x_1 en cada obra, indica que cualquiera de los dos métodos resulta correcto en principio, pues los valores que con su aplicación se obtienen, son razonablemente más altos, por lo general, que el valor de x_1 . Así debe ser, puesto que la condición sobre la que se basan los métodos, es que ha de quedar un margen del 5% de amasadas cuyo valor medio de rotura sea inferior a la resistencia estimada.

En el cuadro XXV, se señala el número de amasadas de cada obra, el número de aquellas cuyo valor medio de rotura, \bar{f}_{ci} , permanece, respectivamente, inferior a f_{est}^* y $f_{est,\delta}^*$, y los correspondientes porcentajes. En el resumen general del mismo cuadro, es decir, cuando el



CUADRO XXIV

Valores de resistencia estimada de cada obra

Obra n ^o	δ dispersión	f_{ck} proyecto kp/cm ²	$\bar{f}_{est,p}$ kp/cm ²	$\bar{f}_{est,\delta}$ kp/cm ²	$f_{est,1}^*$ kp/cm ²	$f_{est,2}^*$ kp/cm ²	f_{est}^* el mayor de los valores $f_{est,1}^*$, $f_{est,2}^*$ kp/cm ²	$f_{est,\delta}^*$ kp/cm ²	X_1 kp/cm ²
1	0,125	200	221	247	251	252	252	247	238
2	0,117	175	195	223	219	224	224	225	222
3	0,116	200	217	249	248	252	252	252	244
4	0,146	200	219	240	248	248	248	236	234
5	0,114	200	216	228	241	230	241	242	223
6	0,102	250	314	315	300	261	300	295	252
7	0,152	175	193	211	201	169	201	208	158
8	0,149	175	201	221	214	216	216	213	211
9	0,118	250	284	287	266	252	266	269	214
10	0,134	175	188	211	215	210	215	212	200
11	0,123	175	175	196	188	165	188	193	157
12	0,151	200	217	237	239	231	239	232	217
13	0,125	175	188	221	223	216	223	222	208
14	0,173	175	206	218	231	200	231	221	184
15	0,077	175	193	232	233	240	240	239	234
16	0,260	150	159	142	86	150	150	131	133
17	0,122	175	180	210	211	210	211	206	203
18	0,161	200	209	184	190	200	200	182	194
19	0,139	200	237	232	229	169	229	212	161
20	0,105	200	231	231	227	202	227	223	197
21	0,144	175	193	182	184	152	184	176	147
22	0,107	200	202	197	193	185	193	198	181
23	0,148	175	187	174	181	183	183	174	170
24	0,122	175	195	191	193	184	193	192	176
25	0,092	250	270	270	268	256	268	273	265
26	0,167	150	155	140	139	152	152	144	143
27	0,167	175	195	177	174	193	193	181	178
28	0,099	175	194	194	195	183	195	191	179
29	0,146	150	161	150	142	151	151	148	141
30	0,223	175	196	160	159	132	159	155	117
31	0,157	175	182	167	171	153	171	165	144
32	0,102	200	216	217	223	224	224	219	218
33	0,155	200	212	214	225	231	231	207	217
34	0,160	200	218	225	213	211	213	211	197
35	0,128	175	193	215	215	204	215	213	195
36	0,131	200	210	217	213	197	213	214	190
37	0,137	200	257	257	237	171	237	237	161
38	0,198	175	186	185	181	129	181	181	117
39	0,252	175	210	205	150	193	193	179	170
40	0,137	200	226	219	215	211	215	214	198

número de amasadas resulta ya muy significativo, puede observarse cómo realmente se cumple la condición del 5% en ambos métodos.

Volviendo al cuadro XXIV cabe comparar, por fin, los valores f_{est}^* , y $f_{est,\delta}^*$ con los valores $\bar{f}_{est,p}$ y $\bar{f}_{est,\delta}$, comprobándose cómo se asemejan aquéllos a los de $\bar{f}_{est,\delta}$ es decir, a los de la resistencia media estimada de las obras en que se ha operado con valores de K_N correlativos a las dispersiones observadas en las obras. Esto no hace más que confirmar la hipótesis que se ha mantenido anteriormente, de que la actual aplicación de coeficientes K_N favorece ligeramente a los hormigones fabricados en central, al tiempo que penaliza, quizás con exceso, a aquéllos que han sido fabricados a pie de obra.

3.8. El valor $0,9 f_{ck}$

El límite de aceptación de hormigones sobre los que se haya efectuado control, queda fijado por la Instrucción EH-73 por la condición:

$$f_{est} \geq 0,9 f_{ck}$$

Conviene analizar este valor, para determinar hasta qué punto puede tener validez, dadas las condiciones de control de hormigones que parecen considerarse normales hoy en día.

El origen de ese factor, 0,9, hay que ir a buscarlo también en el Documento ya citado, "Resistencia característica y Control de Calidad", redactado por la Comisión Permanente del Hormigón en 1972.

En dicho documento, se indica que el valor de f_{est} , obtenido en cada parte de obra, debe dividirse por 0,9 para obtener, a su vez, una nueva resistencia estimada, que es la que ha de compararse con la de proyecto, f_{ck} . Se basa para ello, en que, de este modo, prácticamente se hace coincidir el valor de f_{est} con el resultado más bajo obtenido en la rotura de las probetas, en los casos ordinarios. Por casos ordinarios entiende aquéllos en que $m = 6$ y la dispersión es de 0,20, valores que, introducidos en el cuadro IX recogido del mismo documento da, en efecto, un valor de 0,89.

La Instrucción corrige, al introducir el factor 0,9, el espíritu del citado criterio empleado en el Documento. Pues si, tras tanto cálculo de probabilidades, se acaba por convenir con que, lo que vale, es el valor empírico de una o más amasadas, todo lo anterior se muestra como inútil.

Para ello, convierte el empleo del término $0,9 f_{ck}$ como límite, en un caso excepcional, (pensamos que así debe entenderse, al menos). Queda claramente expresado en el artículo 64,5. "Decisiones derivadas del Control cuando $f_{est} \leq f_{ck}$ ". Vale la pena copiar la primera parte del artículo:

"Cuando, por resultar $f_{est} < f_{ck}$, no puede aceptarse la hipótesis de que el hormigón de la obra tiene una resistencia característica igual o superior a la del Proyecto, con independencia de las sanciones contractuales previstas, y a falta de una explícita previsión del caso en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares de la Obra, se procederá como sigue:

a) Si $f_{est} \geq 0,9 f_{ck}$, la obra se aceptará..."

Como se ve, la Instrucción desliga claramente el factor 0,9 de cualquier posible relación con el K_N . De este modo, los valores obtenidos por la aplicación del correspondiente valor de éste, obedecen, lógicamente, aunque de modo simplificado, al cálculo de probabilidades. Y además, abre una puerta a la iniciativa del Director de Obra, cuando admite la "explícita previsión" del caso en el Pliego de Condiciones.

CUADRO XXV

Valores de cumplimiento de resistencia estimada de obra

Obra n°	N° de amasadas	N° de amasadas cuyo $f_{ci} < f_{est}^*$	% s. n° total	N° de amasadas cuyo $f_{ci} < f_{est,\delta}^*$	% s. n° total
1	30	2	6,67	2	6,67
2	18	1	5,56	1	5,56
3	24	1	4,17	1	4,17
4	20	1	5,00	1	5,00
5	18	1	5,55	2	11,11
6	60	4	6,67	4	6,67
7	26	2	7,69	2	7,69
8	64	3	4,69	3	4,69
9	201	7	3,48	9	4,48
10	33	1	3,03	1	3,03
11	37	2	5,41	2	5,41
12	42	1	2,38	1	2,38
13	24	2	8,33	2	8,33
14	85	4	4,71	4	4,71
15	15	2	13,33	2	13,33
16	19	2	10,53	0	0
17	20	2	10,00	1	5,00
18	21	3	14,29	0	0
19	46	4	8,70	1	2,17
20	26	1	3,85	1	3,85
21	62	4	6,45	2	3,23
22	19	1	5,26	1	5,26
23	35	1	2,86	1	2,86
24	24	2	8,33	2	8,33
25	11	1	9,09	1	9,09
26	18	1	5,55	1	5,55
27	28	1	3,57	1	3,57
28	21	1	4,76	1	4,76
29	17	2	11,76	2	11,76
30	39	3	7,69	3	7,69
31	35	1	2,86	1	2,86
32	42	1	2,38	1	2,38
33	22	1	4,55	0	0
34	46	1	2,17	1	2,17
35	30	1	3,33	1	3,33
36	19	2	10,53	2	10,53
37	295	15	5,08	15	5,08
38	22	1	4,55	1	4,55
39	50	5	10,00	3	6,00
40	98	7	7,14	7	7,14
TOTAL	1.762	98	5,56	87	4,94

No obstante, resulta insuficiente, y así se puede ver en los resultados. Como es natural, no conocemos las reacciones de los Directores de las obras estudiadas, ante los casos que se han presentado. Pero cuando, según el cuadro XV, vemos que nada menos que un dieciséis por ciento de las partes de obra se encuentran en el campo $f_{ck} - 0,9 f_{ck}$, tenemos que empezar a pensar que el carácter de excepcionalidad se ha perdido.

Es evidente que el factor seguridad no es más que uno de los que debe barajar el Director de Obra en sus tomas de decisión; y también es comprensible que dentro de los complejos intereses que debe manejar, los aspectos técnicos —y con mayor razón los de control—, queden muchas veces relegados por los aspectos económicos.

Por ello, se estima indispensable que, en el aspecto teórico, el Director de Obra se vea eficazmente respaldado por la Normativa. Para remarcar el carácter de excepcionalidad del período $f_{ck} - 0,9 f_{ck}$, la Instrucción debería cambiar la redacción del citado artículo 64.5, no obligando al Director de Obra a la aceptación automática de los hormigones cuya resistencia estimada se encontrase en el período $f_{ck} - 0,9 f_{ck}$, sino permitiéndole adoptar su propio criterio.

De alguna manera, éste es, además, el espíritu de la Instrucción cuando, en el mismo artículo habla de unas posibles “sanciones contractuales previstas” y de la “explícita previsión del caso en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares de la Obra”.

En efecto, las posibles sanciones contractuales, apriorísticas, cuando se ponen, parecen denotar desconfianza por parte del Director de Obra, desconfianza que la práctica aconseja evitar, así como cualquier otro tipo de fricción innecesaria en las complejas relaciones, que aquél debe mantener con las distintas figuras que aparecen en la obra.

Por lo que se refiere a la previsión del caso en el Pliego, la práctica enseña también que “el caso” puede presentar aspectos muy variados, cuya recopilación total, incidiría también en una actitud agresivamente defensiva por parte del Director de Obra.

Por el contrario, la posibilidad de que el Director de Obra adopte su propio criterio, presenta la ventaja de que éste puede apoyarse en los antecedentes reales de la obra. El rechazo o aceptación, obedecerán pues a tales antecedentes; cuando se rechace, no será ya por desconfianza, sino lógica reacción ante circunstancias desfavorables que se han podido comprobar.

Concretando, la redacción que se propone para el artículo 64.5, es la siguiente:

“Cuando, por resultar $f_{est} < f_{ck}$, no puede aceptarse la hipótesis de que el hormigón de la obra tiene una resistencia característica igual o superior a la del Proyecto, se procederá como sigue:

- a) Si $f_{est} \geq 0,9 f_{ck}$, la decisión de aceptación o rechazo quedará a criterio del Director de Obra.
- b) Si $f_{est} < 0,9 f_{ck}$, o si, siendo $f_{est} \geq 0,9 f_{ck}$, el Director de Obra decide el rechazo, se procederá a realizar, a costa del constructor, los ensayos de información previstos en el artículo 65 o las pruebas de carga previstas en el artículo 68 de esta Instrucción, a juicio del Director de Obra y, en su caso, a demolerlos o a reforzarlos. En el caso de haber optado por ensayos de información y resultar éstos desfavorables, podrá el Director de Obra ordenar las pruebas de carga, antes de decidir la aceptación o demolición.
- c) Antes de tomar la decisión de aceptar, reforzar o demoler, el Director de Obra podrá consultar con el proyectista y/o con organismos especializados, la estimación de la disminución de la seguridad, a la vista de lo cual podrá tomar aquella decisión, incluso sin la realización de los ensayos previstos en b).

En cualquier caso, siempre que sea $f_{est} < f_{ck}$, el constructor tiene derecho a realizar, a su costa, los ensayos de información previstos en el artículo 65, en cuyo caso la ba-

se de juicio se trasladará al resultado de estos últimos.

- d) Con independencia de lo anterior y ante la posibilidad de que resulte $f_{est} < f_{ck}$, podrán preverse sanciones contractuales y/o contemplar los casos especiales en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares de la Obra”.

4. PROPUESTA DE CONTROL DEL HORMIGON EN LAS OBRAS

4.1. Introducción

Volviendo a repasar el cuadro XI, podemos apreciar la similitud del valor medio \bar{D} de las dispersiones de las obras cuyo hormigón ha sido fabricado a pie de obra, y de las que han empleado hormigón de central. Del mismo modo, son similares los valores de dispersión más usuales de obras de uno u otro origen.

Por ello, la siguiente propuesta pretende referir los valores de K_N que deben aplicarse, a la dispersión que aparezca realmente en la obra, independientemente del origen del hormigón. Con ello, se intenta favorecer la búsqueda de la máxima regularidad del hormigón en su proceso de fabricación.

4.2. Propuesta

En las obras sometidas a control normal o intenso, se procederá del siguiente modo, para estimar la resistencia de las distintas partes de la obra:

- A) En las $p_1, p_2 \dots p_i$ primeras partes de obra, que consten de N amasadas cada una, de modo que $\sum N_{pi} \leq 3$, el valor de la resistencia estimada de cada parte, vendrá dado por las expresiones:

a) Si $N < 6$, $f_{est} = K_N x_1$

en donde:

K_N es el estimador correspondiente al número de amasadas de la parte de obra considerada, y a una dispersión de 0,2, independientemente del origen del hormigón (tales valores de K_N corresponden a los de la columna “hormigonera”, en la Instrucción EH-73, art. 64);

x_1 es el valor de la resistencia de la amasada que haya dado el valor más bajo en esa parte de obra.

b) Si $N \geq 6$, $f_{est} = 2 \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_{m-1}}{m-1} - x_m \leq K_N x_1$

A continuación, se procede a calcular la dispersión δ_1 de todas las amasadas que han intervenido en las $p_1, p_2 \dots p_i$ primeras partes de obra, mediante la expresión:

$$\delta_1 = \frac{\sigma}{f_{cm}}$$

en donde σ , es la desviación típica, que viene dada por la expresión:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=N} (f_{cm} - x_i)^2}{N}}$$

Cuadro XXVI

N	Valores del estimador K_N			
	$\delta = 0,10$	$\delta = 0,15$	$\delta = 0,20$	$\delta = 0,25$
1	0,84	0,75	0,67	0,59
2	0,88	0,82	0,75	0,68
3	0,91	0,86	0,80	0,74
4	0,93	0,89	0,84	0,78
5	0,94	0,91	0,87	0,82
6	0,95	0,92	0,89	0,85
7	0,96	0,94	0,91	0,88
8	0,97	0,95	0,93	0,90
10	0,98	0,97	0,96	0,94
12	0,99	0,99	0,98	0,98
14	1,00	1,00	1,00	1,01
16	1,01	1,02	1,02	1,03
18	1,02	1,03	1,04	1,06

y f_{cm} es la resistencia media de las amasadas, que viene dada por:

$$f_{cm} = \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_N}{N}$$

B) La resistencia estimada, f_{est} , de la siguiente parte de obra, se obtiene:

a) si $N < 6$; $f_{est} = K_N x_1$

b) Si $N \geq 6$; $f_{est} = 2 \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_{m-1} - x_m}{m-1} \leq K_N x_1$

en donde K_N es el estimador correspondiente al número de amasadas de la parte de obra considerada, y a la dispersión δ_1 anteriormente obtenida.

El cuadro que aparece en la Instrucción, que se ha citado anteriormente, presenta sólo dos columnas que, como se ha podido ver, corresponden a una dispersión de 0,10 (central) y 0,20 (hormigonera), respectivamente. Como los valores de δ_1 que generalmente se obtienen, se encuentran dentro de ese período, parece conveniente introducir la columna correspondiente a $\delta = 0,15$, y también, aunque sea menos frecuente, la que corresponde a $\delta = 0,25$. El nuevo cuadro de valores de K_N pasaría a ser: (Cuadro XXVI).

Para la determinación de K_N , se entra en la columna cuya dispersión se encuentre más próxima a la obtenida.

A continuación, se procede a calcular de nuevo la dispersión de todas las amasadas fabricadas, δ_2 , introduciendo en este nuevo cálculo los valores x_i de las amasadas de esta última parte de obra sometida a control.

C) La resistencia estimada de la siguiente parte de obra, se obtiene por aplicación del K_N correspondiente a esta nueva dispersión, δ_2 . El método se aplica, sucesivamente, al cálculo de la resistencia estimada de cada una de las partes de obra subsiguientes, empleando los valores de K_N que vayan correspondiendo a los valores $\delta_3, \delta_4 \dots \delta_{n-1}$, siendo esta última dispersión la que se obtendría de todos los valores de las amasadas de la obra, excepto los que corresponden a la última parte de obra.

Cuadro XXVII

Resultados de aplicación de la propuesta de control, a las obras estudiadas

Obra	Partes	f_{cm_1}, f_{cm_2} $\Sigma_N \geq 3$ ($\delta = 0,2$) kp/cm ²	δ_1	δ_2	δ_3	δ_{n-1}	f_{est, δ_1} kp/cm ²	f_{est, δ_2} kp/cm ²	f_{est, δ_3} kp/cm ²	\bar{f}_{est} propuesta kp/cm ²	$f_{est,p}$ (Instruc.) kp/cm ²	f_{est}^* kp/cm ²	$f_{est,\delta}^*$ kp/cm ²
1	15	204, 179	0,092	0,079	0,098	0,128	230	253	249	254	221	252	247
2	9	194, 184	0,137	0,132	0,122	0,110	256	212	206	215	195	224	225
3	12	199, 202	0,062	0,063	0,093	0,103	227	224	290	249	217	252	252
4	10	209, 235	0,133	0,151	0,131	0,139	203	243	267	235	219	248	236
5	9	167, 180	0,135	0,122	0,128	0,112	244	261	251	238	216	241	242
6	10	249,	0,087	0,127	0,130	0,102	329	339	297	314	314	300	295
7	13	205, 171	0,126	0,221	0,212	0,156	130	202	191	201	193	201	208
8	32	203, 204	0,026	0,059	0,104	0,135	275	255	248	225	201	216	213
9	34	195, 259	0,129	0,131	0,142	0,115	232	241	278	286	284	266	269
10	17	173, 169	0,086	0,080	0,074	0,131	214	218	239	215	188	215	212
11	20	188, 172, 138	0,170	0,166	0,155	0,123	142	175	194	193	175	188	193
12	21	212, 187	0,069	0,061	0,058	0,151	229	230	281	242	217	239	232
13	24	167, 200, 182	0,075	0,078	0,070	0,124	255	231	255	222	188	223	222
14	17	178, 123	0,301	0,324	0,297	0,168	123	158	169	205	206	231	221
15	9	182, 174, 219	0,054	0,053	0,049	0,075	231	232	221	217	193	240	239
16	9	112, 106	0,114	0,106	0,243	0,262	156	237	186	156	159	150	131
17	12	169, 200	0,148	0,128	0,116	0,122	222	212	214	206	180	211	206
18	13	147, 151, 161	0,019	0,049	0,056	0,126	163	172	236	199	209	200	182
19	9	248	0,021	0,114	0,169	0,140	153	303	200	236	237	229	212
20	13	198, 194	0,036	0,074	0,122	0,107	201	248	227	223	231	227	223
21	31	110, 163	0,159	0,141	0,126	0,144	175	162	180	180	193	184	176
22	19	172, 167, 175	0,020	0,019	0,017	0,090	211	214	194	195	202	193	198
23	18	186, 195	0,069	0,119	0,112	0,146	189	202	205	175	187	183	174
24	8	190	0,014	0,074	0,099	0,127	185	235	160	189	195	193	192
25	11	178, 219, 226	0,104	0,120	0,110	0,090	314	294	288	256	270	268	273
26	10	114, 107	0,181	0,186	0,186	0,175	125	119	157	130	155	152	144
27	12	135, 146	0,035	0,134	0,147	0,169	177	162	173	175	195	193	181
28	15	162, 156, 169	0,032	0,125	0,111	0,096	150	170	187	183	194	195	191
29	9	113	0,109	0,165	0,156	0,139	173	155	165	149	161	151	148
30	17	151	0,098	0,087	0,113	0,219	176	151	103	162	196	159	155
31	18	189, 180	0,084	0,145	0,141	0,153	177	165	145	167	182	171	165
32	14	217	0,127	0,108	0,104	0,100	208	243	215	216	216	224	219
33	13	197	0,113	0,104	0,101	0,120	219	254	239	230	212	231	207
34	26	157, 200, 251	0,138	0,124	0,127	0,157	237	221	246	219	218	213	211
35	18	173, 182	0,031	0,036	0,098	0,117	201	260	194	219	193	215	213
36	17	174, 127	0,170	0,161	0,161	0,133	212	227	254	204	210	213	214
37	56	199	0,030	0,053	0,096	0,138	232	228	212	256	257	237	237
38	22	222, 210, 162	0,131	0,121	0,117	0,201	204	176	211	188	186	181	181
39	28	161, 123	0,080	0,093	0,114	0,253	200	150	194	189	210	193	179
40	49	201, 230	0,074	0,062	0,084	0,137	272	229	214	216	226	215	214

4.3. Comentarios a la anterior propuesta

El empleo del método descrito, resulta sólo ligeramente más complicado que el propugnado por la Instrucción, y presenta la ventaja de que se aproxima más que el anterior a los supuestos del cálculo de probabilidades, ya que se elige el estimador K_N , no en virtud de una supuesta calidad del hormigón, sino sobre la base de una dispersión conocida.

Supone, además, un incentivo, pues premia la regularidad al permitir aumentar el valor de K_N si ésta se mantiene; lo cual, además de repercutir económicamente de modo favorable para el fabricante, beneficia al Director de Obra, puesto que le garantiza un hormigón uniforme en la estructura; lo que se traduce en más seguridad.

La elección inicial de un número de partes de obra que garanticen un número mínimo de 3 amasadas para el cálculo del valor de la primera dispersión, se ha hecho en base al estudio empírico de las 40 obras analizadas. Se ha comprobado que no existen grandes desfases entre tal valor y el de la dispersión final de la obra; y en cualquier caso, cuando los hay, produce ya un ajuste razonable al tomar el valor de la siguiente dispersión, δ_2 , o de las dos siguientes, δ_2 y δ_3 . Además, la elección de un número muy bajo de amasadas de partida, permite ajustar las siguientes dispersiones con más facilidad, sobre todo cuando las obras son de poca entidad, y por consiguiente, presentan pocas partes de obra y distintas.

La afirmación que se ha hecho al comienzo de este apartado, de que este método se ajusta más que el de la Instrucción a los supuestos del cálculo de probabilidades, queda patente, en el cuadro XXVII que se expone a continuación.

NOTACION

Signo	Representa	Unidad
C_i	Valor de la consistencia, medida por descenso en el Cono de Abrams.	cm
\bar{C}_i	Valor medio de la consistencia, medida por descenso en el cono de Abrams, para una clase de consistencia C_i .	cm
\bar{D}	Valor medio del conjunto de las dispersiones.	Adimensional
K_N	Estimador. Coeficiente de estimación de la resistencia de un colectivo de probetas, o medias amasadas, en función de su número y de la dispersión de la muestra.	Adimensional
$K_{N\delta}$	Estimador correspondiente a la dispersión obtenida de una obra.	Adimensional
N	Número total de amasadas tomadas en las n partes de una obra. $N = N_1 + N_2 + \dots + N_i + \dots + N_n$.	Adimensional
$f_{28,bl}$	Resistencia a compresión de una amasada de consistencia blanda, a 28 días.	kp/cm ²
$\bar{f}_{28,bl}$	Valor medio de las resistencias $f_{28,bl}$ obtenidas en una obra.	kp/cm ²
$f_{28,ci}$	Resistencia a compresión de una amasada de consistencia C_i , a 28 días.	kp/cm ²
$\bar{f}_{28,ci}$	Valor medio de las resistencias $f_{28,ci}$, obtenidas en una obra.	kp/cm ²
f_{c28}	Resistencia a compresión de una probeta de hormigón de 28 días de edad.	kp/cm ²
\bar{f}_{c28}	Valor medio de las resistencias f_{c28} .	kp/cm ²
\bar{f}_{ci}	Valor medio de la resistencia a compresión de una amasada de hormigón.	kp/cm ²
f_{cj}	Resistencia a compresión de una probeta de hormigón de j días de edad.	kp/cm ²
f_{ck}	Resistencia característica, a compresión, de un colectivo de probetas de hormigón.	kp/cm ²
f_{cm}	Resistencia media, a compresión, de un colectivo de probetas de hormigón.	kp/cm ²
f_{est}	Resistencia estimada, a compresión, del hormigón.	kp/cm ²

Signo	Representa	Unidad
\bar{f}_{est}	Valor medio de las resistencias estimadas, f_{est} , de cada obra.	kp/cm ²
f_{est}^*	Resistencia estimada del colectivo de las N amasadas de una obra. Se toma el mayor de los dos valores, f_{est1}^* y f_{est2}^* .	kp/cm ²
f_{est1}^*	Valor de la resistencia estimada del colectivo de las N amasadas de una obra, calculado haciendo $N = 2m$ (si N es impar, se elimina el valor que corresponde a la amasada central), y tomando: $f_{est1}^* = 2 \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_{m-1}}{m-1} - x_m$	kp/cm ²
f_{est2}^*	Valor de la resistencia estimada del colectivo de las N amasadas de una obra, calculado a partir del K_N que corresponde a $N = 2m$, número de amasadas computadas, y tomando: $f_{est2}^* = K_N x_1$	kp/cm ²
$f_{est,p}$	Resistencia estimada de una parte de obra, p, en la que se toman N amasadas, tomando K_N según el artículo 64 de la Instrucción EH-73. Para $N < 6$: $f_{est,p} = K_N x_1$ Para $N = 2m \geq 6$: $f_{est,p} = 2 \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_{m-1}}{m-1} - x_m \leq K_N x_1$	kp/cm ²
$\bar{f}_{est,p}$	Valor medio de las resistencias estimadas de las n partes de una obra. Se calcula mediante la expresión: $\bar{f}_{est,p} = \frac{\sum_{p=1}^n f_{est,p}}{n}$	kp/cm ²
$f_{est,\delta}$	Resistencia estimada de una parte, p, de obra, en la que se toman N amasadas, tomando el $K_{N\delta}$ que corresponde a la dispersión obtenida en la obra. Su valor viene dado por las siguientes expresiones: Para $N < 6$: $f_{est,\delta} = K_{N\delta} \cdot x_1$ Para $N = 2m \geq 6$: $f_{est,\delta} = 2 \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_{m-1}}{x_{m-1}} - x_m \leq K_{N\delta} \cdot x_1$	kp/cm ²
$f_{est,\delta}^*$	Valor de la resistencia estimada del colectivo de las N amasadas de una obra, obtenida mediante la fórmula de la distribución normal, con la dispersión δ del total de la obra: $f_{est,\delta}^* = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n x_i (1 - 1,64 \delta)$	kp/cm ²
$\bar{f}_{est,\delta}$	Valor medio de la resistencia estimada de una obra, calculado tomando el estimador $K_{n\delta}$.	kp/cm ²
m	Número de probetas.	Adimensional
n	Número de descensos medidos en el cono de Abrams. Número de partes en que se divide una obra para el control de la resistencia del hormigón.	Adimensional
x_1	Valor de la resistencia de la amasada menos resistente, de una obra o parte de ella.	kp/cm ²
x_i	Resistencia de la amasada i, de una parte de obra en la que se toman N amasadas. $x_1 < x_2 < \dots < x_i < \dots < x_N$	kp/cm ²
ψ_p	$\bar{f}_{est,p}/f_{ck}$ = Relación entre la resistencia media estimada de las n partes de una obra y la correspondiente resistencia característica, a compresión.	Adimensional
ψ_δ	$\bar{f}_{est,\delta}/f_{ck}$ = Relación entre el valor medio de la resistencia estimada de una obra, calculado tomando el estimador $K_{N\delta}$ y la correspondiente resistencia característica, a compresión.	Adimensional

Signo	Representa	Unidad
δ	$\frac{\sigma}{x_m}$ = Dispersión; coeficiente de variación.	Adimensional
ξ	Relación f_{cj} / f_{c28} , para probetas de la misma amasada.	Adimensional
$\bar{\xi}$	Valor medio de ξ .	Adimensional
σ	Desviación típica (notación estadística). Su valor viene dado por la expresión: $\sigma = \sqrt{\frac{\sum x_i^2 - \frac{(\sum x_i)^2}{n}}{n}}$	kp/cm ²
ψ	$f_{28,ci} / \bar{f}_{28,bl}$ = Relación entre la resistencia a compresión de una amasada de consistencia C_i , a 28 días y el valor medio de las correspondientes resistencias $f_{28,bl}$ obtenidas en una obra.	Adimensional

JORNADAS DE LA A.I.C.A.P., 1981

Durante los días 20 y 24 de mayo de 1981 tendrá lugar en Ravena, Italia, la Convención de la Asociación Italiana del Hormigón Armado y Pretensado, siendo los temas principales a desarrollar los relativos a "Precompresión Parcial y Estructuras Marítimas". Las reuniones tendrán lugar en el "Chiostri di S. Vitale", complejo monumental concedido especialmente para este acontecimiento por las autoridades responsables de la conservación de los monumentos de Ravena. El programa comprende, aparte de los temas citados, visitas técnicas, una exposición fotográfica de realizaciones y medios empleados en obras llevadas a cabo durante estos últimos tres años y relacionadas con los temas a discutir en la reunión, así como también excursiones y visitas culturales. En otoño de 1980 se distribuirá el programa definitivo y detallado de este acontecimiento.

PRIMERA CONFERENCIA INTERNACIONAL SOBRE HORMIGON CRIOGENICO

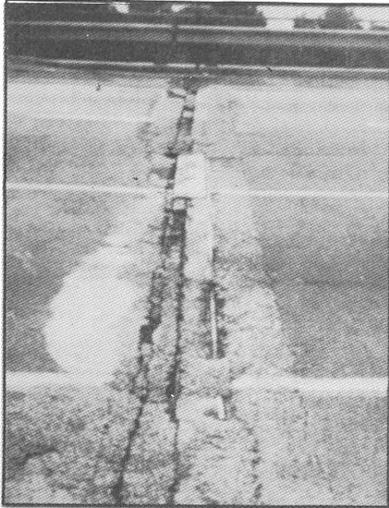
La "Primera Conferencia Internacional sobre Hormigón Criogénico" se celebrará en Newcastle-upon-Tyne durante los días 25 y 26 de marzo de 1981, organizada por la Concrete Society de Inglaterra con la colaboración de otras entidades tales como "The British Cryogenics Council" y "The Institution of Gas Engineers". Al mismo tiempo tendrá lugar una exposición relacionada con el tema. El Gosforth Park Hotel será la sede de este congreso. Los interesados en conocer detalles sobre este acontecimiento pueden dirigirse a Miss Julia Headley-Neil, The Concrete Society, Terminal House, Grosvenor Gardens, London SW1W OAJ. Inglaterra.

