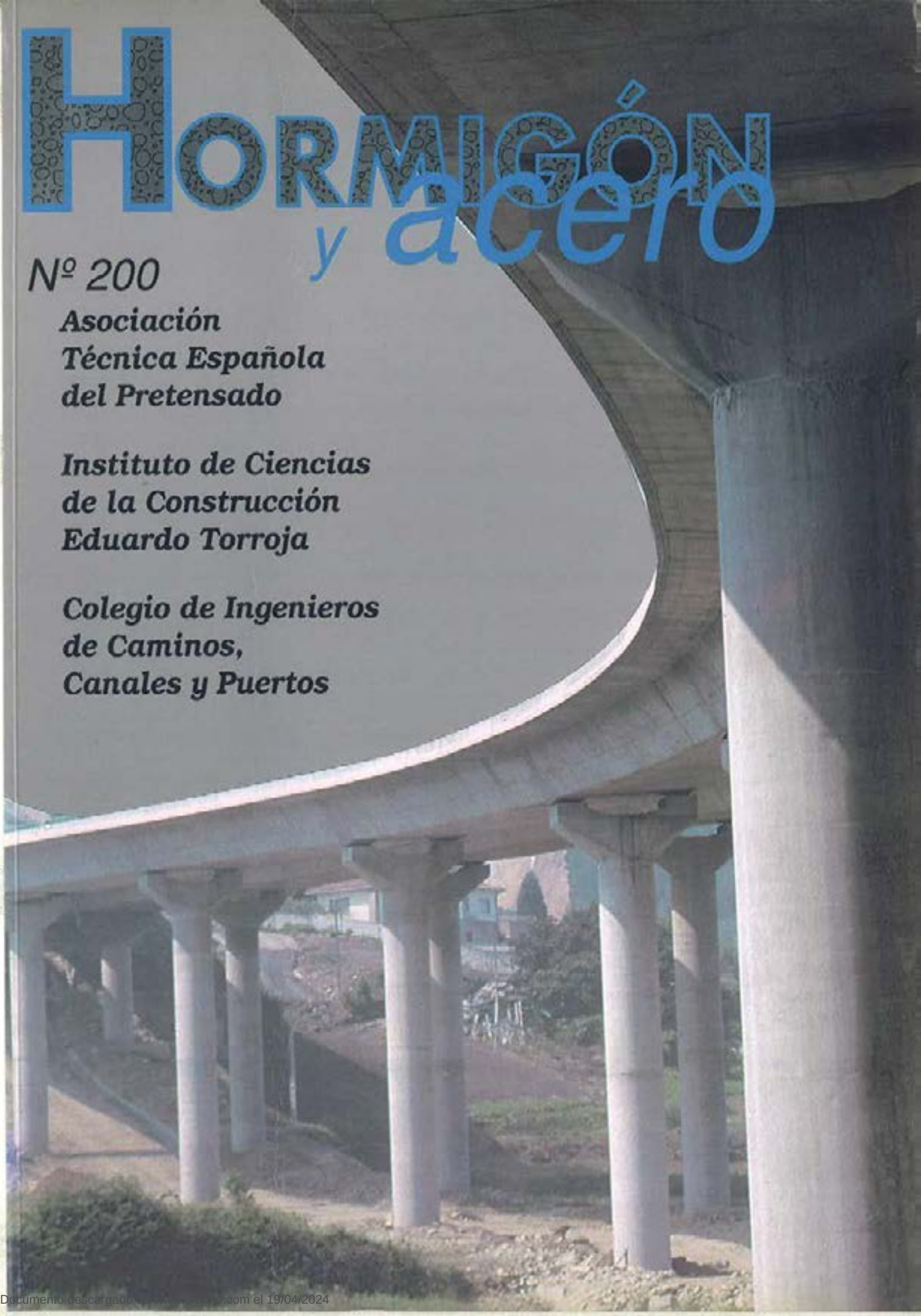
HORMIGÓN y acero

Nº 200

Asociación Técnica Española del Pretensado

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos



Documento descargado [illegible].com el 19/04/2024

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

Dentro de nuestra Asociación existe una categoría, la de **"Miembro Protector"**, a la que pueden acogerse, previo pago de la cuota especial al efecto establecida, todos los Miembros que voluntariamente lo soliciten. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos en esta categoría de **"Miembros Protectores"** los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:

AGROMAN EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.–Avenida del Partenón, 4. 28042 Madrid.

ALVI, S.A. (PREFABRICADOS ALBAJAR).–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.–Plaza Gala Placidia, 1. 08006 Barcelona.

AUXINI, S.A.–Velázquez, 134. 28006 Madrid.

CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L.–Grijalba, 9. 28006 Madrid.

CEMENTOS MOLINS, S.A.–C.N. 340, Km. 329,300. 08620 Sant Viçenc dels Horts (Barcelona).

CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE OBRAS PUBLICAS (CEDEX). Gabinete de Información y Documentación.–Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.

COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.–Almagro, 42. 28010 Madrid.

COLEGIO DE INGENIEROS TECNICOS DE OBRAS PUBLICAS.–Miguel Angel, 16. 28010 Madrid.

COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS. Centro de Documentación "Josep Renat".–Bon Pastor, 5. 08021 Barcelona.

COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.–Santa Eugenia, 19. 17005 Gerona.

COL.LEGI OFICIAL D'ARQUITECTES DE CATALUNYA.–Plaça Nova, 5. 08002 Barcelona.

CONSULTECO, S.L.–Pintor Lorenzo Casanova, 26. 03003 Alicante.

C.T.T. STRONGHOLD, S.A.–Aribau, 185. 08021 Barcelona.

CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.–Parque Empresarial La Moraleja. Avda. de Europa, 18. 28100 Alcobendas (Madrid).

DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.–Avda. de Tenerife, 4-6. Edificio Agua. 1ª planta. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).

DYWIDAG - SYSTEMS INTERNATIONAL, S.A.–Azor, 25-27. Polígono Industrial Matagallegos. 28940 Fuenlabrada (Madrid).

EMESA-TREFILERIA, S.A.–Apartado 451. 15080 La Coruña.

ENTRECANALES Y TAVORA, S.A. Biblioteca.–Cardenal Spinola, s/n. Edificio E. 28016 Madrid.

ESCUELA TECNICA-SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.–Ciudad Universitaria. 28040 Madrid.

ESTEYCO, S.A.–Menéndez Pidal, 17. 28036 Madrid.

ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S.A.–Arapiles, 14-4º Izda. 28015 Madrid.

EUROCONSULT, S.A.–Apartado 99. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).

FERROVIAL, S.A.–Príncipe de Vergara, 125. 28006 Madrid.

(Continúa en el int. de contraportada)

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

FUNDACION DE LOS FERROCARRILES ESPAÑOLES.–Madrid.
G.O.C.S.A.–Orense.
GRUPO SGS Ciat.–Madrid.
HORMADISA, S.L.–Valga (Pontevedra).
IBERICA DE ESTUDIOS E INGENIERIA, S.A. (IBERINSA).–Madrid.
IDEAM, S.A.–Madrid.
INDAG, S.A.–Madrid.
INGENIERIA DE AUTOPISTAS Y OBRAS CIVILES, S.A.–Madrid.
INGENIERIA Y ECONOMIA DEL TRANSPORTE, S.A. (INECO).–Madrid.
INGENIERIA FLORS, S.A.–Grao de Castellón.
INGENIEROS Y ARQUITECTOS ASOCIADOS, S.A.–Madrid.
INSTITUCIONES COLEGIALES PARA LA CALIDAD EN LA EDIFICACION.–Murcia.
INSTITUT DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCIO DE CATALUNYA.–Barcelona.
INSTITUTO JUAN DE HERRERA.–Madrid.
J. CASTRO MATELO, S.A.–Sigueiro (La Coruña).
JUNTA DE CASTILLA Y LEON.–Consejería de Fomento.–Valladolid.
JUNTA DE CASTILLA Y LEON.–Dirección General de Transportes y Carreteras. Servicio de Gestión.–Valladolid.
LABORATORIO GEOCISA. Biblioteca.–Coslada (Madrid).
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO.–Madrid.
LABORATORIOS DEL SURESTE, S.L.–El Palmar (Murcia).
LUIS BATALLA, S.A. (LUBASA).–Castellón de la Plana.
METALURGICA GALAICA, S.A.–Narón (La Coruña).
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS, TRANSPORTES Y MEDIO AMBIENTE. DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS. SUBDIRECCION GENERAL ADJUNTA. TECNOLOGIA Y PROYECTOS.–Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS, TRANSPORTES Y MEDIO AMBIENTE. DIRECCION GENERAL PARA LA VIVIENDA Y ARQUITECTURA. SUBDIRECCION GENERAL DE NORMATIVA BASICA Y TECNOLOGICA.–Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS, TRANSPORTES Y MEDIO AMBIENTE. SUBDIRECCION GENERAL DE NORMATIVA TECNICA Y ANALISIS ECONOMICO.–Madrid.
O.C.P. CONSTRUCCIONES, S.A.–Madrid.
POSTENSA, S.A.–Bilbao.
PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.–Madrid.
PREFABRICADOS AGRICOLAS E INDUSTRIALES, S.A. (PRAINSA).–Barcelona.
PREFABRICADOS AGRICOLAS E INDUSTRIALES, S.A. (PRAINSA).–Zaragoza.
PREFABRICADOS DEL CEMENTO, S.A. (PRECESA).–León.
PREFABRICADOS POUSA, S.A.–Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
PREVALESA, S.L.–Valencia.
RIOJANA DE PREFABRICADOS DE HORMIGON, S.A.–Logroño.
RUBIERA, S.A. FORJADOS Y CUBIERTAS.–León.
RUBIERA BURGOS, S.A.–Burgos.
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.–Barcelona.
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.–Burgos.
SERVICIO TERRITORIAL DE CARRETERAS.–Gerona.
SESTRA, S.A.L.–Andoain (Guipúzcoa).
SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA.–Madrid.
SPANDECK CATALANA, S.A.–Barcelona.
TECNICA Y PROYECTOS, S.A.–Madrid.
TERRATEST, S.A.–Madrid.
TIGNUS, S.A.–Valencia.
TUBIERAS Y PREFABRICADOS, S.A. (TYPSA).–Madrid.
UNIVERSIDAD DE CADIZ.–Algeciras (Cádiz).
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA.– Biblioteca Universitaria.–Santander.
UNIVERSIDAD DE LA CORUÑA.– Biblioteca.–La Coruña.
UNIVERSIDAD DE LA CORUÑA.–Rectorado.–La Coruña.
UNIVERSIDAD DE LA RIOJA.–Logroño (La Rioja).
UNIVERSIDAD POLITECNICA. Hemeroteca.–Valencia.
UNIVERSIDAD POLITECNICA.–E.T.S. de Ingenieros Agrónomos.–Departamento de Construcción y Vías Rurales.–Madrid.
UNIVERSIDAD PUBLICA DE NAVARRA.–Pamplona.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

UNIVERSITAT DE GIRONA.–Girona.
VORSEVI, S.A.–Ingeniería y Control de Calidad.–Sevilla.
V.S. INGENIERIA Y URBANISMO, S.L.–Sevilla.

EXTRANJERO

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND.–Sao Paulo (Brasil).
LABORATORIO DE ENGENHARIA DE ANGOLA.–Luanda (República Popular de Angola).
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU.–Lima (Perú).
POSTES, S.A.–Lima (Perú).
PUENTES Y TORONES, LTD.–Bogotá (Colombia).
SWETS SUBSCRIPTION SERVICE.–2160 Lisse (Holanda).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE QUITO.–Biblioteca.–Quito (Ecuador).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE VALPARAISO.–Biblioteca Central.–Valparaíso (Chile).
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO.–Biblioteca.–Mayagüez (Puerto Rico).

