

HORMIGÓN y acero

nº 210



*Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja
Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos*

MIEMBROS DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

Según los Estatutos de la Asociación existen dos tipos de miembros, uno para personas jurídicas y otro para personas físicas. De entre los primeros, y por la importancia que tienen para la Asociación por su contribución económica, destacan los **miembros Patrocinadores** y los **Protectores**. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:

MIEMBROS PATROCINADORES

- ANEFHOP.**—Bretón de los Herreros, 43. 28003 Madrid.
- CALIDAD SIDERÚRGICA.**—Castellón, 128. 28006 Madrid.
- CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.**—Grijalba, 9. 28006 Madrid.
- CEDEX (Laboratorio Central).**—Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.
- CENTRO DE ESTUDIOS E INVESTIGACIONES CINS-EP.**—Avda. Iparagirre, 82, 1º. 48940 Leioa (Guipúzcoa).
- COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.**—Almagro, 42. 28010 Madrid.
- COLEGIO OFICIAL INGENIEROS DE CATALUÑA.**—Vía Laietana, 39. 08003 Barcelona.
- DEPARTAMENTO DE MECÁNICA MEDIOS CONTINUOS ETSIC-UPM.**—Ciudad Universitaria, s/n. 28040 Madrid.
- DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.**—Avda. de Tenerife, 4-6. Edificio Agua. 1ª planta. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).
- EUROCONSULT, S.A.**—Apartado 99. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).
- FOMENTO DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.**—Acanto, 22. 28045 Madrid.
- ICCE.**—Alcalá, 135-2º. 28009 Madrid.
- IECA.**—José Abascal, 53-2º. 28003 Madrid.
- INSTITUTO TÉCNICO DE LA CONSTRUCCIÓN.**—Avda. de Elche, 164. 03008 Alicante.
- INTEMAC.**—Monte Esquinza, 30. 28010 Madrid.

MIEMBROS PROTECTORES

- AGROMÁN EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.**—Avda. del Partenón, 4. 28042 Madrid.
- ALVI, S.A.**—Orense, 10. 28020 Madrid.
- ARPO EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.**—Avda. de la Innovación, s/n. Edificio Espacio, planta 3.ª, mód. 4-7. 41020 Sevilla.
- AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A., Biblioteca.**—Plaza Gala Placidia, 1. 08006 Barcelona.
- CEMENTOS MOLINS, S.A.**—C.N. 340, Km. 329,300. 08620 Sant Vicenc dels Horts (Barcelona).

(Continúa en el int. de contraportada)

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

DECLARADA DE UTILIDAD PÚBLICA CON FECHA 4-3-77

INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA CONSTRUCCIÓN
EDUARDO TORROJA (C.S.I.C.)

COLEGIO DE INGENIEROS DE
CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

SERVICIO DE ESTUDIOS
ESPECIALES

COMITÉ DE REDACCIÓN

Director:

APARICIO, Angel C.

Miembros del Comité de Redacción:

BURON, Manuel
CUVILLO, Ramón del
ELICES, Manuel
GONZALEZ VALLE, Enrique
JODAR, Juan
LOPEZ PALANCO, Rafael
LLOMBART, José Antonio
MARTINEZ MARTINEZ, Ramón
MORAN, Francisco
ORTEGA, Luis
PEREZ-FADON, Santiago
RIPOLL, Javier
RODRIGUEZ SANTIAGO, Jesús
SIEGRIST, Carlos
VILLAR, José M^a de

HORMIGÓN y acero

n^o 210

4^o Trimestre 1998

CUOTAS ANUALES

ESPAÑA

Miembros "Estudiantes".....	6.000 ptas.
Miembros "Personales" (personas naturales).....	10.000 ptas.
Miembros "Colectivos" (personas jurídicas).....	25.000 ptas.
Miembros "Protectores" (personas naturales o jurídicas que deseen prestar una ayuda económica especial a la ACHE).....	50.000 ptas.
Miembros "Patrocinadores" (personas naturales o jurídicas que deseen prestar una ayuda económica especial a la ACHE).....	100.000 ptas.

(16% IVA incluido en el precio)

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

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

APARTADO 19.002 - 28080 MADRID - TEL. Y FAX: 766 07 03

Depósito Legal: M-853-1958
Imprime: ACOR, S.A. - M. Hernández, 50 - MADRID
ISSN: 0439-5689

RELACIÓN DE ENTIDADES QUE, EN LA FECHA DE CIERRE DEL PRESENTE NÚMERO DE LA REVISTA, FIGURAN INSCRITAS, EN LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL, COMO "MIEMBROS COLECTIVOS".

ACEROS PARA LA CONSTRUCCIÓN, S.A.—Toledo.
ACS, ACTIVIDADES DE CONSTRUCCIÓN Y SERVICIOS, S.A.—Madrid.
AEPO, S.A.—Estudios y Proyectos.—Madrid.
AGENCIA VALENCIANA DEL TURISME.—Valencia.
AIDICO.—Valencia.
AIG/ENGINEERING.—The Netherlands.
ALATEC, S.A.—Madrid.
ANEFA (Asociación Nacional de Fabricantes de Áridos).—Madrid.
ÁREA DE PLANEAMIENTO, PROYECTOS Y OBRAS.—Demarcación de Carreteras del Estado en Asturias.—Oviedo.
ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND.—Brasil.
ASSOCIACIO D'ENGINYERS INDUSTRIALS DE CATALUNYA. Biblioteca.—Barcelona.
BUREAU VERITAS ESPAÑOL, S.A.—Madrid.
CABI, S.A.—Barcelona.
CASTRO HERMANOS, S.L.—Mislata (Valencia).
CENTRO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS, S.A.—Oviedo.
CENTRO POLITÉCNICO SUPERIOR INGENIEROS. Biblioteca.—Zaragoza.
CETRES ENGINYERS, S.L.—Barcelona.
CIBO, S.A.—Liria (Valencia).
CIETAN, S.A.—Madrid.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO. Delegación Gipuzkoa.—San Sebastián.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS.—La Coruña.
COLEGIO INGENIEROS CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.—Málaga.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO. Delegación en Vizcaya.—Bilbao.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE BALEARES.—Palma de Mallorca.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS.—Murcia
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE CATALUÑA.—Barcelona.
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES.—Madrid.
CONSEJERÍA DE O.P. Y TRANSPORTES.—Sevilla.
CONSEJO GRAL. COLEGIOS ARQUITECTOS TÉCNICOS.—Madrid.
CONSEJO SUP. COLEGIOS DE ARQUITECTOS DE ESPAÑA.—Madrid.
CONSTRUCCIONES LAIN, S.A.—Madrid.
CONTROLEX.—Alicante.
CYPE INGENIEROS, S.A.—Alicante.
DEPARTAMENTO ESTRUCTURAS E.U.A.T. Universidad de Valencia.—Valencia.
DÍAZ DE SANTOS, S.A. Dpto. 8154/0429.—Sevilla.
DÍAZ DE SANTOS, S.A. Dpto 8154/0430.—Sevilla.
DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS.—San Sebastián.
DIRECCIÓN GRAL. VIVIENDA Y ARQUITECTURA.—Madrid.
DPTO. INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN E.U.A.T. Universidad de La Laguna.—La laguna (Tenerife).
DPTO. RESISTENCIAS DE MATERIALES, ESTRUCTURAS E INGENIERÍA CIVIL. Universidad Valladolid.—Valladolid.
ELEMENTOS ESTRUCT. PREFABRICADOS, S.A.—S. Fruites Bages (Barcelona).
ENAGA, S.A.—Pozuelo de Alarcón (Madrid).
ENDESA, S.A.—Andorra.
ENRESA, S.A.—Madrid.
ESCOLA TÉCNICA SUPERIOR D'ARQUITECTURA DEL VALLÉS.—Sant Cugat del Vallés (Barcelona).
ESCOLA UNIVERSITARIA POLITÉCNICA. Biblioteca.—Barcelona.
ESCUELA SUPERIOR AGRICULTURA. Biblioteca.—Barcelona.
ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA.—San Vicente del Raspeig (Alicante).
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR ARQUITECTURA.—Barcelona.
ESCUELA UNIVERSITARIA INGENIERÍA TÉCNICA INDUSTRIAL. Biblioteca.—Zaragoza.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITÉCNICA.—Córdoba.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITÉCNICA. Biblioteca.—Manresa.
E.T.S. DE INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACIÓN.—Bilbao

E.T.S.I. DE CAMINOS.-U.P. Valencia.
E.T.S. INGENIEROS INDUSTRIALES.-Valencia.
E.T.S. ARQUITECTURA.-Valencia.
E.T.S. ARQUITECTURA MADRID. Biblioteca.-Madrid.
E.T.S. ARQUITECTURA MADRID. Depart. Estruct. Edificación.-Madrid.
E.T.S. ARQUITECTURA.-Navarra.
E.T.S. DE INGENIEROS AGRÓNOMOS. U.P. Madrid.-Madrid.
E.T.S. DE INGENIEROS DE CAMINOS. Biblioteca.-Barcelona.
E.U. ARQUITECTURA TÉCNICA. Biblioteca.-Granada.
E.U. DE ARQUITECTURA TÉCNICA. Biblioteca.-Madrid.
E.U. DE ARQUITECTURA TÉCNICA. Universidad de La Laguna.-La Laguna (Tenerife).
E.U. DE INGENIERÍA TÉCNICA MINERA. Biblioteca.-León.
EUROESTUDIOS, S.A.-Madrid.
EXISA.-Barcelona.
FERNÁNDEZ CONSTRUCTOR, S.A.-Madrid.
FHECOR, Ingenieros Consultores, S.A.-Madrid.
FOMENTO DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.-Valencia.
FUERZAS ELÉCTRICAS DE CATALUÑA, S.A.-Barcelona.
FUNDACIÓN DE LOS FERROCARRILES ESPAÑOLES.-Madrid.
G.O.C., S.A.-Orense.
GINPRO, S.A.-Madrid.
HORMADISA, S.L.-Valga (Pontevedra).
HORMIGONES MÁLAGA, S.A.-Málaga.
IBÉRICA ESTUDIOS INGENIERÍA, S.A.-Madrid.
ICAES, S.A.-Alcorcón (Madrid).
IDEAM, S.A.-Madrid.
INDAG, S.A.-Madrid.
INDITEC, S.L.-Madrid.
INGENIERÍA DE AUTOPISTAS Y OBRAS CIVILES, S.A.-Madrid.
INGENIERÍA DÍEZ CISNEROS, S.A.-Valencia.
INGENIERÍA FLORS, S.A.-Castellón de la Plana.
INGENIERÍA DE PUENTES Y AUTOPISTAS, S.A.-Barcelona.
INGENIERÍA Y ECONOMÍA DEL TRANSPORTE, S.A.-Madrid.
INGENIEROS Y ARQUITECTOS ASOCIADOS, S.A.-Madrid.
INSTITUTO JUAN DE HERRERA.-Madrid.
INSTITUTO TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN.-Barcelona.
INTEINCO, Instituto Técnico de Inspección y Control.-Madrid.
JUNTA DE CASTILLA Y LEÓN. Consejería de Fomento.-Valladolid.
JUNTA DE CASTILLA Y LEÓN. Dirección General de Transportes.-Valladolid.
LBEIN.-Bilbao.
LABORATORIOS DEL SURESTE, S.L.-San Ginés (Murcia).
LABORATORIOS PROYEX, S.A.-Utebo (Zaragoza).
LABORATORIO ENGENHARIA ANGOLA.-Luanda (Rep. de Angola).
LABORATORIO GEOCISA. Biblioteca.-Coslada (Madrid).
LABORATORIO INGENIEROS EJÉRCITO.-Madrid.
LUIS BATALLA, S.A.-Castellón de la Plana.
OFICEMEN.-Madrid.
PENTIA INGENIERÍA, S.A.-Llanera. (Asturias).
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA, PERÚ. Biblioteca Central.-Perú.
POSTES, S.A.-Lima (Perú).
PRAINSA.-Barcelona.
PREFABRICADOS DEL CEMENTO, S.A.-León.
PREFABRICADOS LA MANCHA, S.L.-Seseña (Toledo).
PREFABRICADOS POUSA, S.A.-Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.-Madrid.
PRETENZA, LTDA.-La Paz (Bolivia).
PRODUCTOS BITUMINOSOS, S.A.-Valladolid.
PUENTES Y CALZADAS, S.A.-Sigüeiro (La Coruña).
PUENTES Y TORONES, LTDA.-Santa Fe de Bogotá (Colombia).
RIOJANA DE PREFABRICADOS DE HORMIGÓN, S.A.-Logroño.

RUBIERA BURGOS, S.A.—Burgos.
RUBIERA, S.A.—León.
S.A.E. TUBO FABREGA.—Madrid.
SECRETARÍA GRAL. TÉCNICA MOPT.—Madrid.
SEOPAN.—Madrid.
SESTRA, S.A.L.—San Sebastián.
SGS TECNOS, S.A.—Madrid.
SPAN-DECK CATALANA, S.A.—El Bruc (Barcelona).
SWETS SUBSCRIPTION SERVICE. PEDIDO E39505154.—Lisse (Holanda).
TALLERES PLAN DE CALIDAD DE VIVIENDA Y EDIFICACIÓN.—Valencia.
TÉCNICA Y PROYECTOS, S.A.—Madrid.
TERRATEST, S.A.—Madrid.
TIGNUS, S.A.—Valencia.
TUBERÍAS Y PREFABRICADOS, S.A.—Madrid.
UNIVERSIDAD DE BURGOS.—Burgos.
UNIVERSIDAD CANTABRIA. Biblioteca Universitaria.—Santander.
UNIVERSIDAD DE CASTILLA-LA MANCHA.—Albacete.
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE QUITO. Biblioteca.—Quito.
UNIVERSIDAD DE CÁDIZ. E. U. POLITÉCNICA.—Algeciras (Cádiz).
UNIVERSIDAD DE LA CORUÑA. Biblioteca Central. (ARQ).—La Coruña.
UNIVERSIDAD DE LA CORUÑA E.T.S. INGENIEROS DE CAMINOS.—La Coruña.
UNIVERSIDAD DE HUELVA.—Huelva.
UNIVERSIDAD DE LA RIOJA. Biblioteca Universitaria.—Logroño.
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO. Biblioteca.—Mayaguez (Puerto Rico).
UNIVERSIDAD NACIONAL ANDRÉS BELLO. Biblioteca.—Santiago de Chile.
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA. Hemeroteca.—Valencia.
UNIVERSIDAD PÚBLICA DE NAVARRA. Biblioteca Universitaria.—Pamplona.
UNIVERSITAT DE GIRONA.— Servei d'adquisicions E.P.S.—Gerona.
UNIVERSITAT DE LLEIDA. Biblioteca. E.T.S.E.A.—Lleida.
VORSEVI, S.A.—Sevilla
V.S. INGENIERÍA Y URBANISMO, S.L.—Sevilla.

MIEMBRO CORRESPONDIENTE

ASOCIACIÓN BOLIVIANA DEL PRETENSADO (A.B.P.).—La Paz (Bolivia).

* * *

AVISO IMPORTANTE

DISCUSIÓN DE LOS ARTÍCULOS ORIGINALES PUBLICADOS EN LA REVISTA “HORMIGÓN 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 A.C.H.E., Apartado 19002, 28080 Madrid, 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.

hormigón y acero nº 210

índice

Págs.

CARTA DEL DIRECTOR

A.C. Aparicio Bengoechea 9-10

Texto de las Comunicaciones presentadas en la XVª Asamblea Técnica Nacional de la ATEP, celebrada en Logroño, durante los días 12 al 15 de noviembre de 1996.

TEMA II.—INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

Influencia de la corrosión en las propiedades mecánicas del acero . 11-21

Influence de la corrosion sur les caractéristiques mécaniques de l'acier.

Influence of corrosion on the mechanical properties of steel.

M.D. García Alonso; M.C. Alonso Alonso; M.C. Andrade Perdriz y J. Rodríguez Santiago.

Influencia de la corrosión sobre la adherencia acero/hormigón 23-40

Influence de la corrosion sur l'adhérence acier/béton.

Influence of corrosion on steel-to-concrete bond.

M.D. García Alonso; J.P. Gutiérrez Jiménez y J. Rodríguez Santiago.

TEMA III.A.—REALIZACIONES DE PUENTES

Puente de Las Oblatas en Pamplona 41-53

Pont de Las Oblatas. Pamplona.

"Las Oblatas" bridge. Pamplona.

J.J. Arenas; M.J. Pantaleón y A. Ortega.

TEMA IV.—INSPECCIÓN, MANTENIMIENTO, REPARACIONES Y REFUERZOS

Refuerzo de estructuras de hormigón con materiales compuestos con fibra de carbono. Aplicación al puente del Dragó, Barcelona. . . 55-72

Renforcement de charpentes en béton armé à l'aide de matériaux composites riches en fibres de carbone. Application au pont "Dragó" de Barcelone.

Strengthening of concrete structures with advanced composite material (CFRP). Application in "Dragó" bridge, Barcelona.

M.D. Gómez Pulido y J.A. Sobrino Almunia.

ARTÍCULOS ORIGINALES NO DE ASAMBLEA

TEMA II.-INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

- Índices de daño sísmico en estructuras de hormigón armado:
Estudio crítico y clasificación. 73-92**
Facteurs de dommage sismique des bâtiments en béton armé.
Seismic damage indices for reinforced concrete buildings.
R. Aguiar y A.H. Barbat.
- Ensayos a rotura de vigas de hormigón con pretensado exterior.
Segunda parte: Vigas continuas. 93-107**
*Éssais jusqu'à la rupture des poutres en béton à précontrainte extérieure.
Deuxième partie: Poutres continues.*
Up to failure tests on externally prestressed concrete beams: Second part:
Continuous beams.
A.C. Aparicio; J.R. Casas; G. Ramos; J. Jordán y J. Salaverría.
- Análisis de riesgos y planificación de medidas. 109-124**
Analyse des risques et planification des mesures.
Recognition of hazards and planning of countermeasures.
P. Tanner.

Normas que deben cumplir los artículos que se envíen para su publicación en "Hormigón y Acero"

1. CONDICIONES GENERALES

Los originales de los Artículos que se deseen publicar en "Hormigón y Acero", se enviarán a la Secretaría de la ACHE. Deberán cumplir rigurosamente las normas que a continuación se especifican. En caso contrario, serán devueltos a sus Autores para su oportuna rectificación.

Los que cumplan los requisitos exigidos pasarán al Comité de Redacción de la Revista el cual, previo informe y evaluación de su calidad por los correspondientes Censores, decidirá si procede o no su publicación, sugiriendo eventualmente al Autor los cambios que, en su opinión, deben efectuarse para su final publicación en "Hormigón y Acero". Toda correspondencia en este sentido se mantendrá directamente con el Autor o primero de los Autores que figuren en el Artículo.

Los originales que por cualquier causa no fueran aceptados se devolverán al Autor.

2. PRESENTACIÓN DE ORIGINALES

Los originales de los Artículos se presentarán, preferentemente, en disquete, en programas de tratamiento de texto de uso generalizado (Wordperfect, Word, etc.). Además, se mandarán dos copias escritas en papel, por una sola cara, en hojas tamaño UNE A4, y con las figuras, fotografías y tablas, con el tamaño que se proponga para su reproducción.

2.1. Título

El título, *en español, francés e inglés* deberá ser breve y explícito, reflejando claramente el contenido del Artículo. A continuación, se hará constar nombre y apellidos del Autor o Autores, titulación profesional y, si procede, Centro o Empresa en el que desarrolla sus actividades.

2.2. Resumen y palabras clave

Todo Artículo deberá ir acompañado de un resumen *en español e inglés*, de extensión no inferior a cien palabras (unas ocho líneas mecanografiadas) ni superior a ciento cincuenta palabras (doce líneas).

Asimismo, se acompañarán entre tres y seis palabras clave, en español, que permitan la identificación bibliográfica dentro del área técnica específica del Artículo.

2.3. Gráficos y figuras

Los gráficos y figuras deberán ir numerados correlativamente en el orden en que se citen en el texto, en el cual deberá indicarse el lugar adecuado de su colocación.

Serán reproducibles, de muy buena calidad. Todas las figuras llevarán su correspondiente pie explicativo y el tamaño de letra se elegirá de tal modo que se legible en la figu-

ra al tamaño en que se vaya a reproducir en la Revista.

Se recomienda que los gráficos y figuras sean específicamente preparados para su publicación.

2.4. Fotografías

Se procurará incluir sólo las que, teniendo en cuenta su posterior reproducción, sean realmente útiles, claras y representativas. Con independencia de las copias que se piden para formar la maqueta, los originales deberán presentarse en copias de papel opaco, negro o en color, en negativo, o en diapositivas. Irán numeradas correlativamente, como fotografías, en el orden citado en el texto, y llevarán su correspondiente pie explicativo.

2.5. Tablas y cuadros

Cumplirán las condiciones indicadas para las figuras en el punto 2.3. Llevarán numeración correlativa, citada en el texto y un pie con la explicación adecuada y suficiente para su interpretación directa.

2.6. Unidades

Las magnitudes se expresarán en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las UNE 5001 y 5002. Transitoriamente, durante el año 1999 se admitirá la utilización conjunta del S.I. y el sistema de unidades hasta ahora de uso habitual en la comunidad técnica (M.K.S.)

2.7. Fórmulas, letras griegas, subíndices y exponentes

En las fórmulas se procurará la máxima calidad de escritura y emplear las formas más reducidas, siempre que no entrañen riesgo de incomprensión. Para su identificación se utilizará, cuando sea necesario, un número entre paréntesis, a la derecha de la fórmula.

Se elegirá un tipo de letra (Times New Roman u otra similares) tal que las letras griegas, subíndices y exponentes resulten perfectamente identificables, procurando evitar

los exponentes complicados y letras afectadas simultáneamente de subíndices y exponentes.

Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (por ejemplo, la l y el 1; la O y el cero; la K y la k, etc.).

2.8. Referencias bibliográficas

Las referencias bibliográficas citadas en el texto se recogerán al final del mismo, dando todos los datos precisos sobre la fuente de publicación, para su localización.

Las citas en el texto se harán mediante números entre paréntesis. En lo posible, se seguirán las normas internacionales utilizadas generalmente en las diversas publicaciones, es decir:

Referencias de Artículos publicados en Revistas

Apellidos e iniciales del Autor o Autores; título del Artículo; nombre de la publicación; número del volumen y fascículo; fecha de publicación, y número de la primera y última de las páginas que ocupa el Artículo al que se refiere la cita.

Referencias de Libros

Apellidos e iniciales del Autor o Autores; título del Libro; edición; editorial y lugar y año de publicación.

3. PRUEBAS DE IMPRENTA

De las primeras pruebas de imprenta se enviará una copia al Autor para que, una vez debidamente comprobadas y corregidas, las devuelva en el plazo máximo de quince días, con el fin de evitar el riesgo de que la publicación de su Artículo tenga que aplazarse hasta un posterior número de "Hormigón y Acero".

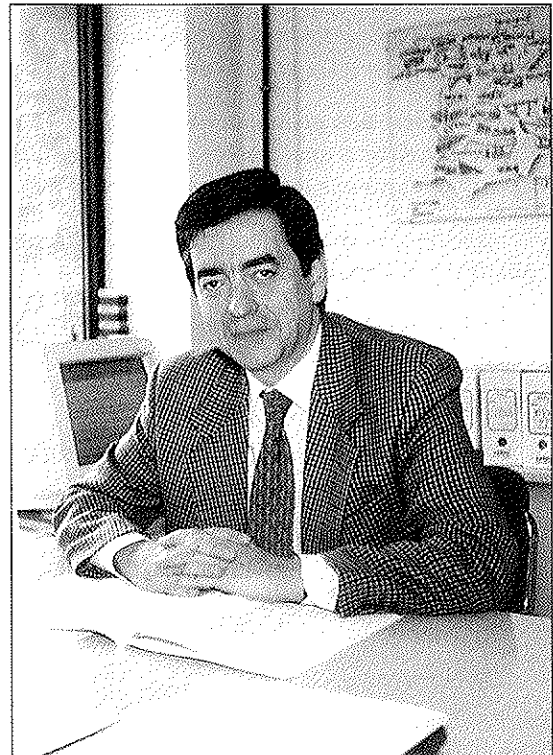
En la corrección de pruebas no se admitirán modificaciones que alteren sustancialmente el texto o la ordenación del Artículo original

CARTA DEL DIRECTOR

Querido lector de Hormigón y Acero:

Está ampliamente asumido que las actividades que definen la importancia de una Asociación Científica o Técnica son la calidad y difusión de su Revista, la calidad y el impacto de sus Congresos y Simposiums y la actividad y publicaciones de sus grupos de Trabajo, así como el impacto de las mismas sobre la Comunidad a la que se dirigen.

ATEP y GEHO han sido asociaciones con experiencia en las actividades mencionadas pero, a veces ha habido solape entre ellas. Así como las publicaciones finales de los Grupos de Trabajo han mantenido una identidad propia, la revista Hormigón y Acero y las Asambleas de Atep se han interferido mutuamente y creo que, con el transcurso de los años, de una manera desfavorable. Así, hemos observado entre nuestros miembros, desde 1985 aproximadamente, la tendencia de no publicar artículos en la revista y "guardarlos" como comunicaciones para la próxima Asamblea. Esto motivaba que los originales de las ponencias de la Asambleas copaban la Revista durante los tres años siguientes, impidiendo la publicación de nuevos artículos originales en su momento. El resultado final ha sido que casi ningún autor está muy contento: la mayoría de los artículos se acaban publicando tarde y pierden actualidad.



Por ello, para la nueva etapa de Hormigón y Acero se propone una desvinculación de la revista, al menos desde el punto de vista editor, de los Congresos de la Asociación. Es idea de que en éstos se potencien las sesiones de debate y de relaciones interpersonales, existiendo además comunicaciones, que serán recogidas en unas Actas previamente editadas. La selección de las Ponencias y la edición de las Actas corresponderá al Comité de Eventos Técnicos de ACHE y, probablemente, serán cortas, potenciando los aspectos de actualidad y oportunidad sobre los demás. Sin embargo, los artículos en una revista son siempre –o deberían ser– trabajos acabados, donde la argumentación, la reflexión y las conclusiones priman fundamentalmente.

Es posible que muchas cosas puedan presentarse resumidamente en un Congreso, por lo que tienen de noticia, y que luego no tengan sentido publicar detenidamente en la revista. También es posible presentar en el Congreso el progreso de unos trabajos que, posteriormente, se describirán detalladamente en un artículo de Hormigón y Acero.

Es pues, partiendo de la base de la existencia de tres tipos de publicación de nuestra Asociación –la Revista, las Actas de los Congresos y las publicaciones de los Grupos de Trabajo–, del modo como se configurará en el futuro Hormigón y Acero.

¿Qué objetivos nos planteamos para el futuro? La nueva etapa de la revista debe continuar los aspectos positivos de la anterior y seguirá los siguientes ejes principales de actuación:

– Será una revista *de todos los asociados para todos los asociados*, de modo que los intereses de todos los campos de actividad estén representados. La revista, además de las funciones de formación e información, potenciará el debate y la transmisión de experiencias, será el vehículo de comunicación de los Grupos de Trabajo de la Asociación con sus miembros, se ofrecerá como vehículo transmisor de las novedades normativas y seguirá atenta a las noticias que se produzcan en el campo del hormigón estructural.

– La revista difundirá al máximo las actividades de nuestra Asociación y de sus miembros en la idea de obtener el máximo impacto posible en la comunidad nacional e internacional dedicada al campo del hormigón estructural.

– La revista cuidará la transmisión de los conocimientos y actitudes de los miembros de nuestra Asociación a las nuevas generaciones de Ingenieros y Arquitectos.

Para ello nos proponemos organizar la revista por Secciones, de modo que todos los trabajos estén adscritos a una sección. No es necesario que en cada número de la Revista existan todas las secciones si no existen originales para ellas.

En estos momentos, nuestra idea es agrupar las Secciones en dos grandes grupos: **Artículos originales, y Noticias y Opinión.**

El grupo de **Artículos** constará, en principio, de las siguientes secciones, por otra parte ya clásicas en nuestra historia anterior:

- Realizaciones de Puentes.
- Realizaciones de estructuras de Edificios.
- Realizaciones de otras estructuras importantes.
- Investigaciones y estudios.
- Explotación, mantenimiento, evaluación y reparación de estructuras.

Para el grupo de **Noticias y Opinión** se propone incluir las siguientes secciones fijas:

- Normativa.
- Noticias.
- Comisiones y Grupos de Trabajo.
- Opinión y Debate.

Todas estas secciones fijas serán articuladas por un Coordinador, distinto para cada una de ellas, que será nombrado por el Director de la Revista de entre los miembros del Comité de Redacción.

Con objeto de aumentar la difusión y el impacto de nuestra Revista en la Comunidad Internacional vamos a proponer al Consejo de ACHE una serie de actuaciones concretas: estudiar la introducción del color para algunos artículos, evaluar la posibilidad de ir haciendo paulatinamente una revista bilingüe español-inglés, incorporación de Hormigón y Acero a Internet dentro de la página Web de la Asociación, promoción de la suscripción a Hormigón y Acero en las Escuelas de Arquitectos e Ingenieros, fomentar la presencia de nuestra revista en las universidades iberoamericanas y en los grupos nacionales de la *fib*..., y todo lo que se nos ocurra que pueda beneficiar la presencia de nuestra revista y Asociación en cuantos más foros mejor.

Estoy seguro que, al llegar a este punto de mi carta, todos los miembros “senior” de ACHE estáis pensando lo mismo que yo: si Hormigón y Acero ha llegado hasta aquí y podemos ahora pensar en una nueva etapa se lo debemos, en gran medida, a nuestro querido amigo Rafael Piñeiro quien, año tras año y número tras número, tenía la infinita paciencia de perseguirnos a todos por aquel artículo que una vez le prometimos. Gracias Rafael por tu esfuerzo. Descansa en paz.

Ángel C. Aparicio

Influencia de la corrosión en las propiedades mecánicas del acero

M.ª Dolores García Alonso, Dra. Arquitecto

M.ª Cruz Alonso Alonso, Dra. en Ciencias Químicas

María del Carmen Andrade Perdrix, Dra. en Química Industrial
Instituto Eduardo Torroja

Jesús Rodríguez Santiago

Dr. Ingeniero de Caminos, GEOCISA

1. INTRODUCCIÓN

Una de las principales causas del deterioro prematuro de las estructuras de hormigón armado es la corrosión de sus armaduras. Dado que el proceso corrosivo supone la disolución del metal en las regiones anódicas, la reducción de la sección transversal de la armadura afectada será el efecto más inmediato de la corrosión. Sin embargo, algunos autores apuntan que también resultan afectadas las propiedades mecánicas del propio material. Así, en el Boletín n.º 162 del CEB (1) se afirma que la corrosión provoca la disminución de la resistencia y ductilidad del acero. McLeish (2) también se pronuncia en términos similares, declarando que la corrosión puede conducir a una pérdida de ductilidad del acero. Bien conocido es el hecho de la fragilización del acero pretensado como consecuencia de sufrir fenómenos de corrosión bajo tensión (3, 4). En cualquier caso, a pesar de la importancia que sobre el comportamiento de las estructuras de hormigón armado tendría la reducción de la resistencia y ductilidad del acero, apenas se han encontrado trabajos experimentales que contrasten tales supuestos. Sin embargo, los autores de este trabajo conocían ya la posibilidad de que aceros para armar se fragilizaran por la simple corrosión de las barras (5, 6) y presentarían roturas frágiles por efecto de una sobrecarga inesperada.

Por las razones expuestas, se planteó la realización de un programa experimental consistente en la ejecución de ensayos de tracción estándar con barras previamente corroídas mediante un proceso acelerado. Se analizaron, en función del nivel de corrosión alcanzado, los siguientes parámetros: límite elástico f_{sy} , resistencia a tracción f_{su} y deformación bajo carga máxima ϵ_{su} . Este trabajo se ha llevado a cabo dentro de la experimentación desarrollada para la realización de la Tesis Doctoral titulada "Aportaciones al comportamiento resistente de estructuras de hormigón armado afectadas por la corrosión de sus armaduras", de María Dolores García Alonso (7).

2. METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

2.1. Materiales ensayados

Se ensayaron a tracción un total de 54 barras de acero AEH 500 S de 1 m de longitud, de las cuales 48 se sometieron a un proceso de corrosión acelerada. Las variables que se contemplaron en la investigación fueron las siguientes:

- *Grado de corrosión.* Se consideraron tres situaciones: sin corrosión; corrosión hasta alcanzar pérdidas de sección entre 7% y 20%; corrosión hasta alcanzar pérdidas de sección superiores al 25%.

- *Diámetro de las armaduras:* 12 mm y 20 mm.
- *Medios de ataque:* agua potable y agua con 3% en peso de NaCl.

Los electrolitos de ensayo empleados fueron, como ya se ha mencionado, una solución al 3% en peso de NaCl y agua potable. La disolución de NaCl trata de simular un ataque por cloruros de una estructura sumergida en el mar, y el agua potable trata de reproducir las condiciones de un hormigón completamente carbonatado.

Cuando el hormigón está en contacto con agua de mar la disolución que hay en los poros tiende a equilibrar su composición química con el agua que penetra. Al cabo de un tiempo más o menos dilatado, en función del espesor de recubrimiento, el agua contenida en los poros del hormigón termina siendo agua de mar. Aunque una disolución de NaCl no reproduce exactamente la composición del agua de mar, ya que esta última contiene sulfatos y otros iones en menor proporción, para los ensayos exploratorios aquí planteados se pensó que era un medio adecuado.

En cuanto al hormigón carbonatado, la fase acuosa que finalmente se encuentra en los poros es prácticamente agua que contiene cantidades variables de bicarbonatos en función de la presión parcial del CO₂ atmosférico. Esta fase se ha intentado reproducir con el agua potable de Madrid que es muy blanda y posee muy pocos iones disueltos.

Antes de someter a las barras al proceso de corrosión, se limpiaron con acetona para quitar la calamina y grasas. Posteriormente se lavaron con agua y se secaron con aire caliente. Asimismo, se pesaron y midieron todas las barras.

2.2. Proceso de corrosión acelerada de las armaduras

Para corroer las armaduras se utilizó un método galvanostático, consistente en hacer pasar una corriente constante a través de las barras, de tal forma que actuaran de ánodo. Se aplicó una corriente eléctrica del orden de 1 mA/cm² a cada barra una vez que estaban sumergidas en el electrolito de ensayo.

Este valor de densidad de corriente se eligió con el fin de obtener en un período de tiempo prudencial las importantes pérdidas de material requeridas, por lo que se trata de un ensayo acelerado, tras comprobar que en los ensayos se reproducían razonablemente las condiciones de los procesos de corrosión en estructuras reales.

Con este propósito se realizaron una serie de ensayos con barras más pequeñas y se determinó el tipo de óxidos generados cuando se aplican intensidades del orden de 1 mA/cm². Se observó que agitando la solución de ataque para crear una convección forzada se obtienen unos óxidos pardos similares a los encontrados en las inspecciones de estructuras de hormigón afectadas por corrosión. Estos óxidos fueron analizados mediante las técnicas de Difracción de Rayos X e Infrarrojos, verificándose que la proporción de óxidos férricos y ferrosos estaba en el rango de los detectados en los procesos de corrosión espontáneos. Sin embargo, si no se agita la solución, los óxidos que se forman son oscuros, principalmente ferrosos y ferroso-férricos, posiblemente porque los depósitos de herrumbre dificultan el acceso de oxígeno, produciendo un medio más ácido que da lugar a un ataque más intenso y posiblemente más localizado.

Una vez definidas las condiciones en que se iban a corroer las armaduras, se procedió al montaje del ensayo con las barras de 1 m de longitud. Un esquema del mismo aparece en la Figura 1.

Un grupo de seis barras se introducía en un depósito cilíndrico con capacidad de 400 dm³. Éste se había llenado previamente con la solución que actuaría como electrolito (agua dulce o agua de mar), la cual se agitaba continuamente introduciendo aire con un compresor. Las barras se encintaron con material aislante en la zona de interfase agua-aire y en su extremo inferior, para evitar un efecto de corrosión localizada, dejando una longitud libre de ensayo igual a 65 cm. Éstas se situaban entre dos mallas cilíndricas de acero galvanizado que actuaban de contraelectrodos. Para suministrar la corriente eléctrica al sistema se empleó una fuente de tensión constante. Diariamente se medía la corriente de salida de la fuente y, si era necesario, se corregía la tensión para que la

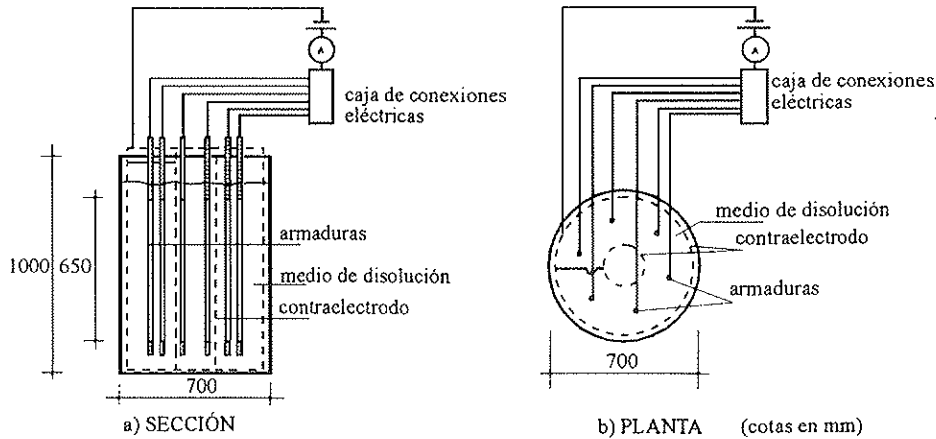


Figura 1. Esquema del dispositivo utilizado para provocar la corrosión acelerada de las armaduras.

intensidad se mantuviera en el rango prefijado, es decir, en torno a 1 mA/cm^2 . Por último, una caja de conexiones eléctricas permitía conocer puntualmente la corriente que circulaba por cada una de las barras. En la Figura 2 se muestra una imagen del montaje empleado para corroer las barras.

Una vez que se terminó la corrosión acelerada de las muestras, se obtuvieron las pérdidas gravimétricas generadas en el proceso.

Para ello, las barras se introdujeron en una disolución de ácido clorhídrico 1:1 con 3% de hexametilentetramina (urotropina) para eliminar el óxido. Posteriormente se lavaron para retirar el ácido y se secaron con aire caliente. Mediante la diferencia de pesada de la barra antes y después del ensayo se obtuvieron las pérdidas reales de acero. A partir de las pérdidas gravimétricas se calculó la reducción de sección media de cada una de las barras considerando que la corrosión había

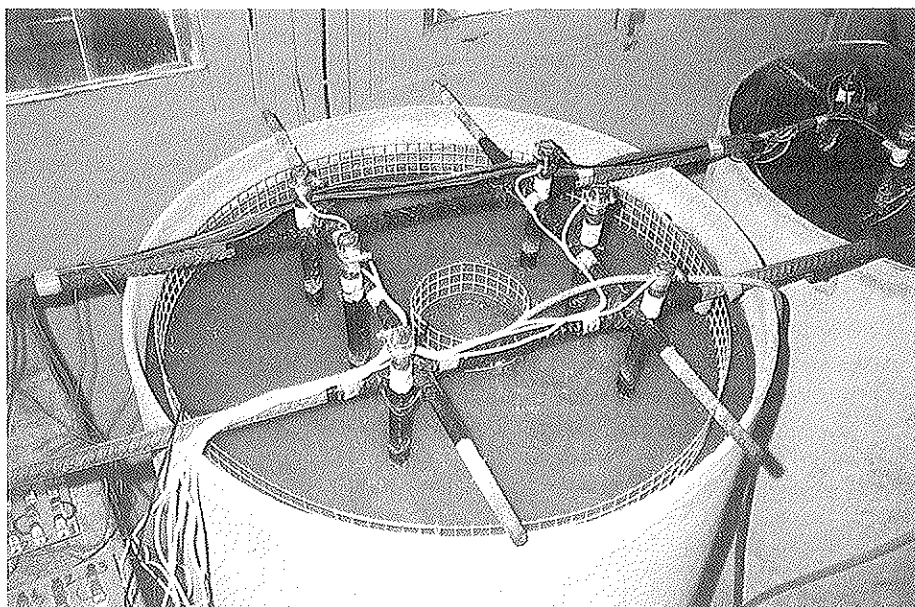


Figura 2. Fotografía del montaje para provocar la corrosión acelerada de las armaduras

sido homogénea. Estos valores fueron los que se utilizaron para analizar los resultados.

2.3. Ensayo a tracción de las barras

El ensayo de rotura de las barras a tracción se realizó de acuerdo a la norma española UNE 36401-81 (8). Para ello se utilizó una prensa hidráulica de 200 KN, con un sistema de registro que permite, por medio de un extensómetro electrónico de puntas aplicable hasta final de ensayo, obtener el gráfico carga-alargamiento. Este gráfico se usó para detectar el límite elástico, la resistencia a tracción y la deformación bajo carga máxima.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Los resultados de los ensayos de tracción se resumen en las Tablas 1 y 2 y se han representado con fines comparativos en las Figuras 4, 5, 6 y 7. En cada una de las tablas se relacionan los resultados correspondientes a un diámetro nominal de la armadura: 12 mm y 20 mm. También se han incorporado los resultados de 6 barras inalteradas, designadas con las letras M (12 mm de diámetro) y M' (20 mm de diámetro).

Los datos que se aportan en dichas tablas son:

- El nivel de corrosión, expresado como pérdida de sección media de la barra, en %.

Tabla 1. Resultados de los ensayos de tracción con barras de 12 mm de diámetro

Probeta	Medio de ataque	Nivel de corrosión %	Límite elástico		Carga máxima a tracción		Deformación carga máx.(%)
			Q _{sy} (KN)	f _{sy} (MPa)	Q _{su} (KN)	f _{su} (MPa)	
M-1	-	0,0	62,7	559	69,0	615	12,2
M-2	-	0,0	63,7	568	70,6	629	11,3
M-3	-	0,0	64,3	573	72,5	646	9,6
A-1	Agua	9,3	51,9	509	61,5	603	9,5
A-2		9,5	53,9	529	61,3	601	7,6
A-3		9,9	51,9	514	60,3	597	7,2
A-4		9,0	51,0	501	59,2	582	8,6
A-5		8,9	52,2	511	59,6	583	10,6
A-6		9,3	(no se ensayó y se utilizó para un ensayo de doblado)				
B-1	Agua	25,3	42,6	507	50,5	600	4,9
B-2		25,8	37,7	454	41,7	502	-
B-3		28,5	34,3	428	42,1	526	7,3
B-4		26,7	35,3	430	41,7	509	6,0
B-5		25,9	35,3	426	42,3	511	8,8
B-6		26,7	41,2	500	44,1	536	5,6
C-1	Agua + 3% NaCl	19,4	49,0	543	56,3	624	7,9
C-2		19,1	50,0	549	55,9	614	8,7
C-3		21,1	50,0	565	55,7	629	8,2
C-4		21,6	49,4	562	54,4	619	6,5
C-5		18,6	51,0	559	56,8	624	7,0
C-6		19,6	51,0	565	56,4	625	7,2
D-1	Agua + 3% NaCl	30,4	40,2	517	46,6	598	-
D-2		30,4	39,2	502	45,1	577	8,2
D-3		28,7	40,7	507	46,6	580	6,6
D-4		31,0	38,2	493	46,1	594	-
D-5		31,5	39,7	516	45,6	592	7,5
D-6		30,1	39,7	506	46,1	588	7,8

Tabla 2. Resultados de los ensayos de tracción con barras de 20 mm de diámetro

Probeta	Medio de ataque	Nivel de corrosión %	Límite elástico		Carga máxima a tracción		Deformación carga máx.(%)
			Q _{sy} (KN)	f _{sy} (MPa)	Q _{su} (KN)	f _{su} (MPa)	
M'-1	–	0,0	191,1	613	214,6	688	7,6
M'-2	–	0,0	192,1	612	222,5	708	–
M'-3	–	0,0	191,1	609	220,5	702	7,8
E-1	Agua	7,2	164,2	568	196,0	678	7,9
E-2		7,3	161,7	559	191,1	661	5,8
E-3		7,3	161,7	561	192,1	667	7,5
E-4		7,6	164,2	571	196,0	682	5,3
E-5		8,2	176,4	614	209,7	730	8,5
E-6		7,8	161,7	561	193,1	670	5,4
F-1	Agua	9,8	161,7	575	190,1	676	–
F-2		10,4	159,3	570	186,2	667	6,0
F-3		11,4	156,8	567	184,2	666	–
F-4		8,2	164,2	572	196,0	683	–
F-5		11,4	156,8	567	187,2	677	–
F-6		10,4	156,8	561	186,2	666	5,7
G-1	Agua + 3% NaCl	17,3	151,9	588	166,6	645	–
G-2		16,7	149,5	575	176,4	679	–
G-3		18,7	156,8	619	178,9	706	–
G-4		14,2	174,0	650	200,9	751	5,8
G-5		15,6	159,3	605	183,8	699	5,6
G-6		16,7	159,3	612	185,2	712	5,6
H-1	Agua + 3% NaCl	42,5	95,6	532	112,7	628	4,2
H-2		45,2	85,3	498	105,4	615	–
H-3		9,9	166,6	593	194,0	691	7,3
H-4		32,1	117,6	555	137,2	648	4,3
H-5		28,7	124,5	560	145,0	652	–
H-6		38,3	100,0	520	119,6	622	4,9

- La carga total correspondiente al límite elástico Q_{sy}, en KN, y la tensión media f_{sy}, en MPa. El límite elástico se ha calculado como la carga unitaria que produce una deformación remanente del 0,2%, salvo que en el ensayo se detectara un límite elástico aparente.
- La carga máxima alcanzada en el ensayo Q_{su}, en KN, y la resistencia media a tracción f_{su}, en MPa.
- La deformación bajo carga máxima ε_{su}, obtenida a partir del gráfico carga-alar-gamiento. Está expresada en tanto por ciento de la longitud base del extensómetro, igual a 5 veces el diámetro nominal de la barra.

3.1. Observaciones generales

Después de retirar los productos de corrosión pudo comprobarse que el tipo de ataque que sufrieron las barras corroídas en agua de mar y en agua dulce era sustancialmente diferente. Así, las barras ensayadas en agua con cloruro sódico presentaban un ataque más generalizado que las ensayadas en agua dulce, en las que aparecieron a lo largo de toda la barra ataques localizados que produjeron unas secciones más débiles que otras.

En la Figura 3 se muestra el aspecto de tres barras de 12 mm de diámetro. La muestra 1 corresponde a una barra patrón (sin corroer). La muestra 2 corresponde a una barra corroí-

da en agua, hasta alcanzar una reducción media de sección del 27%. Finalmente, la muestra 3 corresponde a una barra corroída en agua con cloruros hasta alcanzar un 20% de reducción media de su sección. Se puede observar que la muestra 2 (ataque en agua dulce) presenta un perfil irregular, variando la sección a lo largo de la barra; sin embargo, la muestra 3 (ataque en agua con cloruros) presenta un perfil muy homogéneo.

Es conocido que, en presencia de cloruros, la solución dentro de las picaduras se acidifica hasta valores de $\text{pH} = 3$ (9, 10), e incluso menores según otros autores (11), debido a la hidrólisis ácida de los iones Fe^{+2} . En los ensayos realizados en esta investigación, al hacer actuar toda la barra de ánodo, es lógico pensar que este valor de pH se alcance en la interfase entre el ánodo (las barras) y la solución. Como consecuencia, al ser el pH bastante ácido, el medio se hace mucho más conductor y facilita un ataque más homogéneamente distribuido sobre la superficie de la armadura. Por el contrario, el agua dulce es un medio menos conductor, lo que favorece un ataque más localizado y las irregularidades de la superficie de la armadura cobran un papel de mayor relevancia. Además, en el agua están presentes

carbonatos y bicarbonatos disueltos que pueden actuar de tampón, dificultando la acidificación del medio como consecuencia de los procesos de corrosión.

3.2. Parámetros de tensión: límite elástico y resistencia a tracción

Los valores tensionales correspondientes al límite elástico y la resistencia a tracción se han calculado dividiendo la carga total obtenida en el ensayo entre la sección media equivalente calculada a partir del peso de la barra corroída. El área así hallada se puede asimilar a la sección recta real cuando la pérdida de material es bastante homogénea a lo largo de la barra.

Como se ha comentado en el apartado anterior, las muestras corroídas en agua presentaron un perfil irregular, variando la sección a lo largo de las mismas. Por tanto, los valores tensionales asociados a los ensayos en agua hay que tomarlos con ciertas reservas. Por el contrario, en las barras corroídas en agua con cloruro sódico, la pérdida de material fue bastante homogénea a lo largo de la armadura. En este caso, se puede considerar que la sección media equivalente es

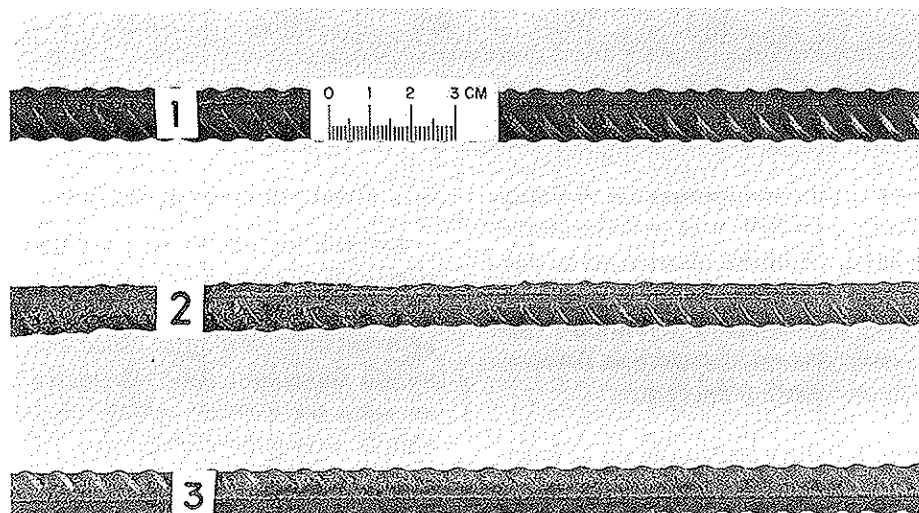


Figura 3. Aspecto de tres barras de 12 mm de diámetro.
1) Barra sin corroer; 2) Barra corroída en agua dulce con una pérdida de sección media del 27%; 3) Barra corroída en agua de mar con una pérdida de sección media del 20%.

representativa de la sección recta real y los valores tensionales se pueden tomar con mayor fiabilidad que en el caso de las barras deterioradas en agua dulce.

Barras corroídas en agua

En la Figura 4 se han representado los valores de límite elástico y resistencia a tracción de las barras corroídas en agua dulce, en función del nivel de corrosión. En el eje de abscisas aparece la pérdida de sección por corrosión alcanzada en la barra, en %, y en el eje de ordenadas, las tensiones medias f_{sy} y f_{su} en MPa. Se han diferenciado los resultados según el diámetro nominal de la muestra (12 mm y 20 mm).

La disminución de los parámetros de tensión para pérdidas de sección menores del 12% fueron pequeñas. Así, en las barras de 12 mm de diámetro y pérdidas de sección medias entre 9% y 10%, la reducción media del límite elástico fue 9,5% aproximadamente, y de la resistencia a tracción, un 6%. Por otro lado, en las barras de 20 mm de diámetro y pérdidas de sección comprendidas entre 7% y 11,5% el valor medio del límite elástico se redujo en un 6,5% aproximadamente, y el valor medio de f_{su} fue aproximadamente un 3,5% inferior que el de las barras inalteradas.

El descenso fue más importante para pérdidas de sección del 25% - 30%, nivel de corrosión que se alcanzó con barras de 12 mm de diámetro nominal. En este caso, la mayoría de los resultados son inferiores al límite admisible para el grado de acero utilizado (500 MPa para el límite elástico y 550

MPa para la resistencia a tracción). El valor medio de f_{sy} para estos niveles de corrosión fue aproximadamente un 20% menor que el de las barras inalteradas, y la resistencia a tracción, un 16%.

En resumen: para niveles de corrosión, en términos de pérdida de sección, menores del 12%, se observó una disminución de f_{sy} y f_{su} poco significativa, máxime teniendo en cuenta que la sección media equivalente utilizada para el cálculo de las tensiones no se puede considerar igual a la sección recta "real". Para pérdidas de sección mayores, la disminución de las cargas unitarias es más importante. Sin embargo, aunque en el planteamiento de la experimentación se consideraron estos niveles de deterioro con el objeto de obtener posibles relaciones y tendencias, tienen poca aplicación desde el punto de vista práctico.

Barras corroídas en agua con cloruros

En la Figura 5 se han representado los valores correspondientes al límite elástico f_{sy} y la tensión máxima a tracción f_{su} de las barras corroídas en agua de mar, en función del nivel de corrosión, diferenciando los resultados según el diámetro nominal de la muestra.

Hasta un 20% de pérdida de sección aproximadamente las cargas unitarias están en el rango de las obtenidas en los ensayos de las barras patrón. Para niveles de corrosión mayores (30% - 40%) se observa una ligera disminución de ambos parámetros (límite elástico ~11%, resistencia a tracción ~8%), incluso en algún caso se obtuvo un

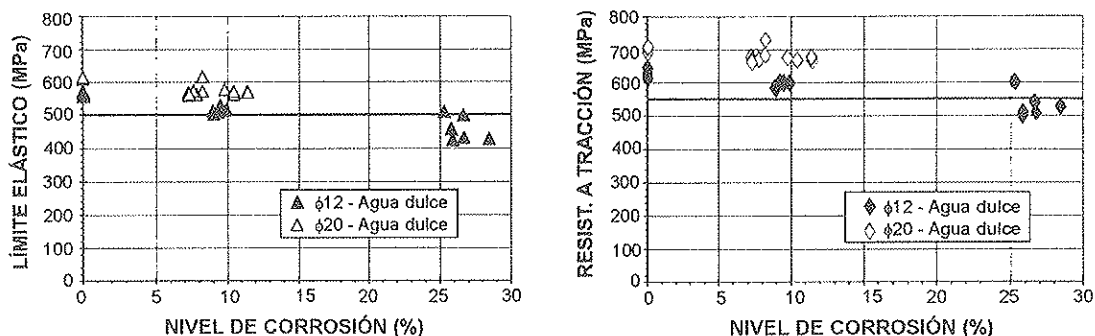


Figura 4. Límite elástico y resistencia a tracción de las barras corroídas en agua dulce, en función de la pérdida de sección por corrosión.

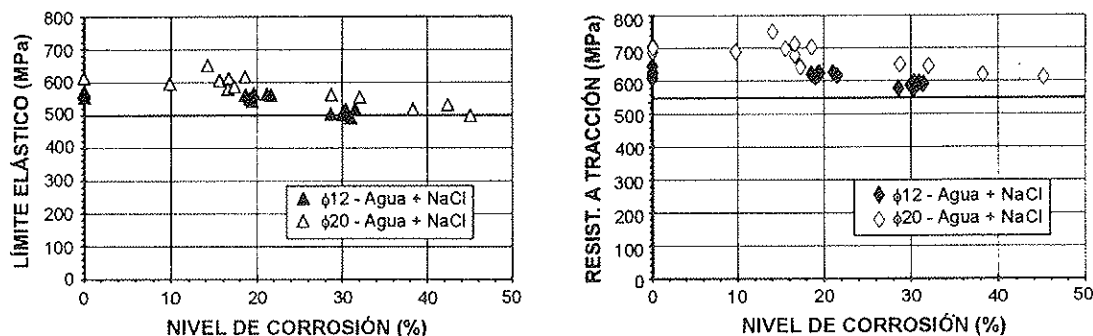


Figura 5. Límite elástico y resistencia a tracción de las barras corroídas en agua con cloruros, en función de la pérdida de sección por corrosión.

valor de límite elástico inferior al mínimo admisible (500 MPa). Sin embargo, como ya se ha comentado, estos niveles de deterioro tan altos tienen poca aplicación práctica.

Por tanto, a partir de los resultados de las barras corroídas en solución salina (más fiables que los de las barras corroídas en agua porque la pérdida de material en estos ensayos fue bastante homogénea) se puede concluir que los parámetros tensionales no disminuyen para niveles de corrosión inferiores al 20% de pérdida de sección. Para niveles mayores de deterioro sí se observa una ligera disminución de f_{sy} y f_{su} , aunque estos resultados tienen poca incidencia práctica.