PUENTE NUEVO O PUENTE VIEJO

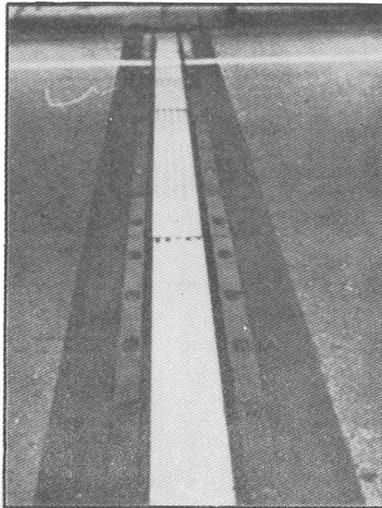
Juntas PUENTEFLEX + Instalaciones **texsa / cotesa** =
= Garantía de mayor rendimiento y estética

PUENTE VIEJO:

antes



después

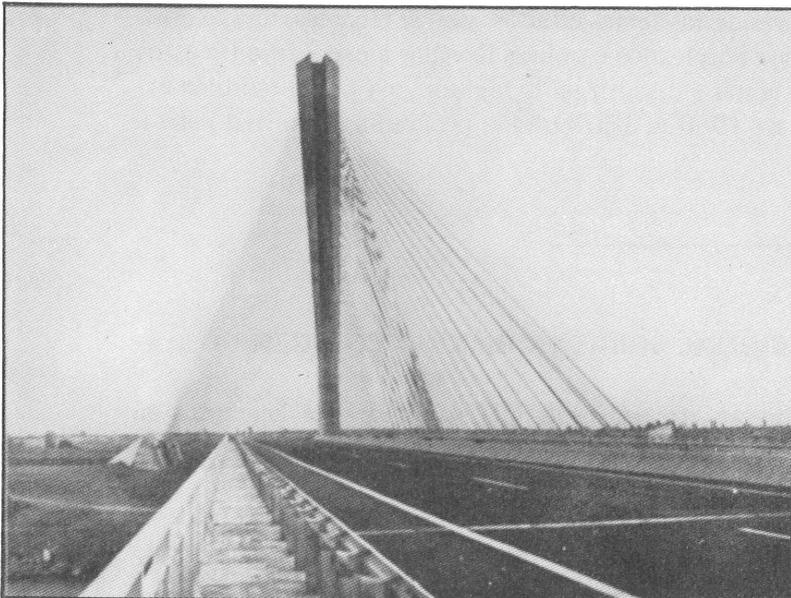


Puente del Bruch
Gerona



Juntas SR-2
60 mm movimiento

PUENTE NUEVO:



Puente sobre el río Ebro
Castellón - Autopista de
Navarra



Juntas SR-4
120 mm movimiento

FABRICADAS EN ESPAÑA BAJO LICENCIA DE

DISTRIBUIDORES Y COLOCADORES
EXCLUSIVOS

texsa / cotesa

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



PUENTEFLEX, S. A.

Apartado 18144 - MADRID
Teléf 232 38 38

Construcción de puentes de hormigón pretensado por empuje del tablero

Carlos Siegrist
Dr. Ingeniero de Caminos

1. Introducción

La construcción de tableros de puentes prefabricándolos por trozos en un taller fijo, colocado en uno o los dos extremos del puente, y empujándolos hasta alcanzar su posición definitiva es, indudablemente, una meta alcanzada en la evolución de los procedimientos constructivos. En efecto, si examinamos esta evolución vemos que, partiendo de los puentes de fábrica primeros, enteramente cimbrados, se van minimizando estas cimbras, hasta que se llega a prefabricar la viga doble o simple T, que necesita hormigonar una losa de compresión "in situ", para completar el tablero y unir las diferentes vigas; de aquí se pasa a prefabricar las vigas "doble T" de ala ancha que, al colocarlas adosadas unas a otras, evitan el hormigonado "in situ" de la losa de compresión, o bien, se prefabrican las losas de compresión dejando unos alvéolos que se hormigonan "in situ" para conectar estas losas con las vigas prefabricadas; Siguiendo en la línea de disminuir al máximo la colocación de hormigón "in situ", se llega a prefabricar el tablero a todo lo ancho, por dovelas que se unen mediante pretensado, e incluso, en el caso de luces pequeñas y anchos reducidos, a prefabricar el tramo completo, limitado este último paso por el peso de los elementos a mover. Simultáneamente, evolucionan los sistemas constructivos, pasando de la cercha de lanzamiento de vigas aisladas, al sistema de construcción por avance en voladizos sucesivos que exige unos gastos suplementarios de armadura, aunque permite ejecutar grandes puentes con notable independencia de los condicionantes orográficos; el siguiente paso consiste en hormigonar de una vez, no las diferentes dovelas del avance por voladizos, sino el vano entero, para lo que se ponen a punto costosos equipos de cerchas autolanzables que son auténticos tableros móviles.

Y se llega, de esta forma, a la idea del empuje del tablero, que goza de las ventajas de la prefabricación en taller fijo y único, esto es, producción en serie, exactitud de acabados, independencia de los agentes atmosféricos, y, por otro lado, de la gran ventaja del monolitismo que supone el hormigonado "in situ". Asimismo independiza la construcción del tablero de los obstáculos naturales, barrancos profundos, ríos caudalosos, o bien artificiales, viaductos sobre zonas urbanas.

Es éste un procedimiento constructivo típico de la construcción metálica del que se ha beneficiado la tecnología del hormigón, como ha sucedido en muchos otros casos, desde que el pretensado simplificó la unión de elementos prefabricados, y aligeró los tableros de los puentes de hormigón. Como dato curioso citamos el puente de Andarax, en la línea de FF. CC. Linares-Almería; se ha construido un puente de hormigón pretensado en el año 1972 por el procedimiento de empuje del tablero en la zona recta y con tramos isostáticos en la parte curva, exactamente igual que el puente metálico construido hacia 1880, al que ha venido a sustituir (Fig. 1).

Los primeros puentes de hormigón pretensado construidos por empuje del tablero fueron el viaducto Semorile en Italia y el puente sobre el Ager, en Austria. En ellos el tablero deslizaba sobre bandas de madera dispuestas sobre la cimbra. Con la puesta a punto de apoyos deslizantes a base de teflón sobre acero inoxidable, con un coeficiente de rozamiento inferior al 2 por 100, se ha simplificado extraordinariamente el procedimiento al poder disminuir de forma sustancial la potencia de los equipos de empuje.

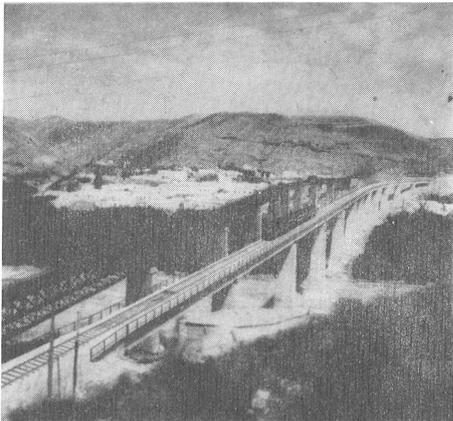


Fig. 1. Puente de Andarax.

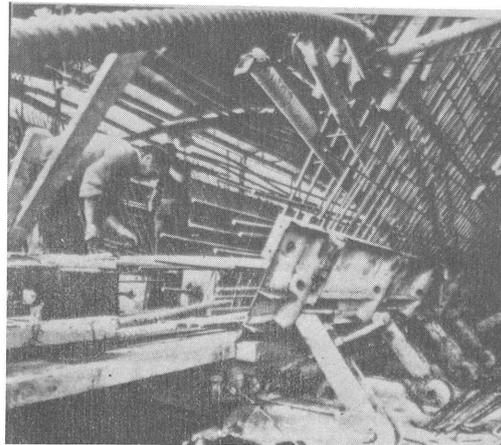


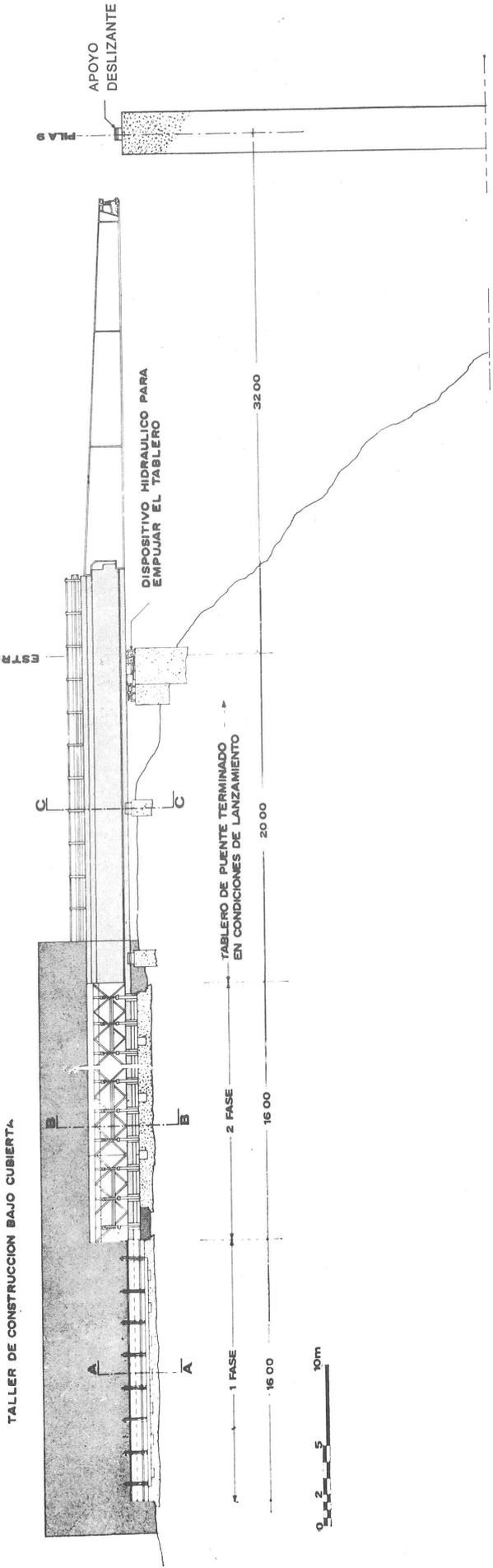
Fig. 2. Casale Monferrato. Encofrado y armadura.

2. Descripción del método constructivo y ciclo de operaciones

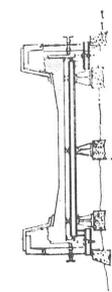
El procedimiento constructivo consiste en ir prefabricando por trozos el tablero del puente en un taller situado en un extremo del puente, e ir empujándolo hacia su posición definitiva a medida que se van completando trozos y se van uniendo por pretensado. Sin embargo, esta prefabricación no entraña la idea de dovelas que necesitan un material tipo epoxi para lograr una unión adecuada, sino que, más bien, entre trozo y trozo existen juntas de construcción con armadura, tanto pasiva como activa en espera (Fig. 2), obteniendo de este modo una construcción perfectamente monolítica.

La longitud de estos trozos depende de la longitud del área de prefabricación, y de la luz de los vanos a salvar. En el puente sobre el Caroní, en Venezuela, se llegó a prefabricar el tablero entero del puente, de 500 m. de largo, en la orilla, empujándolo luego hasta su posición definitiva; naturalmente es una solución cara, ya que obliga a mover todo el tablero en una longitud igual a la total del puente, con el peso máximo del mismo, además de tener que transportar los materiales como si se tratara de un hormigonado sobre cimbra. Normalmente se suelen hacer trozos de longitud mitad de los vanos del puente, siendo más corto el primero con objeto de que las juntas de construcción coincidan con los cuartos de la luz de los vanos, donde las flexiones son mínimas.

ESQUEMA DE LAS FASES DE CONSTRUCCION

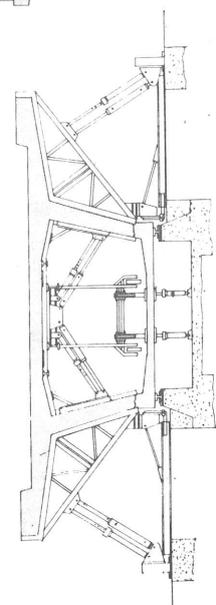


ENCOFRADO CALIBRADO PARA CONSTRUIR LA PLACA INFERIOR



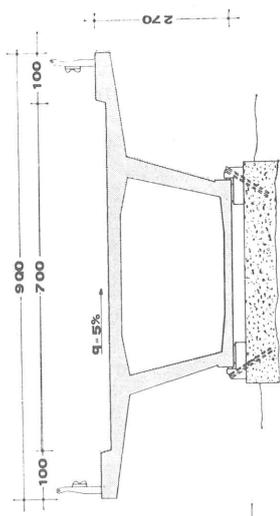
SECCION AA

ENCOFRADO TUNEL Y COSTEROS ACCIONADOS HIDRAULICAMENTE, PARA EL HORMIGONADO DE TERMINACION



SECCION BB

TABLERO TERMINADO SOBRE LOS APOYOS DESLIZANTES DE "TEFLON"



SECCION CC



Fig. 3. Viaducto de Val Restel. Fases de construcción.

La sección de los tableros de los puentes construídos por empuje suele ser en cajón, como veremos más adelante, por lo que su hormigonado debe ser hecho como mínimo en dos fases, primero la losa inferior y arranque de las almas y luego el resto de las almas y el forjado superior, para lograr un llenado perfecto de los moldes. Esto, a su vez, junto con el procedimiento constructivo, define el ciclo de operaciones que es el siguiente: (Fig. 3).

- A) Preparación del encofrado para la losa inferior y arranque de almas, y montaje de la armadura, tanto activa como pasiva.
- B) Hormigonado de la losa inferior y arranque de almas.
- C) Empuje de la losa hasta quedar fuera de su zona de hormigonado.
- D) Montaje de la armadura, activa y pasiva, correspondiente al resto de las almas y al forjado superior.
- E) Montaje de la armadura de la losa inferior y arranque de almas, correspondiente al siguiente trozo a prefabricar.
- F) Cierre de los encofrados exteriores de almas y voladizos, y colocación del encofrado interior de alma y forjado superior.
- G) Hormigonado de las almas, forjado superior y voladizos de este trozo y de la losa inferior y arranque de almas del trozo siguiente.
- H) Apertura de los encofrados exteriores y plegado del encofrado, interior de la sección cajón.
- I) Pretensado de construcción de la sección cajón completa contra el trozo anterior y contra la losa inferior del trozo siguiente.
- J) Empuje del tablero en una longitud igual a la de un trozo prefabricado y comienzo de nuevo de la fase D.

De esta forma el tablero que es una viga continúa monolítica, va avanzando hasta quedar colocado en su posición definitiva.

3. Ventajas e inconvenientes del procedimiento

Ya hemos apuntado la característica de los puentes construídos por este procedimiento, de ser medio prefabricados y medio hormigonados "in situ". Esto confiere al procedimiento una serie de ventajas que pasamos a enumerar:

- Prefabricación de la obra en un emplazamiento fijo, accesible desde el primer momento por tratarse de la zona de uno de los estribos.
- Encofrados fijos muy mecanizados que permiten unos acabados con terminación muy lograda, por otra parte imprescindible para el éxito de la operación.
- Transportes cortos de los materiales, hormigón y armaduras, bastando normalmente una grúa pivotante para cubrirlos.
- Operaciones repetitivas con desplazamientos cortos, que permiten lograr buenos rendimientos del personal a partir del segundo o tercer ciclo de operaciones. Por otro lado, dado lo reducido del área de trabajo y del equipo de hombres necesario, se facilita el control.
- Los equipos auxiliares necesarios, pescante metálico, encofrados, dispositivos de empuje, apoyos deslizantes e, incluso, en algunos casos pilas auxiliares, se pueden reuti-

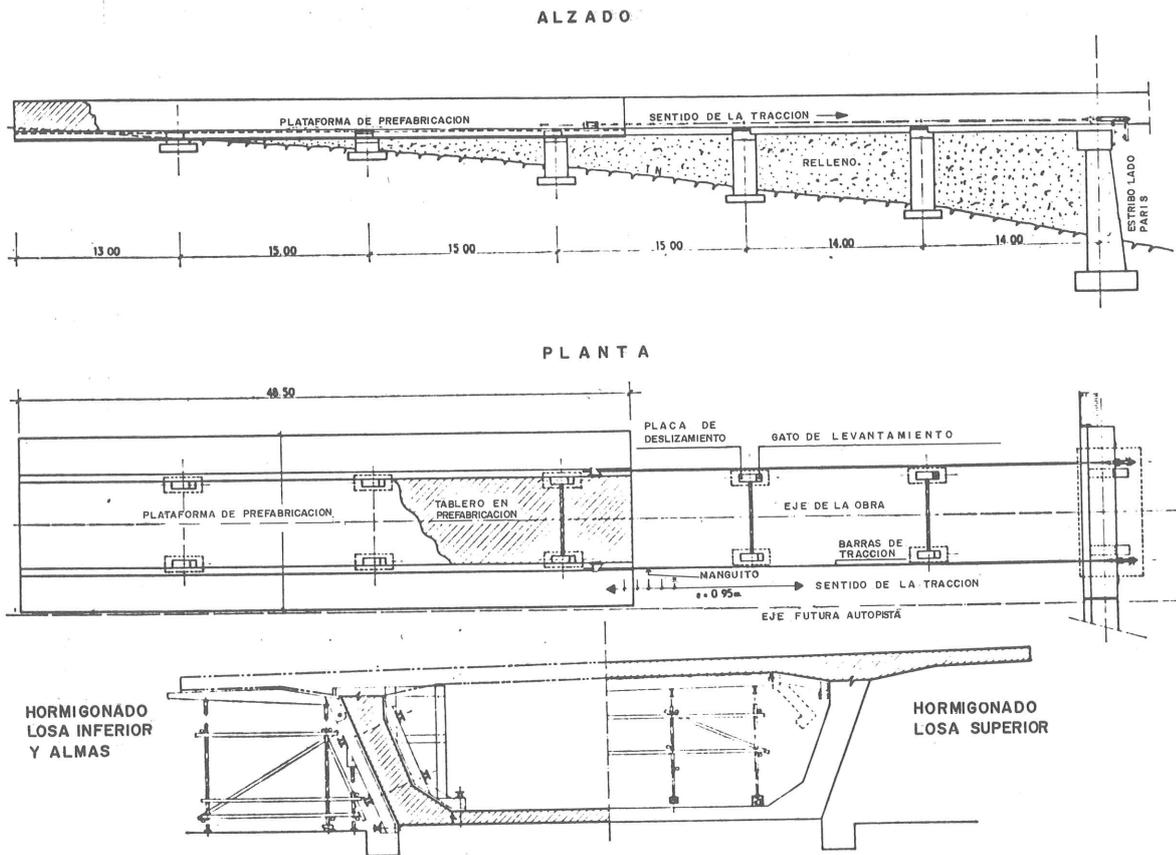


Fig. 4. Plataforma de prefabricación en la Boivre.

lizar en otras obras del mismo tipo. Además, estos equipos tienen unos costos relativamente modestos, comparados con los de otros procedimientos, como pueden ser las cerchas autolanzables.

- La obra va avanzando, con el tablero totalmente acabado, por encima del suelo, sin necesidad de efectuar trabajos sobre el terreno salvado. Esto es particularmente importante en el caso de viaductos sobre centros urbanos donde se imponen precauciones severas para evitar la caída de herramientas o materiales, o para el paso sobre vías férreas o carreteras con altura estricta, en las que se mantiene el gálibo sin limitaciones durante toda la construcción, dado que no existen cimbras ni encofrados fuera del taller fijo en el estribo.
- El procedimiento se adapta con facilidad al cambio de luces de los diferentes vanos del puente, dado su carácter de “prefabricado a la medida”.
- La obra es monolítica, sin juntas, como en el caso de los puentes prefabricados por dovelas.

Por el contrario, se exige un gasto adicional en aceros de alta resistencia para el pretensado axial de construcción, necesario para hacer frente a la oscilación de las flexiones en todas las secciones durante la construcción, y que luego no tiene una utilización totalmente eficaz durante la etapa de servicio de la estructura, aunque se ha demostrado el incremento de seguridad a la rotura frente al esfuerzo cortante que supone el pretensado de las losas superior e inferior, lo que permite realizar economías en la armadura de almas.

Por otra parte, para el buen éxito del procedimiento, es necesario conseguir un acabado perfecto de la losa inferior del tablero bajo las almas, que es sobre las zonas que va a deslizar

el mismo. Esto exige una gran rigidez de las camas de encofrado, que además deben ser metálicas para lograr un acabado muy liso. Todo ello obliga a preparar convenientemente el terreno donde se va a instalar el taller de prefabricación, e incluso, en caso de muy malas condiciones de éste, a establecer una plataforma elevada del suelo y apoyada en soportes convenientemente cimentados, que sirva de base para colocar los encofrados del tablero, como se hizo en el Viaducto sobre el valle de la Boivre, en la circunvalación de Poitiers (Fig. 4).

4. Dimensionamiento y sección recomendada

La característica fundamental, en el aspecto resistente, de los puentes construídos por empuje del tablero, es que las secciones del tablero pasan por todas las posiciones a lo largo de la viga continua, durante la construcción, tanto de centro de vano como de zona de apoyos.

Por ello, van sufriendo alternativamente los máximos esfuerzos de flexiones, de peso propio, tanto negativos como positivos, por lo que, durante esta fase constructiva, las secciones deben ser lo más simétricas posible respecto a un eje horizontal.

Esto conduce a adoptar la sección cajón, como la más conveniente para los puentes construídos por este procedimiento, con lo que disponemos de losa de compresión, tanto para las flexiones positivas como negativas.

En la idea de mantener la simetría de que hemos hablado, y disminuir el peso de la estructura que hay que empujar, parece adecuado construir en primera fase la sección cajón estricta, sin los voladizos laterales que completan el ancho funcional, y hormigonar éstos una vez lanzado el puente; sin embargo, normalmente se prefiere hormigonar en el taller fijo la sección completa, disminuyendo al máximo las labores a ejecutar en la posición definitiva, a costa de aumentar la potencia de los aparatos empujadores. En el viaducto de Val Restel, en la provincia de Trento, en Italia, se ha llevado hasta el extremo la idea de prefabricar el tablero, pues ésta salía del taller fijo con las aceras, barandillas, barreras y dispositivos de drenaje incorporados. (Fig. 5).

Una condición fundamental, tanto desde el punto de vista constructivo como resistente, es que se mantenga la sección a todo lo largo, sin variaciones de canto, que serían prácticamente imposibles de ejecutar dado el procedimiento de ejecución empleado, así como por la situación cambiante de cada sección dentro de la viga continua a lo largo de la construcción.

En cuanto a la esbeltez del tablero, tenemos dos condicionantes contrapuestos: por un lado un canto muy estricto, no obligatorio normalmente en estos puentes construídos a gran altura o sobre ríos, no es aconsejable, dada la oscilación de las solicitaciones en las diferentes secciones del tablero; por otro lado, la necesidad de levantar durante la construcción el extremo frontal para pasar sobre las pilas, y una vez posicionado el puente para cambiar los aparatos de apoyo provisionales por los definitivos, aconsejan no ir a estructuras demasiado rígidas para limitar la magnitud de las flexiones inducidas por estas operaciones. De esta forma la elección de la esbeltez influye en los medios necesarios para lanzar el tablero; para esbelteces mayores del dieciochoavo de la luz es necesario disponer pilas provisionales que dividen las luces principales. Por otra parte, con esbelteces comprendidas entre $1/12$ y $1/15$ de la luz es posible prescindir de estas pilas provisionales a base de utilizar pescantes metálicos de una longitud del orden del 60 por 100 del vano, o atirantamientos provisionales, como veremos más adelante.

El campo de aplicación de este procedimiento constructivo se extiende fundamentalmente a puentes con luces comprendidas entre 40 y 60 metros, grandes para ser ejecutados

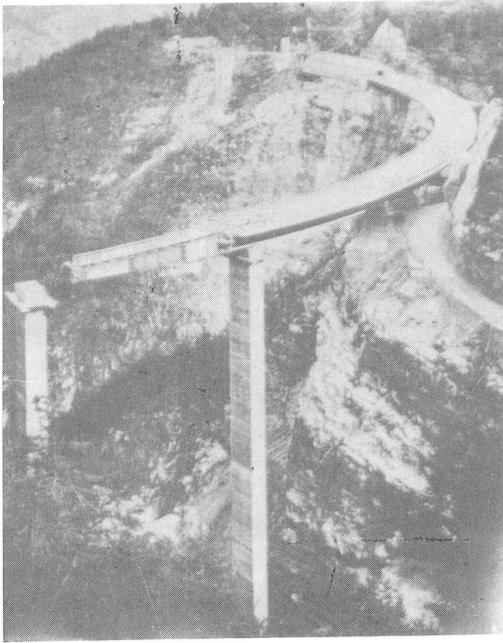


Fig. 5. Viaducto de Val Restel. Construcción.

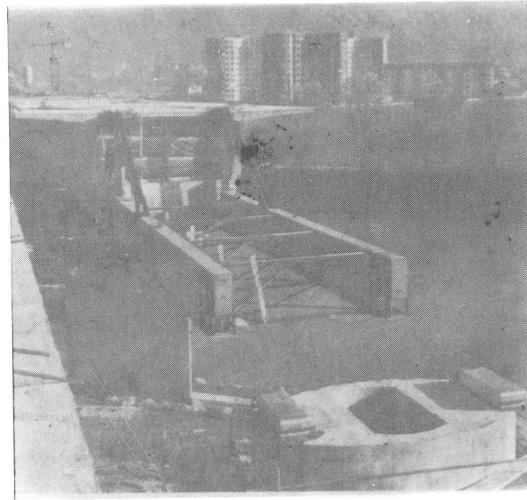


Fig. 6. Viaducto de Kufstein. Pescante y pila.

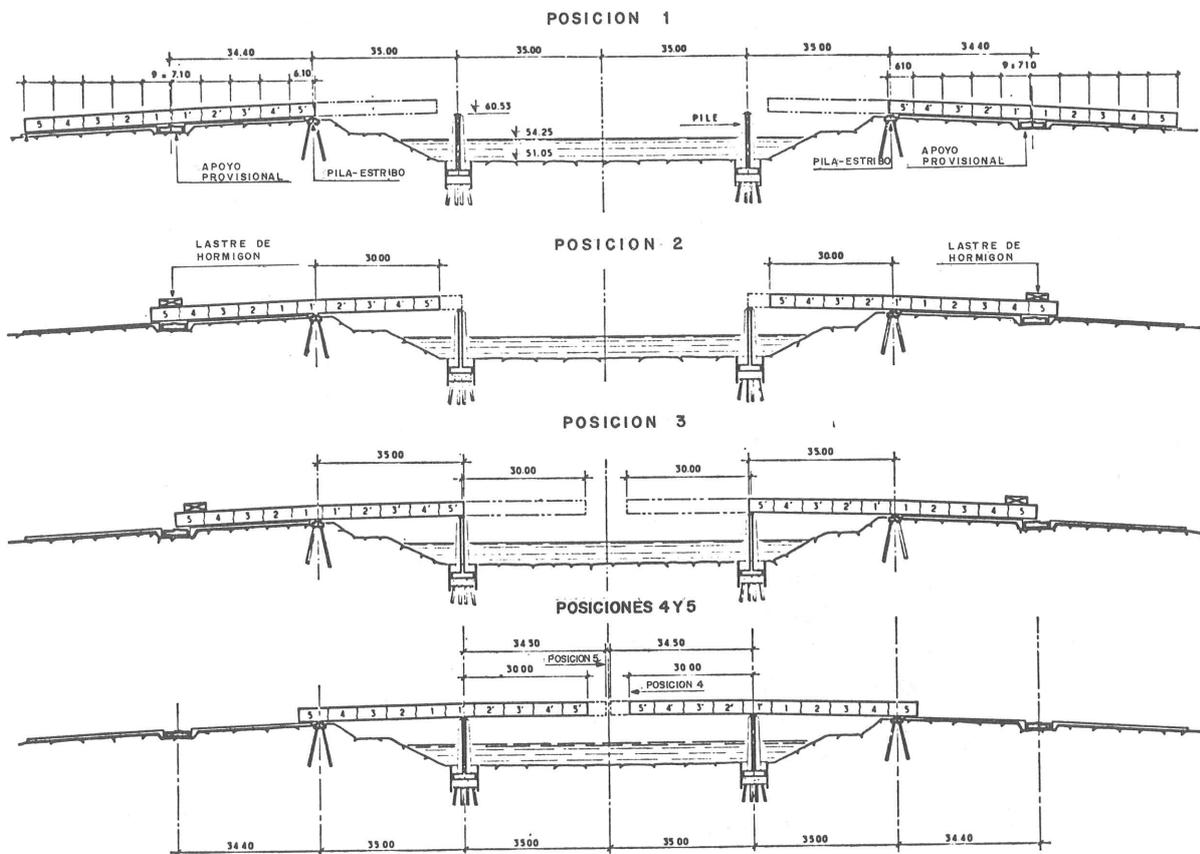


Fig. 7. Puente de Champigny - sur - Yonne. Fases de ejecución.

con vigas prefabricadas y pequeñas para su construcción por voladizos sucesivos, aunque se han ejecutado con luces mayores mediante la utilización de pilas provisionales, como en el viaducto de Kufstein, que tiene tres vanos centrales de 102,40 metros (Fig. 6).

Asímismo está indicado este procedimiento en aquellos puentes en los que la relación entre sobrecarga de uso y peso propio es elevada, con lo que los esfuerzos en construcción se minimizan frente a los máximos esfuerzos a que ha de estar sometido el tablero en servicio. Tal es el caso de los acueductos (Abeou), puentes de ferrocarril (Andarax, Guadalimar) o puentes mixtos de ferrocarril y carretera. En este último caso, con el ferrocarril pasando por el interior de la viga cajón, el canto necesario permite afrontar con pocos medios auxiliares la construcción por empuje.

5. Empuje desde un extremo o desde los dos

La construcción de puentes por empuje del tablero es más rentable a medida que aumenta la longitud de éste, como sucede en toda construcción industrializada en la que se repiten los ciclos de operaciones. Sin embargo también se puede aplicar a tableros de mediana longitud, entre 100 y 150 metros, cuando los condicionantes del gálibo inferior impiden la utilización de cerchas inferiores al tablero, y es conveniente disponer luces centrales de cierta importancia, que aconsejan deshechar soluciones a base de vigas prefabricadas; puede ser el caso de ríos de mediana anchura o pasos sobre playas de vías en estaciones de ferrocarril. En estos casos, con objeto de disminuir la potencia y los costos de los equipos de empuje, que van a tener poca utilización, se disminuye el peso del tablero a empujar, construyendo éste desde ambos extremos, primero desde un lado, hasta llegar al centro del puente y luego desde el otro, trasladando los equipos de empuje y los encofrados a la margen contraria, y teniendo que preparar, por tanto, dos áreas de prefabricación.

Así se ha realizado el Puente de Guadalimar, en la línea de FF.CC. de Linares a Almería con cuatro vanos, tres de 38 m, y uno de 54 metros, y los puentes de Champigny y de Breslilly en Francia. (Fig. 7).

También puede ser necesario construir el puente empujando desde los dos extremos, cuando hay una variación de curvatura en planta, con una pequeña curva de acuerdo entre dos alineaciones circulares de radio distinto, o una alineación circular y otra recta. Mientras la curvatura del puente permanece constante es posible empujar el tablero, aunque el radio sea pequeño y el puente tenga una longitud importante, por ejemplo, el viaducto de Val Restel, en Italia, se desarrolla en curva circular de 150 m, de radio, en una longitud de 320 metros y fué empujado desde un solo extremo, pero cuando existe variación de curvatura ya no es posible por no poderse superponer por traslación los distintos tramos de que consta el viaducto. En este caso se puede empujar el tablero desde ambos extremos, en las zonas de curvatura constante, hasta llegar al punto de tangencia o curva de transición, en el que se efectúa el cierre del tablero. Así se ha hecho en el viaducto de Casale Monferrato sobre el Po, que tiene una longitud de 1.205 m, de los cuales 905 m, están en planta recta y 300 m, en curva de 2.043,55 m, de radio (Fig. 8). El tablero es una sección cajón, bastante sofisticada, con paramentos curvos, tanto interiores como exteriores, y recrecidos en la losa inferior que sirven de camino de rodadura del encofrado interior (Fig. 9). Estas secciones son posibles, gracias a la reutilización de los encofrados, ya que se han construído los 4.087 m, de tablero correspondientes a las dos calzadas con un encofrado de 22,30 metros, metálico y altamente mecanizado.