MIEMBRO CORRESPONDIENTE

ASOCIACION BOLIVIANA DEL PRETENSADO (A.B.P.).–La Paz (Bolivia).

* * *

AVISO IMPORTANTE

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

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

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

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

Los comentarios deben enviarse, por duplicado, a la Secretaría de la A.T.E.P., Apartado 19.002, 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.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

hormigón y acero n.º 200

índice

Págs.

457-4-19 **Análisis en el tiempo de estructuras masivas de hormigón mediante elementos finitos mixtos. Aplicación a las presas** 9-31
Calcul différé de constructions massives en béton employant éléments finis mixtes. Application aux barrages.
Time-dependent analysis of massive concrete structures using mixed finite elements. Applications to dams.
J. Murcia y L.M. Bozzo.

457-8-186 **El documento nacional de aplicación del Eurocódigo 4. Un guiso de normas** 33-62
Le document d'application nationale de l'Eurocode 4. Un pot-aux-normes.
The national application document of Eurocode 4. A code stew.
M. Gómez Navarro y P. Tanner.

591-8-36 **La prefabricación en la rehabilitación de puentes. Tableros con directriz recta y arcos** 63-71
La préfabrication dans la réhabilitation des ponts. Tabliers et arcs.
The precast concrete in the old bridges rehabilitation. Decks and archs.
M. Burón Maestro y D. Fernández-Ordóñez Hernández.

837-8-21 **Supresión de pilares en una estructura singular en La Coruña** 73-78
Suppression de quelques piles alignées dans une structure singulière à La Coruña.
Suppression of several aligned pilars in a special structure at La Coruña.
A. González Serrano.

837-8-22 **"Desfeitas"** 79-111
Importantes erreurs de construction.
Fatal errors of construction.
A. González Serrano.

837-8-23 **Comportamiento estructural de vigas de hormigón con armaduras corroídas** 113-131
Comportement structurel des poutres en béton avec armatures corrodées.
Structural performance of concrete beams with corroded reinforcement.
J. Rodríguez; L.M. Ortega Basagoiti; J. Casal y J.M. Díez.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

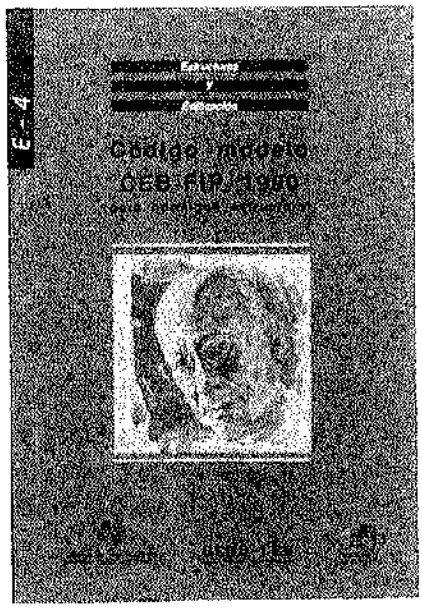
NUEVA PUBLICACION

CODIGO MODELO CEB-FIP 1990, PARA HORMIGON ESTRUCTURAL

Continuando con la serie de publicaciones que esta **Asociación Técnica Española del Pretensado** viene publicando, en las cuales se recogen las recomendaciones que se consideran idóneas para conseguir un adecuado proyecto, realización, mantenimiento y utilización de las obras pretensadas, se ha editado ahora la versión en español del **Código Modelo CEB-FIP 1990 para hormigón estructural.**

El primer Código Modelo se publicó en 1964 bajo el título de **Recomendaciones del CEB** y fue traducido posteriormente a más de veinte idiomas. El segundo Código Modelo se publicó en 1978 bajo el título **Código Modelo CEB-FIP** y ha constituido la base del Eurocódigo 2, así como de más de veinte Códigos nacionales, entre ellos el español **(Instrucciones EH y EP).** La obra que ahora se ofrece es el tercer Código Modelo, publicado por CEB-FIP y que contiene los resultados de las últimas investigaciones europeas en el ámbito de la normativa de las estructuras de hormigón.

Por todo lo anterior, la **Asociación Técnica Española del Pretensado** consideró, en su momento, que resultaba de gran interés poner a disposición de los técnicos españoles la versión en castellano de este importante documento. Esta edición es la primera traducción que aparece tras la publicación original en lengua inglesa. Esta iniciativa se incluye, por otra parte, en el marco del acuerdo de colaboración entre **ATEP** y **GEHO**, las dos Asociaciones que se ocupan del hormigón en nuestro país.



El precio de esta publicación, de 575 páginas, con numerosas figuras y tablas, es de DIEZ MIL PESETAS, IVA incluido (CIEN DOLARES USA, para el extranjero). No obstante, como siempre, a los Miembros de la **ATEP** se les concede un sensible descuento, por lo que podrán adquirir cuantos ejemplares deseen al precio de SIETE MIL QUINIENTAS PESETAS, IVA incluido (SETENTA Y CINCO DOLARES USA, para el extranjero) cada ejemplar.

Los pedidos, que serán atendidos por riguroso orden de recepción, deben dirigirse a la **Asociación Técnica Española del Pretensado, Apartado 19002, 28080 Madrid.**

Debe tenerse en cuenta que, de conformidad con las normas establecidas, sólo podrán ser atendidas aquellas peticiones que vengan acompañadas, bien de cheque extendido a nombre de la **Asociación,** por el importe total del pedido formulado, o bien de copia de la correspondiente orden de transferencia efectuada a la cuenta que la **ATEP** tiene abierta, con el número 1560/271, en la Sucursal de Potosí, calle Bolivia nº 11, 28016 Madrid, del Banco Español de Crédito. **(Datos del Banco: 0030-1125-19).**

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

SERVICIO DE ESTUDIOS
ESPECIALES

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 desee publicar en "Hormigón y Acero", se enviarán a la Secretaría de la ATEP. 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 el correspondiente Cuerpo de 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 serán devueltos al Autor.

2. PRESENTACION DE ORIGINALES

Los originales se presentarán mecanografiados a doble espacio, por una sola cara, en hojas tamaño UNE A4. De cada artículo se enviará original y dos copias.

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

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).

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.

Se presentarán delineados en tinta china negra sobre papel vegetal o sobre papel blanco, o en reproducibles de muy buena calidad. Todas las figuras llevarán su correspondiente pie explicativo.

Los rótulos, símbolos y leyendas deberán ser tales que, tras su reducción a la anchura de una o dos columnas de la Revista (setenta y dos o ciento cincuenta mm, respectivamente) queden letras de tamaño no inferior a 1,5 mm y sean, en todo caso, fácilmente legibles.

2.4. Fotografías

Se procurará incluir sólo las que, teniendo en cuenta la reproducción, sean realmente útiles, claras y representativas. Podrán presentarse en copias de papel opaco negro o en color, en negativo, o en diapositivas. Se tendrán en cuenta las normas sobre tamaño de rótulos y leyendas dadas en el punto 2.3 anterior. Irán

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

numeradas correlativamente y llevarán su correspondiente pie explicativo.

2.5. Tablas y cuadros

Cumplirán las proporciones y dimensiones indicadas para las figuras. 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, preferiblemente, en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las UNE 5001 y 5002.

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 cuidará especialmente que todas las letras griegas, subíndices y exponentes resulten perfectamente identificables, procurando evitar los exponentes complicados y letras afectadas simultáneamente de subíndices y exponentes.

Cualquier expresión que, por su complejidad, pueda dar lugar a interpretaciones equivocadas, se presentará manuscrita. Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (por ejemplo, la z 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.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Análisis en el tiempo de estructuras masivas de hormigón mediante elementos finitos mixtos. Aplicación a las presas

Juan Murcia Vela
Profesor de investigación del CSIC (ICMAB)
Luis M. Bozzo Rotondo
Profesor visitante en la UPC
(en la etapa previa, investigador en el CSIC)
Ambos, anteriormente, en Dpto. de Ing. de la Construcción, UPC (ETSICCP Barcelona)

1. INTRODUCCION

Las deformaciones vinculadas a las propiedades diferidas del hormigón, retracción y fluencia, aparecen en las estructuras de este material y afectan a su comportamiento a lo largo del tiempo.

En las estructuras masivas, tales deformaciones actúan en todas direcciones, lo que requiere un planteamiento tridimensional en el estudio de su comportamiento. Entre tales estructuras, las presas figuran como casos bien notorios.

Precisamente por su carácter masivo, en el sentido de tridimensional pero también en el de gran volumen, estas estructuras presentan fuertes restricciones a la deformación, esto es, resultan altamente hiperestáticas (no debe olvidarse, al respecto, la influencia de las vinculaciones con el terreno sobre el que se implantan, en las zonas cercanas a la cimentación). De ahí que la aparición de deformaciones en su seno, cualquiera que sea su origen (térmico, reológico, etc.), genere tensiones que hay que conocer y, en lo posible, controlar para evitar efectos indeseables, sobre todo la fisuración del hormigón (que ocurre para tracciones relativamente bajas).

La retracción es una deformación de contracción de la masa del hormigón, que tiene un carácter atensional, esto es, no se debe a la presencia de tensiones en el material; por tanto, puede tratarse en el análisis estructural como otras deformaciones similares (las de origen térmico, etc.). Por otro lado, al ser una contracción, las tensiones que genera son fundamentalmente de tracción, las más perjudiciales.

La fluencia es una deformación ligada a la existencia de tensiones de carácter permanente en el hormigón; esto es, es una deformación tensional. Así, interacciona con cualquier otro factor que dé lugar a tales tensiones, caso de la propia retracción y de los cambios y gradientes de temperatura. Precisando aún más, como éstas son acciones geométricas (al igual que los asientos diferenciales del terreno) y dado el marco de restricción de deformaciones antes citado, la fluencia da lugar a redistribuciones de tensiones que producen un efecto general de relajación de las mismas a lo largo del tiempo (efecto que, por supuesto, es favorable en las regiones traccionadas).

Las conclusiones tensionales de los dos

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

párrafos anteriores sólo reflejan tendencias globales, pero la interacción mencionada es mucho más compleja. Por todo lo anterior está clara la gran importancia de evaluar con cierta precisión los efectos de las deformaciones diferidas del hormigón en estas estructuras.

Pero, aún más, cuando la construcción de la obra supone una evolución de esquema estructural, asimismo se producen normalmente redistribuciones de tensiones a lo largo del tiempo por causa de la retracción y la fluencia.

Así, todos estos efectos en el tiempo, que no son despreciables en general, han de ser considerados en el análisis de las estructuras que los padecen, para sus adecuados proyecto y construcción.

Las presas y otras estructuras de hormigón de gran volumen experimentan en buena medida todos los fenómenos citados, debiendo abordarse éstos en el marco del análisis diferido tridimensional. En efecto, tales estructuras no sólo requieren una construcción evolutiva; además, la retracción y la fluencia son relativamente muy fuertes en esa etapa, al igual que las acciones térmicas derivadas del calor de fraguado del propio hormigón.

Este trabajo propone un procedimiento general de análisis en el tiempo, para situación de servicio, aplicable a las estructuras masivas o tridimensionales de hormigón y, en particular, a las presas. Las deformaciones diferidas de retracción y fluencia se introducen en el análisis como acciones (geométricas) y, por tanto, fuera del modelo del material propiamente dicho, lo que presenta grandes ventajas de cálculo; para la fluencia se emplean dos formulaciones aproximadas, que son extrapolaciones a tres dimeniones del comportamiento unidimensional. En el cálculo estructural se utiliza el método de los elementos finitos, en el marco tridimensional, empleando elementos finitos mixtos basados en el funcional de Reissner.

Uniendo el método de cálculo empleado, muy ajustado (se fuerza al cumplimiento del equilibrio y de la compatibilidad estructurales), y la forma de tratar las deformaciones diferidas (como acciones, con lo que a partir de cierto instante la respuesta estructural no se modifica), se llega así a un procedimiento de análisis estructural en el tiempo que se muestra muy eficiente. Por supuesto, en el futuro se pretende tratar la fluencia con formulaciones genuinamente tridimensionales, lo que no afecta para nada al procedimiento en sí.