3.3. Deformación bajo carga máxima

En los últimos años está cobrando un interés creciente el control de los parámetros que informan sobre la ductilidad o fragilidad de los aceros (12). Este hecho está motivado por el uso, cada vez más frecuente, de aceros que proporcionan altas resistencias y aceros aptos para el soldeo, características que van en detrimento de la capacidad del material para deformarse.

El parámetro deformación bajo carga máxima ϵ_{su} empieza a tener una relevancia creciente como medida de la mayor o menor ductilidad del acero. Así, el Eurocódigo 2 (13), que en su Apartado 3.2.4.2 establece los requisitos que han de cumplir los aceros de armar para suponer una ductilidad suficiente a efectos de cálculo, caracteriza la ductilidad en base a dos parámetros: la deformación bajo carga máxima ϵ_{su} y la relación f_{su}/f_{sy} .

En las Figuras 6 y 7 se han representado los valores de deformación bajo carga máxima obtenidos en los ensayos de barras deterioradas en agua dulce y agua de mar, respectivamente. Asimismo, se ha marcado el límite que contempla el Eurocódigo 2 para considerar un acero de alta ductilidad.

En la Figura 6, donde se han representado los resultados de las barras corroídas en agua dulce, se observa una disminución clara y sistemática de ϵ_{su} para niveles de corrosión crecientes. Para las barras de 12 mm de diámetro y pérdidas de sección del 9-10%, se obtiene una reducción media de ϵ_{su} igual a un 20% aproximadamente. Por otro lado, en las barras de 20 mm de diámetro y pérdidas de sección comprendidas entre un 7% y 8%, la reducción media de ϵ_{su} alcanza un 13%, siendo para pérdidas de sección de 8%-11,5%, de un 23% aproximadamente.

Para pérdidas de sección mayores (25%-28%) que se obtuvieron con barras de 12 mm de diámetro, la disminución media de ϵ_{su} fue ~40%, obteniéndose en un caso un valor menor del 5%, límite inferior que prescribe el Eurocódigo 2 para considerar una armadura de alta ductilidad.

En los ensayos de barras deterioradas en agua con cloruros (Figura 7) la reducción de la deformación bajo carga máxima para niveles de corrosión crecientes también fue clara. Así, en las barras de diámetro 12 mm y pérdidas de sección entre 20% y 30%, el valor medio de ϵ_{su} se redujo en un 30%-35%. En los ensayos de barras $\phi 20$ y pérdidas de sección medias entre 10% y 16%, la reducción de ϵ_{su} fue ~21%. Por último, en las barras $\phi 20$ y pérdida de sección 30%-40% la

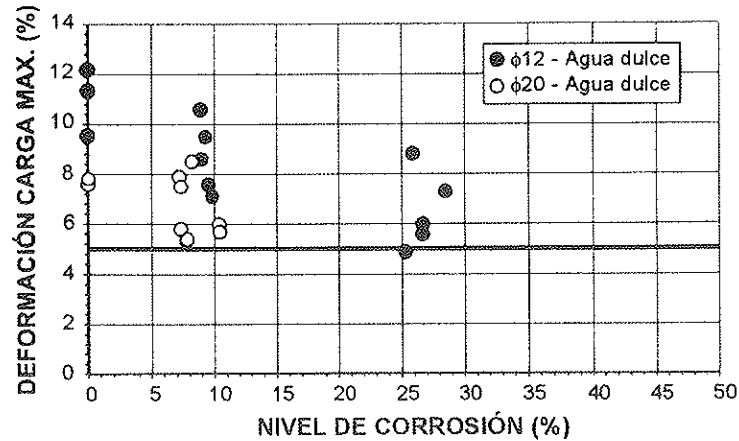


Figura 6. Deformación bajo carga máxima de las barras corroídas en agua dulce, en función de la pérdida de sección por corrosión.

reducción de ϵ_{su} superó el 40%. En este último caso, los valores obtenidos fueron menores del 5% (también es cierto que en las barras de control-inalteradas $\phi 20$ los valores de deformación bajo carga máxima fueron menores que en las barras $\phi 12$).

En resumen:

Los resultados obtenidos en los ensayos de tracción con barras previamente corroídas muestran una disminución significativa y sistemática de la deformación bajo carga máxima, independientemente del medio agresivo utilizado. Esta reducción es del orden de un 20% para pérdidas de sección de un 10% aproximadamente, y puede alcanzar un 40% para pérdidas de material iguales o superiores al 25%-30%.

La pérdida de ductilidad, manifestada por la reducción del parámetro ϵ_{su} , tiene una gran importancia ya que, aunque en el cálculo de estructuras de nueva creación se trabaja en el tramo elástico del acero, puede influir en la capacidad de distribución de momentos de las estructuras dañadas por corrosión, e incluso, puede ocasionar la rotura frágil de la armadura afectada ante sobrecargas puntuales excesivas, no previstas en el cálculo.

En la Figura 8 se resumen gráficamente los resultados más importantes que se desprenden de esta investigación. En ella se han representado, de forma esquemática, las curvas tensión-deformación resultantes de los valores medios correspondientes a las barras M, C y D (12 mm de diámetro). Así, la curva

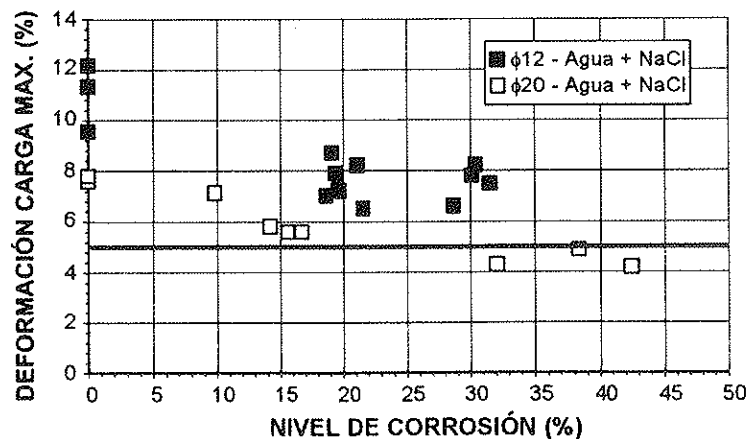


Figura 7. Deformación bajo carga máxima de las barras corroídas en agua con cloruros, en función de la pérdida de sección por corrosión.

1 representa la relación tensión-deformación media de las barras inalteradas; la curva 2 refleja dicha relación para las barras con un nivel de corrosión medio del 20%; y la curva 3 corresponde a las barras con un nivel de corrosión medio del 30%.

Comparando las curvas 1 y 2 se observa que, para niveles de corrosión hasta el 20%, los valores de f_{sy} y f_{su} son similares a los de las barras inalteradas. Sin embargo, la deformación bajo carga máxima ϵ_{su} de las barras corroídas disminuye considerablemente en relación a las de referencia.

Cuando el nivel de corrosión alcanza valores en torno al 30% (curva 3), la reducción de la deformación bajo carga máxima es similar a la obtenida con niveles de corrosión del 20% (curva 2). Sin embargo, en este caso los parámetros tensionales, límite elástico f_{sy} y resistencia a tracción f_{su} , sí disminuyen respecto a las barras inalteradas.

4. CONCLUSIONES

Las conclusiones que se pueden extraer del trabajo experimental realizado son las siguientes:

1) La corrosión de las armaduras corrugadas induce alteraciones en su ductilidad, fragilizándolas y, por tanto, en sus propiedades mecánicas.

2) La influencia de la corrosión en la resistencia del acero, caracterizada por los parámetros límite elástico f_{sy} y resistencia a tracción f_{su} , es poco significativa para pérdidas de sección menores del 20%. Niveles de deterioro mayores sí conllevan reducciones más importantes de f_{sy} y f_{su} (en los ensayos de barras deterioradas en agua de mar, en los que la pérdida de material fue bastante homogénea, pérdidas de sección del orden de 30%-40% supusieron reducciones de f_{sy} del 11% aproximadamente, y de f_{su} , del orden del 8%).

3) La disminución sistemática de la deformación bajo carga máxima ϵ_{su} , tanto en las barras corroídas en agua dulce como en las deterioradas en agua de mar, es un síntoma evidente de la influencia negativa que la corrosión tiene en la ductilidad del acero. Los resultados apuntan reducciones de ϵ_{su} del orden del 20% para niveles de corrosión del 10% aproximadamente. Cuando la reducción de sección alcanza el 25%-30% el valor de ϵ_{su} llega a ser un 40% menor que el de las barras sin corroer.

BIBLIOGRAFÍA

(1) C.E.B.: "Assesment of concrete structures and Design procedures for upgrading". Bulletin d'information, n.º 162. París, 1983.

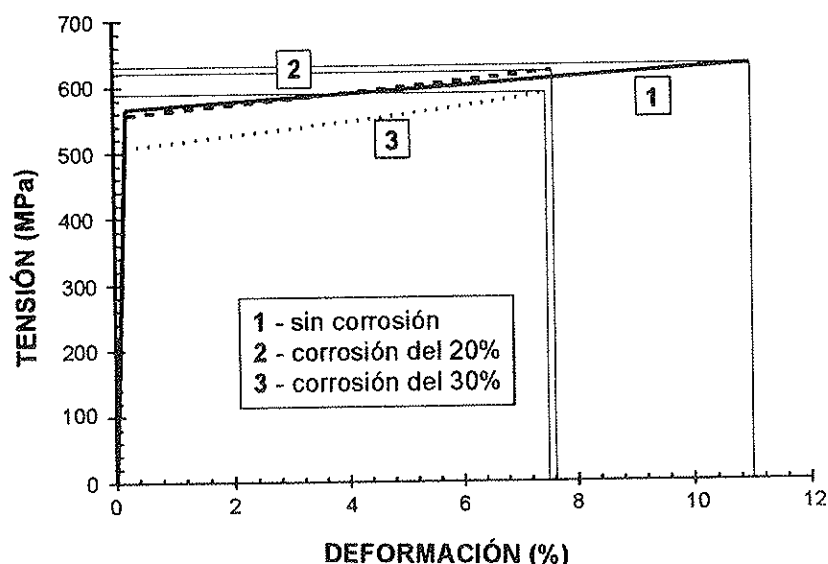


Figura 8. Curvas tensión-deformación medias de las barras de 12 mm de diámetro inalteradas y corroídas en agua con cloruros (Series, M, C y D).

(2) McLeish, A.: "Structural Assessment". Taywood Engineering Life Cycle Manual. Paper B4. Taywood Engineering Limited, UK, 1988.

(3) Elices, M., Sánchez Gálvez, V.: "Relaciones entre corrosión bajo tensión y propiedades mecánicas". Hormigón y Acero, n.º 128, pp. 107-117. 1979.

(4) Elices, M.: "Problemas de Corrosión Bajo Tensión en el hormigón pretensado". Revista Iberoamericana de Corrosión y Protección, pp. 21-30. 1983.

(5) Andrade, C.; Alonso, C.; García, D.; Rodríguez, J.: "Remaining lifetime of reinforced concrete structures: Effect of corrosion in the mechanical properties of steel". NACE Symposium on Life Prediction of Corrodible Structures. Cambridge UK, September 1991.

(6) López, V.; Andrade, C.; Fulla, J.; Alonso, C.; Nasarre, P.: "Un caso real de rotura frágil de redondos para armar". Hormigón y Acero, n.º 192, pp. 81-85. 1994.

(7) García Alonso, M.D.: "Aportaciones al comportamiento resistente de estructuras de hormigón armado afectadas por la corrosión de sus armaduras". ETSAM. Universidad Politécnica de Madrid. Septiembre 1995.

(8) AENOR, Norma UNE 36401-81: "Ensayos de tracción a temperatura ambiente de productos de acero". Asociación Española de Normalización y Certificación, 1981.

(9) Pourbaix, M.: "Lectures on Electrochemical Corrosion". Plenum Press. New York, 1973.

(10) Galvele, J.R.: "Transport processes and the mechanism of pitting of metals". Journal of Electrochemical Society, Vol. 123, n.º 4, pp. 464-474. 1976.

(11) Otero, E.; González, J.A.; Feliú, S.; López, V.; Andrade, C.: "On the Generation of Local Acid pH in Concrete Structures". 11th International Corrosion Concrete, pp. 459-466. Florence, 1990.

(12) Elices, M.; Valiente, A.: "Tolerancia al daño de armaduras activas". I Jornadas sobre Patología en Materiales de Construcción. La Coruña, Octubre 1996.

(13) AENOR, Norma UNE ENV 1992-1-1: "Eurocódigo 2. Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación". Asociación Española de Normalización y Certificación. 1993.

RESUMEN

En este artículo se expone una investigación experimental realizada para estudiar la influencia de la corrosión en las propiedades mecánicas del acero. Se llevaron a cabo ensayos de tracción con barras corrugadas previamente corroídas mediante un proceso acelerado. Para ello, se aplicó a las armaduras una corriente eléctrica del orden de 1 mA/cm² mientras estaban sumergidas en un medio que reproducía, hasta cierto punto, el ambiente agresivo del hormigón carbonatado o contaminado por cloruros.

Estos ensayos permitieron estudiar, en función del nivel de corrosión, los siguientes parámetros: el límite elástico f_{sy} , la resistencia a tracción f_{su} y la deformación bajo carga máxima ϵ_{su} . Los resultados indican que la corrosión afecta a la ductilidad del acero, disminuyendo la deformación bajo carga máxima de la barra.

SUMMARY

In this paper an experimental investigation of the effect of corrosion on the mechanical properties of steel is presented. Tensile tests were carried out on deformed reinforcing bars previously subjected to accelerated corrosion. To this end, a direct current of a 1 mA/cm² density was impressed on the rebars immersed in a medium which reproduced, to a certain, the aggressive environment of carbonated or chloride-contaminated concrete.

These tests allowed the study of the following parameters, depending on the corrosion level: yield stress f_{sy} , tensile strength f_{su} and elongation at maximum load ϵ_{su} . Results indicate that corrosion affects ductility of steel, decreasing bar elongation at maximum load.

SEMINARIOS TORROJA

Tecnología de la Construcción y de sus Materiales

Ciclo n.º 29: Invierno de 1999

El Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, del CSIC, viene organizando seminarios monográficos sobre temas de actualidad en el ámbito de la Tecnología de la Construcción y de sus Materiales, a cargo de destacados investigadores nacionales y extranjeros del Sector.

Estos Seminarios se celebran en el Aula Eduardo Torroja del Instituto, que está situado en la c/ Serrano Galvache, s/n (acceso por Arturo Soria, frente al núm. 278), y tienen lugar los jueves alternos a las 12:00 horas. Su duración aproximada es de dos horas, incluyendo la ponencia y el coloquio que se realiza a continuación. La asistencia a los mismos tiene carácter libre y gratuito.

Los seminarios programados para el vigésimo noveno ciclo, correspondiente al **invierno de 1999**, son los siguientes:

Fecha	Ponente	Tema
28 Enero	Peter Tanner Ingeniero de Caminos Instituto Eduardo Torroja, CSIC	<i>Dimensionamiento de puentes metálicos y mixtos basado en deformaciones</i>
	Juan Luis Bellod Thomas Ingeniero de Caminos CESMA Ingenieros, Madrid	
11 Febrero	César Mínguez Fernández Arquitecto Técnico Grupo LAIN	<i>Gestión de la prevención en construcción. Aplicación de la normativa vigente</i>
25 Febrero	Francisco Jurado Jiménez Arquitecto ETS de Arquitectura, UPM	<i>Restauración de edificios históricos abovedados</i>
11 Marzo	José Javier Sarría Odiaga Dr. Arquitecto Instituto Eduardo Torroja, CSIC	<i>Efecto del ambiente en la corrosión de las armaduras del hormigón</i>
25 Marzo	Carlos Navarro Ugena Dr. Ing. de Caminos Escuela Politécnica, U. Carlos III, Madrid	<i>Caracterización dinámica de materiales</i>

Influencia de la corrosión sobre la adherencia acero/hormigón

Mª Dolores García Alonso

Dra. Arquitecto. Instituto Eduardo Torroja

José Pedro Gutiérrez Jiménez

Dr. Ingeniero de Caminos. Instituto Eduardo Torroja

Jesús Rodríguez Santiago

Dr. Ingeniero de Caminos. GEOCISA

1. INTRODUCCIÓN

La adherencia hormigón/acero es un fenómeno complejo, dada la diversidad de parámetros que influyen en él, pero fundamental para entender el comportamiento del hormigón armado como material estructural. Cuando se desencadena un proceso de corrosión de armaduras, el mayor volumen que ocupan los óxidos genera una presión radial sobre el hormigón circundante a la barra que, en la mayoría de los casos, desemboca en una fisuración longitudinal del recubrimiento. Este hecho, junto con la modificación de las condiciones de la interfase acero-hormigón y el debilitamiento de confinamiento por la corrosión de la armadura transversal conducen inexorablemente a un deterioro de la adherencia.

En este artículo se expone la investigación realizada para estudiar el deterioro de la adherencia asociada a niveles de corrosión incipientes, es decir, desde que se inicia la corrosión hasta que el daño se manifiesta con fisuras de 0,3/0,4 mm. El análisis se ha realizado siguiendo dos procesos diferentes:

a) En primer lugar, mediante un modelo teórico se aproxima la tensión de adherencia residual antes de que aparezcan las fisuras por corrosión.

b) En segundo lugar, se realiza una inves-

tigación experimental para estudiar la capacidad de adherencia una vez que la corrosión ha provocado fisuras longitudinales en el recubrimiento.

2. LAS FUERZAS DE ADHERENCIA ENTRE LAS ARMADURAS Y EL HORMIGÓN: EL EFECTO “SPLITTING”

Hoy día son bien conocidos los mecanismos resistentes en que está basada la adherencia, debido a los muchos resultados experimentales recogidos y analizados durante los últimos treinta años (1, 2). En el caso de la adherencia de las barras corrugadas, se sabe que para valores muy pequeños de tensión de adherencia el único mecanismo resistente es la adhesión química, la cual permite que el hormigón acompañe al acero sin deslizamientos apreciables.

Para valores mayores de tensión de adherencia la adhesión química se rompe y se moviliza la interacción mecánica (“interlocking”) entre las corrugas y el hormigón. La presión que ejerce el corrugado sobre el hormigón que rodea a la barra induce tensiones de tracción en el mismo y se inicia una fisuración transversal interna en la parte superior de las corrugas (3, 4).

La formación de estas microfisuras modifica la respuesta del hormigón bajo carga: la rigidez disminuye y, por tanto, se necesitan mayores deslizamientos para incrementos adicionales de tensión. La transferencia de tensiones desde el acero al hormigón circundante se produce a través de unas fuerzas de compresión inclinadas que se propagan desde las corrugas según un ángulo α , Figura 1. La componente radial de estas fuerzas carga al hormigón como si de una presión interna se tratara e induce la formación de un anillo de tracciones en el hormigón que causará fisuras longitudinales internas. Cuando estas fisuras atraviesan el recubrimiento y alcanzan la superficie del hormigón se producirá un fallo abrupto (colapso) si no hay armadura confinante. Por el contrario, si el hormigón está bien confinado, la carga actuante sobre la barra puede aumentar más. En este caso la rotura se producirá según la superficie cilíndrica envolvente de las corrugas.

En los elementos de hormigón armado, debido a los escasos espesores de recubrimiento y a las cuantías de armadura transversal generalmente utilizadas, el fallo de adherencia más usual está precedido y, en último lugar causado, por la fisuración longitudinal del recubrimiento o "splitting". Este tipo de acción de adherencia y fallo ha sido ampliamente estudiado por Tepfers, quien desarrolló la teoría elástica con fisuración parcial para explicar el fenómeno (5, 6).

La disposición de armadura transversal cosiendo las fisuras longitudinales o los planos de fractura mejorará la capacidad adherente de la barra. De hecho, la existencia de armadura transversal provoca que el fallo sea menos frágil y que haya una cierta resis-

tencia residual tras alcanzar la carga máxima. En cualquier caso, la armadura transversal acota la apertura de la fisura, pero no evita la aparición de la misma debido a la baja deformación que es necesaria para la formación de fisuras de tracción en el hormigón (7).

3. EFECTOS DE LA CORROSIÓN DE ARMADURAS SOBRE LA ADHERENCIA

La corrosión de armaduras desencadena un proceso de deterioro progresivo en las estructuras de hormigón armado que afecta, por un lado, a las propiedades de los materiales constitutivos, hormigón y acero, y por otro, a los mecanismos de interacción entre ambos, la adherencia. En concreto, la influencia de la corrosión sobre la adherencia se produce a través de tres alteraciones fundamentalmente:

- 1) La modificación de las condiciones superficiales de la armadura: se forma una película de productos de corrosión en la interfase y se pueden producir daños locales tales como picaduras o degradación del perfil de las corrugas.
- 2) La fisuración del recubrimiento debida a que los óxidos son más voluminosos que el acero del que proceden.
- 3) La corrosión de los cercos y, en consecuencia, el debilitamiento de las condiciones de confinamiento del hormigón que rodea las barras.

A pesar de que es una opinión generalizada que, desde el punto de vista estructural,

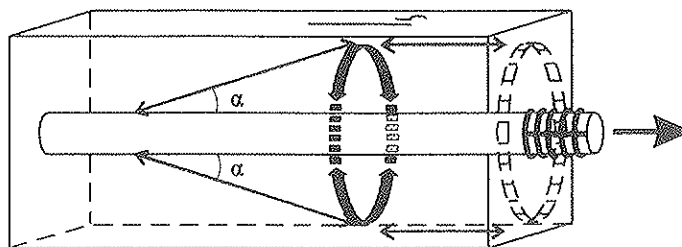


Figura 1. Esquema de cómo las fuerzas de adherencia se equilibran con los anillos de tracción que se forman en el hormigón, Tepfers (1973).

el deterioro de la adherencia está entre las consecuencias más graves de la corrosión de armaduras, no son muchos los trabajos de investigación publicados que aborden este tema.

Los primeros trabajos encontrados a este respecto son los de Lin (8), quien realizó una investigación experimental con el objeto de determinar la reducción de la adherencia a flexión debido a la formación de fisuras longitudinales por corrosión. Para ello fabricó vigas armadas con un redondo en la cara traccionada solapado en el centro del vano, y sometió a las armaduras a corrosión acelerada aplicando corrientes eléctricas de 5 y 10 mA/cm². Posteriormente las vigas se ensayaron hasta rotura y se obtuvieron valores de resistencia de adherencia del orden del 36% menores que en las vigas sin dañar. Sin embargo, los datos aportados en este trabajo son muy exiguos y no permiten analizar los resultados con mayor profundidad.

Braun (9) realizó más de 650 probetas cilíndricas con barras embebidas en su eje. Las muestras se almacenaron en tres ambientes agresivos diferentes durante 1 año aproximadamente y después de sometieron a ensayos "Pull-Out". Cuantificó la relación entre la disminución del radio por corrosión y el deterioro de la adherencia, obteniendo que para reducciones de radio de 0,2 mm se pueden alcanzar disminuciones de adherencia del 80%.

Al-Sulaimani et al. (10) llevaron a cabo ensayos Pull-Out con probetas cúbicas de 150 mm de lado armadas en su eje y ensayos con vigas armadas en su cara traccionada con un redondo de diámetro 12 mm y cercos $\phi 6/50$ mm. En todos los casos la corrosión de las armaduras se provocó mediante la aplicación de una corriente de densidad 2 mA/cm². De los resultados de los ensayos Pull-Out se desprende que, para pequeños grados de corrosión, aumenta ligeramente la tensión máxima de adherencia. Sin embargo, para mayores niveles de corrosión, la resistencia de adherencia disminuye notablemente hasta llegar a ser prácticamente despreciable para pérdidas de sección comprendidas entre el 6,5% y el 8,5%. En los ensayos con vigas también se observó un ligero incremento de la adherencia para niveles bajos de corrosión, y un posterior descenso de la misma.

Sin embargo, la caída de la resistencia de adherencia en este caso fue muy gradual, hallándose valores similares en vigas con pérdidas de sección por corrosión del 5% y en las vigas sin dañar.

Tachibana et al. (11) realizaron ensayos Pull-Out con probetas rectangulares en las que las armaduras se situaban cerca de una de las caras. Para corroer las armaduras se aplicó una corriente de densidad 0,5 mA/cm² durante distintos períodos de tiempo. Las probetas en las que se alcanzó un 2% de pérdida de sección y un ancho medio de fisura de 0,1 mm ya experimentaron una disminución en la tensión máxima de adherencia. La mayor disminución de la resistencia de adherencia obtenida fue de un 50% en las probetas con un 5% de pérdida de sección y aproximadamente 0,6 mm de apertura de fisura.

Cabrera & Ghoddoussi (12) llevaron a cabo dos tipos de ensayos: ensayos Pull-Out con probetas similares a las utilizadas por Al-Sulaimani et al., y ensayos con vigas armadas con $2\phi 12$ en su cara traccionada y cercos $\phi 8/40$ mm. En el proceso de corrosión acelerada de las barras se mantuvo constante una diferencia de potencial de 3 voltios. En los ensayos Pull-Out se obtuvo una disminución de la tensión máxima de adherencia del 23,8%, respecto de las obtenidas en las probetas patrón, para un nivel de corrosión de 12,6% de pérdida de sección y un ancho de fisura de 0,6 mm. Sin embargo, en las vigas no se obtuvieron disminuciones significativas ni de la tensión máxima de adherencia ni de la capacidad de carga, incluso para niveles de daño importantes.

Saifullah & Clark (13) estudiaron el efecto de la velocidad de corrosión sobre la adherencia. Realizaron una serie de ensayos Pull-Out con probetas prismáticas y armaduras situadas en las cuatro esquinas. En el proceso de corrosión acelerada se contemplaron distintos valores de densidad de corriente usualmente empleados en ensayos de laboratorio: 4, 2, 1, 0,5, 0,25, 0,15, 0,09, y 0,04 mA/cm². El tiempo de exposición a la corriente eléctrica fue el necesario en cada caso para alcanzar reducciones de sección por corrosión del 20%. Los resultados indicaron un significativo efecto no lineal de la velocidad de corrosión en la resistencia de adherencia. Así para velocidades de corrosión altas, hay una caída

de la tensión máxima de adherencia en el momento en que aparece la fisura longitudinal y posteriormente disminuye de forma gradual a medida que avanza el nivel de corrosión. Sin embargo, para velocidades de corrosión "bajas" (entre 0,004 y 0,15 mA/cm²) la resistencia de adherencia aumenta en los primeros estados de corrosión, y tras la aparición de la fisura longitudinal comienza un descenso paulatino (en cualquier caso, estas velocidades de corrosión "bajas" son muy superiores a las medidas en estructuras altamente deterioradas).

Por último, cabe mencionar los trabajos sobre corrosión/adherencia realizados por Rodríguez et al. (14, 15). Realizaron 5 series de ensayos con probetas cúbicas de 300 mm de lado, armadas en las cuatro esquinas y distintas cuantías de cercos. Asimismo se contemplaron dos diámetros de armaduras y dos relaciones recubrimiento/diámetro. La corrosión de las armaduras principales se provocó mediante la aplicación de una corriente eléctrica constante de densidad 100 µA/cm². Los resultados obtenidos muestran un descenso muy importante de la tensión máxima de adherencia en las probetas sin armadura transversal, llegando a valores muy pequeños para niveles altos de corrosión. Sin embargo, la existencia de armadura transversal permite obtener unos valores residuales de adherencia considerables, del orden de 4 MPa, incluso para niveles de deterioro importantes (ancho medio de fisura 2 mm y disminución del radio de la barra 400 µm).

4. OBJETO Y ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN

Los trabajos que han estudiado la relación corrosión/adherencia son todavía insuficientes para inferir modelos que permitan evaluar, de forma general, el deterioro de la adherencia en función del nivel de corrosión. Este hecho motivó el desarrollo de una investigación para analizar la resistencia de adherencia asociada a niveles de corrosión incipientes. El análisis se ha realizado siguiendo dos procesos diferentes:

- a) En primer lugar, mediante un modelo teórico se aproxima la tensión de adherencia residual antes de que apa-

rezcan las fisuras por corrosión. Para ello, el efecto de confinamiento que proporciona el hormigón que rodea la armadura se asimila a un anillo de pared gruesa cuyo espesor estará determinado por la dimensión del menor recubrimiento. El análisis de la distribución de tensiones y deformaciones en el anillo cuando se le somete a una presión interna creciente permitirá estimar, indirectamente, la resistencia de adherencia residual cuando la corrosión no ha provocado todavía la formación de fisuras longitudinales.

- b) En segundo lugar, se realiza una investigación experimental para estudiar la capacidad de adherencia una vez que la corrosión ha provocado fisuras longitudinales en el recubrimiento. El trabajo ha consistido en la realización de ensayos de adherencia con probetas prismáticas de hormigón y armaduras situadas en las cuatro esquinas. Se ensayaron probetas con armaduras corroídas y sin corroer y se contemplaron distintas cuantías de armadura transversal para estudiar su efecto sobre la adherencia.

Esta investigación forma parte de los trabajos realizados para la Tesis Doctoral titulada "*Aportaciones al comportamiento resistente de estructuras de hormigón armado afectadas por la corrosión de sus armaduras*" (16) desarrollada por María Dolores García Alonso y dirigida por los Dres. Gutiérrez Jiménez y Rodríguez Santiago.

5. MODELO TEÓRICO

Como se ha comentado anteriormente, los productos generados por la corrosión son más voluminosos que el acero del que proceden, lo que se traducirá en una presión radial sobre el hormigón que rodea la armadura. Por otro lado, las componentes radiales de las fuerzas de adherencia cargan al hormigón como si se tratara de una presión interna e inducen la formación de anillos de tracción en el hormigón que equilibran dicha presión radial. En consecuencia, la acción ejercida por las componentes radiales de las fuerzas de adherencia y la presión

ejercida por los productos de corrosión pueden asimilarse a una presión hidráulica actuando contra un anillo de hormigón de pared gruesa. El anillo simula el efecto de confinamiento que proporciona el hormigón que rodea la armadura y su espesor se tomará igual a la dimensión del menor recubrimiento. Este símil ya fue utilizado por Tepfers (5) para estudiar el efecto "splitting".

El objetivo del modelo desarrollado es establecer una relación entre la presión y el desplazamiento radial en el interior del anillo, el cual se puede asimilar a la expansión impuesta por los productos de corrosión, hasta que se agota la capacidad portante del mismo. Se plantea una posible evolución del estado tensional y deformacional de la pared del anillo que sienta las bases del modelo propuesto. En este modelo se contemplan tres etapas: elástica, elastoplástica y elastoplástica con fisuración, Figura 2.

5.1. Distribución de tensiones y deformaciones en un anillo de hormigón de pared gruesa sometido a una presión interna "p"

5.1.1. Etapa elástica

Si se considera que el hormigón es un material perfectamente elástico, las expresiones que definen las tensiones tangenciales σ_t

y radiales σ_r , en un anillo de pared gruesa de radio interior a y radio exterior b sometido a una presión interna p son conocidas (17):

$$\sigma_t = \frac{a^2 p}{b^2 - a^2} \left(1 + \frac{b^2}{r^2} \right) \quad (1)$$

$$\sigma_r = \frac{a^2 p}{b^2 - a^2} \left(1 - \frac{b^2}{r^2} \right) \quad (2)$$

Asimismo, la función que define el desplazamiento radial u_r de la superficie cilíndrica de radio r es:

$$u_r = \frac{a^2 p}{(b^2 - a^2) E_c} \left[(1 - \nu) r + (1 + \nu) \frac{b^2}{r} \right] \quad (3)$$

y por tanto el desplazamiento de la superficie del cilindro interior u_a será:

$$u_a = \frac{ap}{E_c} \left[\frac{b^2 + a^2}{b^2 - a^2} + \nu \right] \quad (4)$$

donde E_c es el módulo de deformación longitudinal del hormigón y ν es el Coeficiente de Poisson. Como se puede observar, existe una relación lineal entre una presión dada y la expansión radial correspondiente en el interior del anillo.

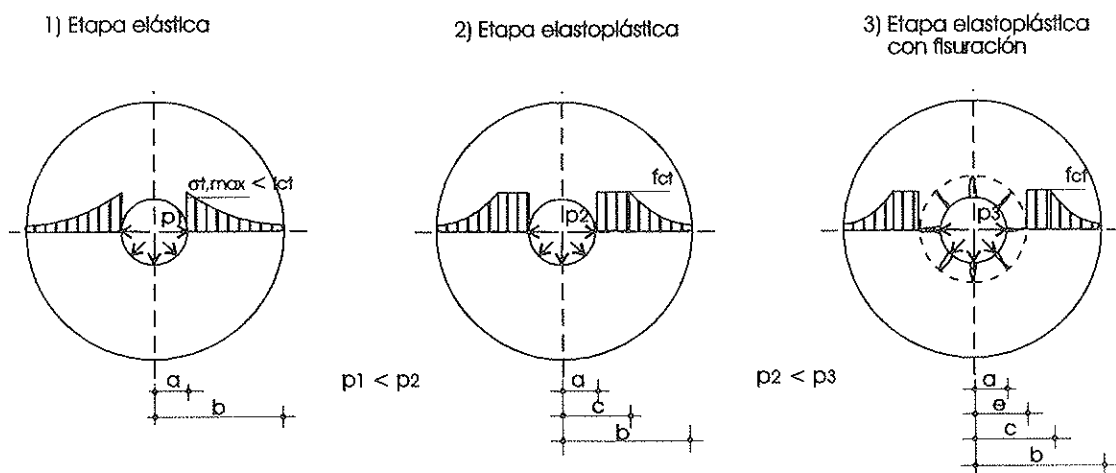


Figura 2. Distribución de tensiones de tracción en un anillo de pared gruesa sometido a una presión creciente. 1) Etapa elástica; 2) Etapa elastoplástica; 3) Etapa elastoplástica con fisuración parcial.

5.1.2. Etapa elastoplástica

Las investigaciones realizadas para caracterizar las propiedades del hormigón a tracción han permitido constatar que el hormigón es un tipo de material con "reblandecimiento", es decir, que tras alcanzar su resistencia a tracción todavía es posible la transferencia de tensiones (18). La consecuencia de este comportamiento es la capacidad del hormigón para redistribuir tensiones desde las zonas más solicitadas hacia las menos solicitadas, de modo que se puede suponer una "plastificación completa" en una longitud corta (19, 20).

Por tanto, si el material es capaz de plastificarse, la presión ejercida sobre el anillo de hormigón podrá aumentar por encima de la presión máxima correspondiente a la etapa elástica. En este supuesto la plastificación avanzará desde el interior del anillo hacia el exterior a medida que aumenta la presión. Llamando c al radio del cilindro que separa la zona plástica de la elástica (16), las presiones estarán definidas por la ecuación:

$$\frac{p}{f_{ct}} = \frac{2cb^2}{a(b^2 + c^2)} - 1 \quad (5)$$

y el desplazamiento en la superficie interior del anillo será:

$$u_a = \frac{f_{ct} a}{E_c} \left[1 - \nu + 2 \frac{c}{a} \frac{b^2}{b^2 + c^2} \left(\nu - \frac{1}{\nu} + \frac{1}{\nu} \left[\frac{c}{a} \right]^\nu \right) \right] \quad (6)$$

5.1.3. Etapa elastoplástica con fisuración

Aunque sea posible una cierta plastificación del material, parece lógico pensar que las deformaciones a tracción del hormigón estén limitadas por un valor máximo \mathcal{E}_{rot} . De esta forma, la plasticación progresará mientras que $\mathcal{E}_{t, max} < \mathcal{E}_{rot}$. Cuando el radio exterior del anillo plastificado c sea tal que las deformaciones circunferenciales igualen la deformación máxima del hormigón a tracción ($\mathcal{E}_{t, max} = \mathcal{E}_{rot}$), se iniciará una fisura interna. A partir de ese momento, la plastificación y la fisuración avanzarán de modo que se cumpla $\mathcal{E}_{t, max} = \mathcal{E}_{rot} = cte$, y la relación entre el radio exterior del anillo plastificado c y el radio exterior del anillo fisurado e

estará definida por dicha condición. La rotura se producirá cuando se alcance la presión máxima para esa determinada relación entre c y e .

Los resultados experimentales obtenidos en ensayos de adherencia "Pull-Out" con longitudes embebidas cortas y hormigones ordinarios (5, 6), así como en ensayos experimentales y analíticos para caracterizar la relación corrosión/fisuración (21, 22) permiten estimar que, para recubrimientos comprendidos entre 1ϕ y $2,5\phi$, rango en el que están comprendidos los recubrimientos usuales que se encuentran en las estructuras reales, la presión necesaria para fisurar el recubrimiento es $p_r = 0,54 f_{ct} b/a$.

Con estas condiciones, la relación lineal para la cual $p_r = 0,54 f_{ct} b/a$ resulta ser $c = 1,76 e$. O lo que es lo mismo, la rotura se producirá para una de las siguientes relaciones: $c/b = 0,65$ o $e/b = 0,37$.

La expansión radial en la superficie interior se puede aproximar suponiendo que el anillo fisurado es indeformable. Así se obtiene:

$$\frac{u_a}{a} = \sqrt{1 + 2 \frac{e}{a} \frac{u_c}{a} + \left(\frac{u_c}{a} \right)^2} - 1 \text{ siendo:} \quad (7)$$

$$\frac{u_c}{a} = \frac{f_{ct} e}{E_c a} \left[1 - \nu + 3,52 \frac{b^2}{b^2 + 3,1 e^2} \left(\nu - \frac{1}{\nu} + \frac{1,76^\nu}{\nu} \right) \right]$$

5.1.4. Modelo planteado - Resumen

El modelo planteado para establecer la relación entre una presión interna creciente p y la expansión radial en el interior de un anillo de hormigón de pared gruesa, de radio interior a y radio exterior b , es la siguiente (Figura 2):

1) Etapa elástica:

Para presiones comprendidas entre 0 y p' , siendo $p' = f_{ct} (b^2 - a^2) / (b^2 + a^2)$ (presión máxima de la etapa elástica, que se obtiene cuando la tensión tangencial alcanza la resistencia a tracción del hormigón) el material se comporta de forma elástica. Los despla-

mientos de los puntos de la pared interior del anillo serán:

$$u_a = \frac{ap}{E_c} \left(\frac{b^2 + a^2}{b^2 - a^2} \right) + \nu$$

2) *Etapla elastoplástica:*

Cuando $p > p'$ la pared del anillo comienza a plastificarse. Llamando c al radio del cilindro que separa la zona plástica de la elástica, las presiones estarán definidas por la Ec.(5) y los desplazamientos correspondientes en la superficie interior del anillo resultan dados por la Ec. (6). El final de esta etapa se alcanzará cuando $c = 1,76 a$. Sustituyendo este valor en (5) y (6) se obtienen los valores límite de la presión y la expansión radial en el interior del anillo:

$$\frac{p}{f_{ct}} = \frac{2,52 b^2 - 3,1 a^2}{b^2 + 3,1 a^2}$$

$$u_a = \frac{f_{ct} a}{E_c} \left[1 - \nu + 3,52 \frac{b^2}{b^2 + 3,1 a^2} \left(\nu - \frac{1}{\nu} + \frac{1,76^\nu}{\nu} \right) \right]$$

3) *Etapla elastoplástica con fisuración:*

Una vez que se ha alcanzado esa profundidad de plastificación crítica ($c = 1,76 a$) se inicia una fisuración interna. La relación

entre el radio del cilindro que separa la región plástica de la elástica c , y el radio del cilindro que separa la zona fisurada de la no fisurada e , se mantendrá constante e igual a 1,76. La capacidad portante del anillo se agotará para $c/b = 0,65$ o $e/b = 0,37$.

Las presiones vienen definidas por la ecuación:

$$\frac{p}{f_{ct}} = \frac{e}{a} \left[\frac{2,52 b^2 - 3,1 e^2}{b^2 + 3,1 e^2} \right]$$

y los desplazamientos en la superficie interior del anillo estarán definidos por Ec.(7).

El desarrollo completo de este modelo se ha representado en la Figura 3 para distintas relaciones b/a . En el eje de abscisas aparece el parámetro $u_a \cdot E_c / a \cdot f_{ct}$ y en el eje de ordenadas p/f_{ct} . Cada curva consta de tres tramos: un primer tramo lineal correspondiente a la etapa elástica, un segundo tramo curvilíneo correspondiente a la etapa elastoplástica, y un tercer tramo también curvilíneo correspondiente a la etapa elastoplástica con fisuración. El punto final de cada curva representa la relación presión/expansión necesaria para que se agote la capacidad portante del anillo y las fisuras internas atraviesen el recubrimiento.

Este modelo también permite evaluar la contribución a la mejora de la adherencia de la disposición de armadura transversal confi-

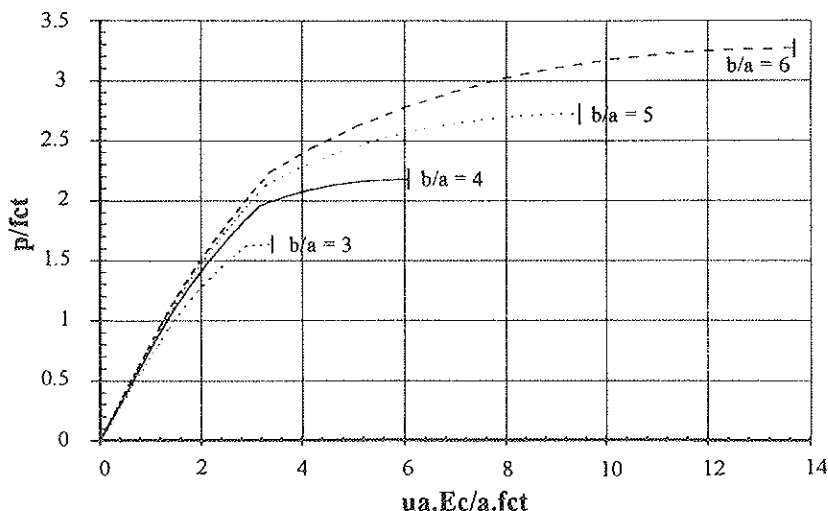


Figura 3. Relación entre p/f_{ct} y $u_a \cdot E_c / a \cdot f_{ct}$ pasando por los estados elástico, elastoplástico y elastoplástico con fisuración parcial. La presión de rotura se alcanza para $c = 0,65 b$

nando el anillo de hormigón. Para ello se considera que la armadura transversal está constituida por una espiral embebida en el anillo de hormigón y concéntrica con la barra principal y se supone compatibilidad de deformaciones entre el acero y el hormigón. De esta forma se obtiene que la aportación de la armadura transversal se puede aproximar con bastante rigor a partir de la expresión proporcionada por el análisis elástico (16).

5.2. Aplicación del modelo analítico al daño mecánico generado por la corrosión de armaduras

El desarrollo analítico descrito permite obtener la presión que se desarrolla sobre un anillo de hormigón de pared gruesa cuando se impone un desplazamiento radial en el interior del mismo, Figura 3. Esta presión se puede asimilar a la que ejercen los óxidos cuando se produce la corrosión de armaduras y la pared del anillo representa el menor de los recubrimientos que tenga la armadura.

La expansión radial que se produce por la corrosión depende del incremento de volumen que se genera respecto al acero corroído. La magnitud de este aumento de volumen es difícil de evaluar, pues dependiendo de las condiciones del medio se generan diferentes óxidos de hierro en distinta proporción. En general, se suele aceptar que los productos de corrosión ocupan de 2 a 3 veces el volumen del metal disuelto (9) (23). Sin embargo, este incremento de volumen no se traducirá en su totalidad en una presión sobre el hormigón circundante, debido a las deformaciones elásticas y plásticas de los propios óxidos, así como a la porosidad del hormigón que propicia que parte de aquéllos se difundan a través de la red de poros. Por esta razón se puede distinguir un "Factor de Crecimiento Bruto" θ_b que determina el incremento de volumen total que supone la corrosión, y un "Factor de Crecimiento Neto" θ_n que define el incremento de volumen que realmente ejerce presión sobre el hormigón.

Por tanto, dado un nivel de corrosión, expresado bien como pérdida de sección, bien como penetración del ataque, y fijado un "Factor de Crecimiento Neto" θ_n , se

puede obtener el desplazamiento unitario de los puntos de la superficie interior del hormigón u_n/a . Una vez definido este valor el modelo permite obtener la presión ejercida por los productos de corrosión.

Para fijar un valor fiable de θ_n , se ha estimado con el modelo desarrollado el nivel de corrosión "teórico" que fisura el recubrimiento y se ha comparado con los resultados experimentales obtenidos a este respecto por otros autores (24, 25). Esta comparación permite establecer que, utilizando un valor medio para el "Factor de Crecimiento Neto" $\theta_n = 1,5$, los niveles de corrosión que provocan la fisuración del recubrimiento, según el modelo analítico desarrollado, son similares a los obtenidos experimentalmente por otros autores.

5.3. Estimación de la tensión de adherencia correspondiente al "splitting" en estructuras corroídas

En estructuras no corroídas, la presión necesaria para que se manifieste la fisura en el exterior del recubrimiento (la presión máxima que proporciona el modelo) se puede asimilar a la componente radial de las tensiones de adherencia que fisuran el recubrimiento f_{bs} , es decir, $p_{max} = f_{bs} \cdot \operatorname{tg} a$, donde a es el ángulo que forman las fuerzas de adherencia con la dirección de la armadura. Suponiendo, como es habitual (1) (6), $a = 45^\circ$ resulta: $p_{max} = f_{bs}$.

Cuando se produce la corrosión, el incremento de volumen que conlleva la formación de óxidos generará una determinada presión sobre el hormigón y, en último término, afectará a la capacidad de adherencia. De este modo, se puede escribir:

$$f_{bs, disponible} = f_{bs} - p_c$$

La presión generada por los productos de corrosión p_c se puede obtener a partir de los valores de pérdida de sección o profundidad del ataque transformados en desplazamientos en el interior del anillo. Sin embargo, cuando se inicia la actividad de corrosión, los óxidos empiezan a colmatar los poros de la pasta de cemento adyacente a las armaduras y se producirá un ligero incremento de la

resistencia de adherencia para pequeños niveles de corrosión (10).

En el modelo desarrollado, este efecto se puede incluir considerando que, hasta un nivel de corrosión determinado Ψ_0 la producción de óxidos no se traduce en presión sobre el anillo de hormigón sino que se aprovecha para mejorar la trabazón en la interfase hormigón-acero. Así, para $\Psi < \Psi_0$ la capacidad de adherencia aumentará ligeramente. Una vez superado Ψ_0 , los productos de corrosión comienzan a presionar el hormigón y se inicia un deterioro progresivo de la adherencia. Cuando se llega al nivel de corrosión Ψ_f para el cual $p_c = f_{bs}$, aparecerá una fisura longitudinal en el recubrimiento y la capacidad de adherencia correspondiente al "splitting" se habrá agotado.

En la Figura 4 se han representado las curvas $f_{bs, disponible} / f_{ct}$ en función del nivel de corrosión para distintas relaciones *recubrimientos/diámetro*. Se ha considerado que el deterioro de la adherencia se inicia para $\Psi = \Psi_0$. En este gráfico se observa la importancia que tiene la relación *recubrimiento/diámetro* sobre la magnitud de la adherencia residual. Por ejemplo, para una pérdida de sección $\Psi = \Psi_0 + 0,2$, en %, y $c_i/\phi = 1$ ya habrá aparecido la fisura longitudinal y, por tanto, $f_{bs, disponible}$ será cero. Sin embargo, para $c_i/\phi = 2,5$ todavía resta una tensión

de adherencia residual igual, aproximadamente, a la resistencia a tracción del hormigón, $f_{bs, disponible} \sim f_{ct}$.

6. INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL

El estudio del deterioro de la adherencia debido a la corrosión, cuando ésta ha provocado la formación de fisuras longitudinales en el recubrimiento, se acometió mediante un programa de ensayos en los que la geometría de la probeta y la situación de las barras en ella reproducen situaciones que pueden darse en la práctica. En concreto, el tipo de ensayo de adherencia empleado simula las condiciones de un anclaje situado en la zona de una viga sometida a una sollicitación de cortante constante y permite reproducir el fallo de adherencia por "splitting", Figura 5. Sin embargo, esta tipología de ensayo con una zona no adherente bajo la coacción transversal puede dar lugar a un fallo del hormigón antes de que se alcance el fallo de adherencia, especialmente si la probeta tiene una cuantía importante de armadura transversal.

Se ensayaron un total de 27 probetas de 300 mm de ancho, 350 mm de alto y 350 mm

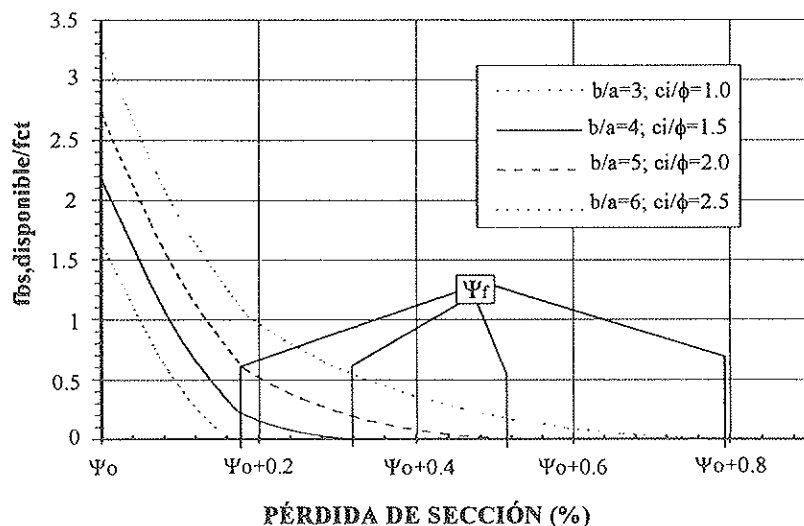


Figura 4. Representación de la tensión de adherencia correspondiente al "splitting" relativa a la resistencia a tracción del hormigón, $f_{bs, disponible} / f_{ct}$ en función del nivel de corrosión. Se ha considerado que el deterioro de la adherencia se inicia para $\Psi = \Psi_0$.

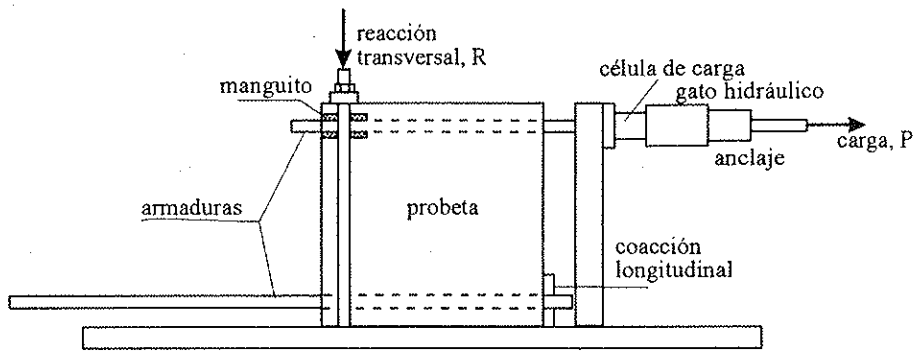


Figura 5. Esquema del tipo de ensayo de adherencia utilizado.

de longitud. El recubrimiento, tanto horizontal como vertical, fue de 30 mm y el diámetro de las armaduras 20 mm, dando en todas las muestras una relación *recubrimiento/diámetro* = 1,5. La longitud de adherencia

se tomó igual a 280 mm (14φ) en todos los casos. En la Figura 6 se representa un esquema de los tipos de probetas empleados y en la Tabla 1 se resumen las características principales de las mismas.

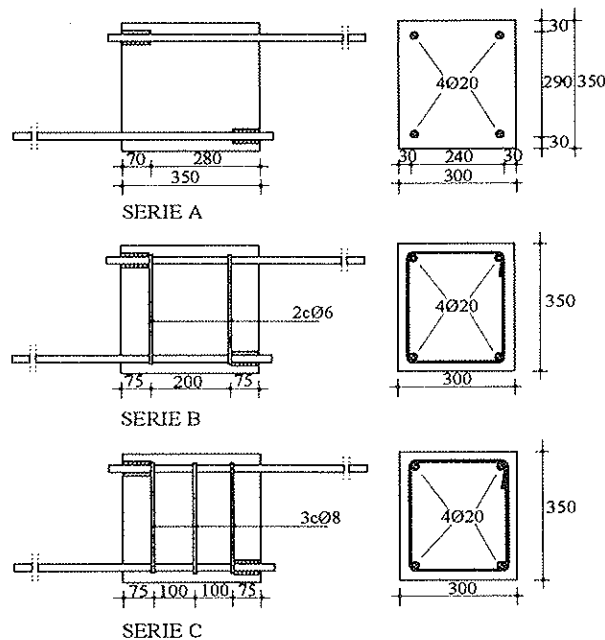


Figura 6. Esquema de los tipos de probeta empleados.

Tabla 1. Características de las probetas para los ensayos de adherencia

SERIE	NÚMERO DE PROBETAS	h (cm)	b (cm)	l (cm)	ARM. LONGITUDINAL Dimensión y calidad	ARM. TRANSVERSAL Dimensión y calidad	Distancia entre estribos (cm)
A	9	35	30	35	4φ20 AEH 500-S	---	---
B	9	35	30	35	4φ20 AEH 500-S	2 cφ6 AEH-500 S	~20
C	9	35	30	35	4φ20 AEH 500-S	3 cφ8 AEH-500 S	~10

Hormigón:
 - Cemento tipo II/35 A 300 Kg/m³
 - Agua 170 Kg/m³
 - Árido fino (0/6) 860 Kg/m³
 - Árido grueso (6/20) 1110 Kg/m³

* Los áridos utilizados fueron de tipo silíceo: arena de río lavada y grava rodada.

Las variables que se contemplaron en el estudio fueron las siguientes:

- 1) *Grado o nivel de corrosión.* Se consideraron tres niveles de corrosión: *Nivel 0:* sin corrosión; *Nivel 1:* corrosión hasta generar fisuras de ancho medio $0,1\text{ mm}$ aproximadamente (correspondientes a una pérdida de sección de $1,5\% - 3\%$); *Nivel 2:* corrosión hasta generar fisuras de ancho medio $0,3 - 0,4\text{ mm}$ (correspondientes a una pérdida de sección de $3\% - 5\%$).
- 2) *Grado o nivel de confinamiento.* Se contemplaron tres situaciones asimilables a cuantías usuales en estructuras en servicio: sin cercos; cercos $\phi 6$ a 20 cm ; cercos $\phi 8$ a 10 cm .

Las armaduras longitudinales de 18 probetas se sometieron a un proceso de corrosión acelerada (para evitar la corrosión de los cercos se aislaron las uniones entre la armadura longitudinal y la transversal). Para que la corrosión fuera posible, al fabricar el hormigón se añadió en el agua de amasado un 3% de la CaCl en relación al peso de cemento y, posteriormente, se aplicó una corriente eléctrica a cada una de las armaduras de $100\ \mu\text{A}/\text{cm}^2$. Este valor de densidad de corriente es 10 veces mayor que las máximas velocidades de corrosión medidas en estructuras deterioradas en servicio (26), si bien en ensayos de laboratorio con hormigones muy contaminados de cloruros se han llegado a registrar valores de velocidad de corrosión similares al empleado en esta investigación (27).

Después de retirar la corriente las probetas se almacenaron en el laboratorio hasta que se estabilizó la actividad de corrosión. Posteriormente se realizó el ensayo de adherencia. En la Figura 7 se muestra una fotografía del montaje del ensayo.

La carga se aplicó a una velocidad constante de $17,6\text{ KN}/\text{min}$ mediante un cilindro de émbolo hueco con capacidad máxima de 300 KN . Se siguió el desarrollo de las fisuras y la carga de fallo se definió como la máxima carga alcanzada. Cuando al ensayar una barra quedaba dañado el hormigón circundante de otra, esta última armadura no se ensayó.