Siempre que el trazado, tanto en planta como en alzado, lo permita, es preferible empujar el tablero desde un sólo extremo, ya que de esta forma sólo hay que preparar un área de prefabricación y no es necesario trasladar los encofrados y los equipos de empuje desde



Fig. 8. Casale Monferrato. Vista general.

un extremo al otro del puente. Y, esto, aún, a costa de tener que aumentar la capacidad de los equipos de empuje. Sin embargo esto no es obstáculo mayor, dado el bajo rozamiento de los apoyos de teflón sobre los que desliza el puente, con los que se ha logrado en Casale Monferrato empujar los 905 metros de tablero que pesan 22.000 Toneladas.

6. Elementos auxiliares

Existen fundamentalmente, aparte del pretensado provisional del que luego se hablará, tres tipos de elementos auxiliares que contribuyen a disminuir el voladizo del tablero empujado, disminuyendo los esfuerzos de flexiones negativas que aparecen durante la construcción a la vez que acotan la fluctuación de los esfuerzos en las diversas secciones durante el empuje.

- Pescantes.
- Atirantamientos provisionales.
- Pilas provisionales.

6.1. *Pescantes.*—Los pescantes consisten en cerchas o vigas metálicas, adosadas al extremo frontal del tablero, de longitud dependiente de las luces de los vanos del puente definitivo. Realmente no disminuyen la magnitud del voladizo máximo, que sigue siendo igual a la luz máxima entre pilas del puente, pero, al sustituir parte del tablero por un elemento mucho menos pesado, y no obstante resistente a flexiones, en el extremo del voladizo, disminuyen de manera sustancial las flexiones máximas negativas.

Con esta solución no se rebajan apenas las fluctuaciones de los esfuerzos de flexión en las secciones del tablero que no pertenecen al mismo vano que el pescante, siendo la influencia de este último más pequeña a medida que la sección está más alejada de él, pero en estas secciones, que corresponden a vanos intermedios durante todo el proceso constructivo, la importancia de esta fluctuación es mucho menos acusada que en el primer vano, y, por tanto, menos caro de llevar a cabo el procedimiento.

Cuando se emplea el pescante sólo, como medio de reducir esfuerzos en construcción, es conveniente darle una longitud del orden del 60 por 100 del vano principal, para, de esta forma, con una esbeltez del tablero comprendida entre $1/12$ y $1/15$ de la luz, poder hacer frente a aquellos esfuerzos con un gasto adicional de pretensado reducido. En el caso de

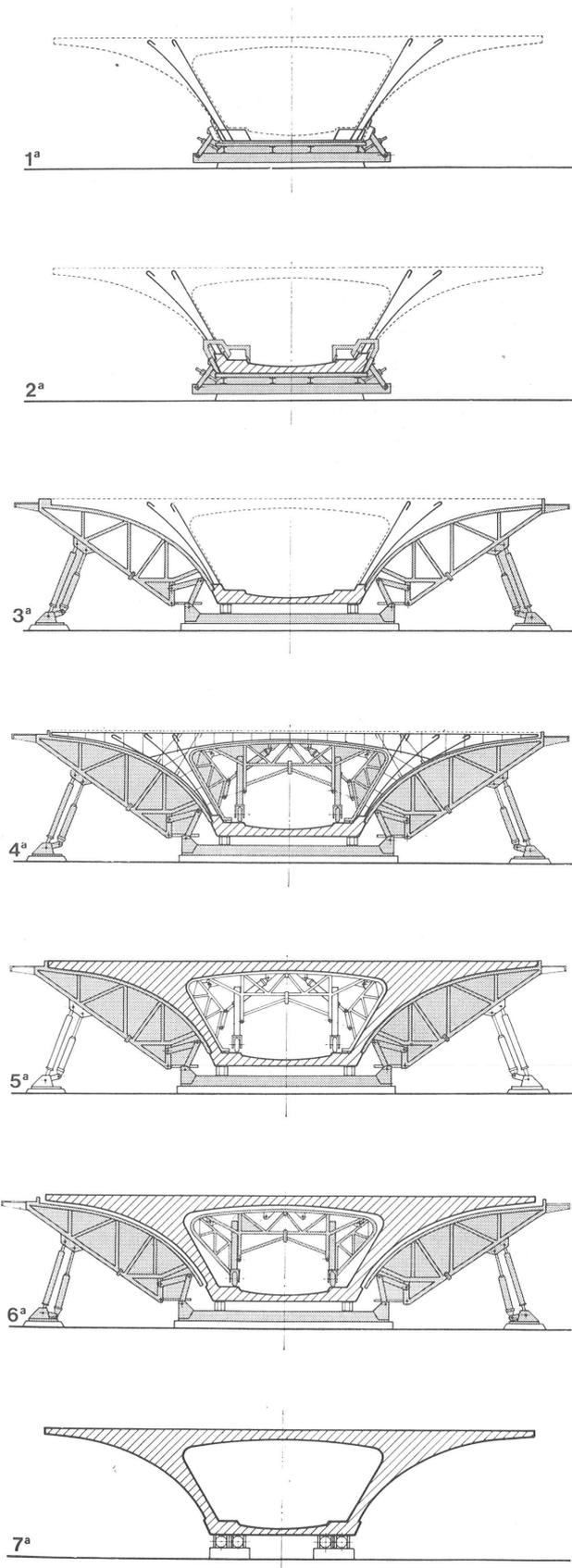


Fig. 9. Casale Monferrato. Encofrados.

secciones de tablero muy robustas para la luz salvada puede disminuirse apreciablemente la longitud del pescante, como en el acueducto de Abeou (Fig. 10) en el que para luces de 33 metros el pescante sólo mide 7 m.

Los pescantes pueden estar constituídos por cerchas trianguladas, como en el puente sobre el río Caroní, en Venezuela (Fig. 11) o bien estar constituídos por dos vigas de alma llena convenientemente arriostradas, como sucede en el viaducto de Val Restel (Fig. 5). En

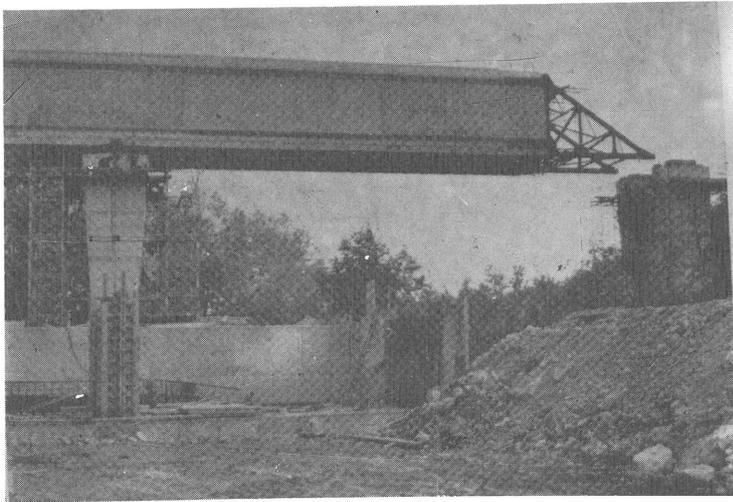


Fig. 10. Acueducto de Abeou. Construcción.

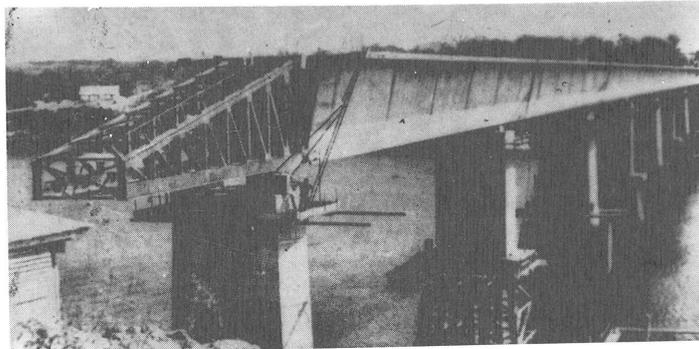


Fig. 11. Puente sobre el Caroní. Venezuela.

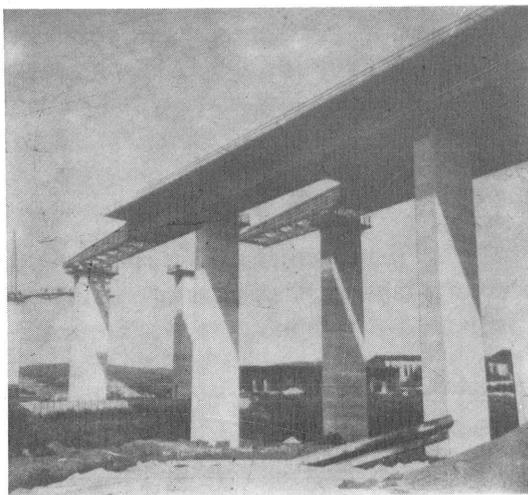


Fig. 12. Puente de Ger Lingen.

el caso de viaductos dobles de autopista con plazos de ejecución muy cortos se ha llegado a duplicar el pescante, uno para cada tablero, como sucede en el puente sobre el valle de Gerlingen en la Autopista de Dortmund a Giesen (Fig. 12).

Hay que prever que el pescante ha de soportar reacciones de apoyo a todo lo largo, según avanza el tablero, por lo que es muy conveniente la solución en alma llena de que hemos hablado, convenientemente ensanchada en la zona inferior. La conexión entre pescante y tablero se efectúa mediante barras pretensadas, las inferiores convenientemente ancladas en las almas de la viga cajón y las superiores en el forjado superior de la dovela frontal del tablero.

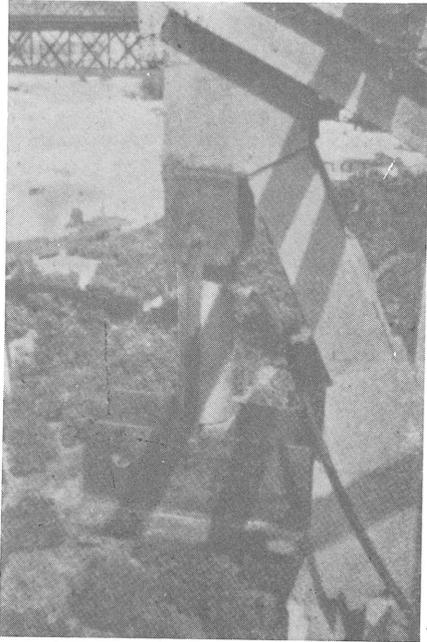


Fig. 13. Puente de Andarax. Muelles y gatos en extremo de pescante.

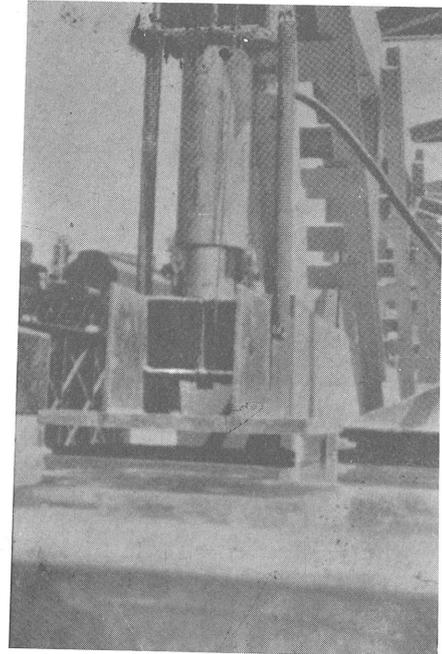


Fig. 14. Puente de Andarax. Gato en pescante.

Al llegar a apoyar en una pila el extremo del pescante tiene que levantarse con objeto de compensar la flecha producida por la flexión negativa. Para lograrlo se pueden disponer una especie de patines con un perfil longitudinal que permita el levantamiento progresivo del pescante a medida que los patines deslizan por empuje sobre los apoyos dispuestos en las pilas, o bien como se hizo en el puente de Andarax, disponiendo un sistema de muelles y gatos. (Figs. 13 y 14). Estos últimos mantienen separados los cordones superior e inferior del pescante, y al llegar a la pila se les quita presión, de modo que los muelles obliguen a acercarse a los dos cordones, elevándose el inferior.

6.2. *Atirantamientos provisionales.*—Con el mismo fin perseguido por el pescante de reducir los esfuerzos de flexión del voladizo delantero del tablero, sin disminuir su longitud, se puede recurrir a atirantarlo provisionalmente, mediante la erección de un mástil que sirve para proporcionar un punto de anclaje elevado a los cables que forman los tirantes. Esta técnica se empleó por primera vez en el viaducto de Semorile, en la autopista Génova-Sestri Levante (Fig. 15) y luego ha sido empleado profusamente por los franceses, habiendo empezado por el puente de la Boivre, en Poitiers.

El mástil se coloca sobre el tablero, con articulación en el apoyo, a una distancia de un vano del extremo frontal de aquél, y lleva en su coronación una silla sobre la que pasan los cables de atirantamiento, que se anclan delante a una distancia pequeña del mencionado extremo y detrás a la distancia de un vano, también del mástil (Fig. 16).

Al ir variando de voladizo, se deben ir ajustando convenientemente las tensiones en los cables de atirantamiento, con objeto de someter al tablero a fuerzas ascendentes en su extremo, que compensen la flecha en ese punto, variable con la longitud del voladizo, de modo a reproducir, lo más exactamente posible, el efecto de un apoyo fijo, constantemente, en dicho extremo. Para ello se disponen unos gatos en las patas del mástil, que aumentando o disminuyendo la longitud del mismo, aumentan o disminuyen las tensiones en los cables, con un procedimiento análogo al que empleó Torroja en el Acueducto de Tempul, el año 1925. Los gatos se suelen disponer en la zona de articulación del mástil sobre el tablero, para lo cual, el eje de la articulación debe ser móvil en sentido vertical.



Fig. 15. Viaducto Semorile.

El anclaje de los cables de atirantamiento al tablero se puede efectuar, bien en recrecidos internos del cajón, en donde se disponen las placas extremas y los anclajes propiamente dichos, que quedan perdidos, o bien en estructuras metálicas provisionales constituídas por dos vigas unidas con riostras intermedias que son a las que se anclan los cables; y que se recuperan al desmontar el sistema de atirantamiento, quedando perdidos los anclajes de las vigas al tablero.

Se suele disponer, en colaboración con el atirantamiento, un pequeño pescante metálico que facilita el paso del tablero sobre las pilas, con un sistema parecido al que hemos citado en el apartado anterior, a la vez que aumenta la eficacia del sistema resistente provisional.

6.3. *Pilas provisionales.*—La única forma que hay de disminuir el voladizo delantero por debajo de la luz de los vanos del puente definitivo, es disponer pilas provisionales que sirvan de apoyo al tablero durante la construcción y que se eliminan una vez que el puente alcanza su posición definitiva.

Las pilas provisionales son necesarias bien porque la luz de los vanos sea muy importante (96 m. en el puente sobre el Caroní, y 102 m. en el puente sobre el Inn en Kufstein), o

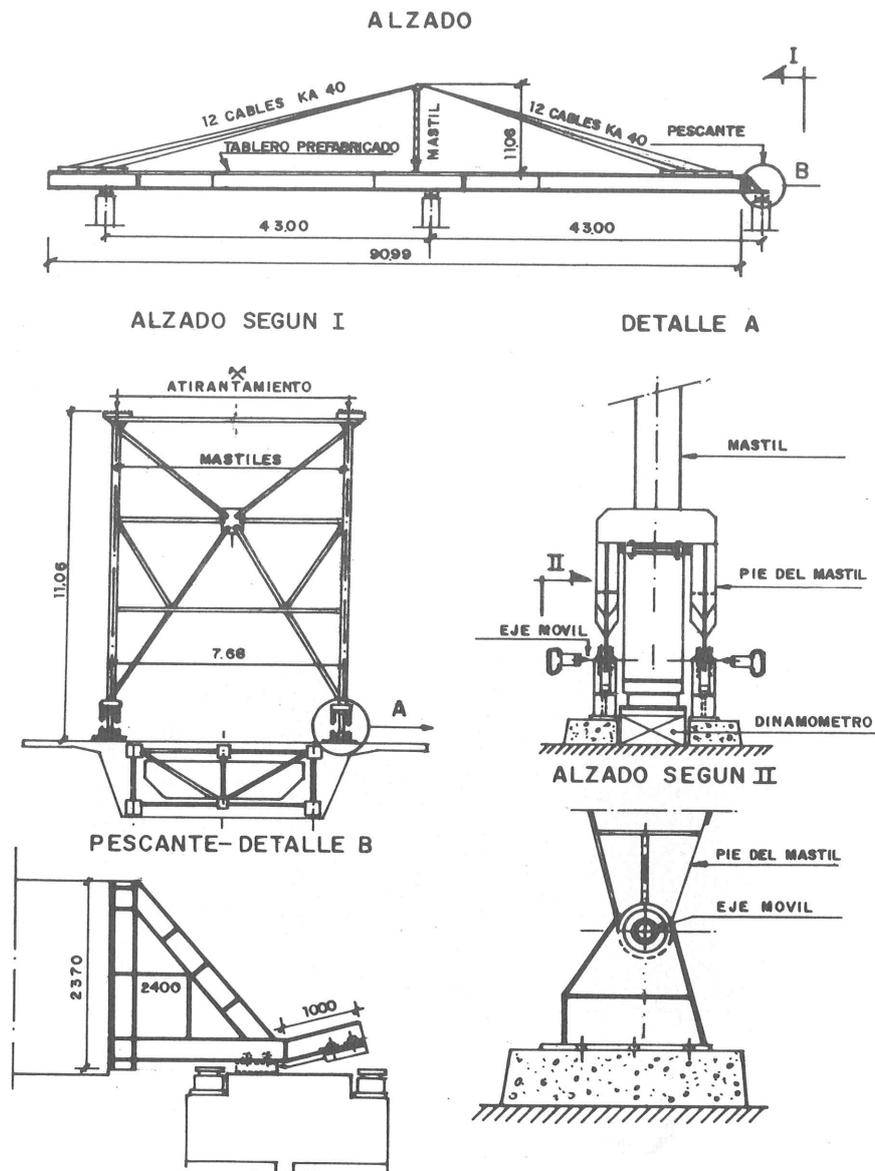


Fig. 16. Viaducto sobre el Boivre.
Atirantamiento.

bien porque la longitud del área de prefabricación del tablero sea muy reducida, por condicionantes topográficos o de existencia de construcciones que impidan prolongarla. En este último caso es necesario disponer el primer vano con una luz pequeña, o poner una pila provisional en el centro del mismo, ya que, en caso contrario, no se puede lanzar el puente por falta de contrapeso suficiente que impida el vuelco del tablero. Una vez alcanzada la primera pila definitiva, al estar construido el tablero en una longitud igual a la del primer vano más la del área de prefabricación, existe seguridad suficiente al vuelco para proseguir el empuje; este es el caso del acueducto de Abeou, cuyas fases de construcción se pueden apreciar en la Fig. 17.

Es conveniente realizar las pilas provisionales en hormigón, ya que los soportes provisionales metálicos son muy deformables a esfuerzo axial y temperatura, por lo que pueden introducir flexiones en el tablero que den lugar a su fisuración.

En el puente sobre el Caroní las pilas provisionales están constituidas por pilotes hincados en el fondo del río y arriostrados con triangulaciones metálicas sobre los que se hormi-

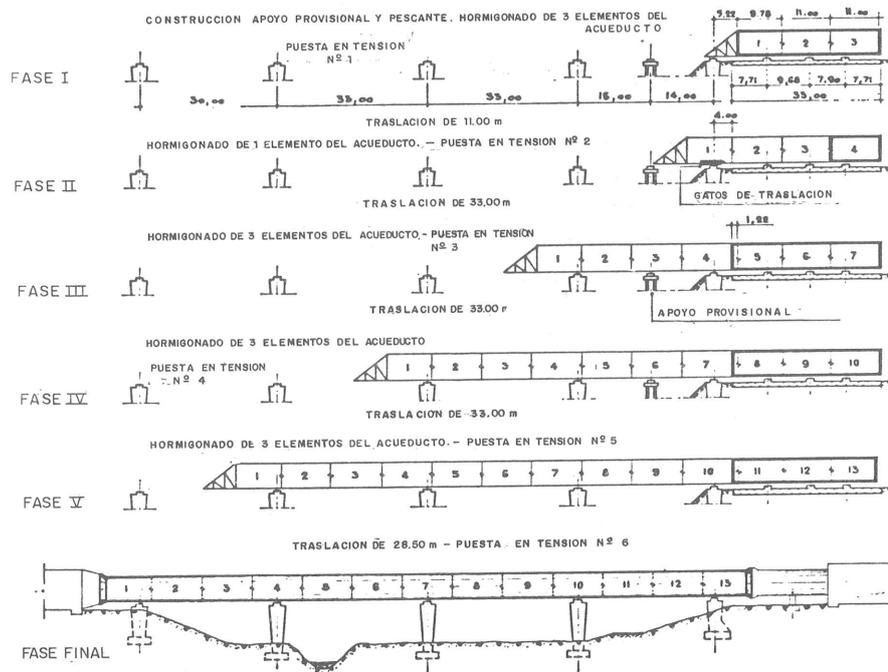


Fig. 17. Acueducto del Abeou. Fases de construcción.

gonaba una losa de encepado y un fuste de hormigón de planta rectangular. Una vez posicionado el puente en su ubicación definitiva se volaron estas pilas con cargas colocadas en los pilotes, sin que afectaran para nada al tablero del puente.

En el puente de Kufstein, que tiene una longitud total de 450 m , con tres vanos principales de 102 metros y dos laterales de 60 metros, se dispusieron dos pilas provisionales en cada vano principal y una en los laterales. Estas pilas estaban constituidas por fustes rectangulares aligerados de hormigón, consiguiendo, con el empleo de estos elementos y un pescante metálico, eliminar el pretensado provisional del tablero durante la construcción, confiando la resistencia de la sección, que tenía 4,60 m , de canto, a armaduras pasivas.

Por contra, en el puente sobre el Tauber en la autopista de Herlbronn a Würzburg, se dispusieron pilas provisionales en el centro de cada vano constituídas por dos tabiques laminares de hormigón arriostrados con un ligero entramado de acero, de forma que son perfectamente recuperables y reutilizables en otras obras (Fig. 18).

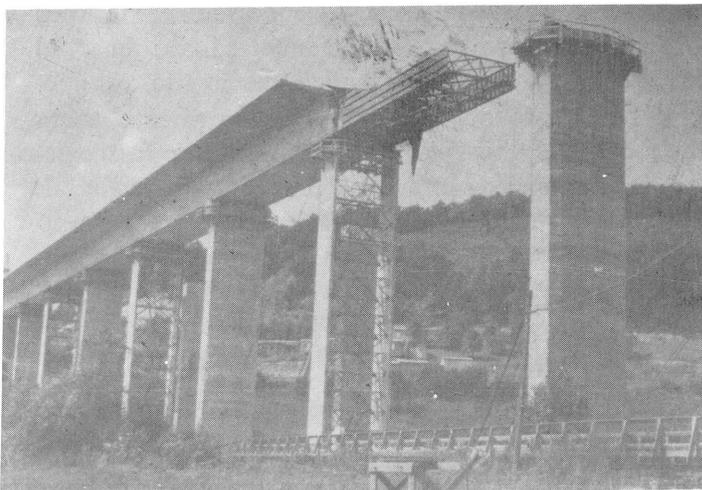


Fig. 18. Puente sobre el Tauber. Pescante.

Area de prefabricación

El área de prefabricación del tablero consta de tres zonas perfectamente diferenciadas:

- Una primera zona, destinada a la ejecución de la losa inferior del cajón, en la que existe el correspondiente encofrado metálico de dimensiones muy precisas, ya que el tablero va a deslizar sobre esta superficie a lo largo de toda la construcción. Realmente el tablero se va a apoyar en las zonas de debajo de las almas, por lo que es aquí donde se necesita un gran precisión; para ello se disponen unos soportes metálicos rígidos a todo lo largo, sustentados si es preciso sobre apoyos independientes del terreno natural (Fig. 19). Es interesante disponer el encofrado inferior del resto de la

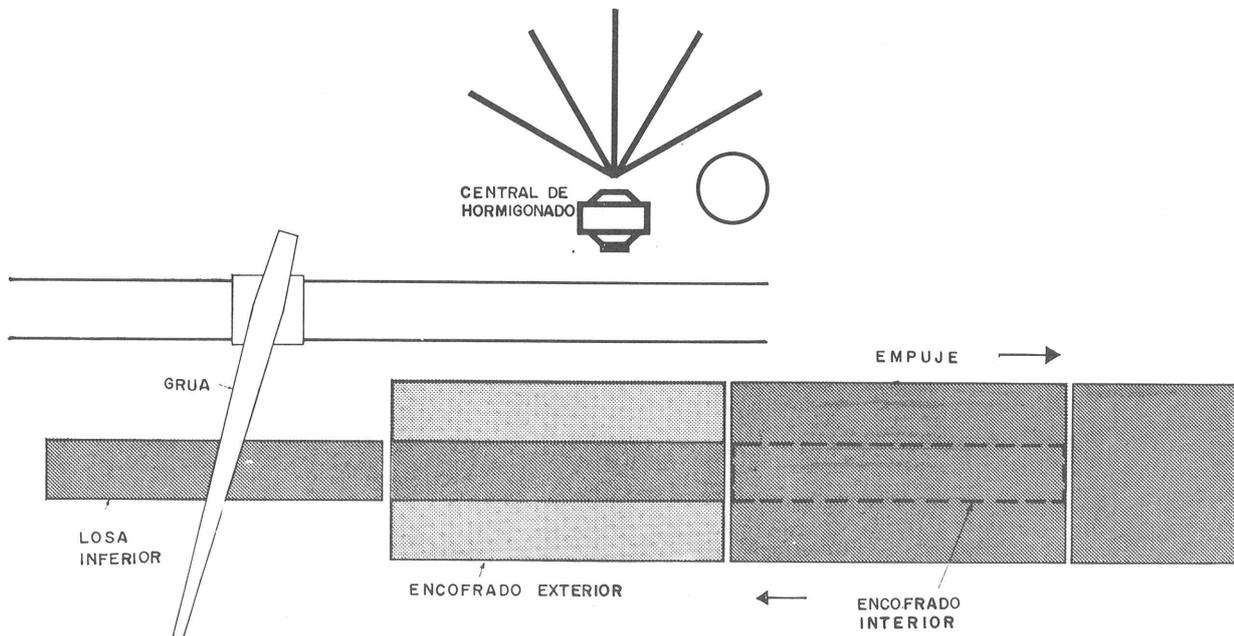


Fig. 19. Area de prefabricación.

losa de modo que pueda ser abatido una vez endurecido el hormigón, para que pueda deslizar más fácilmente la losa sin rozamiento en toda esta zona.

- Una segunda zona, de la misma longitud que la primera, en la que se encuentran los encofrados exteriores metálicos, movidos hidráulicamente, y los encofrados interiores móviles que ruedan sobre la losa inferior ya hormigonada. En esta zona llega la losa inferior con la armadura de almas y forjado superior que ha sido prefabricada y colocada en la primera zona, cerrándose a continuación los encofrados exteriores que están formados por un diedro rígido cuyos planos son el encofrado de alma y el de voladizo de la sección cajón (Fig. 20). Asimismo, se traslada hacia atrás el encofrado interior que había avanzado con el trozo prefabricado anteriormente, hasta colocarse cubriendo esta zona segunda. Este encofrado está constituido por tres paneles, normalmente, dos laterales, móviles hacia el interior, y uno central horizontal, para el forjado superior, que se mueve verticalmente para facilitar el desencofrado (Fig. 21). Sin embargo, en el puente sobre el valle de Loisach, se dispusieron las juntas entre estas tres partes del encofrado en el comienzo de las cartelas del forjado superior formando un diedro las laterales de forma que, al descender el encofrado de la zona central de canto constante se podían abatir hacia el interior los laterales.
- Una tercera zona, de la misma longitud, en donde ya sale el trozo de tablero completamente terminado, con el encofrado interior, y en donde se colocan los dispositivos de empuje de los que luego se hablará.

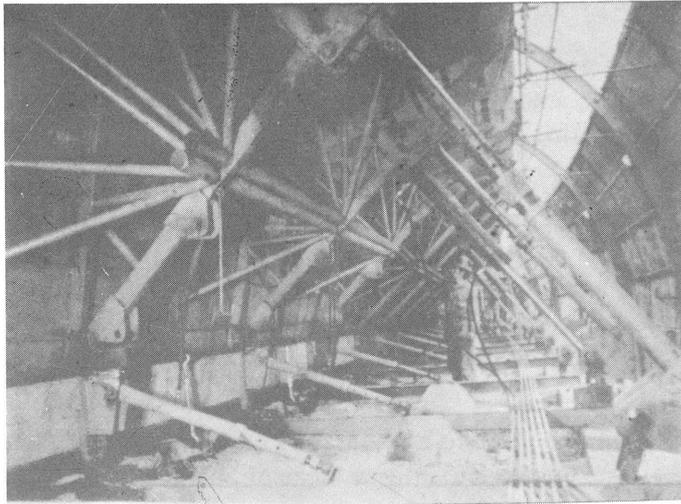


Fig. 20. Encofrados externos en Val Restel.

Es conveniente disponer un cobertizo que aisle la fabricación del tablero de los agentes atmosféricos. En zonas muy frías, como en el Viaducto de Val Restel, es preciso disponer instalaciones de curado al vapor, para lo que es preciso cerrar el cobertizo frontalmente. En otras ocasiones se reduce al mínimo el cobertizo limitándolo a la longitud de una de las tres zonas anteriores y haciéndolo móvil de modo a proteger la zona, 1ª ó 2ª, en que se esté procediendo a hormigonar, como se hizo en el puente del Tauber.

Es necesario disponer una central de hormigonado contigua, y una grúa torre que sirve a todos los movimientos de los materiales. Así como de una central oleodinámica para el mando de los movimientos de los encofrados.

Claro está que el esquema de área de prefabricación que se acaba de indicar no es el mismo que se empleó en las primeras realizaciones, como el puente de Caroní, en el que se prefabricó todo el tablero de 500 m de longitud en la orilla, antes de empujarlo.

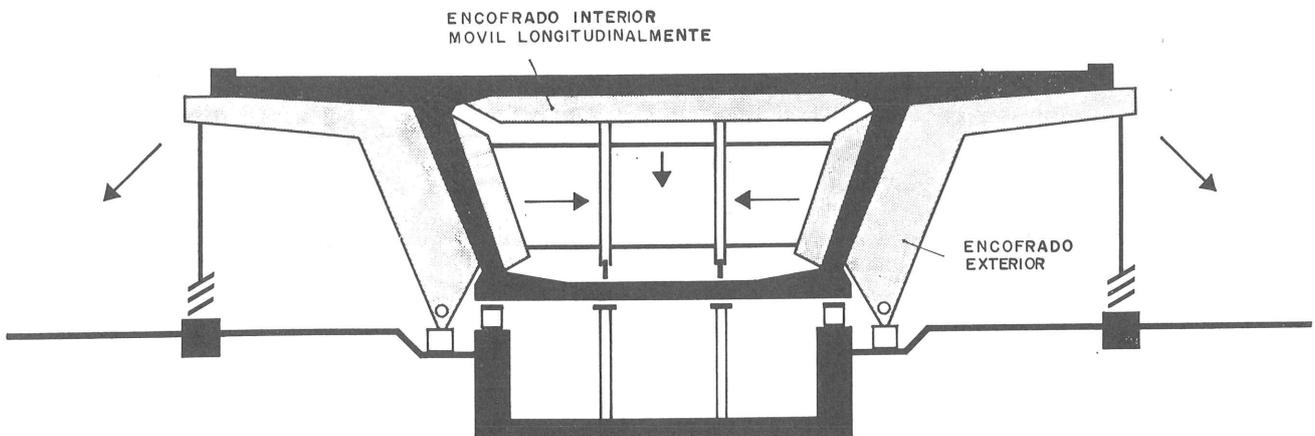


Fig. 21. Encofrados internos en Loisch.