2. PROCEDIMIENTO GENERAL DE ANALISIS EN EL TIEMPO

Introducción

En este apartado se presenta un procedimiento general de análisis tridimensional en el tiempo, adecuado a las estructuras masivas de hormigón en condiciones de servicio, para tener en cuenta los efectos de la retracción y la fluencia del hormigón.

Este procedimiento de análisis se plasma en un proceso en que el tiempo queda discretizado en intervalos. Los efectos considerados como instantáneos (debidos al peso propio y a las restantes cargas que intervengan) se producen siempre en el límite entre dos intervalos.

Por otra parte, un aspecto esencial del mismo consiste en tomar tanto la retracción (deformación atensional) como la fluencia (deformación tensional) como acciones geométricas que van apareciendo a lo largo del tiempo: conocidas sus leyes (en función del tipo de hormigón, del tipo de pieza y de los factores ambientales), su incremento en cada intervalo es, en el caso de la retracción, un dato y, en el de la fluencia, una función de las tensiones previas. Lo anterior significa que dichas propiedades entran en el análisis fuera del modelo del material propiamente dicho.

En definitiva, en el proceso paso a paso en el tiempo se introducen, al final de cada intervalo, acciones incrementales de tipo deformación, para considerar la retracción y la fluencia.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Se orienta así el análisis en dirección análoga al realizado en otros lugares para estructuras lineales o de barras [4] y para losas [10].

En el apartado 3 se muestra la formulación empleada para la retracción y la fluencia del hormigón (con dos opciones para esta última, aproximaciones ambas basadas en un solo coeficiente).

El análisis estructural se basa en el uso del método de elementos finitos a partir del funcional de Reissner, empleando elementos finitos isoparamétricos mixtos tridimensionales [9].

A continuación se describe sumariamente este método de cálculo.

El funcional de Reissner

El funcional de Reissner es un funcional mixto, ya que cuando se emplea en problemas de Elasticidad, las tensiones y los desplazamientos son variables primarias e independientes. Haciendo estacionario este funcional se cumplen no sólo las leyes del equilibrio sino también las de la compatibilidad. Este funcional puede ser obtenido a partir del funcional de energía potencial, el cual cumple el equilibrio, y forzando las condiciones de compatibilidad usando multiplicadores de Lagrange [8]. Las expresiones de Euler-Lagrange para hacer estacionario este funcional indicarán el significado de los multiplicadores. Para problemas de Elasticidad, estos multiplicadores tienen, generalmente, un significado físico en tensiones y desplazamientos. Siguiendo este procedimiento, el funcional de Reissner puede ser formulado en rotación tensorial como:

$$\Pi_r(\sigma_{ij}, \mu_i) = \int_v [\frac{1}{2}\varepsilon_{ij}\varepsilon_{kl}C_{ijkl} + \frac{1}{2}\sigma_{ij}(\mu_{i,j}+\mu_{j,i}) - \\ - \varepsilon_{ij}\sigma_{ij} - \mu_i\bar{b}_i]dV + \int_{S\mu} \eta_i\sigma_{ij}(\mu_i - \bar{\mu}_i)dS + \\ + \int_{S\sigma} \mu_i\bar{T}_i dS \qquad (1)$$

donde, σ_{ij}, C_{ijkl}, μ_i, $\bar{b}_i$, η_j, y $\bar{T}_i$ son, respectivamente, tensiones, el tensor que representa las relaciones tensión-deformación, desplazamientos, fuerzas de cuerpo, vector normal al borde donde los desplazamientos están prescritos, y tensiones prescritas.

El término

$$U = \int_v \frac{1}{2}\sigma_{ij}\sigma_{kl}S_{ijkl}dV \qquad (2)$$

donde S_{ijkl} es la inversa de C_{ijkl}, se conoce como energía de deformación. En presencia de deformaciones impuestas, esta energía se modifica según:

$$U = \int_v (\frac{1}{2}\sigma_{ij}.\ \sigma_{kl}\ S_{ijkl} + \frac{1}{2}\ \sigma_{ij}\bar{\varepsilon}_{ij})\ dV \qquad (3)$$

donde $\bar{\varepsilon}_{ij}$ son las deformaciones impuestas.

Por otro lado, las leyes tensión-deformación se pueden satisfacer directamente al reemplazar en la expresión 1 la condición $\sigma_{ij} = \varepsilon_{kl}\ C_{ijkl}$ ó $\varepsilon_{ij} = \sigma_{kl}S_{ijkl}$. De esta manera se obtiene la siguiente formulación del funcional de Reissner que se empleará en este estudio:

$$\Pi_r(\sigma_{ij},\mu_i) = -\ U + \int_v [\sigma_{ij}\ (\mu_{i,j} + \mu_{j,i}) - \\ - \mu_i\bar{b}_i]dV + \int_{S\mu} \eta_j\sigma_{ij}(\mu_i - \bar{\mu}_i)dS + \\ + \int_{S\sigma}\ \mu_i T_i dS \qquad (4)$$

Formulación de los elementos finitos

El elemento finito propuesto es un cubo isoparamétrico de ocho a veinte nodos: ocho nodos en las esquinas y los restantes doce nodos intermedios, según se ilustra en la figura 1. Las funciones de interpolación N_i corresponden a las de "Serendipity" [5]. El elemento es isoparamétrico, por lo que las mismas funciones de interpolación usadas para tensiones y desplazamientos se emplean para representar la geometría del elemento.

La integración numérica a través de cada elemento finito se transforma en la integración en el espacio "s, t, w", donde es fácil emplear las expresiones de Gauss-Legendre. La integración numérica se realiza empleando veintisiete puntos de integración. La transformación isoparamétrica es posible si se satisfacen los requisitos de continuidad y si el mencionado mapeo "s, t, w" es conforme (la transformación es única). Este último requisito se cumple si el ángulo interior en cada vértice corresponde al de un polí-

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

gono convexo y si los nodos intermedios entre las esquinas del elemento están en el tercio central del borde correspondiente [2].

Las tensiones, los desplazamientos, las deformaciones y las deformaciones impuestas en el interior de cada elemento finito se representan, respectivamente, como:

$$\sigma = \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} N_1 & & & & & & & & & & N_2 & & & \\ & N_1 & & & & & & & & & \cdots & & & \\ & & N_1 & & & & & & & & & & & \\ & & & N_1 & & & & & & & & & & \\ & & & & N_1 & & & & & & & & & \\ & & & & & N_1 & & & & & & & & N_{20} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{xx1} \\ \sigma_{yy1} \\ \sigma_{xy1} \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \tau_{xz20} \\ \tau_{xy20} \\ \tau_{yz20} \end{Bmatrix} = N \; x \; \sigma^e \qquad (5)$$

$$u = \begin{Bmatrix} u \\ v \\ w \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} N_1 & & & N_2 & & \\ & N_1 & & & \cdots & \\ & & N_1 & & & N_{20} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ w_1 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ u_{20} \\ v_{20} \\ w_{20} \end{Bmatrix} = L \; x \; u^e \qquad (6)$$

$$\varepsilon = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{yz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial_y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ \frac{\partial}{2\partial_z} & 0 & \frac{\partial}{2\partial_x} \\ \frac{\partial}{2\partial_y} & \frac{\partial}{2\partial_x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{2\partial_z} & \frac{\partial}{2\partial_y} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ w_1 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ u_{20} \\ v_{20} \\ w_{20} \end{Bmatrix} = B \; x \; u^e \qquad (7)$$

$$\bar{\varepsilon} = \begin{Bmatrix} \bar{\varepsilon}_{xx} \\ \bar{\varepsilon}_{yy} \\ \bar{\varepsilon}_{zz} \\ \bar{\varepsilon}_{xz} \\ \bar{\varepsilon}_{xy} \\ \bar{\varepsilon}_{yz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} N_1 & & & & & & & & & & N_2 & & & \\ & N_1 & & & & & & & & & \cdots & & & \\ & & N_1 & & & & & & & & & & & \\ & & & N_1 & & & & & & & & & & \\ & & & & N_1 & & & & & & & & & \\ & & & & & N_1 & & & & & & & & N_{20} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{\varepsilon}_{xx1} \\ \bar{\varepsilon}_{yy1} \\ \bar{\varepsilon}_{zz1} \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \bar{\varepsilon}_{xz20} \\ \bar{\varepsilon}_{xy20} \\ \bar{\varepsilon}_{yz20} \end{Bmatrix} = N \; x \; \varepsilon^e \qquad (8)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

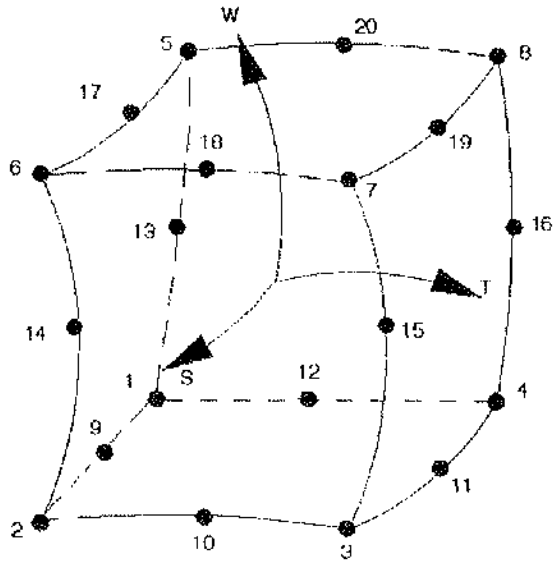


Figura 1. Notación para el elemento de ocho a veinte nodos.

Considerando la siguiente convención

$$H^e = \int_v N^T S^T N dV \quad (9)$$

$$G^e = \int_v N^T B L \, dV \quad (10)$$

$$F^e = \int_v N^T \bar{b} \, dV \quad (11)$$

$$d^e = \int_A N^T N \, \varepsilon^e \, dA \quad (12)$$

el funcional de Reissner en notación matricial se puede reescribir, sin incluir desplazamientos o tensiones prescritas en los bordes, según:

$$\Pi_r(u^e, \sigma^e) = \Sigma^e \left\{ -\frac{1}{2} \sigma^{eT} H^e \sigma^e + \right.$$
$$\left. + \sigma^{eT} G^e u^e - u^{eT} F^e - \sigma^{eT} d^e \right\} \quad (13)$$

Al hacer estacionario este funcional, se obtiene el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\begin{bmatrix} -H & G \\ G^T & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma \\ u \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} d \\ F \end{Bmatrix} \quad (14)$$

Este sistema de ecuaciones, tal y como está presentado, conduce a una matriz de coeficientes llena; sin embargo, si se agrupan los términos de tensiones y desplazamientos correspondientes al mismo nodo se obtiene una matriz del tipo banda, similar a la obtenida usando formulaciones tradicionales [1].

La matriz de coeficientes puede ser singular o no definida positiva, lo cual debería tenerse en cuenta durante el proceso de triangularización de dicha matriz (en la práctica, basta con modificar alguna condición de borde o renumerar los nodos en otro orden).

Esta formulación alternativa fue implementada en el programa de elementos finitos mixtos llamado *mix3d*, para el análisis de sólidos.

Comentarios sobre el procedimiento de análisis

El hecho de que la retracción y la fluencia se consideren en el análisis fuera, y no dentro, del modelo del material propiamente dicho, lleva a que, a partir del instante (una fecha bastante temprana con relación a la vida de servicio de la obra) en que el módulo de deformación instantánea $E_c(t_0)$, variable con la edad del hormigón t_0, se toma ya en la práctica como una constante E_c, la estructura sobre la que se trabaja sea siempre la misma. Por supuesto, en caso de construcción evolutiva, ello ocurre para la configuración estructural definitiva.