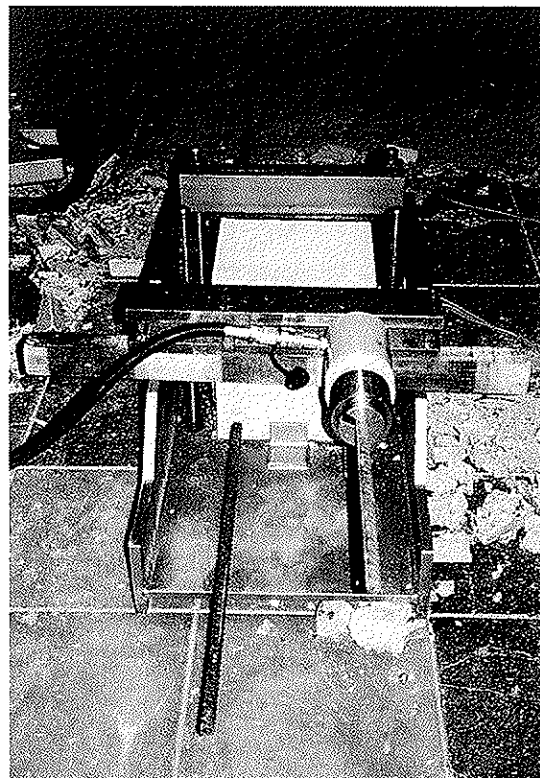


Figura 7. Fotografía del montaje utilizado para el ensayo de adherencia.

7. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS Y DISCUSIÓN

La Figura 8 incluye los resultados de las probetas corroídas, diferenciando la posición de la barra (superior o inferior). En el eje de abscisas se representa el nivel de corrosión como pérdida de sección media, en %, y en el eje de ordenadas se representa la resistencia de adherencia, calculada como la carga máxima alcanzada en el ensayo dividida por la superficie adherente de la barra, para una resistencia a tracción indirecta del hormigón de $2,4\text{ Mpa}$. La tensión media en el momento del fallo coincidirá con la tensión última de adherencia si se supone una distribución uniforme de tensiones. Este supuesto es válido en los ensayos con probetas dañadas, debido a las fisuras longitudinales provocadas en el proceso de corrosión. Sin embargo, suponer una distribución uniforme de tensiones en las probetas patrón (no corroídas) puede conducir a errores. Ésta es la razón por la que no se han incluido en la figura los resultados de las probetas patrón.

Las pérdidas de sección medias se obtuvie-

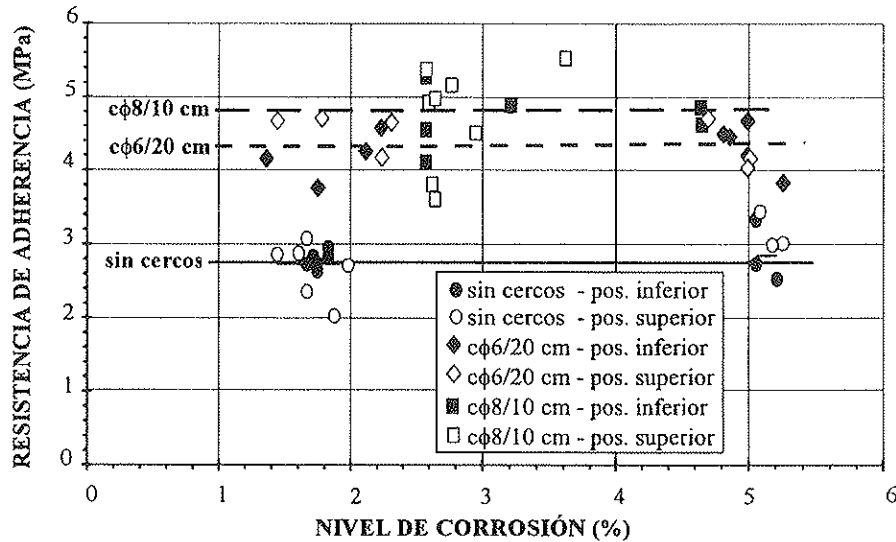


Figura 8. Relación entre la resistencia de adherencia y el nivel de corrosión para una resistencia a tracción del hormigón de 2,4 MPa.

ron a partir de las pérdidas gravimétricas obtenidas por diferencia de pesada de la barra antes y después de corroer. Para ello, una vez realizado el ensayo de adherencia se extrajeron las armaduras y se decaparon introduciéndolas en una disolución de ácido clorhídrico 1:1 con 3% de hexametilentetramina (urotropina), junto con un vibrado de ultrasonidos. Posteriormente se lavaron, se cepillaron con cepillo de fibras plásticas para no arrastrar material en el proceso de limpieza y, por último, se secaron con aire caliente.

Las Figuras 9 y 10 muestran el aspecto del fallo típico de adherencia por “splitting”, en el que los planos de fractura corren formando un ángulo de 45° aproximadamente con las caras de la probeta. Este tipo de rotura se produjo fundamentalmente en los ensayos de probetas sin armadura transversal y en las probetas con cercos $\phi 6/20$ cm. Sin

embargo, en las probetas con cercos $\phi 8/10$ cm se produjo en algunos casos la rotura de la probeta antes de alcanzar el fallo de adherencia, debido a la existencia de un tramo no adherente en la zona del apoyo, Figura 5. En estos casos los resultados sólo informan de un límite inferior de las tensiones de adherencia que se pueden alcanzar.

En las Tablas 2, 3 y 4 se han agrupado los resultados obtenidos para cada serie de probetas, atendiendo al nivel de corrosión generado (*Nivel 0*, *Nivel 1* y *Nivel 2* respectivamente). Se relacionan las resistencias a compresión f_{cc} y a tracción indirecta del hormigón f_{ct} , la pérdida de sección media provocada por la corrosión, en %, y los valores medios de tensión media de adherencia en el momento del fallo f_{bm} , distinguiendo la posición de la barra durante el hormigonado (posición superior e inferior).

Tabla 2. Valores medios de f_{bm} en los ensayos sin corrosión - *Nivel 0*

SERIE	ARMADO TRANSVERSAL	f_{cc} (MPa)	f_{ct} (MPa)	POSICIÓN BARRA	f_{bm} (MPa)	
					MEDIA	DES. TÍPICA
A	-	40	2.9	Superior	3.82	0.16
				Inferior	4.83	0.32
B	2c ϕ 6	34	2.5	Superior	3.41	0.25
				Inferior	4.02	0.25
C	3c ϕ 8	31	2.3	Superior	3.61	0.22
				Inferior	4.26	0.56

Tabla 3. Valores medios de f_{bm} en los ensayos con corrosión - Nivel 1

SERIE	ARMADO TRANSVERSAL	f_{cc} (MPa)	f_{ct} (MPa)	POSICIÓN BARRA	PÉRDIDA SECCIÓN (%)		f_{bm} (MPa)	
					MEDIA	DES. TÍPICA	MEDIA	DES. TÍPICA
A'	-	35	2.4	Superior	1.70	0.20	2.67	0.39
				Inferior	1.76	0.07	2.82	0.11
B'	2cø6	32	2.4	Superior	1.88	0.39	4.50	0.24
				Inferior	1.80	0.38	4.09	0.32
C'	3cø8	18	1.4	Superior	3.00	0.46	3.53	0.70
				Inferior	2.59	0.00	3.47	0.54

Tabla 4. Valores medios de f_{bm} en los ensayos con corrosión - Nivel 2

SERIE	ARMADO TRANSVERSAL	f_{cc} (MPa)	f_{ct} (MPa)	POSICIÓN BARRA	PÉRDIDA SECCIÓN (%)		f_{bm} (MPa)	
					MEDIA	DES. TÍPICA	MEDIA	DES. TÍPICA
A''	-	32	2.4	Superior	5.20	0.08	3.03	0.27
				Inferior	5.13	0.08	2.78	0.38
B''	2cø6	23	1.9	Superior	4.90	0.16	3.76	0.33
				Inferior	4.99	0.17	3.79	0.33
C''	3cø8	28	2.4	Superior	2.68	0.08	4.75	0.76
				Inferior	4.17	0.62	4.82	0.11

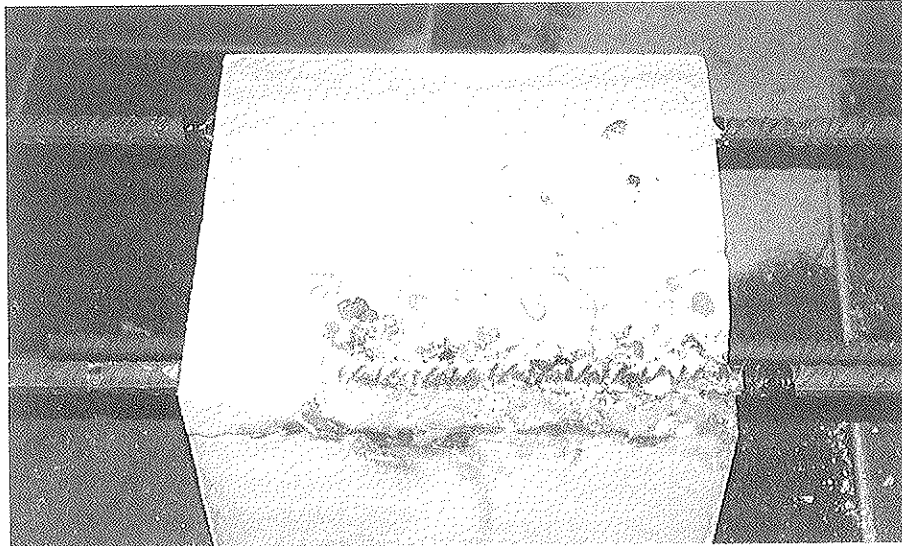


Figura 9. Aspecto del típico fallo de adherencia por "splitting". Vista lateral.

7.1 Efecto de la posición de la barra durante el hormigonado

El tipo de probeta permitió estudiar el efecto de la posición de la barra durante el hormigonado. Los resultados de las probetas no corroídas confirmaron un hecho ya conocido: la adherencia de las barras inferiores es mayor que la de las barras superiores. A este respecto, en la Tabla 2 se observa que, en las probetas A (sin armadura transversal), el

valor medio de f_{bm} para las barras superiores es del orden de un 20% menor que el correspondiente a las barras inferiores. En las probetas B y C los valores de f_{bm} obtenidos para barras superiores son aproximadamente un 15% más bajos que los correspondientes a armaduras situadas en posición inferior. Esta diferencia entre las probetas con y sin armadura transversal podría no ser tal si el tipo de fallo hubiera sido similar en todas ellas.



Figura 10. Aspecto del típico fallo de adherencia por "splitting".
Vista frontal.

Sin embargo, en las probetas corroídas no se observa una diferencia clara entre los resultados correspondientes a la posición superior e inferior de la barra, para la misma tipología de probeta y nivel de corrosión. Este hecho se puede constatar en las Tablas 3 y 4, y en la Figura 8, donde los resultados correspondientes a las posiciones superior e inferior en un tipo de probeta se confunden dentro de una misma nube de puntos, aún para niveles bajos de corrosión.

Estos resultados concuerdan con los que aparecen en la referencia (14) y pueden responder a que la formación de fisuras paralelas a la armadura por efecto de la corrosión mitiga la influencia que la diferente compacidad del hormigón tiene sobre la adherencia.

7.2. Influencia de la armadura transversal

Con carácter general, e independientemente del nivel de deterioro, en los ensayos de las probetas con armadura transversal el fallo se alcanzó de forma gradual, precedido por la aparición de fisuras en el recubrimiento que anunciaban el colapso inminente. Por el contrario, en las probetas sin armadura transversal el fallo tuvo un carácter frágil, sobreviniendo repentinamente. Este hecho, observado en algunas investigaciones sobre adherencia (sin corrosión), ha podido constatare en la experimentación desarrollada,

tanto en las probetas inalteradas como en las deterioradas.

Los resultados obtenidos en las probetas sin corrosión, Tabla 2, apuntan a que la disposición de armadura transversal no influye en la tensión media de adherencia en el fallo. Sin embargo, el hecho de haber obtenido distintas resistencias a tracción del hormigón en el Ensayo Brasileño y, fundamentalmente, que en algunos casos se rompió la probeta antes de alcanzar el fallo de adherencia (en estos casos los valores de f_{bm} infravaloran en mayor o menor medida la adherencia que se puede desarrollar) conducen a que los resultados de estos ensayos se deban considerar con cierta prudencia.

En cuanto a las probetas corroídas, los resultados muestran que la existencia de armadura transversal, aunque sean cuantías bajas, mejora considerablemente la respuesta frente a la adherencia. En la Figura 8 se puede observar que la disposición de cercos $\phi 6$ a 20 cm supone un incremento de la tensión residual de adherencia del 50% aproximadamente respecto a las probetas sin armadura transversal. En las probetas con cercos $\phi 8$ a 10 cm el incremento alcanzado es del orden de un 70%, independientemente del grado de corrosión. Dicho de otro modo, si el efecto de la armadura transversal se considera como un sumando independiente del efecto del propio recubrimiento de hormigón, como suele ser habitual en las expresiones de adherencia, y se resta la con-

tribución del hormigón que se puede establecer en $1,15 f_{ct}$, la presencia de estribos permite contar con una resistencia residual de adherencia de al menos $1,6 \text{ MPa}$, incluso para pequeñas cuantías.

8. PROPUESTA GLOBAL CORROSIÓN/ADHERENCIA

Para evaluar la resistencia de adherencia en función del nivel de corrosión hay que diferenciar dos etapas separadas por el nivel de daño que provoca la fisuración del recubrimiento. Hasta que aparecen las fisuras provocadas por la corrosión, el modelo teórico descrito en el Apartado 5 permite estimar el deterioro de la adherencia en función del nivel de daño. Tras la aparición de las fisuras, la tensión última de adherencia se ha de evaluar a partir de resultados experimentales.

Cuando se alcanza el nivel de corrosión que fisura el recubrimiento, Ψ_f , la tensión de adherencia correspondiente al "splitting" se agotará, y si no existe armadura de confinamiento, la resistencia de adherencia será despreciable, Figura 4. Si existe armadura transversal, la resistencia de adherencia no se agota cuando aparecen las fisuras longitudinales, sino que permanece una tensión remanente que depende de la cuantía de dicha armadura.

Para los niveles de corrosión estudiados en este trabajo, la aportación de la armadura transversal a la resistencia de adherencia es del orden de $1,6 \text{ MPa}$ para cercos $\phi 6$ a 20 cm y 2 MPa para cercos $\phi 8$ a 10 cm . Estos valores representarán la tensión de adherencia residual tras el "splitting", si se considera que la contribución del hormigón es nula cuando aparece la fisuración longitudinal.

Por tanto, para un nivel de corrosión Ψ , tal que $\Psi_0 \leq \Psi \leq \Psi_f$, la tensión última de adherencia f_{bu} será igual a:

$$f_{bu} = f_{b,disponible} + f_{b,residual}$$

donde $f_{b, disponible}$ es la tensión remanente correspondiente al "splitting", proporcionada por el modelo teórico descrito en el Apartado 5, y $f_{b,residual}$ se puede considerar del orden de 2 MPa para una cuantía de armadura transversal disponible tras la corrosión, es decir, teniendo en cuenta la reducción de la sección de los cercos producida por la corrosión, igual o superior a $0,017 \text{ cm}^2/\text{cm}$ (equivalente a cercos $\phi 6$ a 15 cm aproximadamente).

Para un nivel de corrosión $\Psi > \Psi_f$ la tensión última de adherencia f_{bu} será igual a la tensión residual proporcionada por la armadura transversal, es decir:

$$f_{bu} = f_{b,residual}$$

Este razonamiento se refleja en la Figura 11. En la misma se ha representado la evolu-

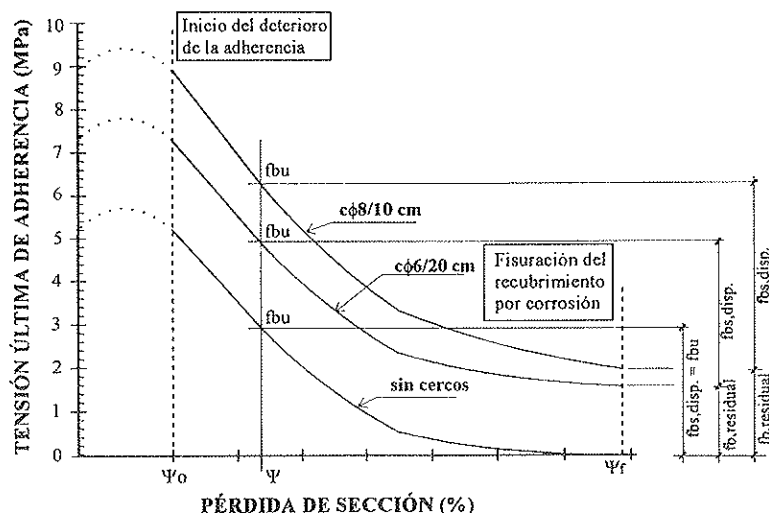


Figura 11. Representación del deterioro de la adherencia con la corrosión, hasta que aparece la fisuración. Se han dibujado tres curvas correspondientes a las tres cuantías de armadura transversal estudiadas: sin cercos, cercos $\phi 6/20 \text{ cm}$ y cercos $\phi 8/10$.

ción teórica de la tensión última de adherencia con el nivel de corrosión hasta que aparece la fisuración. Se ha considerado una relación *recubrimiento/diámetro* = 1,5 y una resistencia a tracción del hormigón $f_{ct} = 2,4$ MPa.

9. CONCLUSIONES

Las principales conclusiones que se deducen del trabajo desarrollado para estudiar la resistencia de adherencia desde que se inicia un proceso de corrosión de armaduras hasta que el mismo provoca fisuras de ancho medio 0,3 – 0,4 mm son las siguientes:

1. En la relación corrosión/adherencia se pueden distinguir dos etapas claramente diferenciadas por el nivel de daño que provoca la fisuración del recubrimiento.
2. El modelo teórico descrito en el Apartado 5, basado en el análisis de la distribución de tensiones y deformaciones en un anillo de pared gruesa sometido a una presión interna creciente, permite estimar la evolución de la adherencia desde que se inicia la corrosión hasta que se produce la fisuración por esta causa.
3. Una vez fisurado el recubrimiento a consecuencia de la presión que ejercen los óxidos, la experimentación realizada ha permitido establecer que:
 - La posición de la barra durante el hormigonado (superior o inferior) no influye en la resistencia de adherencia.
 - Si no hay armadura transversal, la tensión última de adherencia disminuye considerablemente, e incluso se puede considerar despreciable.
 - Si existe armadura transversal, se puede contar con una tensión de adherencia remanente cuando aparecen las fisuras de corrosión. El valor de dicha tensión es del orden de 2 MPa cuando la cuantía de armadura transversal disponible tras la corrosión, es decir, teniendo en cuenta la reducción de la

sección de los cercos producida por la corrosión, es igual o superior a $0,017 \text{ cm}^2/\text{cm}$ (equivalente a cercos ϕ 6 a 15 cm aproximadamente).

- La reducción de la tensión última de adherencia es similar para niveles de deterioro que originan fisuras de anchura comprendida entre 0,1 mm y 0,4 mm.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar su agradecimiento a C. Andrade y C. Alonso (IETcc) por su asesoramiento en la preparación y puesta a punto del procedimiento de corrosión acelerada de las armaduras.

BIBLIOGRAFÍA

- 1 C.E.B.: "Bond action and bond behavior of reinforcement". Bulletin d'information, N° 151. París, 1983.
2. Eligehausen, R.; Popov, E.P.; Bertero, V.V.: "Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations". Earthquake Engineering Research Center Report, N.º UCB/EERC 82/23. University of California, Berkeley. October, 1983.
3. Lutz, L.A.: "Analysis of stresses in concrete near a reinforcing bar due to bond and transverse cracking". ACI Journal, Vol. 67, N.º 10. October, 1970.
4. Goto, Y.: "Cracks formed in concrete around deformed tension bars". ACI Journal, Vol. 68. N.º 4, pp. 244-251, April, 1971.
5. Tepfers, R.: "A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars". Chalmers University of Technology, Division of Concrete Structures, Publication 73:2. Göteborg, 1973.
6. Tepfers, R.: "Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars". Magazine of Concrete Research. Vol. 31, N.º 106, pp. 3-12. March, 1979.
7. Thompson, M.A.; Jirsa, J.O.; Breen,

J.E.: "The behavior of multiple lap splices in wide sections". The University of Texas, Austin, 1978.

8. Lin, C.Y.: "Bond deterioration due to corrosion of reinforcing steel". ACI Special Publication SP 65-15, pp. 255-269. 1980.

9. Braun, K.: "Prediction and evaluation of durability of reinforced concrete elements and structures". Fourth International Conference on Durability of Buildings Materials and Components, pp. 383-388. Singapore, 1987.

10. Al-Sulaimani, G.J.; Kaleemullah, M.; Basunbul, I.A.; Rasheeduzzafar.: "Influence of corrosion and cracking on bond behavior and strength of reinforced concrete members". ACI Structural Journal. Vol. 87. N.º 2, pp. 220-231. March-April, 1990.

11. Tachibana, Y.; Maeda, K.; Kajikawa, Y.; Kawamura, M.: "Mechanical behavior of reinforced concrete beams damaged by corrosion of reinforcement". Proceedings of Third International Symposium on Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction, pp. 178-187. Wishaw Warwickshire, UK, May, 1990.

12. Cabrera, J.G.; Ghoddoussi, P.: "The effect of reinforcement corrosion on the strength of steel/concrete bond". Proceedings of International Conference on Bond in Concrete, pp. 10-11/10-24. Riga, Latvia, 1992.

13. Saifullah, M.; Clark, L.A.: "Effect of corrosion rate on the bond strength of corroded reinforcement". International Conference on Corrosion and Protection of Steel in Concrete. Vol. 1, pp. 591-602, Sheffield, UK. July, 1994.

14. Rodríguez, J.; Ortega, L.M.; Casal, J.; Vidal, M.A.: "Disminución de la adherencia entre hormigón y barras corrugadas debida a la corrosión". Hormigón y Acero. N.º 189, pp. 49-65, 1993.

15. Rodríguez, J.; Ortega, L.M.; Casal, J.; Díez, J.M.: "La corrosión de las armaduras y la vida residual de las estructuras de hormigón". Hormigón y Acero. N.º 208, 1998.

16. García Alonso, M.D.: "Aportaciones al comportamiento resistente de estructuras

de hormigón armado afectadas por la corrosión de sus armaduras". Tesis Doctoral. ETSAM, Universidad Politécnica de Madrid. 1995.

17. Timoshenko, S.: "Resistencia de materiales. Segunda parte: Teoría y problemas más complejos". Espasa Calpe, 1956.

18. Reinhardt, W.; Cornelissen, A.W.; Hordijk, A.: "Tensile test and failure analysis of concrete". Journal of Structural Engineering. Vol. 112. N.º 11, pp. 2462-2477. November, 1986.

19. Eligehausen, R.: "Lapped splices of tensioned deformed bars with straight ends". Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 301. Berlin, 1979.

20. Tepfers, R.: "Lapped tensile reinforcement splices". Journal of the Structural Division ASCE. Vol. 108. N.º ST1, pp. 283-301. January, 1982.

21. Zapico, J.L.; Molina, F.J.; Casal, J.; Rodríguez, J.: "Simulación mecánica de la corrosión de armaduras en elementos de hormigón". Hormigón y Acero. N.º 189, pp. 67-77, 1993.

22. Molina, F.J.; Alarcón, E.: "Modelado numérico de la fisuración por corrosión de armaduras". Hormigón y Acero. N.º 175. pp. 127-132. 1990.

23. Beeby, A.W.: "Corrosion of reinforcing steel in concrete and its relation to cracking". Structural Engineer, pp. 78-81. March, 1978.

24. Rasheeduzzafar; Al-Saadoun, S.S.; Al-Gahtani, A.S.: "Corrosion cracking in relation to bar diameter, cover and concrete quality". Journal of Materials in Civil Engineering. Vol. 4. N.º 4, pp. 327-342. November, 1992.

25. Alonso, C.; Andrade, C.; Rodríguez, J.; Casal, J.; García, A.M.: "Evaluación experimental de la fisuración del hormigón producida por la corrosión de armaduras". Hormigón y Acero. N.º 194, pp. 29-42. 1994.

26. Rodríguez, J.; Ortega, L.M.; García, A.M.: "Medida de la velocidad de corrosión de las armaduras de estructuras de hormi-

gón mediante un equipo desarrollado dentro del proyecto Eureka EU-401". Hormigón y Acero. N.º 189, pp. 79-91. 1993.

27. Feliú, S.; Andrade, C.: "Manual de inspección de obras dañadas por corrosión de armaduras". CSIC. 1988.

RESUMEN

El presente trabajo aborda la influencia de la corrosión en la adherencia acero/hormigón desde dos enfoques diferentes. En primer lugar, se propone un modelo teórico para estimar la adherencia residual antes de que la corrosión fisure el recubrimiento. El análisis de tensiones y deformaciones de un anillo de hormigón de pared gruesa sometido a una presión interna creciente sienta las bases del modelo propuesto.

En segundo lugar, se expone la experimentación realizada para estudiar la adherencia una vez que han aparecido las fisuras de corrosión. Se realizaron ensayos tipo "pull-out" con probetas prismáticas y armaduras en las esquinas. Se contemplaron niveles de corrosión que producían fisuras en el recubrimiento de ancho medio entre 0,1 mm y 0,4 mm, y distintas cuantías de armadura transversal.

Por último, teniendo en cuenta los resultados del modelo teórico y de la experimentación, se hace una propuesta global corrosión/resistencia de adherencia.

SUMMARY

The present paper deals with the influence of corrosion on steel-to-concrete bond from two different standpoints. Firstly, a theoretical model to estimate the residual bond capacity before the concrete cover is cracked by corrosion is proposed. The model is based on the stress and strain analysis of a thick-wall concrete ring subjected to increasing inner pressure. Secondly, an experimentation aimed to study the bond capacity after the appearance of corrosion cracks is presented. Pull-out tests on prismatic concrete specimens reinforced in all four corners were carried out. Different levels of corrosion were reached (producing cracks widths ranging from 0.1 mm to 0.4 mm), and various amounts of transverse reinforcement were arranged.

Finally, bearing in mind the results of the theoretical model and experimental research, a global proposal to estimate the relation between corrosion and bond strength is presented.

Puente Las Oblatas en Pamplona

Juan J. Arenas

M. J. Pantaleón

APIA XXI

Ángel Ortega

Dragados y Construcciones

1. INTRODUCCIÓN

Se trata de un puente urbano, planteado como cruce del río Arga para acceso al pamploñés barrio de La Rochapea y en las inmediaciones del convento de las M.M. Oblatas, del cual recibe su nombre. El proyecto, encargado por el Ayuntamiento de Pamplona se debe al equipo compuesto por los ingenieros de caminos Arenas, Pantaleón y Salanueva y los arquitectos Blasco y Tabuena. La construcción, realizada por Dragados, comenzó en febrero de 1993, siendo terminado en marzo de 1994.

El cruce del Arga debía plantearse por motivos hidráulicos con una luz del orden de los 50 metros y con una rasante situada a unos 2 metros y medio del nivel de máximas avenidas. La idea de recurrir a una estructura de tipo arco atirantado, con una bóveda que volara por encima del tablero, aparece entonces como una de las soluciones interesantes. Y al tratarse de un puente urbano, al que cabe dotar de una amplia mediana, surge el situar esa bóveda, única, en el eje del tablero. Todo lo cual puede conducir a una estructura de puente que, siendo verdadera, aúne valores técnicos conformales y estéticos.

2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Oblatas compone un puente arco de ta-

blero inferior, de hormigón pretensado y de 50 metros de luz entre ejes de apoyo. Su sección transversal tiene un ancho total de 27,66 m que incluye 2 calzadas de 6,50 m cada una, separadas por una mediana central de 7,20 m en la que queda alojada la viga medular, y aceras laterales de 3,73 m materializadas con estructura metálica volada sobre la que apoya un entablado para el tráfico peatonal.

Buscando la mayor limpieza estructural, hemos recurrido a la idea fecunda de arco laminar, de mínimo canto, que soporta a un tablero rígido a través de péndolas. Arco cuya flexibilidad le hace incapaz de soportar flexiones de mínima importancia, lo que supone obligarle a un trabajo puramente antifunicular. Por lo tanto, su directriz en parábola de 2º hace que, en cualquier estado de carga, sus péndolas tiren hacia arriba del tablero con una distribución de fuerza repartida y uniforme. Los estados tensionales de la viga rígida del tablero (viga medular emplazada en la mediana) serán entonces los derivados de superponer la ley de flexiones de las cargas en cuestión actuando sobre una viga simplemente apoyada de 50 metros de luz con otra ley de flectores contraria, parabólica de 2º, cuyo valor será el que conduzca a que la energía total de deformación de este tablero simplemente apoyado resulte mínima.

El arco laminar, situado en el plano medio de la estructura, es de hormigón armado y alzado parabólico, con flecha en el centro de 13,80 m a eje del arco. Su sección transversal es maciza y de forma trapezoidal, con canto constante de 72 cm y ancho que varía entre los 2,40 m en clave y los 6,00 m en arranques, donde se empotra en la viga medular.

Como puede verse en la Figura 1, sección transversal por centro luz, el puente dispone de sendos planos de 20 péndolas cada uno, separadas 2,25 metros entre sí, formadas por cable cerrado de 39 mm de diámetro y mazarotas extremas; la inferior, sobre la viga medular, con rótula, y la superior, sobre el arco, con mecanismo roscado de regulación de tensión. Los planos de péndolas no son verticales, sino que ofrecen inclinación en el sentido transversal al puente, acompañando al arco en su variación de ancho.

La planta resultante de esa concepción de arco y péndolas puede verse en la Figura 2. La sección del arco, gracias a la variación de su ancho, crece de modo razonable desde la clave hacia los arranques, mientras la inclinación de los planos de péndolas conduce a una mayor integración estructural y visual

entre arco y tablero, que, por ejemplo, si falta hiciera, se traduciría en un incremento de la seguridad del arco frente al pandeo lateral.

El tablero está compuesto por la mencionada viga medular, de sección cajón y situada en el mismo plano del arco, que da origen a un sistema de costillas transversales de canto variable espaciadas 4,50 m coronadas por una losa de hormigón armado de 22 cm de espesor, sobre la que discurre el tráfico rodado. Por su parte inferior, las costillas se completan con una tabla de 20 cm de grosor y ancho creciente desde el borde hacia la viga medular, lo que conduce a formar aberturas parabólicas (Figura 3). La viga medular, de sección cajón con almas inclinadas, tiene 2,80 m de canto, de los que 1,24 m sobresalen respecto a la calzada, conformando la mediana.

La idea básica estructural de este puente, como la de todos los del tipo arco atirantado, es componer una viga simplemente apoyada de gran canto. Como toda viga recta, está obligada a soportar flexiones y esfuerzos cortantes. Los esfuerzos de flexión se pueden descomponer en la compresión que

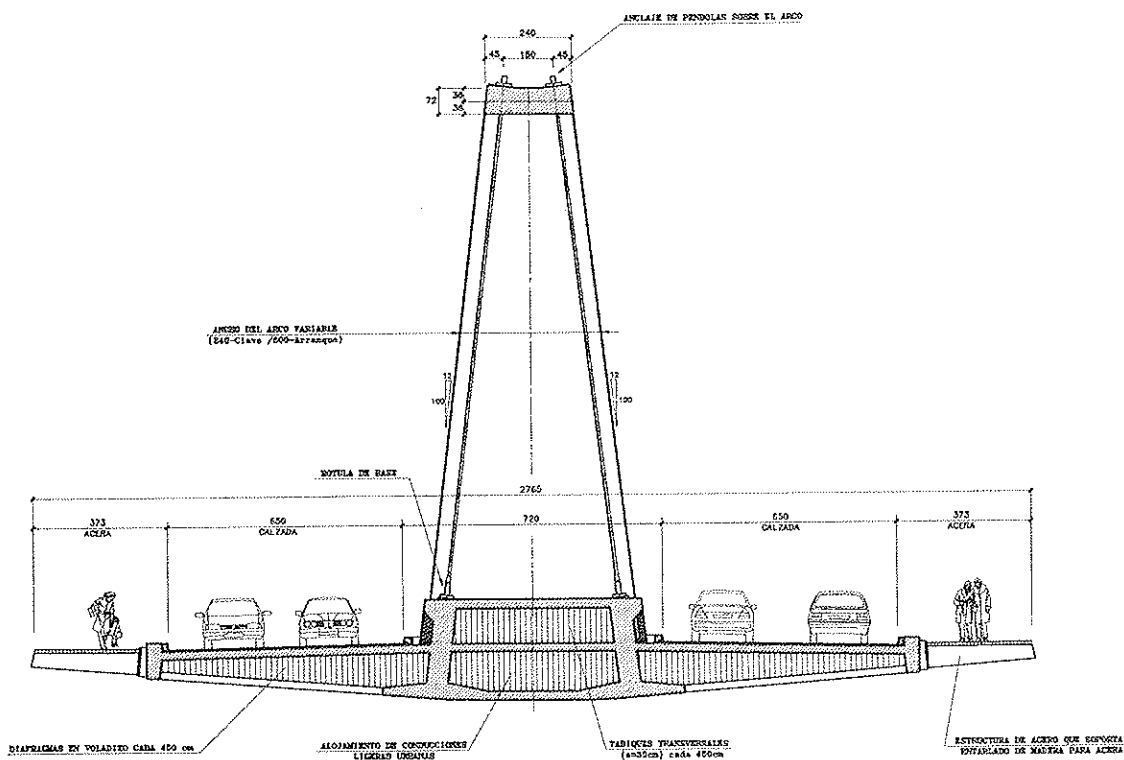


Fig. 1. Sección transversal por centro del puente

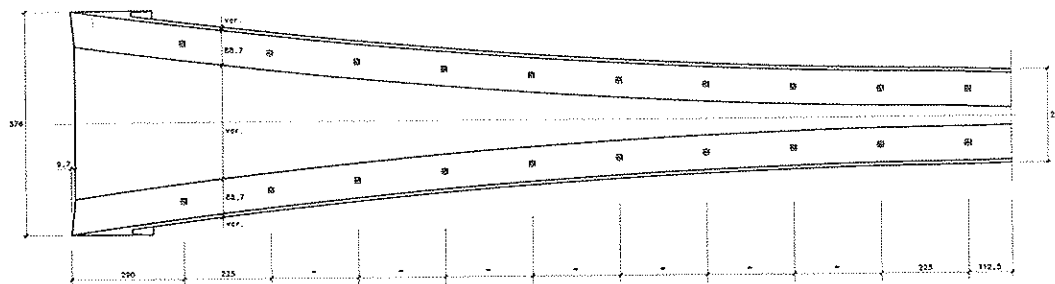


Fig. 2. Semi-planta del arco.

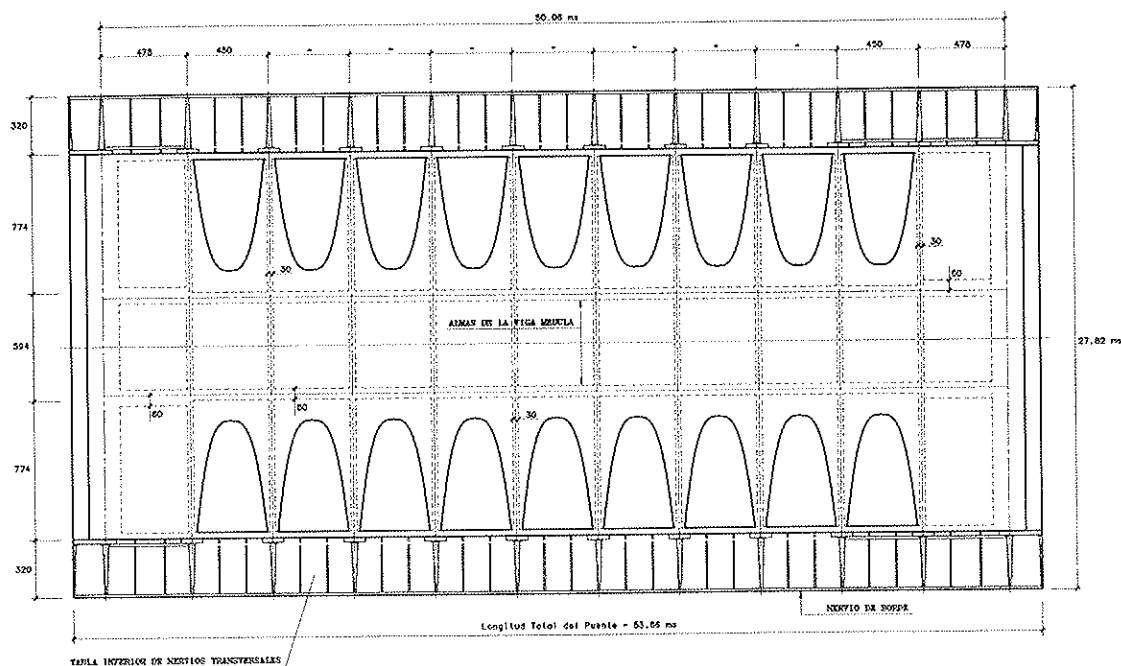


Fig. 3. Planta espejo del intradós del tablero

actúa en el arco más la tracción que actúa sobre el tablero, de manera que el brazo mecánico es igual a la distancia existente entre la resultante de compresiones y la resultante de tracciones, esto es, la distancia comprendida entre el arco y el tablero, de modo que el canto de esa viga en centro de luz llega a ser la flecha del arco. Los cortantes vienen dados por la proyección vertical de la fuerza de compresión en el arco, que es nula en la sección de clave y máxima, como tenía que ocurrir, en sus arranques.

La viga medular dispone de un pretensado longitudinal centrado a base de tendones rectos de 12 de 0,6", mientras que, en sentido transversal, cada costilla se pretensa como doble voladizo con tendones superiores (9 de 0,6").

Cuestión de especial importancia es la de la puesta en carga del sistema de péndolas. Tratándose de un arco laminar, esa puesta en carga sólo puede lograrse actuando simultáneamente con un conjunto de gatos sobre todas y cada una de las péndolas, lo que, por supuesto, es escasamente factible. La solución consiste en aplicar gatos en la zona de clave, actuando sobre dos semiarcos. Dada la directriz parabólica del arco, la fuerza introducida a través de los gatos da lugar a una serie de fuerzas de desviación más o menos uniformes que son recogidas por las péndolas. Dichas fuerzas no son del todo uniformes a causa del empotramiento de los arranques del arco en la viga medular, lo que conduce a que las péndolas extremas tomen sólo la mitad de carga que las centrales. A pesar de todo, el reparto de fuerzas

resulta lo bastante uniforme como para que el estado de flexiones de la viga medular bajo peso propio sea aceptable. Además, la apertura en clave sirve siempre para separar al arco de su encofrado, evitando las clásicas dificultades del descimbrado.

Las fotos de Figuras 4 y 5 permiten apreciar aspectos de la obra terminada. En ellas destaca la imagen, fuerte y flexible a un tiempo, del arco laminar y las péndolas que sustentan al tablero. Las rótulas inferiores de dichas péndolas quedan a una altura próxima a la de los ojos de un conductor que atraviese el puente, por lo que era obligado cuidar al máximo sus formas y acabados. De ahí que se hayan empleado materiales de gran calidad tanto para péndolas como para sus anclajes.

3. PROCESO CONSTRUCTIVO

A continuación se indican las operaciones más destacadas del proceso constructivo (Figura 6).

3.1. Ejecución de tablero

a) Cimbrado y encofrado

Para poder ejecutar la viga medular del tablero, se adoptó un sistema de cimbra diá-

fana de tres vanos, con luces de 16 metros en cada uno de los vanos extremos y 12 metros en el central. Los apoyos extremos se materializaron mediante soportes que actuaban directamente sobre las punteras de las zapatas de los estribos, de modo que no fue necesario realizar nuevas cimentaciones, mientras que los apoyos centrales se concretaron por medio de sendas filas de apoyos provisionales de hormigón ejecutados dentro del cauce. Los 4 apoyos centrales desempeñaron una doble función: primero sustentaron las vigas del cimbrado, y posteriormente, desde el descimbrado del tablero hasta la puesta en carga de las péndolas, sirvieron de apoyos provisionales del tablero, por medio de los correspondientes neoprenos.

Los perfiles transversales de apoyo de las vigas del cimbrado, volaban por fuera de la sombra del tablero unos 3,0 m para permitir el ripado transversal de la cimbra y su posterior extracción con grúas desde el propio tablero.

Dada la escasez de gálibo entre la lámina de agua y el tablero, no se pudo emplear una cimbra a base de celosías, y hubo que recurrir a la solución de vigas de alma llena. El hecho de que éstas tuvieran una deformabilidad superior a lo normal, y que las luces de la cimbra alcanzaban valores considerables, obligó a considerar tanto las contraflechas de montaje como las debidas a las fases de hormigonado.

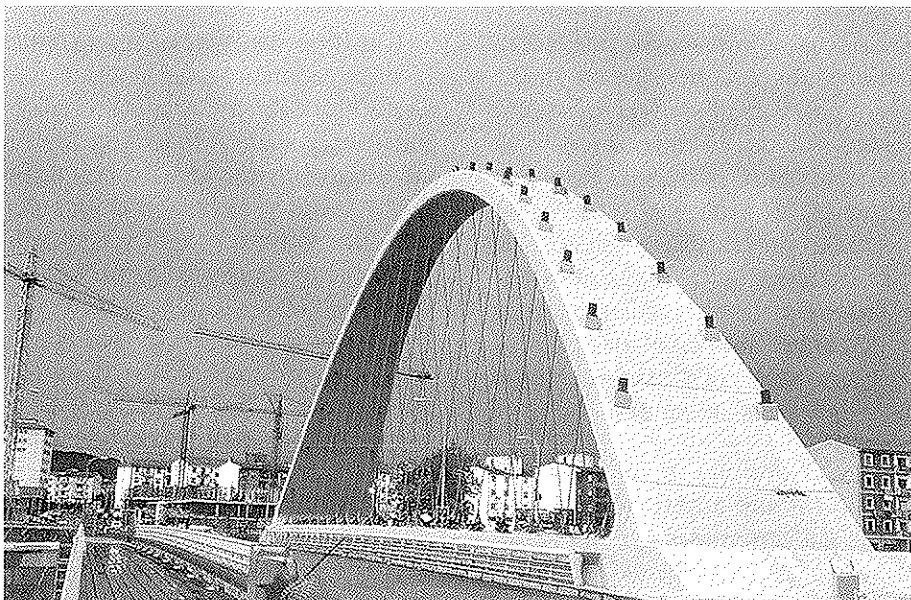


Fig. 4. Vista del puente acabado.

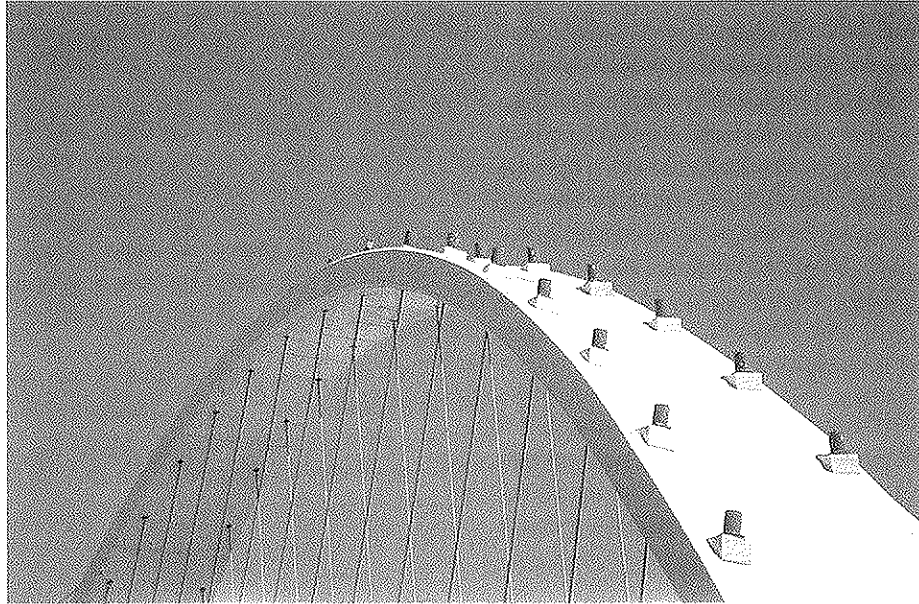


Fig. 5. Detalle de la zona de clave del arco laminar.

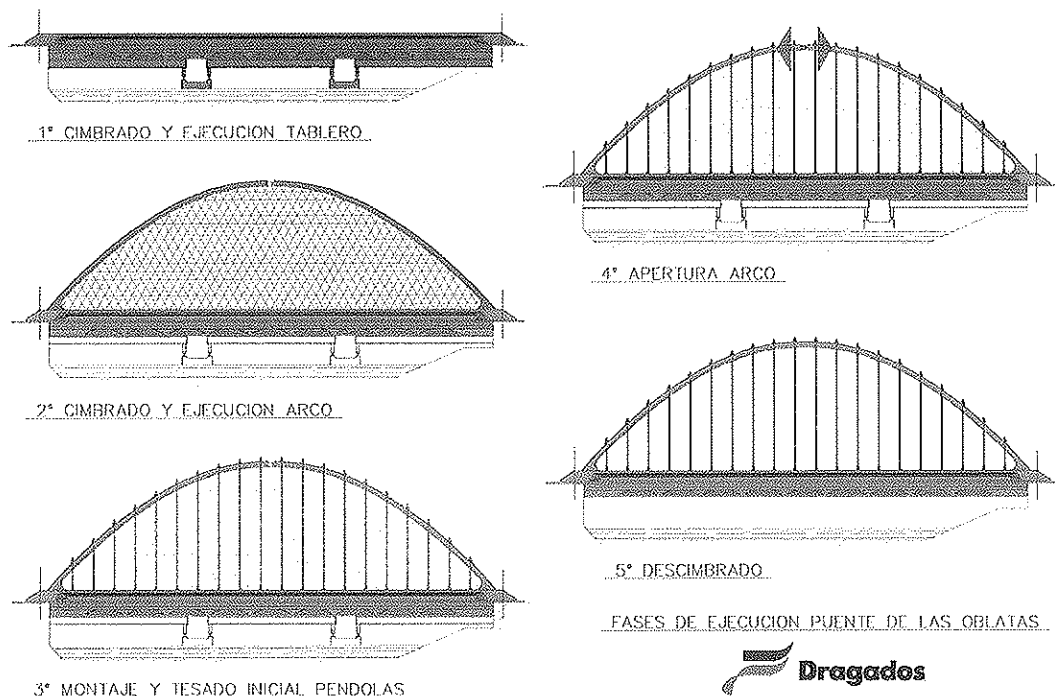


Fig. 6. Procedimiento constructivo.

El encofrado visto se realizó con tabla machihembrada, mientras que para el no visto de la viga medular se emplearon bloques de poliestireno expandido.

b) Hormigonado

La sección transversal del tablero se dividió en tres partes con la intención de hormigonar cada una de ellas en fases distintas.

Además, cada una de estas partes se subdividió en cinco tramos en dirección longitudinal del puente (tres tramos que se correspondían con los vanos de la cimbra, más los dos diafragmas de apoyo). El objeto de dividir el hormigonado del tablero en tantas fases era el de eliminar las fisuraciones del hormigón recién endurecido como consecuencia de las deformaciones producidas en la cimbra.

3.2 Ejecución del arco

El cimbrado del arco fue convencional, con cimbra llena (Figura 7), apoyado sobre la viga medular del tablero. Para hormigonarlo, fue necesario establecer una serie de fases, todas ellas simétricas con respecto a la clave. En la zona de los arranques del arco, se emplearon encofrados tanto en el intradós como en el trasdós, ya que la pendiente del mismo era superior a la que podía definirse con el hormigón fresco.

Cuando se acometió el hormigonado del arco, el tablero ya contaba con el pretensado longitudinal y transversal, estaba descimbrado y descansaba sobre los estribos y los 4 soportes centrales del río.

En el arco, se dejó sin hormigonar una ventana en clave de 1,26 m de longitud, para así poder realizar la apertura en clave desde ella.

3.3. Descripción e instalación de las péndolas

3.3.1. Descripción

Como ya se ha indicado anteriormente, el tablero queda suspendido del arco mediante dos planos de 20 péndolas anclados en la cara superior de arco y en el tablero.

Las péndolas están formadas por cable cerrado, suministrado por PFEIFER, tipo

VVS de 39 mm de diámetro, galvanizado, con carga de rotura de 1,450 kN y cuya composición es la siguiente: 1 x 4,07 + 6 x 3,97 + 6 x 1,63 + 12 x 3,77 + 197 x 5,0 + 2622 x 5,0.

El material de relleno entre cables es "pintura de polvo de zinc". Con él se han obtenido mejores resultados que con el tradicional relleno de grasa.

El anclaje activo, que es el superior, es regulable por rosca (mazarota) con una arandela y una tuerca esféricas. Tiene una rosca exterior donde se sitúa una tuerca con apoyo esférico sobre una arandela que tiene una superficie plana en contacto con la placa de reparto y una superficie esférica en su contacto con la tuerca (Figuras 8 y 9).

Las tuercas permiten el anclaje de las péndolas y al mismo tiempo posibilitan el tesado o destesado de las mismas mediante su movimiento relativo a la mazarota. También, y debido a su zona esférica, permiten la rotación relativa de los anclajes sobre las placas de apoyo, absorbiendo las pequeñas desviaciones, de montaje, respecto a las alineaciones teóricas sin disminuir la eficiencia del anclaje.

La mazarota dispone de rosca interior, donde se instalan las barras de tiro necesarias para conectar el anclaje con el gato de tiro.

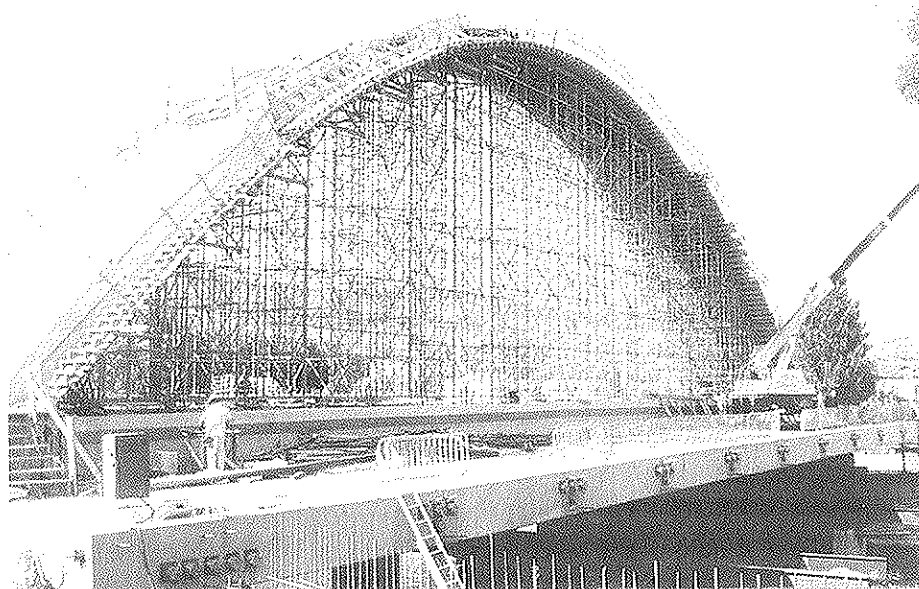


Fig. 7

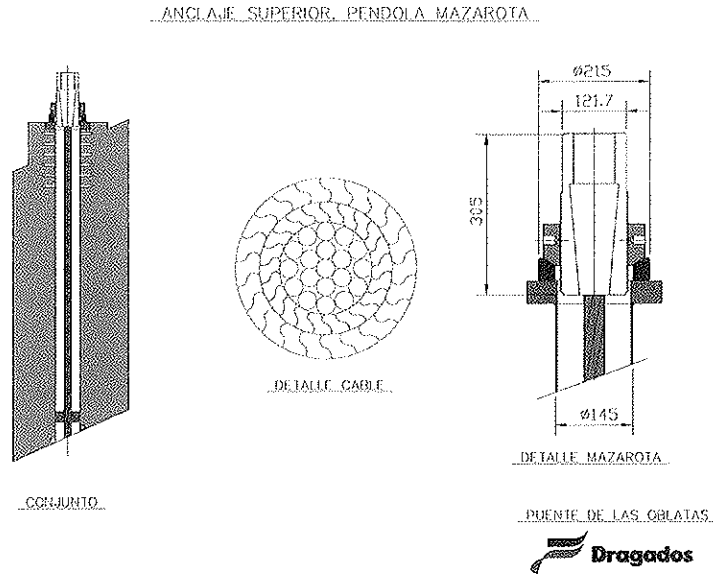


Fig. 8

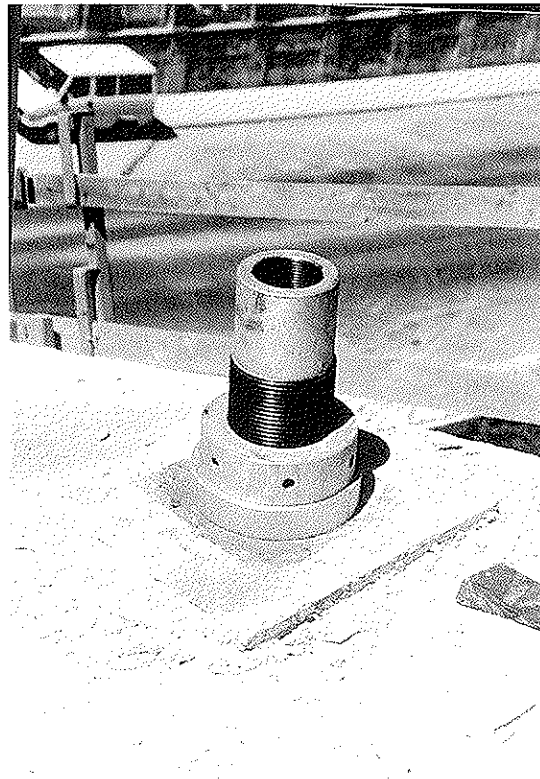


Fig. 9

El anclaje pasivo, que es el inferior y se haya en el tablero, es de tipo horquilla y se conecta mediante un pasador a los elementos de conexión con el tablero (Figuras 10 y 11). Dichos elementos disponen de una orejeta donde se fija la horquilla del cable cerrado por medio del pasador.

Las piezas de conexión de las péndolas al tablero se unen al mismo mediante barras Macalloy postensadas.

Los anclajes extremos del cable cerrado se materializan en unas zonas cónicas de conexión, donde los cables, previamente

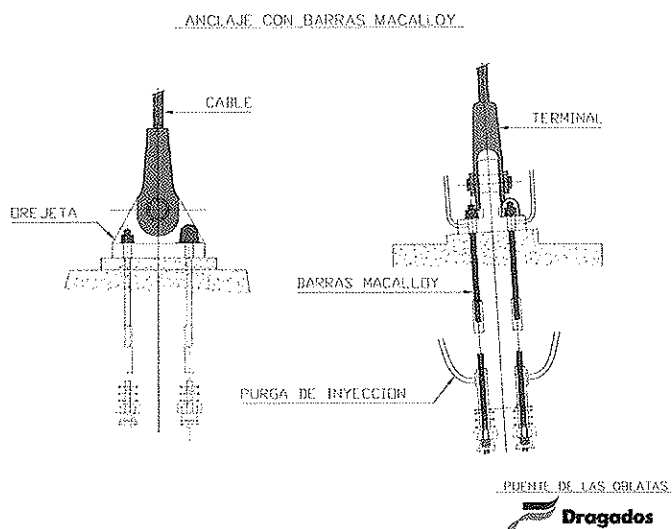


Fig. 10

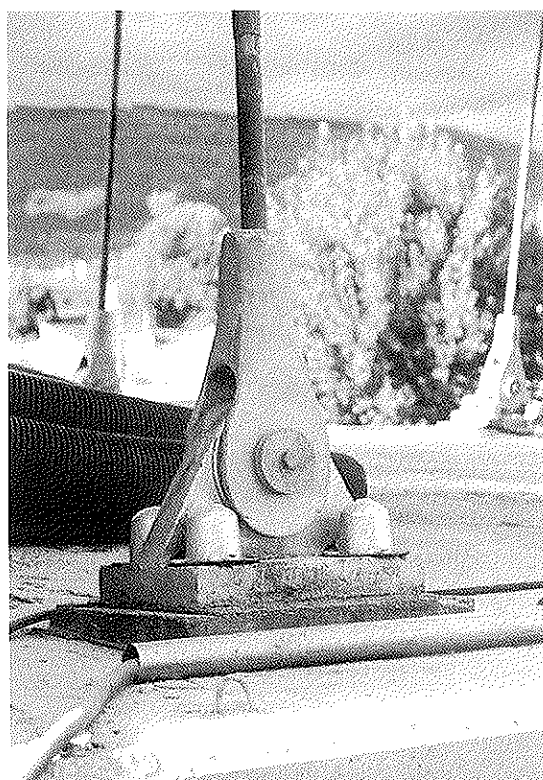


Fig. 11

destrenzados y limpiados por ultrasonidos, son inyectados con una aleación de zinc fundido, según DIN 3092, que al solidificar une de manera permanente al cable y al anclaje.