8. Elementos de empuje y deslizamiento

Los elementos de empuje están constituidos por gatos hidráulicos y barras de tracción, y los de deslizamiento por aparatos de teflón, sobre placas de acero inoxidable, con muy bajo coeficiente de rozamiento.

Ha habido una gran evolución, tanto en unos como en otros, desde las primeras realizaciones. En el puente sobre el río Caroní el empuje se realizaba con gatos hidráulicos que se apoyaban contra un macizo de hormigón, siendo independientes del sistema de deslizamiento que consistía en unas bandas de neopreno con teflón que deslizaban sobre unas placas de acero inoxidable, fijas. Las bandas de neopreno se iban cambiando a su posición primera, para lo cual era necesario levantar el puente con un sistema de gatos independientes de los anteriores.

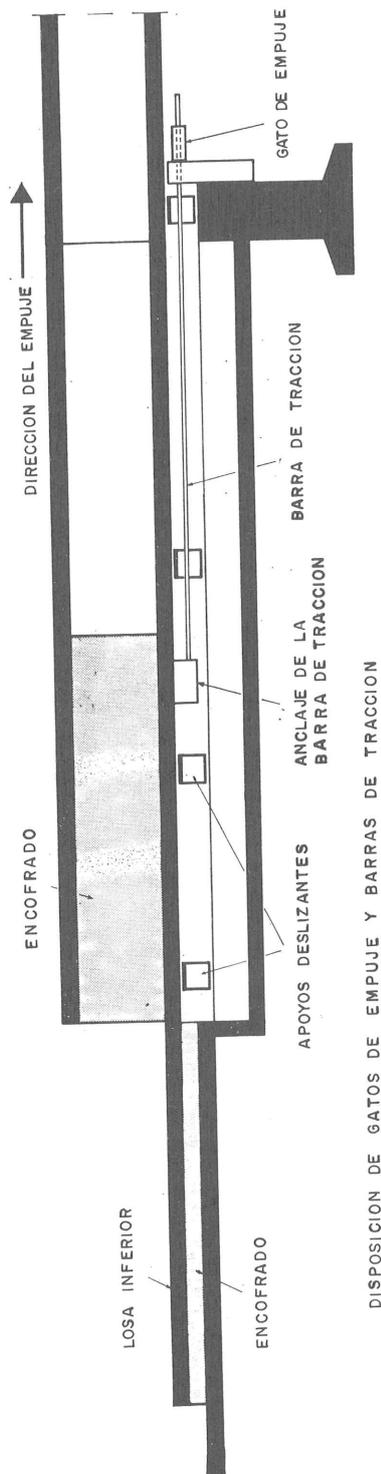
Actualmente en cambio se tiende a integrar el conjunto de los elementos de empuje y deslizamiento, sobre el estribo desde el que se lanza el puente, en un solo elemento. Cuando las reacciones sobre el apoyo no son lo suficientemente grandes, se disponen los gatos de empuje apoyados contra el frente del estribo y unas barras de tracción acopladas directamente con los pistones de los gatos y ancladas a la losa inferior de la parte trasera de cada sección de tablero hormigonada mediante bulones de alta resistencia. Una vez que los pistones de los gatos han agotado su carrera, que suele ser del orden de 20 a 30 cm., se suelta el anclaje de las barras y se vuelven a anclar desplazadas la longitud anterior, iniciándose el proceso de nuevo (Fig. 22). Pero si la reacción del tablero sobre el estribo es suficiente para asegurar que no hay deslizamiento entre gato de levantamiento y tablero, se pueden suprimir las barras de tracción, apoyando alternativamente el tablero sobre una placa ranurada que apoya sobre un gato de movimiento vertical, que a su vez descansa sobre la coronación del estribo a través de un apoyo deslizante de teflón, y sobre un apoyo intermedio de neopreno normal. Estando el gato de carrera horizontal recogido, se levanta el puente mediante el gato vertical, quedando apoyado en este último, y se acciona el gato primero, apoyado contra el paramento vertical del estribo y el gato vertical, que desliza sobre la coronación del estribo; cuando se agota la carrera del gato horizontal, se recoge el vertical, quedando apoyado el tablero en el apoyo intermedio y recogiendo a continuación el conjunto de los dos gatos para reiniciar el proceso.

En el puente sobre el Po, en Casale Monferrato, se ha integrado el conjunto de los gatos vertical y horizontal y de los apoyos deslizante e intermedio en un aparato único, con un recorrido del pistón horizontal de 75 cm. (Fig. 23).

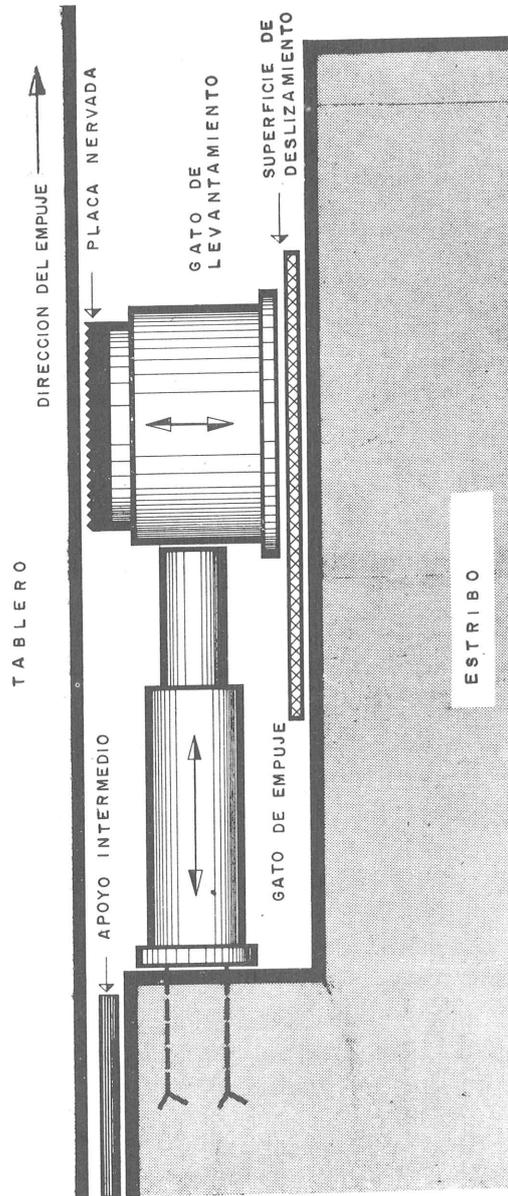
En cuanto a los dispositivos de deslizamiento en el área de prefabricación y sobre las pilas, están constituidos, como hemos dicho, por apoyos de neopreno con una banda de teflón incorporada, que deslizan sobre chapas de acero inoxidable.

Se pueden disponer las bandas de deslizamiento de acero inoxidable en la cara inferior de la viga cajón, para deslizar sobre los apoyos de neopreno-teflón dispuestos sobre las pilas, como se hace en el caso de ser éstos los apoyos definitivos de la estructura, pero al tener que ser la ligazón entre chapa de acero y hormigón perfecta, y tener que ir progresando continuamente la estructura, habría que ir cambiando constantemente la posición de estas placas, lo que no está conseguido. Por ello se colocan las chapas de acero inoxidable en coronación de pilas y en los apoyos del área de prefabricación, perfectamente ancladas al hormigón correspondiente, y los apoyos de neopreno-teflón son los móviles.

En ocasiones se disponen cuatro gatos de levantamiento en cada pila, accionando los cuales se puede colocar el apoyo en el extremo trasero de la placa de deslizamiento, recogiendo a continuación los gatos para apoyar en el aparato de apoyo una vez que se ha completado el empuje, para lo cual la carrera de los gatos de empuje debe ser igual a la longitud



DISPOSICION DE GATOS DE EMPUJE Y BARRAS DE TRACCION



DISPOSITIVO DE EMPUJE SIN BARRAS DE TRACCION

Fig. 22. Dispositivos de empuje y barras de tracción.

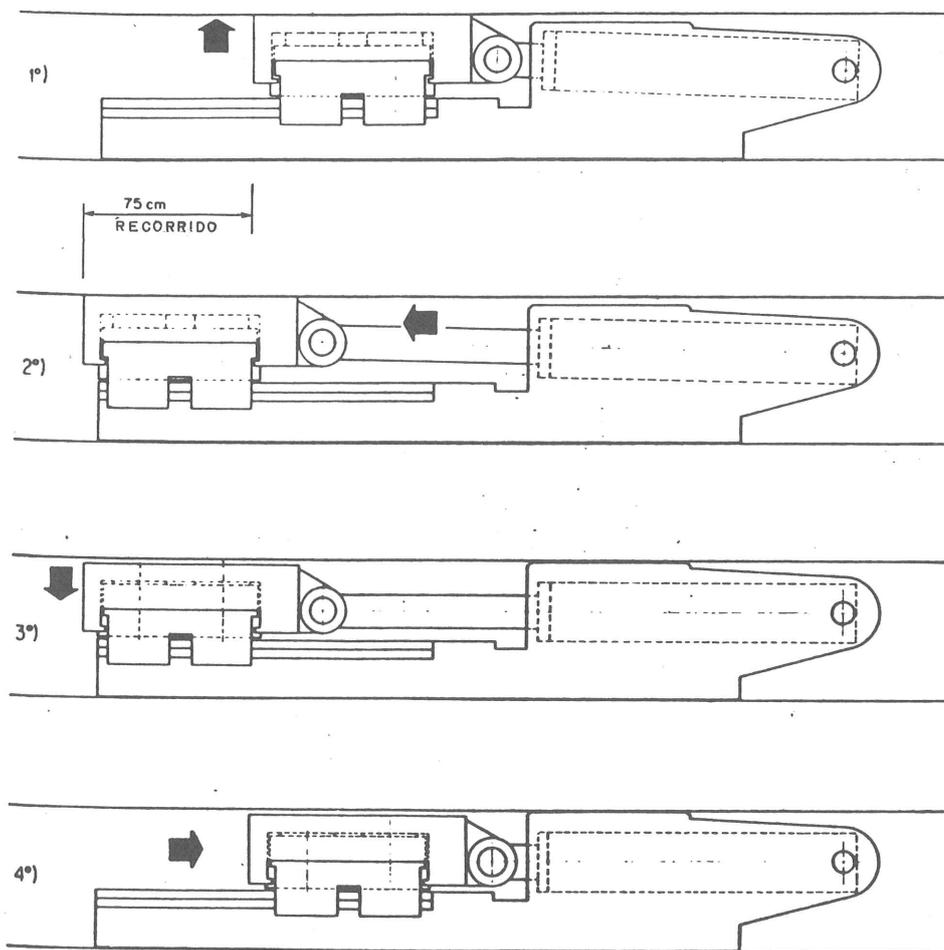


Fig. 23. Aparato de empuje de Casale Monferrato.

de las placas de deslizamiento; el apoyo se encuentra situado en el extremo delantero de la placa de deslizamiento, arrastrado por el rozamiento entre hormigón del tablero y neopreno del apoyo; en este momento, se vuelven a accionar los gatos verticales, levantando el tablero y volviendo a desplazar hacia atrás el apoyo para iniciar un nuevo ciclo de empuje. Así es como se ha efectuado en el acueducto de Abeou (Fig. 24). Pero también se pueden disponer una serie de apoyos de neopreno-teflón, unos a continuación de otros, que van avanzando con el tablero sobre la banda de deslizamiento, son expulsados durante el avance del tablero y se vuelven a colocar detrás para volver a servir de apoyo del tablero (Fig. 25). Para facilitar la entrada de los apoyos entre tablero y banda de deslizamiento, se dispone ésta sobre un bloque prefabricado de hormigón de alta resistencia (600 kg/cm^2), envolviéndolo; estos bloques, con diferentes alturas, sirven también para facilitar el empuje en el caso de que el perfil del puente esté en acuerdo circular.

En cualquier caso se disponen también apoyos laterales con gatos incorporados, que sirven para guiar al tablero en planta, análogos a los verticales. (Fig. 26). Pero en el caso de que el puente esté en curva la importancia de estos apoyos es mucho mayor, como en el caso del viaducto de Val Restel, en curva circular, como hemos dicho de 150 metros de radio. La eficacia de estos gatos es mucho mayor si se accionan durante el movimiento longitudinal del tablero.

El coeficiente de rozamiento de estos apoyos es muy pequeño, inferior al 2 por 100, y además disminuye a medida que aumenta la carga vertical unitaria. El esfuerzo de empuje necesario es mayor al comienzo del movimiento, disminuyendo el rozamiento a continuación. Así en el río Caroní se necesitó un empuje inicial de 250 Toneladas para mover el ta-

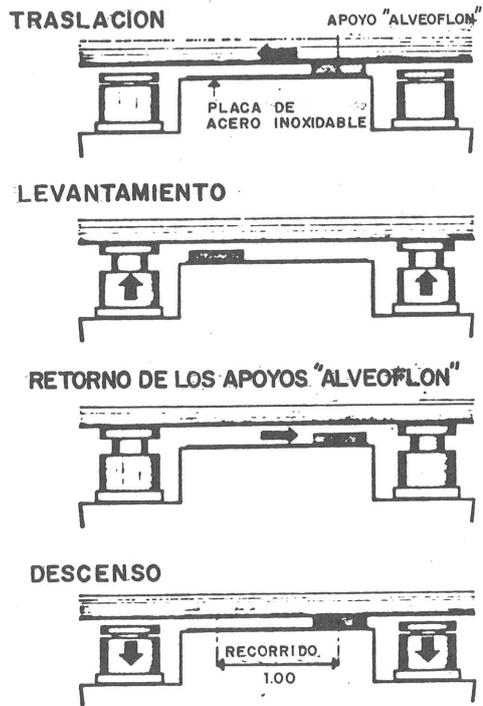


Fig. 24. Apoyos deslizantes en Acueducto de Abeou.

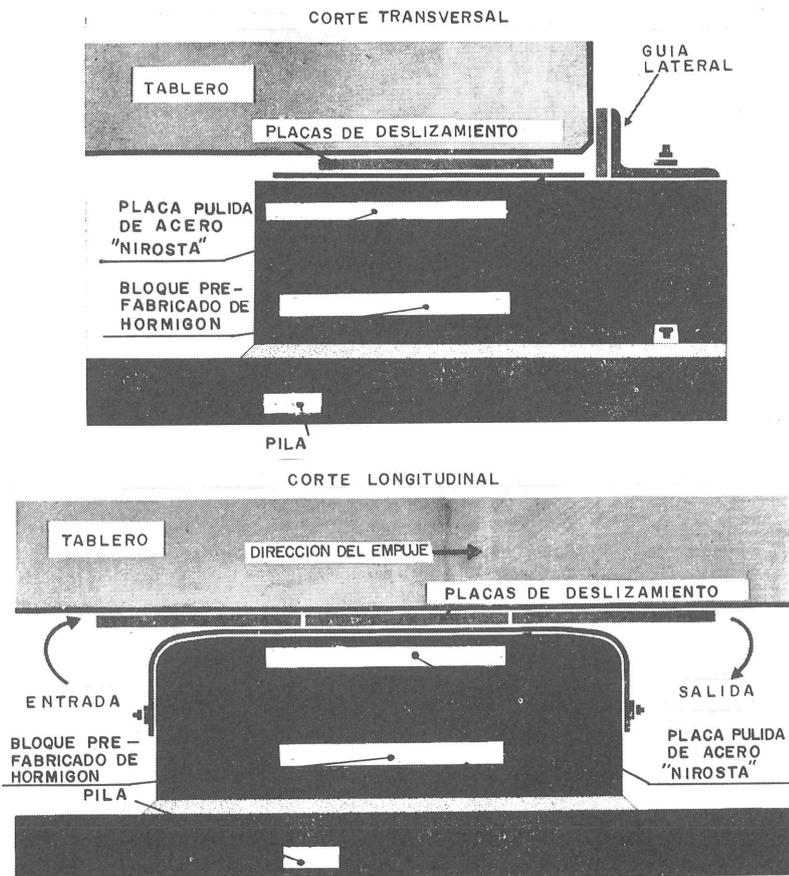


Fig. 25. Apoyos deslizantes del puente de Loisach.

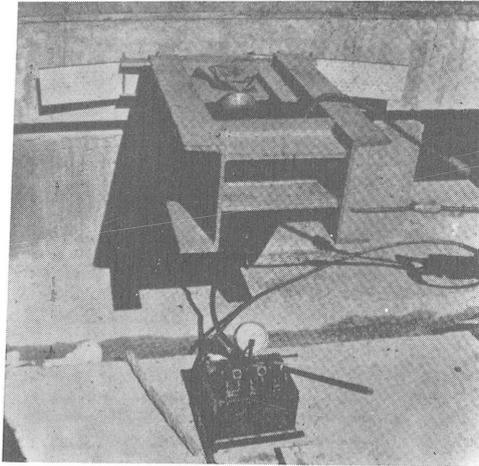


Fig. 26. Apoyo lateral. Acueducto de Abeou.

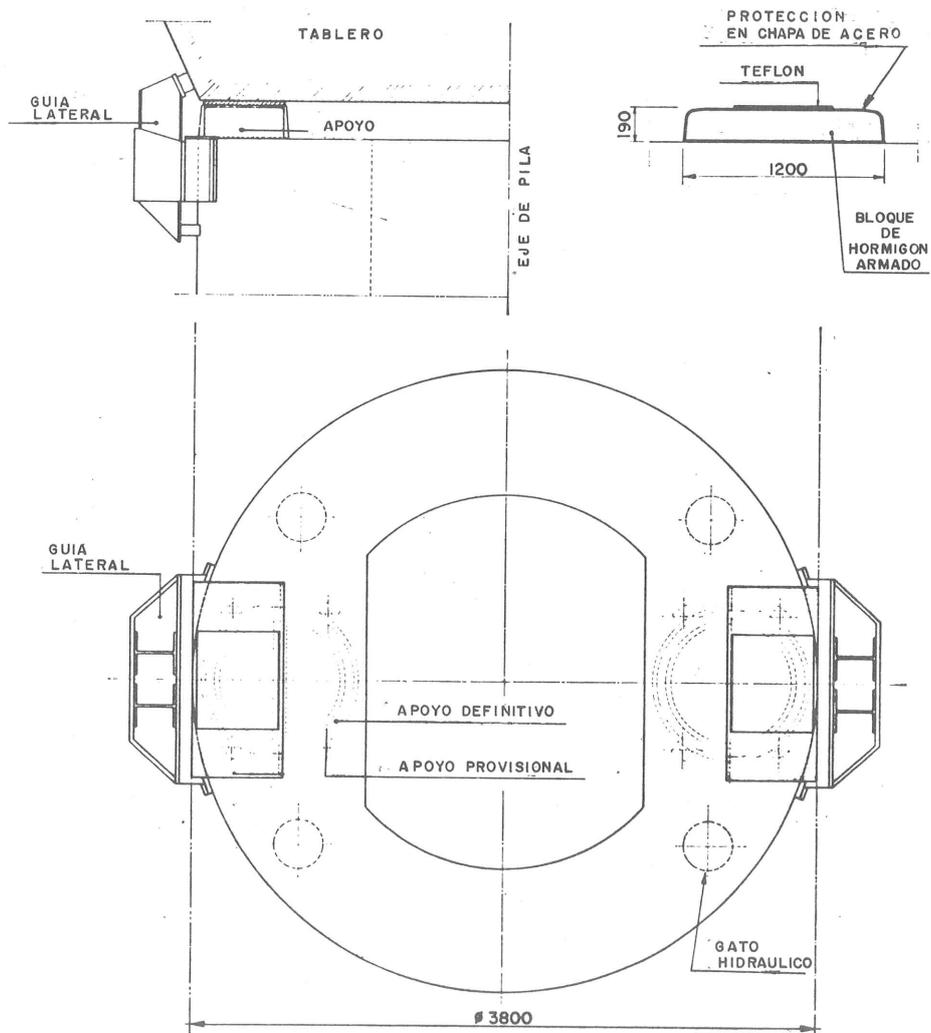


Fig. 27. Cabeza de pila en Casale Monferrato.

blero entero, bajando a continuación a 200 toneladas. Para el dimensionamiento de los gatos de empuje conviene prever un rozamiento del orden del 4 por 100, con objeto de tener en cuenta pequeñas irregularidades que aumentan de forma considerable la fuerza de empuje necesaria.

9. Pilas

Las pilas están sometidas a esfuerzos de flexión, durante el empuje, transmitidos por los apoyos deslizantes; por tanto hay que dimensionarlas para hacer frente a estas flexiones, habiendo llegado, en el viaducto de la Boivre a pretensarlas excéntricamente, soltando y recuperando los cables de pretensado excéntrico una vez que el puente se colocó en su posición definitiva.

Las cabezas de las pilas deben ser previstas con suficiente amplitud para poder disponer las placas de deslizamiento, de una longitud igual a la carrera de los gatos de empuje, y gatos de levantamiento para corregir los asientos irregulares de las pilas, y para levantar el tablero al final del empuje con objeto de disponer los apoyos definitivos; normalmente éstos son diferentes a los empleados durante el deslizamiento, ya que los de construcción sólo se prevén para los máximos esfuerzos producidos por el peso propio, y los definitivos se suelen disponer, en cada pila, uno multidireccional y otro unidireccional; además, los apoyos de construcción suelen quedar deteriorados al final del proceso. Incluso sobre pilas circulares es posible disponer de espacio suficiente para colocar apoyos y gatos, como se vé en el puente de Casale Monferrato, sobre el Po (Fig. 27).

Los aparatos definitivos se fijan a las pilas mediante resina epoxy.

En el caso de puentes en pendiente longitudinal se puede hacer el empuje, tanto en un sentido como en otro. Si se empuja a favor de la pendiente disminuye la potencia necesaria de los equipos de empuje, pero hay que prever un sistema de frenado siempre que la pendiente sea superior al 2 por 100, que es, normalmente, el coeficiente de rozamiento máximo entre teflón y acero inoxidable.

10. Pretensado

La característica fundamental de este procedimiento constructivo, estáticamente hablando, es el cambio contínuo de solicitaciones durante la construcción en todas las secciones del tablero. Esto obliga a prever un sistema de pretensado, mientras dura aquélla, que sea capaz de hacer frente a solicitaciones máximas de flexión de peso propio, tanto positivas como negativas, a todo lo largo del tablero; por ello este pretensado debe ser cobaricéntrico, o, por lo menos, alojado dentro del núcleo central de la sección, dependiendo el desplazamiento respecto al centro de gravedad de la relación entre flexiones máximas de uno y otro signo. Este pretensado tiene, por tanto, un trazado rectilíneo, manteniéndose en posición a lo largo de todo el tablero.

La importancia de este pretensado provisional disminuye a medida que el tablero es menos esbelto, y con la disposición de pilas provisionales, habiendo llegado en el puente de Kufstein, como se ha dicho, a eliminarlo. No obstante es conveniente la existencia de este pretensado en construcción para aumentar la seguridad frente a la fisuración.

El pretensado puede ser provisional o definitivo, recuperándose en el primer caso los cables de pretensado, para lo cual, deben estar dispuestos dentro de la viga cajón en el exterior de las almas, y anclados en nervios dejados al efecto. En el segundo caso se deben disponer en los forjados superior e inferior, aunque en el puente sobre el río Caroní, en el que es-

te pretensado era el total de servicio, los cables se dispusieron exteriormente a las almas, llevándolos a su posición definitiva, una vez lanzado el puente, mediante gatos, y hormigonando a continuación un nervio longitudinal; este procedimiento no es muy recomendable dados los sobre-esfuerzos a que se someten los cables al desplazarlos transversalmente bajo tensión.

El pretensado de servicio será tanto menor, cuanto mayor sea el pretensado provisional que se aproveche como definitivo. Estos cables pueden estar dispuestos en vainas dejadas al efecto en el interior de las almas de la sección, o en el interior del cajón, concentrados, adyacentes a las almas. (Fig. 28). La anterior alternativa depende en gran manera de la intensidad de las fuerzas de pretensado, cuanto mayores son éstas, más conviene disponer cables concentrados.

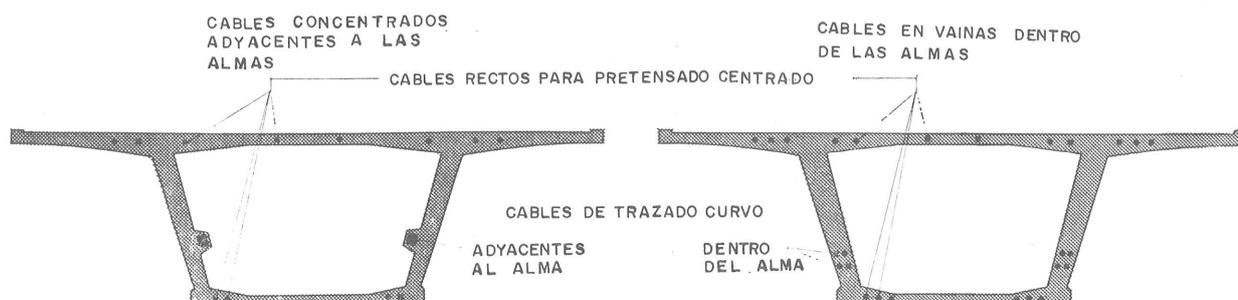


Fig. 28. Cables en el exterior y en el interior de las almas.

La disposición de cables en el exterior de las almas, presenta las siguientes ventajas:

- Permiten hormigonar almas más delgadas, dado el aumento de resistencia que presenta el hormigón al no estar atravesado por un gran número de vainas de 60 ó 70 mm. de diámetro.
- Se controla más fácilmente la puesta en tensión y se disminuyen las pérdidas de tensión por rozamiento.
- Se pueden disponer contínuos, a todo lo largo del tablero, sin anclajes intermedios.
- Se ahorra, durante la fabricación del tablero, el tiempo necesario para disponer las vainas y cables en el interior de las almas.

Los cables, concentrados en grupos se posicionan mediante marcos metálicos transversales colocados en nervios internos de hormigón dejados a intervalos regulares, y guiados encima de los apoyos en cajas de chapa cerradas y curvadas, adoptando trazado parabólico normal. Los nervios se fijan a las almas con bulones de alta resistencia, y la ligazón entre cables y almas a todo lo largo se realiza con estribos anclados a las almas. (Fig. 29).

Una vez tesados todos los cables se hormigonan por un procedimiento tipo Prepakt, asegurando una perfecta protección contra la corrosión, pues aunque este hormigón no está pretensado, aparecen tensiones de compresión debidas a la fluencia.

Si se adopta la solución de disponer los cables en el interior de las almas, se puede, o bien hormigonar el tramo y tensar enseguida los cables en las vainas dejadas al efecto, o bien enfilarlos en una longitud de dos a cuatro dovelas y almacenar el resto del cable en bobinas preparadas al efecto. Normalmente los cables son contínuos en longitudes de dos vanos, solapándose a los cuartos de la luz, para lo que se disponen los necesarios rigidizadores de almas.

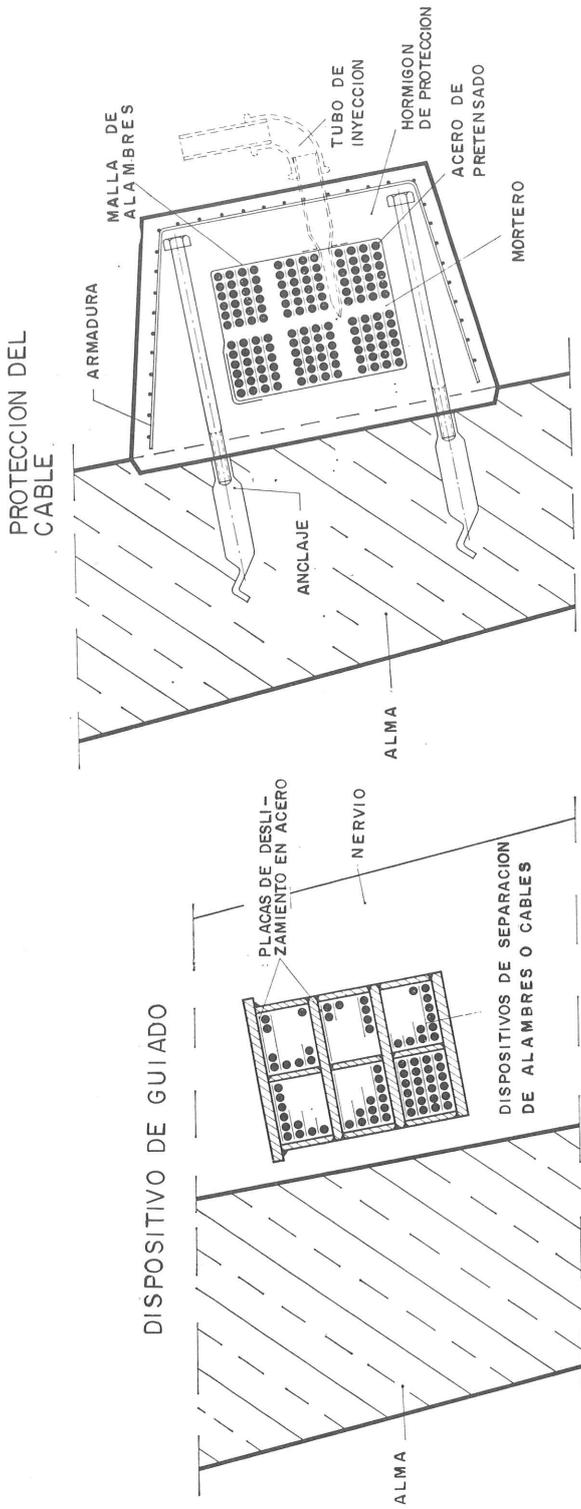


Fig. 29. Detalle de la disposición de los cables en el exterior de las almas.

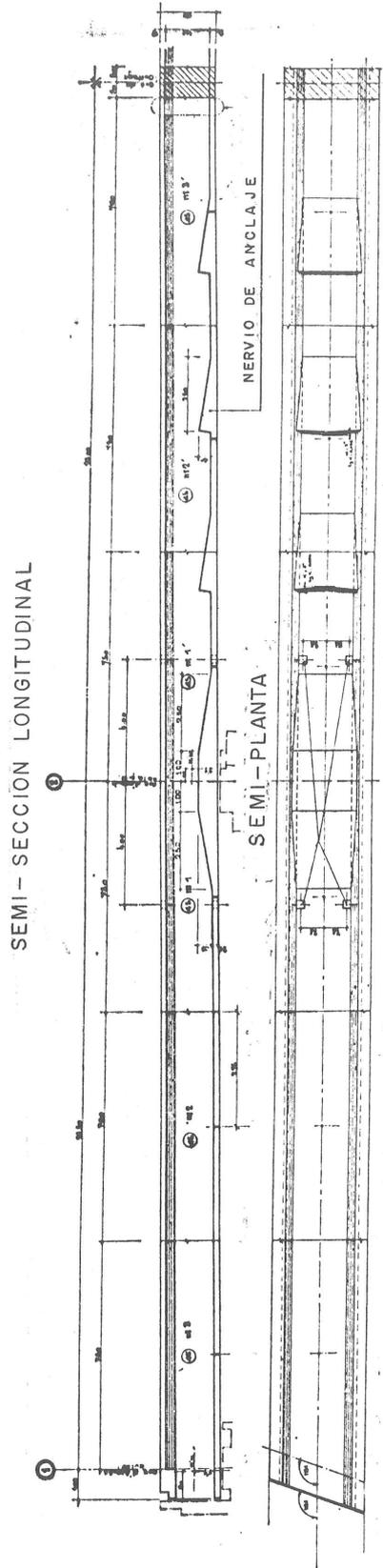


Fig. 30. Semi-sección longitudinal del tablero de Brésille-sur-L'Ognon.