En cuanto al método de cálculo, en otro lugar [9] se ha realizado una comparación entre este método de elementos finitos y el basado en la energía potencial, con resultados satisfactorios para el primero.

En contraposición a las formulaciones convencionales, en las mixtas las variables primarias del modelo son directamente tensiones, que tienen una mayor utilidad práctica que, por ejemplo, los desplazamientos. Por ello, una ventaja adicional de la formulación propuesta es que las tensiones están

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

definidas directamente en los nodos de los elementos, con lo que no se requieren técnicas especiales de suavizado, extrapolación u otras para obtenerlas.

Así, uniendo el método de cálculo empleado con la forma de considerar las propiedades diferidas del hormigón, el procedimiento de análisis que se propone resulta sumamente eficiente.

Por último, debe advertirse que se toman como positivas las deformaciones y tensiones de tracción.

3. FORMULACION DE LA RETRACCION Y LA FLUENCIA, EN EL ANALISIS

Introducción

La retracción es una deformación de contracción, cuya ley en el tiempo es conocida, no presentando en principio problemas especiales de cara al análisis. Si, como es habitual, se supone que existe isotropía, se trata de una deformación de tipo hidrostático (las tres deformaciones longitudinales iguales y las angulares nulas).

La fluencia es una deformación tensional que presenta mayor complejidad. Dado que el análisis en el tiempo, normalmente, no se sale del rango de servicio, puesto que la fluencia sólo implica a las acciones con carácter de permanencia (peso propio, fundamentalmente), suele tomarse para el material un comportamiento viscoelástico lineal.

Como ya se ha indicado, para obtener los efectos de las deformaciones diferidas que van apareciendo en el tiempo, se actúa al final de cada intervalo, con los incrementos relativos al mismo.

Así, en un intervalo genérico con tiempos inicial y final t_{n-1} y t_n, respectivamente, el incremento de cada una de las seis deformaciones viene dado por

$$\Delta\varepsilon_d = \varepsilon_d(t_n, t_0) - \varepsilon_d(t_{n-1}, t_0) \qquad (15)$$

A continuación, se resumen dos extrapolaciones de la fluencia unidimensional a tres dimensiones, aproximaciones prácticas que sirven para simplificar el modelo de fluencia.

Estas aproximaciones son las que se emplean en este trabajo para la fluencia dentro del procedimiento de análisis descrito.

En el futuro, se pretende incluir ya la fluencia en el análisis mediante formulaciones propiamente tridimensionales, basadas en dos coeficientes de fluencia [12].

Extrapolaciones de la fluencia unidimensional a tres dimensiones

Estas extrapolaciones, que emplean un solo coeficiente de fluencia, han sido estudiadas en [12] y aquí sólo se presentan de forma sumaria. Por supuesto, se refieren, en principio, al caso básico de tensión constante en el tiempo.

La extrapolación más inmediata consiste en aplicar directamente el coeficiente de fluencia unidimensional φ a las deformaciones:

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{x,d} \\ \varepsilon_{y,d} \\ \varepsilon_{z,d} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \varphi & & \\ & \varphi & \\ & & \varphi \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \end{pmatrix} = \varphi \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \end{pmatrix} \qquad (16)$$

y

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{xy,d} \\ \varepsilon_{xz,d} \\ \varepsilon_{yz,d} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \varphi & & \\ & \varphi & \\ & & \varphi \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yz} \end{pmatrix} = \varphi \begin{pmatrix} \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yz} \end{pmatrix} \qquad (17)$$

donde las deformaciones ε con subíndice d son las diferidas y las que no lo tienen son las instantáneas iniciales.

Si se desarrollan las expresiones anteriores, poniéndolas en función de las tensiones σ, resulta

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{x,d} \\ \varepsilon_{y,d} \\ \varepsilon_{z,d} \end{pmatrix} = \varphi \begin{pmatrix} \frac{1}{E} & -\frac{\nu}{E} & -\frac{\nu}{E} \\ -\frac{\nu}{E} & \frac{1}{E} & -\frac{\nu}{E} \\ -\frac{\nu}{E} & -\frac{\nu}{E} & \frac{1}{E} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \end{pmatrix} \qquad (18)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

y

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{xy,d} \\ \varepsilon_{xz,d} \\ \varepsilon_{yz,d} \end{pmatrix} = \varphi \cdot \frac{1+\nu}{E} \begin{pmatrix} \sigma_{xy} \\ \sigma_{xz} \\ \sigma_{yz} \end{pmatrix} \qquad (19)$$

donde E es el módulo de elasticidad y ν el coeficiente de Poisson.

Esta aproximación es la que normalmente se viene empleando en el análisis tridimensional de fluencia, pero sin mencionar que es tal.

No obstante, cabe asimismo otra forma muy sencilla de extrapolar la fluencia, aplicando similarmente el coeficiente φ a las tensiones:

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{x,d} \\ \varepsilon_{y,d} \\ \varepsilon_{z,d} \end{pmatrix} = \frac{\varphi}{E} \begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \end{pmatrix} \qquad (20)$$

y

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{xy,d} \\ \varepsilon_{xz,d} \\ \varepsilon_{yz,d} \end{pmatrix} = \frac{\varphi}{E} \begin{pmatrix} \sigma_{xy} \\ \sigma_{xz} \\ \sigma_{yz} \end{pmatrix} \qquad (21)$$

Esta aproximación fue propuesta en el trabajo citado más arriba [12].

En ambas extrapolaciones se cometen, por supuesto, errores. Dichos errores se derivan de lo siguiente [12]:

- Se utiliza un solo coeficiente de fluencia, y no dos.
- Al basarse todo en el coeficiente φ unidimensional, relativo a la situación de tensión uniaxial, no es posible considerar la dependencia existente entre los coeficientes de fluencia y el estado multiaxial de tensiones, incluso en condiciones de servicio.

En el lugar mencionado [12] se vio cómo la *opción de fluencia sobre tensiones* resulta una aproximación más ajustada al comportamiento real tridimensional del hormigón, además de ser más sencilla de aplicar a la situación general de fluencia (tensiones variables con el tiempo) con la formulación clásica de la viscoelasticidad lineal.

En efecto, dicha aproximación de la fluencia es ideal al emplear esta formulación, ya que no hay términos cruzados. Así, para cada una de las seis deformaciones, por separado, se cumple la parte diferida de la conocida expresión unidimensional en función de la tensión que le corresponde:

$$\varepsilon(t,t_0) = \sigma(t_0)\cdot c(t,t_0) + \int_{t_0}^{t} \sigma'(\tau) \cdot c(t,\tau)\ .\ d\tau\ , \qquad (22)$$

siendo $c(t,t_0)$ la función de fluencia, t el tiempo y t_0 la edad del hormigón al comienzo del proceso tensional (τ es la misma para todo instante posterior).

Llamando E_c al valor del módulo $E_c(t_0)$ para una cierta edad fija (normalmente 28 días), si para el hormigón se toma una función de fluencia del tipo [11]

$$c(t,t_0) = \frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varphi(t,t_0)}{E_c}, \qquad (23)$$

para cada una de las seis deformaciones diferidas se cumple entonces la siguiente expresión unidimensional en función de su respectiva tensión:

$$\varepsilon_d(t,t_0) = \sigma(t_0)\cdot \frac{\varphi(t,t_0)}{E_c} + \int_{t_0}^{t} \sigma'(\tau) \cdot \frac{\varphi(t,\tau)}{E_c} \cdot d\tau \cdot \qquad (24)$$

En (24), pero tan sólo para las deformaciones longitudinales ($\varepsilon_{x,d}$, $\varepsilon_{y,d}$ y $\varepsilon_{z,d}$), hay que añadir un término único, relativo a la deformación de retracción, $\varepsilon_r(t)$, puesto que la misma es hidrostática.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Por el contrario, la combinación de la formulación anterior con la *opción sobre deformaciones*, da lugar a términos cruzados, procediendo el uso de una expresión matricial con integrales. En efecto, al formular esta aproximación en función de las tensiones, como ocurre en (18), aparecen tales términos.

En el proceso de cálculo, el incremento de deformación de cada intervalo, expresado en (15), según la opción de fluencia tomada se deduce a partir de la expresión matricial que acaba de citarse o de (24), asignando esta última a cada una de las seis deformaciones.

Algunas previsiones teóricas sobre los resultados del análisis

Es importante destacar ciertos aspectos teóricos relacionados con la previsión de los resultados del análisis.

En primer lugar, ante un procedimiento donde se introducen deformaciones como acciones, hay que insistir en el marcado carácter hiperestático que por sí misma lleva consigo la tridimensionalidad, con independencia de las vinculaciones externas de la estructura que se considere. Esto va en la misma línea que lo indicado en otro lugar [7] para estructuras bidimensionales, concretamente placas, donde se planteaban dos ecuaciones en derivadas parciales, relativas a la compatibilidad de curvaturas. En tres dimensiones, la compatibilidad viene marcada por seis ecuaciones en derivadas parciales, que se estudian en la teoría de Elasticidad.

Ello indica que, como va a ser muy difícil que un sistema de deformaciones actuante en una estructura masiva cumpla tales ecuaciones, habrá, en general, una respuesta tensional (cuyas deformaciones asociadas, al sumarse a las primeras, logran la compatibilidad).

Veamos ahora una propiedades ligadas a las dos aproximaciones de fluencia que aquí se contemplan. De entrada, la diferencia entre los resultados de ambas opciones, para una misma estructura, no ha de ser grande, ya que para el material no lo es (el coeficiente ν del hormigón es del orden de 0,2), lo que se confirma en [12].

Por una parte, la *opción sobre deformaciones*, en los casos de cargas que aparecen de pronto y se mantienen constantes en el tiempo, lleva a que no existan redistribuciones de tensiones mientras que las variables geométricas evolucionan como la función de fluencia (caso "fluencia" a escala estructural, en el ámbito tridimensional). Ello se basa en que, como se ve en (16) y (17), las deformacioes diferidas son proporcionales, con el mismo factor, a las instantáneas iniciales, que por supuesto son compatibles; por lo que las primeras lo son también (falta indicar, al respecto, que en estas estructuras las condiciones de contorno geométricas son, en la práctica, siempre homogéneas).

De manera recíproca, la *opción sobre tensiones*, para acciones geométricas que surgen de pronto y se mantienen constantes en el tiempo, conduce a que las variables geométricas se mantengan con su valor inicial (las condiciones de contorno geométricas se mantienen homogéneas), compatible por supuesto, y las mecánicas se relajen todas por igual, lo que no altera la situación de equilibrio en el tiempo (caso "relajación" a escala estructural, en el ámbito tridimensional).

El hecho clave de que las tensiones se vayan relajando por igual, esto es, con el mismo factor, se debe a la vigencia de (24) para cada deformación por separado, en función de la tensión respectiva. Entonces, para cada una de las seis tensiones ha de cumplirse la parte diferida de la expresión dual de (22), con la función de relajación $r(t, t_0)$:

$$\sigma(t,t_0) = \bar{\varepsilon}(t_0) \cdot r(t,t_0) + \int_{t_0}^{t} \varepsilon'(\tau) \cdot r(t,\tau) \cdot d\tau \ , \qquad (25)$$

en función de la deformación correspondiente, donde hay que tener en cuenta que $\varepsilon'(\tau) = 0$.

En los casos de acciones geométricas variables en el tiempo, como ocurre con la retracción, y con la opción sobre ten-

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

siones, es entonces evidente que las deformaciones y los desplazamientos son iguales a los que se derivan de considerar la acción en el tiempo, sin fluencia.

Como los resultados de ambas opciones son parecidos, y sobre todo los desplazamientos, todo indica que, al combinar retracción y fluencia, con dicha opción los desplazamientos serán sensiblemente similares a los que se derivan de la retracción sola sin fluencia.