Otros elementos que conforman la péndola son: el carrete de paso a través del arco, el neopreno centrador en el extremo inferior del mencionado carrete, el sistema de anclaje de las barras Macalloy al tablero, las jun-

tas y los capots de protección del anclaje superior y de las barras Macalloy del anclaje inferior.

3.3.2. Instalación

Izado

Las péndolas se izaron mediante grúa y cables de tiro que, pasando a través de los

carretes, engancharon en los dispositivos de suspensión previamente instalados en los anclajes activos.

Se tuvo especial cuidado en que ninguna parte de la péndola rozara en su trayectoria, particularmente en el punto de entrada en el arco, donde se guiaron manualmente. Cuando el anclaje superior sobresalía suficientemente sobre el hormigón del arco, se colocaron dispositivos para su sujeción provisional (maderas, perfiles), que permitieron soltar el cable de tiro. A continuación, se instaló la arandela esférica de apoyo en la placa base y la tuerca en la mitad del recorrido de la zona roscada de la mazarota.

Una vez instaladas la arandela y la tuerca se volvió a colocar el dispositivo de tiro, izando nuevamente la péndola hasta que fuera posible la retirada de los dispositivos de sujeción provisional.

Una vez centrada la arandela esférica respecto a la placa base y carrete se procedió al descenso centrado de la péndola mediante la arandela en la placa base.

Seguidamente se realizó la conexión de la péndola al tablero mediante la introducción del elemento de conexión entre las orejetas dobles de la horquilla e instalando los pasadores y tuercas de fijación.

A continuación se realizó el apriete de las tuercas de las barras Macalloy. Se vigiló que los desplazamientos fueran los mismos en las cuatro barras, de manera que se garantizara que el elemento de conexión quedaba perpendicular a las barras.

Puesta a punto y tesado

La péndola debía quedar, mediante el apriete de las tuercas, en banda, es decir, estirada sin tensión.

Se procedió a la instalación de los centradores de neopreno en los carretes del arco, así como al hormigonado de los asientos de los elementos de conexión al tablero. Posteriormente, y una vez que este hormigón alcanzó la resistencia necesaria, se tesaron las barras.

De esta forma, las péndolas quedaban instaladas y preparadas para su entrada en

carga y tesado definitivo, que se realizó posteriormente, durante la apertura en clave del arco.

Seguidamente, se llevó a cabo el apriete de los centradores de neopreno, la inyección de las barras de Macalloy del tablero y a la instalación de los capots de protección de las barras y péndolas.

3.4. Apertura del arco

El objetivo de la apertura del arco, por medio de gatos hidráulicos, era triple:

- a) Materializar el esfuerzo axil previsto por el proyecto para el arco en condiciones de peso propio.
- b) Poner en carga las péndolas.
- c) Descimbrar el tablero despegándolo de sus 4 apoyos provisionales centrales situados en el río.

Esta apertura se realizó actuando la carga de los gatos sobre los labios de la ventana de 1,26 m dejada sin hormigonar en la clave, dentro de la sección transversal del arco y centrada con respecto a ella.

Dado el escaso espacio de la sección del arco en la zona de clave, el Proyecto había previsto la colocación de gatos exteriores al arco, actuando en una y otra de sus caras laterales por medio de placas de acero amarradas provisionalmente a la sección de hormigón. Sin embargo, a la hora de la verdad, se desechó este sistema debido a los siguientes inconvenientes:

- Dificultad en la transmisión por fricción de la carga de los gatos al hormigón del arco.
- El hormigonado de la dovela de clave, una vez conseguida la apertura de los semiarcos, se realizaría con los gatos en carga fijados con las tuercas de seguridad, cuya retirada habría de hacerse aumentando la presión en ellos con las consiguientes tracciones localizadas en este hormigón final.
- Mayor complejidad de estructuras auxiliares y operaciones derivadas funda-

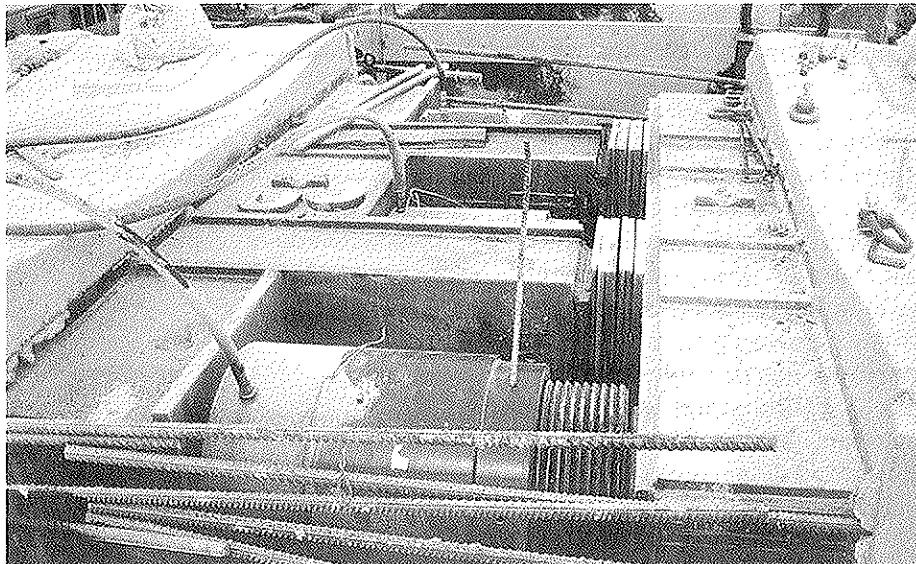


Fig. 12

mentalmente del cosido transversal de las estructuras soporte por medio de barras tesadas para asegurar la transmisión de los esfuerzos por rozamiento.

Por todo lo cual se optó por instalar gatos en el interior de la clave del arco mediante una estructura metálica de soporte que quedara embebida en el hormigón, cuando se procediera al hormigonado de dicha clave. Estructuras que eran muy rígidas y convenientemente ancladas al semiarco ya hormigonado (Figura 12).

El esfuerzo de apertura en clave fue de 990 Mp, que se logró mediante la utilización de 3 gatos hidráulicos con una capacidad teórica total de 1,317 Mp a 400 bares.

La estructura metálica cumplía las siguientes funciones:

- soporte de los gatos de empuje,
- transmisión de las cargas al hormigón,
- al estar dividida en dos mitades, unidas cada una a cada semiarco, permitía absorber los desplazamientos, tanto horizontales como verticales, y
- soporte para las calas metálicas.

Las calas metálicas se dispusieron como mecanismo adicional de seguridad a las propias tuercas de seguridad de los gatos.

La operación de apertura se realizó

mediante escalones a presiones de 80, 160, 250 y 300 bares, controlando en cada escalón, además de la presión de los gatos, los movimientos (horizontal y vertical) de ambos extremos de los semiarcos mediante topografía de precisión. En cada escalón de empuje, se llevaba prácticamente a tope la tuerca de seguridad, colocándose las calas necesarias tras cada uno de dichos escalones.

Una vez alcanzado el esfuerzo de apertura previsto, y colocadas las calas definitivas, se procedió a la retirada de los gatos hidráulicos y al hormigonado de la clave (Figura 13).

Con esta operación las péndolas quedaron tesadas con valores comprendidos entre 24 y 50 t, desde los apoyos del arco hasta el máximo en la zona de la clave respectivamente.

4. INSTRUMENTACIÓN

Dada la importancia que tiene una operación de apertura en clave como la que se realizó en este arco se complementaron los medios del control habituales, consistentes en topografía y control de fuerzas en gatos, con un sistema de extensometría. El objetivo principal de este sistema era conocer el valor real de las fuerzas en las péndolas durante la apertura en clave, así como durante la aplicación de las cargas permanentes y la prueba de carga. Se pudo, de esta manera, verificar

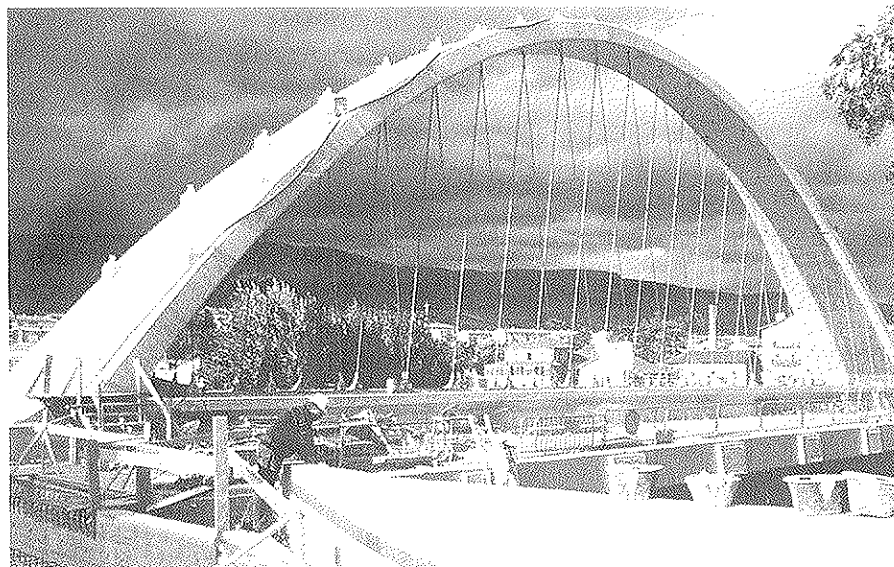


Fig. 13

que el estado tensional resultante en los diferentes elementos de la estructura coincidía con los valores teóricos previstos.

Además, y con idéntico propósito, se instrumentaron una serie de secciones del arco.

Debido a la complejidad de instrumentar los cables que conforman las péndolas, se buscó una solución más sencilla, consistente en instrumentar las mazarotas de anclaje. Para ello se realizó un análisis mediante elementos finitos de las tensiones que deberían aparecer en las mismas cuando los cables entraban en carga. Este análisis se completó con un ensayo a escala real de una de ellas, en la que se colocaron 12 puntos de medida, determinando los dos puntos más sensibles para, a continuación, obtener una ley perfectamente calibrada que relacionara la deformación en esos dos puntos con la fuerza en el cable (ver Figura 14). Posteriormente, en la obra, se reprodujo la posición de los puntos de medida determinados durante el ensayo para cada péndola instrumentada.

La instrumentación de las secciones del arco resultaba más sencilla. Se realizó utilizando barras de acero corrugado de diámetro 25 mm que quedaban embebidas en el interior del arco, teniendo cada una de ellas adosada, en su punto medio, una galga extensométrica. La posición de estas barras, perfectamente definida dentro de cada sección, coincidía sensiblemente con las esqui-

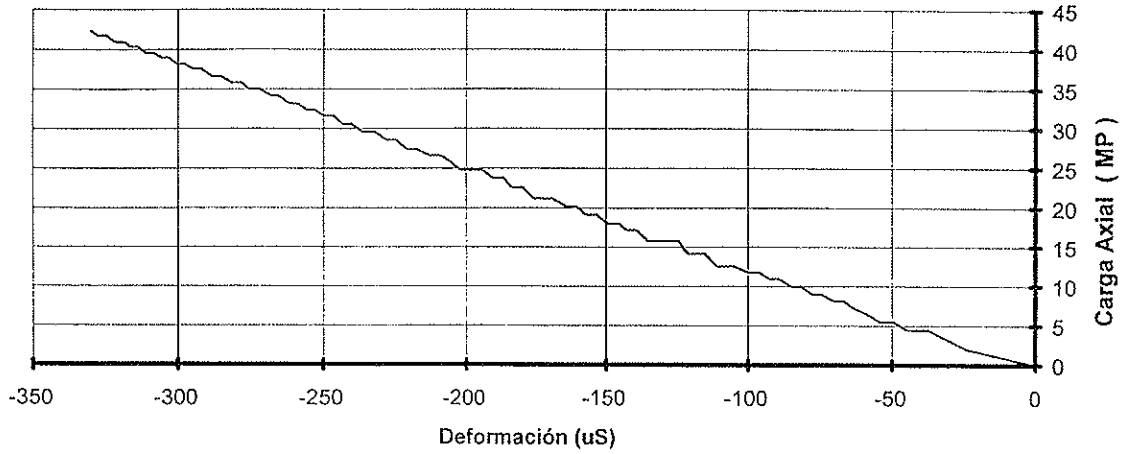
nas. De esta forma era posible detectar el axil medio en el arco, así como la posible aparición de flexiones en cualquiera de los dos ejes principales.

La distribución de los puntos de medida colocados en la estructura, correspondientes tanto al arco como a las péndolas, puede observarse en la Figura 15: distribución de puntos de medida.

En total se colocaron 60 puntos de medida. 32 de ellos correspondían a 16 péndolas, y los 28 restantes a 7 secciones del tablero. El control de todos ellos se realizó desde un ordenador central, conectado mediante un único cable que conducía toda la información almacenada en módulos electrónicos encargados de registrar las medidas de las bandas extensométricas (módulos de adquisición). La transmisión de la información almacenada en los módulos de adquisición hasta el ordenador central se realizaba con la ayuda de otros dispositivos electrónicos distintos a los de adquisición (módulos de comunicación). Con este tipo de red se eliminó la necesidad de tender un cable desde cada punto de medida hasta el ordenador de control, que es el procedimiento convencional, lo que hubiera complicado notablemente la instalación y el mantenimiento en obra.

Al contrastar los resultados obtenidos con la instrumentación y compararlos con los valores teóricos se obtuvieron en las distin-

Galga 4 - Mazarota de Anclaje



Galga 5 - Mazarota de Anclaje

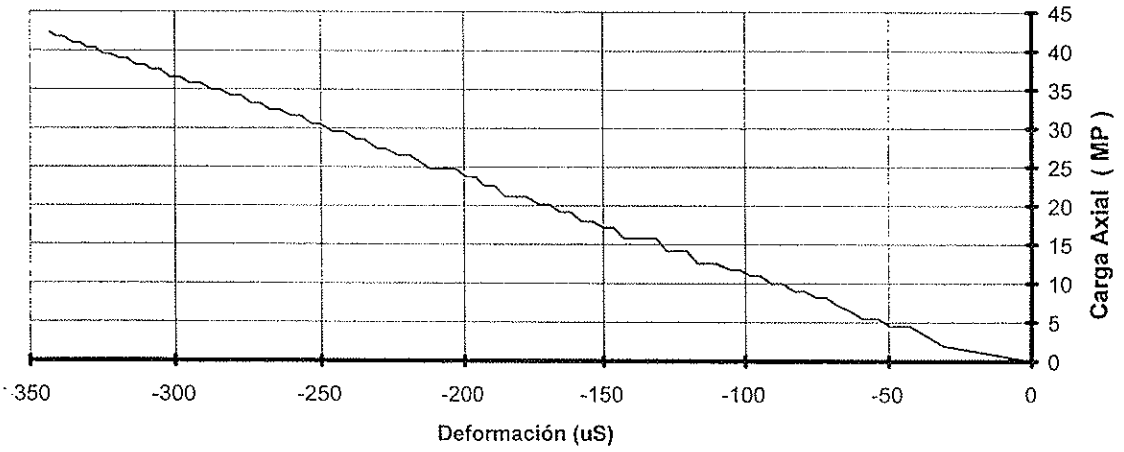


Fig. 14

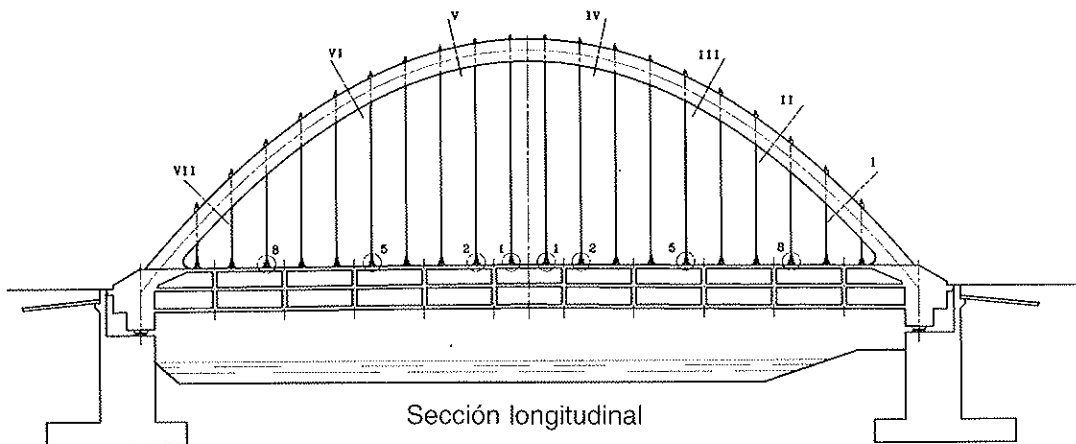


Fig. 15

tas fases (apertura en clave, aplicación de cargas permanentes y prueba de cargas) relaciones con los teóricos comprendidas entre 0,85 y 1,10.

RESUMEN

Se describe el puente de Las Oblatas, sobre el río Arga, en Pamplona.

Se trata de un puente arco, situado en un entorno urbano, con tablero inferior de hormigón pretensado, de 50,06 m de luz y 27,66 m de ancho total, incluyendo las aceras laterales sobre estructura metálica volada. El arco, situado en el plano medio de la estructura, es de hormigón armado y alzado parabólico, con 13,80 de flecha central. Las péndolas, de cable cerrado, se disponen según planos, inclinados 12% respecto a la vertical, a ambos lados del eje de la estructura.

Se describen, con todo detalle, tanto la concepción como el proceso constructivo y la instrumentación realizada, en particular,

durante el proceso de apertura del arco para la puesta en carga de las péndolas.

SUMMARY

This paper describes the Oblatas bridge over the river Arga at Pamplona.

It is an arch bridge, in an urban environment, with lower deck of prestressed concrete. The span is 50.06 m and the width is 27.66 m including overhanging sidewalks. The arch, is placed in the middle of the structure. It is of reinforced concrete and with a parabolic shape, of 13.80m height at the center of the span. The hangers, full locked cables, are disposed in planes inclined 12% in relation to the vertical, on both sides of the axis of the structure.

The design, construction and monitoring, in particular during the process of arch opening for the putting in charge of the hangers, are described in full detail.

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL (ACHE)

I Congreso de Puentes y Estructuras

15 al 18 de noviembre de 1999, Sevilla

La Asociación Técnica Española del Pretensado (ATEP) ha venido celebrando cada tres años una Asamblea Técnica Nacional que a lo largo de sus 15 ediciones precedentes ha permitido a los técnicos españoles presentar y conocer los avances y realizaciones producidos en nuestro país en el campo estructural y, más específicamente, en el campo del hormigón pretensado.

La Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), como continuadora de la ATEP y del GEHO, ha incluido en sus estatutos la organización de un Congreso Técnico trienal.

En tal sentido, es una satisfacción para mí, como Presidente de ACHE, presentar la celebración del **Primer Congreso de Puentes y Estructuras de ACHE**, que tendrá lugar en la ciudad de Sevilla, entre el 15 y el 18 de noviembre de 1999.

El Congreso está abierto a todos los miembros de la Comunidad Técnica Nacional interesados en el Hormigón Estructural y en las Estructuras en general: **Investigadores, Projectistas, Constructores, Fabricantes de Materiales y Equipos de Construcción, Técnicos de las Administraciones del Estado, etc.** Esperamos una gran asistencia, dado el atractivo técnico que presenta el Congreso unido a los atractivos particulares que presenta la ciudad de Sevilla.

El Comité Organizador ha comenzado a trabajar a fin de que los programas técnico y social puedan responder adecuadamente a las expectativas de quienes asistieron a las precedentes Asambleas Técnicas de la ATEP.

En este programa preliminar se hace un llamamiento a los técnicos de habla española en general y a los miembros de ACHE en particular, para que con su presencia y, eventualmente, con la presentación de comunicaciones, contribuyan al éxito de este primer Congreso organizado por ACHE.

Enrique González Valle
Presidente de Ache

PROGRAMA TÉCNICO PRELIMINAR

Los temas que quedarán incluidos en el programa técnico se agruparán, como es tradicional, en los siguientes bloques: 1. Investigaciones y estudios. 2. Mantenimiento, patología y reparación de estructuras. 3. Realizaciones: a) Puentes, b) Edificación y c) Estructuras varias.

Dentro del programa técnico se ha previsto la organización de mesas redondas sobre temas de interés general, con presentaciones a cargo de un número reducido de ponentes, seguidas de coloquios generales abiertos a los asistentes.

PARA MAYOR INFORMACIÓN DIRIGIRSE A:

Secretaría de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE)
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja
Consejo Superior de Investigaciones Científicas
C/ Serrano Galvache, s/n - 28033 Madrid
Teléf.-Fax: 91 766 07 03 (Srta. Estrella) – e-mail: estrella@ietcc.csic.es

Refuerzo de estructuras de hormigón con materiales compuestos con fibra de carbono. Aplicación al puente del Dragó, Barcelona

M.ª Dolores Gómez Pulido

Ingeniera de Caminos, MSc. PEDELTA, S.L.

Juan A. Sobrino Almunia

Dr. Ingeniero de Caminos. PEDELTA, S.L.

1. INTRODUCCIÓN

Se describe el sistema de refuerzo de estructuras de hormigón aplicando materiales compuestos con fibra de carbono; constituyendo una innovación tanto en el *material empleado* para reforzar estructuras como en la *ejecución* del mismo (por su facilidad en la puesta en obra y rapidez en la ejecución), habiendo sido galardonado recientemente con uno de los *PREMIOS CONSTRUMAT 97*.

La aplicación de los materiales compuestos en la Ingeniería Civil ha comenzado a constituir una realidad tan sólo en la década actual, existiendo realizaciones de refuerzos de estructuras de edificación y puentes en Suiza, Alemania y EE.UU., fundamentalmente.

El refuerzo del puente del Dragó, en Barcelona, constituye *la primera aplicación de dicha tecnología en España*, habiéndose realizado el encolado de las láminas de materiales compuestos sobre la superficie del hormigón en un *tiempo récord de dos horas y cuarto*, frente a otras alternativas de refuerzo convencionales que hubieran requerido entre 2 y 3 días de interrupción del tráfico bajo el puente.

2. MATERIALES COMPUESTOS

2.1. ¿Qué entendemos por materiales compuestos?

El término *material compuesto* se reserva para aquellos materiales bifásicos (fibras + matriz) fabricados expresamente para mejorar los valores de las propiedades que los materiales constituyentes presentan por separado, exhibiendo una interfaz identificable entre ellos.

Si bien la variedad de los mismos es enorme, se cumple como denominador común la existencia de un elemento fibroso, que aporta rigidez y resistencia, con un ratio longitud/espesor claro, y una matriz (generalmente resina) que configura geoméricamente el material compuesto.

Normalmente la matriz es flexible y poco resistente, con la misión principal de transmitir los esfuerzos de unas fibras a otras, y entre ellas y la superficie adyacente, además de proteger a las fibras de posibles daños mecánicos y ambientales.

Las fibras empleadas pueden estar constituidas por carbono, vidrio, boro, aramida, metal, cerámica, etc. La naturaleza de las matrices también puede ser muy variada: orgánicas, minerales, metálicas, cerámicas,

etc. El mercado de los materiales compuestos lo conforman, mayoritariamente, las matrices orgánicas y las fibras de carbono, vidrio y aramida (1).

2.2. Propiedades generales de los materiales compuestos

Como propiedades generales podemos destacar:

- Elevadas resistencias mecánicas (comportamiento lineal hasta rotura).
- Resistencia a la corrosión.
- Resistencia a los ataques químicos.
- Ligereza.
- Presentación en cualquier longitud (eliminación de juntas).
- Muy buen comportamiento a fatiga.
- Buenas propiedades dieléctricas, etc.

Cuando las fibras, dentro del material compuesto, se encuentran orientadas en una única dirección (presentación industrial conocida como *roving*), nos encontramos con un material anisótropo, obteniéndose la máxima resistencia y módulo en la dirección del eje de las fibras. Una disposición del refuerzo en dos direcciones (presentación denominada *tejido*) produce diferentes resistencias según el ángulo que formen las fibras. En el caso de que las fibras se encuentren orientadas en todas direcciones (presentación denominada *mats*), el comportamiento del compuesto es isotrópico, reduciéndose sustancialmente los valores de la resistencia en relación con los obtenidos en los compuestos tipo *roving* según la dirección de las fibras.

La forma de los materiales compuestos más usual empleada en aplicaciones estructurales se denomina laminado, constituido por varias láminas de fino espesor. Dependiendo de la orientación de las fibras en cada lámina y de la secuencia de las mismas dentro del laminado se puede generar un amplio rango de propiedades mecánicas y físicas.

Las propiedades mecánicas del material compuesto, en cualquier dirección, dependen del porcentaje de fibras, en volumen, orientadas en la misma dirección, así como de las propiedades mecánicas de las fibras, de la longitud, forma y composición de las mismas, de las propiedades mecánicas de la resina y de la adherencia entre las fibras y matriz. Dichas propiedades dependen sobremanera de la dirección de medida en relación con la dirección de las fibras.

Las propiedades de la matriz influyen en la resistencia a cortante del laminado, así como en las propiedades químicas, eléctricas y térmicas del material compuesto, además de dar soporte lateral contra el pandeo de las fibras bajo sollicitaciones de compresión.

2.3. Propiedades específicas de los materiales compuestos

Como se describió en el apartado anterior, las propiedades de los materiales compuestos dependen sobremanera del tipo de fibra y matriz empleados. Para poder apreciar dicha variabilidad, se adjunta en la Figura 1 la relación tensión - deformación (ensayo uniaxial) para diversas fibras, así como para el acero de armado y pretensado; constatándose el carácter completamente lineal entre tensiones - deformaciones de los materiales compuestos llevados hasta rotura.

La mayor parte de los materiales compuestos presentan resistencias estáticas a largo plazo significativamente inferiores a las observadas a corto plazo, con fracciones aproximadas al 30%, 50% y 80% para el vidrio, aramida y carbón, respectivamente. Estas pérdidas de resistencia, experimentadas en los materiales compuestos ante carga sostenida (*creep rupture* o *static fracture*), pueden acelerarse ante condiciones ambientales adversas (presencia de agua, soluciones alcalinas o ácidas, radiaciones ultravioletas, etc.) (3).

Las características mecánicas de las fibras de carbono no se alteran ante la presencia de humedad, disolventes, ácidos o bases, agentes atmosféricos, etc., permitiendo un contacto directo con el hormigón durante largos períodos de tiempo. Las fibras de ara-

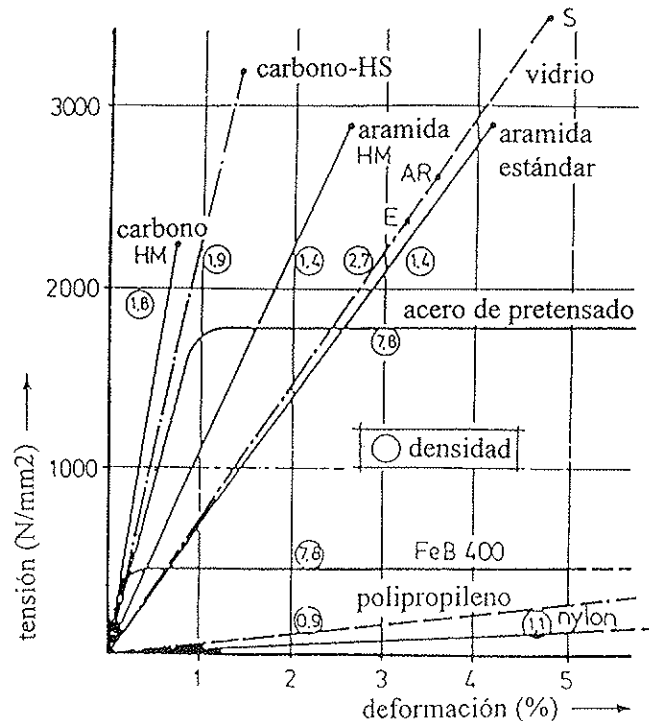


Figura 1. Densidades y curvas tensión-deformación (ensayo uniaxial), para diversas fibras sintéticas y aceros de armado y pretensado (2).

mida, si bien resisten la presencia de determinados disolventes y agentes químicos, se ven afectadas por la presencia de ácidos y bases, humedad, etc., experimentando una disminución de sus características resistentes en contacto con el hormigón. Las fibras de vidrio se deterioran al entrar en contacto directo con el hormigón y, aunque la matriz de resina del material compuesto podría protegerlas químicamente, no siempre es el caso. Las fibras más vulnerables a las radiaciones ultravioletas son las de aramida.

Junto a las características específicas anteriormente citadas, nos encontramos con las siguientes particularidades:

- Excelente adherencia fibra - matriz (vidrio y carbono).
- Estabilidad dimensional (bajo coeficiente de dilatación) (vidrio y carbono).
- Incombustibilidad (vidrio).
- Imputrescibilidad (vidrio).
- Buenas propiedades dieléctricas (vidrio y carbono), etc.

2.4. Aplicaciones de los materiales compuestos

En todos aquellos casos donde la ligereza, la resistencia mecánica específica, la resistencia a la corrosión, el aislamiento eléctrico, la estabilidad dimensional, etc., sean importantes, se puede hablar de una presente o potencial aplicación de los materiales compuestos.

Dichas aplicaciones las encontramos en la industria automovilística, naval, aeronáutica, deportiva, eléctrica, defensa, construcción, bienes de consumo, materiales industriales y agrícolas, etc.

Sorprende que, a pesar del impacto que tienen los materiales compuestos en otras áreas, su presencia en la Ingeniería Civil ha sido virtualmente inexistente.

No obstante, las aplicaciones llevadas a cabo en Construcción las encontramos en:

- Estructuras de hormigón en ambientes agresivos.
- Plataformas Off - Shore.

- Depósitos (la primera aplicación estructural de los modernos materiales compuestos fue la construcción de depósitos a presión, mediante enrollamiento continuo de fibras de vidrio).
- Anclajes al terreno.
- Construcciones no conductivas, no magnéticas (radar, etc.).
- Tuberías.
- Refuerzos de estructuras (4).
- Armaduras pasivas.
- Armaduras activas (5).
- Cables.
- Paneles (edificación).
- Tableros de pasarelas (Pasarela de Aberfeldy, Reino Unido).
- Perfilería.
- Recubrimientos de túneles, etc.

Debido a la enorme potencialidad, aplicabilidad y variedad de los materiales compuestos, se requiere un detallado y juicioso estudio de selección de los mismos con objeto de conseguir una relación **CALIDAD/COSTE ÓPTIMA**.

3. REFUERZOS DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

Ante las diversas causas que pueden provocar la necesidad de refuerzo de una estructura (cambios funcionales, incremento de las cargas de tráfico, daños mecánicos, corrosión del refuerzo, etc.), uno de los métodos más ampliamente utilizados ha sido el **encolado de chapas de acero**, sobre todo desde el desarrollo experimentado en los últimos años en las técnicas adhesivas (el primer caso de aplicación en edificación se produjo en Durban, Sudáfrica, en 1964 y el primero en puentes se llevó a cabo en Swanley y Kent -Inglaterra- en 1975-77) (6).

Los inconvenientes principales que se presentan en esta tecnología de refuerzo son, fundamentalmente:

- **Corrosión** de la lámina de acero (afectando a la adherencia entre hormigón y chapa).

- Manejo de **estructuras pesadas**, traduciendo en dificultad en la ejecución (requiriéndose importantes medios auxiliares) y en limitación, por transporte y manejo, a longitudes determinadas de chapa (con la consiguiente problemática de juntas); pudiendo llegar a constituir un sistema complicado en lugares inaccesibles (interior de vigas cajón, etc.). Las longitudes máximas de chapa de acero, para su tratamiento manual, oscilan entre los 6 m - 8 m.

- Necesidad de una **superficie de encolado plana**.

Con objeto de evitar los problemas provocados por la utilización de chapas de acero, surge el empleo de **materiales compuestos en el refuerzo de estructuras a flexión**, donde la resistencia a la corrosión de los mismos permite que la adherencia entre hormigón y lámina no sufra alteraciones, así como su reducida densidad frente al acero permite una mayor maniobrabilidad y facilidad en la ejecución, requiriéndose medios auxiliares ligeros con plazos de puesta en obra muy reducidos (las densidades de los diversos materiales compuestos pueden apreciarse en la Figura 1). Esta mayor ligereza de los materiales compuestos permite su transporte en rollos de hasta 300 m de longitud, evitando la problemática de las juntas (Figura 2). Como inconvenientes más representativos podemos enunciar el alto precio del material y los posibles modos de rotura frágiles de no proyectarse adecuadamente el refuerzo. Gracias al empleo de medios auxiliares más ligeros y durante un plazo de tiempo menor, se pueden llegar a obtener ahorros de hasta un 25% en el proceso total del refuerzo, compensando, de este modo, el mayor precio de los materiales compuestos frente al del acero.

La primera estructura reforzada mediante láminas encoladas de materiales compuestos con fibra de carbono, fuera de un laboratorio, data de 1991: el puente Ibach, en Lucerna. Tan sólo en Suiza y Alemania, el número de realizaciones de refuerzos de estructuras (tanto puentes como edificios) con láminas compuestas encoladas asciende a más de doscientos cincuenta. A nivel mundial, el número de aplicaciones de materiales compuestos se eleva al millar (7).

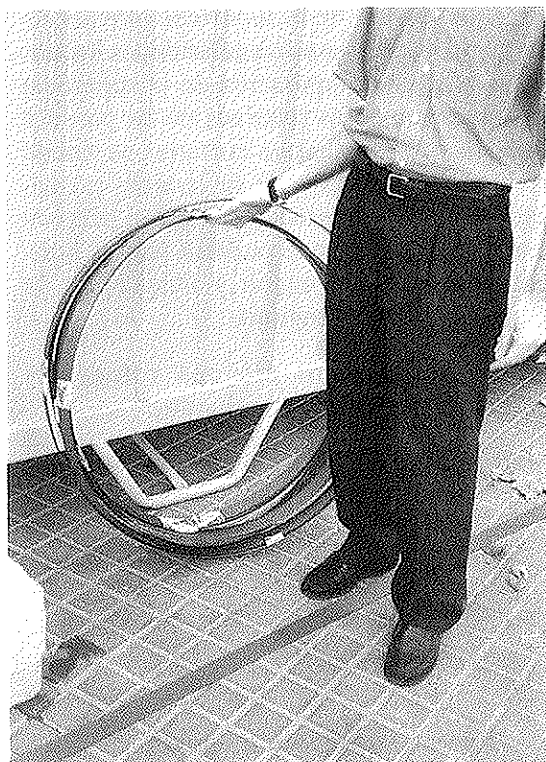


Figura 2. Vista de las láminas de material compuesto con fibra de carbono, antes de su colocación.

4. CRITERIOS DE DISEÑO

Como recomendaciones generales en el diseño de refuerzos de estructuras, tanto con materiales compuestos como con materiales más convencionales, podemos destacar las siguientes:

- Evitar el colapso de la estructura en el caso de eliminación del refuerzo (accidente, vandalismo, etc.).
- Contemplar el estado previo de deformaciones en la estructura antes de reforzar (redistribución de esfuerzos a nivel de estructura y seccional).
- Estudio de la idoneidad del refuerzo seleccionado.

El esquema general de cálculo comprendería la comprobación de la seguridad de la estructura sin reforzar (flexión, cortante, etc.), verificación de la seguridad de la estructura reforzada y verificación de los Estados Límites de Servicio.

Como ya se detalló en el apartado 2.3, la fiabilidad de una estructura reforzada con materiales compuestos depende sobremanera del tipo de material compuesto empleado (las características mecánicas de los mismos

pueden variar con el tiempo, debido a fenómenos tales como el envejecimiento, etc.), la sollicitación de trabajo, condiciones ambientales a las que se verá sometida, etc., resultando compleja la extrapolación de los criterios de diseño y de los coeficientes de seguridad para los diferentes materiales compuestos, requiriéndose un estudio particular y riguroso para cada tipo de material y aplicación del mismo (8), (9) y (10).

Las diferentes características mecánicas a largo plazo que presentan los diversos materiales compuestos provocan serias restricciones en las tensiones de trabajo, pudiendo diferir considerablemente respecto a las propiedades a corto plazo, con la consiguiente pérdida de capacidad portante de la estructura. Como consecuencia, se debe limitar la tensión admisible de trabajo para garantizar un nivel de seguridad adecuado. En la tabla 1 (3) se resumen los coeficientes de minoración de la resistencia última sugeridos por distintos códigos para diferentes tipos de materiales compuestos (los coeficientes expuestos están referidos a materiales compuestos en forma de barra, no de laminados, aunque el comportamiento relativo entre los diversos materiales es similar), donde se evidencia la necesidad de no tomar las resistencias a corto plazo como referencia en el diseño de estructuras reforzadas con materiales compuestos, sino las propiedades a largo plazo que, como se constata, son extraordinariamente dependientes del tipo de fibra empleada. El símbolo r , presente en la tabla, representa la relación entre la carga permanente y la sobrecarga de uso. GFRP, AFRP y CFRP hacen referencia a los materiales compuestos constituidos por fibra de vidrio, aramida y carbono, respectivamente.

Tabla 1. Coeficientes de minoración de la resistencia última del material compuesto (3)

Código	GFRP*	AFRP*	CFRP
Canadiense [‡] , $r > 2$	0,63	0,45	0,81
Canadiense [‡] , $r \rightarrow \infty$	0,54	0,40	0,68
Japonés [‡]	0,54	0,61	0,61
Eurocódigo 1	0,30	0,50	0,60
Propuesto en (3)	0,25	0,40	0,64

[‡] Documento provisional.

* Valores sin afectar por una eventual agresión de agentes químicos o ambientales.

4.1. Modos de rotura

En la Figura 3 se pueden apreciar los diversos modos de rotura que se pueden experimentar en elementos estructurales reforzados con materiales compuestos adheridos en zonas traccionadas (refuerzos a flexión). Los daños ahí señalados pueden conducir a roturas inmediatas del elemento o a roturas locales con efectos negativos para su capacidad portante.

En el Centro de Investigación suizo EMPA se han llevado a cabo (desde 1985) de modo sistemático ensayos de estructuras reforzadas con láminas de materiales compuestos con fibra de carbono, bajo solicitaciones estáticas y dinámicas y con diferentes condiciones climáticas (11). Los modos de rotura observados fueron los siguientes:

- Rotura de la lámina (tipo 1 en la Figura 3) al alcanzarse la resistencia a tracción de la misma.
- Rotura en la zona de compresión del hormigón al superarse la deformación máxima a compresión (tipo 2).
- Rotura del acero al superarse su resistencia a fatiga o al excederse la deformación de fluencia (tipo 3).
- Desprendimiento de la lámina de material compuesto (tipo 4). Debido a un despla-

zamiento vertical de la superficie inferior de la viga provocado por irregularidades locales por insuficiente preparación de la superficie y/o desplazamientos relativos de las paredes de las fisuras por fuerzas cortante, se puede producir la deflexión de la lámina; provocando grandes esfuerzos de tracción perpendicular a la lámina que podrían fisurar horizontalmente el hormigón y desprender la lámina en toda su longitud.

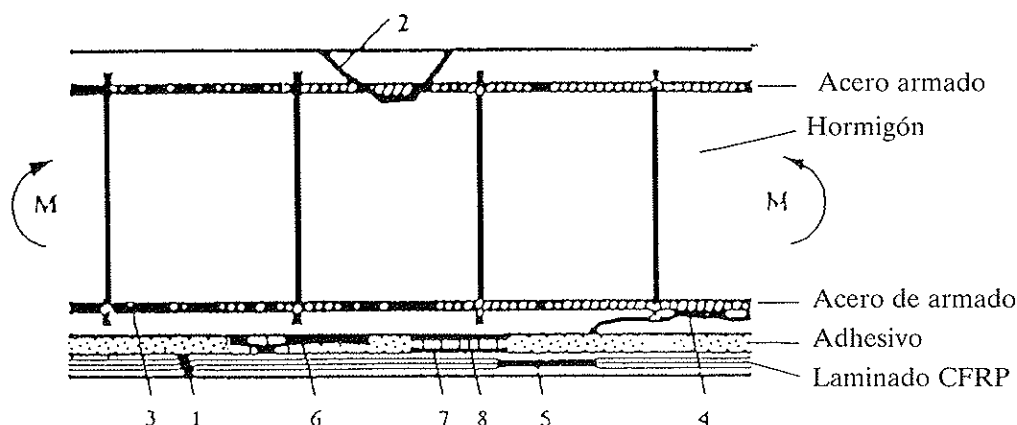
- No se presentó ninguna rotura del adhesivo a temperatura ambiente.

Las roturas tipo 1, 2 y 4 son graves por la rotura súbita que se puede producir en el elemento, mientras que los modos 5 a 8 pueden provocar una rotura local que, eventualmente, puede ser reparada.

4.2. Dimensionamiento a flexión

En el diseño de refuerzos a flexión se consideran, fundamentalmente, los mismos principios que se emplean en refuerzos mediante láminas de acero: equilibrio de la sección, compatibilidad de deformaciones e hipótesis Navier – Bernouilli (secciones planas después de la deformación).

Los modelos constitutivos del hormigón y del acero son los comúnmente empleados



- 1: Rotura a tracción del laminado.
- 2: Rotura por compresión en el hormigón.
- 3: Plastificación del acero de armado.
- 4: Rotura a tracción del hormigón.
- 5: Rotura interlaminar del laminado.
- 6: Rotura de la película adhesiva.
- 7: Rotura adherencia (superficie CFRP).
- 8: Rotura adherencia (superficie hormigón).

Figura 3. Sección longitudinal de una viga reforzada con láminas de materiales compuestos. Modos de rotura (6).

(Código Modelo, Eurocódigos, etc.), mientras que para el material compuesto se utiliza una relación totalmente lineal entre tensiones y deformaciones hasta rotura. Si bien se trata de un método simplificado, los resultados obtenidos concuerdan con suficiente exactitud con los resultados experimentales.

Con objeto de obtener una respuesta seccional dúctil, así como una mayor resistencia a flexión, se debe diseñar el refuerzo de modo que la rotura de la lámina de material compuesto se produzca durante la plastificación del acero y antes de que el hormigón alcance la rotura por compresión. En la Figura 4 se puede apreciar el comportamiento dúctil a flexión de la sección crítica de la viga reforzada en el puente del Dragó (diagrama momento - curvatura).

Junto a los criterios generales anteriores, y para el caso concreto de refuerzos de estructuras mediante laminados unidireccionales (tipo rovings) de fibra de carbono con resina epoxídica, se emplearon criterios específicos en el diseño del refuerzo, basados en experimentos realizados en los laboratorios del EMPA (11), (12), (13), (14) y (15), tanto en la determinación de los

anchos efectivos de la sección, donde se puede considerar la colaboración del laminado compuesto con el resto de la estructura, como en la consideración del efecto de la fisuración del hormigón. Para tener en cuenta este último aspecto se define un coeficiente de unión que relaciona los valores medios de las deformaciones con los valores máximos en el acero y laminado, afectando a la respuesta última seccional. Mientras en el hormigón fisurado a tracción se puede considerar constante la deformación en el hormigón, las deformaciones en el acero y en los laminados compuestos oscilan alrededor de un valor medio (zona entre fisuras), experimentando los valores máximos en las zonas próximas a las fisuras, traduciéndose en puntas en las tensiones de trabajo. Como los diagramas momento - curvatura representan la respuesta estructural de la sección en valores medios, la estructura no se agotará cuando se alcancen dichos valores, sino antes, debido al incremento de tensiones que se produce en las fisuras (el plano de deformaciones muestra los valores medios de las deformaciones en el acero y laminado, mientras que las tensiones y esfuerzos se refieren a la sección fisurada, donde se producen los valores máximos).

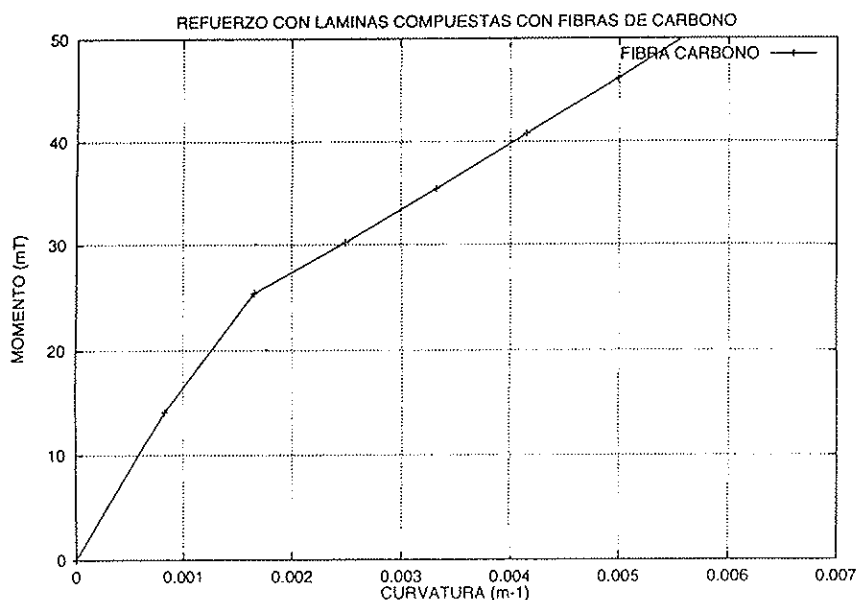


Figura 4. Diagrama momento-curvatura, en sección crítica de la viga reforzada con láminas de materiales compuestos con fibra de carbono.

4.3. Dimensionamiento por deslaminación

Como se describió en el modo de rotura tipo 4 de la Figura 3, el colapso de la estructura puede venir determinado por el desprendimiento del laminado (deslaminación). En la Figura 5 se detalla gráficamente el proceso de deslaminación: las fisuras (de ancho w) producidas por solicitaciones de flexión, en zonas traccionadas, pueden experimentar un desplazamiento vertical relativo, δ , entre los labios de la fisura por solicitaciones de cortante, sufriendo el laminado ese mismo desplazamiento vertical que, al estar traccionado, experimenta una fuerza de tracción perpendicular a la lámina, pudiendo provocar en el hormigón una fisura horizontal que se puede extender hasta el comienzo de la misma, desprendiéndola.

A continuación se adjunta una fórmula empírica empleada para determinar la fuerza cortante que puede provocar el desprendimiento de la lámina (fenómeno de deslaminación), obtenida a partir de ensayos realizados en los laboratorios suizos EMPA, haciendo notar que, como en el caso del apartado de dimensionamiento a flexión, dichos resultados sólo son aplicables para el caso concreto de laminados unidireccionales con fibra de carbono y resina epoxídica, con

un 60% en volumen de fibra. Dicha fórmula sólo es aplicable en elementos sometidos a carga uniforme, no siendo válida en casos donde se produzcan simultáneamente grandes solicitaciones de momentos flectores y esfuerzos cortantes, tales como elementos con grandes cargas puntuales o zonas de momentos negativos con grandes áreas de cortante (voladizos y zonas alrededor de columnas).

$$V_A = \tau_{CA}bx + \tau_{CA}b(h-x)(1 - \epsilon_{l,m} / \xi) + \chi(E_S A_S + E_L A_L) \quad \text{con } (1 - \epsilon_{l,m} / \zeta) \geq 0$$

donde

- V_A : cortante crítico de deslaminación.
- τ_{CA} : Tensión cortante última del hormigón.
- b : Ancho de la viga o elemento.
- h : Canto de la viga o elemento.
- x : Posición de la fibra neutra.
- $\epsilon_{l,m}$: Deformación de la lámina.
- $E_S A_S$: Módulo de deformación y área del acero de refuerzo.
- $E_L A_L$: Módulo de deformación y área del laminado.
- χ, ξ : Constantes determinadas experimentalmente donde se tiene en cuenta la calidad del hormigón.

Los valores de x y $\epsilon_{l,m}$ se deben calcular en la sección con esfuerzo cortante máximo. El primer sumando de la ecuación que determina el valor de V_A representa la transferencia de cortante en la zona de compresión del hormigón, el segundo la transferencia de cortante por la interfaz entre las paredes de la fisura (efecto de encaje) y el tercero la transferencia de cortante debido a las fuerzas verticales en el acero de refuerzo y en el laminado provocadas por el desplazamiento vertical δ (efecto de armadura pasante). Todo ello se puede apreciar en el gráfico de la Figura 6.

Los coeficientes de minoración, en este caso, son mucho mayores que los empleados para el dimensionamiento a flexión, debido a la falta de deformación plástica de la lámina de material compuesto, la variabilidad del sistema de ejecución, el limitado número de ensayos disponibles, etc. Como ejemplo, la normativa suiza SIA emplea un factor de

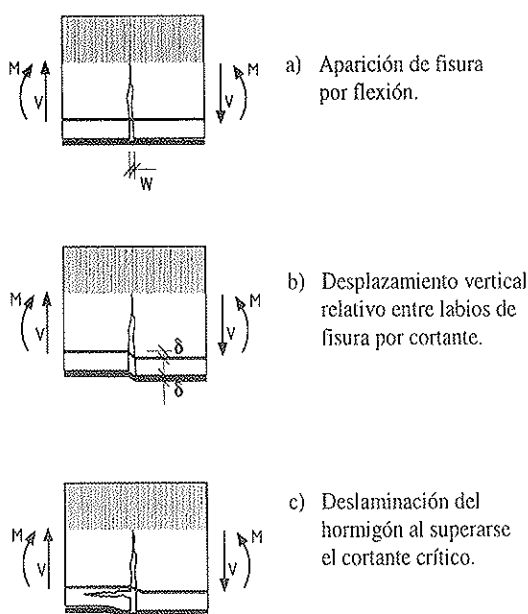


Figura 5. Proceso de deslaminación.

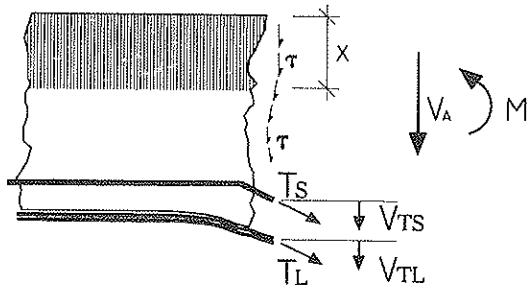


Figura 6. Cortante crítico de deslaminación.

minoración de 1.2 en el caso de dimensionamiento a flexión y de 1.7 para el dimensionamiento por deslaminación.

4.4. Dimensionamiento del anclaje

En estructuras reforzadas mediante láminas adheridas, se debe prestar especial atención a las tensiones rasantes en la interfaz hormigón - material compuesto y en los extremos de las láminas.

Las características adherentes de estos refuerzos dependen de numerosos factores: tamaño y tipo del refuerzo, condiciones del sustrato, coeficiente de Poisson, resistencia y

confinamiento del hormigón, tipo de carga, efectos dependientes del tiempo, cantidad de recubrimiento, preparación del sustrato, tipo y volumen de la fibra y de la matriz, etc. Debido a esta enorme variabilidad, no existen criterios de diseño generales, por lo que se precisa un estudio particular de cada refuerzo, contrastando con los resultados experimentales aplicables a cada caso (16).

En diversos refuerzos ejecutados con materiales compuestos se realizaron análisis por elementos finitos en régimen de tensión plana en las vigas reforzadas para estimar la longitud mínima de transferencia de rasantes desde las láminas de materiales compuestos hasta la superficie del hormigón, con objeto de no superar las tensiones rasantes admisibles (la distribución tipo de esfuerzos cortante en la interfaz hormigón - laminado se detalla en la Figura 7, fallando el anclaje cuando la tensión rasante, τ , transmitida al sustrato supera el valor admisible, $\tau_{c,adm}$). El modelo constitutivo empleado en el material compuesto fue elástico lineal y en el adhesivo un modelo de daño isotrópico escalar para poder representar el comportamiento de unión dúctil existente entre el laminado compuesto y el hormigón (17), (18), (19), (20) y (21).

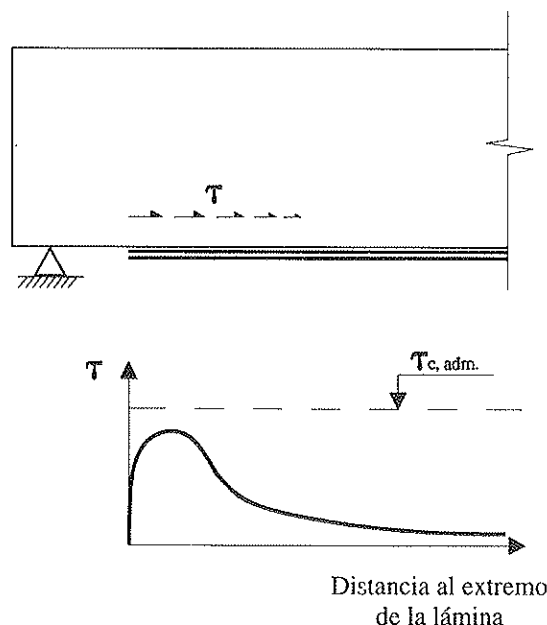


Figura 7. Distribución de esfuerzos rasantes, en la interfaz hormigón-laminado, a lo largo de la viga

En los laboratorios EMPA se ha investigado y ensayado el anclaje de láminas CFRP. Si bien las reglas de diseño prácticas no están disponibles en el momento presente, se recomienda la aplicación de las normas alemanas aprobadas para el cálculo de láminas metálicas como criterio conservador (basadas en investigaciones de Ramich). En dicha formulación, adaptada a las láminas CFRP, se tienen en cuenta las propiedades mecánicas del laminado, el módulo de corte del adhesivo (factores, ambos, importantes en la capacidad de transferencia de cargas desde el laminado al sustrato de hormigón), etc. (15).

4.5. Dimensionamiento a cortante

El diseño de refuerzos a cortante se realizará por analogía al del cálculo de hormigón armado. Ante una insuficiencia de armadura de esfuerzo cortante en la estructura existente, incrementos de sobrecargas, cambios de uso, etc., se pueden emplear materiales compuestos tanto tipo roving como tejido (Figura 8); garantizando en todo momento su anclaje y verificando que las tensiones rasantes transmitidas al hormigón sean inferiores a los valores admisibles.

Existen diversas formulaciones concretas

para cada tipo de material ensayado, pudiendo aplicar las recomendaciones francesas para los tejidos de carbono con resina epoxídica, las suizas para tejidos similares, tanto de carbono como de vidrio, las japonesas y canadienses (16).

4.6. Verificación de estados límites de servicio

Los Estados Límites de Servicio de elementos estructurales reforzados mediante materiales compuestos se describen en términos de limitaciones de flecha y de anchura de fisura. Existen numerosas formulaciones empíricas presentes en la literatura para determinar el ancho de fisura máximo y la rigidez de este tipo de estructuras, dependiendo de numerosos parámetros: módulo de deformación del material compuesto, su sección y espesor, tipo y espesor de resina empleada en la interfaz, etc.

Un criterio sencillo y conservador para verificar los Estados Límites de Servicio sería la aplicación de los criterios usualmente aceptados para el hormigón armado (los mecanismos adherentes que se desarrollan entre el acero interior y el hormigón son menos eficaces que los experimentados en los refuerzos mediante laminados compues-

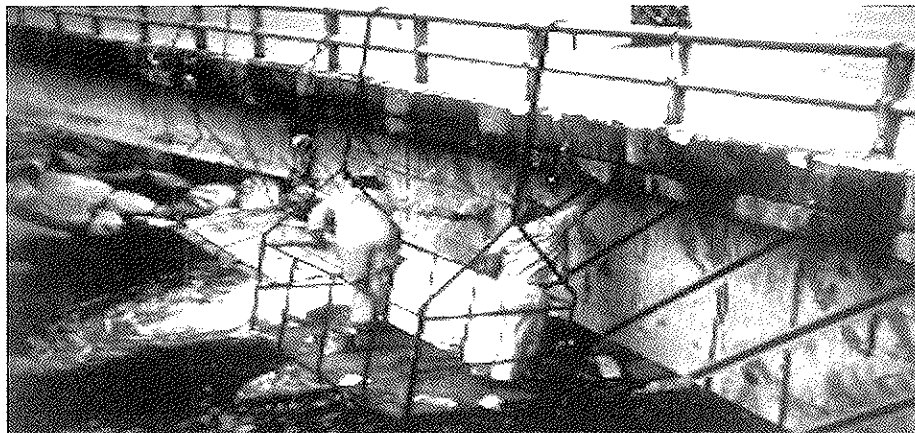


Figura 8. Aplicación de materiales compuestos, tipo Roving, como refuerzo a cortante en puentes. Colombia.

tos, observándose en los últimos una fisuración más distribuida y de menor ancho).