Esta segunda solución presenta la ventaja de ser mucho más sencilla de ejecución la inyección de la lechada de cemento en las vainas, que el hormigonado de los cables exteriores a las almas, y, siempre que el pretensado de servicio a disponer en esta segunda fase sea reducido, es la solución indicada. Además evita los estribos en espera para ligazón de los cables a las almas en la primera solución, así como el hormigonado de nervios de guía de aquéllos.

En el puente de la Boivre se dispuso un sistema de cables, en el que, tanto los provisionales como los definitivos, eran rectos, alojados en el forjado superior e inferior, y anclados en dientes que se sacaban al interior de cajón. De esta forma, a costa de complicar algo el encofrado, se logran las máximas excentricidades del pretensado.

En el caso de puentes construídos empujando el tablero desde los dos extremos, existe un pretensado final de continuidad, análogo al de los puentes construídos por voladizos sucesivos, con los cables alojados en la losa inferior de la viga cajón, y anclados, bien en "dientes" aislados para cada cable, o mejor en nervios que atraviesan la sección entera (Fig. 30).

Finalmente cabe destacar la gran importancia que tiene en los puentes construídos por este procedimiento, la introducción del pretensado principal definitivo sobre un hormigón que tiene varios meses de edad, con lo que se aminoran de manera sustancial los efectos de la retracción y la fluencia en las pérdidas de pretensado, respecto a otros procedimientos que exigen la puesta en tensión de los cables a una edad del hormigón de pocos días (vigas prefabricadas o voladizos sucesivos).

11. Las figuras de este artículo han sido obtenidas de los siguientes libros y publicaciones:

- Wittfoht, "Puentes, ejemplos internacionales": 11, 12, 15, 18.
- Annales del I.T.B.T.P.: 4, 6, 7, 10, 16, 17, 18, 21, 22, 24, 25, 26, 28, 29, 30.
- L'Industria Italiana del Cemento: 2, 8, 9, 23, 27.
- Hormigón y Acero: 1, 3, 5, 13, 14, 20.

Puentes atirantados para grandes luces *

Por: J. Mathivat

Ingeniero-Consultor

Profesor de la "Ecole Nationale des Ponts et Chaussées" y del "Centre des Hautes Etudes de la Construction"

1. INTRODUCCION

Toda estructura construída con un determinado material y según un determinado esquema estático, tiene una luz límite por encima de la cual no resulta utilizable, por su incapacidad para sustentarse por sí misma. En consecuencia, para solucionar los casos en que, siendo necesario salvar vanos de gran longitud, no era posible disponer los apoyos de tipo normal situados por debajo de la estructura, hubo que recurrir a otros procedimientos. Así surgió la idea de sustentar las estructuras por su parte superior, mediante elementos resistentes a tracción; idea que condujo, primero, a los *puentes colgantes* y, más recientemente, a los *puentes atirantados*.

El puente-acueducto de TEMPUL, construído por TORROJA en 1926, es una de las primeras obras de hormigón en las que se utilizó este método. Estaba constituído por varios tramos de 20 m de luz, separados por un tramo central de 58 m, en el cual, por consiguiente, se habían suprimido dos pilas. Cada una de ellas se sustituyó por un tirante que se apoyaba sobre un pilón y se anclaba en la pila posterior adyacente. Los tirantes se pusieron en tensión mediante gatos colocados en las cabezas de los pilones y hormigonados después.

Otro de los precursores de los puentes atirantados de hormigón es el puente de DONCERE-MONTDAGRON, proyectado por CAQUOT en 1946, cuyo tablero, construído por voladizos sucesivos, fue una de las primeras realizaciones de esta moderna técnica constructiva.

2. Puentes DE TIRANTES CONCENTRADOS

Los primeros puentes atirantados construídos, poseían sólo un número limitado de tirantes. Como ejemplos pueden citarse los puentes de MARACAIBO, en Venezuela, y de WADI KUF, en Libia, construídos por MORANDI (fig. 1). Como las distancias entre tiran-

* Traducción del texto de la conferencia que, organizada por la Asociación Técnica Española del Pre-tensado, con la colaboración de la Empresa "CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S.L.", pronunció Mr. Mathivat, en el Salón de Actos del Instituto Eduardo Torroja, el día 22 de noviembre de 1979.

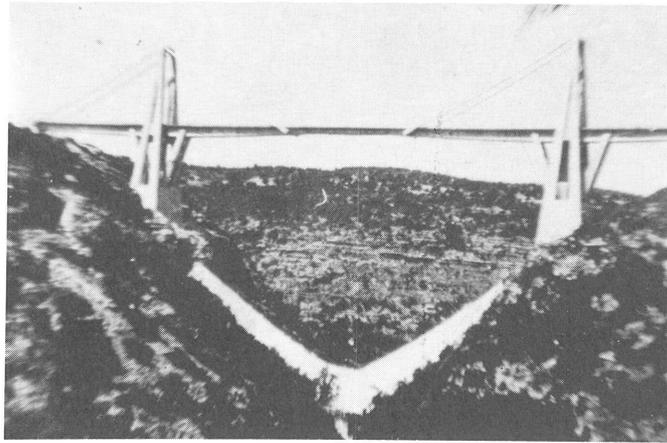


Figura 1.— Puente de WADI—KUF.

tes eran importantes (de 40 a 60 m), el tablero quedaba sometido a fuertes solicitaciones de flexión, lo que obligó a recurrir a un pretensado interno considerable. Los tirantes daban origen a cargas concentradas de gran magnitud, difíciles de repartir en el tablero, y además tenían que ser de grandes dimensiones (del orden de un metro de diámetro); lo que les confería una gran rigidez, que daba lugar a flexiones parásitas importantes.

Por otra parte, los pilones muy rígidos impedían la libre dilatación del tablero, por lo que era necesario, o bien disponer una articulación provista de pasadores en el centro de cada tramo, o bien construir el tramo a base de dos voladizos que se unían en el centro de la luz.

Para los puentes de este tipo no se había desarrollado un método constructivo bien adaptado y, en general, se recurría a la utilización de la mayor parte de los procedimientos normales en la técnica del pretensado. Así se utilizó:

- La construcción sobre cimbra, en el puente de MARACAIBO.
- La construcción sobre cimbra con traslado posterior del tablero hasta colocarlo en su posición definitiva, en el puente sobre el canal del DANUBIO, en Viena.
- Vigas prefabricadas, previamente apoyadas sobre pilas y castilletes provisionales, en KWANG—FU.
- Voladizos construídos in situ o mediante dovelas prefabricadas, en CHACO—CORRIENTES (245 m).

3. PUENTES DE TIRANTES MÚLTIPLES, REPARTIDOS

Recientemente, se ha generalizado un nuevo tipo de puente atirantado que constituye una lógica extrapolación del sistema utilizado para la construcción por voladizo de grandes puentes pretensados.

En la actualidad, en el campo de las luces comprendidas entre 50 m y 150 m, los puentes tradicionales construídos por voladizos sucesivos, constituyen la solución más satisfactoria desde el punto de vista técnico y económico. Pero, a partir de los 200 m aproximadamente, este tipo de estructura presenta varios inconvenientes:

- Considerable aumento de los momentos originados por el peso propio, como consecuencia de la variación de inercia de las ménsulas.
- Aumento de las tensiones de compresión en el borde inferior de la sección.
- Multiplicación del número de cables de pretensado necesarios en las ménsulas.

Resulta entonces más conveniente aumentar la excentricidad del pretensado alejando

artificialmente los cables, del tablero, apoyándolos sobre un mástil que asegura su desviación. De esta forma, los cables se comportan como tirantes.

Se llega así a los puentes de tirantes múltiples, repartidos, que constituyen un nuevo tipo de estructuras construídas por voladizo, que se diferencian de las obras tradicionales por:

- Una mayor comodidad para la sustitución de los tirantes, en caso de que se deterioren;
- Su mayor sensibilidad a la fatiga y a los fenómenos vibratorios.

Este tipo de estructura presenta también algunas ventajas con respecto a los puentes que tienen un número reducido de tirantes:

- Simplicidad en la transmisión de los esfuerzos, tanto a la estructura del tablero como a los pilones, como consecuencia de la reducción de las fuerzas concentradas en los anclajes.
- Disminución de la flecha entre puntos de suspensión.
- Excelente estabilidad aerodinámica, debido al aumento de la amortiguación propia del sistema, dado el elevado número de tirantes de longitud variable y, por consecuencia, de diferente frecuencia.

El rápido desarrollo de este tipo de estructuras, del cual existen ya varias realizaciones y numerosos proyectos, con luces próximas o superiores a los 300 m, demuestran el interés económico que ofrece para salvar grandes luces.

Desde el punto de vista de la concepción de estas obras, parece que, en su proyecto, debe irse prescindiendo de algunas de las tendencias que hasta ahora se venían siguiendo.

4. CARACTERISTICAS Y SEPARACION DE LOS TIRANTES

En las primeras aplicaciones se utilizaban, o bien tirantes de hormigón pretensado (como en el puente de CORRIENTES, en la Argentina), o bien cables cerrados galvanizados. Actualmente se prefieren los tirantes constituídos por armaduras normales de pretensado (alambres lisos o cordones), alojadas en el interior de una envoltura protectora, metálica o de plástico, e inyectada con mortero de cemento o resina. Estos tirantes presentan mejores características que los cables cerrados, tanto desde el punto de vista de su resistencia a la rotura como en lo que respecta a su módulo de deformación longitudinal.

Suelen disponerse distribuídos de forma regular a lo largo del tablero, con pequeñas separaciones, lo que permite su fácil sustitución en caso necesario, y facilita la construcción por voladizos del tablero (fig. 2).

Los anclajes en los extremos son de dos tipos (fig. 3):

- Anclajes tipo “High Amp” (de gran amplitud de vibración cuando se les somete a cargas de fatiga) cuyos alambres se anclan mediante cabezas recaladas sobre una placa dispuesta en el interior de un bloque de anclaje cónico, relleno de una mezcla de bolas de acero y resina epoxi.
- Anclajes de pretensado, de gran capacidad, análogos a los anclajes tradicionales, con placas de anclaje y cuñas que sujetan cada cordón individualmente.

La variación de las tensiones en los tirantes bajo la acción de las cargas de servicio es, en este caso, superior a la que experimentan los cables dispuestos en el interior de la propia pieza de hormigón y solidarizados con este último material mediante un mortero de inyección. Por este motivo resulta necesario proteger los tirantes contra los fenómenos de fatiga, limitando:

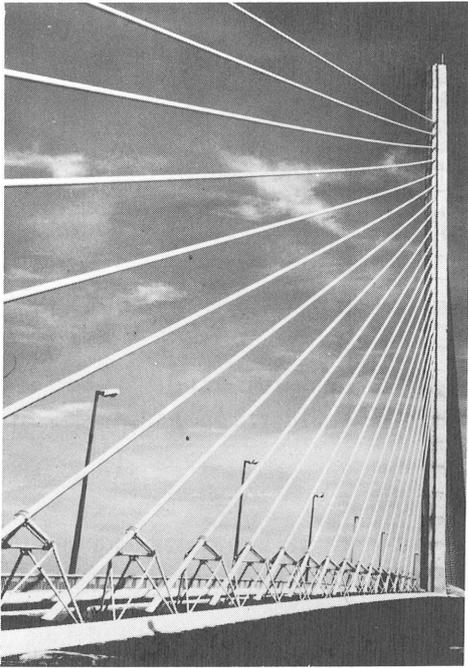


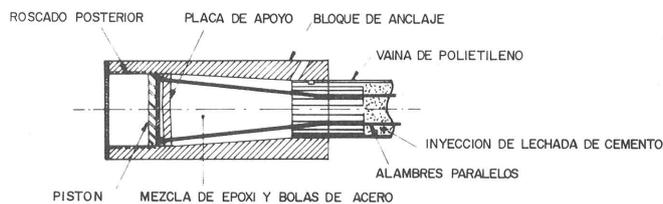
Figura 2.— Disposición de los tirantes del puente de BROTONNE.

- Por una parte, su tensión máxima de utilización a un valor próximo al $0,4 R_g$ (siendo R_g la carga unitaria de rotura).
- Por otra parte, su variación máxima de tensión bajo cargas alternadas, a 20 kg/mm^2 .

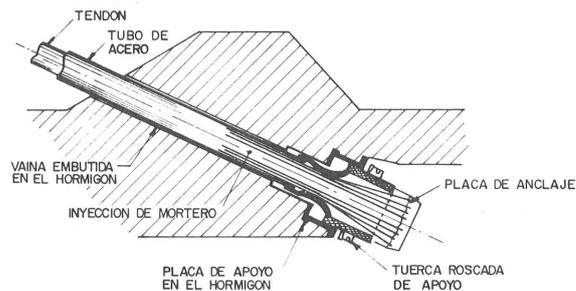
La necesidad de poder sustituir los tirantes (lo que constituye la mejor garantía contra la corrosión o cualquier deterioro accidental) lleva consigo, como ventaja adicional, la posibilidad de asegurar su regulación, tanto durante la construcción como durante la vida de servicio.

Los tirantes sometidos a la acción del viento, pueden sufrir también fenómenos vibratorios capaces de originar roturas por fatiga.

ANCLAJE DE LOS TIRANTES



ANCLAJE "HIGH AMP"



ANCLAJE DE PRETENSADO DE GRAN CAPACIDAD

Figura 3.— Anclaje de los tirantes.

El riesgo de aparición de estos fenómenos aumenta cuando:

- Los tirantes son de sección circular y tienen una superficie lisa que ofrece una amplia superficie de ataque al viento.
- Su comportamiento se asemeja al de un cuerpo elástico con un pequeño coeficiente de amortiguación interna.

En el puente de BROTONNE, para vientos de velocidad media (15 m/segundo) soplando con una inclinación pequeña sobre el eje longitudinal del puente, se han detectado vibraciones de gran amplitud (1,5 m).

Para evitar estos inconvenientes, pueden equiparse los tirantes con dispositivos antivibratorios:

- Bien aerodinámicos, bajo la forma de elementos de asimetría, tales como, por ejemplo, un alambre enrollado en espiral.
- Bien mecánicos, bajo la forma de amortiguadores hidráulicos o de rozamiento, dispuestos en las proximidades de los puntos en los que los tirantes se unen al tablero.

Esta última solución, que ha sido utilizada en el puente de BROTONNE ha dado hasta el momento resultados plenamente satisfactorios (fig. 4).

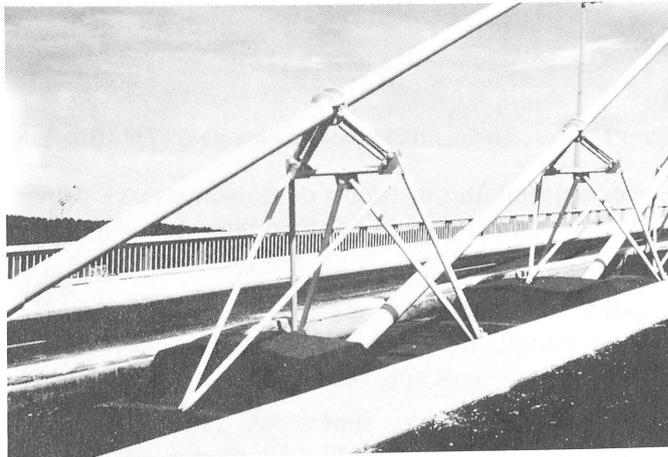


Figura 4.— Amortiguadores utilizados en el puente de BROTONNE.

5. ESTRUCTURA LONGITUDINAL

En los puentes de tirantes múltiples, repartidos, el tipo de estructura longitudinal depende del procedimiento elegido para la construcción del tablero y de las características del vano que se vaya a salvar. En general, el método constructivo utilizado está inspirado directamente en la técnica de la construcción por voladizos.

Se pueden distinguir tres esquemas-tipo principales:

- a) Puentes atirantados, con pilón descentrado como el puente de HOECHST sobre el Main (fig. 5).

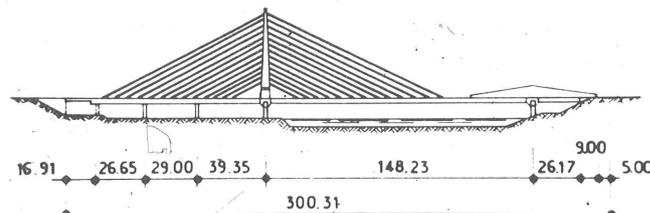


Figura 5.— Sección longitudinal del puente de HOECHST.

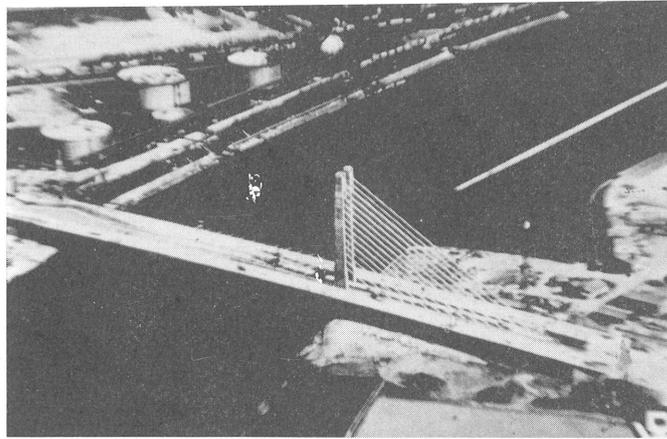


Figura 6.— Puente de HOECHST.

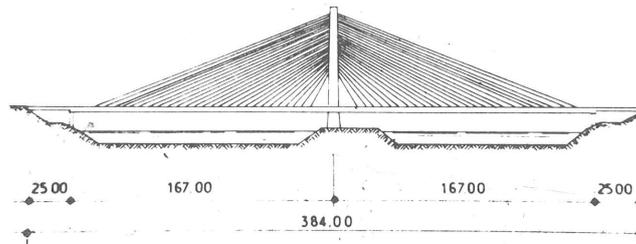


Figura 7.— Sección longitudinal del puente de OTTMARSHEIM.

En este caso, frecuentemente, el tramo de contrapeso va provisto de apoyos intermedios, próximos unos a otros, que contribuyen al anclaje de los tirantes y aumentan la rigidez del tablero (fig. 6).

- b) Puentes atirantados, de dos tramos simétricos. Esta solución, adoptada, por ejemplo, en el proyecto del puente de OTTMARSHEIM, en Alsacia, permite franquear dos vanos contiguos de dimensiones aproximadamente iguales (fig. 7).
- c) Puentes atirantados, de tres tramos simétricos, como el puente de BROTONNE y el de PASCO-KENNEWICK, en Estados Unidos (figs. 8 y 9).

Algunas de estas estructuras llevan también tramos laterales con apoyos intermedios, próximos unos a otros, como las del tipo a). Como ejemplo puede citarse, en particular, el proyecto del puente sobre el río CARONI, en Venezuela. (fig. 10).

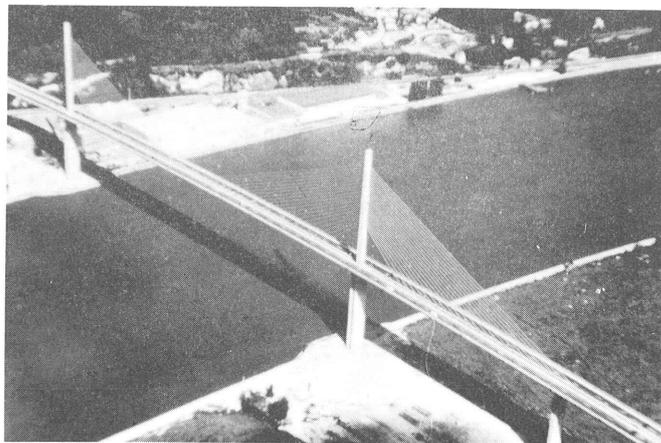


Figura 8.— Puente de BROTONNE.

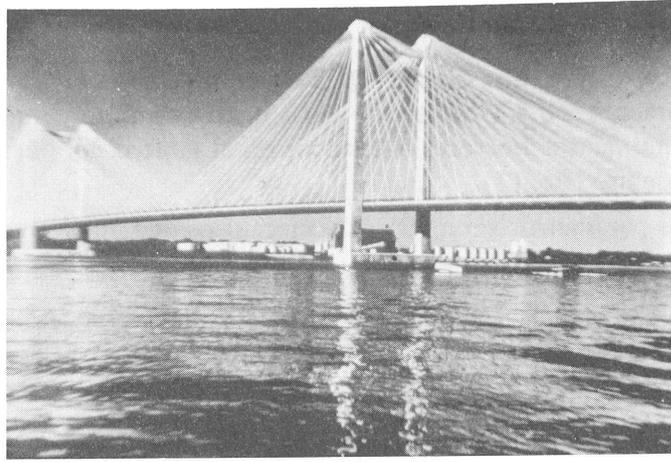


Figura 9.— Puente de PASCO—KENNEWICK.

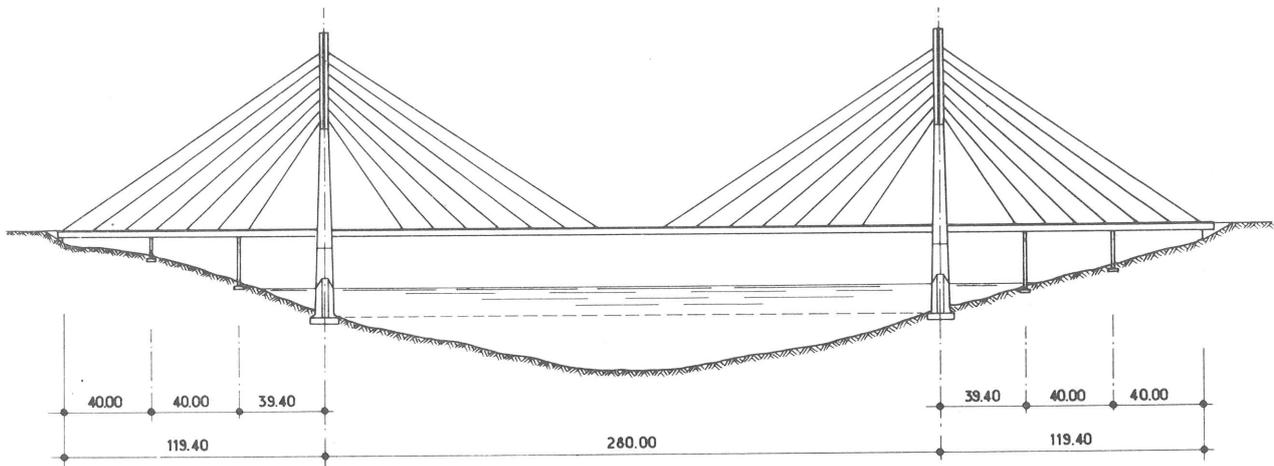


Figura 10.— Sección longitudinal del puente sobre el río CARONI.

TABLERO

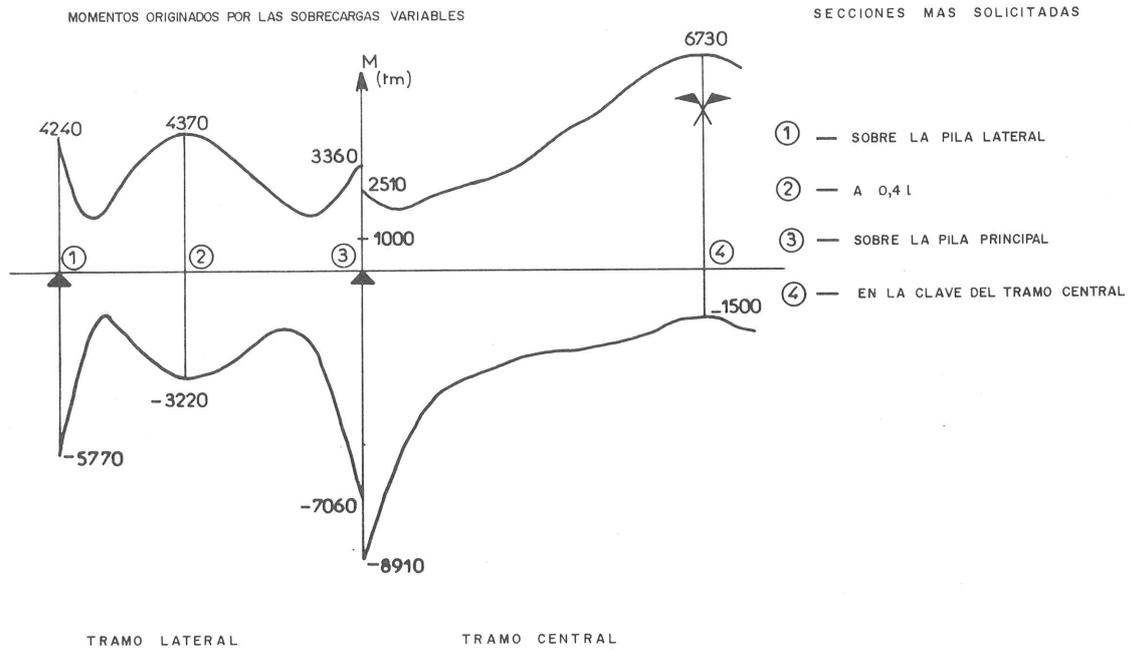


Figura 11.— Envolvente de los diagramas de momentos flectores. Puente de BROTONNE.

En estas estructuras, que son las más frecuentes, la sección crítica se sitúa en el tramo lateral (aproximadamente a 0,4 l del apoyo de la orilla) como lo demuestran las envolventes de las leyes de momentos flectores originados en el tablero del puente de BROTONNE por las sobrecargas de uso (fig. 11).

Los principales parámetros geométricos y mecánicos que influyen en la distribución de los esfuerzos en la estructura son:

- La relación entre las luces de los tramos laterales y del tramo central (l/L);
- La continuidad del tablero sobre los apoyos laterales;
- El tipo de enlace tablero-pila principal;
- La relación entre la altura de los pilones y la luz del tramo central (h/L), que se denomina *esbeltez*.

En general, la relación (l/L) está comprendida entre 0,4 y 0,5.

Un valor elevado de esta relación origina un aumento del área del diagrama de momentos correspondiente al tramo lateral. Por el contrario, un valor demasiado pequeño da lugar a reacciones negativas sobre los apoyos laterales. Probablemente, el valor óptimo difiere poco de 0,45.

Se considera conveniente que, siempre que sea posible, se asegure la continuidad entre el tramo atirantado y sus viaductos de acceso. Esta disposición, cuando se empotran los tramos laterales en sus extremos, ofrece la ventaja de reducir de modo sensible la variación de momentos que en ellos se producen y proporciona además una elegante solución al problema que originan las reacciones negativas que produce el tablero en sus apoyos laterales. Por otra parte, desde el punto de vista constructivo, permite disminuir la longitud de los voladizos que deben construirse partiendo de las pilas principales.

Análogamente, también suele resultar beneficioso el *empotramiento elástico* (o el empotramiento perfecto) del tablero, en dichas pilas principales. En el puente de BROTONNE, siguiendo este criterio, el tablero va elásticamente empotrado en las pilas principales mediante un anillo de apoyos de neopreno.

La *esbeltez* h/L depende, esencialmente, de las características del atirantado. En general, está comprendida entre 0,15 y 0,20, salvo en el caso de obras de pequeña luz en las cuales este valor puede ser ampliamente sobrepasado.

En los puentes de tirantes múltiples, repartidos, para asegurar la resistencia a la flexión longitudinal, se utilizan tirantes situados próximos unos a otros, capaces de soportar tensiones elevadas y de adaptarse, por consiguiente, a tableros de pequeña rigidez. En ciertos casos, como ocurre, por ejemplo, en el puente sobre el GANTER, en Suiza (fig. 12), se puede conseguir que tanto el tablero como los tirantes contribuyan a soportar las cargas verticales. Se obtiene así una estructura híbrida que posee a la vez las características de los puentes atirantados y de los puentes tradicionales contruidos por voladizos sucesivos.

Finalmente, conviene subrayar que como, en general, en los puentes atirantados los mástiles de los pilones son los elementos que soportan las mayores cargas y, al propio tiempo, los más vulnerables, existe la tendencia de suprimirlos, siempre que sea posible, anclando

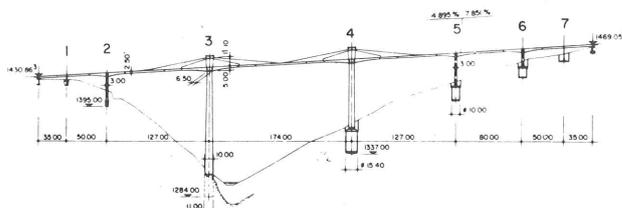


Figura 12.— Puente sobre el GANTER.

directamente los tirantes en las laderas del valle en que va ubicado el puente, si la naturaleza del terreno lo permite. Esta es, precisamente, la solución adoptada en el proyecto del puente de RUCK-A-CHUCKY, en California, cuyo tablero, de trazado de fuerte curvatura en planta, y una luz de 400 m aproximadamente, va suspendido de cables que se anclan en los acantilados de las laderas (fig. 13).

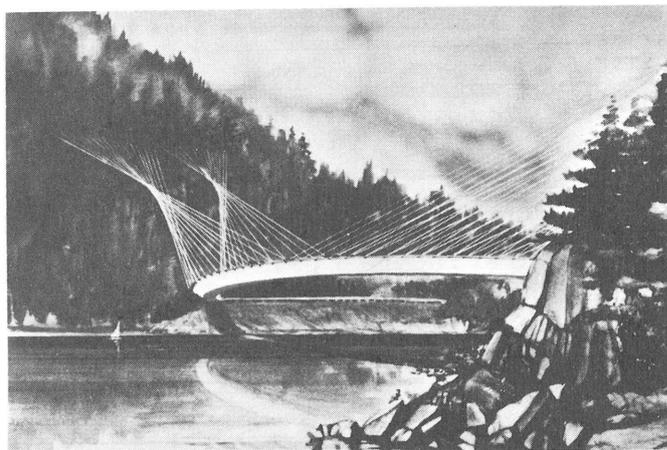


Figura 13.— Puente de RUCK-A-CHUCKY.

6. SUSPENSION

Desde el punto de vista económico, la suspensión de los puentes atirantados adquiere una importancia primordial (el costo de la suspensión del puente de BROTONNE, representa el 30 por 100 del presupuesto total de la estructura principal).

6.1. Disposición longitudinal de los tirantes

Suelen distinguirse tres tipos de disposiciones, en sentido longitudinal, para los tirantes:

- Disposición en *abanico*, según la cual todos los tirantes convergen en la cabeza del pilón.
- Disposición en *semi-abanico*, según la cual los tirantes se distribuyen regularmente en la parte superior del pilón. Esta disposición, que difiere poco de la precedente, ofrece sin embargo la ventaja de facilitar el anclaje de los tirantes, separándolos unos de otros.
- Disposición en *arpa*, en la cual todos los tirantes son paralelos. Esta disposición disminuye los riesgos de inestabilidad elástica del pilón, como consecuencia de la distribución de los puntos de paso de los tirantes todo a lo alto del citado elemento, y permite notables simplificaciones constructivas dada la constancia del ángulo de incidencia de los tirantes.

Es la solución más satisfactoria desde el punto de vista estético, ya que los tirantes se distribuyen en dos capas laterales y todos los cables permanecen paralelos cualquiera que sea el ángulo desde el cual se mire el puente.