Leyes para representar la retracción y la fluencia del hormigón

En este trabajo se toman las leyes de retracción y de fluencia propuestas en el Código Modelo CEB-FIP [11]. Las mismas, aparte de sintetizar una información experimental [6] bastante actualizada (aunque, claro está, relativa a un hormigón genérico), tienen expresión analítica, siempre más sencilla de procesar.

En caso de tomar variable el módulo E_c hasta un cierto instante, como $E_c(t_0)$, esta ley procede asimismo de dicho código [11].

Sin perjuicio de lo anterior, el procedimiento propuesto admite, en sí mismo, el uso de cualesquiera otras leyes para representar las mencionadas propiedades diferidas del hormigón.

Puede conseguirse una mejora en la eficacia del proceso, ajustando la citada ley de fluencia, u otra que se pudiera emplear, como suma de términos de tipo exponencial [3], lo que permite considerar la historia tensional (reflejada en las expresiones generales 22 y 24) sin necesidad de guardarla entera en memoria. De hecho, aunque con un modelo de fluencia más sencillo, esto es lo que se hizo en [4].

4. EJEMPLOS

En este apartado se van a plantear una serie de ejemplos. En primer lugar, se presenta una viga simple, en voladizo, pero tratada tridimensionalmente con el procedimiento antes expuesto, cuyos resultados se comparan con los de la solución unidimensional analítica, bien conocida; con ello se pretende, sobre todo, validar el propio procedimiento de análisis tridimensional propuesto. Por otro lado, se presenta el ejemplo de una estructura tridimensional, con objeto de comprobar el alcance de dicho procedimiento; pero, al mismo tiempo, este ejemplo sirve para evaluar las diferencias existentes, a escala estructural, cuando se aplican al material las dos aproximaciones tridimensionales de fluencia antes citadas.

Viga en voladizo

Se trata de una viga simple en voladizo, de 6 m de longitud, 0,6 m de canto y 0,3 m de anchura, empotrada en uno de sus extremos y sometida a las siguientes cargas permanentes: una carga volumétrica, uniforme, de 4 t/m^3 y una carga puntual de 1 t en el extremo del voladizo, que aparecen a la vez en un cierto instante. El material, que en principio puede asimilarse al hormigón, es viscoclástico lineal y se comporta por igual a compresión y a tracción (por tanto, se supone que no aparece fisuración). El módulo de deformación instantánea del material es E_c = = 210.000 Kp/cm^2 y el coeficiente de Poisson es $\nu = 0{,}2$ (solución tridimensional).

Solución tridimensional

La malla de elementos finitos tomada se compone de tan sólo tres elementos, tal como se muestra en la figura 2; cada elemento tiene veinte nodos, con la disposición que se indica en la figura 1. Las condiciones de borde se limitan a desplazamientos nulos en la cara empotrada de la viga. No se han considerado tensiones prescritas, aunque existen varios valores de las mismas que podían haberlo estado, como por ejemplo la tensión normal, σ_y, nula en las caras laterales de la viga. Incluyendo estas condiciones, en general se obtienen mejores resultados; aunque, como se verá a continuación, los que se obtienen son bastante buenos, incluso con un número tan reducido de elementos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

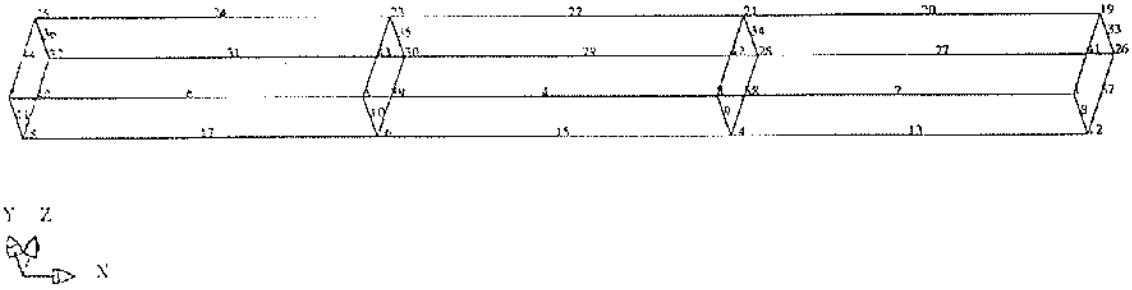


Figura 2. Malla de elementos finitos tomada para la viga.

Dado que, con este ejemplo, se trata fundamentalmente de validar el propio procedimiento de análisis tridimensional propuesto, como tal, comparando sus resultados con los de la solución analítica de la estructura, que es unidimensional, interesa precisamente realizar el análisis tridimensional con una aproximación de fluencia basada en un solo coeficiente de fluencia φ; y, por supuesto, tomando el mismo coeficiente que se emplee en la solución analítica unidimensional. Así, en el procedimiento tridimensional se utiliza la *aproximación de fluencia sobre tensiones* vista antes.

Para tener más elementos de comparación, se han contemplado varias situaciones por separado: a) la instantánea inicial para cargas, para una edad del hormigón de 22 días; b) la diferida con cargas y fluencia del hormigón, tomando 12 intervalos de 31 días cada uno, hasta llegar a un tiempo de 372 días después de la carga; y c) la diferida con cargas y retracción del hormigón, con los mismos intervalos.

Los resultados que se obtienen a partir del procedimiento tridimensional se presentan en las figuras 3, 4 y 5, respectivamente, para las tres situaciones indicadas. En cada figura vienen representadas, a lo largo de la viga, las siguientes leyes: 1) en la zona superior izquierda, la tensión σ_x en la fibra extrema inferior de la sección de la viga; 2) en la zona superior derecha, el desplazamiento vertical o flecha; 3) en la zona inferior izquierda, el desplazamiento longitudinal en la fibra extrema inferior; y 4) en la zona inferior derecha, el desplazamiento transversal en la cara lateral de la viga. Las tensiones se expresan en MPa y los desplazamientos en metros.

Antes de proceder a su comparación, analicemos un poco estos resultados por sí mismos.

A simple vista, en la figura 3 se observa que la aproximación a que se llega para tensiones no es tan buena como en desplazamientos, como era de esperar. Así, la tensión σ_x citada se ajusta sólo en media a una ley parabólica como la que debe tener, mientras que los desplazamientos sí tienen una forma como la esperada. Todo esto se confirma más tarde al comparar resultados con los de la solución unidimensional analítica.

La figura 4 muestra cómo, con fluencia, las curvas de σ_x para los diferentes instantes considerados se superponen, indicando que esa tensión (como las demás) no se modifica con el tiempo. Esto es lógico, dado que está claro que se trata de un caso "fluencia" a escala estructural, en el que las variables mecánicas conservan su valor instantáneo y las geométricas evolucionan de forma que su valor, en cada instante, es el inicial multiplicado por el factor $1 + \varphi$. Esto último se aprecia con claridad en los desplazamientos de la figura.

Por último, en la figura 5 vuelve a ocurrir lo mismo que antes para la tensión σ_x, puesto que la retracción no afecta para nada al equilibrio y a las variables mecánicas, al ser la estructura isostática. De la misma manera, ahora las curvas relativas a la flecha para los instantes considerados se superponen, lo que indica que mantiene su valor en el tiempo, algo lógico ya

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

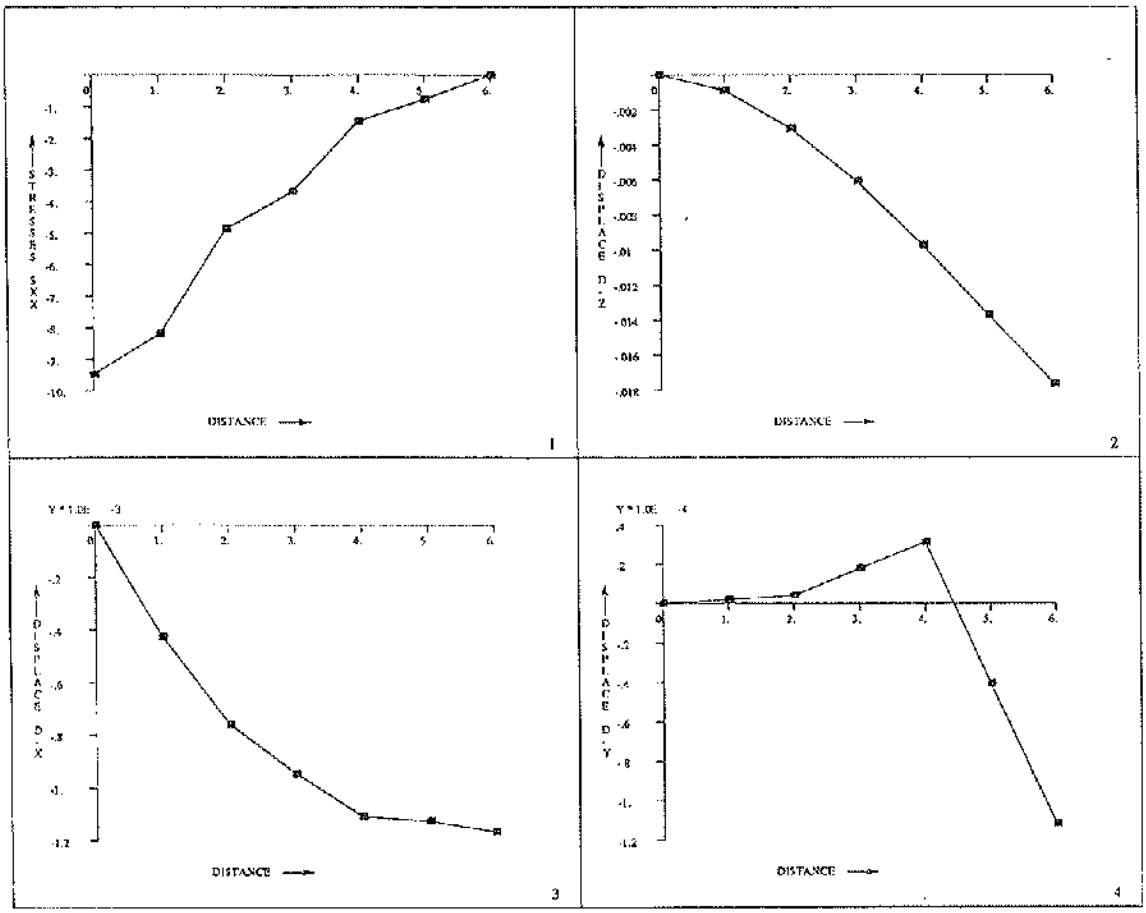


Figura 3. Situación instantánea inicial con cargas (hormigón de 22 días).