5. APLICACIÓN AL PUENTE DEL DRAGÓ. BARCELONA

5.1. Antecedentes

El puente del Dragó, situado en la Avenida de Meridiana sobre el Paseo de Valldaura, Barcelona (una de las vías de acceso más importantes a Barcelona desde el norte) recibió el impacto de un vehículo (diciembre, 1995) en su viga de borde del tablero lado montaña - Tarragona, debido a un galíbo muy estricto.

El puente está constituido por dos tableros de vigas de canto constante. El esquema estático longitudinal de las estructuras se corresponde con el de un tablero continuo biapoyado, con dos tramos de luz aproximadamente igual (unos 12 m). Las 15 vigas que conforman el tablero son de hormigón armado y sección transversal rectangular, conectadas por un forjado de compresión de 20 cm de espesor y mediante traviesas a tercio de la luz (Figura 9).

Como consecuencia del accidente, la totalidad de la armadura resistente a flexión longitudinal (6 barras de acero corrugado de $\phi 25$ mm) de la zona de centro de vano resultó seccionada (Figura 10).

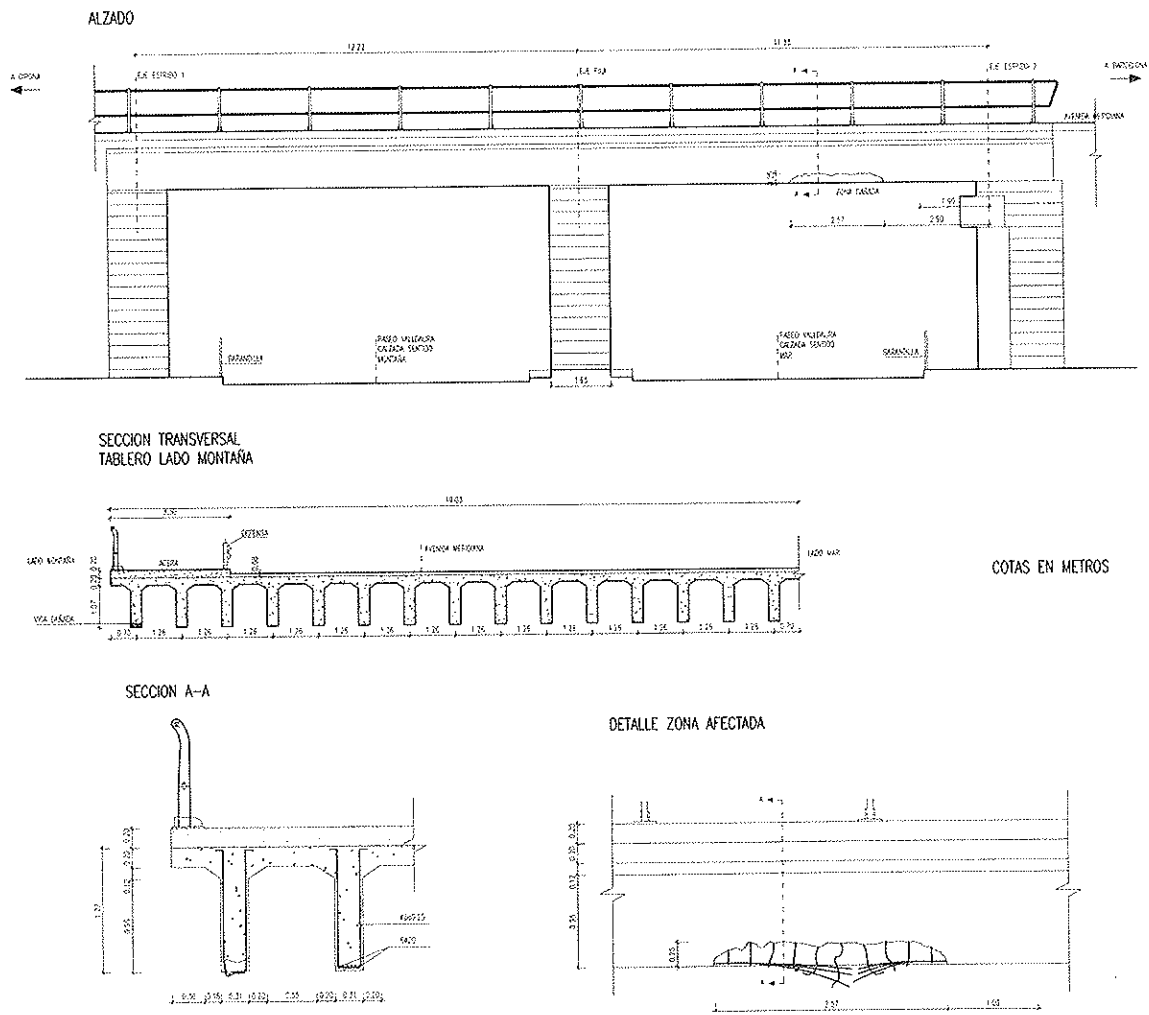


Figura 9. Definición geométrica del puente del Dragó, antes de la reparación.

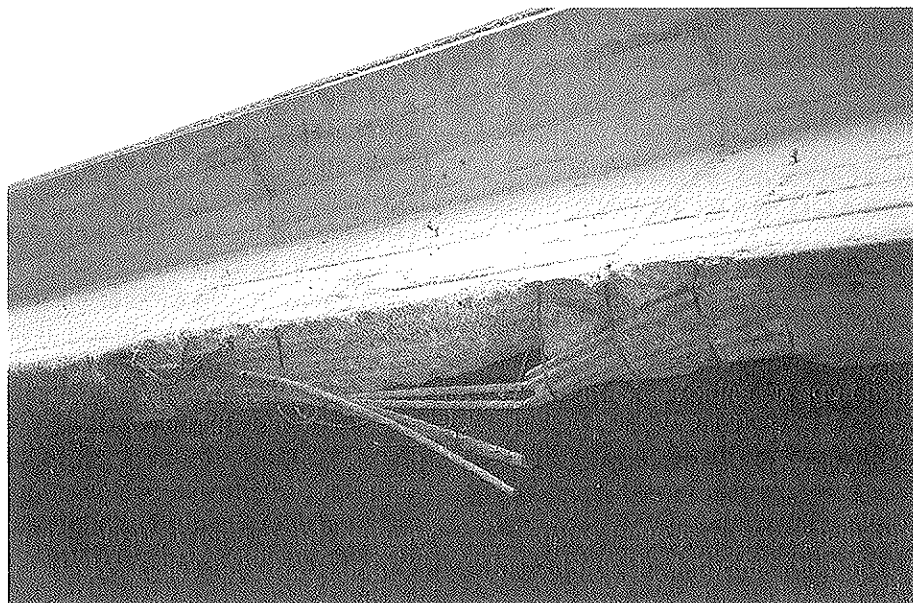


Figura 10. Detalle de la viga de borde, con la totalidad de la armadura de flexión seccionada.

Por razones de seguridad estructural y de adecuado comportamiento en servicio, el puente debía ser reforzado con urgencia.

5.2. Alternativas de reparaciones presentadas

Una vez realizado el análisis estructural del tablero accidentado se pudieron determinar los esfuerzos de cálculo en la viga de borde dañada, constatándose, además, que con la nueva distribución de esfuerzos (provocada por la pérdida de rigidez de la viga extrema) no se requería el refuerzo de vigas adyacentes.

Se presentaron diversas alternativas de refuerzo al Ayuntamiento de Barcelona, Administración responsable de la gestión del puente del Dragó. Las opciones planteadas fueron las siguientes:

- Opción 1: refuerzo mediante recrecido transversal de hormigón en la viga de borde, reponiendo el acero con barras de acero corrugado o con acero de pretensar.
- Opción 2: refuerzo mediante chapa de acero encolada con resina epoxídica en la zona inferior de la viga, con pernos de anclaje.

- Opción 3: refuerzo mediante láminas de materiales compuestos con fibra de carbono en la zona inferior de la viga.

Debido a los mayores plazos de ejecución y medios auxiliares requeridos en las dos primeras opciones, los técnicos de la Unidad de Vialidad del Ayuntamiento de Barcelona determinaron la opción del refuerzo con materiales compuestos como la más adecuada para la reparación de la estructura, ya que permitía reducir considerablemente el tiempo de corte de calzada para la reparación de la viga dañada.

5.3. Análisis estructural

Con objeto de evaluar rigurosamente el refuerzo mediante materiales compuestos del puente del Dragó se realizaron los siguientes estudios:

- Análisis superficial del tablero. Se realizó un modelo de emparrillado plano con objeto de determinar los esfuerzos de cálculo en la viga de borde, comprobando si la nueva distribución de esfuerzos (provocada por la pérdida de rigidez de la viga extrema) implicaría el refuerzo de vigas adyacentes. Se pudo constatar que no era necesario

rehabilitar más que la viga impactada, mediante un **refuerzo pasivo**.

- **Análisis seccional.** Se desarrolló un programa de ordenador MATCOM, que permitiera cuantificar el refuerzo necesario del material compuesto. Dicho programa analiza la estructura reforzada a nivel seccional, considerando la hipótesis de compatibilidad de deformaciones, teniendo en cuenta el comportamiento no lineal de los materiales en estados avanzados de carga (22). Tanto por sus buenas prestaciones mecánicas a corto plazo como, sobre todo, a largo plazo y su durabilidad (no se ven afectadas sus propiedades por la presencia de agua, disolventes, rayos ultravioletas, ácidos, bases, contacto con el hormigón, etc.) se seleccionó el carbono como fibra más idónea para el refuerzo pasivo de estructuras de hormigón, como se constata en la mayoría de las realizaciones existentes.

Con todos estos datos, el material seleccionado fue el constituido por **fibras de carbono** (tipo C, Toray T 700) y **resina epoxídica**. Las características del mismo son las siguientes (referidas a la dirección longitudinal de la fibra):

Resistencia a tracción:	24.000 Kp/cm ²
Módulo de deformación:	1.500.000 Kp/cm ²
Deformación última:	1.4 %
Contenido volumétrico de fibra:	60 %
Densidad:	1.6 Kp/cm ³
Resistencia a la temperatura:	> 500 °C

La relación momento - curvatura de la sección crítica de la viga reforzada mediante fibras de carbono se puede apreciar en la Figura 4, donde se puede constatar una respuesta seccional dúctil. Se emplearon láminas con un ancho total de 240 mm y un espesor de 1.2 mm. El espesor de la resina adherente fue de 1 mm.

- **Análisis por el método de los elementos finitos.** Como se describió en el apartado 4.4, se realizó un análisis por Elementos Finitos en régimen de tensión plana de la viga reforzada que nos permitió estimar la longitud mínima de transferencia de esfuerzos desde las láminas compuestas hasta la superficie del hormigón; con objeto de no superar las tensiones rasantes admisibles en

la superficie de contacto (17), (18), (19) y (20). Las tensiones rasantes máximas que se transmitieron al hormigón no superaron el valor considerado admisible de acuerdo con ensayos experimentales realizados en la Universidad de San Diego, California (23).

Además de los análisis realizados, se verificó el estado límite último de rotura por cortante crítico en la viga reforzada (apartado 4.3), ya que la aparición de fisuras de cortante puede provocar el desprendimiento de las láminas compuestas de la sección del hormigón (efecto conocido en la bibliografía como *peeling-off*), constituyendo una condición crítica en muchos refuerzos como el realizado.

5.4. Ejecución del refuerzo

Una vez restituidas las zonas dañadas de la estructura tal como se encontraban antes de producirse los daños, es necesario preparar el sustrato del hormigón que recibirá las láminas de material compuesto, el cual debe responder a determinados criterios de recepción geométricas, mecánicas y físico - químicas.

Con objeto de soportar los esfuerzos rasantes transmitidos al sustrato a través de la interfaz hormigón - laminado compuesto, se recomiendan sustratos de hormigón con resistencia rasante admisible de 1.5 MPa (o en su defecto, hormigones con $f_{tek} > 20$ MPa). Los sustratos deben estar limpios de todo producto que pueda afectar a la buena adherencia del material compuesto: pintura, grasa, agentes desencofrantes, cuerpos de tipo orgánico o vegetal (16).

El refuerzo de la estructura existente, mediante materiales compuestos con fibra de carbono, se llevó a cabo mediante las siguientes operaciones:

- Aplicación mediante espátula, etc., de un adhesivo epoxídico adecuado y compatible con las láminas de materiales compuestos sobre la superficie de hormigón (con un espesor de 1 mm). Para la colocación del mismo se deben respetar todas las indicaciones específicas que el fabricante del adhesivo exponga.

– Colocación de las láminas sobre una mesa o tabla, limpiándolas de todo tipo de partículas y suciedades, aplicando el mismo adhesivo anterior sobre las láminas mediante espátula con un espesor de 1 mm - 2 mm. Dentro del tiempo abierto del adhesivo, según la temperatura, se colocaron las láminas sobre la superficie de hormigón. Utilizando un rodillo, se presionan las láminas contra el adhesivo hasta que éste rebose por ambos lados de la lámina, eliminando las partes sobrantes (Figura 11).

– Por criterios estéticos (las láminas compuestas con fibra de carbono se presentan en color negro), se pueden pintar las láminas de color adecuado para hacer menos llamativa su presencia.

Es importante resaltar que el plazo de **tiempo empleado** para llevar a cabo la fase de colocación de las láminas **no fue superior a las tres horas**. Teniendo en cuenta que para la ejecución del refuerzo se precisó el corte de uno de los carriles de la calzada, se aprecia la conveniencia de este tipo de refuerzos a flexión frente a soluciones más convencionales (Figuras 12 y 13).

6. CONCLUSIONES

Con todo lo expresado anteriormente sobre el sistema de refuerzo a flexión

mediante la aplicación de materiales compuestos con fibra de carbono podemos concluir los siguientes puntos:

- El rango de aplicación del sistema de refuerzo mediante materiales compuestos es muy amplio, pudiéndose llevar a cabo no sólo donde los requerimientos de altas presiones y/o maniobrabilidad y rapidez de la ejecución constituyan un punto importante, sino, también, donde el **planteamiento** sea estrictamente **económico**, gracias al ahorro que se obtiene por la utilización de medios auxiliares ligeros con plazos de ejecución mínimos (del orden de hasta un 25% frente a otras alternativas de refuerzo más convencionales). La reducción importante de los plazos de ejecución le convierte en un sistema de refuerzo muy adecuado donde se produzcan interrupciones de tráfico, etc.

- De entre los diversos materiales compuestos existentes, los constituidos por **fibra de carbono** representan el material idóneo para el refuerzo pasivo de estructuras de hormigón, gracias a la inalterabilidad de las características mecánicas de dichas fibras ante la presencia de humedad, disolventes, ácidos o bases, agentes atmosféricos, etc. (permitiendo un contacto directo con el hormigón durante largos períodos de tiempo), junto a sus elevadas resistencias a largo plazo (en relación a los valores obtenidos a corto plazo) incluso bajo carga sostenida.



Figura 11. Aplicación de las láminas de material compuesto con resina epoxídica.



Figura 12. Vista de la estructura, una vez finalizados los trabajos de refuerzo.

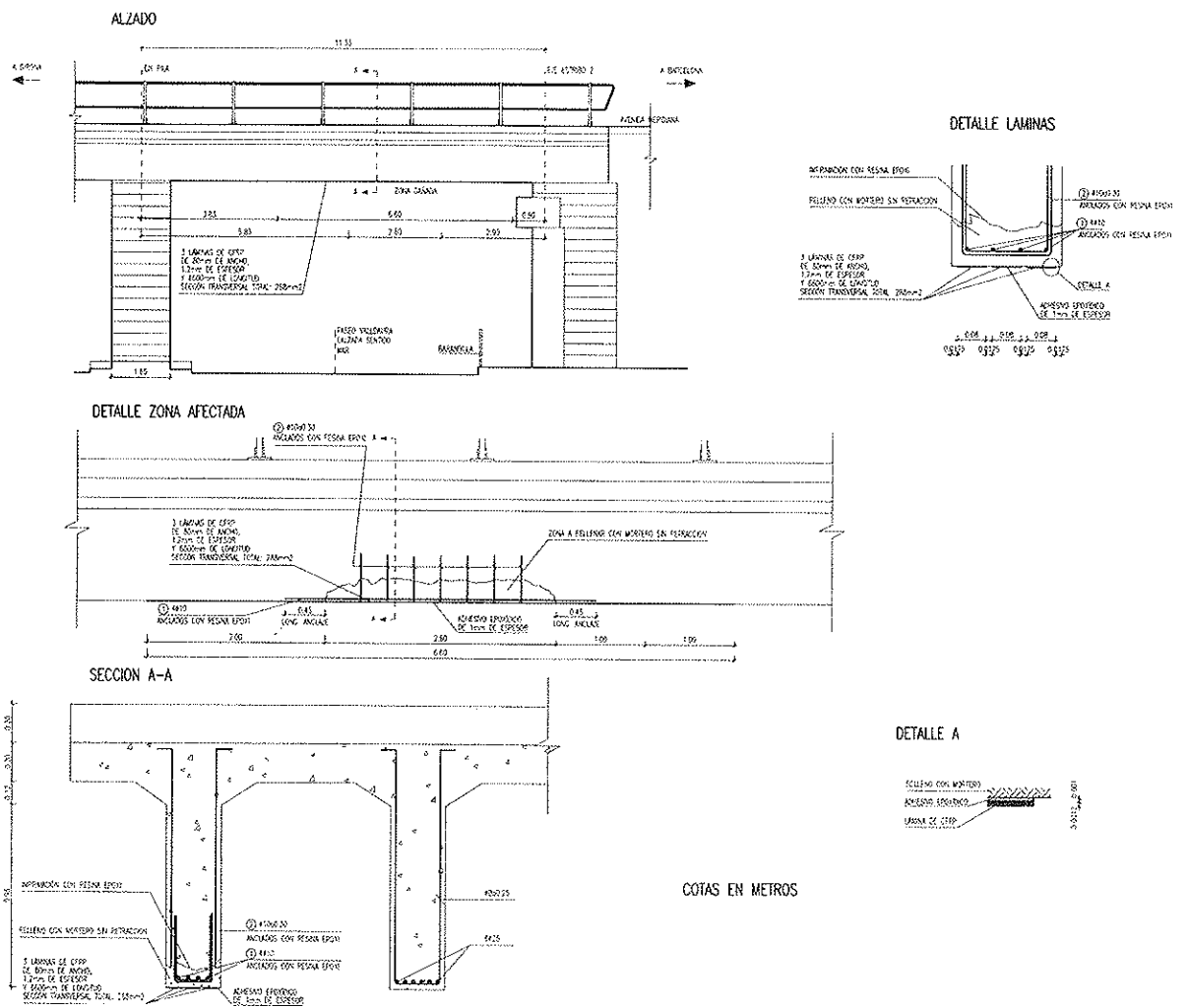


Figura 13. Reparación del puente del Dragó. Alzados y secciones.

- Se evidencia la necesidad de no tomar las resistencias a corto plazo como referencia en el diseño de estructuras reforzadas con materiales compuestos, sino las propiedades a largo plazo, extraordinariamente dependientes del tipo de fibra empleada.

- A pesar del comportamiento constitutivo completamente elástico lineal de los materiales compuestos, puede obtenerse una **respuesta seccional** de la estructura (hormigón + refuerzo) **dúctil** si se diseña adecuadamente el refuerzo, permitiendo la plastificación del acero de armar antes de que el refuerzo alcance su deformación última.

- En la fiabilidad de una estructura reforzada con materiales compuestos influye sobremanera el tipo de material compuesto, la sollicitación de trabajo, condiciones ambientales, etc., por lo que resulta compleja la extrapolación de los criterios de diseño y de los diferentes coeficientes de seguridad para los diferentes materiales compuestos, requiriéndose un **estudio particular** para cada material y aplicación del mismo.

- La aplicación de los laminados compuestos como refuerzo pasivo externamente adherido a puentes está ligado a la evaluación de puentes existentes, la cual no se debe abordar con los mismos criterios incluidos en una normativa de proyecto. En los casos de evaluación de estructuras ya construidas, el nivel de incertidumbre se reduce notablemente respecto de las situaciones de proyecto. Por otra parte, en el caso de estructuras antiguas, éstas pueden haber sido proyectadas con criterios y sobrecargas totalmente distintos a los valores vigentes y, como consecuencia, **los coeficientes de seguridad de las normas de proyecto actuales no se deben aplicar (24)**.

- Mediante **modelos constitutivos** muy **específicos**, se puede simular numéricamente la concentración de tensiones rasantes en los extremos de las láminas adheridas al hormigón, constatando el carácter dúctil de la unión entre las láminas compuestas y el hormigón, pudiéndose optimizar y evaluar, de modo riguroso, el esfuerzo necesario.

7. AGRADECIMIENTOS

Los autores del presente artículo agradecen la colaboración de todos los técnicos

implicados en la realización del refuerzo con materiales compuestos del puente del Dragó: Unidad de Vialidad del Excmo. Ayuntamiento de Barcelona (organismo responsable de la gestión de la estructura); Joan Cortiella Garreta, COMSA (empresa constructora ejecutora del refuerzo) y Francisco Garrido y Ramón Martínez, SIKA, S.A. (empresa fabricante del laminado empleado en el refuerzo).

La primera autora desea expresar su agradecimiento al Centro Internacional de Métodos Numéricos - CIMNE - por su inestimable ayuda al permitir la contrastación de los resultados obtenidos con programas desarrollados por los autores con programas realizados en el mencionado centro.

La modelización numérica de la unión dúctil entre el hormigón y las láminas de materiales compuestos se llevó a cabo aplicando *modelos constitutivos de daño* desarrollados por el investigador Javier Oliver Olivella, del CIMNE, a quien la autora desea agradecer todo lo que de Mecánica Computacional y Elementos Finitos está aprendiendo de él.

8. REFERENCIAS

(1) Miravete, A. "*Los nuevos materiales en la construcción*". Centro Politécnico Superior Universidad de Zaragoza.

(2) Gerritse, A. "*Prestressing with Arapree; the artificial tendon*". Symposium on New Materials for Prestressing and Reinforcement of Heavy Structures; Paris, October 25-26, 1998.

(3) Malvar, L.J. "*Durability of Composites in Reinforced Concrete*". CDCC'98 - First International Conference on Durability of Composites for Construction. Sherbrooke (Québec), Canada. August, 1998.

(4) Ritchie, Philip A. et al. "*External Reinforcement of Concrete Beams Using Fiber Reinforced Plastics*". ACI Structural Journal, Vol. 88, No. 4, pp. 490-500.

(5) Triantafillou, Thanasis C. et al. "*Strengthening of Concrete Structures with Prestressed Fiber Reinforced Plastic Sheets*". ACI Structural Journal, Vol. 89, No. 3, pp. 235-244.

- (6) Meier, U. et al. "Strengthening of structures with CFRP laminates: Research and applications in Switzerland". Advanced composite materials in bridges and structures, 1st International Conference, Shebrooke, Canada, 1992.
- (7) Meier, U. "Rehabilitation and Retrofitting of Existing Structures Through External Bonding of Thin Carbon Fibre Sheets". Bridge Assessment Management and Design. B.I.G. Barr, H.R. Evans, J.E. Harding (Editors). 1994 Elsevier Science B.V.
- (8) G. Pulido, M.D. y Sobrino, J. "Los materiales Compuestos en el Refuerzo de Puentes". Revista Internacional de Ingeniería y Estructuras. Eds.: Alex H. Barbat y Roberto Aguiar. Ecuador. Vol. 3. N.º 1, pp. 75-95, 1998.
- (9) G. Pulido, M.D. "Criterios de Diseño. Realizaciones en España". Jornada Técnica: "Refuerzo de Puentes con Materiales Compuestos: Una Realidad". Centro Internacional de Métodos Numéricos. Barcelona, 29 de abril de 1998.
- (10) G. Pulido, M.D. y Sobrino, J. "Aplicaciones de Materiales Compuestos en el Refuerzo de Puentes". Curso de Estudios Mayores de la Construcción, CEMCOXIV-98, Instituto Eduardo Torroja, CSIC. Madrid, 22 de febrero - 26 de junio de 1998.
- (11) Kaiser. "Bewehren von Stahlbeton mit kohlenstoffaserverstärkten Epoxidharzen". Dissertation. Swiss Federal Institute of Technology, Zurich, Diss. ETH Nr. 8918, 1989.
- (12) Deuring, M. "Verstärken von Stahlbeton mit gespannten Faserverbundwerkstoffen". Swiss Federal Laboratories for Material Testing and Research EMPA. EMPA - report Nr. 224, 1993.
- (13) Ranisch. "Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton geklebte Bewehrung". Institute for construction materials, massive type of construction and fire protection, Technical University Braunschweig, Issue 54, 1982.
- (14) SIA, EMPA. "Nachträgliche Verstärkung von Bauwerken mit CFK-lamellen". SIA, Zurich. Documentation SIA D 0128, 1995.
- (15) Schwegler, G. SIKA internal report, Zurich, 1997.
- (16) "reinforcement du beton par collage de tissu de fibres de carbone. Procédé TFC". Cashier des clauses techniques, France, 1997.
- (17) Oliver, J. "Modelling strong discontinuities in solid mechanics via strain softening constitutive equations. Part I: fundamentals". International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 39, pp. 3575-3600 (1996).
- (18) Oliver, J. "Métodos Numéricos en la Mecánica del Sólido No Lineal". Curso del Programa de Doctorado: Análisis Estructural, U.P.C., 1995.
- (19) Oliver, J. & Pulido, M.D.G. "On the Use of Strain-Softening Damage Constitutive Equations to Model Cracking of Concrete". Computational Modelling of Concrete Structures, EURO - C, March, 1998.
- (20) Pulido, M.D.G. "On Strong Discontinuities Simulation with Finite Strain Non Linear Constitutive Models in Solid Mechanics" (Tesis en curso de realización, dirigida por J. Oliver, Dpto. de Resistencia de Materiales y Estructuras en la Ingeniería, U.P.C.).
- (21) Del Río, A. y Ortiz, J. "Un modelo para el análisis de la transferencia tangencial de esfuerzos en vigas de hormigón armado reforzadas mediante bandas de acero encoladas". Revista Hormigón y Acero, n.º 172.
- (22) Sobrino, J.A.; Pulido, M.D.G. "Structural evaluation of existing bridges. Assessment and strengthening of a prestressed concrete box-girder bridge". Bridge Assessment Management and Design. B.I.G. Barr, H.R. Evans, J.E. Harding (Editors). 1994 Elsevier Science B.V.
- (23) Seible, Frieder et al. "Structural Concrete Overlays in Bridge Deck Rehabilitation", Internal Report, Department of Applied Mechanics and Engineering Sciences, University of California, San Diego, U.S.A.
- (24) G. Pulido, M.D. y Sobrino, J. "Reparación de deterioros por impactos de vehículos". Curso sobre: Conservación, reparación y rehabilitación de puentes de Hormigón. INTEVÍA, Madrid, 22-24 de septiembre de 1997.

9. RESUMEN

En la presente comunicación se describe el sistema de refuerzo de estructuras de hormigón aplicando materiales compuestos con fibra de carbono (sistema recientemente galardonado con uno de los PREMIOS CONSTRUMAT 97); sus ventajas frente a sistemas más convencionales (tanto en aspectos económicos como en facilidad y rapidez de puesta en obra); criterios de diseño, métodos de cálculo y ejecución de una aplicación del mismo en el puente del Dragó, Barcelona (primera aplicación de dicha tecnología en España). Se detalla el tipo de análisis estructural llevado a cabo, constatándose un comportamiento dúctil tanto en la respuesta seccional de la estructura (a pesar de la relación constitutiva perfectamente elástica lineal de los materiales compuestos) como en la zona de unión entre

hormigón y material compuesto, mediante un puente a base de resina epoxídica.

SUMMARY

Strengthening of concrete structures with CFRP laminates is discussed in this paper as an alternative process to conventional methods (prized in Construmet 97). Traditional designs are compared to the proposed one in costs, speed and workability. The latter one has proven many advantages and has been applied to the "Dragó" bridge in Barcelona (first application in Spain). A detailed structural analysis has proven the ductile behaviour of the sectional response (despite the perfect linear elastic behaviour of advanced composite materials), but also within the concrete surface/CFRP laminate joint (this was achieved thanks to the epoxy resin bridging both materials).

Índices de daño sísmico en edificios de hormigón armado

Roberto Aguiar F.

Centro de Investigaciones Científicas,
Escuela Superior Politécnica del Ejército,
Valle de los Chillos, Quito. Ecuador

Alex H. Barbat

E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña

1. INTRODUCCIÓN

Los modelos que se utilizan para caracterizar el daño que sufren los edificios de hormigón armado bajo la acción de ciertas cargas pueden clasificarse en dos grupos: por una parte, los que evalúan su comportamiento sísmico global mediante índices de daño definidos a partir de la degradación estructural en los extremos de los elementos, donde se producen los mayores momentos flectores y daños ⁽³²⁾. El segundo grupo lo constituyen los modelos de daño continuo, que describen directamente el estado del material en un punto específico de la estructura, están fundamentados en los principios de la termodinámica y su ámbito de aplicación es de carácter general. En este artículo se describen, analizan y clasifican los índices de daño del primer grupo, es decir, los que son aplicables al caso sísmico y que, generalmente, no son directamente utilizables en la evaluación del comportamiento de estructuras sometidas a otros tipos de acciones.

En las últimas décadas se ha empezado a considerar, con cada vez mayor frecuencia, la no linealidad del material en el análisis y diseño sísmico. El proyectista estructural dispone de información detallada sobre los fenómenos que se producen cuando se sobrepasa el límite elástico del material. También puede obtener datos sobre el com-

portamiento del material, punto a punto, a partir de estudios analíticos y experimentales. Pero éstos no son fáciles de extrapolar a la descripción del estado general de toda una estructura. A partir de la información a nivel local, proporcionada por los programas de análisis no lineal, es posible deducir si una parte del sistema resistente de un edificio está más o menos deteriorada. Pero el efecto de este hecho sobre el comportamiento global de un edificio es de difícil cuantificación. La necesidad de evaluar dicho efecto originó estudios que generaron un gran número de modelos numéricos para el cálculo de índices de daño sísmico en edificios de hormigón armado.

2. CLASIFICACIÓN

En la ingeniería sísmica, al evaluar el daño en estructuras de edificación, es habitual definir como *daño local* al que se produce en un punto, en una sección o incluso en un elemento estructural. De igual forma, se entiende por *daño global* al que caracteriza el estado general de degradación de toda la estructura ⁽³⁰⁾.

Existen dos formas de evaluar el índice de daño sísmico global de una estructura de hormigón armado. En la primera, se calcula

el daño a nivel local, es decir, de los elementos y, mediante criterios de ponderación, se determina el estado de daño global del edificio. Los criterios de ponderación que se utilizan en los diferentes modelos son, habitualmente, la energía potencial almacenada en cada elemento con respecto a la total, la ubicación de un elemento en la estructura, el valor del esfuerzo axial en el elemento o incluso la importancia asignada, a juicio de expertos, a los distintos elementos estructurales.

En la segunda forma de evaluar el índice de daño sísmico, se obtiene directamente el daño global de la estructura a partir del incremento del período fundamental de la estructura dañada, lo que les da a estos modelos una base objetiva. Su desventaja es la imposibilidad de poder determinar el grado de daño individual de los distintos elementos estructurales. Además, dichos índices requieren la evaluación del período fundamental de la estructura en cada instante de tiempo, lo que es costoso, puesto que su cálculo necesita determinar la matriz de rigidez tangente.

La clasificación de los índices de daño sísmico se realiza en este artículo en función de los parámetros que intervienen en su evaluación y de la forma de sus ecuaciones. En la Tabla 1, se clasifican los modelos de daño local, en la Tabla 2, los modelos que permiten pasar del daño local al global mediante funciones de ponderación y en la Tabla 3, se clasifican los modelos que calculan directamente el daño sísmico global.

El problema de la evaluación de daño a nivel local, I_D , se desarrolla en los apartados 3-7, mientras que el cálculo del índice de daño a nivel global, I_D , se desarrolla en los apartados 8-10.

3. RELACIONES DEMANDA-CAPACIDAD

Los extremos de los elementos son los que están sometidos a mayores esfuerzos y deformaciones frente a acciones sísmicas. En consecuencia, es en éstos donde se origina el daño y, para cuantificarlo, los diferentes modelos existentes utilizan distintos

parámetros como, por ejemplo, el desplazamiento δ , la curvatura ϕ o la rotación θ , así como el cortante V , o el momento flector M . De esta manera, se puede calcular el daño a nivel de elementos, es decir, en vigas o pilares.

3.1. Índice de daño basado en relaciones demanda-capacidad de deformación

La capacidad de deformación de un elemento estructural se obtiene mediante aplicación de cargas monótonamente crecientes, calculándose las relaciones fuerza-desplazamiento, momento-curvatura o momento-rotación.

Uno de los índices de daño sísmico que relaciona exclusivamente la demanda con la capacidad de deformación es el propuesto por Newmark y Rosenblueth (1) que se indica a continuación:

$$I_D = \frac{\delta_{max}}{\delta_y} \quad (1)$$

donde δ_{max} es el desplazamiento máximo alcanzado por el elemento durante la sollicitación sísmica y δ_y es el desplazamiento al límite de fluencia del elemento frente a cargas monótonas. En la forma indicada en la ecuación (1), el índice de daño del elemento no tiene cota superior. El modelo numérico propuesto por Newmark y Rosenblueth en 1974 es uno de los primeros utilizados en el cálculo del índice de daño y ha servido de base para la formulación de otros. Por ejemplo, Banon y Veneziano ⁽¹⁰⁾ denominan d_1 al índice de daño proporcionado por la ecuación (1) y le añaden otro índice, d_2 , que es función de la energía disipada por elemento, cantidad a la que consideran fundamental en la evaluación del daño sísmico.

Otro modelo de daño, que relaciona solamente la demanda con la capacidad de deformación, es el de Banon et al. ⁽³⁾, que puede formularse a partir de la curvatura ϕ o de la rotación θ . En función de la curvatura se tiene:

$$I_D = \frac{\phi_{max}}{\phi_y} = 1 + \frac{\phi_0}{\phi_y} \quad (2a)$$

Tabla 1. Modelos de daño local

Criterio de cálculo	Parámetro considerado	Autor del modelo de daño
Relaciones demanda-capacidad	Deformación Resistencia	Newmark y Rosenbluet ⁽¹⁾ Banon et al. (3, 46) Bracci et al. ⁽²¹⁾ Hasselman et al. ⁽²⁾
Demanda y degradación estructural	Factor de daño Factor de daño a flexión Factor de daño a flexión modificado	Lybas y Sozen ⁽⁴⁾ Banon et al. ⁽³⁾ Roufaiel y Meyer ⁽⁵⁾
Demanda y daño acumulado en deformación	Rotación normalizada Deformación cíclica Formulaciones de fatiga	Banon et al. ⁽³⁾ Stephens y Yao ⁽⁶⁾ Bertero y Bresler ⁽⁴³⁾ Chung et al. ⁽⁷⁾
Demanda y daño acumulado en energía	Energía potencia E_p E_p normalizada E_p normalizada y corregida Índice energético E_p con pérdida de resistencia	Hanganu ⁽²²⁾ Oller ⁽⁴⁷⁾ Banon et al. ⁽³⁾ Gosain et al. ⁽⁸⁾ Gosain et al. ⁽⁸⁾ Darwin et al. ⁽⁴¹⁾ Hwang y Scribner ⁽⁹⁾ Bracci et al. ⁽²³⁾
Demanda y varios indicadores de daño	Deformación y energía Ductilidad y energía Curvatura o rotación y energía Ductilidad y deformación residual Daño basado en fatiga	Banon y Veneziano ⁽¹⁰⁾ Park y Ang ⁽¹¹⁻¹³⁾ Kunnath et al. ⁽¹⁴⁻¹⁶⁾ Daali ⁽²⁴⁾ Reinhorn y Vallés ^(17,18)

Tabla 2. Modelos de daño global a partir de daño local

Nivel	Criterio de ponderación	Autor del modelo de daño
Piso	Energía Esfuerzo axial	Chung et al. ⁽¹⁹⁾ Bracci et al. ⁽²¹⁾
Global	Energía Ubicación de piso	Park y Ang ⁽¹¹⁻¹²⁾ Reihorn et al. ⁽²⁰⁾ Chung et al. ⁽¹⁹⁾

Tabla 3. Modelos de daño global

Nivel	Criterio de ponderación	Autor del modelo de daño
Capacidad resistente	Deformación Cortante en la base	Roufaiel y Meyer ⁽⁵⁾ Blejwas y Bresler ⁽⁴²⁾ Hasselman et al. ⁽²⁾
Parámetros vibracionales	Frecuencias Períodos	Roufaiel y Meyer ⁽⁵⁾ DiPasquale y Çakmak ^(26,28) Auyala y Xiangno ⁽²⁹⁾

donde ϕ_{max} es la curvatura máxima alcanzada por la sección del elemento debido al sismo (demanda), θ_y es la curvatura de fluencia de la sección (capacidad), y θ_0 es la curvatura post fluencia de la sección, tal como se indica en la Figura 1. Banon et al. ⁽⁴⁶⁾ proponen una ecuación similar a (2a), pero que expresa el daño en función de la rotación.

En función de la rigidez elástica inicial, EI_0 , y de la rigidez de la rama post fluencia, EI_1 , la ecuación (2a) se transforma en:

$$I_D = 1 + \frac{EI_0 (M_{max} - M_y)}{EI_1 M_y} \quad (2b)$$

donde M_{max} es el momento flector máximo alcanzado por el elemento durante el sismo y M_y es el momento al límite de fluencia.

El modelo de Bracci et al. ⁽²¹⁾ relaciona la curvatura residual máxima con la curvatura residual última, de la siguiente forma:

$$I_D = \frac{\phi_{max} - \frac{M_{max}}{(EI)_{max}^*}}{\phi_u - \frac{M_u}{(EI)_u^*}} \quad (2c)$$

siendo $(EI)_{max}^*$ la rigidez en descarga correspondiente a la curvatura máxima alcanzada.

$(EI)_u^*$ es la rigidez en descarga asociada a la máxima capacidad a flexión del elemento, M_u , y ϕ_u es la curvatura última asociada a M_u . En la referencia (37) pueden verse las ecuaciones de cálculo para diferentes modelos constitutivos utilizados en la definición de la no linealidad del material.

3.2 Índice de daño basado en relaciones demanda-capacidad de resistencia

A partir de las envolventes de las curvas momento-curvatura, $M - \phi$, o cortante-desplazamiento, $V - \delta$, obtenidas aplicando cargas monótonamente crecientes, se determina la resistencia del elemento al límite de fluencia, M_y o V_y , y a su límite de capacidad, M_u o V_u ; con estos valores puede aplicarse el modelo de daño sísmico propuesto por Haselmann et al. ⁽²⁾.

$$I_D = \frac{V_{max} - V_y}{V_u - V_y} \quad (3a)$$

$$I_D = \frac{M_{max} - M_y}{M_u - M_y} \quad (3b)$$

Los índices de daño, normalizados entre cero y uno, pueden evaluarse mediante cualquiera de las ecuaciones anteriores. El valor cero corresponde al caso en que el elemento no alcanza la fluencia y el valor de uno al colapso del mismo.

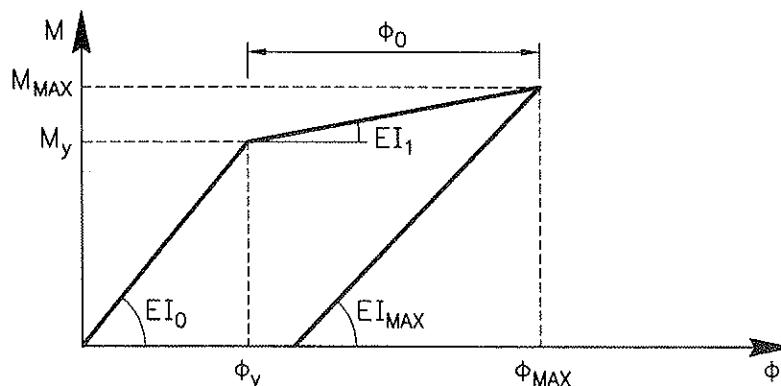


Figura 1. Parámetros que intervienen en la evaluación del índice de daño local del modelo de Banon et al. ⁽³⁾ y del modelo de Bracci et al. ⁽²¹⁾.

4. DEGRADACIÓN ESTRUCTURAL

Cuando una estructura se encuentra en el rango elástico, la rigidez a flexión (EI) se mantiene constante durante la respuesta en el tiempo. En el rango no lineal, la rigidez a flexión se deteriora debido al agrietamiento que sufren los elementos y, obviamente, cuanto mayor es el daño, mayor será la pérdida de rigidez. Utilizando como parámetro dicha rigidez, se han formulado algunos modelos de daño que se describen a continuación.

4.1. Factor de daño

El factor de daño definido por Lybas y Sozen ⁽⁴⁾ relaciona la rigidez a flexión del elemento frente a cargas monótonas con la rigidez a flexión correspondiente a la máxima deformación que alcanza el elemento durante la respuesta dinámica. El factor de daño, I_D , se define como ⁽⁴⁾

$$I_D = \frac{(EI)_y}{(EI)_{max}} \quad (4a)$$

donde $(EI)_y$ es la rigidez a flexión al límite de fluencia y $(EI)_{max}$ es la rigidez secante máxima del elemento. Al sustituir la rigidez a flexión en función del momento y la curvatura, la ecuación (4a) se transforma en:

$$I_D = \frac{M_y \phi_{max}}{\phi_y M_{max}} \quad (4b)$$

El valor del índice de daño calculado con el modelo de Lybas y Sozen crece indefinidamente a medida que se deteriora el elemento.

4.2. Factor de daño a flexión

Banon et al. ⁽³⁾ modifican ligeramente el modelo de Lybas y Sozen introduciendo un factor de daño a flexión que relaciona la rigidez a flexión en el instante de la rotura con la rigidez a flexión máxima alcanzada durante la respuesta sísmica; en este caso, los índices de daño, I_D , definidos como factor de daño a flexión, serán inferiores a la unidad

$$I_D = \frac{(EI)_u}{(EI)_{max}} \quad (5a)$$

siendo $(EI)_u$ la rigidez a flexión última obtenida mediante la aplicación de cargas monótonas para la máxima deformación útil ϵ_u . En función del momento y la curvatura, la ecuación (5a) queda:

$$I_D = \frac{M_u \phi_{max}}{M_{max} \phi_u} \quad (5b)$$

En la Figura 2 se indica el significado de las variables utilizados en los modelos de Banon et al. ⁽³⁾ y de Lybas y Sozen ⁽⁴⁾. El índice de daño definido como factor de daño a flexión alcanza un valor superior a la unidad cuando colapsa la sección analizada.

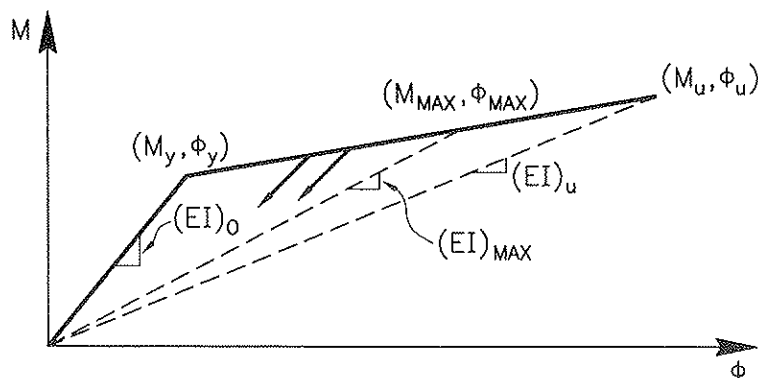


Figura 2. Prámetros que intervienen en la evaluación del índice de daño local mediante los modelos de Banon et al. ⁽³⁾ y de Lybas y Sozen ⁽⁴⁾.

4.3. Factor modificado de daño a flexión

Roufaiel y Meyer ⁽⁵⁾ modifican el factor de daño a flexión para obtener un nuevo índice de daño, I_D , que relaciona las flexibilidades de la sección de la siguiente forma:

$$I_D = \text{el mayor entre } [I_D^+, I_D^-] \quad (6a)$$

$$I_D^+ = \frac{\frac{\phi_{\max}^+}{M_{\max}^+} - \frac{\phi_y^+}{M_{\max}^+}}{\frac{\phi_u^+}{M_u^+} - \frac{\phi_y^+}{M_y^+}} \quad (6b)$$

$$I_D^- = \frac{\frac{\phi_{\max}^-}{M_{\max}^-} - \frac{\phi_y^-}{M_{\max}^-}}{\frac{\phi_u^-}{M_u^-} - \frac{\phi_y^-}{M_y^-}} \quad (6c)$$

Los signos + y - tienen que ver con la forma deformada a flexión del elemento, definiendo la concavidad o convexidad, respectivamente.

5. DEFORMACIONES ACUMULADAS

5.1. Rotación acumulada normalizada

En este caso, el índice de daño, I_D , es la rotación acumulada normalizada definida por Banon et al. ⁽³⁾. El daño, de acuerdo a

este modelo, viene dado por la siguiente ecuación:

$$I_D = \frac{\sum_{i=1}^n |\theta_{i,\max} - \theta_y|}{\theta_y} \quad (7a)$$

donde n es el número de los ciclos histeréticos y $\theta_{i,\max}$ es la rotación máxima que alcanza la sección en el ciclo histerético i .

El diagrama de momentos flectores debido al sismo en un elemento es triangular, con un punto de momento cero ubicado aproximadamente en la mitad del elemento. Con esta observación se puede demostrar fácilmente que:

$$\theta_y = \frac{M_y L}{6(EI)_0} \quad (7b)$$

donde L es la longitud del elemento. Al sustituir la ecuación (7b) en (7a), y llamando θ_0 a la rotación residual plástica, se tiene:

$$I_D = \frac{\sum_{i=1}^n |\theta_0|}{\frac{M_y L}{6(EI)_0}} \quad (7a)$$

En la Figura 3 se describe esquemáticamente este modelo ⁽³⁾.

5.2. Deformación acumulada

Stephens y Yao ⁽⁶⁾ proponen un modelo de daño sísmico en el cual se mide la defor-

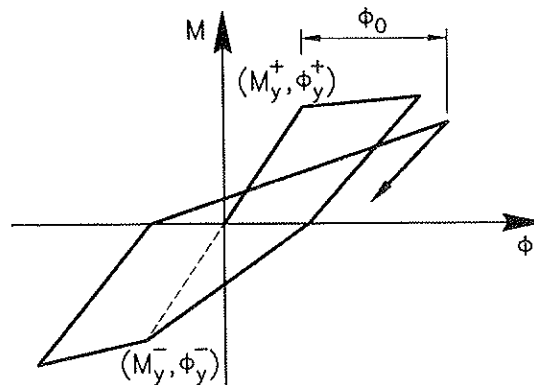


Figura 3. Parámetros que intervienen en modelo de daño sísmico de Banon et al. ⁽³⁾

mación total al inicio y al final de cada ciclo de carga, tal como puede verse en la Figura 4. El índice de daño viene definido por:

$$I_D = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\Delta\delta^+}{\Delta\delta_f} \right)^\alpha \quad (8a)$$

$$\alpha = 1 - (b \cdot r) \quad (8b)$$

$$r = \frac{\Delta\delta^+}{\Delta\delta^-} \quad (8c)$$

donde $\Delta\delta_f$ se puede obtener mediante la aplicación de cargas monótonas crecientes, hasta que el elemento llegue al fallo. Stephens y Yao (6) recomiendan que se considere para $\Delta\delta_f$ un 10% de la altura del piso. Para el coeficiente de deformación b , indicado en la ecuación (8b), recomiendan que se considere un valor de 0.77. Finalmente, n es el número de ciclos al que está sometido el elemento.

Bertero y Bresler (43) desarrollan un índice de daño acumulado, ponderando la demanda sísmica y la capacidad de resistencia de la siguiente manera:

$$I_D = \frac{1}{\sum W_i} \left(\sum_{i=1}^n \frac{W_i \gamma_i d_i}{X_i c_i} \right) \quad (8d)$$

siendo d_i un parámetro utilizado para describir la demanda sísmica, c_i un parámetro para definir la capacidad sísmica, W_i el factor de

importancia de un elemento i , X_i el coeficiente de influencia en el tiempo por demanda y γ_i el coeficiente de influencia en el tiempo por capacidad.

5.3. Formulaciones que consideran la fatiga

El modelo de daño propuesto por Chung et al. (7) considera la historia de las cargas y el efecto de cierre de grietas. Está basado en el número de ciclos en los que la estructura entra en el rango no lineal y en la curvatura correspondiente al momento de fallo. El índice de daño se define como:

$$I_D = \sum_i \left(\alpha_i^+ \frac{n_i^+}{N_i^+} + \alpha_i^- \frac{n_i^-}{N_i^-} \right) \quad (9a)$$

donde i es el indicador del nivel de desplazamiento o curvatura, n_i es el número real de ciclos para el nivel de curvatura i , y α_i es un parámetro que considera la energía disipada inelásticamente. N_i es el número total de ciclos que producen el fallo para el nivel de curvatura i

$$N_i = \frac{M_i - M_{f_i}}{\Delta M_i} \quad (9b)$$

$$M_i = M_f \frac{2\Phi_i}{\Phi_i + 1} \quad (9c)$$

$$\Phi_i = \frac{\phi_i}{\phi_f} \quad (9d)$$

donde M_{f_i} es el momento de fallo para el nivel de curvatura i , M_f es el momento de

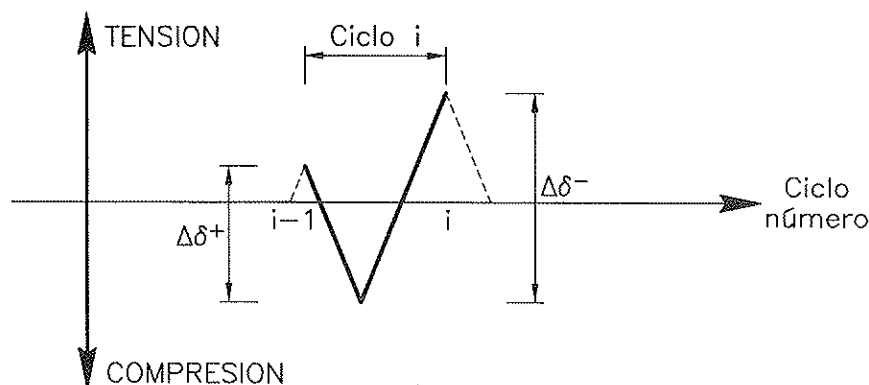


Figura 4. Parámetros que intervienen en modelo de daño sísmico de Stephens y Yao (6).

fallo, ϕ_f es la curvatura de fallo y ΔM_i está definido en las figuras 5 y 6.

No se consideran todos los ciclos de carga, sino únicamente aquellos que superen la curvatura cedente y que, además, estén sobre la primera línea de rigidez, es decir la línea entrecortada de la Figura 5. El modelo considera la historia de la carga a la que ha estado sometida la estructura por medio del parámetro α_i , que considera la energía disipada inelásticamente.

$$\alpha_i^+ = \frac{\sum_{j=1}^{n_i^+} K_{ij}^+ \cdot \phi_i^+ + \phi_{i-1}^+}{n_i^+ \cdot \bar{K}_i^+ \cdot 2\phi_i^+} \quad (9e)$$

$$\alpha_i^+ = \frac{\sum_{j=1}^{n_i^+} M_{ij}^+}{n_i^+ \left[M_{i1}^+ - \frac{(N_i^+ - 1) \Delta M_i^+}{2} \right]} \cdot \frac{\phi_i^+ + \phi_{i-1}^+}{2\phi_i^+} \quad (9f)$$

$$K_i^+ = \frac{M_{ij}^+}{\phi_i^+} \quad (9g)$$

$$\bar{K}_i^+ = \frac{1}{N_i^+} \sum_{j=1}^{N_i^+} K_{ij}^+ \quad (9h)$$

donde K_{ij}^+ es la rigidez durante el ciclo j de

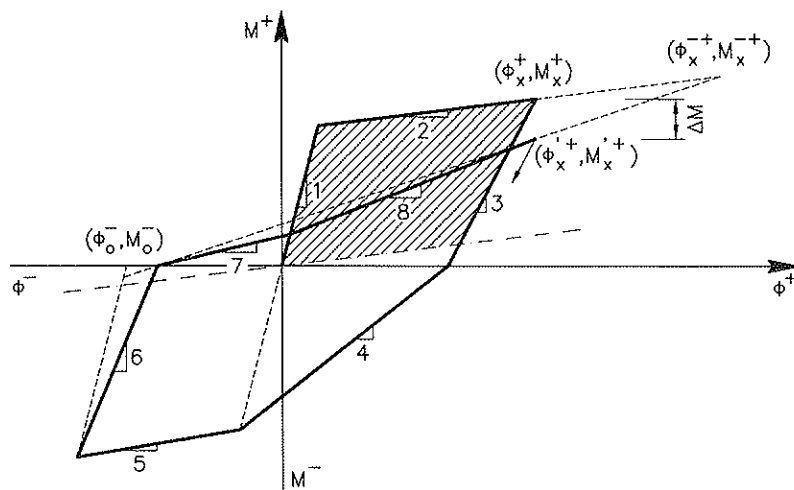


Figura 5. Modelo constitutivo de Roufaiel y Meyer ⁽³³⁾, en base del cual se calcula el daño sísmico con el modelo de Chung et al. ⁽⁷⁾.

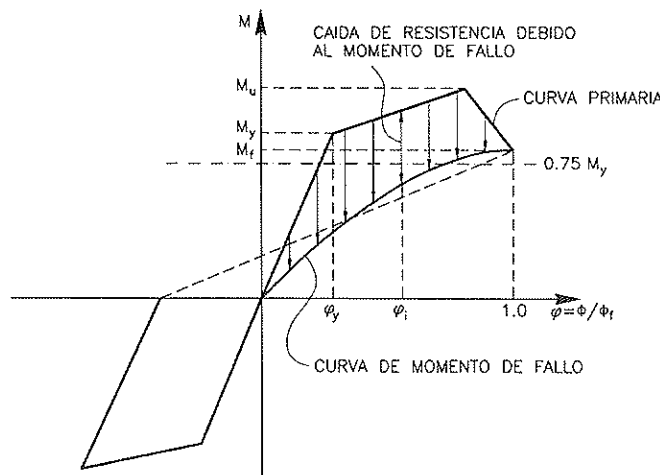


Figura 6. Pérdida de resistencia en el modelo de Chung et al. ⁽³⁴⁾.

carga para el nivel i , \bar{K}_i^+ es la rigidez promedio durante N_i^+ ciclos de carga para el nivel i

$$M_{ij}^+ = M_{ii}^+ - (j - 1) \Delta M_i^+ \quad (9i)$$

M_{ij}^+ es el momento alcanzado en el ciclo de carga j para el nivel i . Las ecuaciones para el signo - son similares y están indicadas en referencias (44) y (45). El índice de daño empieza a cuantificarse después del primer ciclo de carga en el rango no lineal.

6. DAÑO SÍSMICO BASADO EN LA ENERGÍA

En este apartado se describen exclusivamente los modelos de cálculo del daño sísmico que utilizan la energía como parámetro fundamental de evaluación. Es importante destacar que los índices que calculan el daño exclusivamente en función de la energía son adecuados para estructuras en las que la degradación de rigidez es considerable.