Un estudio económico comparativo de los diferentes tipos de suspensión, demuestra que (fig. 14):

- La menor cantidad, en peso, de acero, corresponde a una *esbeltez* igual a 0,29 para la disposición en abanico, y a 0,50 para la disposición en arpa. (El mínimo absoluto corresponde al caso en que todos los tirantes van inclinados 45° respecto a la horizontal).

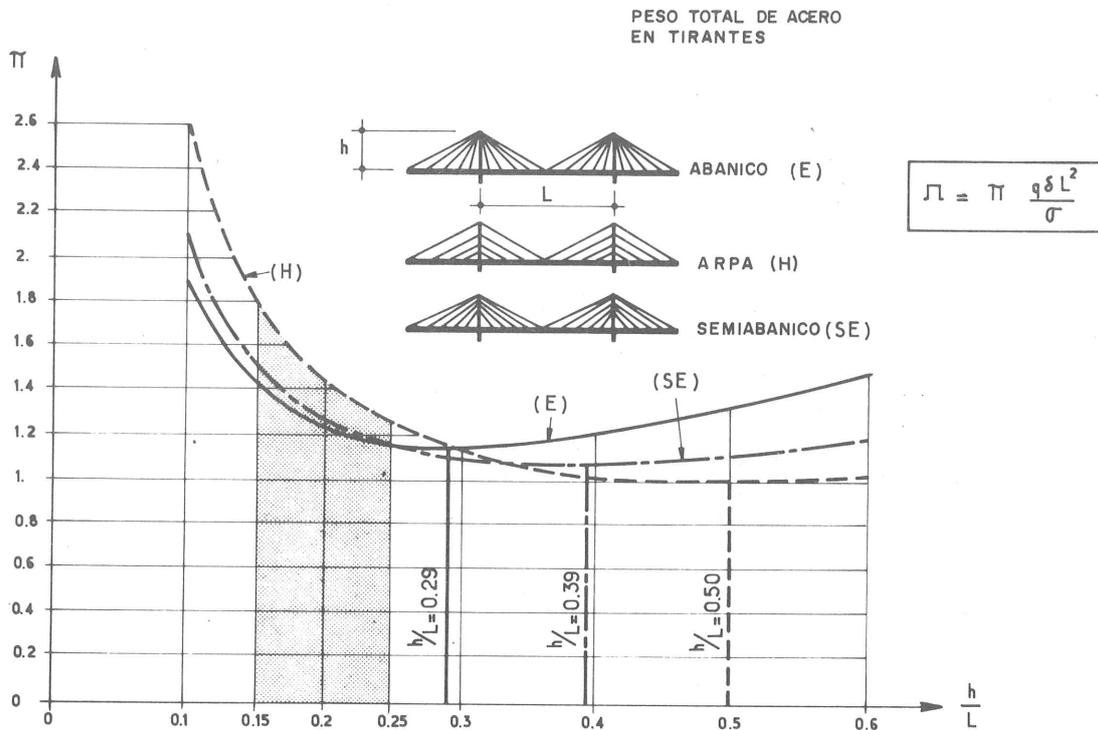


Figura 14.— Estudio comparativo de los diferentes tipos de suspensión.

- Para esbelteces inferiores a 0,30, la disposición en abanico es más económica que la disposición en arpa. Para una esbeltez normal, del 0,20, el ahorro de acero asciende al 18 por 100.
- Para esbelteces normales comprendidas entre 0,15 y 0,25, la disposición en semiabanico conduce a resultados casi iguales que la disposición en abanico. Así por ejemplo, para una esbeltez de 0,20, el ahorro de acero respecto a la solución en arpa es del 14 por 100.

Por último, debe destacarse que los valores de h/L comprendidos entre 0,40 y 0,50, para disposiciones en arpa, son los que exigen un peso mínimo de acero para los tirantes y proporcionan una economía de un 20 por 100, aproximadamente, con respecto a la esbeltez de 0,20. Sin embargo, exigen pilones de gran altura lo cual, en general, plantea problemas de difícil o imposible solución, en lo que respecta a su resistencia al viento y a su estabilidad elástica.

No obstante, pueden adoptarse esbelteces de 0,30, en el caso de puentes en los que la luz del tramo central no exceda de 200 metros.

Los valores normalmente adoptados para h/L , oscilan entre 0,15 y 0,25. En este intervalo, la disposición en abanico (o en semi-abanico) es la más económica y, salvo consideraciones estéticas es la que suele utilizarse cuando los pilones están proyectados de forma que ofrezcan la suficiente seguridad frente al pandeo lateral (pilones en A).

6.2. Disposición transversal de los tirantes

Transversalmente, los tirantes pueden disponerse, o bien en una capa única situada en el eje del tablero (*suspensión axial*), o bien en dos capas laterales, paralelas o convergentes (*suspensión lateral*).

La *suspensión axial*, que es la que se utiliza normalmente cuando el perfil transversal del tablero consta de dos vías de circulación, de sentidos opuestos, separadas por una mediana,

ofrece ventajas estéticas; pero requiere que el tablero posea una gran rigidez torsional, ya que debe ser capaz de soportar las acciones excéntricas originadas por las sobrecargas de tráfico.

La *suspensión lateral* mejora la estabilidad aerodinámica de los puentes atirantados, aumentando la rigidez a torsión de la estructura. La resistencia de los tirantes frente a las oscilaciones de torsión del tablero, aumenta aún más en el caso de pilones en A, ya que entonces no existe posibilidad de que se produzcan movimientos longitudinales diferentes en los puntos de enganche de las dos capas de tirantes.

6.3. Pilones

Los pilones son elementos de hormigón que se encuentran sometidos a las fuertes cargas de compresión originadas por la componente vertical a que da lugar la tensión en los tirantes y, por consiguiente, pueden estar expuestos a considerables riesgos de *inestabilidad de forma*.

Su *esquema longitudinal* puede ser del tipo *flexible*, con un solo elemento vertical, o del tipo *rígido*, como los pilones en forma de A.

Su *esquema transversal* está íntimamente ligado al tipo de suspensión, axil o lateral, utilizado, y puede adoptar diversas formas:

- Uno o dos soportes verticales.
- Pórtico en V o en Y invertidas.
- Marco con dos soportes gemelos.

Para el paso de los tirantes sobre el pilón, pueden adoptarse diversas soluciones. Pueden interrumpirse en el pilón y anclarse en él, como ocurre por ejemplo en los puentes de HOECHST y PASCO KENNWICK; pero también pueden ser continuos y atravesar el pilón mediante una silla o un tubo metálico que quedan embebidos en el mismo. En este caso, la sujeción del apoyo de los tirantes sobre el pilón queda asegurada por el rozamiento del cable. Esta solución ha sido utilizada, por ejemplo, en el puente de BROTONNE.

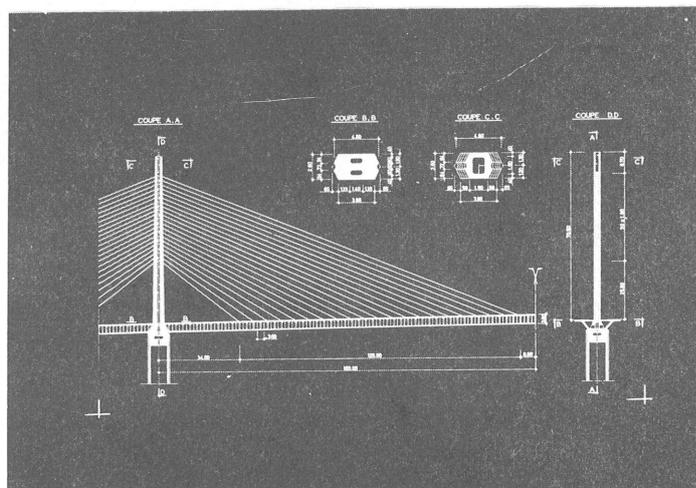


Figura 15.— Mástil del puente de BROTONNE.

En la figura 15 se representa el alzado del mástil y de la suspensión del puente de BROTONNE. Puede apreciarse la gran esbeltez del mástil: 2,6 m de espesor en dirección transversal, para 70 m de altura. Este mástil está sometido a elevadas sollicitaciones normales: 9.000 toneladas, aproximadamente, bajo cargas permanentes y 10.000 toneladas bajo las cargas máximas; lo que da lugar a una compresión media permanente de unos 90 kp/cm².

Dadas las pequeñas dimensiones de la sección del mástil, la densidad de armaduras en esta zona es muy grande; de cerca de 500 kg/m^3 en la sección de empotramiento y de 300 kg/m^3 como valor medio. Inicialmente, se había previsto utilizar como armaduras perfiles metálicos del tipo HEB, lo cual hubiese permitido concentrar, en un pequeño espacio, la sección de acero necesaria. Posteriormente, sin embargo, y después de un más detenido estudio, se estimó preferible utilizar barras de 56 mm de diámetro, de las empleadas en elementos de hormigón armado, con lo que, sin congestionar excesivamente la sección, se pudieron suprimir los conectadores que hubiesen sido necesarios en el caso de haber adoptado la solución de armar con perfiles metálicos.

Una vez elegida esta solución, quedaba por resolver el problema del empalme de las armaduras. Dado el diámetro de las barras y la proximidad de las mismas al paramento, no se podía confiar en los procedimientos clásicos de empalme por adherencia. Por otra parte, la calidad del acero tampoco permitía recurrir al empalme por soldadura.

Finalmente, para garantizar el empalme se decidió recurrir a un sistema mecánico, a base de manguitos. El método elegido consiste en embutir, en el extremo de la barra inferior un manguito en el interior del cual se introduce la barra superior, sellándola con baño de resina. De esta forma, el empalme a compresión queda perfectamente asegurado por contacto directo de las barras; y en cuanto al empalme frente a esfuerzos de tracción, esfuerzos que por otra parte son pequeños, resulta parcialmente garantizado por la resina. Los manguitos se disponen alternados (fig. 16).

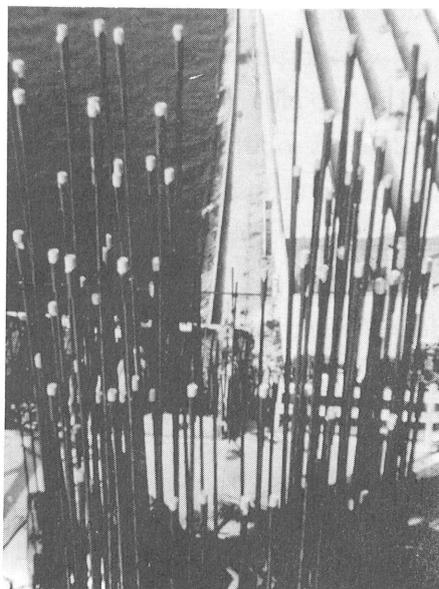


Figura 16.— Puente de BROTONNE.
Armaduras del mástil.

7. ESTRUCTURA TRANSVERSAL

La estructura transversal del tablero de un puente atirantado debe satisfacer una serie de requisitos que, frecuentemente, resultan contradictorios: Gran ligereza; suficiente estabilidad aerodinámica, y facilidad para anclar los tirantes.

El tipo de estructura transversal más adecuado, varía según el modo de suspensión del tablero, es decir, según se trate de suspensión axil o suspensión lateral.

No obstante, dentro de las estructuras normalmente utilizadas se pueden distinguir tres tipos diferentes:

- a) Dos *vigas cajón laterales*, transversalmente arriostradas, y en las cuales se anclan los tirantes.

Esta estructura se adapta bien a los tableros con suspensión lateral. Como ejemplo puede citarse el puente de PASCO KENNEWICK, en Estados Unidos, (fig. 17), cuya

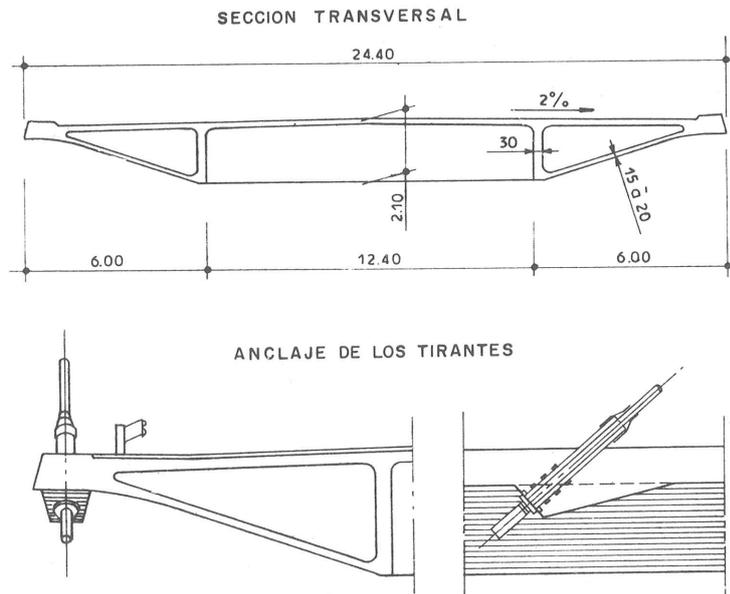


Figura 17.— Sección transversal del puente de PASCO—KENNEWICK.

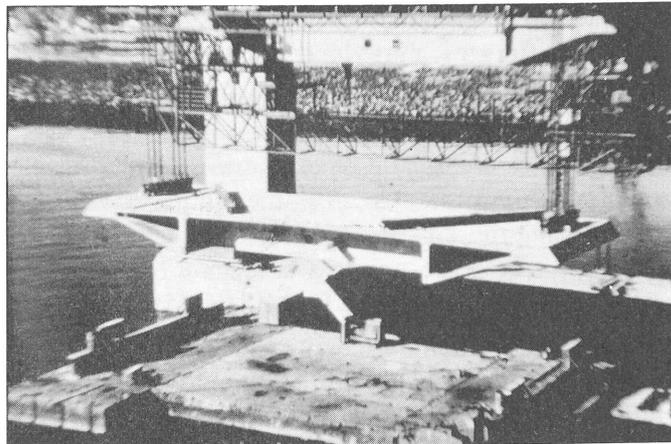


Figura 18.— Dovelas del puente de PASCO—KENNEWICK.

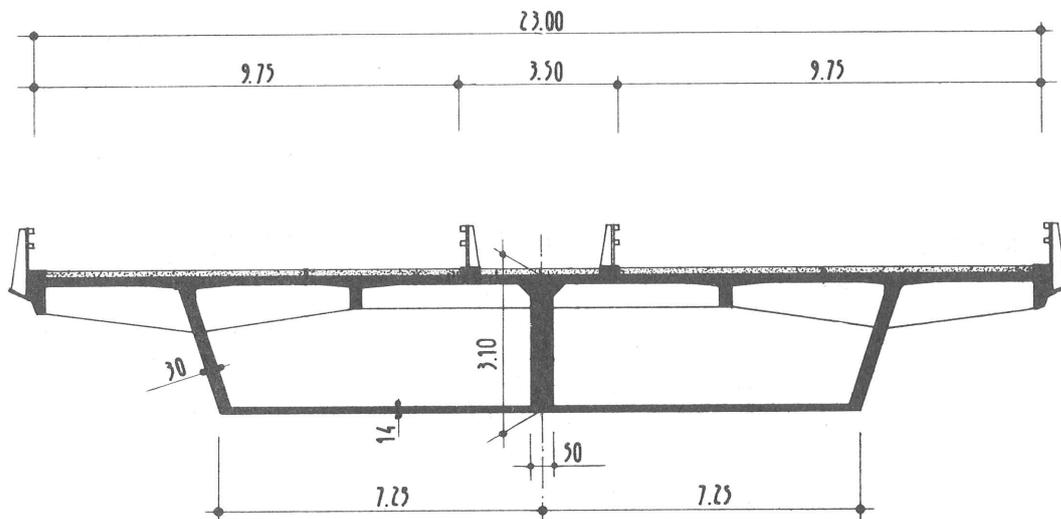


Figura 19.— Sección transversal del puente de OTTMARSHEIM. Proyecto de la Administración.

luz central mide 300 metros. La estructura transversal de este tablero está formada por dos vigas cajón, de sección triangular, dispuestas lateralmente y enlazadas entre sí por el forjado superior y nervios situados a 2,70 m de distancia entre ejes.

Las vigas cajón laterales permiten anclar los tirantes en los puntos adecuados, con independencia de la distribución de los nervios. El tablero se construyó mediante dovelas prefabricadas, de 270 toneladas de peso cada una (fig. 18). En el caso en que los tirantes vayan situados en las zonas correspondientes a las aceras, los anclajes de los cables pueden transmitir sus esfuerzos directamente a las almas del tablero. Una solución de este tipo se adoptó en el puente de HOECHST, sobre el Main, cuyo tablero ha sido proyectado para dar paso a una carretera con dos vías de circulación y a una línea de ferrocarril.

- b) Una *viga cajón, de tres almas*. En este caso, los tirantes se anclan sobre el alma central, como ocurre en el proyecto estudiado por la Administración para el puente de OTTMARSHEIM, sobre el Canal del Rhin. Una de las particularidades de este proyecto consistía en la solución adoptada para el forjado superior. Dada su gran luz, iba nervado en las dos direcciones, con los nervios principales dispuestos transversalmente. Como principales inconvenientes de este tipo de estructura, cabe señalar la difícil accesibilidad a los anclajes de los tirantes que, generalmente, se disponen sobre el alma central; y la deformabilidad de la sección debida a la transmisión del esfuerzo de suspensión de los tirantes, a las almas laterales (fig. 19).
- c) Una *viga cajón, de dos almas*, provista de una triangulación interior. Esta estructura, de gran rigidez, es generalmente más ligera que la precedente, y facilita la puesta en tensión de los tirantes, que se efectúa desde el interior del tablero. Se puede adaptar a estructuras de anchuras muy diferentes, disponiendo nervios en el forjado superior y apoyando éste, eventualmente, en soportes verticales. Una solución de este tipo se representa en la figura 20, que corresponde a la sección transversal propuesta por el Autor, como variante, para el puente de OTTMARSHEIM.

El forjado superior iba nervado, como en el proyecto de la Administración; pero los nervios principales se disponían aquí longitudinalmente, dividiendo el forjado superior en cuatro bandas sensiblemente iguales, de unos 4 m de anchura, completadas mediante dos voladizos laterales. Estos nervios se apoyaban longitudinalmente, cada 3 m, o bien sobre las diagonales de la triangulación interior, o bien sobre soportes verticales que partían de los ángulos inferiores de la viga cajón.

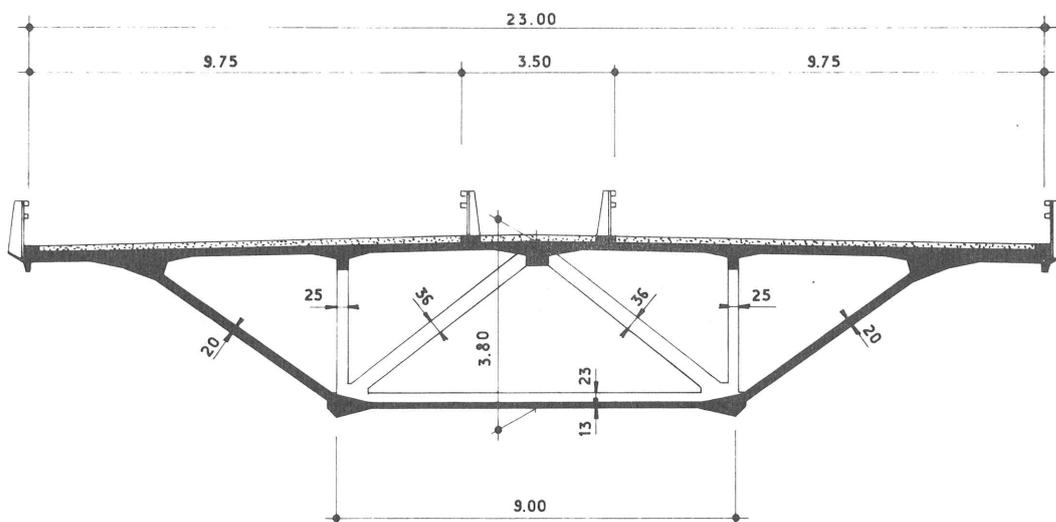


Figura 20.— Sección transversal del puente de OTTMARSHEIM. Variante al proyecto de la Administración.

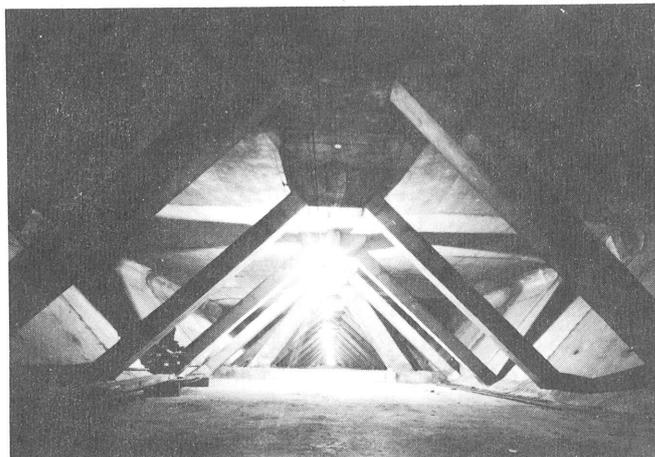


Figura 21.— Sección transversal del puente de BROTONNE.

El forjado inferior iba también nervado.

Una solución de este tipo, sin nervios ni soportes verticales, se utilizó en el puente de BROTONNE. La estructura, monocelular, iba rigidizada simplemente mediante diagonales, que convergían en el punto de anclaje de los tirantes, y que quedaban situados, longitudinalmente, a tres metros de distancia unos de otros (fig. 21).

Las dos últimas soluciones comentadas son aplicables a las estructuras con suspensión axíl.

En algunos proyectos recientes, actualmente en estudio, se recurre a estructuras transversales radicalmente diferentes. Así ocurre, por ejemplo, en el puente de DAME POINT, en Estados Unidos, cuya estructura, de pequeña rigidez longitudinal, está probablemente en el límite de la estabilidad elástica. (fig. 22).

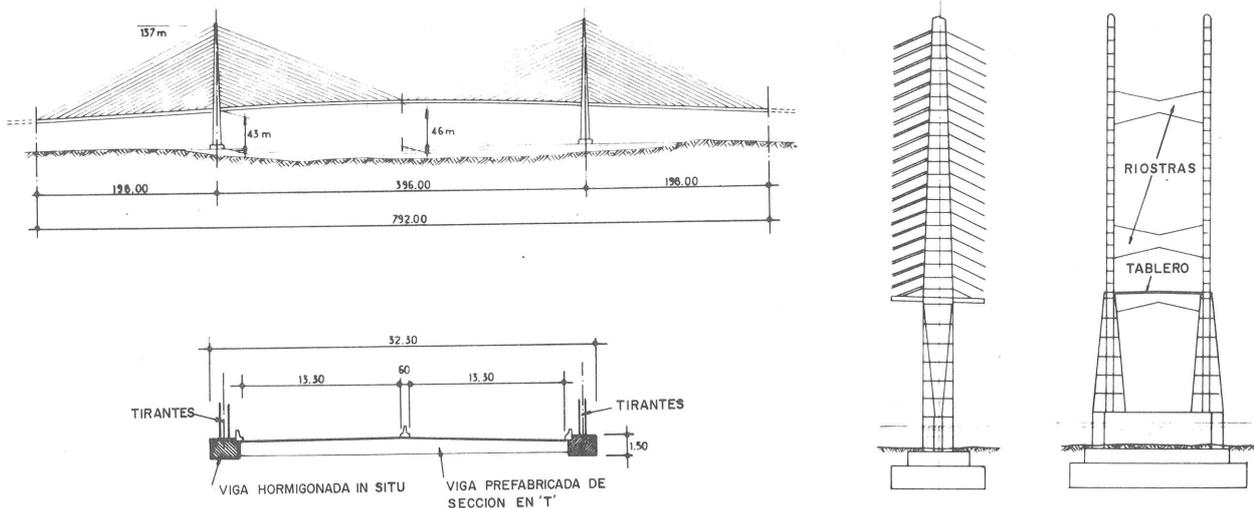


Figura 22.— Proyecto del puente de DAME POINT.

La elección de una sección transversal triangulada compuesta de elementos de pequeño espesor, combinada con una utilización sistemática del pretensado, permite lograr estructuras muy ligeras con un espesor equivalente de unos 0,50 m aproximadamente (0,47 m en el puente de BROTONNE).

El tablero del puente de BROTONNE, por ejemplo, va pretensado en las tres direcciones.

En algunas partes de la estructura, a la componente horizontal originada por los tiran-

tes se añade un *pretensado longitudinal* mediante cables Freyssinet del tipo 12 T 15 y 12 ϕ 8.

El *forjado superior*, que apoya de forma continua sobre las almas y discontinua sobre las diagonales, a causa de su gran luz va *pretensado transversalmente* mediante cables de 12 ϕ 8.

El *forjado inferior* va también *pretensado transversalmente* mediante tendones T 15 dispuestos en los puntos de arranque de las diagonales, que equilibran el esfuerzo de tracción que dichas diagonales producen en la zona no atirantada de la estructura.

Las almas, que son solamente dos y de 20 cm de espesor, para una estructura que tiene cerca de 20 m de anchura, se encuentran sometidas a tensiones cortantes muy elevadas. Por esta causa fue necesario *pretensarlas verticalmente* mediante estribos activos. Estas almas se prefabricaron en bancada, por parejas, y se pretensaron verticalmente utilizando cuatro alambres ϕ 8 como armaduras adherentes pretesas. Para eliminar la "longitud de transmisión", se utilizaron unos dispositivos especiales de anclaje.

Finalmente, las diagonales que absorbían el esfuerzo de los tirantes, quedaban sometidas a una tracción considerable y, por ello, iban también pretensadas mediante cables 12 T 15.

El tablero de este puente se construyó por voladizos sucesivos, igual que los tramos de acceso, utilizando dovelas de 3 m de longitud que se montaban en dos etapas. En la primera, se colocaban las almas prefabricadas, con un peso máximo de 16 t, sobre camas situadas en el interior de los encofrados móviles, adecuadamente regulados para adaptarlos al perfil longitudinal de la estructura corregido teniendo en cuenta las deformaciones previsibles.

En una segunda etapa, se solidarizaban las almas a la dovela presente mediante una junta sellada y barras provisionales de pretensado. A continuación, se colgaban de las almas los encofrados móviles y, en su interior, se hormigonaba el resto de la sección transversal de la dovela.

Este procedimiento, gracias a la prefabricación parcial de las dovelas utilizando elementos ligeros, ha permitido simplificar los encofrados móviles, cuyo peso estaba limitado a 35

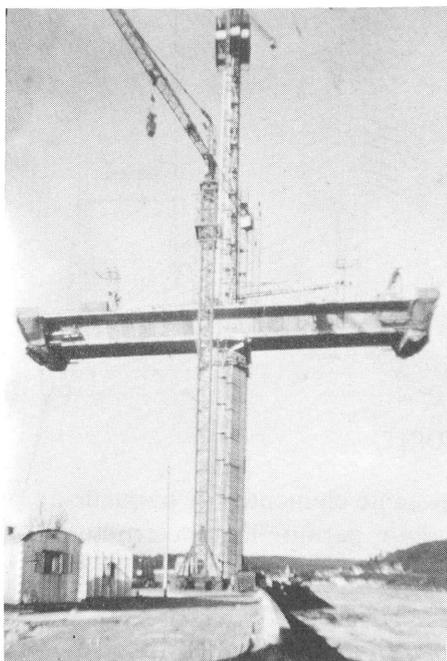


Figura 23.— Puente de BROTONNE.
Construcción por voladizos sucesivos.

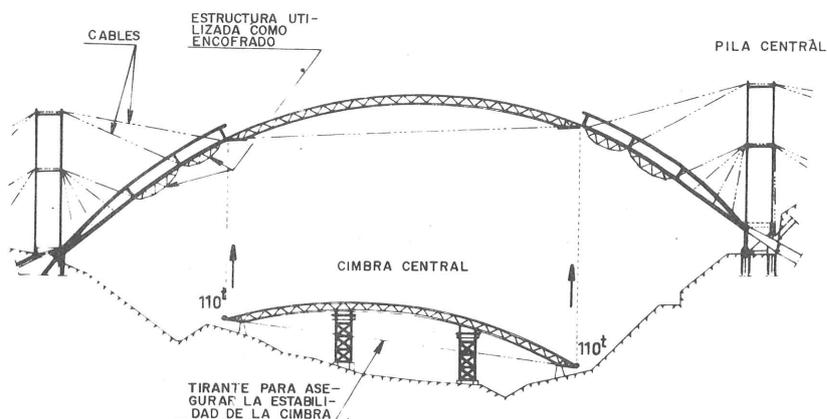


Figura 24.— Arco del puente de CARACAS.

t, y reducir la duración del ciclo constructivo de los tableros. De esta forma, se consiguió avanzar a un ritmo de 4 dovelas por semana y encofrado, o sea 12 m de tablero, incluso en los tramos atirantados de la estructura.

En la figura 23 puede verse un aspecto de la estructura durante su construcción.

8. CONSTRUCCION DE ARCOS MEDIANTE ATIRANTADO PROVISIONAL

Después de varias realizaciones llevadas a cabo a continuación de la construcción del puente de PLOUGASTEL en 1929, el desarrollo de los grandes puentes en arco, se detuvo, hace una veintena de años, como consecuencia del elevado coste de las cimbras que era necesario utilizar. Dentro de este tipo de obras, la más importante es el puente de GLADESVILLE, de 305 m de luz, construido, en Australia, en 1964.

Si los viaductos de CARACAS hubiesen sido proyectados en 1965, probablemente estarían constituidos por un tablero construidos por voladizos sucesivos, a partir de las pilas, en lugar de por los arcos proyectados por FREYSSINET.

La posibilidad de utilizar la técnica de los voladizos sucesivos, al permitir prescindir de las cimbras y realizar el montaje de los arcos mediante un atirantado provisional, ha sido precisamente lo que ha vuelto a dar un gran interés económico a este tipo de estructuras, cuya silueta se integra perfectamente en determinados parajes.

Este método había sido ya ideado por FREYSSINET, en 1950, con motivo de la construcción de los viaductos de CARACAS; si bien, en aquella ocasión se recurrió a una cimbra parcial para construir la parte central del arco (fig. 24).

En 1972, el Autor propuso para el viaducto de MAGNAN en la autopista A-8, cerca de Niza, un arco de 260 m de luz, construido totalmente por voladizos sucesivos, cuyo costo resultaba comparable al de la solución más tradicional a base de vigas, que fue la elegida finalmente (fig. 25).

Con el objeto de reducir el peso del arco y disminuir los tirantes, se había previsto construir su sección transversal en dos fases. Primeramente, se construiría el alveolo central, denominado *arco primario*, hasta llegar a las proximidades de la clave, prolongando las ménsulas con una estructura metálica que aseguraba el cierre del arco.

El resto de la Sección transversal del arco, o *arco secundario*, se construiría con un cierto desfase respecto al primario, concluyéndose una vez cerrada la clave de dicho primario.

Posteriormente, se han construido en Europa, siguiendo un procedimiento análogo, varias obras importantes. Todas ellas se caracterizan por una serie de rasgos comunes, a los cuales se pasará revista brevemente, a continuación.

En la mayoría de los casos, los tirantes se apoyan en pilas situadas sobre los estribos del arco y se anclan a las orillas. Frecuentemente para la construcción de los elementos del arco próximos a la clave, se utiliza un pilón auxiliar con el fin de aumentar la inclinación de los tirantes y su eficacia. En general, los anclajes de los tirantes en las orillas se disponen en la cimentación de las pilas o de los estribos del tablero superior.

Así se hizo para construir el SCHWARZWASSERBRÜCKE y el KRUMMBACHBRÜCKE, ambos situados en Suiza (fig. 26).