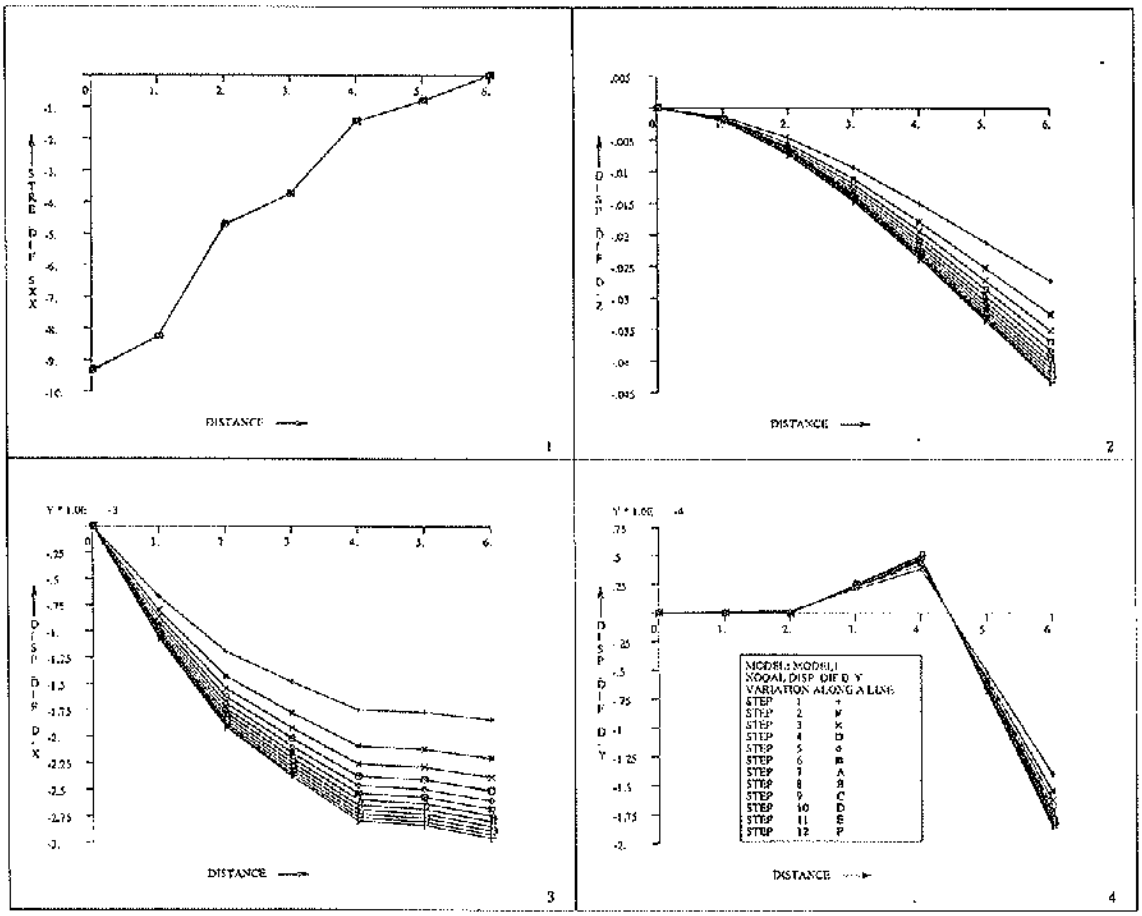


Figura 4. Situación en el tiempo con cargas y fluencia (intervalos de 31 días después de la carga).

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

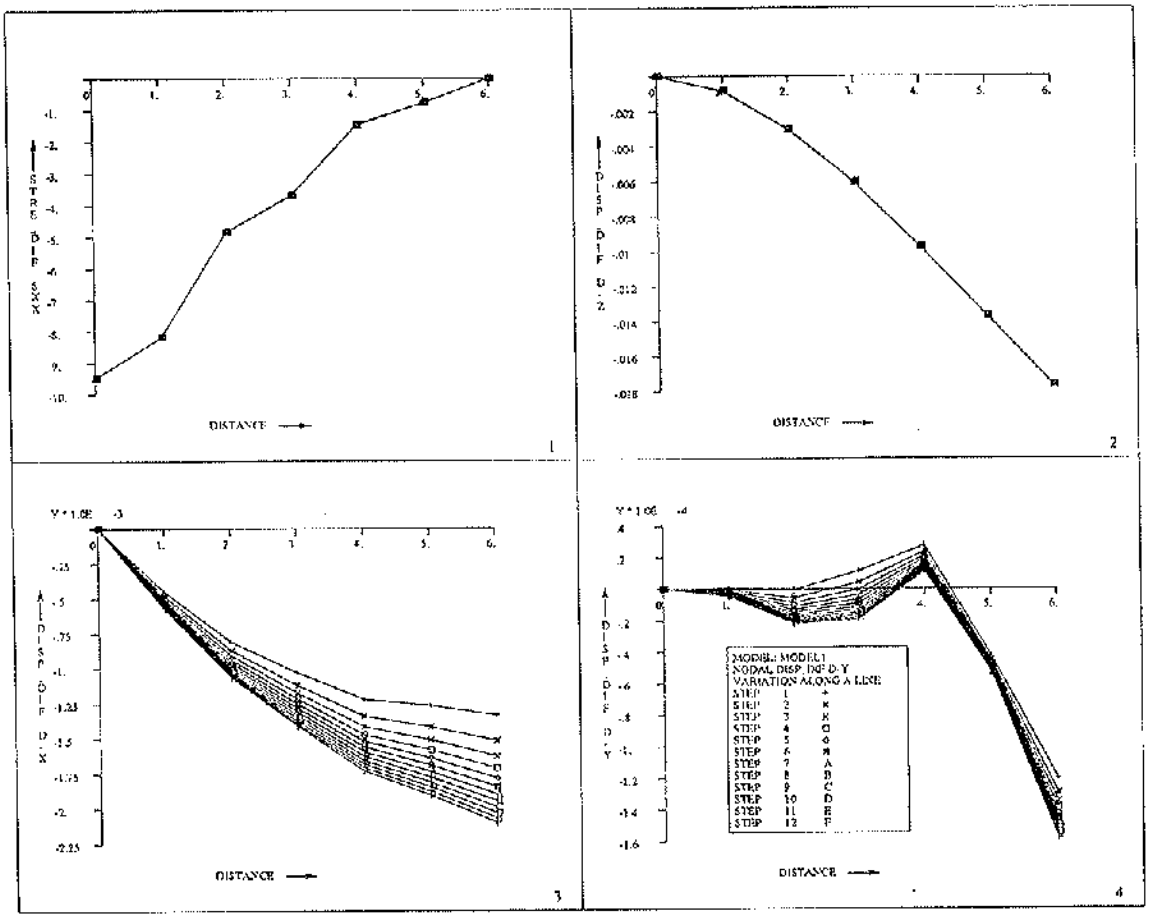


Figura 5. Situación en el tiempo con cargas y retracción (intervalos de 31 días después de la carga).

que en este caso la retracción sólo incide geométricamente de forma axial. Por supuesto, el desplazamiento horizontal citado es la suma del instantáneo debido a las cargas, mostrado en la figura 3, y del que se produce por retracción (de valor único en toda la sección de la viga).

Solución unidimensional

Esta solución analítica, tomando como origen el extremo del voladizo y teniendo en cuenta que la carga volumétrica de 4 t/m^3 equivale a una carga repartida de 0,72 t/m, viene dada, en el instante inicial, por

$$M(x) = -0{,}36\,x^2 - x$$

para los momentos flectores, y por

$$\sigma_x(x) = \pm\,\frac{(0{,}36\,x^2+x)\,0{,}3}{I}$$

para las tensiones longitudinales en las fibras extremas de la viga.

Con el módulo de deformación antes tomado, la rigidez de la sección es E_cI = = 11.340 t m^2. Mediante doble integración, se pasa de los momentos (curvaturas, en realidad) a la ley de desplazamientos verticales, o flechas, de la estructura:

$$v(x) = \frac{-0{,}03\,x^4-0{,}167\,x^3+43{,}92\,x-188{,}64}{11\,340}$$

En el caso del desplazamiento horizontal de la fibra inferior de la viga, se integra una vez la deformación correspondiente (tensión σ_x dividida por el módulo E_c):

$$u(x) = \frac{-0{,}12\,x^3-0{,}5\,x^2+43{,}92}{37\,800}\,.$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Hasta ahora, se ha tomado un origen de abscisas que simplifica las expresiones. Si se coloca el origen en el empotramiento, como ocurre en las figuras anteriores, en el análisis basta cambiar x por $6-x$.

Como, según lo indicado, se trata de un caso "fluencia" estructural, el análisis en el tiempo es inmediato: las variables mecánicas mantienen su valor instantáneo y las geométricas tienen un valor que es

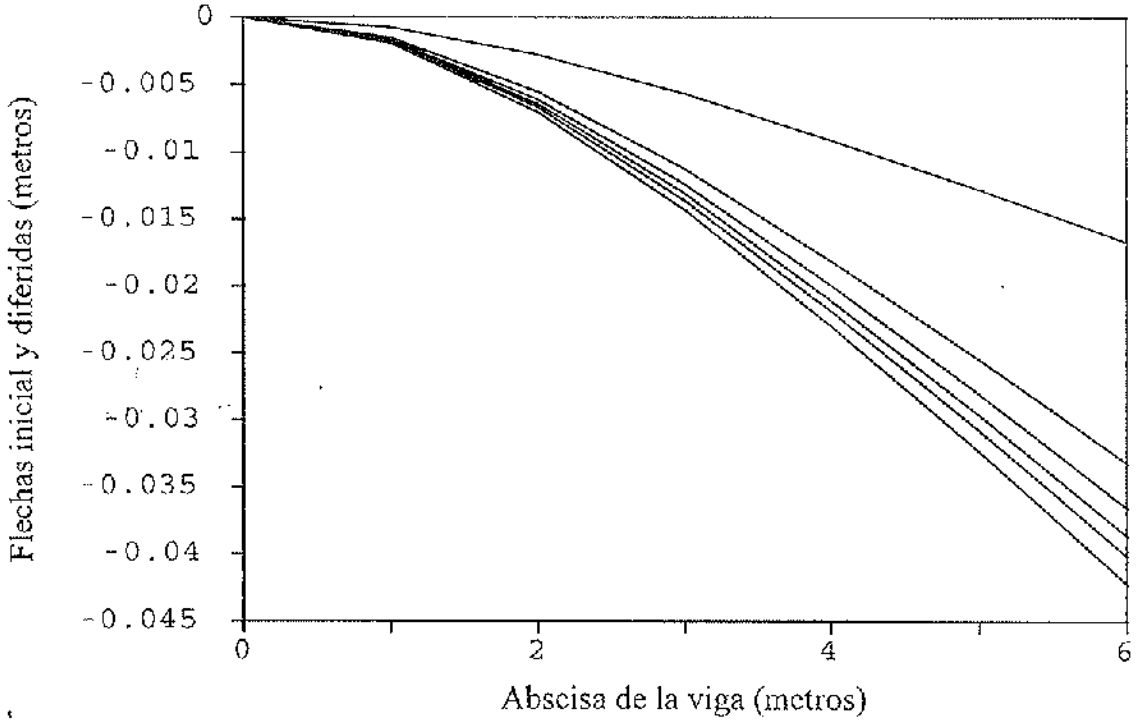


Figura 6. Flechas inicial y 62, 124, 186, 248 y 372 días después de la carga (fluencia).

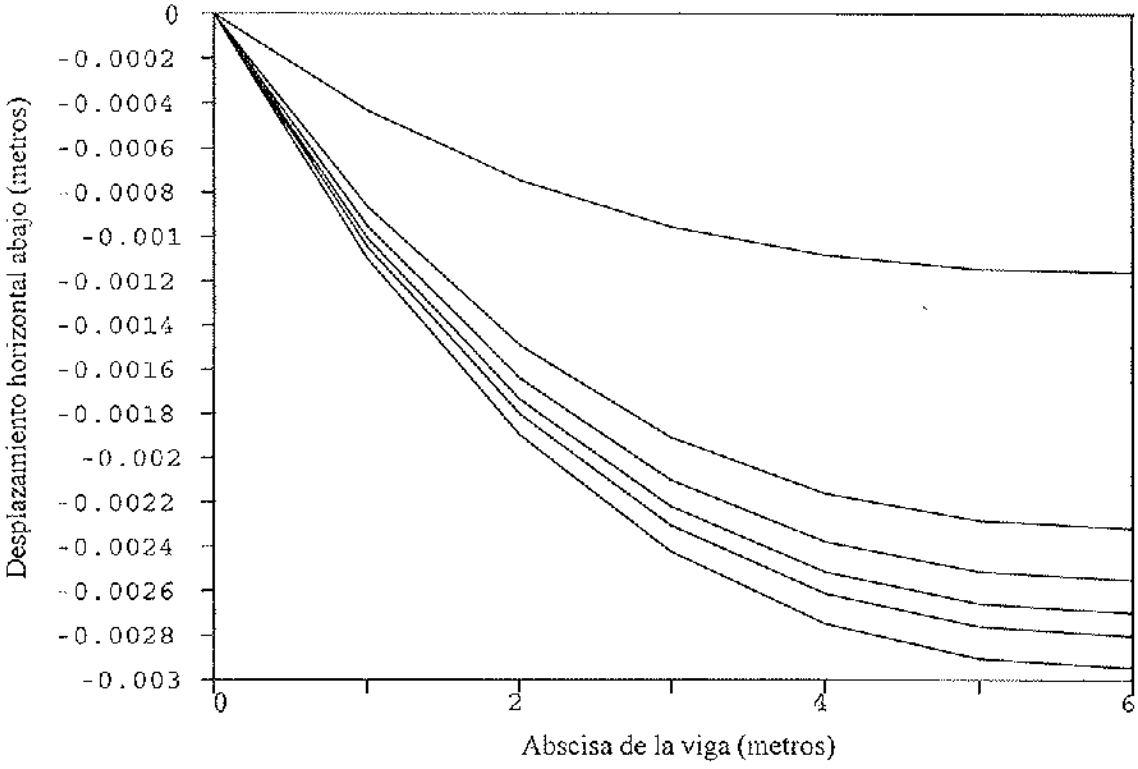


Figura 7. Desplazamiento horizontal (abajo) inicial y 62, 124, 186, 248 y 372 días después de la carga (fluencia).