6.1. Energía potencial

El modelo de Hanganu ^(22, 31) permite obtener el índice de daño en toda la estructura, en una subestructura o en uno de sus elementos, para cualquier tipo de acción, mediante la relación:

$$I_D = 1 - \frac{\sum_e E_p}{\sum_e E_p^0} \quad (10a)$$

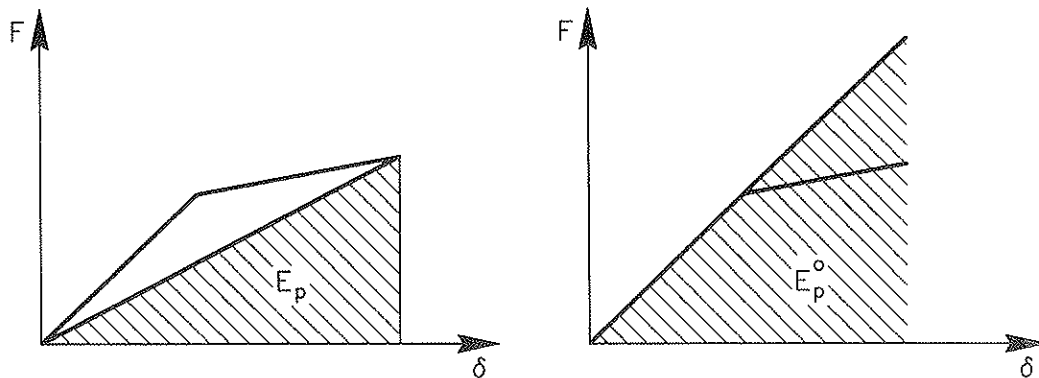


Figura 7. Energías potenciales consideradas en el modelo de daño de Hanganu ⁽²²⁾.

donde $\sum_e E_p$ es la energía potencial calculada a partir de la rigidez secante del elemento durante su respuesta inelástica y $\sum_e E_p^0$ es la energía potencial calculada considerando que la rigidez es constante e iguala la inicial. En la Figura 7 se describen estos términos. Este índice de daño varía entre cero para el rango elástico y uno para el colapso.

A partir de la disipación total de energía debida a la plasticidad y a la degradación de rigidez, Oller ^(47, 48) propone la siguiente ecuación para el índice de daño:

$$I_D = \frac{E_{dis}}{E_{dis}^{max}} \quad (10b)$$

donde E_{dis} es la energía total disipada y E_{dis}^{max} es la máxima energía que puede disipar la sección analizada. Esta ecuación permite también calcular el daño global de la estructura, si la integración para evaluar la energía se realiza sobre toda la estructura. En este caso, E_{dis}^{max} es la energía que disiparía la estructura si todos sus puntos alcanzaran el daño máximo local.

6.2. Energía potencial normalizada

La mayor parte de los modelos de evaluación del daño sísmico en estructuras de hormigón armado calculan la energía potencial y la normalizan con respecto a la energía potencial elástica.

En el modelo de Banon et al. ⁽³⁾, la energía

potencial es calculada mediante las relaciones momento-rotación.

$$I_D = \frac{\int_0^l M(\tau) \theta d\tau}{\frac{M_y \theta_y}{2}} \quad (11a)$$

$$\theta_y = \frac{M_y L}{6(EI)} \quad (11b)$$

$$I_D = \frac{\int_0^l M(\tau) \theta d\tau}{\frac{M_y^2 L}{12(EI)}} \quad (11c)$$

El modelo de Gosain et al. (8) calcula el índice de daño en función del diagrama fuerza-desplazamiento, de la siguiente manera:

$$I_D = I_w = \sum_{i=1}^n \frac{F_i \delta_i}{F_y \delta_y} \quad (11d)$$

donde i es el número corriente de histeréticos. En la evaluación sólo se consideran aquellos ciclos en los que $F_i \geq 0.75 F_y$. A este índice de daño, Gosain et al. (8) lo denominan I_w , variable que se utilizará en lo siguiente. Cuando $0.75 F_y \leq F_i \leq 1.25 F_y$, la relación F_i/F_y tiende a la unidad, de tal manera que la ecuación (11d) se reduce al cálculo de δ_i/δ_y . El modelo de Banon et al. (3), al igual que el de Gosain et al. (8), no tiene cota superior.

6.3. Energía potencial normalizada y corregida

Se han identificado modelos que además de calcular el índice de daño sísmico en función de la energía disipada normalizada con respecto a la energía elástica, efectúan también correcciones mediante factores que tienen en cuenta la geometría del elemento, la carga axial y la armadura del elemento analizado.

Para fuerzas de cortantes altas, el efecto de cierre de grietas es considerable por lo que la energía disipada tiende a disminuir. Por otra parte, la carga axial tiene un papel importante en la evaluación del daño y

Gosain et al. (8) la incluyen modificando la ecuación (11d) de la siguiente forma:

$$I_D = I_w \left(1 - \frac{d_c}{a}\right) \left(1 + \frac{0.0005N}{A_{core}}\right) \quad (12)$$

donde I_w es el índice de daño definido mediante la ecuación (11d), d_c , es la altura definitiva de la sección menos el recubrimiento, es decir, la distancia entre los estribos exteriores, a/d_c es la relación del claro de cortante, N es la carga axial en kips, $A_{core} = b_c \cdot d_c$ es el área del hormigón confinado medida en in², b_c es la distancia desde el borde de los estribos medidos en la base. La ecuación (12) se ha obtenido a partir de un análisis estadístico de datos experimentales para pilares (8).

Darwin y Nmai (41) desarrollan un modelo de daño local para vigas de hormigón armado en el que la corrección se realiza en función del refuerzo longitudinal

$$I_D = \frac{E}{0.5F_y \delta_y \left[1 + \left(\frac{A_s'}{A_s}\right)^2\right]} \quad (13)$$

donde A_s' es el área del refuerzo a compresión y A_s es el área del refuerzo a tracción.

6.4. Índice energético

Hwan y Scribner (9) proponen un índice energético en función de la energía disipada

$$I_D = \sum_{i=1}^n E_i \frac{K_i \delta_i^2}{K_0 \delta_v^2} \quad (14)$$

donde n es el número de ciclos, E_i es la energía disipada en el ciclo i , K_i es la rigidez secante a flexión en el ciclo i , δ_i es el máximo desplazamiento alcanzado en el ciclo i y K_0 es la rigidez a flexión en el rango elástico. Los ciclos histeréticos que intervienen en la evaluación de la ecuación (14) son aquellos cuya resistencia no sea inferior al 75% de la fluencia (véase Figura 8). En la ecuación (14), la energía potencial de la estructura (el numerador) está normalizada con respecto a la energía potencial elástica (el denominador). Esta relación proporciona un indicador

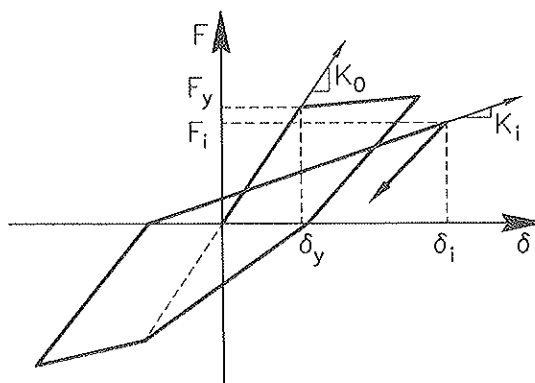


Figura 8. Parámetros que intervienen en el modelo de daño de Hwan y Scribner ⁽⁹⁾.

de daño adimensional, pero al estar multiplicada por E_i , lo que realmente se obtiene es la energía disipada. Se le considera como índice de daño debido a que la energía disipada inelásticamente es un indicador del grado de daño de una estructura.

6.5. Energía disipada con respecto a la energía elástica considerando pérdida de resistencia

La mayor parte de modelos constitutivos utilizados para definir la no linealidad del hormigón armado consideran pérdida de rigidez en descarga, pérdida de resistencia y efecto del cierre de grietas. Referente a la pérdida de rigidez, Bracci et al. ⁽²¹⁾ desarrollaron el modelo de cálculo del índice de daño descrito en el Apartado 3.1. Si se considera la pérdida de resistencia, el índice de daño es:

$$I_D = \frac{S_{SD} \int dE}{\delta_y \Delta_F} \quad (15a)$$

$$S_{SD} = \frac{\Delta M \phi_r}{\int dE} \quad (15b)$$

donde S_{SD} es el factor de deterioro de resistencia, $\int dE$ es la energía disipada, δ_y es el desplazamiento al límite de fluencia y Δ_F es la resistencia disponible asociada a la deformación δ_r . El modelo de Gosain et al. ⁽⁸⁾ de

la ecuación (11d) normaliza la energía disipada con respecto a la energía elástica, sin considerar la pérdida de resistencia. Bracci et al. ⁽²¹⁾ la consideran normalizándola con respecto a la energía elástica, con lo que la fuerza F_y va decayendo en cada ciclo histerético. Las restantes variables son ΔM , que es la caída del momento en el primer ciclo histerético (pérdida de resistencia), y ϕ_r , que es la curvatura de fluencia.

Experimentalmente, Nmai y Darwin ⁽³⁸⁾ han encontrado que el factor de deterioro de resistencia S_{SD} varía entre 0.005 y 0.011. De igual forma, Atalay y Penzien ⁽³⁹⁾ han obtenido que S_{SD} varía entre 0.006 y 0.029. Finalmente, Gill et al. ⁽⁹⁴⁾ encontraron que el factor de deterioro de resistencia varía entre 0.0168 y 0.0369.

7. COMBINACIÓN DE INDICADORES DE DAÑO

7.1 Índice de daño en función de la deformación y de la energía

Banon y Veneziano ⁽⁹¹⁾ combinan dos parámetros: la relación d_1 entre la demanda sísmica y la capacidad de formación, y la relación d_2 entre la demanda sísmica y la capacidad de energía disipada. El primer parámetro relaciona el desplazamiento máximo, d_{max} , con el desplazamiento de

fluencia, δ_y , es decir, define la demanda de ductilidad cinemática μ_s , mientras que el segundo relaciona la energía inelástica disipada, E_h , con la energía elástica

$$d_1 = \mu_s = \frac{\delta_{\max}}{\delta_y}, \quad d_2 = \frac{E_h}{E_s} \quad (16a)$$

En consecuencia, el modelo de Banon y Veneziano combina dos variables: la ductilidad y la energía inelástica. Los parámetros d_1 y d_2 se modifican de la siguiente manera:

$$d_1^* = d_1 - 1, \quad d_2^* = a d_2^b \quad (16b)$$

donde a y b son parámetros que caracterizan el problema estructural y se obtienen experimentalmente. El valor de a caracteriza el deterioro cíclico del elemento y, para elementos de hormigón armado, se recomienda utilizar $a = 1.1$ y $b = 0.38$. En el plano d_1^* , d_2^* la circunferencia con el centro en el origen define curvas de igual probabilidad de colapso. Con esto la función de daño para el modelo analizado queda:

$$I_D = \sqrt{(d_1^*)^2 + (d_2^*)^2} \quad (16c)$$

Para el rango elástico, el valor del índice de daño del modelo de Banon y Veneziano es cero y no tiene cota superior.

7.2. Índice de daño en función de la ductilidad y de la energía

El índice de daño de Park y Ang ⁽¹¹⁻¹³⁾, uno de los más empleados en estructuras de hormigón armado, se define como:

$$I_D = \frac{\mu_s}{\mu_{mono}} + \frac{\beta E_h}{F_y \delta_y \mu_{mono}} \quad (16d)$$

siendo μ_{mono} la ductilidad del elemento debida a cargas monótonas y β un factor experimental de calibración del deterioro de resistencia. El valor β no es fácil de determinar; inicialmente, Park ⁽¹²⁾ propuso para su evaluación la siguiente ecuación obtenida a partir de resultados experimentales:

$$\beta = \left[0.37 \eta_0 + 0.36 (k_p - 0.2)^2 \right] 0.9^{\rho_s} \quad (17b)$$

$$\eta_0 = \frac{N}{b \cdot d f'_c} \quad (17c)$$

$$\rho_s = \frac{2A_v}{s_h \cdot h} \quad (17d)$$

donde η_0 es la relación entre la carga axial N y el área efectiva de la sección multiplicada por la resistencia del hormigón a compresión y ρ_s es la relación volumétrica de los estribos respecto al área del núcleo del hormigón, por unidad de longitud. En la ecuación (17d) h' es el ancho del núcleo de hormigón medido desde fuera del refuerzo transversal. El parámetro k_p de la ecuación (17b) tiene la expresión:

$$k_p = \frac{p_t f_y}{0.85 f'_c} \quad (17e)$$

$$p_t = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (17f)$$

Posteriormente, Park ⁽¹¹⁾ modificó la ecuación obtenida experimentalmente, proponiendo para el cálculo de β la siguiente ecuación:

$$\beta = \left(-0.447 + 0.73 \frac{L_s}{d} + 0.24 \eta_0 + 0.314 p_t \right) 0.7^{\rho_s} \quad (17g)$$

donde L_s / d es la relación del claro de cortante. Lo cierto es que β es función de la carga axial, del claro de cortante, de la sección transversal y de la armadura longitudinal y transversal. Se destaca que β no es función de la excitación sísmica, es decir, no depende de la historia de carga. Investigaciones realizadas por Cosenza et al. ⁽²³⁾ han demostrado que β varía entre 0.03 y 1.2, con un valor habitual de 0.15.

7.3. Índice de daño en función de la curvatura o rotación y de la energía

El modelo de Park y Ang ha sido modificado y completado. Por ejemplo, Kunnath, Reinhorn y Abel ^(15,16) utilizaron la curvatura como parámetro; Kunnath, Reinhorn y Lobo ^(15,16) calcularon el daño en función de la rotación; Daali ⁽²⁵⁾ determinó el índice de daño evaluando la deformación residual

plástica; Reinhorn y Valles ^(17,18) utilizaron una formulación de fatiga que, para un daño muy severo, se reduce a la ecuación propuesta por Park y Ang.

El índice de daño sísmico propuesto por Kunnath, Reinhorn y Abel ^(9,14) es el siguiente:

$$I_D = \frac{\phi_{\max} - \phi_y}{\phi_u - \phi_y} + \beta \frac{\int dE}{M_y \phi_u} \quad (18a)$$

Las curvaturas de esta ecuación corresponden al valor máximo alcanzado durante la respuesta sísmica (max), al valor correspondiente al límite de fluencia (y) y al valor último que puede alcanzar (u). $\int dE$ es la energía disipada en la sección.

Kunnath, Reinhorn y Lobo ^(15,16) plantean una ecuación similar pero en función de la rotación:

$$I_D = \frac{\theta_{\max} - \theta_r}{\theta_u - \theta_r} + \beta \frac{\int dE}{M_y \theta_u} \quad (18b)$$

El significado de los subíndices de las rotaciones θ es similar en esta ecuación al significado de los subíndices utilizados para las curvaturas en la ecuación (18a); además, θ_r es la rotación recuperable en descarga.

Para este caso, Kunnath et al. ⁽¹⁴⁻¹⁶⁾ recomiendan los siguientes valores para el deterioro de resistencia β :

$\beta = 0.0$ cuando no se considera deterioro de resistencia,

$\beta = 0.1$ para un deterioro normal de resistencia.

$\beta = 0.4$ para considerar un severo deterioro de resistencia.

7.4. Índice de daño en función de la ductilidad y de la deformación residual plástica

El modelo de índice de daño propuesto por Daali ⁽²⁴⁾ es una modificación del desarrollado por Park y Ang. Efectivamente, se mantiene el primer término de la ecuación (17a) y, en segundo, se relaciona la energía

disipada inelásticamente con la deformación residual plástica

$$I_D = \frac{\mu_s}{\mu_{mono}} + \frac{\beta \Sigma (\mu_i - 1)}{\mu_{mono}} \quad (19a)$$

$$\mu_i = \frac{\delta_{rpi}}{\delta_y} + 1 \quad (19b)$$

donde δ_{rpi} es el desplazamiento residual plástico en el ciclo i .

7.5 Índice de daño en función de la fatiga

Para ciclos bajos de fatiga, Reinhorn y Valles ^(17,18) han propuesto el siguiente índice de daño:

$$I_D = \frac{\delta_{\max} - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \frac{1}{\left[1 - \frac{E_h}{4(\delta_u - \delta_y) F_y} \right]} \quad (20)$$

Aquí el índice se ha expresado en función de los desplazamientos δ . Sin embargo, puede formularse indistintamente en función de las rotaciones θ y de las curvaturas ϕ . Las variables utilizadas en la ecuación (20) han sido definidas anteriormente. Cuando la relación $(\delta_{\max} - \delta_y) / (\delta_u - \delta_y)$ tiende a uno, dicha ecuación se transforma en:

$$I_D = \frac{\delta_{\max} - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} + \frac{E_h}{4(\delta_u - \delta_y) F_y} \quad (21)$$

que corresponde a la formulación de Park y Ang para $\beta = 0.25$. En consecuencia, para grandes valores de deformación, rotación o curvatura, el modelo de Park y Ang se correlaciona bien con los modelos basados en fatiga.

8. DAÑO GLOBAL OBTENIDO A PARTIR DE PROMEDIOS PONDERADOS

Los modelos de daño que se han visto en apartados anteriores, calculan el índice de daño a nivel local de los elementos, en unas

secciones determinadas que, para el análisis sísmico, son los extremos del elemento. El problema que se plantea ahora es el de obtener el daño global de la estructura a partir del daño local mediante coeficientes de ponderación. De esta forma, el daño global que se obtiene es un promedio de los índices de daño a nivel local. Hay varios criterios para la ponderación, pero el más utilizado es el energético; es decir, las zonas que están más deterioradas disipan una mayor cantidad de energía y, por lo tanto, tienen mayor peso en el cálculo del daño global.

8.1. Daño global a nivel de piso, utilizando la energía como función de ponderación

Chung, Meyer y Shinozuka ⁽¹⁹⁾ proponen el siguiente modelo para la evaluación del daño a nivel de piso en un edificio de hormigón armado:

$$I_{D_k} = \frac{\sum_{i=1}^n I_{D_i}^k E_i^k}{\sum_{i=1}^n E_i^k} \quad (22)$$

donde I_{D_k} es el índice de daño en el piso k , $I_{D_i}^k$ es el daño local en la sección i del piso k , E_i^k es la energía disipada en la sección i del piso k y n es el número de secciones consideradas en el piso k donde se ha evaluado el daño. Chung et al. ⁽¹⁹⁾ calculan el $I_{D_i}^k$ utilizando la ecuación (9a), pero es posible emplear cualquiera de los índices de daño indicados. Por ejemplo, el daño al nivel del piso también puede evaluarse utilizando la ecuación (10a), considerando sólo la energía en los elementos que conforman el piso.

8.2. Daño global a nivel de piso, utilizando el esfuerzo axial como función de ponderación

Bracci et al. ⁽²¹⁾ utilizan como función de ponderación el esfuerzo axial en los elementos, de tal forma que los que están sometidos a más esfuerzo axial tendrán mayor influencia sobre el daño global de piso. La ecuación propuesta por Bracci et al. ⁽²¹⁾ es:

$$I_{D_k} = \max [I_{D_i}, I_{D_j}] \quad (23a)$$

$$I_{D_k} = \frac{\sum_{i=1}^n W_i I_{D_i}^{m+1}}{\sum_{i=1}^n W_i I_{D_i}^m} \quad (23b)$$

$$W_i = \frac{N}{W_T} \quad (23c)$$

$$\sum_{i=1}^n W_i = 1 \quad (23d)$$

donde N es el esfuerzo axial que actúa en el elemento, W_T es el peso total de la estructura y m es un parámetro utilizado para dar mayor peso a los elementos dañados.

8.3. Daño global, utilizando la energía como función de ponderación

Park y Ang ^(11,12) realizan la combinación del daño local, obtenido en los extremos del elemento, utilizando como función de ponderación la energía disipada del elemento, mediante la siguiente ecuación:

$$I_{Dl} = \sum_{i=1}^N \lambda_i I_{D_i} \quad (24a)$$

$$\lambda_i = \frac{E_i}{\sum_{i=1}^N E_i} \quad (24b)$$

donde N es el número de la estructura y E_i es la energía disipada por el elemento i . Nuevamente, los elementos más dañados, que disipan mayor cantidad de energía, tendrán mayor influencia sobre el valor del daño global de la estructura.

8.4. Obtención del daño global a partir del daño de piso

Chung et al. ⁽¹⁹⁾ encuentran el daño global de la estructura a partir del daño de piso, dando mayor peso a los pisos inferiores mediante la siguiente ecuación: (23c)

$$I_{Dl} = \sum_{k=1}^N I_{D_i}^k I_k \quad (25a)$$

$$I_k = \frac{N+1-k}{N} \quad (25b)$$

donde I_k es el coeficiente de ponderación para el piso k , que se considera que varía de manera triangular con la altura.

9. DAÑO GLOBAL OBTENIDO A PARTIR DE LA CAPACIDAD RESISTENTE

Para encontrar directamente el daño sísmico de un edificio sin necesidad de realizar una ponderación de los índices de daño local, es necesario calcular su curva de capacidad resistente, que relaciona el cortante en la base con el desplazamiento lateral máximo en la parte superior del edificio. Dicha curva se obtiene mediante un análisis que se conoce como "push over", que consiste en aplicar cargas estáticas laterales en forma incremental, hasta el fallo de la estructura ^(25, 35, 36). En la curva de capacidad resistente pueden identificarse los puntos que marcan el límite de fluencia y el fallo o colapso de la estructura.

9.1 Índice de daño global obtenido a partir de la relación demanda-capacidad de deformación

Una vez determinados, en la curva de capacidad resistente, el punto en el que la estructura entra en el rango no lineal (y), y el punto correspondiente al colapso de la misma (u), Roufaiel y Meyer ⁽⁵⁾ calculan el índice de daño global mediante la siguiente ecuación:

$$I_{Dr} = \frac{d_{max} - d_y}{d_u - d_y} \quad (26a)$$

donde d_{max} es el desplazamiento lateral máximo que se produce en la parte superior de la estructura durante el terremoto. El valor d_y se puede obtener de la curva de capacidad resistente identificando el instante en que el primer elemento entra en el rango inelástico. Para determinar d_u es necesario imponer un criterio de fallo como, por ejemplo, el propuesto por Rou-

faiel y Meyer ⁽⁵⁾, que es $d_u = 0.006H$, donde H es la altura del edificio.

El índice de daño de Blejwas y Bresler ⁽⁴²⁾ tiene una formulación más general que la de la ecuación (26a)

$$I_{Dr} = \frac{d_i - c_i^0}{c_i^a - c_i^0} \quad (26b)$$

donde d_i es un parámetro que caracteriza la demanda y que se obtiene como una combinación de diferentes parámetros de respuesta; c_i^0 caracteriza la capacidad estructural de inicio del daño y c_i^a es la capacidad estructural correspondiente a un daño irreparable.

8.2. Índice de daño global obtenido a partir de la relación demanda-capacidad de cortante en la base

En el modelo de Hasselman et al. ⁽²⁾, el índice de daño global de la estructura se obtiene como:

$$I_{Dr} = \frac{V_{max} - V_y}{V_u - V_y} \quad (27)$$

siendo V_{max} el cortante máximo en la base obtenido para la estructura sometida a la acción sísmica. Las restantes variables deben obtenerse de la curva de capacidad resistente.

Tanto en los modelos de Roufaiel y Meyer ⁽⁹⁵⁾ y Blejwas y Bresler ⁽⁴²⁾ como en el de Hasselman et al. ⁽⁹²⁾, el índice de daño global de la estructura toma valores entre 0 y 1.

10. DAÑO GLOBAL EN FUNCIÓN DE PARÁMETROS VIBRACIONALES

Las características dinámicas modales de las estructuras también se utilizan para definir el daño global en estructuras de edificación. Dichas características son el coeficiente de amortiguamiento modal, el factor de participación modal y la frecuencia o período de vibración natural en cada modo. El amortiguamiento en una estructura varía de acuerdo con el alcance de los fenómenos no lineales que tienen lugar en la estructura.

Sin embargo, su estimación en la fase no lineal de la respuesta estructural es cuestionable, razón por la cual esta forma de evaluación del daño sísmico no ha prosperado. Por otra parte, el cálculo de los factores de participación modal de una estructura con daño y sin daño, que permitiría cuantificar el deterioro global de una estructura y definir un índice de daño global, tampoco ha sido utilizado como método habitual. Finalmente, las frecuencia o períodos naturales de vibración proporcionan una alternativa muy utilizada para definir el daño sísmico global en edificios. De las dos, la característica dinámica más utilizada es el período propio de vibración.

10.1 Índice de daño global obtenido en función de la frecuencia natural de vibración

El índice de daño de Roufaiel y Meyer ⁽⁵⁾, descrito mediante la ecuación (26a), puede calcularse en función de las frecuencias naturales de vibración de la siguiente manera:

$$I_D = \frac{14.2\delta_y(\sqrt{f_0/f_m}-1)}{\delta_u-\delta_y} \quad (28)$$

El significado de las variables no definidas todavía es el siguiente: f_0 es la frecuencia natural fundamental de vibración elástica y f_m es la frecuencia natural fundamental de la estructura dañada. Aguiar et al. presentan en la referencia (25) un método para encontrar f_m en función del desplazamiento lateral máximo del edificio.

10.2 Índice de daño global obtenido en función del período natural de vibración

A medida que una estructura se daña, su rigidez se degrada, sus desplazamientos laterales son mayores y, como consecuencia, incrementa su período fundamental de vibración. La evolución de dicho período en el rango no lineal, no es siempre creciente, sino que depende de la rama del modelo constitutivo en la cual se encuentra. En descarga, la estructura tiende a recuperarse, su rigidez se incrementa y, en consecuencia, el

período propio disminuye. Luego puede volver a incrementarse en un nuevo proceso de carga. Pero la tendencia general es la de un continuo incremento del período en el rango no lineal.

Uno de los modelos de daño global propuesto por DiPasquale y Çakmark ^(26, 27) en función del período es el denominado índice de ablandamiento por deterioro de rigidez

$$I_D = 1 - \frac{T_0^2}{T_{final}^2} \quad (29)$$

que relaciona el período fundamental de la estructura sin daño, T_0 , con el período correspondiente a la estructura dañada al finalizar el sismo, T_{final} .

Otro modelo para calcular el índice de daño sísmico, basado en los períodos de vibración, es el propuesto por Ayala y Xiangno ⁽²⁹⁾

$$I_D = \frac{T_{final} - T_0}{T_u - T_0} \quad (30)$$

donde T_0 es el período en el rango elástico, T_u es el período definido en el instante del fallo de la estructura, mediante un análisis "push over" y T_{final} es el período de la estructura dañada. Cuando la estructura se encuentra en el rango elástico y, por consiguiente, tiene el período T_0 , el valor del índice de daño es cero y cuando la estructura llega al colapso, teniendo un período T_u , el índice de daño es la unidad. El daño correspondiente al período propia T_{final} , alcanzado por la estructura al final de sus respuesta sísmica, se calcula mediante la ecuación (30), obtenida mediante interpolación lineal entre los valores anteriores.

11. CONCLUSIONES

Se han descrito los principales índices de daño sísmico para estructuras de hormigón armado y se ha realizado una clasificación de los mismos. Disponer de tales índices permite mejorar la evaluación del comportamiento sísmico de los edificios, así como de su vulnerabilidad y riesgo.

Una de las posibles formas de obtener el índice de daño global de una estructura es a partir del daño local, es decir, de sus elementos, mediante la utilización de diversos criterios de ponderación. Aunque existen métodos que permiten determinar adecuadamente el daño local, el cálculo de un índice de daño global a partir de los valores locales puede llevar a resultados incorrectos, debido a que los mencionados criterios de ponderación podrían no ser adecuados.

Puesto que en los estudios de vulnerabilidad y riesgo sísmico se necesita disponer de índices de daño global de las estructuras, lo más adecuado es utilizar modelos que calculen directamente dicho daño. En cambio, si en el estudio se necesita conocer el daño a nivel de los elementos estructurales, se puede seleccionar alguno de los modelos indicados en la Tabla 1, considerando los comentarios que se han expuesto y normalizando el índice de daño local entre cero y uno.

REFERENCIAS

- (1) N.M. Newmark y E. Rosenblueth. *Fundamentals of Earthquake Engineering*, Prentice Hall, 1974.
- (2) T. Hasselman, R. Eguchi y J. Wiggins. *Assessment of Damageability for Existing Buildings in a Natural Hazards Environment*. Technical Report, 80-1332-1, J.H. Wiggins Company, California. 1980.
- (3) H. Banon, J.M. Biggs y H.M. Irvine. "Seismic damage in reinforced concrete frames", *Journal of Structural Division*, ASCE, 107 (ST9), 1713-1729, 1981.
- (4) J. Lybas, M. Sozen. "Effect of beam strength and stiffness on dynamic behavior of reinforced concrete coupled walls", *Civil Engineering Studies, Structural Research Series*, N. 444, University of Illinois, Urbana, 1977.
- (5) M.S.L. Roufaiel y C. Meyer. "Analytical modelling of hysteretic behaviour of R/C frames", *Journal of Structural Division*, ASCE, 113 (3), 429-444, 1987.
- (6) J.E. Stephens y J.T.P. Yao. "Damage assessment using response measurements", *Journal of Structural Division*, ASCE, 113 (4), 787-801, 1987.
- (7) Y.S. Chung, C. Meyer y M. Shinozuka. "Modeling of concrete damage", *Journal of the American Concrete Institute*, ACI, 86 (3), 259-271, 1986.
- (8) N.K. Gosain, R.H. Brown y J.O. Jirsa. "Shear requirements for load reversals on RC members", *Journal of Structural Division*, ASCE, 103 (7), 1461-1476, 1977.
- (9) T.H. Hwang y C.F. Scribner. "Reinforced concrete member cyclic response during various loadings", *Journal of Structural Division*, ASCE, 110 (ST2), 477-489, 1984.
- (10) H. Banon y Veneziano D. "Seismic safety of reinforced concrete members and structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 10 (1), 179-193, 1982.
- (11) Y. Park y A. Ang. "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", *Journal of Structural Division*, ASCE, 111, 722-739, 1985.
- (12) Y. Park. *Seismic Damage Analysis and Damage Limiting Design of R/C Structures*, PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana, 1984.
- (13) Y. Park, A. Reinhorn y S. Kunnath. *IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame Shear-wall Structures*, Technical Report NCEER-87-0008, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Buffalo, 1987.
- (14) S.K. Kunnath, A.M. Reinhorn y J.F. Abel. "A computational tool for evaluation of seismic performance of reinforced concrete buildings", *Computers & Structures*, 41 (1), 157-173, 1991.
- (15) S. Kunnath, A. Reinhorn y R. Lobo. *IDARC Version 3.0: A program for the Ine-*

lastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures, National Center for Earthquake Engineering Research, Technical Report BCEER-92-0022, University of New York at Buffalo, Buffalo, 1992.

(16) A.M. Reinhorn y S.K. Kunnath, "IDARC: computer program for inelastic damage analysis of reinforced concrete structures", *Building and non-structural components*, 29-40, 1994.

(17) R.E. Valles, A.M. Reinhorn, S.K. Kunnath, C. Li y A. Madan. *IDARC2D Version 4.0: A Computer Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings*, National Center for Earthquake Engineering Research, Technical Report NCEER-96-0010, State University of New York at Buffalo, Buffalo, 1996. A.

(18) A.M. Reinhorn y R.E. Valles. *Damage Evaluation in Inelastic Response of Structures: A Deterministic Approach*, National Center of Earthquake Engineering Research, Technical Report NCEER-95, State University of New York at Buffalo, 1995.

(19) Y.S. Chung, C. Meyer y M. Shinozuka. *Seismic Assessment of Reinforced Concrete Members*, National Center of Earthquake Engineering Research, Technical Report NCEER-87-0022, State University of New York at Buffalo, 1987.

(20) A.M. Reinhorn, S.K. Kunnath y J.M. Mander. "Seismic design of structures for damage control", *Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings*, Elsevier Applied Science Publishers Ltd., London, A. Fajfar y H. Krawinkler (Editors), 63-76, 1992.

(21) J.M. Bracci, A.M. Reinhorn, J.B. Mander y S.K. Kunnath. *Deterministic Model for Seismic Damage Evaluation of Reinforced Concrete Structures*, National Center for Earthquake Engineering Research, Technical Report NCEER-89-0033, State University of New York at Buffalo, 1989.

(22) A. Hanganu. *Análisis no lineal estático y dinámico de estructuras de hormigón armado mediante modelos de daño*, Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 1997.

(23) E. Conzeza, G. Manfredi y R. Ramasco. "An evaluation of the use of damage functionals in earthquake-resistant design", *Proceedings of Ninth Europa Conference Earthquake Engineering*, pp. 303-312, Moscow, 1990.

(24) M. Daali. "Damage assessment in steel structures", *Proceedings of Seventh Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Montreal, Canada, 1995.

(25) R. Aguiar, A. Barbat, y J. Canas. *Evaluación del daño sísmico global en edificios porticados de Hormigón Armado*, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, Monografía de Ingeniería Sísmica, IS-22, Barcelona, 1977.

(26) E. DiPasquale y A.S. Çakmak. *Detection and Assessment of Seismic Structural Damage*, National Center for Earthquake Engineering Research, Technical Report NCEER-87-0015, State University of New York at Buffalo, 1987.

(27) E. DiPasquale y A.S. Çakmak. *Identification of the Serviceability Limit State and Detection of Seismic Structural Damage*, National Center for Earthquake Engineering Research, Technical Report NCEER-88-0022, State University of New York at Buffalo, 1988.

(28) E. DiPasquale y A.S. Çakmak. *On the Relation Between Local and Global Damage Indices*, National Center for Earthquake Engineering Research, Technical Report NCEER-889-0034, State University of New York at Buffalo, 1989.

(29) G. Ayala, Y. Xianguo. "Analytical evaluation of the structural seismic damage of reinforced concrete frames", *Proceedings of Seventh Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Montreal, Canada, 1995.

- (30) M.S. Williams y R.G. Sexsmith. "Seismic damage indices for concrete structures: A state-of-the-art review, *Earthquake Spectra*, 11(2), 19-349.
- (31) A.H. Barbat, S. Oller, E. Oñate y A. Hanganu. "Viscous damage model for Timoshenko beam structures", *International Journal of Solids and Structures*, 34 (30), 3953, 3976.
- (32) A. Singhal y A.S. Kiremidjian. *A method for Earthquake Motion-Damage Relationships with Application to Reinforced Concrete Frames*, National Center for Earthquake Engineering Research, Technical Report NCEER-97-0008, State University of New York at Buffalo, Buffalo, 1997.
- (33) M.S.L. Roufaiel y C. Meyer. "Analytical modelling of hysteretic behaviour of R/C frames", *Journal of Structural Division*, ACE, 113 (ST3), 429-444, 1987.
- (34) Y.S. Chung, M. Shinozuka y C. Meyer. *SARCF User's Guide: Seismic Analysis of Reinforced Concrete Frames*, National Center for Earthquake Engineering Research, Technical Report NCEER-88-0044, State University of New York at Buffalo, Buffalo, 1988.
- (35) P. Fajfar y P. Gašperšič. "The N2 method for the seismic damage analysis of TC buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25 (1), 31-46, 1996.
- (36) L. Bozzo y A.H. Barbat. *Diseño Sísmorresistente de Edificios de Hormigón Armado*, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, Monografía de Ingeniería Sísmica IS-15, Barcelona, 1996.
- (37) R. Aguiar. *Índices de daño sísmico en edificios de hormigón armado*, Centro Internacional de Métodos Numéricos de Ingeniería, CIMNE, Monografía de Ingeniería Sísmica IS-17, Barcelona, 1996.
- (38) C.K.Nmai y D. Darwin. *Cyclic Behavior of Lightly Reinforced Concrete Beams*, National Science Foundation, Report PFR 79-24596, University of Kansas Center for Research, 1984.
- (39) M.B. Atalay y J. Penzien. *The Seismic Behavior of Critical Regions of Reinforced Concrete Components as Influenced by Moment, Shear and Axial Force*, National Science Foundation, EERC 75-19, University of California at Berkeley, 1975.
- (40) W.D. Gill, R. Park y M.J.N. Priestley. *Ductility of Rectangular Reinforced Concrete Columns Under Seismic Loading*, Department of Civil Engineering Research, Report 79-1, University of Canterbury, 1979.
- (41) D. Darwin y C.K. Nmai. "Energy dissipation in R.C. beams under cyclic load", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 112 (8), 1986.
- (42) T. Blejwas y B. Bresler. *Damageability in Existing Buildings*, Technical Report EERC-78-12, University of California, Berkeley, 1979.
- (43) V.V. Bertero y B. Bresler. *Design and Engineering Decision: Failure Criteria (Limit States), Developing Methodologies for Evaluating the Earthquake Safety of Existing Buildings*, Report EERC-77-6, University of California, Berkeley, 1977.
- (44) R. Aguiar, L. Bozzo, A. Barbat y J. Canas. "Efecto del cortante y deterioro de adherencia en la evaluación del daño sísmico en pórticos de hormigón armado", *Hormigón y Acero*, 201 (3), 27-42, Madrid, 1996.
- (45) R. Aguiar, L. Bozzo, A. Barbat y J. Canas. "Modelos constitutivos y su efecto sobre los índices de daño sísmico de pórticos de hormigón armado", *Hormigón y Acero*, 201 (3), 63-80, Madrid, 1996.
- (46) H. Banon, J.M. Biggs y H.M. Irvine. *Prediction of Seismic Damage in Reinforced Concrete Frames*, Department of Civil Engineering, M.I.T., Publication T 80-16, Cambridge, 1980.

(47) S. Oller. *Un modelo de daño continuo para materiales friccionales*, Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 1988.

(48) B. Luccioni y S. Oller. "Evaluación del daño sísmico en pórticos de hormigón armado", *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 1 (1), 1-16, 1996.

RESUMEN

Se describen los principales modelos numéricos utilizados actualmente para la evaluación del daño sísmico en estructuras de edificación de hormigón armado. Dicha evaluación se realiza mediante índices de daño sísmico que en este artículo se clasifi-

can en función de los parámetros que intervienen en su evaluación y del tipo de ecuaciones utilizadas en su cálculo. La clasificación es de utilidad para poder seleccionar los índices de daño más adecuados para su uso en los estudios de riesgo sísmico.

SUMMARY

This paper describes the most invoked of the available numerical models used in evaluating the seismic damage for reinforced concrete buildings. The evaluation is performed by means of seismic damage indices which are classified in this paper in function of the involved parameters and type of the equations used in their formulation. The classification is useful in selecting the damage indices which are adequate to be used in seismic risk studies.

Ensayos a rotura de vigas de hormigón con pretensado exterior Segunda parte: Vigas continuas

Angel C. Aparicio, Juan R. Casas y Gonzalo Ramos
Dres. Ingenieros de Caminos

Javier Jordán
Ingeniero de Caminos

Jorge Salaverría
Doctorando de Ingeniería Civil
E.T.S. de Ingenieros de Caminos de Barcelona

1. INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

Los ensayos realizados hasta el momento sobre el tema en cuestión no son demasiado numerosos y se concentran en Estados Unidos y Francia, los dos países punteros en la utilización de esta técnica [3, 4, 6, 8]. La Cátedra de Puentes de la E.T.S. I.C.C.P. de Barcelona ha llevado a cabo un importante programa de trabajos en laboratorio [1], dentro del cual se engloban los ensayos presentados en este artículo, siendo uno de los objetivos más importantes la obtención, de manera experimental, de la sobretensión en el acero activo en el instante de la rotura y su comparación con los valores obtenidos mediante un modelo de análisis no lineal desarrollado en una Tesis Doctoral anterior [7], que contempla las hipótesis extremas de comportamiento de los tendones: deslizamiento impedido, o libre deslizamiento de éstos en los desviadores. Dentro de esta campaña se han realizado, además de los dos ensayos a los que nos referimos aquí [5], ensayos sobre vigas isostáticas, tanto monolíticas como de dovelas, ya publicados anteriormente [2].

2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS ENSAYOS

En la presente fase de esta campaña experimental se han llevado a cabo dos ensayos

hasta rotura de una misma viga de hormigón con pretensado exterior bajo un idéntico esquema de carga. En el primer ensayo, la viga, que no había sido cargada previamente, se llevó hasta rotura teórica por plastificación del acero, para, después del ensayo y tras sustituir el pretensado, volver a realizar otra prueba hasta rotura con una reparación mínima y la misma configuración de cargas. La diferencia entre uno y otro ensayo estribaba en la modificación de la distancia entre los puntos de bloqueo de los tendones de pretensado.

Las características de la viga ensayada son las siguientes: la viga es continua, monolítica, de dos vanos de 7,20 m de luz cada uno y de sección transversal tipo en cajón, con un canto constante de 0,60 m. El pretensado dispuesto consistió en 2 * 2 cordones ϕ 0,6" de acero 170/190 kp/mm². En ambos ensayos el esquema de carga consistía en dos cargas puntuales de idéntico valor introducidas en uno de los vanos a tercios de la luz. En la Figura 1 se presentan las características básicas de la viga ensayada.

En el primero de los ensayos –al que nos referiremos como VCPAS–, los tendones de pretensado se encontraban anclados en los extremos de la viga, con lo cual la distancia entre puntos de anclaje del pretensado era de dos vanos (Figura 1, Foto 1), mientras

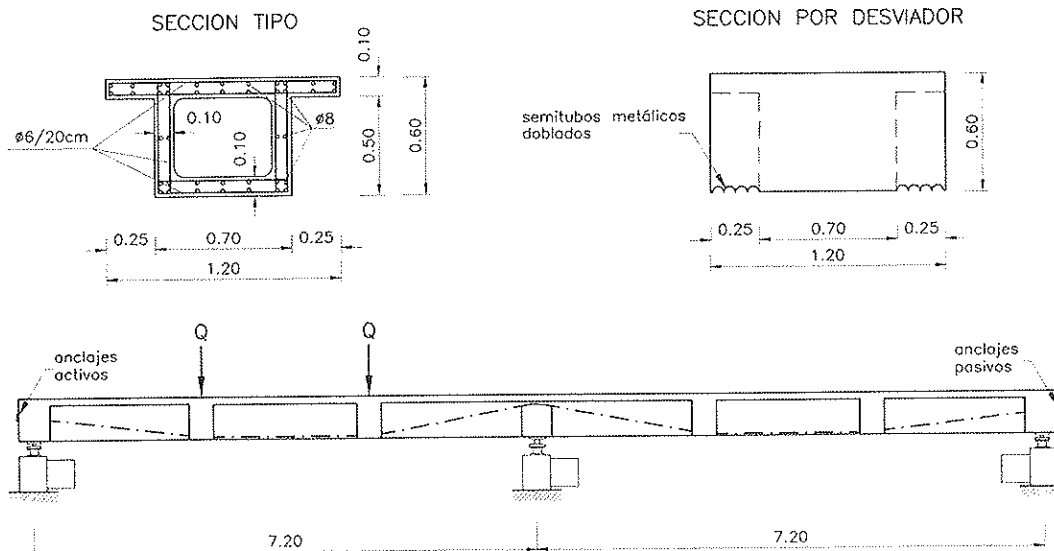


Figura 1. Secciones tipo y alzado lateral de la viga ensayada. Pretensado VCPAS.

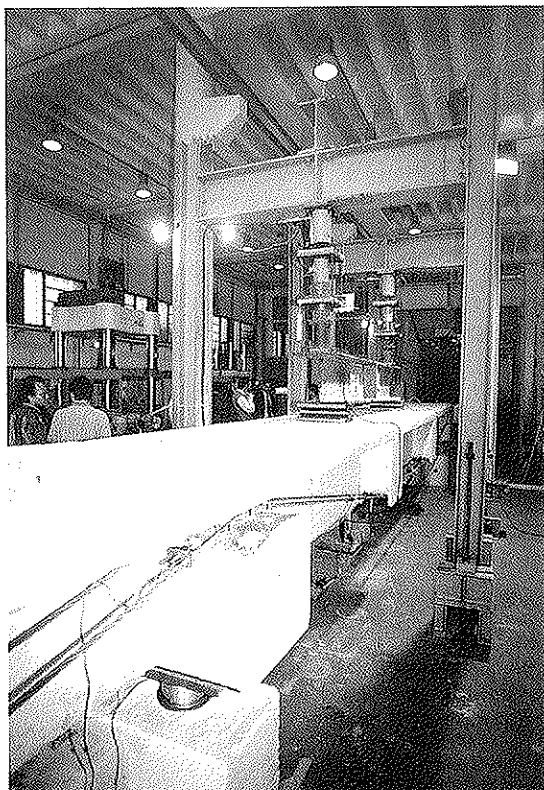


Foto 1. Vista del ensayo de la viga VCPAS. Como puede verse, el pretensado discurre libremente sobre el desviador del apoyo central. Se observa también el LVDT que mide el deslizamiento de un cordón respecto al desviador y el montaje de uno de los apoyos sobre una célula de carga.

que en el segundo ensayo –VCBLO–, se bloquearon los tendones en una sección intermedia, reduciéndose de este modo la distancia entre puntos con deslizamiento nulo a la mitad, respecto al ensayo VCPAS (Figura 2, Foto 2). Con esta modificación se pretendía que el incremento de tensión en los tendones de pretensado durante este segundo ensayo fuese mayor que el que se produjese en el primero, al distribuirse en este caso los alargamientos de los tendones en una zona de longitud mitad que la anterior –únicamente en los tramos de los mismos situados en el vano cargado–.

3. PREPARACIÓN DE LOS ENSAYOS

La construcción de la viga se realizó a partir de dos tramos prefabricados entre los que se hormigonó *in situ* una traviesa que tenía tres funciones: garantizaba la continuidad de la viga, constituía el apoyo intermedio de la misma y también actuaba como desviador del pretensado.

Para la realización del segundo ensayo se sustituyó el pretensado, previo apuntalamiento de la viga, y se dispuso el elemento de bloqueo del mismo en la traviesa de apoyo intermedio. La única actuación de reparación que

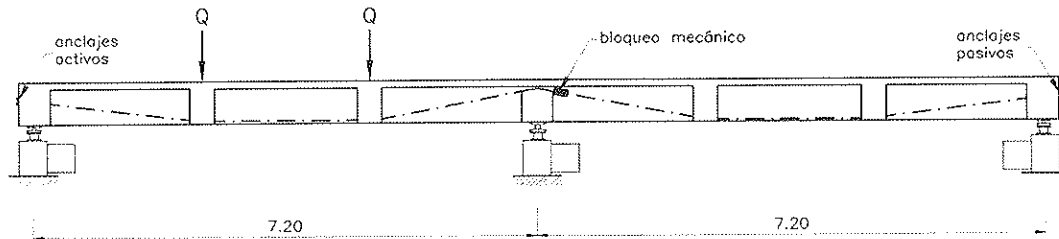


Fig. 2. Trazado de pretensado de la viga en el ensayo VCBLO.

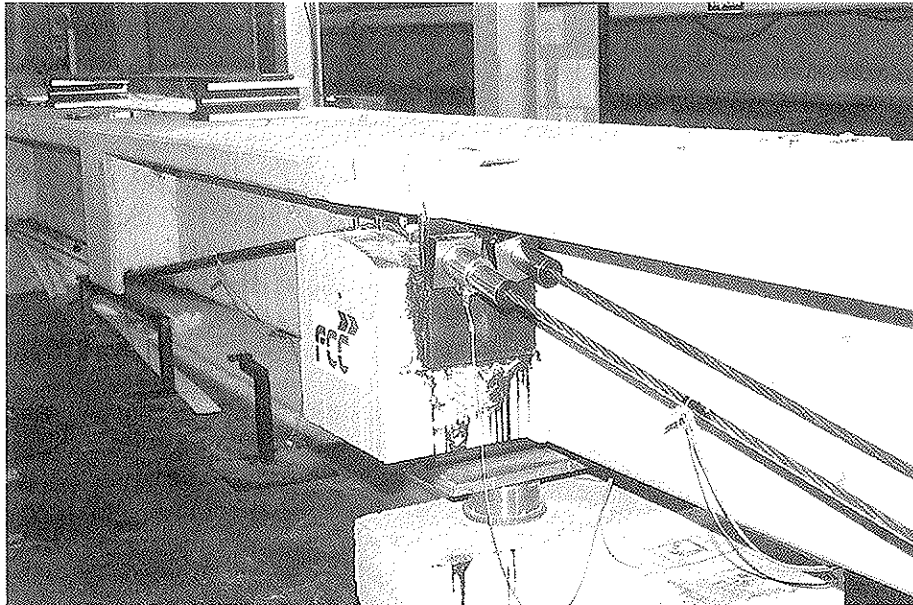


Foto 2. Detalle del bloqueo mecánico sobre el desviador central en el ensayo VCBLO. En uno de los cordones se observa un célula de carga que registra la variación de tensión del acero activo durante el ensayo.

se llevó a cabo estaba destinada a garantizar un correcto apoyo sobre el desviador de esta placa de bloqueo del pretensado.

Además de la instrumentación, se utilizaron también unos medios auxiliares para la realización de los ensayos. Estos fueron un sistema de carga –compuesto por un pórtico de carga, unos gatos y una viga de reparto para la introducción de las dos cargas puntuales en la viga–, y un sistema de apoyo de la viga, que se materializaba mediante seis rodillos metálicos, dos por línea de apoyo, dispuestos sobre células de carga.

Los parámetros físicos medidos durante los ensayos fueron deformaciones, desplazamientos y fuerzas, utilizándose para la medida de cada uno de ellos respectivamente galgas extensométricas, Transformadores Diferen-

ciales de Variación Lineal (LVDT), y células de carga.

En cada ensayo se instrumentaron dos de los cuatro tendones de pretensado a lo largo de todo su trazado, obteniéndose información referente a los incrementos de deformación en cada uno de los tramos de los tendones, deslizamientos de los mismos en cada uno de los desviadores y fuerza de pretensado en los anclajes y el bloqueo. Con estos datos se pudo describir perfectamente el comportamiento de los mismos durante los ensayos.

También se obtuvieron medidas de las cargas introducidas, flechas en diferentes puntos y deformaciones seccionales de la viga, referentes tanto al hormigón como a su armadura pasiva. Gracias a todos estos transductores

se dispuso de la suficiente información como para llevar a cabo un completo análisis, a posteriori, del comportamiento de la viga durante el ensayo. El sistema de adquisición de datos estaba gobernado mediante un ordenador lo que permitía, también, disponer durante los ensayos de información en tiempo real relativa a la evolución de ciertos parámetros de control, para los que seleccionamos la curva cargas-flecha en centro luz y las deformaciones en la armadura, tanto activa como pasiva.

Se realizó también un ensayo a tracción directa del acero de pretensado para correlacionar la deformación medida, mediante las galgas fijadas a los alambres que componen el cordón, con la fuerza de pretensado existente en el mismo.

No nos detendremos más sobre la instrumentación empleada ya que sus características y montaje siguió las mismas pautas que las descritas en la primera parte de este trabajo, ya publicado [2].

4. MODELO DE ANÁLISIS TEÓRICO UTILIZADO

Uno de los objetivos de los presentes ensayos era realizar un contraste entre los valores de los diferentes parámetros medidos durante las pruebas y los resultantes de la aplicación del modelo teórico de análisis desarrollado por G. Ramos en su tesis doctoral [7]. Este modelo utiliza una técnica de elementos finitos, empleando elementos tipo hormigón armado, elementos de juntas entre dovelas y elementos de pretensado, realizando un análisis no lineal geométrico y mecánico. El programa permite el cálculo de estructuras tanto isostáticas como hiperestáticas, monolíticas o construidas por dovelas y con el pretensado interno adherente, exterior no adherente o mixto, contemplando, en los dos últimos casos, las hipótesis extremas de comportamiento de los tendones en los desviadores: deslizamiento impedido o libre deslizamiento.

5. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

5.1. Ensayo de la Viga Continua con el pretensado PASante, VCPAS

En esta primera viga el pretensado estaba

físicamente bloqueado en los anclajes extremos de ambos vanos, discurriendo los tendones sobre los desviadores de vano y apoyo central sin otra interferencia a su deslizamiento que el propio rozamiento existente entre cordón y acero de cada desviador. El esquema de carga del ensayo fue el que muestra la Figura 1, llegándose a una carga máxima de unas 39 Tm en cada uno de los dos puntos de introducción de carga. La flecha máxima alcanzada para este nivel de carga fue de 65 mm, lo que supone 1/110 de la luz de la viga.

Durante el proceso de carga de la viga se produjo una gradual pérdida de rigidez de la misma tal y como se ve en la Figura 3. Esta disminución de rigidez se inició para un nivel de carga de unas 12 Tm por gato, momento en el que aparecieron las primeras fisuras en la zona de máximo momento flector positivo, que era la situada, según la Figura 1, bajo la carga puntual de la izquierda.

Se observó también una modificación de la posición del punto de flecha máxima durante el proceso de carga. Durante las primeras fases de carga la flecha en centro luz del vano cargado fue superior a la existente bajo el primer desviador, invirtiéndose este comportamiento al progresar la fisuración en la zona de máximo momento flector positivo.

Durante la rama de descarga la flecha disminuyó de forma prácticamente lineal, tal y como se aprecia en la Figura 3. Al final de ésta, quedó una flecha residual de unos 10 mm en centro luz del vano cargado, aproximadamente 1/6 de la flecha alcanzada en el momento de máxima carga. Se llevó a cabo un segundo ciclo de carga de la viga, en el que se puso de manifiesto una disminución del rozamiento entre tendones y desviadores respecto al primero —fruto del pulido que había sufrido la superficie de los desviadores en la primera rama de carga— y una disminución de la rigidez de la viga, respecto a la que presentó durante el primer ciclo de carga. Esta pérdida de rigidez se debió, básicamente, a la plastificación que sufrió la armadura pasiva de tracción en ciertas zonas, lo que indujo deformaciones remanentes que impidieron el cierre total de las fisuras aparecidas en el hormigón durante el primer ciclo de carga. Este fenómeno expli-

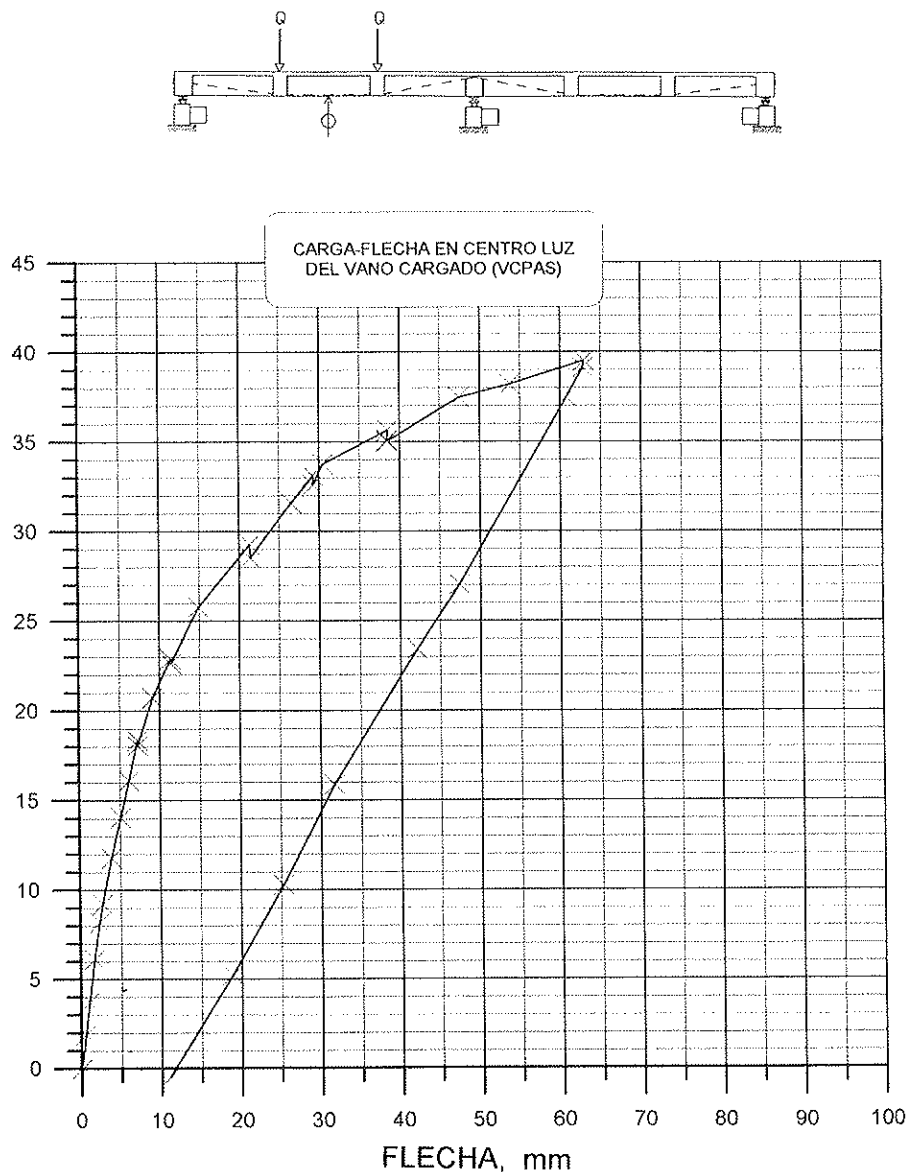


Fig. 3. Evolución de la flecha en centro luz del vano cargado durante el primer ciclo de carga y descarga en el ensayo VCPAS.

ca también la flecha residual que quedó tras la descarga de la viga.