En otros casos, los tirantes se disponen, según diagonales, uniendo el extremo superior de cada soporte de tímpanos con la base del adyacente; como en el puente de HOKAWAZU, en el Japón, y los puentes de KRK, en Yugoslavia.

En la primera de estas obras, tanto las dovelas del arco como la losa aligerada que constituía el tablero superior se hormigonaban in situ, en encofrados móviles (fig. 27).

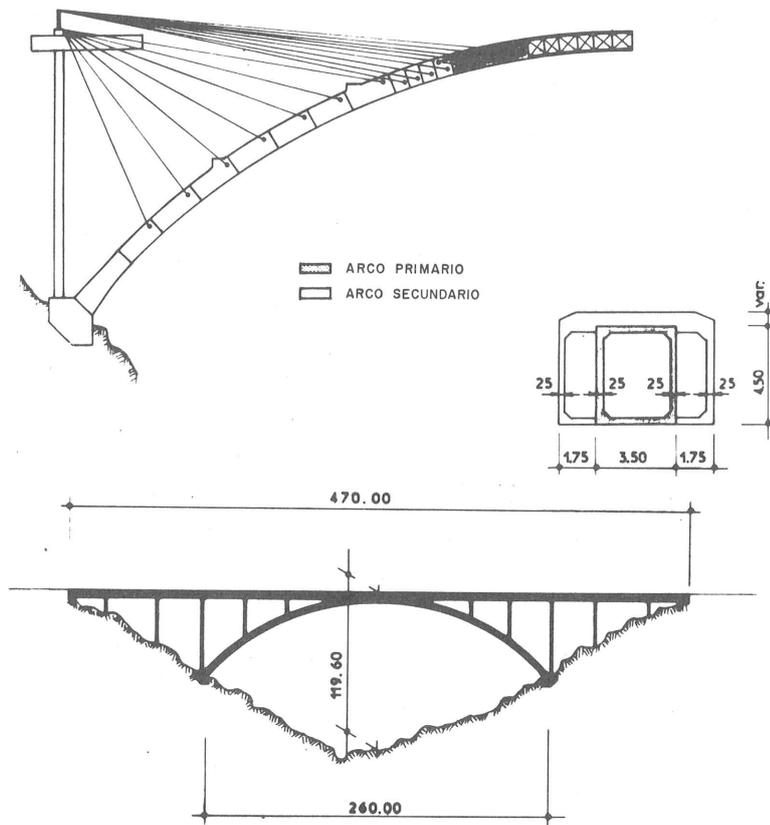


Figura 25.— Arco del puente de MAGNAN.

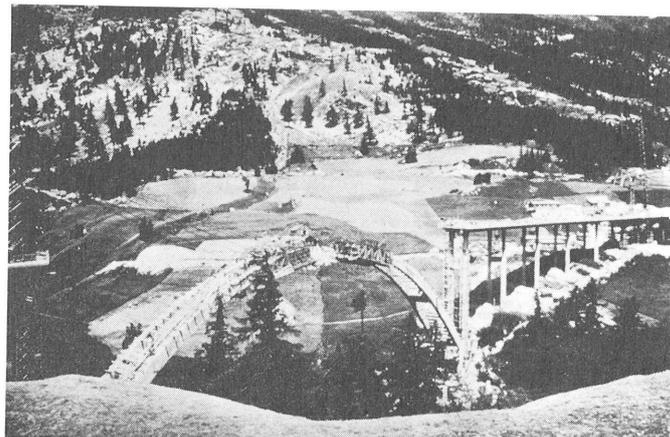


Figura 26.— KRUMBACHBRUCKE.

Los arcos de los puentes de Yugoslavia, que con sus 390 m de luz ostentan el record mundial de los puentes de hormigón, están constituídos por elementos prefabricados, colocados en obra utilizando un andarivel, y unidos entre sí mediante el hormigonado de las juntas (fig. 28).

Una solución análoga se había previsto ya en el proyecto de un puente en Córcega, de menor luz: el viaducto de TABIGNANO. Para el arco y el tablero superior se utilizaba hormigón ligero, lo cual permitía disminuir un 30 por 100 la sección de los tirantes provisiona-

les de construcción. En este proyecto, el arco estaba constituido por dovelas prefabricadas colocadas en obra con el auxilio de una grúa móvil que se trasladaba sobre el tablero (fig. 29).

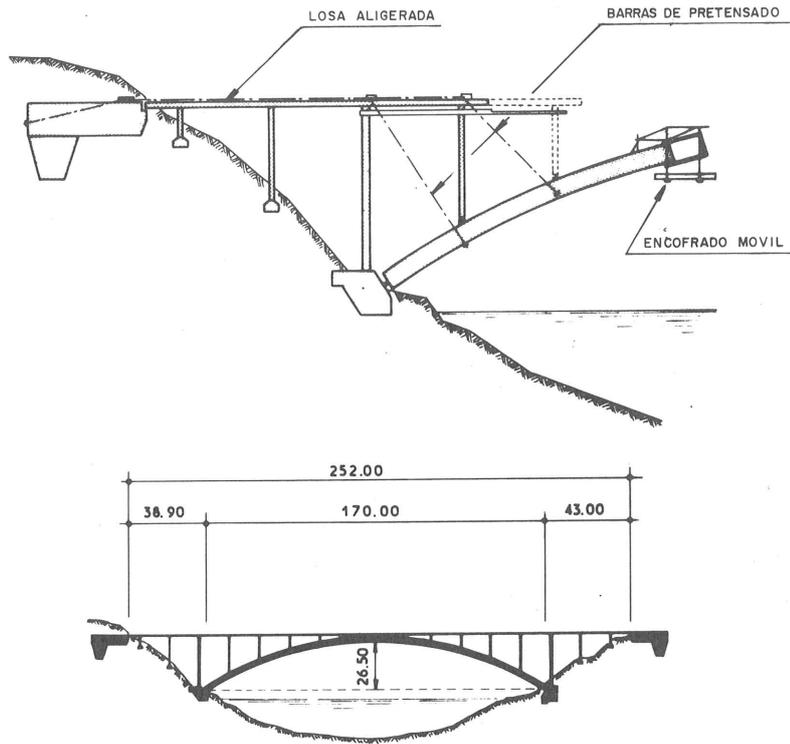


Figura 27.— Puente de HOKAWAZU.

PUENTES DE K R K

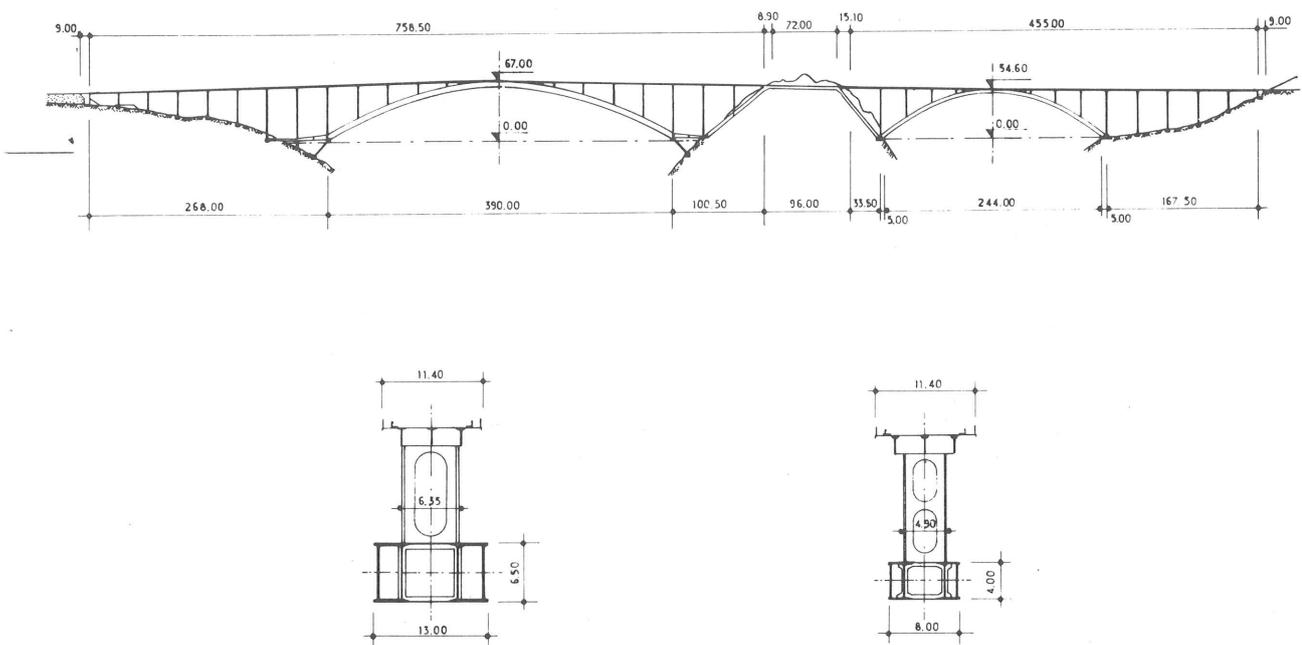


Figura 28.— Puentes de KRK.

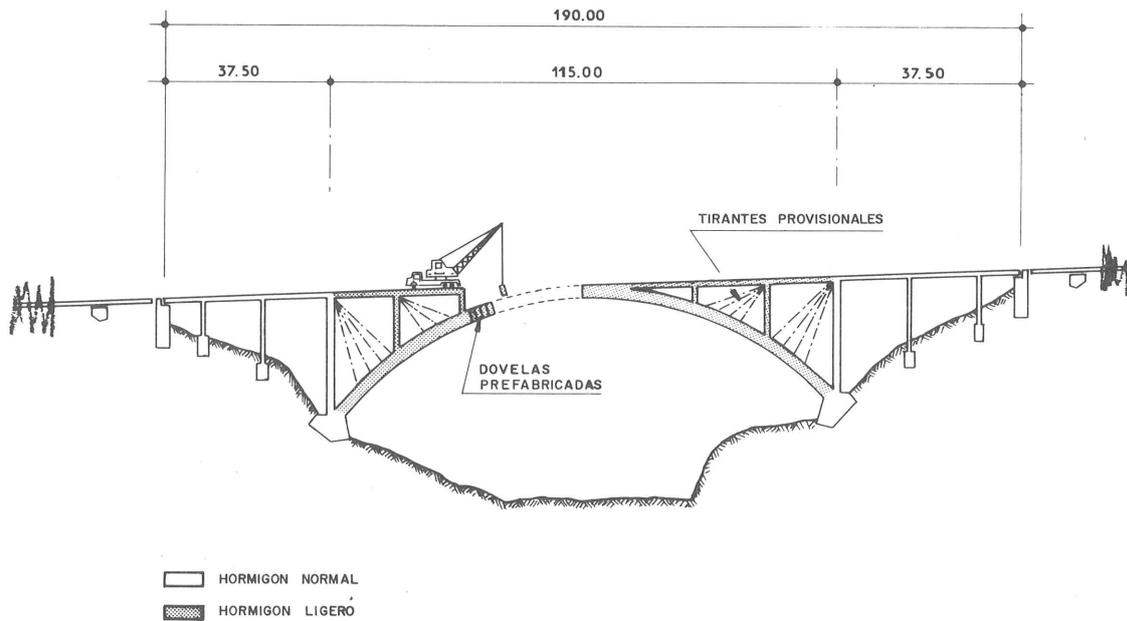


Figura 29.— Puento de TAVIGNANO.

También pueden solidarizarse los tirantes provisionales con elementos prefabricados para constituir así una triangulación definitiva, como se hizo en el puente de BRISBANE, en Australia. Pero esta estructura, aún cuando tiene la apariencia de un arco es, realmente, una viga continúa triangulada (fig. 30).

En los casos de grandes luces resulta, en general, conveniente que el arco sea de estructura tubular, pudiendo estar constituido por un cajón multicelular o dos cajones monocelulares; como en los puentes de HOKAWAZU y de KRK.

En los puentes de mediana luz, el arco puede construirse con un solo cajón monocelular. También puede estar formado por dos nervios paralelos, como en el KRUMMBACHBRÜCKE.

Por lo que respecta al tablero superior, cuyas luces varían, generalmente, entre 15 y 30 m, lo más corriente es que su estructura transversal esté constituida, bien por una losa, aligerada o no, o bien por vigas rectangulares o de sección en doble T.

9. CONCLUSION

Como conclusión se puede decir que el desarrollo alcanzado por los puentes de tirantes múltiples, repartidos, y los puentes en arco, que actualmente son los tipos de estructura más

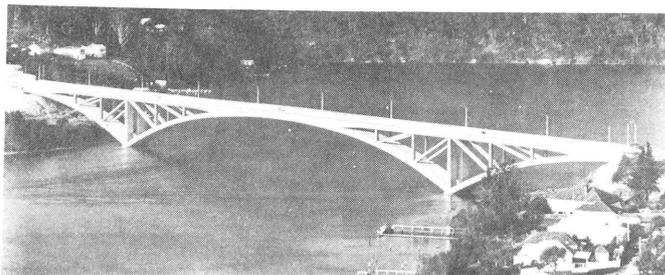


Figura 30.— Puento de BRISBANE.

utilizados para los grandes puentes de hormigón, sólo ha sido posible gracias a la técnica de los voladizos sucesivos. Por otra parte, los progresos de la informática, han facilitado notablemente los cálculos.

Es indudables que, en tanto que nuevos métodos constructivos o estructuras más idóneas no permitan realizar nuevos progresos, los puentes de los tipos que aquí se han comentado van a ser cada día más utilizados en los casos en que se haga preciso salvar grandes vanos.

Traducido por: R. Piñeiro

UN SISTEMA PARA EL EMPALME DE PILOTES DE HORMIGON

Una nueva forma de empalmar los pilotes prefabricados de hormigón (Fig. 1), inventada en Suecia, ha demostrado ser por lo menos tan fuerte en cuanto a momento flector, tracción, compresión, esfuerzo cortante y torsión como los elementos de hormigón que se unen. Se asegura también que proporciona ventajas económicas tanto en la factoría como a pie de obra. El diseño es ligero y compacto en relación con su resistencia, barato de fabricar y se presta a la producción de elementos de pilotes de hormigón armado o pretensado listos para su unión. La operación de empalme propiamente dicha no precisa más herramienta que un martillo (Fig. 2) y puede realizarla un obrero no especializado en un promedio de dos minutos, con lo que se minimiza la pérdida de tiempo en la hinca.

La nueva unión, denominada DYN-A-SPLICE, ha sido patentada en 45 países por *A-Joint Corporation*, de Gotemburgo (empresa del grupo Euroc, de Suecia, recientemente constituida).

Las pruebas se realizaron en 1979 por la Universidad Estatal de San José, California, y por el organismo oficial para ensayo de materiales sueco Statens Provningsanstalt, y demostraron que los pilotes unidos con DYN-A-SPLICE superan ampliamente todas las exigencias de resistencia y rigidez tanto del Caltrans (Departamento Californiano de Transportes), que fija las normas más rigurosas de los EE.UU., como del Código de Edificación sueco.

Tracción y compresión separadas

Desde el punto de vista mecánico, la característica esencial de la DYN-A-SPLICE es que los esfuerzos de tracción se transmiten directamente desde las varillas de la armadura de un elemento de hormigón a las del otro elemento, mientras que los esfuerzos de compresión se distribuyen por toda el área de la sección transversal del hormigón. El pilote unido reproduce así exactamente el comportamiento de un pilote armado de una sola pieza con la misma longitud total.

La unión (Fig. 3) consiste en dos mitades idénticas. Las placas de unión (A) son piezas de fundición nodular, fabricadas con arreglo a tolerancias menores que las normales, y que encajan exactamente en los extremos moldeados (B) de los elementos de los pilotes. Se fijan mediante pernos de acero (C) que se atornillan a los extremos roscados de las varillas de las armaduras moldeadas in situ con el hormigón (D).

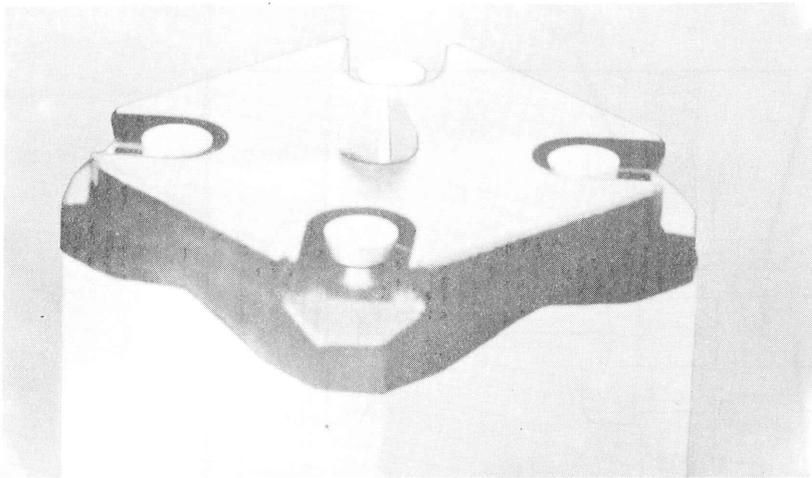


Fig. 1 A.

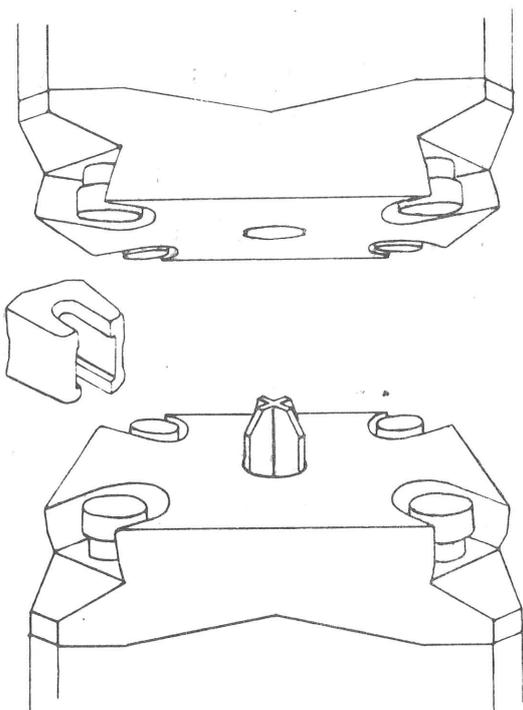


Fig. 1 B.

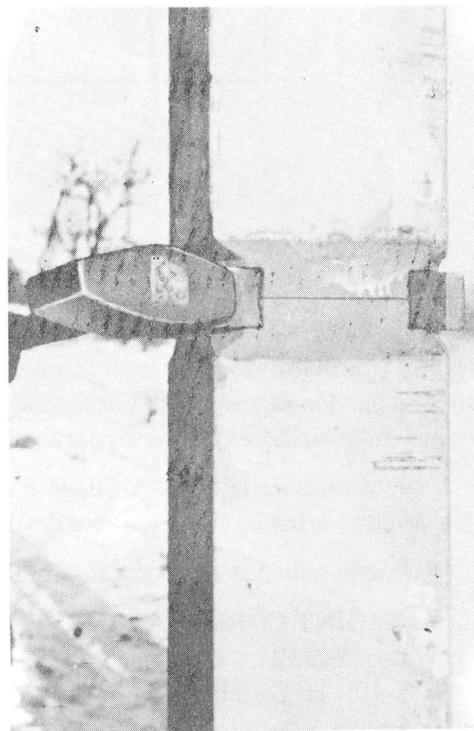


Fig. 2.

La ausencia de partes machos y hembras y el hecho de que las placas no se unen a las varillas de la armadura hasta después de haberse completado el moldeo de los pilotes, simplifican considerablemente el almacenamiento y transporte interior en la factoría.

Rápida terminación

In situ, un pivote central (E) ayuda a la alineación de las partes superior e inferior del pilote y es de cinc para proporcionar protección electrolítica contra la corrosión. La unión se completa después metiendo con golpes de martillo en las cavidades de la unión unas cuñas,

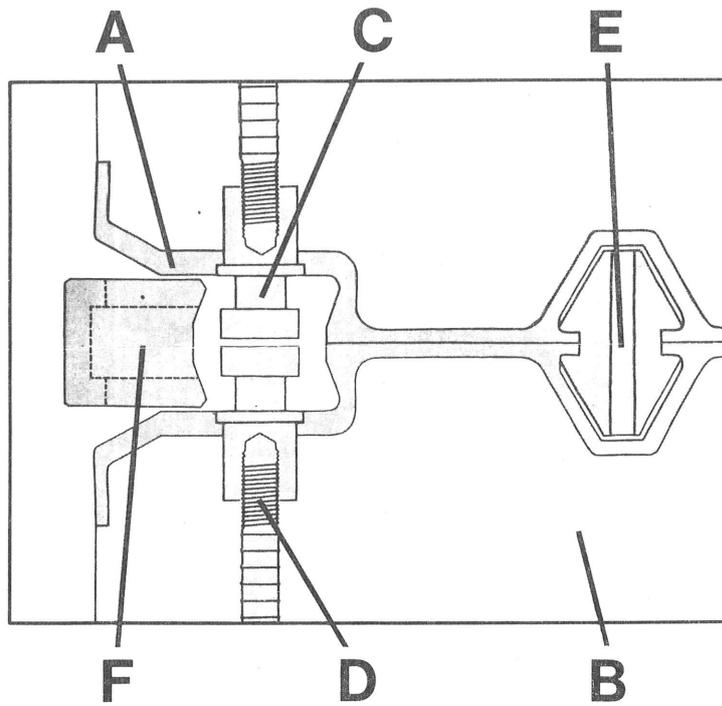


Fig. 3.

(F) de fundición nodular, con lo que se unen los pernos de los dos elementos. Hay que advertir que las dos placas no se unen, sino que actúan solamente como soportes para los pernos y como distribuidores de los esfuerzos de compresión al hormigón de los pilotes.

El diseño de la DYN-A-SPLICE es adaptable a todas las secciones transversales de pilotes, sólidos o huecos, ya sean cuadrados, redondos, hexagonales y octogonales.

Puede solicitarse información adicional a:

A-JOINT CORPORATION KB
 Box 53232
 S-400 16 Göteborg 53
 Suecia

(Selección de trabajos aparecidos en el presente número)

DEPOSITOS DE HORMIGON PRETENSADO

La BBR Prestressed Tanks Inc. de California nos ha enviado los siguientes detalles constructivos relativos a tres depósitos de hormigón pretensado.

Todos estos depósitos se han construido en California y sus capacidades de almacenamiento varían de 5 a 10 millones de galones (22.700 a 45.400 metros cúbicos).

Depósito de West Garden Grove

Con una capacidad de 45.400 metros cúbicos, este depósito tiene 85 m de diámetro y su muro periférico una altura de 6,9 m. La cubierta es de hormigón armado. El pretensado perimetral se ejerce por medio de cables galvanizados de 9,5 mm y el pretensado vertical lo realizan unas barras corrugadas Dywidag de 32 mm de diámetro.

Mientras se aplicaba el pretensado a los muros se vigilaron y registraron todas las fuerzas y deformaciones por medios electrónicos. Con objeto de dotar a los cables de los muros de una adecuada protección, se dispuso un recubrimiento de gunita con un espesor mínimo de 38 mm.

Los otros dos tanques pequeños tienen 56 m de diámetro y una altura en el muro de cerramiento de 8 metros. El sistema constructivo utilizado fue el mismo que el empleado en el grande.

Todos los depósitos se construyeron de tal forma que, opcionalmente, pueden encontrarse por debajo del nivel del suelo. Sobre todas las cubiertas de estos depósitos se montaron pistas de tenis.

EDIFICIOS DE HORMIGON LIGERO EN BRASIL

por B. H. Spratt

La mayor estructura de hormigón ligero moldeado in situ se ha construido en América del Sur. Consiste esencialmente en un suelo nervado de 34 m de luz, que se apoya sobre dos vigas Vierendeel, sustentadas a su vez sobre tres grandes columnas. Las vigas presentan una luz entre apoyos de 24,6 metros y un voladizo de 12,5 m. El alma de las vigas va aligerada con unos huecos de forma octogonal que hacen de ventanas.

Para que la densidad del hormigón ligero resultase de 1.800 kg/m^3 se utilizó un árido grueso de esquistos dilatados y, como árido fino, arena. La resistencia de este hormigón fue de 20 N/mm^2 . La estructura quedó totalmente terminada en 1970 y está ubicada en Harbour City, Santos, Brasil.

Empleándose piezas prefabricadas de hormigón pretensado, se ha construido un edificio, destinado a factoría, en São-Bernardo, Brasil, dándose por concluida la obra en 1969. Las vigas longitudinales, que sirven para sustentar el puente grúa, tienen 10 m de luz y están calculadas para soportar una carga rodante de 300 kN. Las piezas que forman la cubierta tienen un perfil en forma de Y, siendo su longitud de 18 m. Estas vigas en Y descansan en otras vigas de borde con perfil en U. Para sostener todo este conjunto hay unas columnas huecas de 40 x 40 cm de sección. El aligeramiento de estas consiste en una perforación longitudinal de 15 cm de diámetro. La densidad del hormigón utilizado en estas piezas es de 1.800 kg/m³ y su resistencia sobrepasa los 24 N/mm².

Otro edificio, construido en São Paulo durante 1968, y cuya cubierta también está constituida por piezas prefabricadas con perfil en Y, se proyectó con la finalidad de ser la sede de un bloque de oficinas.

Se hace constar que las arcillas dilatadas utilizadas en la elaboración de estos elementos se las conoce con el nombre comercial Cinasita y que la producción alcanzada de este árido en el año 1976 fue de 200.000 m³.

COMISION DE LA FIP SOBRE VASIJAS Y RECIPIENTES DE PRESION EN HORMIGON CUESTIONARIO SOBRE PROTECCION CONTRA LA CORROSION DE LOS TENDONES EN LAS PLANTAS DE ENERGIA NUCLEAR

Cuando se formó la Comisión de la FIP sobre Vasijas y Recipientes de Presión en Hormigón, una de las tareas señaladas fue realizar una encuesta sobre las medidas adoptadas en los diversos países para la protección de los tendones de pretensado en las plantas de energía nuclear. Esta tarea fue emprendida por los miembros de la Comisión de Polonia, Profesores S. Kajfasz y J.L. Zielinski. A los Grupos Miembros se les envió un cuestionario para que lo cumplimentasen. A la vista de las contestaciones recibidas, los dos citados Profesores han elaborado un informe, que es el que se facilita seguidamente:

1. Introducción

Este Informe es un resumen de las contestaciones al Cuestionario sobre "protección contra la corrosión de los tendones en las plantas de energía nuclear", que se distribuyó, al iniciarse el año 1975, entre los Miembros Grupos Nacionales de la FIP y remitido por la Comisión de la FIP encargada del tema Vasijas y Recipientes de Presión en Hormigón. También se incluye aquí la valiosa información que contienen los trabajos presentados en la Conferencia Internacional que, sobre el tema "Experiencia sobre el Diseño, Construcción y Funcionamiento de las Vasijas de Presión y Edificios de Contención para Reactores Nucleares", se celebró durante el año 1975 en Nueva York. Con el fin de aprovechar al máximo la información disponible sobre los procedimientos prácticos europeos y respecto a la experiencia norteamericana en materia de plantas de energía nuclear, también se ha hecho un estudio representativo de estas. La finalidad del Cuestionario es recopilar datos sobre los métodos más en boga en materia de protección de los tendones en este tipo de instalaciones.

2. Materias del Cuestionario

I Parte

Información general respecto a las plantas de energía, en lo que concierne a tipo, producción, ubicación, condiciones climáticas y especificación de los elementos estructurales que han sido pretensados.

II Parte

Puntos de vista que han sido tenidos en cuenta para adoptar decisiones respecto al restesado, sustitución de tendones, así como para elegir la clase de protección a adoptar frente a la corrosión de las armaduras.

III Parte

Experiencia adquirida durante la construcción (período de almacenamiento de los tendones a pie de obra y una vez colocados en la propia estructura). Tiempo que suele transcurrir desde la operación de tesoado hasta la aplicación de la protección anticorrosiva permanente. Características de los materiales protectores, tecnología a utilizar, métodos de control e inspección.

IV Parte

Experiencia adquirida en lo que se refiere a ensayos durante el período de explotación, observaciones efectuadas y evaluación de la corrosión.

3. Resultados del Cuestionario

3.1. Participantes en la Encuesta

El Cuestionario ha sido contestado por:

Canadá: 1 respuesta

Francia: 6 respuestas relativas a 12 plantas de energía

R. F. Alemana: 5 respuestas

Pakistan: 1 respuesta

Países Escandinavos: 5 respuestas

Inglaterra: 1 respuesta concerniente a 7 plantas de energía

Estados Unidos: 2 respuestas abarcando 27 plantas.

En las Tablas 1 y 2 se presenta un resumen de las respuestas.

Teniendo en cuenta el número de plantas de energía en período de proyecto y el de las que están en funcionamiento, las contestaciones parecen ser representativas de lo hasta ahora realizado y criterios seguidos en los países precedentemente relacionados.

3.2. Descripción de las estructuras

Las contestaciones recibidas abarcan un total de 12 PCPV (Vasijas de Presión de Hormigón Pretensado) y 47 Edificios de Contención, estando, de todas estas instalaciones, 35 plantas en funcionamiento y 24 en construcción. La mayor parte de las plantas de energía nuclear que figuran en el Cuestionario han sido diseñadas y construidas recientemente.

En las PCPV, el pretensado comprende a toda la vasija. En los Edificios de Contención, el pretensado se aplica solamente a las paredes que constituyen el cilindro y a la cúpula o a la losa de la cimentación.

El pretensado se ejerce mediante un conjunto de alambres múltiples o a base de muchos tendones con varios cordones. En Inglaterra se emplea otro sistema de pretensado constituido por un alambre devanado. En la respuesta facilitada por la República Federal Alemana se indica la utilización de cordones dispuestos mediante un sistema por arrollamiento (Schmehausen).

4. Elección del sistema de protección

La cuestión de si se debe utilizar lechada de cemento o aplicar grasa como procedimiento anticorrosivo está íntimamente relacionada con el concepto de seguridad (ya sea con el fin de impedir la corrosión o como medio para poder vigilar su desarrollo). La mayoría de las contestaciones puntualizan que la decisión sobre el sistema a adoptar viene influenciada por las especificaciones. A veces está respaldada por la experiencia técnica del adquirente (6 casos) y la del contratista, o exclusivamente el criterio de este último. En los países escandinavos la opinión del Asesor es preponderantemente decisiva.

4.1. Vasijas de presión

Como protección permanente contra la corrosión de las armaduras, en la mayor parte de las Vasijas de Presión de Hormigón Pretensado (PCPV), se utiliza la grasa. Sin embargo en una planta francesa de energía nuclear (St Laurent des Eaux) se ha empleado lechada de cemento, así como en una alemana (Schmehausen). En ambos países, por otra parte, se han empleado otros procedimientos.

4.2. Edificios de contención

Observando la Tabla 2 se puede llegar a la conclusión de que en países europeos tales como Francia, República Federal Alemana y Escandinavia, está muy arraigado el procedimiento de proteger los sistemas de pretensado con lechada de cemento. Sin embargo, en Norteamérica se emplea exclusivamente como medio protector la grasa.

5. Experiencia adquirida en lo que concierne al período de construcción

5.1. Almacenamiento de los tendones y medidas de protección de estos a adoptar a pie de obra

El período de permanencia de los tendones de pretensado a pie de obra suele ser de 1 a 10 meses. El tiempo que transcurre entre la colocación de los tendones en la estructura y su puesta en tensión es de 1 a 10 meses. Desde el tesado hasta la aplicación de la protección permanente el período de tiempo puede variar de 15 días a 6 meses.

Como protección temporal suelen aplicarse diferentes productos (aceites, grasas emulsionadas). Hasta ahora no se han observado pérdidas en las propiedades de los tendones durante los intervalos de tiempo que han transcurrido. No ha sido posible disponer de información referente a como se elimina la protección temporal antes de proceder a la aplicación de la inyección de lechada de cemento. En un caso concreto (como en Kalkar) no se eliminó la protección temporal antes de proceder a inyectar la lechada.