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

el inicial multiplicado por el factor $1 + \varphi$.

Por supuesto, el coeficiente φ que se ha tomado es el mismo que el empleado en el análisis tridimensional, que como se sabe corresponde al Código Modelo CEB-FIP [11].

Las expresiones así obtenidas se han tabulado y se han pasado a gráficos. Los resultados se presentan en las figuras 6, 7 y 8. Como antes, los mismos se expresan en las siguientes unidades: tensiones en Mpa y desplazamientos en metros.

Las figuras 6 y 7 incluyen resultados tanto instantáneos como diferidos, con sólo fluencia. La figura 6 representa las flechas inicial y diferidas, estas últimas para los tiempos de 62, 124, 186, 248 y 372 días después de la carga; la flecha máxima inicial es –0,0166 m y la máxima en el tiempo, entre las consideradas, es –0,0422 m. La figura 7 muestra el desplazamiento horizontal de la fibra inferior de la viga, para el instante inicial, y sus valores diferidos para los mismos tiempos posteriores a la carga; su valor máximo inicial es –0,00116 m y el máximo en el tiempo, entre los considerados, es –0,00294 m.

El desplazamiento horizontal diferido de la fibra inferior de la viga, para cargas y retracción, se obtiene sumando al instantáneo, ya conocido, el debido a la retracción, que se deriva de ésta de forma inmediata para cada instante. La figura 8 muestra dicho desplazamiento para los tiempos de 62, 124, 186, 248, 310 y 372 días después de la carga; su valor máximo en el tiempo, entre los considerados, es –0,00214 m.

Al comparar los resultados de ambos procedimientos, se observa que su ajuste es muy bueno; especialmente, tal como ya se anticipó y era de esperar, en los desplazamientos (el desplazamiento lateral, perpendicular al plano de la estructura, no se contempla en la solución unidimensional).

Estructura tridimensional

Se trata de una estructura masiva o tridimensional, un bloque de hormigón de 1 m de alto, 3 m de largo y 2 m de ancho, empotrado en su base y sometido a su propio peso (carga permanente volumétrica de 2,5 t/m^3). El hormigón se supone

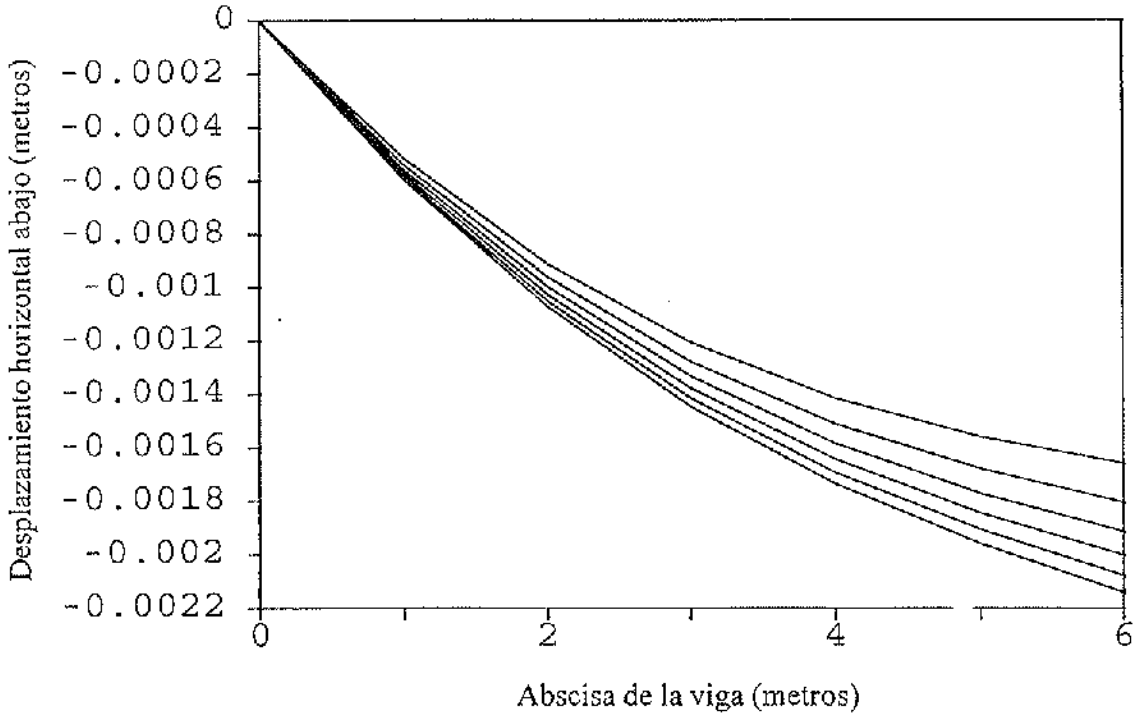


Figura 8. Desplazamiento horizontal (abajo) 62, 124, 186, 248, 310 y 372 días después de la carga (retracción).

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

asimilable a un material viscoelástico lineal, con un comportamiento por igual a compresión y a tracción, como antes (por tanto, se considera de nuevo la ausencia de fisuración). El módulo de deformación es $E_c = 210.000$ Kp/cm^2 y ν es 0,2.

La malla de elementos finitos tomada consta de tan sólo seis elementos, según se aprecia en la zona superior izquierda de las figuras 9 a 16, que ilustran los resultados de este ejemplo, los cuales se expresan, asimismo, en Mpa y metros. Una vez más, cada elemento tiene veinte nodos.

Como se adelantó al principio del apartado, para este ejemplo se han empleado las dos opciones que extrapolan la fluencia unidimensional a tres dimensiones, mostradas anteriormente.

Con objeto de evaluar el alcance del procedimiento y tener más elementos de comparación de las dos opciones de fluencia, se han analizado dos situaciones: actuación sólo del peso propio de la estructura, por un lado, y actuación sólo de la retracción del hormigón, por otro. En cada una de ellas se han contemplado, a su vez, tres casos, tal como se indica a continuación.

Para la situación de peso propio se han estudiado el caso sin fluencia (instantáneo) y dos casos con fluencia (diferidos), empleando para ésta en uno la aproximación sobre tensiones y en el otro la aproximación sobre deformaciones.

Para la situación de retracción se han estudiado el caso sin fluencia (diferido con retracción sola) y, de nuevo, los dos casos con fluencia (diferidos), empleando tanto la aproximación sobre tensiones como la aproximación sobre deformaciones.

Los intervalos considerados en los casos diferidos son asimismo 12, de 31 días cada uno, llegando así hasta un tiempo de 372 días.

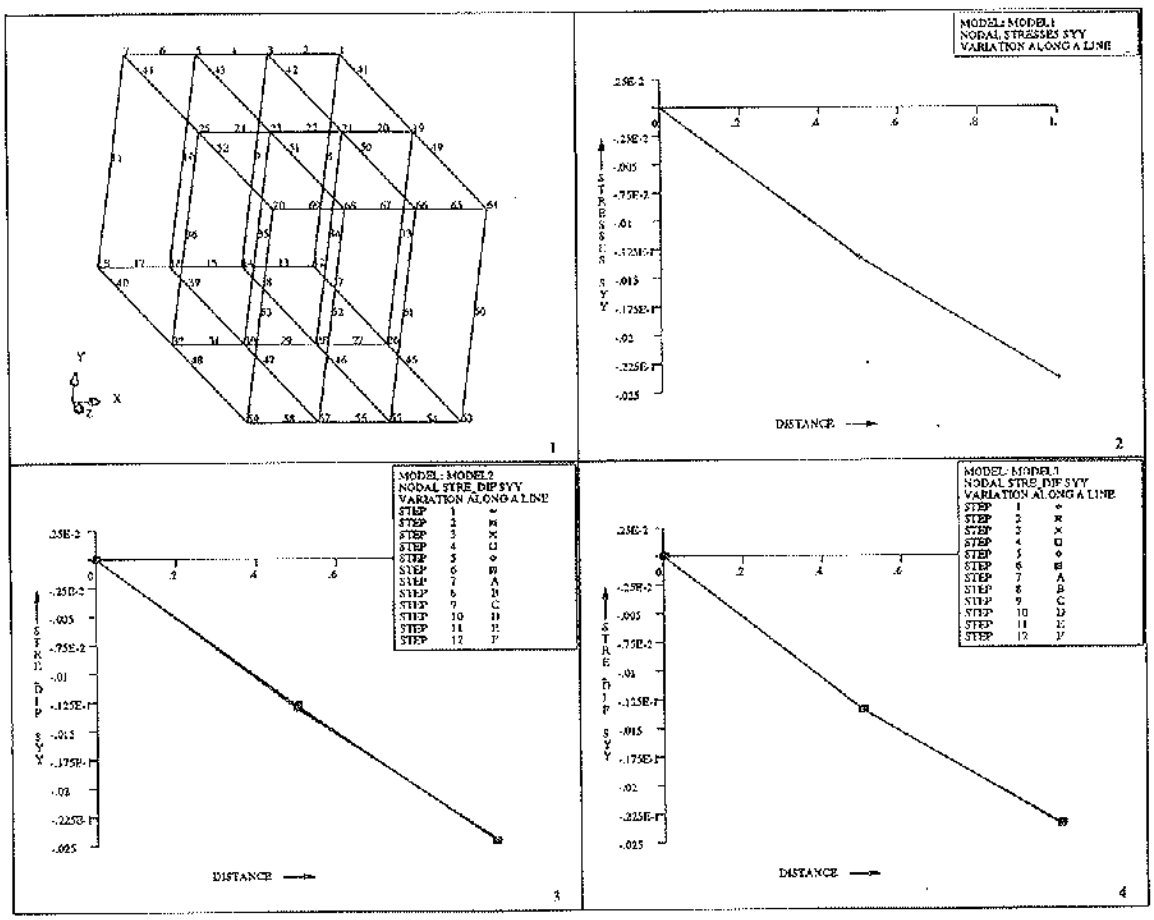


Figura 9. Tensión vertical σ_y de arriba hacia abajo (nodos 21, 34 y 28).

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Peso propio

Los resultados obtenidos para los tres casos de peso propio se presentan en las figuras 9 a 13, cada una de ellas relativa a la misma variable, en un mismo lugar (nodo). La disposición de cada figura es la siguiente: 1) en la zona superior izquierda se muestra la malla y la numeración de nodos; 2) en la zona superior derecha, el caso sin fluencia; 3) en la inferior izquierda, el caso con la aproximación de fluencia sobre tensiones; y 4) en la inferior derecha, el caso con la aproximación de fluencia sobre deformaciones.