En la evolución de la tensión en los tendones de pretensado se produjo una diferencia de comportamiento entre los tramos de los mismos situados en uno u otro vano. En la Figura 4 se puede observar la comparación de los valores obtenidos en dos de los tramos de los tendones situados, uno en el vano cargado, y otro, en el vano no cargado. Por una parte, la tensión en los tramos situados en el vano cargado sufrió un incremento

desde el primer instante de carga. En estos tramos, la deformada de la viga inducía estos incrementos, de modo que su evolución fue muy similar a la evolución de las flechas en este vano.

En todos los casos –tal y como se pudo comprobar a posteriori mediante el análisis de la evolución de las tensiones en los distintos tramos de los tendones, y su comparación con los deslizamientos medidos por los transductores dispuestos en los desviadores–, los deslizamientos de los tendones se

iniciaron cuando la diferencia de tensión entre los tramos de los mismos que separaba un desviador superaba un cierto valor que podía compensar el rozamiento en éste, valor que se mantuvo prácticamente constante durante toda la rama de carga.

En los tramos situados en el vano no cargado, hasta un nivel de carga de unas 30 Tm se produjo una ligera disminución de la tensión en los tendones. Esto fue así porque hasta este nivel de cargas no se produjeron deslizamientos que afectasen a estos tramos, tal y como se ve en la Figura 5, y la deformada de la viga en este vano provocaba un

acortamiento de la longitud de los tramos de los tendones situados en él. A partir de este nivel de cargas se inició el deslizamiento brusco de los tendones de pretensado en los desviadores de este vano hacia los tramos situados en el vano cargado, progresando este deslizamiento desde los más cercanos al vano cargado hacia los más alejados de él. Esto indujo un aumento en la tensión de estos tramos de los tendones. Este aumento se hizo mucho mayor en la fase de rotura de la viga, en la que los deslizamientos aumentaron considerablemente de valor. En todo caso, no se llegó a igualar la tensión a lo largo de todo el trazado de los tendones de

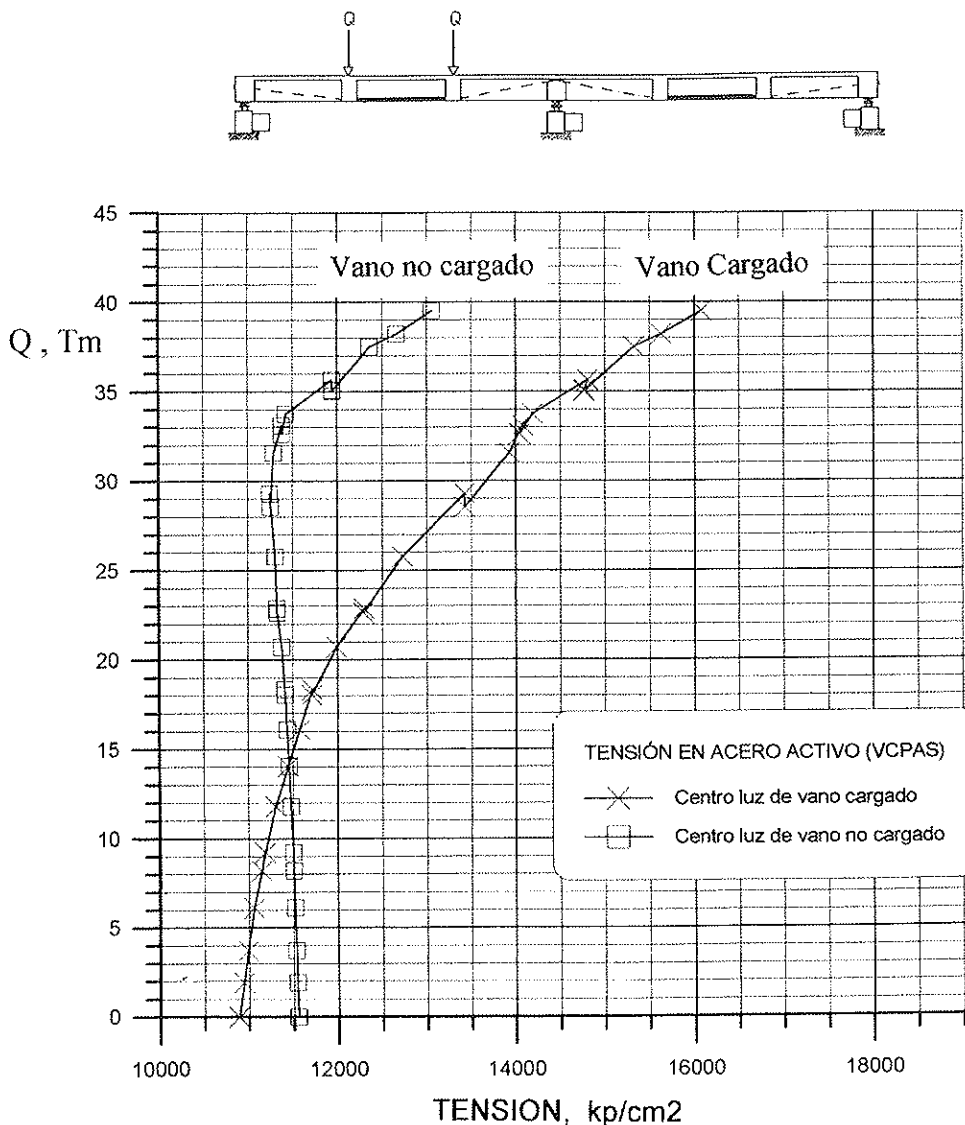


Fig. 4. Evolución de la tensión del acero activo en los tramos centrales del trazado del vano cargado y del vano no cargado. (Ensayo VCPAS).

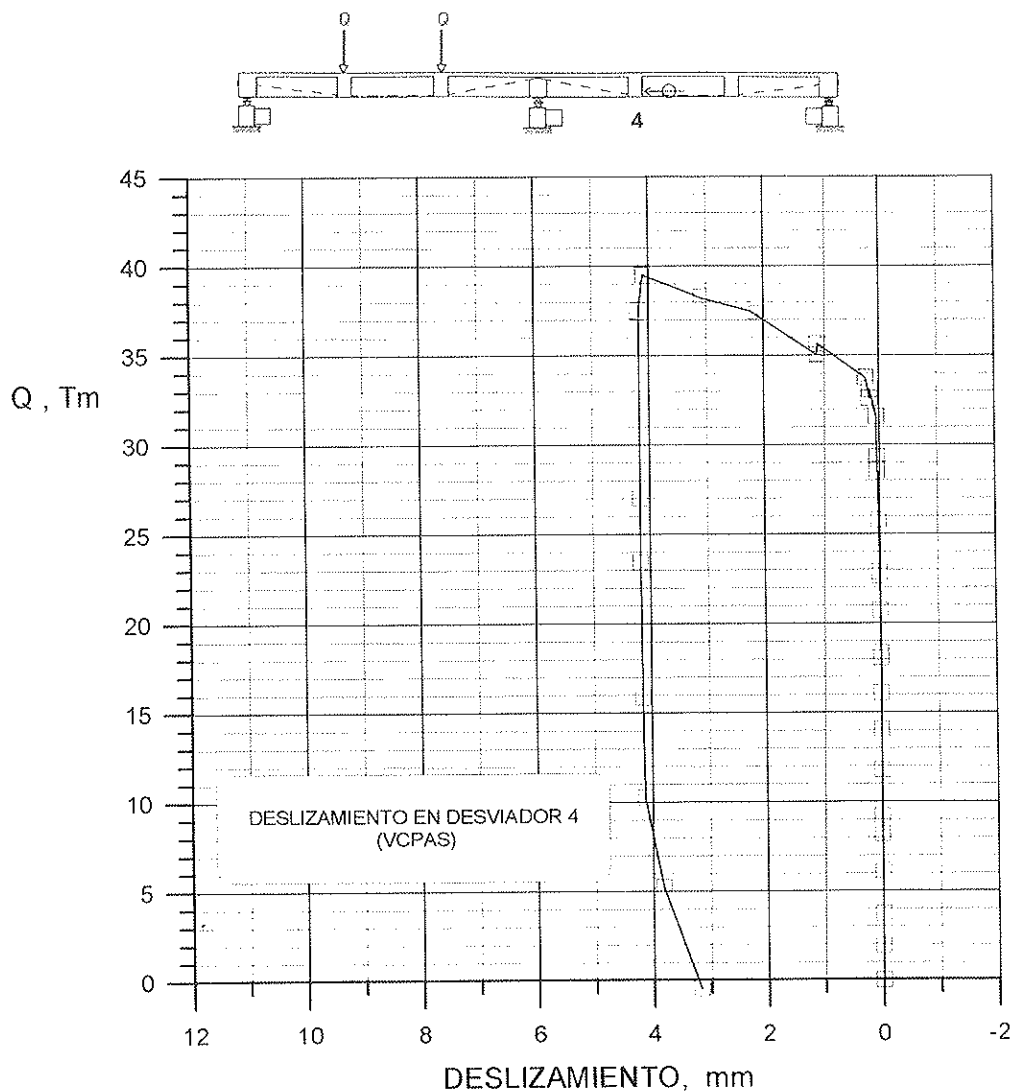


Fig. 5. Evolución del deslizamiento de un cordón instrumentado en el desviador 4 de la viga durante el primer ciclo de carga y descarga en el ensayo VCPAS. Los valores positivos representan el deslizamiento del cordón hacia la izquierda.

pretensado. Durante la descarga, los deslizamientos en sentido opuesto fueron menores que los producidos durante la rama de carga de la viga –Figura 5–, quedando unas tensiones mayores que las iniciales en los tramos de los tendones situados en el vano no cargado.

5.2 Ensayo de la Viga Continua con el pretensado BLOqueado, VCBLO

En este segundo ensayo –en el que, tras sustituir el acero activo por otro nuevo, el pretensado se bloqueó a nivel de la traviesa de apoyo intermedio (Foto 2), reduciéndose la distancia entre puntos de bloqueo del pre-

tensado a un vano, la mitad que en el primer ensayo–, se alcanzó una carga máxima ligeramente por encima de las 41 Tm en cada uno de los dos gatos de carga, valor éste superior al obtenido durante el primer ensayo. La deformabilidad de la viga durante este segundo ensayo, Figura 6, fue, sin embargo, mayor que la que presentó durante el primero –consecuencia del daño previo que había sufrido la viga en el anterior ensayo, y que no se había reparado–, alcanzándose una flecha máxima de unos 80 mm (Foto 3).

La disposición del elemento de bloqueo en los tendones de pretensado supuso una modificación en el comportamiento de los

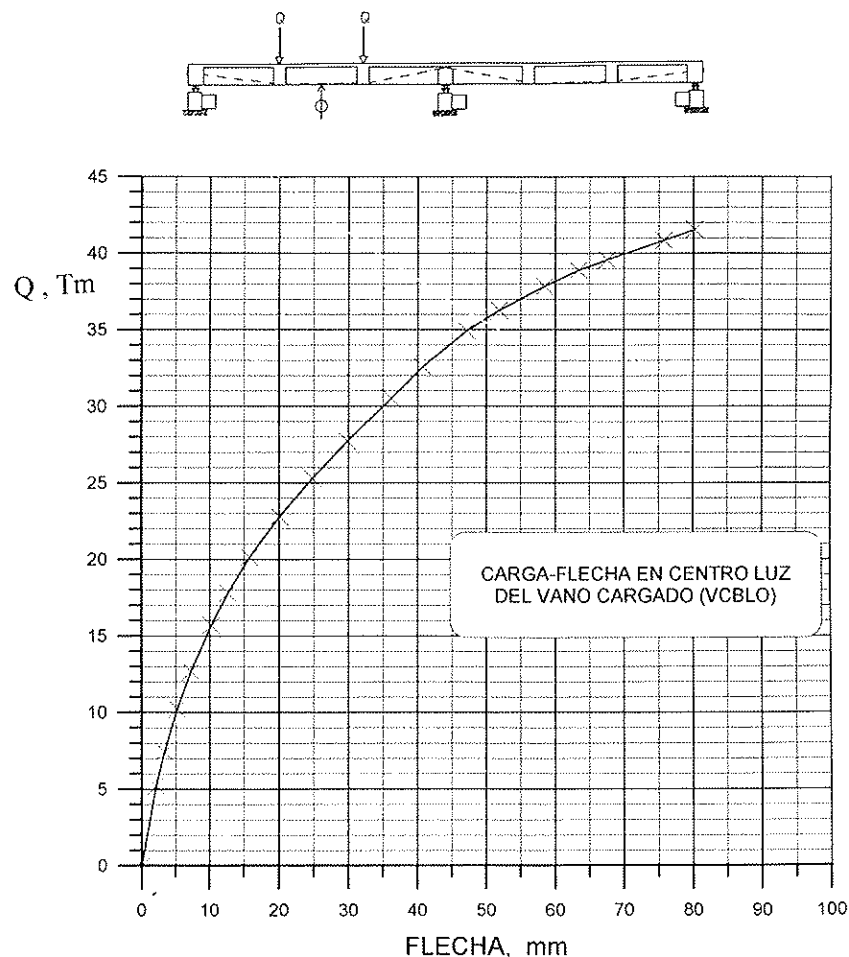


Figura 6. Evolución de la flecha en centro luz del vano cargado durante el ensayo VCBLO.



Foto 3. Deformada de la viga en un instante cercano a la rotura. (Ensayo VCBLO).

mismos respecto al primer ensayo (Figura 7). En este caso, en los tramos situados en el vano cargado se alcanzó la plastificación del acero de pretensado, con incrementos de tensión cercanos a los 50 kp/mm². Se partía en este ensayo de un valor más elevado de la tensión inicial en los mismos (véase Tabla 1), debido a que, durante el tesado de los tendones para este segundo ensayo, se produjeron unas menores pérdidas de pretensado por penetración de cuña que en la anterior viga. Este hecho acotaba el posible incremento tensional en los mismos a un valor inferior al que se pudiese producir durante el primer ensayo.

Los deslizamientos de los tendones en los desviadores, Figura 8, estuvieron condicionados, en primer lugar, por la existencia del bloqueo en la traviesa de apoyo intermedio, que impidió el deslizamiento de los tendones hacia el vano no cargado. Por otra parte, se constató una disminución respecto al primer

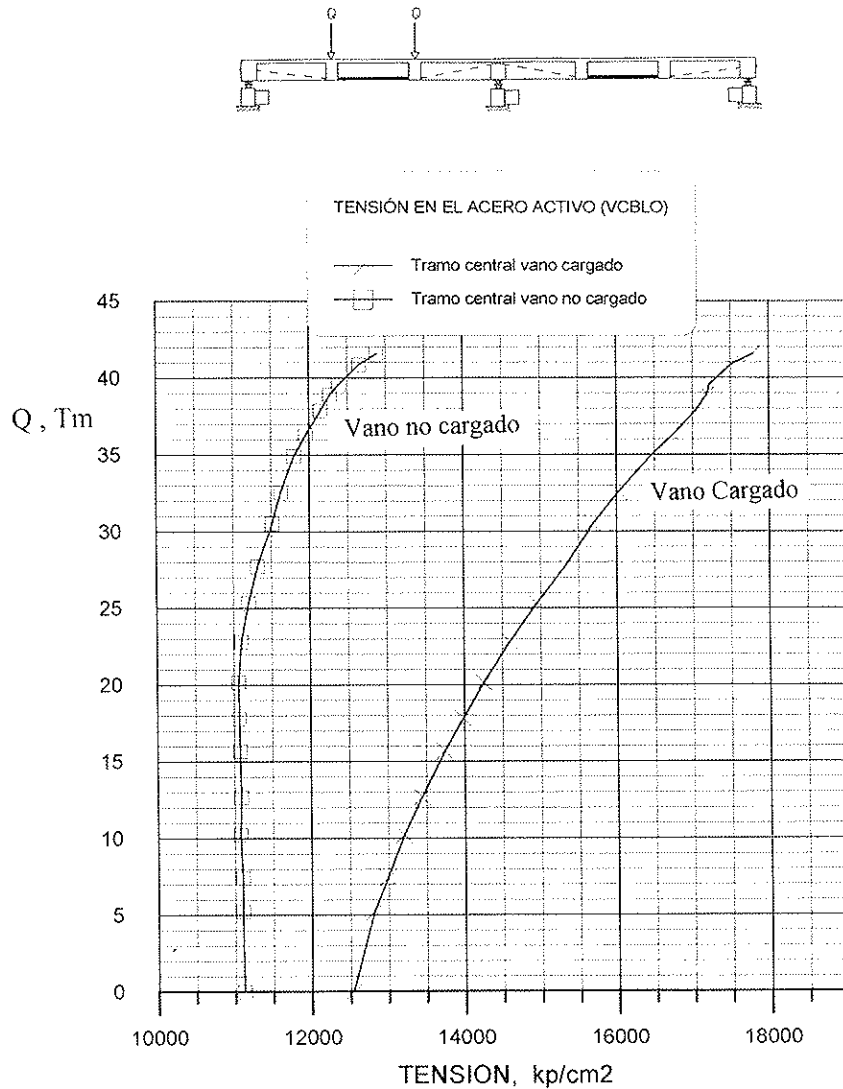


Fig. 7. Evolución de la tensión del acero activo en los tramos centrales del trazado del vano cargado y del vano no cargado. (Ensayo VCBLO).

ensayo del rozamiento de los tendones en los desviadores, con un valor del coeficiente de rozamiento medido en este caso de 0,14, frente a un valor de 0,34 medido en el ensayo anterior. Esta disminución del coeficiente de rozamiento entre tendones y desviadores repercutió en los deslizamientos de los tendones que, en este caso, se produjeron para unos valores menores de diferencia de tensión en los diferentes tramos de los tendones respecto al ensayo anterior.

La evolución de estos deslizamientos en los tramos situados en el vano cargado siguió en este ensayo una tendencia muy similar a la observada en el primer ensayo, aumentando de forma bastante similar a las flechas en la

misma zona de la viga. En la Figura 8 se presenta la evolución del deslizamiento de los tendones en un desviador situado en el vano cargado durante este segundo ensayo.

En cuanto a los tramos de los tendones situados en el vano no cargado, éstos sufrieron también un cierto incremento de tensión en la situación de rotura de la viga debido, en este caso, a la gran rotación que se produjo en la traviesa de apoyo intermedio, donde se referenciaba la placa de bloqueo del pretensado, al iniciarse la fisuración en esta zona.

En la Foto número 4 se muestra el aspecto tras el ensayo de la zona de vano sometido

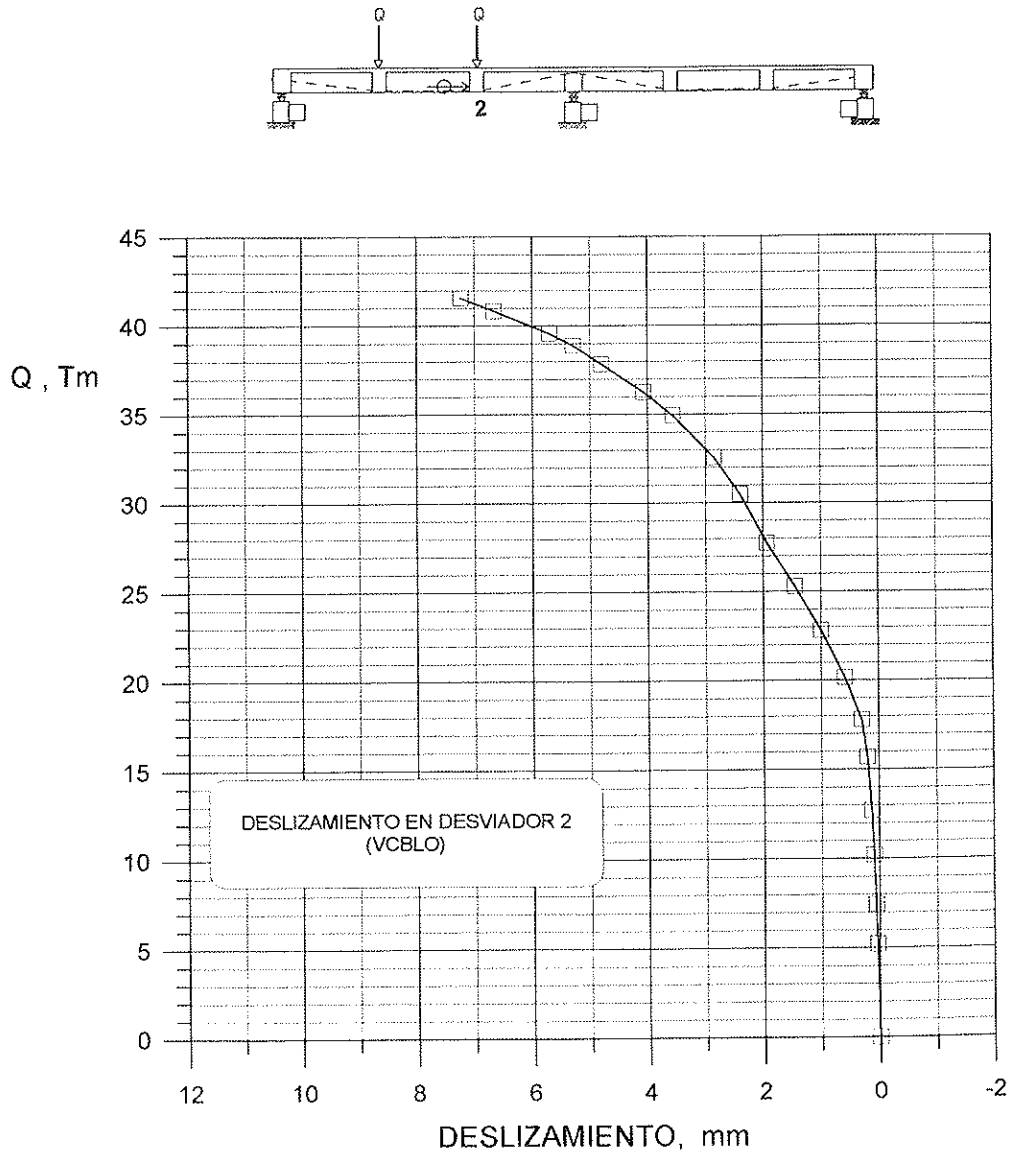


Fig. 8. Evolución del deslizamiento de un cordón instrumentado en el desviador 2 de la viga durante el ensayo VCBLO. Los valores positivos representan el deslizamiento del cordón hacia la izquierda.

da a flexión positiva, donde el desprendimiento del hormigón dejó al descubierto la armadura pasiva de tracción.

6. CONTRASTE ENTRE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES Y LOS DEL MODELO DE ANÁLISIS TEÓRICO

6.1. Ensayo de la Viga Continua con el pretensado PASante, VCPAS

La comparación de los distintos paráme-

tros medidos durante este primer ensayo y los valores predichos para los mismos mediante el modelo de análisis utilizado refleja una coincidencia muy notable entre ambos, con diferencias para las flechas, deformaciones y fuerzas medidas menores del 15% entre valores experimentales y teóricos en todo momento del ensayo.

En lo referente a la deformada de la viga, en los cinco puntos de medición de la flecha de la misma, los valores obtenidos durante el ensayo coinciden de forma muy notable con los resultantes de la aplicación del modelo de análisis teórico. Esta similitud se

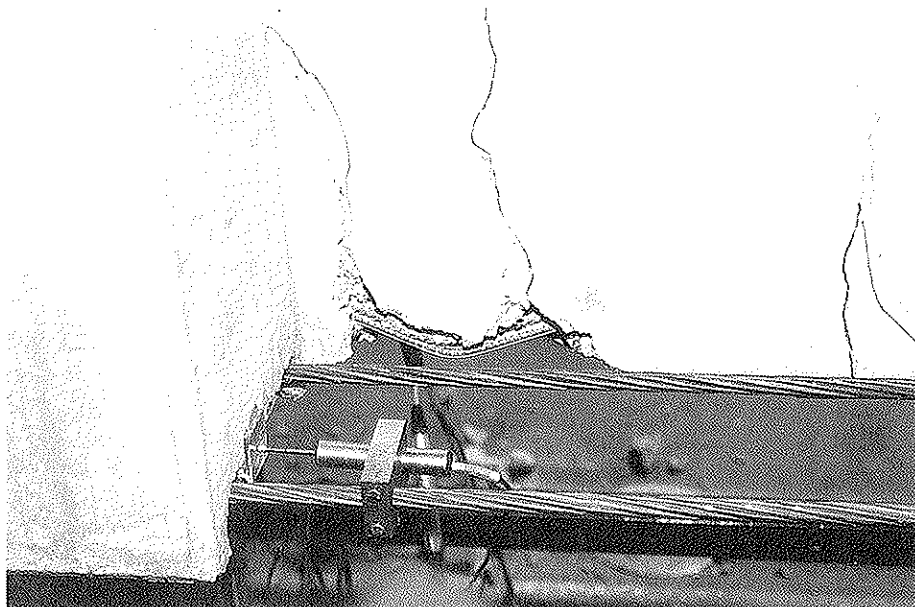


Foto 4. Aspecto, tras el ensayo VCBLO, de la zona sometida a momento flector positivo. El desprendimiento del hormigón dejó al descubierto la armadura pasiva de tracción.

produce durante todo el proceso de carga, siendo mayor en la hipótesis de deslizamiento impedido de los tendones de pretensado.

La carga última a la que se llegó de forma experimental fue mayor que la predicha mediante el modelo, debido a la reserva de resistencia que presentó la viga aún después de formado el mecanismo de colapso de la misma. La formación de este mecanismo se produjo para una carga de 35 Tm, coincidente con la carga máxima que predijo el modelo.

En cuanto a los incrementos de tensión en los tendones de pretensado, cabe señalar que los obtenidos de forma experimental se situaron, en todo momento del ensayo, en el intervalo de valores obtenidos mediante el modelo de análisis, tal y como se aprecia en la Figura 9, constituyendo la hipótesis de deslizamiento libre de los tendones de pretensado en los desviadores una cota inferior de este incremento en los tramos de los tendones en los que aumenta la tensión, y la hipótesis de deslizamiento totalmente impedido, una cota superior del mismo. También, para este parámetro, los valores teóricos se aproximan más a los experimentales en la hipótesis de deslizamiento impedido de los tendones de pretensado en los desviadores. Esto es así porque hasta un nivel de carga de unas 30 Tm no

se inició el deslizamiento de los tendones en los desviadores situados en el vano no cargado, con lo cual hasta ese momento en la mitad de su longitud se cumplía esta hipótesis de comportamiento de los mismos.

En cuanto al resto de parámetros medidos, deformaciones del hormigón y del acero pasivo, y reacciones en los apoyos, los valores obtenidos de forma teórica presentan también un grado muy elevado de coincidencia con los valores obtenidos de forma experimental. La diferencia de valores teóricos de estos parámetros entre una u otra hipótesis de comportamiento de los tendones de pretensado en los desviadores es muy pequeña.

6.2. Ensayos de la Viga Continua con el pretensado BLOqueado, VCBLO

En este segundo ensayo existía un daño previo en la viga. Este daño se concretaba, principalmente, en la existencia de fisuras abiertas en el hormigón, debidas a la deformación remanente de la armadura pasiva al haber alcanzado ésta su plastificación durante el anterior ensayo. Como consecuencia de esto, la rigidez de la viga en algunas zonas era inferior a la de la sección íntegra de hor-

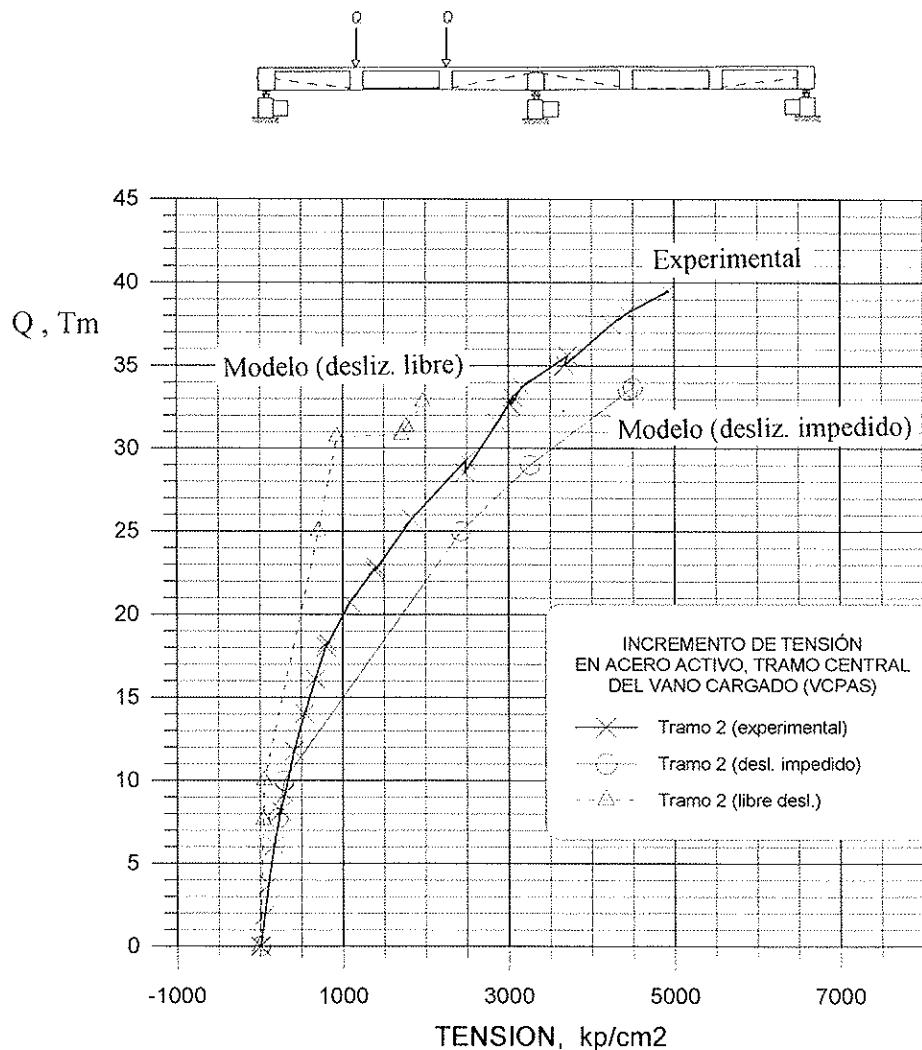


Fig. 9. Incremento de tensión teórico y experimental del acero activo en el tramo entre desviadores centrales del vano cargado (Ensayo VCPAS).

migón a pesar del nuevo pretensado que, como ya hemos dicho, tras su puesta en tensión se bloqueaba en el desviador sobre apoyo intermedio.

En la modelización de la viga no se tuvo en cuenta este daño previo existente. De este modo la deformabilidad que presentó la viga durante este segundo ensayo fue bastante mayor que la predicha por el modelo de análisis teórico. Esto se reflejó en todos los parámetros analizados, siendo mayor la repercusión en las flechas, con diferencias del orden del 50% entre ambos valores.

Los incrementos de tensión en los tendones de pretensado obtenidos de forma experimental reflejaron también esta mayor deformabilidad de la viga respecto a la predi-

cha por el modelo -Figura 10-, siendo mayores que los obtenidos de forma teórica. En todo caso, en la situación de rotura predicha por el modelo estos resultados se aproximan bastante a los experimentales, con diferencias entre ambos del orden del 10%.

Al igual que lo ocurrido en la primera viga, los valores experimentales reflejan una reserva de resistencia de la viga respecto a lo predicho mediante el modelo, aunque existe una coincidencia entre la predicción de rotura de forma teórica y la formación del mecanismo de colapso de la viga, con dos rótulas plásticas, una, en la sección de máximo momento flector positivo, y la otra, en el apoyo intermedio, donde era máximo el momento flector negativo.

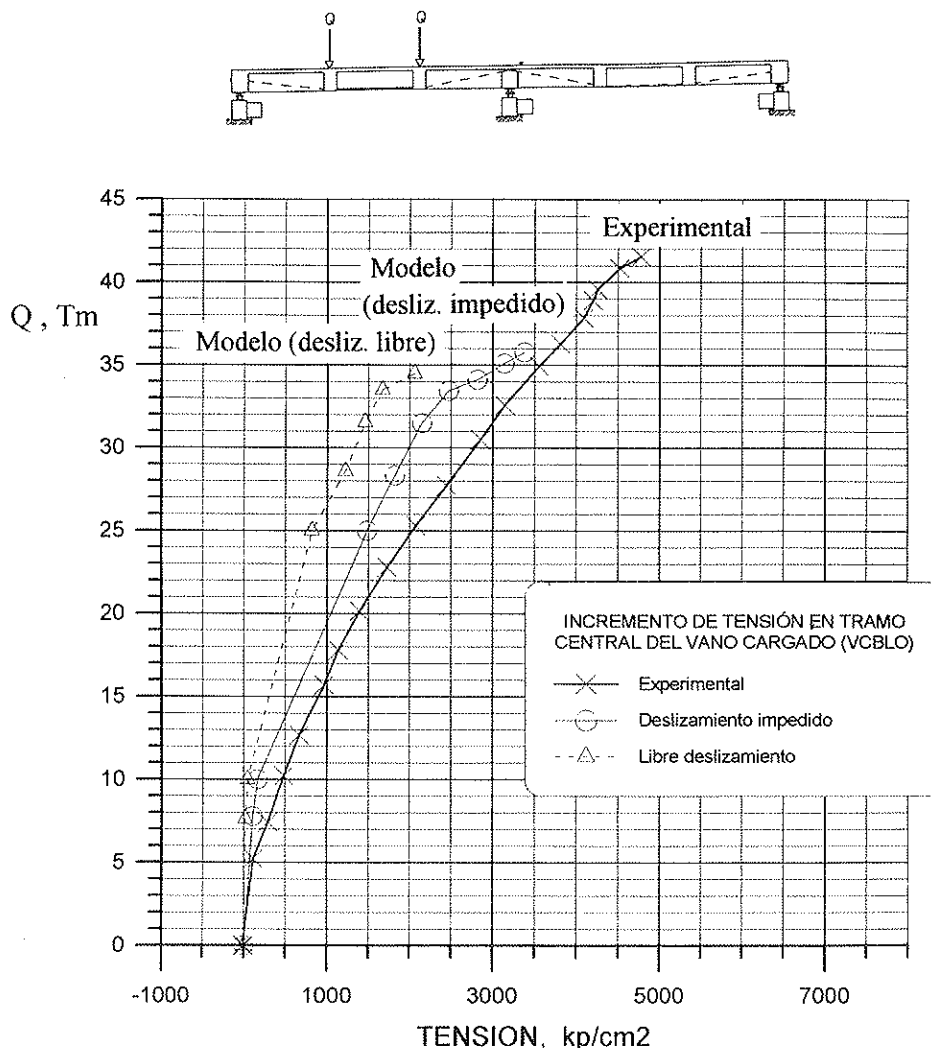


Fig. 10. Incremento de tensión teórico y experimental del acero activo en el tramo entre desviadores centrales del vano cargado. (Ensayo VCBLO).

En la Tabla 1 se exponen, a modo de resumen, algunos de los parámetros medidos en los ensayos y su contraste con los obtenidos mediante el análisis teórico de las dos vigas ensayadas.

7. CONCLUSIONES

Como conclusiones principales deducidas del análisis de los resultados obtenidos durante estos ensayos podemos señalar, en primer lugar, que, si no existe daño previo, el incremento de tensión en los tendones de pretensado exterior se puede evaluar de forma muy aproximada mediante el modelo de análisis desarrollado en la tesis de G.

Ramos [7]. Las hipótesis extremas de comportamiento de los tendones en los desviadores consideradas en este modelo, de deslizamiento libre o totalmente impedido de los mismos, han resultado ser las que proporcionan, tal y como era de esperar, una cota inferior y superior, respectivamente, del incremento de tensión en los tendones, aproximándose más los valores experimentales a los obtenidos de forma teórica en la hipótesis de deslizamiento impedido.

En el caso de existir daño previo en la viga, la no inclusión de éste en su modelización teórica repercute en unos valores notablemente mayores de los incrementos de tensión en los tendones de pretensado exte-

Tabla 1. Comparación entre los valores teóricos y experimentales de algunos de los parámetros más representativos estudiados

RESULTADOS EXPERIMENTALES

Ensayo	A _p (1)	A _s (2)	σ _{pi} (3)	σ _{pu} (4)	Δσ _p (5)	desliz. (6)	2Q _u (7)	f _{ult.exp.} (8)	ε _{su} (9)	f _{res} (10)
VCPAS	2*2φ0.6"	7.04	113.6	162.3	48.7	5.5/6.7	2*39.5 Tm	64 mm	0.0034	13 mm
VCBLO	2*2φ0.6"	7.04	130.0	177.7	47.7	1.7/7.2	2*41.5 Tm	80 mm	0.0037	-

- (1) Área cordón 0.6", a_p = 140 mm².
- (2) Armadura pasiva, cm² (2*7φ8).
- (3) Tensión inicial en los cordones instrumentados, al comienzo del ensayo (kp/mm²).
- (4) Tensión máxima alcanzada en los cordones instrumentados durante el ensayo (kp/mm²).
- (5) Incremento de tensión σ_{pu} - σ_{pi} (kp/mm²).
- (6) Deslizamientos medidos en los desviadores centrales (mm), en las proximidades de la rotura.
- (7) Cargas últimas aplicadas en los gatos.
- (8) Flecha última en el punto de flecha máxima (mm).
- (9) Deformación del acero pasivo en centro luz. Esta no es la sección de máximo momento positivo donde sí se alcanzó el 1%.
- (10) Flecha residual tras un primer ciclo de carga Q_i ≅ 0.90 Q_u.

RESULTADOS TEÓRICOS

Con libre deslizamiento de los tendones

Con deslizamiento de los tendones impedido

Viga	2Q _u , Tm	f _{ult.} , mm	σ _{pi} , kp/mm ²	σ _{pu} , kp/mm ²	Δσ _p , kp/mm ²	2Q _u , Tm	f _{ult.} , mm	σ _{pi} , kp/mm ²	σ _{pu} , kp/mm ²	Δσ _p , kp/mm ²
VCPAS	2*33.0	42.0	113.6	133.6	20.0	2*34.0	37.0	113.6	158.6	45.0
VCBLO	2*34.0	40.6	130.0	154.4	24.8	2*35.4	45.6	130.0	168.7	38.7

rior respecto a los evaluados mediante la aplicación del modelo teórico, debido a la mayor deformabilidad de la viga, disminuyendo esta diferencia entre ambos en la situación de rotura.

También se puede destacar que la sustitución del pretensado y disposición de un bloque del mismo en el segundo ensayo ha permitido aumentar ligeramente la capacidad portante de la viga, a pesar de que previamente ya se había sometido a la viga base de hormigón armado a un ensayo previo hasta rotura teórica del acero. Este hecho ilustra las posibilidades de la utilización del pretensado exterior, combinado con otras actuaciones, en el refuerzo y la reparación de estructuras.

Asimismo, se ha constatado durante los ensayos la variabilidad que presenta el valor del rozamiento entre tendones de pretensado exterior y desviadores, con diferencias de este parámetro entre uno y otro ensayo del 100%.

8. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo de investigación ha sido financiado por el Ministerio de Educación y Ciencia, Dirección General de Ciencia y Tecnología mediante los proyectos PB90-0612 y PB95-0769. Los autores de este artículo quieren también agradecer a Fomento de Construcciones y Contratas la colaboración prestada mediante la construcción de las vigas ensayadas y el pórtico de carga.

9. REFERENCIAS

1. Aparicio, A.C.; Ramos, G.; Casas, J.R. et al.: "Programa de ensayos a rotura de vigas de hormigón con pretensado exterior". *Hormigón y Acero*, n.º 194, ATEP, pp. 53-60.
2. Aparicio, A.C.; Ramos, G.; Casas, J.R.; Anllo M^a; Gómez, D.: "Ensayos a rotura de vigas de hormigón con pretensado exterior. Primera parte: Vigas isostáticas". *Hormigón y Acero*, n.º 209, ACHE, pp. 47-67.

3. Fouré, B.: "Les essais du CEPTP à Saint-Rémy-lès-Chevreuse". Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et Travaux Publics. Enero, 1992; pp. 19-28.

4. Hindi, A.N.A.; Kreger, M.E.; Breen, J.E.: "Enhancing the strength and ductility of post-tensioned segmental box-girder bridges". Research Report 1209-2F. Center of Transportation Research. The University of Texas at Austin. April, 1991.

5. Jordán, J.: "Ensayos a rotura de dos vigas continuas de hormigón con pretensado exterior". Tesina de Especialidad. E.T.S. de Ingenieros Caminos, Canales y Puertos de Barcelona, 1997.

6. Mac-Gregor, R.J.G.; Kreger, M.E.; Breen, J.E.: "Strength and ductility of a Three-Span Externally Post-Tensioned Segmental Box Girder Bridge Model". ACI SP-120. External Prestressing in Bridges. Detroit, 1990. pp. 315-338.

7. Ramos, G.: "Estudio del comportamiento en servicio, prerotura y rotura de puentes de hormigón con pretensado exterior". Tesis Doctoral. E.T.S. Ingenieros Caminos, Canales y Puertos de Barcelona.

8. Sowlat, K.; Rabbat, B.G.: "Testing of segmental concrete girders with external tendons". Journal of the Prestressed Concrete Institute, V. 32, n.º 2, March-April 1987, pp. 86-107.

RESUMEN

En el artículo se presentan dos ensayos hasta rotura de una misma viga continua de dos vanos, de hormigón armado, con pretensado exterior. En el primer ensayo, el pre-

tensado se ancla en los anclajes extremos de la viga, mientras que, en el segundo ensayo, el nuevo acero activo se dispone reduciendo la distancia entre puntos de bloqueo del pretensado a un vano, la mitad que en el primero. Mediante esta actuación, y a pesar del daño previo que había sufrido la viga, se ha conseguido un aumento de la capacidad portante de la misma en el segundo ensayo. Los incrementos de tensión en los tendones de pretensado obtenidos de forma experimental durante los ensayos han sido notables en ambas pruebas. Estos y otros parámetros obtenidos de forma experimental han presentado un nivel de similitud muy elevado con los resultantes de la aplicación de un modelo de análisis no lineal para el tratamiento de puentes de hormigón con pretensado exterior.

SUMMARY

In this article two up to failure tests on one externally prestressed concrete two-span continuous beam are presented. For the first test, the prestressing tendons were anchored only on the extreme diaphragm. And for the second test the new tendons were blocked at the one central support diaphragm, reducing their length to half the tendon length of the first test. Due to this length reduction and in spite of the damage of the beam from the first test, the ultimate load capacity in the second test was higher than in the first one. The increment of prestressing steel stress from the effective stress up to failure were, in both cases, remarkable. These increments of stress and other parameters measured during the test were compared with those obtained from a numerical analysis, showing excellent correlation.

IV CONGRESO MÉTODOS NUMÉRICOS EN INGENIERÍA

Sevilla, 7-10 de junio 1999

ORGANIZADORES

Sociedad Española de Métodos Numéricos en Ingeniería y Escuela Superior de Ingenieros de Sevilla.

OBJETIVOS

El IV Congreso de Métodos Numéricos en Ingeniería pretende recopilar los trabajos más relevantes tanto de investigación como de aplicación práctica que se hayan desarrollado recientemente en relación con los métodos numéricos y sus aplicaciones prácticas.

El congreso será un punto de encuentro Ibero-Latino-Americano para todos aquellos interesados en la investigación y utilización práctica de los métodos numéricos y en intercambiar opiniones y experiencias de interés común. Se espera que las comunicaciones presentadas constituyan una referencia lo más completa posible del alcance y posibilidades actuales de los métodos numéricos en la resolución de problemas científicos y tecnológicos. El congreso se organizará en sesiones monográficas dedicadas a los diferentes temas del mismo. Asimismo, se prevén una serie de ponencias a cargo de especialistas internacionales.

TEMÁTICA

Se aceptarán comunicaciones sobre temas de investigación o de aplicación práctica de los métodos numéricos.

LUGAR DEL CONGRESO

Escuela Superior de Ingenieros de Sevilla
Isla de la Cartuja, Sevilla
Camino de los Descubridores, s/n
41092 Sevilla

PROGRAMA Y ALOJAMIENTO

A lo largo del congreso se celebrarán diversos actos sociales a los que podrán asistir todos los participantes. Asimismo, está previsto organizar un programa de actividades para acompañantes. La organización del congreso en Sevilla gestionará la reserva de plazas de alojamiento.

Para mayor información dirigirse a:

Sociedad Española de Métodos Numéricos en Ingeniería
Edificio C-1, Gran Capitán, s/n
08034 Barcelona, España
Tel.: 93 401 60 39 - 93 205 70 16
Fax: 93 401 65 17
e-mail: semni@etseccpb.upc.es
web: <http://cimne.upc.es/cimne/congresos/congresos.htm>

Análisis de riesgos y planificación de medidas¹

Peter Tanner
Ing. tit. ETH/SIA, Ing. CCP
IETcc-CSIC
Madrid

¹ Ponencia presentada en el Seminario S6 *Fiabilidad Estructural. Tratamiento de las Acciones Especiales del Curso de Estudios Mayores de la Construcción. CEMCO 98*, celebrado los días 30 de marzo - 1 de abril de 1998 en el Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, IETcc - CSIC.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Problemática

La sociedad espera que los habitantes de edificios, los usuarios de estructuras, así como terceras personas que se encuentren en su entorno o área de influencia puedan estar suficientemente seguros [1]. Las personas esperan, en definitiva, que la frecuencia de fallos estructurales sea extremadamente baja, confiando conscientemente en la experiencia y la profesionalidad de los expertos y técnicos involucrados en la concepción, planificación, construcción y el mantenimiento de las estructuras.

La contestación a la cuestión fundamental ¿qué es suficientemente seguro? [2] requiere la contestación a una serie de cuestiones preparatorias. En primer lugar, se asume que se hayan detectado todos los posibles peligros para una estructura. A estos efectos se debe abordar de manera objetiva la cuestión ¿Qué podría ocurrir y con qué frecuencia? [1]. A continuación surge una cuestión mucho más difícil de contestar: ¿Qué se puede permitir que ocurra, con qué frecuencia y en qué circunstancias? La contestación implica decisiones y juicios relacionados con responsabilidades.

Un ejemplo puede ilustrar, a modo de

introducción al tema de la presente contribución, la amplitud de posibles causas que pueden conducir a fallos estructurales. Al mismo tiempo puede aportar algunas indicaciones y sugerencias relativas a las numerosas formas de posibles medidas de seguridad.

El colapso de un tramo del puente Song-su en Seúl, el 21 de octubre de 1994, causó la muerte de 32 personas. Tal y como se publicó [3], el motivo último del desastre reside en la fisuración por fatiga de una unión soldada en un montante a través del cual el tramo isostático central del vano accidentado se unía a la parte volada de la viga tipo Gerber mediante pasadores (Figura 1). Las cuestiones principales, sin embargo, residen por debajo de esta superficie: ¿Fue imprescindible concebir un puente con tramos isostáticos? ¿Por qué no se detectó que la ejecución de las uniones soldadas no se hizo acorde con el proyecto? ¿Es suficiente prever la primera inspección detallada de una obra de estas características al cabo de 20 años de su puesta en servicio? ¿Quién ordenó el cambio de uso del puente sin previa evaluación de las consecuencias? Estas cuestiones seguramente se plantearon en el juicio. Lo que nos interesa en el presente contexto es la cuestión: ¿Qué hay que hacer para que no se puedan repetir desastres de este tipo?.

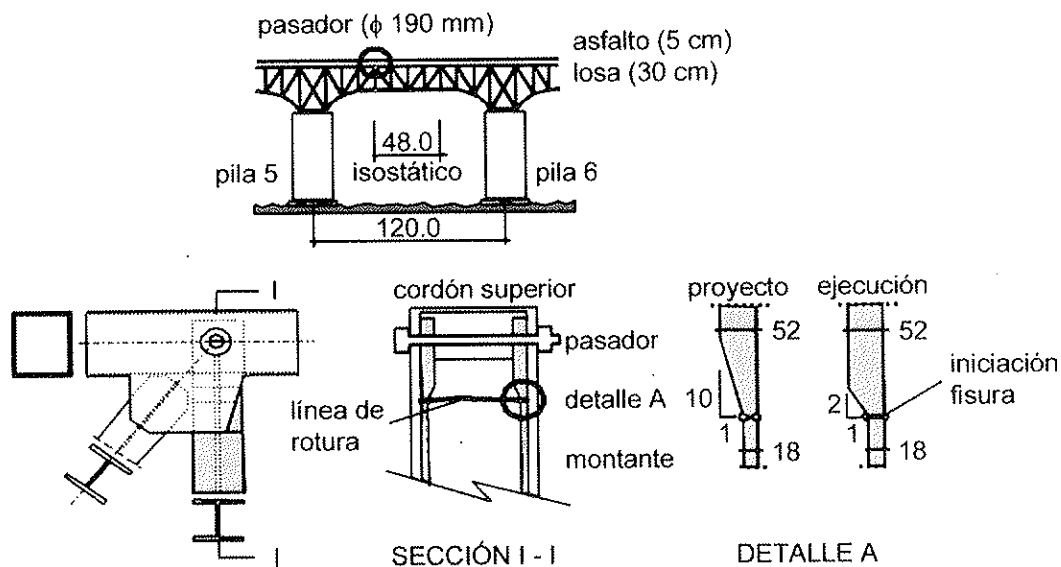


Fig. 1. Representación esquemática del puente Songsu y del detalle constructivo que causó el fallo (según [3]).

1.2. Algunas definiciones

En este apartado se pretende aclarar aquellos términos relacionados con la seguridad estructural y la fiabilidad cuya comprensión es imprescindible en el contexto del presente trabajo. A las definiciones que siguen se les da un enfoque más bien amplio [4].

1.2.1 Riesgo

La posibilidad de sufrir daños se califica como riesgo. Los riesgos se pueden cuantificar, ya que son función de la probabilidad de ocurrencia de un incidente, por ejemplo de la probabilidad de fallo de una estructura, p_f (un valor entre 0 y 1) así como el valor esperado, E , de un daño determinado, D , en el caso de ocurrencia de este mismo incidente, expresado por ejemplo en términos de víctimas o pesetas por incidente. La manera más sencilla de cuantificar un riesgo, RI , lleva a la siguiente relación:

$$RI = p_f \cdot E(D) \quad (1)$$

1.2.2 Seguridad

Existe seguridad frente a un riesgo, si dicho riesgo está por debajo de un máximo aceptable. Una seguridad absoluta no se puede garantizar. La expresión "seguridad" en relación con las estructuras se refiere en primer lugar a las consecuencias que para las

personas (usuarios o terceras personas) pueden derivarse de un fallo estructural [4]. La seguridad está relacionada con un sentimiento humano por lo que es cualitativa y, contrariamente al riesgo, no se puede cuantificar. En este sentido, el hundimiento de un puente sin usuarios que tampoco afecte a terceras personas, contrariamente al caso Songsu, no sería un problema de seguridad.

1.2.3 Fiabilidad

La fiabilidad es la capacidad de un objeto (que puede ser una estructura, pero también un electrodoméstico, etc.) de cumplir, con una probabilidad predefinida, una misión determinada en condiciones determinadas y durante un tiempo establecido [4]. La fiabilidad, F , corresponde en cierto modo a la probabilidad de ausencia de fallo, por lo que contrariamente a la seguridad se puede cuantificar:

$$F = 1 - p_f \quad (2)$$

1.3 Estructuración del artículo

El objetivo del presente artículo no consiste en la cuantificación de riesgos en la construcción. Más bien se trata de establecer un concepto claro en el que se debe basar el proyecto de cualquier estructura con el fin

de garantizar su aptitud al servicio y seguridad estructural. A estos efectos se analiza en primer lugar lo que está ocurriendo en el sector de la construcción en cuanto a fallos, daños y posibles medidas para evitarlos (capítulo 2). Las lecciones de fallos estructurales permiten establecer un enfoque coherente para el tratamiento de los riesgos en el proyecto, la ejecución y la utilización de una estructura (capítulo 3), con el fin de aumentar su fiabilidad. Errores humanos constituyen la fuente principal de fallos y daños en estructuras [1]. La lucha contra estos errores es el tema del capítulo 4.

2. LECCIONES DE FALLOS ESTRUCTURALES

2.1. El accidente de Seúl

El puente Songsu es un puente mixto con celosías metálicas y una losa de hormigón, de 1.160 metros de longitud total y 19 metros de ancho. Las celosías metálicas están concebidas como vigas Gerber: para salvar los 120 metros de luz entre dos pilas, se unen los voladizos de 36 metros mediante una viga isostática de 48 metros. La losa de hormigón armado que forma el tablero tiene un espesor de 0,3 metros. En el momento del accidente, el puente sólo llevaba 15 años en servicio.

Según un informe de la Asociación Coreana de Ingeniería Civil del 4 de noviembre de 1994, el colapso habría sido debido a la rotura de una soldadura en un montante a través del cual la viga isostática central se unía a la parte volada de la viga Gerber mediante pasadores (Figura 1). El desastre se produjo por la combinación de diversas circunstancias, correspondientes a diferentes fases y actividades de proyecto, ejecución y explotación de la obra [5].

Concepción estructural

La estructura no es tolerante al daño: la rotura de la unión entre un montante y un cordón de la cercha puede llevar al derrumbamiento de la viga isostática central.

Ejecución

La soldadura crítica se proyectó como sol-

dadura a tope con penetración total y preparación de bordes en X, ejecutada automáticamente. En obra, se efectuó una soldadura con penetración parcial y sin preparación de bordes, a partir de la cual se inició la fisuración por fatiga (Figura 1). La soldadura en cuestión unía dos chapas de diferentes espesores, 52 mm y 18 mm, respectivamente. Para evitar un cambio brusco de sección se proyectó una transición suave con una pendiente de 1:10 que no perturbara el flujo de tensiones. En obra se ejecutó una transición con una pendiente demasiado brusca de 1:2, aproximadamente, lo que llevó a una concentración adicional de tensiones, facilitando la fisuración por fatiga.

Control de calidad

El proceso de control de calidad debe abarcar todas las fases de proyecto y ejecución de una obra. En el presente caso, al parecer nadie avisó de la concepción estructural poco afortunada, ni tampoco de las diferencias obvias entre el proyecto y la ejecución.

Inspección

Según un reglamento interno de la administración competente, la primera inspección detallada para puentes de este tipo está prevista al cabo de 20 años de su puesta en servicio. En el momento del accidente el puente llevaba 15 años en servicio. Con ocasión de las inspecciones parciales efectuadas no se detectaron las fisuras presentes en las soldaduras.

Explotación

El puente se proyectó en el año 1977 para vehículos pesados cuya carga total no superara los 324 kN. En el año 1980, sin embargo, se reclasificó el puente admitiendo vehículos pesados de hasta 432 kN de carga total. Este cambio de uso se permitió sin previa reevaluación de la seguridad frente a la fatiga. Además, debido al crecimiento económico del país aumentó el volumen del tráfico pesado de manera espectacular: entre su puesta en servicio y la fecha del accidente se triplicó el número de vehículos pesados que pasaban por el puente. El aumento tanto del volumen como de las cargas de tráfico llevó a una aceleración de la propagación de las fisuras de fatiga.

A modo de conclusión se puede destacar que el colapso se debió a deficiencias a todos los niveles: en la concepción del puente, en la ejecución, en el control de calidad tanto del proyecto como de la obra, en la explotación, inspección y mantenimiento. El análisis de tanta negligencia se debe efectuar ciertamente también a la luz de los plazos muy reducidos de ejecución: el puente se inauguró seis meses antes de la fecha inicialmente prevista.

2.2. Análisis de 800 fallos estructurales

En [6] se analizaron 800 casos de daños en estructuras, buscando las causas así como las posibles medidas que se tenían que haber adoptado para evitarlos. A continuación se recopilan los aspectos más relevantes [1, 4].