5.2. Aplicación de la protección anticorrosiva permanente

Lo más frecuente es aplicar esta protección, tan pronto como ello sea posible, después del tesado. En los países escandinavos y en Francia, a efectos prácticos, los tiempos límites son de 15 días a un mes. En Estados Unidos y Canadá se observan períodos de tiempo más amplios (de hasta 6 meses).

5.3. Casos en que se ha observado corrosión

Se comprobaron dos casos de corrosión anormal en dos PCPV (Dungeness B, Schmehausen). El ataque electrolítico debido a corrientes vagabundas producidas por el equipo de soldadura ha sido reconocido como una causa primaria de la corrosión por picaduras. La amplitud y profundidad de la corrosión activa llega a ser de tal entidad que obliga a la correspondiente sustitución de los tendones afectados y a la prohibición de hacer soldaduras con corriente continua en las inmediaciones de los tendones (3,4,5). Las inspecciones realizadas en las obras, y en donde los tendones se almacenaron en condiciones controladas, han demostrado que "aunque se ha producido cierta corrosión, ésta generalmente es de escasa actividad y limitada, tanto en extensión como en profundidad (no más de un 10 por ciento de las picaduras, aisladas, encontradas han presentado una penetración superior a 0,13 mm)" (3).

Se ha observado que las sales de cloruros, procedentes de la atmósfera, depositadas sobre la grasa del tendón de los PCPV, ubicados en las inmediaciones de la costa, pueden ser un probable origen de la corrosión por picaduras (3,6).

Durante la construcción de la planta de energía nuclear de Marcoule, se pudo observar que existía corrosión en seis tendones.

TABLA 1. RESULTADOS DEL CUESTIONARIO SOBRE LAS VASIJAS DE PRESION DE HORMIGON PRETENSADO

ESPECIFICACION	Marcoule	St. Laurent des Eaux	Bugey I	7 plantas no especific.	Schmehausen	Schmehausen
	Francia	Francia	Francia	Inglaterra	R.F.A.	R.F.A.
Fecha de proyecto	1953	1962-1968	1965-1970	1960 hasta 1968		1973
Fecha de construcción	1955-1960	1964-1964 1966-1971	1967-1972	1962 hasta 1971		1976
Tipo de reactor	Grafito CO ₂		Grafito CO ₂	G.C.R.	T.H.T.R.	H.T.R.
Capacidad de potencia MW	2 x 35	2 x 500	540	600-1.200	300	1.160
Elementos estructurales pretensados	Vasija completa	Vasija completa	Vasija completa	Vasija completa	Vasija completa	
Tipo de tendones		54 ϕ 7 BBRV		143 alambres Cordones múltiples Alambre devanado	Tendón BBRV 151 ϕ 7	Cordones múltiples Cordones devanados horizontalmente
Capacidad de los tendones (Mp)	1.200 t	Rotura a 340 t		259-1.036		635
Tipo de protección contra la corrosión	Grasa	Aceite Shell Dromus B		Revestimiento de grasa	Aceite que después se elimina	?
	Temporal					
Permanente	Pintura asfáltica	Inyección de cemento	Inyección de cemento	Control del medio que lo rodea	Inyección de cemento A/C = 0,4 Tricosal	? Sin adherencia
¿Dónde se aplicó la protección temporal?				?	En la fábrica de tendones	—
Período de almacenamiento de los tendones a pie de obra (meses)		4		12	} 6 } 2	—
Tiempo transcurrido entre la colocación de los tendones en la estructura y su tesado (meses)		1,5		6		—
Tiempo transcurrido entre el tesado y la aplicación de la protección permanente contra la corrosión		15 días		0		—
Eliminación de la protección				No	Sí	—

6. Experiencia adquirida en relación con el período de explotación

6.1. Observaciones generales

Esta parte del Cuestionario ha quedado prácticamente sin contestar. Sin embargo existen diversos programas para la inspección sistemática, que se vienen realizando desde 1967 en Francia, Alemania Occidental, Reino Unido y Estados Unidos. Su finalidad es doble:

- a) Conseguir que las medidas preventivas adoptadas sean efectivas durante el período de vida para el que ha sido proyectada la estructura.
- b) Verificar que la carga media de pretensado en la vasija se encuentra dentro de los límites de diseño en cualquier tiempo (3). Realmente esta segunda finalidad fue la principal razón para mantener los tendones no adheridos (engrasados).

6.2. Ensayos, observaciones, evaluación de la efectividad de la protección contra la corrosión

La inspección realizada en los sistemas de pretensado de las PCPV de Inglaterra no ha evidenciado la presencia de corrosión, ni siquiera que esta se aproximase a los límites mínimos aceptables (3). La experiencia obtenida mediante la vigilancia de cinco edificios de contención en los Estados Unidos (7), pretensados con armaduras postesas constituido por 90 tendones de ϕ 6,35 mm, situados dentro de vainas metálicas rellenas, es la siguiente:

Los ensayos se realizaron a intervalos de un año, tres años y a los cinco años sucesivos después del ensayo de integridad estructural. Estos comprendieron el exámen a simple vista de 9.500 litros de lechada de relleno, 96 ensayos de laboratorio de muestras de tal lechada de relleno, la comprobación individual de 7.609 alambres y la retirada y ensayo de 86 alambres.

- Se observó un buen recubrimiento sobre todos los componentes de los tendones por la lechada de relleno, las escasas coqueas que se formaron como consecuencia de la oclusión de aire durante la inyección del relleno no han llegado a reducir la eficacia del sistema de protección.
- Los análisis efectuados en el laboratorio de las muestras de mortero de relleno mostraron concentraciones de cloruros solubles en el agua, nitratos y sulfuros por debajo de los criterios de aceptación admisibles en proyecto (cinco partes por millón).
- Los ensayos de conductividad eléctrica realizados sobre el agua emulsionada, detectada en las inyecciones de relleno de cuatro tendones, demostró que tal inyección no actúa como un electrolito y que el agua emulsionada retenida tiene propiedades inhibitorias frente a la corrosión.
- El grado de corrosión de los alambres y componentes resultó insignificante con posterioridad a la aplicación de la inyección de relleno de las vainas.
- No se ha observado corrosión bajo tensión ni fragilización por hidrógeno en ninguno de los sistemas una vez terminados para su puesta en servicio.
- Los tendones y los anclajes no han presentado síntomas de deterioro progresivo.

En la referencia (9) se facilitan conclusiones positivas obtenidas de la supervisión del sistema de pretensado empleado en la PCPV de Fort St Vrain.

6.3. Ensayo de prueba de carga

Este ensayo no está directamente relacionado con el problema de la protección contra la corrosión. Sin embargo se hace un breve resumen de ello como una importante contribución al dilema que se plantea sobre si los tendones han de ser adherentes o no adherentes y si tal decisión influye directamente sobre la elección de los medios de protección.

TABLA 2. RESULTADOS DEL CUESTIONARIO. EDIFICIOS DE CONTENCIÓN

ESPECIFICACION	Candu	Bruce	Fassenheim	Diferentes comarcas*	Bugey	Kalkar	Gundremingen	Schmehausen	Bersebacksver I + II	Oskarhammsverket I	Oskarhammsverket II	TVO Olkiluoto-verloet I	TVO Olkiluoto-verloet II	Diferentes comarcas**	Point Beach	Dothan
	Pakistán	Canadá	Francia	Francia	Francia	RFA	RFA	RFA	Suecia	Suecia	Suecia	Finlandia	Finlandia	USA	USA	USA
Fecha de proyecto	1966	1969-1974	1970	1972	1972	1971	1972	1973	1970-1972	1966-1969	1969-1971	1973-1975	1975	1968-1975	1965	1969
Fecha de construcción	1968	1970-1978	1972-1977	1974-1982	1974-1979	-	1975	1976-1977	1971-1975	1967-1972	1970-1974	1974	1975	1971-1979	1968	1974
Tipo de reactor	Moderador de D ₂ O		PWR	PWR	PWR	SNR	SWR 72	HTR	BWR	BWR	BWR	BWR	BWR	PWR	PWR	PWR
Capacidad (MW)	137	4/3000	900	Total 22 unidades	4 x 900	300	2/1249	1160	580	440	580	660	660	450-1270	800	860
Elementos estructurales pretensados	Muros del cilindro, cúpula	Muros del cilindro	Muros del cilindro cúpula	Muros del cilindro cúpula	Cilindro cúpula	Losa de cimentación	Muros del cilindro	Muros del cilindro cúpula	Muros del cilindro	Muros del cilindro	Muros del cilindro cúpula	Muros del cilindro	Muros del cilindro Losa de cimentación (parcialmente)	Muros del cilindro cúpula	Muros del cilindro cúpula	Muros del cilindro cúpula
Tipo de tendones	Cordones 12 φ 12,7	53 φ 13,2 alambre 19 7	12 cordones φ 15,2	19 cordones φ 15,2	12 cordones φ 15,2	12 cordones φ 12,2	12 cordones φ 12,2	Tendones de alambres múltiples BBRV	Cordón Dyform 12 φ 1/2"	Tendón de alambres múltiples BBRV 44 φ 5	44 φ 6 y 55 φ 5 BBRV	Cordones VSL 19 φ 1/2" 31 φ 1/2"	BBRV	Alambres 1/4" BBRV 90-167	90 alambres 1/4" BBRV	170 φ 6,3
Capacidad de los tendones (Mp)	-		300 t	475	300	124	124		255	218	218 y 272	355 y 580		478-800	478	800
Tipo de protector contra la corrosión	Aceite B Drommus	?	Aceite	Aceite	Aceite	?	?	?	-	-	-	Grasa emulsionada	Grasa emulsionada	Visconorust 1601 Amber	Visconorust 1601 Amber	Visconorust 1601 Amber
	temporal															
	permanente	Inyección de cemento	Inyección de cemento A/C = 0,5	Inyección de cemento	Inyección de cemento	Inyección de cemento	Inyección de cemento	Inyección de cemento	Inyección de cemento	Inyección de cemento	Inyección de cemento	Inyección de cemento	Inyección de cemento	Visconorust 2090P Casing Filler	Aceite para entubado Filler 2090P	Aceite para entubado Filler 2090P
¿Dónde se aplicó la protección temporal?	En la fábrica de tendones	En almacén				A pie de obra	-	-	No	No	No	-	-	En los tendones en factoría	En los tendones en factoría	En la fábrica de tendones
Período de almacenamiento de los tendones a pie de obra (meses)	4-10	2-3	Sin especificar	Sin especificar		1,5			1-10	1	Menos de un mes	Menos de un mes	Menos de un mes	6-12	6-12	1-2
Tiempo transcurrido desde la colocación de los tendones en la estructura y el tesado (meses)	0-3	1	1	1	1				5	1-10	1-10	1-10	1-10	1	1	1
Tiempo transcurrido entre el tesado y la aplicación de la protección permanente contra la corrosión	0-1	1-6	15 días	15 días	15 días	0	-	-	Menos de un mes	Menos de un mes	Menos de un mes	-	-	Menos de un mes	Menos de un mes	1-6
Eliminación de la protección temporal	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	No	-	-	-	-	Sí	Sí	Sí	No	No	Sí
(*) LOCALIDADES			(**) LOCALIDADES													
TRICASTIN (4 unidades)	CHINON (2 unidades)	PALISADES (1 unidad)	O'CONNOR (3 unidades)	JOSEPH M FARLEY (2 unidades)	BELLEFONTE (2 unidades)	SAN ONOFRE (2 unidades)										
GRAVELINES 4 unidades	CRUAS 2 unidades	TURKEY POINT 2 -	CRYSTAL RIVER 1 -	SMUD RANCHO SECO -	VIRGIL C SUMMER 1 -	ALVIN VOGTLE JR 2 -										
DAMPIERRE 4 unidades	CATTENOM 2 unidades	FORT CALHOUN 1 -	ARKANSAS 2 -	TROJAN 1 -	BYRON 2 -	MARBLE HILL 2 -										
SAINT LAURENT DES EAUX 2 unidades		THREE MILE ISLAND 1 -	CALVERT CLIFFS 2 -	WM H ZIMMER 3 -	BRAIDWOOD 2 -	SOUTH TEXAS 2 -										
BLAYAIS 2 unidades		ZION 2 -	MILLSTONE 1 -	LA SALLE 3 -	BAILLY 1 -	PALO VERDE 2 -										

Las medidas se efectuaron sobre las siguientes PCPV: 6 de Inglaterra, 3 de Francia, una de Estados Unidos (8) y también en un edificio de contención de Estados Unidos. Se realizó la investigación con diversos sistemas de pretensado, PSC, CCL y BBRV. Un análisis estadístico, realizado mediante 800 pruebas de carga en las PCPV, indica que la carga media de pretensado se encuentra siempre por encima de la mínima de diseño, durante la vida de la construcción (3). Las conclusiones obtenidas del estudio efectuado sobre cinco edificios de contención (en el que se realizaron 109 medidas) es que "estos sistemas están en buenas condiciones, se mantienen en los niveles de fuerza de pretensado previstos y no han experimentado ningún deterioro como consecuencia de su instalación inicial". (7).

7. Referencias

- (1) O. Novak. Sistema de Protección contra la corrosión Visconorust para armaduras postesas no adherentes en las plantas de energía nuclear.
Comunicación facilitada por la BBR Suiza, junio, 1976.
- (2) Thorpe W., Speck F.E. Los sistemas BBRV de pretensado con armaduras postesas aplicados al edificio de contención y a las vasijas de presión de hormigón pretensado.
Conferencia Internacional sobre la Experiencia en el Diseño, Construcción y Funcionamiento de los Edificios de Contención y de los PCPV, York 1975.
- (3) Irving I., Smith J. R. Eadie D. McD, Horby J. W. Experiencia en la supervisión y observación de las vasijas de presión en hormigón para los reactores nucleares.
Idem.
- (4) M. G. Handcock. Corrosión electrolítica de los aceros de pretensado bajo la acción de una fuerza electromotriz. Simposio sobre Corrosión bajo tensión del acero de pretensado, Ooesterbeck, Netherlands, sep. 1971, Pt I, pp 39-49.
- (5) P. J. Hollington. Corrosión de los alambres de pretensado de las vasijas de presión en hormigón. Technical Report, British Engine, Boiler and Electrical Insurance Co., New Series, Vol. 10, pp 87-93 (1971).
- (6) Fountain M.J., Blackie D., Mortimer D. Protección contra la corrosión de los tendones de pretensado.
Idem.
- (7) Rotz I. V. Vigilancia del comportamiento en servicio de los sistemas postesados no adherentes en las estructuras de los edificios de contención de hormigón pretensado.
Idem.
- (8) Hildebrand J. F. Evaluación de los productos inhibidores de la corrosión para la protección de los sistemas de pretensado.
Idem.
- (9) Ople F.S., Neylan A.J. Construcción, ensayo y funcionamiento inicial de la PCPV de Fort St, Vrain.

Traducido por
C. Sánchez Castro.

VIADUCTO SOBRE EL RIO MIÑO-FRIEIRA
AÑO 1973-1975

<i>Propietario:</i>	<i>Dirección:</i>	<i>Proyecto:</i>	<i>Construcción:</i>
M.O.P.U. (España)	Aurelio Ruiz López	F. del Pozo Frutos C. Siegrist Fernández M. Juliá Vilardell F. del Pozo Vindel	M.Z.O.V. Pretensado: FREYSSINET

Esquema estático: Pórtico múltiple de dintel de canto variable, completado con un vano isostático
 Longitud total: 150,00 m.
 Número de vanos: 4
 Luces: Vanos hiperestáticos: 32,50 – 65,00 – 32,50 Vano isostático: 20,00 m.
 Anchura total: 10,00
 Sección transversal: Cajón unicelular
 Canto: Variable de 1,20 a 3,25 m
 Pretensado: Sobre pilas: 46 de 3 ϕ 1"
 Inferior vanos laterales: 6 de 3 ϕ 1"
 Inferior vano central: 16 de 3 ϕ 1"

GENERALIDADES:

El viaducto se proyectó para establecer una comunicación interprovincial entre las redes viarias de ambos márgenes del río Miño. Situado paralelamente a la presa del embalse de Frieira, debía salvar el río, así como la línea de ferrocarril de Orense a Vigo, que discurre paralelamente a la margen derecha.

La presencia del ferrocarril, cuya circulación debía mantenerse durante el proceso de ejecución, que imponía por tanto una condición mínima de gálibo libre en todo momento, así como la luz mínima necesaria para salvar el río Miño sin necesidad de cimentaciones sumergidas, que era del orden de 60 m. en el estiaje, obligaba a una estructura de luz central mayor de la necesaria y a una elevación de la rasante. La solución elegida permitió resolver ambos problemas independientemente.

SOLUCION ESTRUCTURAL:

La estructura está formada por un pórtico múltiple de canto variable, completado con un vano isostático. El pórtico, hiperestático, tiene 3 luces de 32,5, 65,0 y 32,5 m, de canto variable entre 1,20 m en clave y apoyos a 3,25 m en arranque de pilas, en las que se empotra. Transversalmente la sección es un cajón hueco de 5,00 m. de ancho, de cuyos bordes arrancan voladizos de 2,50 m. que completan la plataforma de circulación, de 10,00 m. de ancho. Las almas tienen espesores de 0,45 m.

El vano lateral que completa la estructura tiene una luz de 20,00 m, prefabricado, y con el fin de obtener un conjunto armónico entre las 2 estructuras, las 2 vigas que componen el tramo tienen el canto mínimo de la obra principal, es decir, 1,20 m.

PROCESO CONSTRUCTIVO:

La estructura principal se construyó mediante el avance y hormigonado "in situ" de 7 dovelas a cada lado de la pila. La longitud de éstas era de 4,20 m excepto las inmediatas a la pila que eran de 5,80 m. con objeto de tener espacio suficiente para montar los carros de avance. La dovella de cierre en clave es de 3,00 m y las de apoyo en pila y estribo, de 1,50 m.

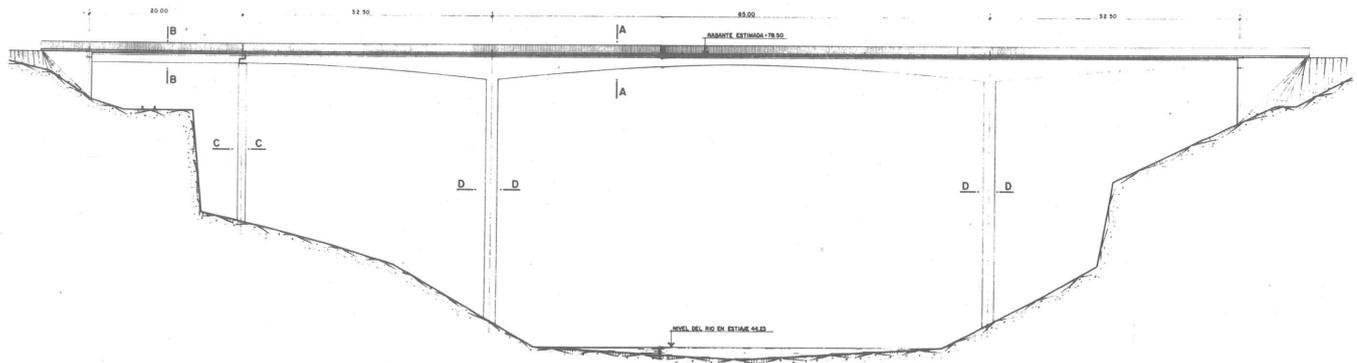
La estabilidad durante la construcción se consiguió estableciendo un apoyo intermedio en el fuste de las pilas, de modo que la carga de pandeo del elemento libre superior fuera igual a la del conjunto pila-apoyo provisional.

MEDICIONES DEL TABLERO

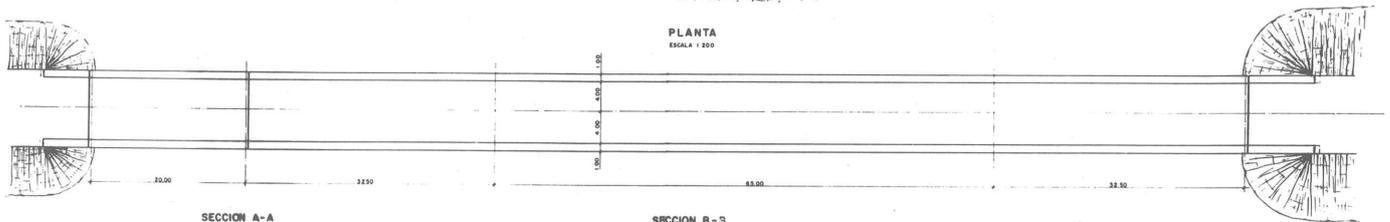
HORMIGON fck = 400 Kp/cm ²		ARMADURA PASIVA fyk = 4.600 Kp/cm ²			ARMADURA ACTIVA fmáx. = 190 Kp/mm ²	
m ³	m ³ /m ²	Ton.	Kg/m ³	Kg/m ²	Ton.	Kg/m ²
766	0,60	107	139	82	51	39



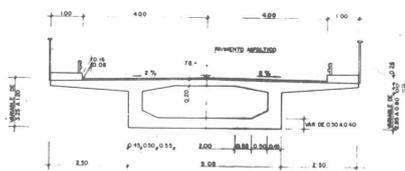
ALZADO
ESCALA 1:200



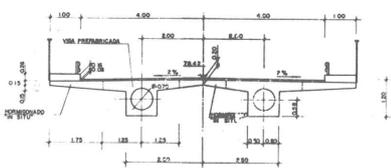
PLANTA
ESCALA 1:200



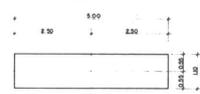
SECCION A-A
ESCALA 1:50



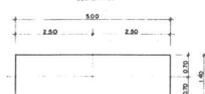
SECCION B-B
ESCALA 1:50



SECCION C-C
ESCALA 1:50



SECCION D-D
ESCALA 1:50



VIADUCTO DE LA FUENTE DEL AZUFRE
AÑO 1976-1977

<i>Propietario</i>	<i>Dirección:</i>	<i>Proyecto:</i>	<i>Construcción</i>
M.O.P.U. (España)	Aurelio Ruiz López	F. del Pozo Frutos M. Juliá Vilardell C. Siegrist Fernández F. del Pozo Vindel	M.Z.O.V. Pretensado: FREYSSINET

Esquema estático: Viga continua
 Longitud total: 260,0 m.
 Número de vanos: 3
 Luces: 65,0 + 130,0 + 65,0 m.
 Anchura total: 14,0 m.
 Sección transversal: Cajón unicelular
 Canto: Variable entre 2,50 y 6,25 m.
 Pretensado: Sobre pilas: 88 tendones de 12 ϕ 0,6"
 Inferior en vano central: 30 tendones de 12 ϕ 0,6"
 Inferior en vanos laterales: 6 tendones de 12 ϕ 0,6"

GENERALIDADES:

El viaducto, situado en el tramo Ponferrada-Villafranca del Bierzo de los accesos a Galicia, permite el paso sobre el río Sil a su paso por Ponferrada. La forma de la cuenca, con gran profundidad desde los márgenes al fondo, es el marco adecuado para un viaducto de este tipo, de gran luz. La campaña previa de sondeos puso de manifiesto unas características del terreno aptas para realizar una cimentación directa.

SOLUCION ESTRUCTURAL:

La solución adoptada fue un pórtico de 3 vanos, con una luz central de 130 m, compensada por 2 vanos laterales de 65,00 m. Debido a problemas de estabilidad del terreno, hubo de procederse a la protección del pie de la zapata izquierda mediante una pantalla de hormigón anclada a la roca mediante pretensado. El tablero es una viga continua, de canto variable de 2,50 en el centro a 6,25 m sobre pilas, formada por un cajón monocelular de 7,00 m de ancho, del cual arrancan los voladizos para formar el ancho total de 14,00 m de plataforma. Las almas del cajón son de 0,50 m de espesor constante.

Las pilas son de sección rectangular, huecas, de 3,00 m x 7,00 m de perímetro exterior y 0,40 m de espesor de tabique. Esta sección es constante en toda la altura de pila (28,00 m y 44,00 m), lo que permitió su ejecución mediante encofrado deslizante.

PROCESO CONSTRUCTIVO:

La construcción se realizó mediante voladizos sucesivos. Dado que la pila más baja, es decir, la más rígida, era la que presentaba problemas en su cimentación y con el fin de no agravarlas mediante la aparición de esfuerzos derivados de la excentricidad de su carga vertical no se realizó un empotramiento de las pilas al tablero, sino que, por el contrario, se colocó una articulación deslizante (mediante apoyos de neopreno - teflón). Para solidarizarlo temporalmente a las pilas, en su primera fase de voladizo, se situaron redondos que se anclaban en la cabeza de la pila y en la traviesa de apoyo, formando dos planos transversales al puente, redondos que fueron posteriormente cortados mediante soplete. En las últimas fases del hormigonado, para garantizar la estabilidad del conjunto, se colocaron dos torres metálicas ancladas a la dovela 2.

MEDICIONES DEL TABLERO

HORMIGON fck = 400 Kp/cm ²		ARMADURA PASIVA fyk = 4.600 Kp/cm ²			ARMADURA ACTIVA fmáx. = 195 Kp/mm ²	
m ³	m ³ /m ²	Ton.	Kg/m ³	Kg/m ²	Ton.	Kg/m ²
3.017	0,85	295	98	83	203	57

FASE 1ª

VANO 1

VANO 2

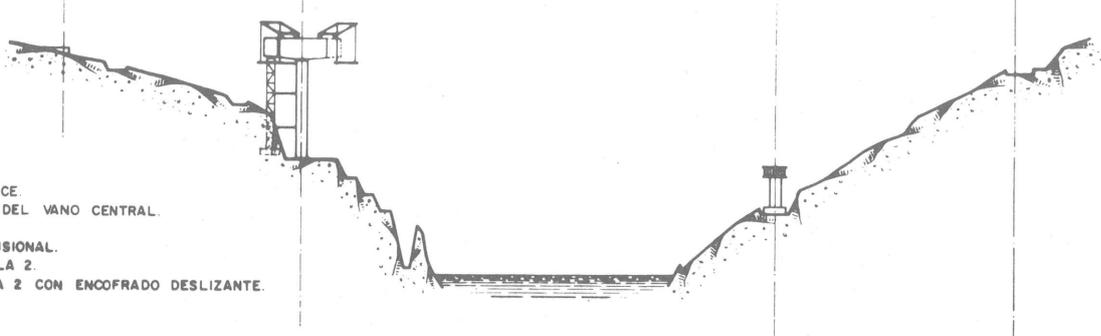
VANO 3



- EXCAVACION DE LOS EMPLAZAMIENTOS DE CIMENTACIONES.
- EJECUCION DE LA CIMENTACION DE LA PILA 1 Y DEL APOYO PROVISIONAL.
- COSIDO DE LA ROCA EN LA ZONA CORRESPONDIENTE A LA PILA 1.
- EJECUCION DE LA CIMENTACION DEL ESTRIBO 1.
- COMIENZO DEL HORMIGONADO DE LA PILA 1 CON ENCOFRADO DESLIZANTE.

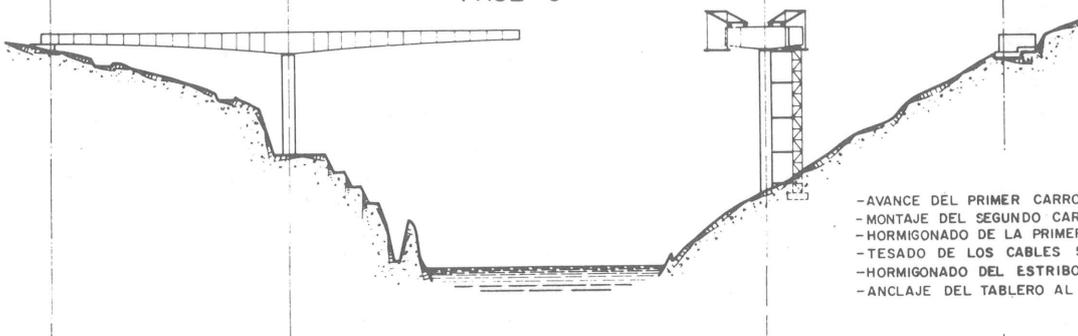
FASE 3ª

- AVANCE DEL PRIMER CARRO.
- MONTAJE DEL SEGUNDO CARRO DE AVANCE.
- HORMIGONADO DE LA PRIMERA DOVELA DEL VANO CENTRAL.
- TESADO DE LOS CABLES 5,6,7 Y 8.
- ANCLAJE DEL TABLERO AL APOYO PROVISIONAL.
- HORMIGONADO DE LA ZAPATA DE LA PILA 2.
- COMIENZO DEL HORMIGONADO DE LA PILA 2 CON ENCOFRADO DESLIZANTE.



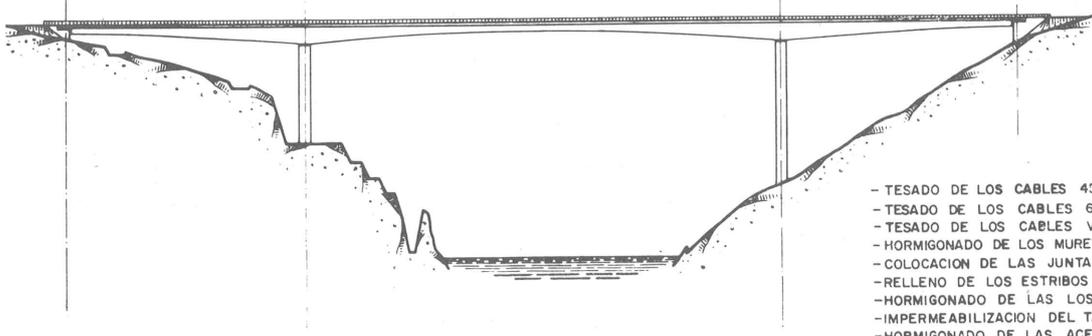
FASE 6ª

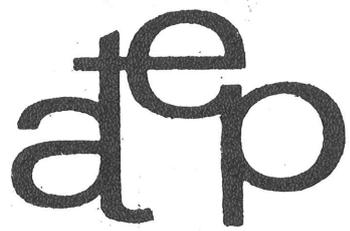
- AVANCE DEL PRIMER CARRO.
- MONTAJE DEL SEGUNDO CARRO DE AVANCE.
- HORMIGONADO DE LA PRIMERA DOVELA DEL VANO CENTRAL.
- TESADO DE LOS CABLES 5,6,7 Y 8.
- HORMIGONADO DEL ESTRIBO 2, EXCEPTO EL MURETE SUPERIOR.
- ANCLAJE DEL TABLERO AL APOYO PROVISIONAL.



FASE 8ª

- TESADO DE LOS CABLES 45 AL 59 DE CONTINUIDAD, DEL VANO CENTRAL.
- TESADO DE LOS CABLES 60,61 Y 62 DE REFUERZO DE LOS VANOS 1 Y 3.
- TESADO DE LOS CABLES VERTICALES DE PRETENSADO DE ALMAS.
- HORMIGONADO DE LOS MURETES SUPERIORES DE LOS ESTRIBOS.
- COLOCACION DE LAS JUNTAS DE DILATACION.
- RELLENO DE LOS ESTRIBOS Y COMPACTACION DE ESTE RELLENO.
- HORMIGONADO DE LAS LOSAS DE APROXIMACION.
- IMPERMEABILIZACION DEL TABLERO.
- HORMIGONADO DE LAS ACERAS.
- MONTAJE DE LA BARANDILLA Y BARRERA.
- EXTENDIDO DE LA CAPA DE RODADURA.
- LABORES DE ACABADO Y FIN DE LA KONSTRUCCION DEL PUENTE.





**asociación técnica
española del pretensado**