La mayoría de los daños aparecen ya en la fase de ejecución de una obra. Eso significa que se pueden remontar a influencias que no tienen nada que ver con la utilización posterior de la estructura, en la cual se centra normalmente la atención de los autores de un proyecto. Este hecho debe incitarnos ciertamente a prestar más atención a las cuestiones y problemas relacionados con la ejecución [1].

Otros aspectos importantes están resumi-

dos en la Tabla 1 [1, 4]. Las columnas contienen para las diferentes categorías los porcentajes respectivamente del número de casos con daños (N), del daño total en términos del coste (D), así como de los daños causados a personas (P).

Fallos en el sistema estructural, construcciones auxiliares, excavaciones y en instalaciones de obra constituyen la mayoría de los casos, y causan alrededor del 90% del coste de los daños. Más del 80% de los daños causados a personas están relacionados con estas componentes.

En muchos casos, una consideración deficiente de influencias está en el origen del fallo: se olvidan, ignoran o consideran inadecuadamente influencias que pueden ser determinantes. En determinados casos, el daño se debe a riesgos aceptados de manera consciente. Este hecho en sí no es preocupante, ya que construir sin correr y aceptar ciertos riesgos es imposible (1.2). Lo que preocupa es que el 15% de los daños a personas correspondan a esta categoría. Otro hecho que debe invitarnos a reflexionar consiste en que se desprecian influencias que pueden ser importantes, particularmente durante las fases de proyecto y de ejecución.

Considerando la fase del Proyecto en detalle, observamos que los errores en la concepción, así como en el análisis y en el

Tabla 1. Resumen del análisis de 800 casos con daños estructurales (según [1, 4, 6])

	Número de casos con daños (N)	D	P
Riesgo aceptado	25	10	15
Error humano	75	90	85
Componente decisiva			
• Excavación e instalaciones de obra	12	4	13
• Andamiaje, Construcciones auxiliares	9	11	22
• Estructura	44	72	48
En caso de errores humanos, éstos se producen en			
• Proyecto	37	40	20
• Ejecución	35	20	46
• Proyecto y Ejecución	18	22	20
En caso de errores humanos en el Proyecto, éstos se producen en			
• Concepción	34	18	15
• Análisis estructural	34	49	40
• Planos	19	9	8
• Preparación de la ejecución	9	5	20

dimensionamiento de las estructuras constituyen la causa más relevante de los casos con daños. También la mayoría de los daños materiales y más de la mitad de los daños a personas se deben a este concepto. Consecuentemente, la concepción estructural, el análisis y el dimensionamiento requieren una mayor atención por parte de los ingenieros.

Otras cifras significativas que se pueden deducir de [6] se refieren a las causas reales de los fallos [1, 4] que se deben a (los porcentajes indicados se refieren al número de casos investigados):

- 37% ignorancia, descuido y negligencia.
- 27% conocimientos insuficientes.
- 14% infravaloración de influencias.
- 10% olvido y equivocaciones.
- 6% confianza injustificada en otras personas involucradas en los procesos del proyecto o de la ejecución.
- 6% influencias objetivamente desconocidas.

Además, se demuestra que los siguientes porcentajes de errores que causaron los fallos podían haber sido detectados a tiempo [6]:

- 32% a través de una revisión cuidadosa de los documentos por parte de la siguiente persona involucrada en los procesos de proyecto o ejecución.
- 55% a través de controles adicionales, basados en una estrategia adecuada.

En el primer caso se pone de manifiesto que resultan imprescindibles una buena cooperación entre las personas involucradas en los procesos relacionados con la construcción, así como una buena transmisión de la información. El segundo demuestra la necesidad de procedimientos adecuados de aseguramiento de la calidad, basados en una planificación cuidadosa.

A pesar de que, según [6], el 13% de todos los errores posiblemente no se podían haber detectado con anticipación, los resultados de este estudio deberían constituir un desafío para los ingenieros. Deberíamos aprender las lecciones y deducir las conclusiones necesarias para mejorar esta situación poco satisfactoria [1].

2.3 Conclusiones

Los errores humanos constituyen claramente la causa principal para los daños estructurales. Estos errores forman parte de diferentes categorías: errores de juicio, aspectos que se han olvidado, conocimientos insuficientes, adopción de medidas incorrectas u omisión de medidas, etc. Consecuentemente, los errores se pueden y deben combatir a diferentes niveles [1]:

- *Contra riesgos objetivamente desconocidos* se puede luchar, por ejemplo, fomentando la investigación (los fenómenos de las inestabilidades aeroelásticas de los puentes colgantes de grandes luces se empezaron a investigar a raíz del hundimiento del puente de Tacoma en 1943).
- Casos en los que se producen fallos debidos a *riesgos no detectados* se pueden combatir mejorando la formación a todos los niveles, incluida la formación continua a lo largo de toda la vida profesional, y también a través de la publicación detallada de las causas de malas experiencias.
- *Riesgos despreciados* sólo se pueden evitar si cada persona que interviene en el proyecto, ejecución y explotación de una obra tiene claramente asignadas sus competencias y responsabilidades. Cualquier forma de ignorancia, descuido y negligencia se debe combatir rigurosamente.
- *Medidas inadecuadas* se evitan a través de una mejora de los conocimientos de los expertos, así como una planificación y revisión cuidadosas de estas medidas.
- *Contra aplicaciones indebidas de las medidas* se puede luchar exigiendo programas, instrucciones y documentos básicos que las expliquen de manera clara e inequívoca. También se deben prever y mantener unos mecanismos de control eficaces.

Todas estas estrategias no podrán eliminar completamente los riesgos residuales, ya que la capacidad de las personas tiene sus limitaciones y la perfección no existe. Lo que sí se debe perseguir es la reducción de los riesgos residuales. Eso se puede conse-

guir tratando los riesgos de manera racional y consciente y, también, introduciendo un orden lógico en las actividades relacionadas con la planificación, concepción, dimensionamiento, ejecución, control de calidad, utilización, inspección y el mantenimiento de las estructuras [1]. Lo que finalmente se puede considerar como riesgo residual aceptable es más que nada una cuestión política, por lo que se sitúa fuera del ámbito del presente artículo.

3. TRATAR CON RIESGOS

3.1. Reconocimiento de riesgos

Cada estructura está expuesta a una multitud de riesgos, provenientes tanto del entorno natural (viento, temperatura, nieve, avalanchas, caídas de rocas, efectos del terreno, del agua y del agua freática, ataques químicos y físicos, etc.) como de las actividades humanas (utilización, incendio, explosión, ataques químicos y físicos, etc.), incluyendo los errores humanos debidos a ignorancia, negligencia y descuidos, cuya importancia puede ser decisiva (cap. 2). Proyectar y construir una estructura segura requiere la detección previa de todos los posibles riesgos. Aunque este objetivo finalmente sea utópico, el ingeniero debe perseguirlo. La detección de riesgos constituye en el fondo la tarea principal del ingeniero, ya que la posterior adopción de medidas suele ser relativamente sencilla. Ciertas técnicas creativas pueden ser de gran utilidad en esta tarea. Algunas de ellas se presentan de manera somera [1, 4].

Análisis cronológico

Se imagina, paso a paso, todo el proceso de construcción, explotación e incluso de reparación y/o sustitución de una obra: ¿Qué ocurre, dónde y en qué momento? Se trata de una estrategia, a menudo aplicada intuitivamente en la vida diaria, que se revela extraordinariamente útil en el contexto técnico.

Análisis de la utilización

Resulta esencial analizar con antelación la utilización de la futura estructura: ¿Qué situaciones pueden producirse? ¿Qué equi-

pos e instalaciones están previstos? ¿Qué incidentes son posibles en las operaciones previstas? ¿Qué podría fallar y por ello constituir un riesgo? Esta técnica se conoce en la práctica como *Hazard and Operability Study (HAZOP)*.

Análisis de influencias

¿Qué parámetros tienen una influencia sobre un problema determinado? A estos efectos se pueden considerar las influencias dañinas de las actividades humanas y negligencias, o del entorno natural. Es importante tener en mente que determinadas influencias consideradas aisladamente posiblemente no constituyan ningún peligro, mientras que ciertas combinaciones de estas mismas influencias resulten peligrosas.

Análisis energético

Se puede investigar el potencial energético: ¿Dónde pueden representar un peligro la fuerza de la gravedad, presiones, energías cinéticas, térmicas o químicas, los campos electromagnéticos, etc.? También la interrupción del suministro de energía puede constituir un peligro.

Escenarios de fallo

Se analizan posibles escenarios de fallo: ¿Qué pasa si falla un determinado elemento o una determinada componente de una obra? Es la cuestión clave que puede llevar a conclusiones de gran utilidad.

Características de los materiales

La detección de posibles riesgos se puede basar en las características de los materiales de construcción, pero también de los materiales que están presentes en la utilización: su carácter combustible, explosivo o tóxico, la susceptibilidad frente a la corrosión, etc. También las combinaciones de estas características pueden determinar un riesgo.

Diagramas causa-efecto

Diagramas causa-efecto pueden contribuir a introducir orden, lógica, claridad y consistencia en los análisis.

Análisis de interfaces

Puede resultar útil buscar los riesgos

donde se transmiten informaciones, responsabilidades, materiales, etc.

Pensamiento morfológico

El objetivo de esta manera de pensar consiste en el reconocimiento sin prejuicios de todos los posibles problemas y de sus soluciones. Posteriormente se procede a una reducción a los temas realmente esenciales [7].

Tormenta de ideas

A menudo resulta adecuado trabajar en un equipo interdisciplinario para buscar riesgos. La técnica más fructífera suele ser la llamada *tormenta de ideas* (*brainstorming*).

Experiencia

La búsqueda de riesgos debe basarse también en la experiencia, tanto en la propia como en la de colaboradores o de terceras personas. Una fuente prácticamente inagotable constituyen la literatura especializada, pero también las normas, recomendaciones o manuales de asociaciones profesionales nacionales e internacionales.

3.2. Situaciones de riesgo

3.2.1. Principios

En el caso de las estructuras, diferentes riesgos suelen coincidir en espacio y tiempo, produciendo situaciones cuyos riesgos inherentes pueden ser muy superiores a los correspondientes a cada riesgo individual. Situaciones de este tipo se llaman *situaciones de riesgo* (en inglés: *hazard scenario*). En [4] se asimilan las situaciones de riesgo al guión de una película: una secuencia de la película con un personaje principal y personajes secundarios correspondería a la situación de riesgo considerada, caracterizada por un riesgo preponderante y riesgos concomitantes.

En analogía con el guionista de una película, el ingeniero debe analizar las posibles interacciones entre los personajes principales y secundarios. También debe analizar las posibles consecuencias del intercambio del protagonismo que puede crear nuevas situaciones de riesgo: ¿Pueden producirse situaciones más dramáticas que aquéllas que transcurren en los cauces previsibles?

El procedimiento descrito se llama *pensar en términos de situaciones de riesgo*. Esta manera de pensar puede ser muy útil no sólo en el contexto técnico, sino también en la vida diaria. A un personaje público, por ejemplo el poderoso presidente de un gran país democrático, que quiere tener una vida privada, le conviene pensar en estos términos, ya que de lo contrario determinados personajes secundarios, como por ejemplo una cierta clase de periodistas, se pueden convertir en personajes principales, dándole un giro dramático a su vida, o incluso a la de una nación.

Una vez detectadas y analizadas las diferentes combinaciones de riesgo descritas en las situaciones de riesgo, se deben establecer medidas adecuadas que permitan contrarrestarlos. El poderoso presidente podría, por ejemplo, renunciar a tener una vida privada evitando de esta forma cualquier tentación de los personajes secundarios de alzarse con el papel principal. También podría pensar en una medida menos drástica, como por ejemplo la de no utilizar su despacho oficial para desarrollar su vida privada, con tal de no excitar a la opinión pública de la que finalmente depende. De lo contrario, la combinación de esta excitación y de la ansiedad de los profesionales de la información de informar puede crear situaciones incontrolables. Un claro ejemplo de que la combinación de riesgos no significa simplemente sumar los riesgos individuales.

3.2.2 Un caso real

Históricamente hablando, el siguiente caso demostró la necesidad de *pensar en términos de situaciones de riesgo* frente a lo que hasta entonces solía ser la práctica habitual: la simple combinación de cargas, o la superposición de los efectos de las acciones con orígenes diferentes.

La Figura 2 representa la situación en la que se encontraba la cubierta de la estación de trenes de Einsiedeln (Suiza) antes de su colapso en invierno de 1970 [1, 4]. La cobertura de nieve era muy importante y debido al viento la nieve tenía una distribución desfavorable que introducía en los pilares un momento flector considerable. La nieve constituía el riesgo preponderante y el viento, actuando en una dirección desfavorable,

el riesgo concomitante. Las normas en vigor en la época en la que se dimensionó la estructura preveían el caso de una distribución asimétrica de la nieve. Sin embargo, al estipular la simple superposición de los esfuerzos debidos a la nieve y al viento considerados independientemente, no preveían que el viento actuaba sobre un área incrementada por la distribución desfavorable de la nieve. Y por supuesto que no preveían que la presencia de un tren podía alterar desfavorablemente el flujo del viento, tal y como ocurrió en el instante del accidente. La combinación de estas circunstancias está en el origen del colapso que, afortunadamente, no causó víctimas.

Al igual que el poderoso presidente del ejemplo anterior, el ingeniero autor del proyecto de Einsiedeln sabe ahora que la combinación de riesgos no significa simplemente sumar los riesgos individuales. Por este motivo y aprendiendo las lecciones de esta experiencia, a partir del accidente mencionado se abolió en las normas estructurales suizas el término *combinación de cargas*, para introducir en su lugar el concepto de las situaciones de riesgo [8].

El pensamiento morfológico (3.1) constituye una herramienta muy útil para detec-

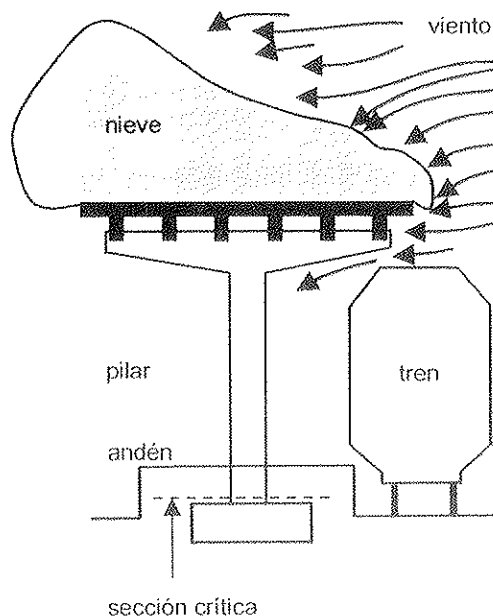


Fig. 2. Cubierta de la estación de FFCC de Einsiedeln antes del accidente (según [1, 4]).

tar y establecer todos los riesgos a los que estará expuesta una estructura durante su construcción, explotación, renovación y demolición. La Tabla 2 corresponde al ejemplo anterior. En las columnas están recogidos los posibles riesgos, mientras que en las filas se reflejan diferentes fases y estados de la obra. Se representa la situación de riesgo *nieve* que causó el colapso, denominada según el riesgo preponderante. También están destacados los riesgos concomitantes, en este caso básicamente la acción del viento y la utilización de la estación (presencia del tren). En principio, cualquier punto de intersección en este esquema puede representar un riesgo preponderante, definiendo una situación de riesgo. En la fila correspondiente se encuentran los posibles riesgos concomitantes, de los que obviamente no todos son relevantes. Al igual que no todos los puntos de intersección representan una situación de riesgo relevante. En la planificación de las medidas para contrarrestar los riesgos, obviamente sólo se tendrán en cuenta las situaciones relevantes.

3.3 Medidas

Los riesgos inherentes a las situaciones de riesgo previamente establecidas se pueden bien contrarrestar a través de unas medidas adecuadas, o bien aceptar conscientemente (riesgos aceptados). Las medidas pueden ser técnicas o administrativas y se pueden clasificar en cinco categorías [1, 4]:

- *Eliminación* de la causa del riesgo.
- *Evitación* del riesgo cambiando el concepto o los objetivos.
- *Control* de los riesgos mediante sistemas de alarma, vigilancia, inspecciones, etc.
- *Dominación* de los riesgos a través de reservas estructurales suficientes (dimensionamiento estructural).
- *Aceptación* de ciertos riesgos por ser inevitables o suficientemente pequeños.

Las posibles medidas se pueden y deben referir a todas las fases del proceso de realización de una construcción, es decir a la fase de los estudios del proyecto, a la ejecución y a la explotación de la obra terminada.

Tabla 2. Representación morfológica de los riesgos (adaptado de [1, 4]).

		Riesgos debidos a...																			
		entorno natural							actividades humanas												
		...	Viento	Nieve	Temperatura	Agua	Terreno	Ataque quim.	Avalanchas	Sismo	...	Utilización	Colisión	Explosión	Incendio	Ataque quim.	Error elec.	Error manten.	Error explot.	...	
Ejecución	Excavación																				
	Cimentación																				
	Transporte																				
	Montaje																				
	Hormigonado																				
	Pretensado																				
...																					
Explotación	normal			■							■		■								
	especial																				
	Inspección																				
	Mantenimiento																				
...																					
Renov.	Refuerzo																				
	Rehabilitación																				
	Sustitución																				
Demolición																					

3.4 Documentos

3.4.1 Visión conjunta

En términos generales, el proceso de definición, dimensionamiento, ejecución, explotación, inspección y mantenimiento de una estructura debe responder a dos objetivos primordiales:

- Ofrecer al propietario de la obra una construcción que responda a las necesidades relativas a la utilización que quiere hacer de ella.
- Garantizar a los usuarios y a terceras personas un nivel de seguridad adecuado.

Para alcanzar estos objetivos, y para garantizar que la estructura los satisfaga al menor coste posible durante todo el período de servicio previsto, es necesario desarrollar una serie de actividades, entre las cuales el cálculo estructural sólo es una. Una definición inequívoca de estas actividades así como una buena transmisión de información entre las personas que intervienen en ellas es imprescindible.

Según la norma suiza SIA 160 [8], que entró en vigor en 1989, todas las actividades necesarias para garantizar la aptitud al servicio y la seguridad estructural se rigen según

unos documentos de organización, relacionados entre ellos, que a su vez contribuyen a asegurar la transmisión de la información (Figura 3). Estos documentos abarcan todas las fases del ciclo de "vida" de una estructura, desde su definición hasta la inutilización o demolición:

– Al principio de la fase de planificación de una obra es necesario definir la utilización que se le quiera dar a la futura estructura. A estos efectos se establece un *Plan de utilización* (3.4.2) en estrecha colaboración entre la propiedad y el ingeniero (autor del proyecto). La fase de la definición conceptual de la estructura se rige según el *Plan de utilización* y éste, además, constituye la base para la elaboración del *Plan de seguridad*.

– El ingeniero autor del proyecto es el responsable para la definición del *Plan de seguridad* (3.4.3), que también se elabora al principio de la fase de planificación. En éste se establecen y analizan los riesgos para la estructura en función de la utilización que se le quiera dar (3.2), definida en el *Plan de utilización*, y dependiendo también de la concepción estructural. Asimismo se incluyen las medidas que se consideran idóneas para contrarrestar dichos riesgos, y se definen los riesgos aceptados (3.3). El *Plan de seguridad*

es el documento de organización de la fase del dimensionamiento estructural.

– Basado en el *Plan de seguridad*, el ingeniero establece el *Plan de control* (3.4.4), que constituye la herramienta para asegurar que la obra finalmente esté conforme con las exigencias. El control debe abarcar todas las fases del proyecto, incluyendo el dimensionamiento, la ejecución y la puesta en servicio.

– Con ocasión de la recepción de la obra se le entrega a la propiedad el *Plan de explotación, inspección y mantenimiento* (3.4.4), elaborado por el ingeniero. De esta forma, la propiedad conoce las reglas necesarias de utilización de la obra para respetar las hipótesis de los planes de utilización y de seguridad, definidos previamente. También conoce los programas dedicados a la inspección y el mantenimiento, indispensables para alcanzar el período de servicio previsto.

3.4.2. *Aptitud al servicio y plan de utilización*

Para conocer las necesidades y exigencias del propietario, el autor del proyecto le entrega un cuestionario que deberá rellenar. El cuestionario constará de preguntas de diferente naturaleza, tanto técnico, de impacto medioambiental y económico. A partir de las exigencias de la propiedad, el autor del proyecto establece un inventario de los diferentes estados de utilización. También se deben prever posibles medidas para satisfacer las exigencias de la propiedad. El autor del proyecto y la propiedad valorarán conjuntamente si las exigencias y las medidas previstas resultan razonables y si el subsecuente coste no es desproporcionado.

Todas las hipótesis y decisiones adoptadas se recogen en un documento llamado *Plan de utilización*. Este plan, que forma la base para todo lo que sigue en el proyecto, especifica en el lenguaje técnico de los expertos lo que quiere la propiedad.

3.4.3 *Seguridad estructural y plan de seguridad*

La seguridad –contrariamente a los requisitos reflejados en el *Plan de utilización*– no es objeto de un acuerdo entre la propiedad y el autor del proyecto. Garantizar la seguridad

constituye una tarea que es de la responsabilidad exclusiva del ingeniero, y se engloba en el marco de normas generales.

Una herramienta esencial para garantizar la seguridad de una estructura es el *Plan de seguridad*, elaborado por el autor del proyecto y basado en el *Plan de utilización*. Ese documento contiene, en particular, las reflexiones relativas a las posibles *situaciones (escenarios) de riesgo* que resultan de la utilización prevista (3.2). También los peligros inherentes a la ejecución de las obras se deben identificar, lo que a su vez depende de la solución estructural adoptada (Figura 3).

Para cada uno de los riesgos que se identifique, y de los que se establecerá un inventario al imaginarse con todos los posibles detalles la ejecución de los trabajos y la explotación de la obra, se definen a la vez las medidas adecuadas para contrarrestarlos.

No todos los riesgos identificados son relevantes. Una evaluación de los riesgos permitirá limitarse a lo esencial para cada caso. Todos los riesgos que se puedan o deban aceptar como riesgo sin medida para contrarrestarlos, se recogerán en una lista de los *Riesgos aceptados*. Esta lista formará un documento independiente del *Plan de seguridad* ya que, contrariamente al *Plan de seguridad*, la propiedad tiene que tener conocimiento de los riesgos aceptados: en la mayoría de los casos, los motivos para aceptar ciertos riesgos son económicos; los subsecuentes beneficios corresponden a la propiedad, por lo que se debe hacer cargo –mediante su firma– del riesgo financiero inherente. Evidentemente, en la lista de los riesgos aceptados no se puede incluir ninguno que ponga en peligro la vida de los usuarios o de terceras personas.

Junto al *Plan de utilización*, el *Plan de seguridad* forma la base para el proceso de construcción. De él se derivan los otros documentos de organización según los que se rigen todas las actividades de dicho proceso, en particular el *Plan de control* y el *Plan de explotación, inspección y mantenimiento* (Figura 3).

3.4.4 *Otros documentos de organización*

Plan de control

En el *Plan de control* se definen todos los

controles, ensayos, etc., que se deben efectuar durante todas las fases de un proyecto, incluyendo el dimensionamiento, la ejecución y la puesta en servicio (Figura 4). A través de los controles se asegurará que las medidas para contrarrestar los riesgos a los que está expuesta la estructura, y que están definidas en el *Plan de seguridad*, se pongan correctamente en práctica. El *Plan de control* también establece las medidas a tomar en los casos en los que no se cumpla alguna de las exigencias establecidas en el *Plan de seguridad*.

El *Plan de control* constituye un documento independiente del *Plan de seguridad* ya que el destinatario principal no es el mismo. Su elaboración es de la responsabilidad del ingeniero autor del proyecto.

Plan de explotación, inspección y mantenimiento

Con ocasión de la entrega de la obra terminada a la propiedad, se le transmiten unas directrices relativas a su explotación, basadas en los *Planes de utilización y de seguridad*

(Figura 4). Su función consiste en evitar que un uso no previsto en el Plan de utilización ponga en peligro la seguridad de los usuarios o de terceras personas. Las directrices para la explotación tienen una especial importancia en los casos de un posible cambio de utilización (como lo demuestra por ejemplo el caso del accidente de Seúl; 2.1) o de la propiedad.

Para alcanzar el período de servicio previsto se debe poner en práctica un programa de inspección y mantenimiento (Figura 4). Este programa se basa en los Planes de utilización y de seguridad, en el documento de los riesgos aceptados, y dependerá también de diferentes hipótesis adoptadas en el marco del dimensionamiento estructural, así como de las directrices de explotación (Figura 3).

Las directrices de explotación y el programa de inspección y mantenimiento serán recogidos en el *Plan de explotación, inspección y mantenimiento*. Este plan será elaborado por el autor del proyecto y se dirige a la propiedad.

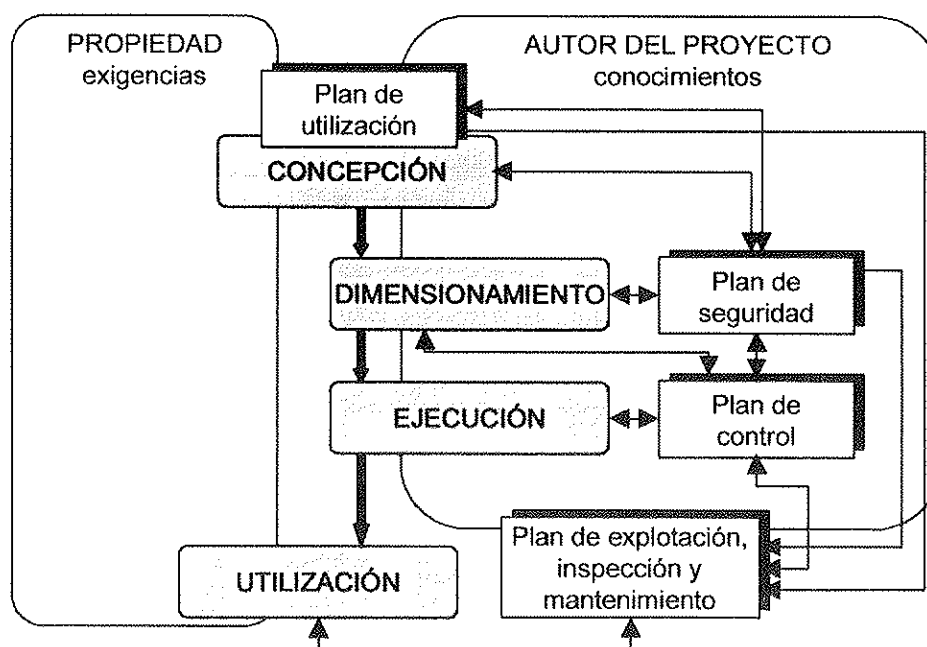


Fig. 3. Representación esquemática de las actividades de un proyecto y de los documentos de organización (adaptado de [9]).

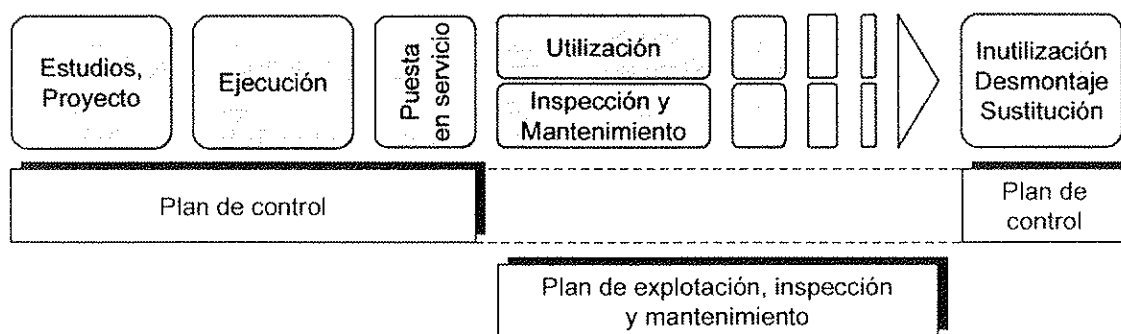


Fig. 4. Desarrollo de las operaciones de control, inspección y mantenimiento.

4. ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD

4.1. Concepto

Existen dos diferentes percepciones del concepto del aseguramiento de la calidad. La primera se basa en la idea de que la *calidad* se puede entender como complemento de la *falta de calidad*, es decir el complemento de desperfecto o daño que básicamente se deben a errores de personas involucradas en el proceso de la construcción. En este sentido, el aseguramiento de la calidad tiene como *objetivo que todas las actividades que influyen en la calidad de una obra* [10]:

- estén basadas en exigencias básicas, claramente definidas, en relación con las condiciones de utilización y del medio ambiente.
- Se lleven correctamente a cabo por personal competente y adecuadamente formado, de acuerdo con los programas y planes previamente establecidos y con responsabilidades claramente definidas.
- Estén adecuadamente documentadas.

Esta definición contrasta con la otra percepción del concepto del aseguramiento de la calidad, introducida en el contexto de la construcción de las centrales nucleares. El *Committee on Nuclear Quality Assurance* de la *American Society of Mechanical Engineers* definió el aseguramiento de la calidad como [1] *...todas aquellas actividades planificadas y sistemáticas que sean necesarias para proporcionar una confianza adecuada que un producto o un servicio cumpla con las exigencias establecidas*. Obviamente, esta

definición no busca la calidad propiamente dicha, sino únicamente la confianza de que se alcance esta calidad. Proporcionar confianza implica proporcionar una demostración, lo cual a su vez implica mucho papeleo. La percepción del concepto según esta segunda definición, con la cual muchos ingenieros se muestran comprensivos, es más bien formal, por lo que está estrechamente relacionada con formularios, sellos y firmas [1]. Parece obvio que proporcionar confianza en algo no es suficiente: lo que se debe proporcionar es calidad. Se trata básicamente de una cuestión de contenido frente a forma, y lo que aquí importa es claramente el contenido, no la forma.

Definiciones muy parecidas a esta segunda definición del aseguramiento de la calidad están detrás de *ISO 9000* [1]. Esta serie de normas se ha desarrollado para la fabricación en masa de productos o servicios, por lo que pueden resultar poco adecuadas para asegurar la calidad en la industria de la construcción, tal y como apuntan diferentes autores [11, 12].

Si se requiere calidad, ésta se debe cuantificar de una forma u otra. Como ya se ha mencionado, la manera más adecuada consiste en medir la calidad como complemento de desperfectos o daños: cuanto menos haya que invertir en reparaciones de desperfectos y daños, mejor es la calidad. El objetivo del aseguramiento de la calidad consiste en mantener –con un coste razonable– la *falta de calidad* (desperfectos o daños) dentro de unos límites aceptables. Las cuestiones son ahora [1]: ¿Cómo se puede conseguir este objetivo? ¿Dónde atacar el problema? ¿Quién debe hacerlo?

4.2 Un cambio de actitud

Tradicionalmente se controla lo que resulte fácil de controlar: números, la conformidad con normas y recomendaciones, la resistencia de millones de probetas de hormigón, las firmas en los planos, etc. A través de un uso irreflexivo y poco adecuado, la eficacia de la herramienta *control* se está desgastando. Se ha convertido en un asunto burocrático, un formalismo que resulta contraproducente para la iniciativa de los ingenieros. Llegado a este punto, lo que se requiere es un cambio de actitud. En [1, 4], se proponen cuatro palabras clave en las que se puede orientar un enfoque nuevo para el aseguramiento de la calidad en la industria de la construcción:

Motivación

Es necesario motivar más y mejor a todos los implicados en los procesos de planificación y construcción. Eso se puede conseguir, por ejemplo, a través de una mayor libertad de acción individual. Esta libertad deberá naturalmente ajustarse a un área de responsabilidad claramente definida. Para la motivación de las personas también resulta primordial el reconocimiento de sus méritos. En este sentido, la tradicional tendencia hacia ciertos cultos a la persona no es de gran ayuda: los éxitos se deben a la iluminación del jefe, mientras que los fracasos se deben a la incompetencia de su equipo... parece ser el lema.

Simplificación

Se deben evitar conceptos estructurales, sistemas, geometrías, métodos de verificación, etc. que sean susceptibles de conducir a errores. También en el campo de la organización de los trabajos se deben introducir cambios en el sentido de una simplificación de los esquemas de organización: no es el organigrama quien debe mandar, sino las personas [13].

Relajación

Restricciones innecesarias en relación con los programas y plazos de ejecución, así como los presupuestos se deben evitar, o al menos reducir. La planificación de una obra requiere tiempo: en las fases tempranas del proceso se cometen los errores cuyas conse-

cuencias suelen ser las más graves. También la tendencia de la propiedad de adjudicar los trabajos en función de la oferta más barata conduce a restricciones que ciertamente no favorecen la calidad.

Control

Controles resultan evidentemente necesarios. Pero para que los controles sean eficaces, debemos aprender a aplicarlos de manera inteligente y estratégica.

4.3 ¿Una nueva carga para la industria de la construcción?

Entre los ingenieros está bastante extendida la opinión de que el aseguramiento de la calidad constituye únicamente una nueva carga para la industria de la construcción, ya que cuesta demasiado y que su eficacia es dudosa. Esta opinión puede estar acertada si el aseguramiento de la calidad se lleva a cabo de manera burocrática (4.2). Si al contrario las medidas del aseguramiento de la calidad se ajustan a las características del proceso de construcción, esta opinión sin duda resulta errónea, tal y como lo demuestra la siguiente reflexión [1].

El arreglo de desperfectos y daños y la eliminación de errores absorbe cada año entre el 5 y el 10% de la inversión total en la construcción [14]. Las consideraciones que siguen están basadas en la hipótesis de un 5% para el coste por falta de calidad. Investigaciones demuestran que aproximadamente el 35% de los gastos originados por falta de calidad podrían evitarse sin ninguna actividad adicional excepto la prestación de la atención adecuada por parte de la siguiente persona involucrada en los procesos de proyecto o ejecución [1], es decir, a través de una buena cooperación. El 15%, aproximadamente, de los gastos por falta de calidad se pueden clasificar como prácticamente inevitables. El 50% restante de los errores que conducen a desperfectos y daños podrían detectarse a través de medidas adicionales.

Por otra parte, el análisis de 800 fallos estructurales (2.2) puso de manifiesto que el 60% de los costes por falta de calidad son evitables. El 60% del 5%, correspondiente

al coste total por falta de calidad, resulta en un 3% del coste total de una obra que podría ahorrarse solamente a través de una aplicación consciente de las medidas del aseguramiento de la calidad, así como una atención adecuada por parte de las personas involucradas en los procesos de la construcción.

Si se amplía un equipo de 7 personas dedicadas a la elaboración de un proyecto a un equipo de 8 personas, se puede esperar una mejora de la calidad. Una persona adicional incrementa el coste relacionado con el equipo en un 15%. Asumiendo que el coste de un proyecto (definición, dimensionamiento, administración de la ejecución) se sitúa en el entorno del 10% del coste total de una obra, la persona adicional mencionada incrementaría el coste total en, aproximadamente, el 15% del 10%, es decir, el 1,5%.

Una reflexión análoga se puede llevar a cabo para la ejecución. Añadiendo en la obra a un equipo de 25 personas una persona adicional contribuye a mejorar la calidad. Esta persona adicional incrementaría el coste de la mano de obra en un 4%. La mano de obra, por otra parte, supone aproximadamente el 40% del coste total de una obra, por lo que el refuerzo mencionado del equipo resultaría en un incremento del coste total de 1,5% (4% del 40%).

Una persona adicional por cada 7 involucradas en la planificación y una persona adicional por cada 25 en la ejecución tienen un coste del 3%, aproximadamente, del coste total de una obra. Eso corresponde exactamente al beneficio económico, previamente estimado, de una aplicación consciente de las medidas del aseguramiento de la calidad. En este cálculo no están incluidos los beneficios adicionales debidos a una relajación de las tensiones a todos los niveles, lo que a su vez puede conducir a una reducción adicional de las fuentes de error.

Las reflexiones anteriores demuestran que no solamente es de sentido común emplear personal para tareas de aseguramiento de la calidad, sino también resulta que esta inversión no constituye una carga adicional para la industria de la construcción. Al contrario, en muchos casos puede incluso contribuir a ahorrar dinero [4]. A la misma conclusión llegan también otros autores [15]. Basándose en la norma ISO correspondiente [16], el coste de la calidad se compone de los costes de prevención, control y del daño. La Figura 5 representa esquemáticamente estos costes en términos de su porcentaje del coste total de la obra, en función del porcentaje de las obras sin defecto alguno. Obviamente no es posible que todas las obras estén en esta categoría, pero tam-

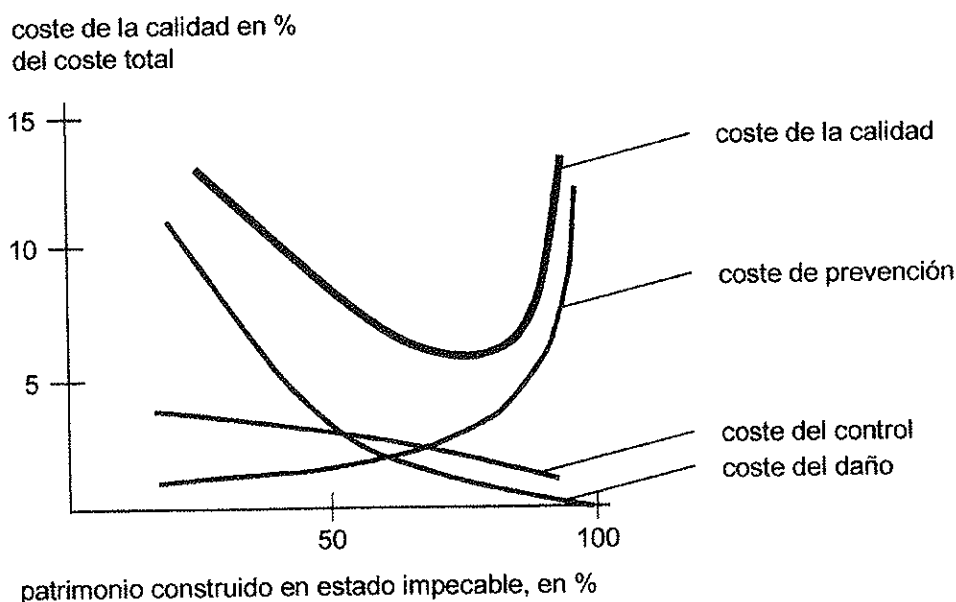


Fig. 5. Representación esquemática del coste de la calidad (según [15]).

bién resulta intuitivo que debe existir un óptimo para el que el coste de la calidad es mínimo. No está claro dónde se sitúa este óptimo. Los valores numéricos de la Figura 5 corresponden únicamente a estimaciones.

5. CONCLUSIONES

Se conoce desde hace tiempo el papel decisivo que desempeñan los errores humanos en el contexto de los desperfectos y daños en estructuras [17]. La probabilidad de fallo de sistemas técnicos en general, y de estructuras en particular, p_r , depende en gran medida de la probabilidad de que se hayan cometido errores groseros, p_{gr} . Por regla general, esta probabilidad es sensiblemente superior (por ejemplo 10 a 100 veces [18]) a la probabilidad teórica de fallo, p_{tr} , que representa la probabilidad que normalmente se determina aplicando métodos probabilistas de cálculo. Consecuentemente, se puede escribir:

$$p_r = p_{gr} + p_{tr} \approx p_{gr} \quad (3)$$

Consecuentemente, la probabilidad teórica de fallo, p_{tr} , se presta para resolver cuestiones racionales en un entorno racional [4]. Por otro lado, la importancia relativa de la probabilidad de que se hayan cometido errores groseros, p_{gr} , apunta a que las medidas más eficaces destinadas a evitar desperfectos y daños son aquéllas que se traducen en estrategias que permitan evitar errores humanos.

Para poder reducir riesgos es imprescindible, en primer lugar, ser consciente de ellos. El tratamiento racional de los riesgos a través de la introducción de un orden lógico en las actividades relacionadas con la planificación, concepción, dimensionamiento, ejecución, control de calidad, utilización, inspección y el mantenimiento de las estructuras contribuye de manera decisiva a reducir los riesgos en el sector de la construcción.

AGRADECIMIENTOS

Parte del trabajo presentado se ha llevado a cabo en el marco de la elaboración de un

Pliego de condiciones generales para obras de hormigón de aplicación en obras marítimas e instalaciones portuarias, promocionado por Puertos del Estado del Ministerio de Fomento.

BIBLIOGRAFÍA

1. Schneider, J. Introduction to safety and reliability of structures. Structural Engineering Documents, n.º 5. International Association for Bridge and Structural Engineering IABSE, Zürich, 1997.
2. Starr, C. Social benefit versus technological risk. *Science*, Vol. 165, n.º 19, 1969, p. 1.232.
3. Ein Brückeneinsturz in Seul / Korea. *Stahlbau*, Berlín, Vol. 64, Heft 1, 1995, p. 24-25.
4. Schneider, J. Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen - Grundwissen für Ingenieure. Verlag der Fachvereine AG, Zürich und Teubner Verlag, Stuttgart, 1994. ISBN 3-519-05040-4 (Teubner).
5. Tanner, P. Los materiales también se cansan. La fatiga en los puentes mixtos. En: Puentes mixtos. Estado actual de su tecnología y análisis (Martínez Calzón, Ed.), Madrid, 1996, p. 515-542.
6. Matousek, M. und Schneider, J. Untersuchungen zur Struktur des Sicherheitsproblems bei Bauwerken. Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich, Bericht n.º 59, ETH Zürich, 1976.
7. Zwicky, F. Entdecken, Erfinden, Forschen im morphologischen Weltbild. BaeSchlin Verlag, Glarus, 1989 (2. Auflage).
8. SIA Norm 160. Einwirkungen auf Tragwerke. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, SIA, Zürich, 1989.
9. Hirt, M.A. et Bez, R. Construction métallique - Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement. *Traité de Génie Civil*, Vol. 10, Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, 1994, ISBN 2-88074-249-8.
10. IABSE. Quality assurance within the building process. Proceedings: Workshop

Rigi 1983, International Association for Bridge and Structural Engineering IABSE, Report n.º 47, Zürich, 1983.

11. Jensen, T. ISO 9000 in Consulting Engineering. Structural Engineering International (SEI), Volume 4, n.º 1, International Association for Bridge and Structural Engineering IABSE, Zürich, 1994.

12. Tang, S.L., et al. ISO 9001, The Hong Kong Experience for Engineering Firms. Structural Engineering International (SEI), Volume 7, n.º 1, IABSE Zürich, 1997.

13. Knoll, F. Checking Techniques. In: Modelling Human Error in Structural Design and Construction (Nowak, Ed.), 1986.

14. Gorisse, F. et Declerck, R. Gestion de la qualité dans l'entreprise - Application au chantier. In: Volume 1 of the Proceedings of the 4th European Congress on Construction Quality Management, Brussels, 1985.

15. van den Beukel, N.L. Quality cost. In: United Nations, Economic and Social Council, Committee on Housing, Building and Planning, Working Party on Building, Report 227, 1989.

16. ISO 8402. Qualität - Begriffe. ISO, 1988.

17. Knoll, F. Grundsätzliches zur Sicherheit der Tragwerke. Schweizer Archiv für angewandte Wissenschaft und Technik, Heft 4, 1961.

18. Ditlevsen, O. Formal and real structural safety - the influence of gross errors. IABSE Periodica, Proceedings P-36/80, International Association for Bridge and Structural Engineering IABSE, Zürich, 1980.

RESUMEN

Proyectar y construir estructuras seguras requiere la detección previa de todos los peligros a los que pueden estar expuestas. Para poder luchar de manera eficaz contra estos peligros es necesario conocer su origen. El análisis de un gran número de casos reales demuestra claramente que los errores humanos constituyen la causa principal de los daños estructurales. Estos errores se pue-

den producir en todas las fases del proceso de la planificación, realización y explotación de una obra, y se deben en gran medida a la ignorancia y la negligencia, a la falta de conocimientos, así como a la infravaloración de influencias por parte de las personas involucradas en los procesos de realización y explotación de una obra. Se presentan posibles estrategias para primero, detectar y, posteriormente, eliminar los riesgos a los que están expuestas las estructuras. A estos efectos se introduce un orden lógico en las actividades relacionadas con la planificación, la ejecución y la explotación de las estructuras, basado en la elaboración de unos documentos de organización. Por último, se analiza el enfoque habitual del aseguramiento de la calidad, destinado a eliminar los errores humanos. Se pone de manifiesto que sólo un cambio de actitud puede evitar que el aseguramiento de la calidad se convierta en un asunto burocrático de dudosa eficacia.

SUMMARY

A safe solution for a structure only can be found if all relevant hazards have been recognised previously. The successful reduction of the harmful effects of hazards requires a careful look at error-prone areas and phases of the building process. The analysis of a large number of failure cases clearly shows that human errors are the main source of damage. These errors, which are mainly due to mistakes, ignorance and negligence, are committed at all stages of the process from the beginning of the planning phase through the execution phase, up to the utilisation and maintenance phases. In the present paper, possible strategies are presented for the recognition of hazards and the subsequent reduction of their effects. For these purposes, some order is introduced into the basis of design, execution, utilisation and maintenance of structures, based on a series of documents, which guide the whole building process. The most common weapon against errors is "checking". The traditional perception of the concept for Quality Assurance, however, clearly leads to an advance of bureaucracy. A new perception of the concept is therefore needed, and Quality Assurance measures should be considered in a way that is thoroughly attuned to the characteristics of the building process.

SEMINARIOS TORROJA
Tecnología de la Construcción y de sus Materiales

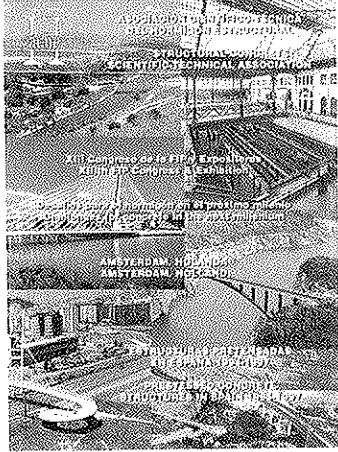
Ciclo n^o 30: Primavera de 1999

El Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, del CSIC, viene organizando seminarios monográficos sobre temas de actualidad en el ámbito de la Tecnología de la Construcción y de sus Materiales, a cargo de destacados investigadores nacionales y extranjeros del Sector.

Estos Seminarios se celebran en el Aula Eduardo Torroja del Instituto, que está situado en la c/ Serrano Galvache s/n (acceso por Arturo Soria, frente al núm. 278), y tienen lugar los jueves alternos a las 12:00 horas. Su duración aproximada es de dos horas, incluyendo la ponencia y el coloquio que se realiza a continuación. La asistencia a los mismos tiene carácter libre y gratuito.

Los seminarios programados para el trigésimo ciclo, correspondiente a la **primavera de 1999**, son:

Fecha	Ponente	Tema
29 Abril	Rafael Moneo Vallés Dr. Arquitecto Madrid	<i>Problemas constructivos del Kursaal de San Sebastián</i>
13 Mayo	José Luis Posada Escobar Arquitecto Ministerio de Fomento	<i>Comportamiento al fuego de forjados unidireccionales</i>
	Luis Vega Catalán Arquitecto Instituto Eduardo Torroja, CSIC	
27 Mayo	José Calleja Carrete Dr. en Ciencias Químicas Inst. Español del Cemento y sus Aplicaciones, Madrid	<i>Recomendaciones para la utilización de los cementos de las Normas UNE 1996</i>
10 Junio	Joaquín Fernández Madrid Dr. Arquitecto Escuela TS de Arquitectura. La Coruña	<i>Fachadas transventiladas con placas de granito</i>
24 Junio	Manuel Martín Antón Dr. Ing. de Caminos Ministerio de Fomento	<i>La nueva Instrucción de Hormigón Estructural EHE</i>
	Hugo Corres Peiretti Dr. Ing. de Caminos Escuela TS de Ingenieros de Caminos, UPM	



NUEVA PUBLICACIÓN DE ACHE

“REALIZACIONES ESPAÑOLAS DE PUENTES Y EDIFICIOS”

En abril de 1998 se ha culminado el proceso de fusión entre la Asociación Técnica Española del Pretensado (ATEP) y el Grupo Español del Hormigón (GEHO) siguiendo los pasos de las dos asociaciones internacionales Federación Internacional del Pretensado (FIP) y Comité Europeo del Hormigón (CEB) de las que eran representantes nacionales respectivamente. La nueva Asociación Científica del Hormigón Estructural (ACHE) tiene el gusto de presentar este volumen número VI de “Realizaciones Españolas de Puentes y Edificios” como venía siendo la tradición de ATEP.

De acuerdo con los fines de ACHE, las realizaciones que se muestran en este libro son estructuras de hormigón estructural en general, bien sea armado, pretensado o mixto. En cualquier caso se recoge en este volumen VI una serie de realizaciones construidas entre 1994 y 1997 del máximo interés técnico. Tal vez este período se caracteriza por ser inmediatamente posterior al de la Expo'92 en Sevilla, y de los Juegos Olímpicos de Barcelona, con un gran número de construcciones singulares. Así, este período pone de manifiesto una cierta calma y un cierto orden en la construcción que sigue a aquel de estructuras singulares del período anterior.

Los interesados en adquirir esta publicación, cuyo precio es de 5.000 pesetas (IVA incluido), para los Miembros de ACHE y 6.000 pesetas (IVA incluido), para los no Miembros, deberán dirigirse a:

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

Apartado de Correos 19002

28080 MADRID

Tel. y Fax: 91 766 07 03

La Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, ACHE, fusión de la Asociación Técnica Española del Pretensado, ATEP, y del Grupo Español del Hormigón, GEHO, de carácter no lucrativo, tiene como fines fomentar los progresos de todo orden referentes al hormigón estructural y canalizar la participación española en asociaciones análogas de carácter internacional.

Entre sus actividades figura el impulsar el campo de las estructuras de hormigón en todos sus aspectos (científico, técnico económico, estético, etc.) mediante actividades de investigación, docencia, formación continua, prenormalización, ejercicio profesional y divulgación; el proponer, coordinar y realizar trabajos de investigación científica y desarrollo tecnológico relacionados con los diversos aspectos del hormigón estructural y del hormigón en general, así como desarrollar todo tipo de actividades tendentes al progreso de las estructuras de hormigón.

La concreción de estas actividades se plasma en las publicaciones de sus Comisiones Técnicas y Grupos de Trabajo, en la organización de diversos eventos como conferencias, jornadas técnicas y un Congreso trianual, en la publicación de monografías no periódicas sobre hormigón estructural así como la edición de la revista Hormigón y Acero, de carácter cuatrimestral.

Existen cinco tipos de miembros de la Asociación: Estudiantes, Personales, Colectivos, Protectores y Patrocinadores, cuyas cuotas anuales puede consultar en la primera página de la revista. Si usted quiere hacerse miembro de la Asociación y recibir Hormigón y Acero, o desea más información de la misma, fotocopie esta página y remítala por correo o fax a la dirección indicada.

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL
ACHE - Secretaría
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja
Apdo. de correos 19002 - 28080 Madrid - Fax (34) 91 766 07 03

Señores:

La persona física o jurídica cuyos datos se relaciones seguidamente:

Nombre.....

NIF..... Calle.....

Ciudad..... Código Postal..... País.....

Nombre de la persona de contacto (sólo para Personas Jurídicas).....

Teléfono..... Fax..... E-mail.....

desea hacerse miembro de ACHE en la modalidad de solicita más información sobre la modalidad de Miembro

Estudiante Personal Colectivo Protector Patrocinador

Autorizando a cargar el importe de la cuota anual correspondiente en la entidad bancaria indicada más abajo.

Lugar, fecha y firma..... (sello de la entidad para personas jurídicas)

Sr. Director del Banco de.....

Agencia.....

Calle.....

Ciudad..... Código Postal.....

Muy Sr. mío:

Le ruego que, con cargo a la cuenta cuyos datos relaciono más abajo, atienda hasta nuevo aviso los recibos emitidos por la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural ACHE.

Atentamente,

Lugar, fecha y firma.....

DATOS DE LA CUENTA BANCARIA

Titular.....

NIF.....

Código cuenta cliente: Banco..... Sucursal..... Dígitos control.....

Número cuenta.....



MIEMBROS DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

(Continuación de Int. Portada)

- COLEGIO DE INGENIEROS TÉCNICOS DE OBRAS PÚBLICAS.**—Miguel Angel, 16. 28010 Madrid.
- COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TÉCNICOS.**—Santa Eugenia, 19. 17005 Gerona.
- COL.LEGI OFICIAL D'ARQUITECTES DE CATALUNYA, Biblioteca.**—Plaça Nova, 5. 08002 Barcelona.
- C.T.T. STRONGHOLD, S.A.**—Aribau, 185. 08021 Barcelona.
- DIRECCIÓN GENERAL DE O.P. Y TRANSPORTES (Servicio Carreteras).**—Calvo Sotelo, 15, 1º-1ª. 26003 Logroño.
- DYWIDAG - SYSTEMS INTERNATIONAL, S.A.**—Azor, 25-27. Polígono Industrial Matagallegos. 28940 Fuenlabrada (Madrid).
- EMESA-TREFILERÍA, S.A.**—Apartado 451. 15080 La Coruña.
- EPTISA, SERVICIOS DE INGENIERÍA, S.A.**—Arapiles, 14-4º Izda. 28015 Madrid.
- ESTEYCO, S.A.**—Menéndez Pidal, 17. 28036 Madrid.
- FERROVIAL, S.A.**—Príncipe de Vergara, 125. 28006 Madrid.
- FORMIGONS GIRONA, S.A.**—Carretera C-250 de Girona a Sant Feliú de Guixols, Km. 4,3. 17242 Quart (Girona).
- FREYSSINET, S.A.**—General Perón, 24. 28020 Madrid.
- FUNDACIÓN AGUSTÍN DE BETHENCOURT.**—ETSIC C. y P. Ciudad Universitaria. 28040 Madrid.
- GRACE, S.A.**—Apartado 523. 08080 Barcelona.
- HIERRO INSTALADO Y SUMINISTRADO, S.A. (HIS, S.A.).**—Luis Montoto, 105, 4º K. 41007 Sevilla.
- HUARTE, S.A.—Oficina Técnica.**—C/Gobelas, 35-37. 28023 El Plantío (Madrid).
- IBERDROLA, S.A. Servicio Formación.**—Referencia 3001. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.
- INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.**—Portal de Gamarra, 46. 01013 Vitoria.
- JOSÉ ANTONIO TORROJA. (Oficina Técnica).**—Príncipe de Vergara 103. 28006 Madrid.
- MECANOGUMBA, S.A.**—Apartado 23. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).
- MEKANO-4, S.A.**—Polígono Can Magarola. Carretera N-152, Km. 19,8. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).
- NECSO. Entrecanales Cubiertas, S.A.**—Ava. Europa, 18. Parque Empresarial La Moraleja, 28108 Alcobendas (Madrid).
- PACADAR, S.A.**—Hermosilla, 57. 28001 Madrid.
- PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.**—Apartado 138. 36600. Villagarcía de Arosa (Pontevedra).
- PREFABRICADOS CASTELO, S.A.**—Ap. 11. Polígono Industrial ATIOS. 36080 Porriño (Pontevedra).
- PREVALESA, S.L.**—Avda. Blasco Ibáñez, 20. 46010 Valencia.
- PROYECTOS Y ESTRUCTURAS, S.A. (PROES).**—Padre Damián, 42-1º D. 28036 Madrid.
- SENER, INGENIERÍA Y SISTEMAS, S.A.**—Avda. de Zugazarte, 56. 48930 Las Arenas (Vizcaya).
- SOCIEDAD DE ESTUDIOS DEL TERRITORIO E INGENIERÍA, S.A.**—Avenida Cardenal Herrera Oria, 167. 28034 Madrid.
- TECPRESA, S.A.**—Velázquez, 105. 28006 Madrid.
- TIERRA ARMADA, S.A.**—Pº Castellana, 165. 28046 Madrid.
- TREFILERÍAS QUIJANO, S.A.**—Fábrica de Forjas de Buelna. 39400 Los Corrales de Buelna (Cantabria).
- TRENZAS Y CABLES, S.L. (TYC, S.L.).**—Monturiol, 5. 08210 Barberá del Vallés (Barcelona).
- VSL IBÉRICA, S.A.**—Aribau, 185, 3º, 2º. 08021 Barcelona.

La Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural se complace en expresar públicamente su agradecimiento a las Entidades citadas, por la valiosa ayuda que le prestan, con su especial aportación económica, para el desenvolvimiento de los fines que tiene encomendados.