Lo primero que destaca en estos resultados es que, como muestra la figura 9, la tensión vertical σ_y, de arriba hacia abajo (en este caso, a lo largo de la línea formada por los nodos 21, 34 y 28), responde a lo esperado, creciendo la compresión hacia abajo de forma lineal con el peso propio hasta un valor del orden de –0,025 MPa (≅ - 2,5 t/m^2). Como se trata de una tensión de equilibrio en una dirección sin obstáculos al movimiento, en los casos con fluencia las líneas relativas a los intervalos tomados se superponen sobre la inicial; no habiendo por tanto redistribución de esta tensión, lo que también era esperable.

Las figuras 10, 11 y 12 presentan la tensión horizontal σ_x en la dirección x, a tres alturas, respectivamente, base del bloque (sobre la línea que va del nodo 26 al 32), altura intermedia (línea entre nodos 33 y 36) y cara superior (línea entre nodos 19 y 25).

Al contrario que la anterior σ_y, esta σ_x es una tensión de compatibilidad, por lo que, en principio, es esperable una cierta redistribución de la misma en los casos con fluencia. Pues bien, en tales figuras se confirma que, en efecto, cuando se emplea la aproximación de fluencia sobre deformaciones, no se produce redistribución de tensiones en el tiempo o ésta es mínima (se trata entonces de un error numérico; como se ve en la figura 10, tal

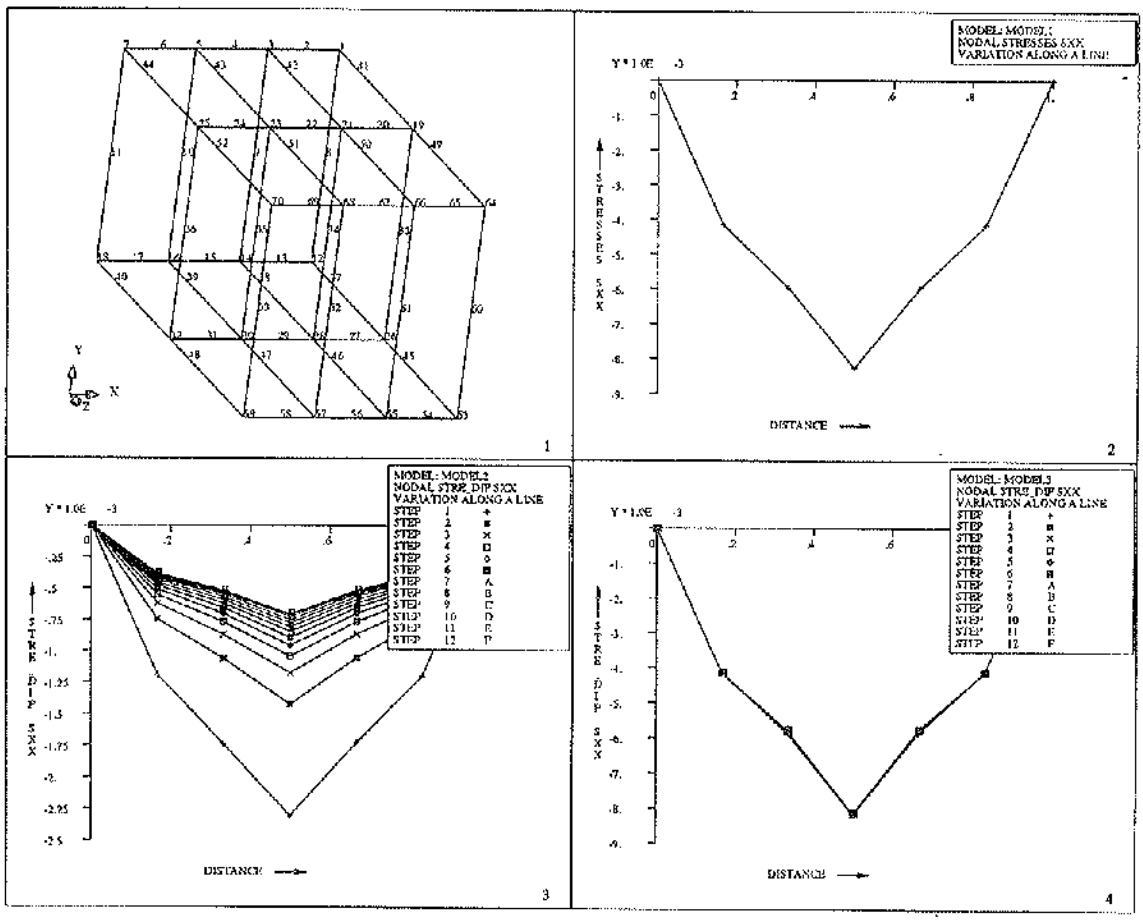


Figura 10. Tensión horizontal σ_x en la base (nodos 26 al 32).

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

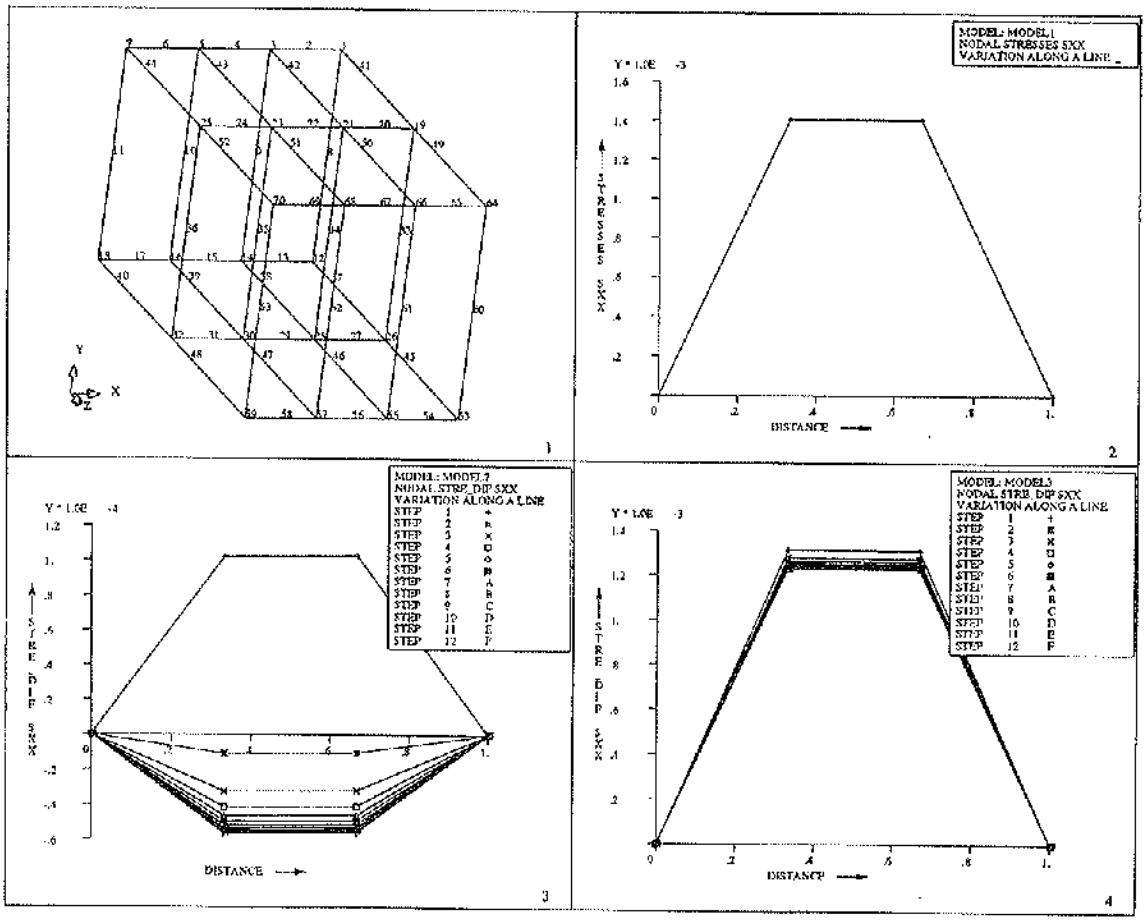


Figura 11. Tensión horizontal σ_x en la zona intermedia (nodos 33 al 36).

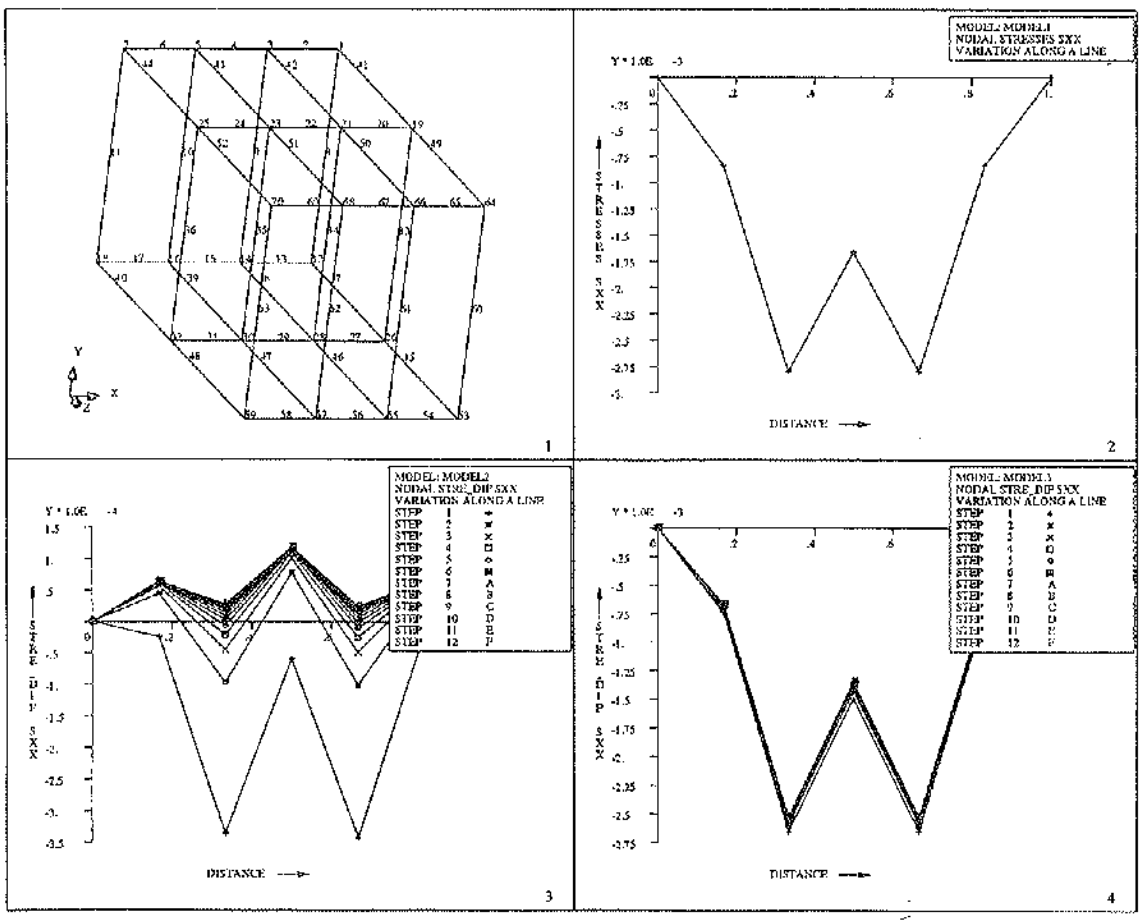


Figura 12. Tensión horizontal σ_x en la cara superior (nodos 19 al 25).

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

error no existe en la base del bloque, lo que se debe a que ahí las condiciones de borde fuerzan a que la deformación sea nula). Sin embargo, sí existe tal redistribución, con relajación de tensiones, incluso con cambio de signo en algunos casos, al utilizar la aproximación sobre tensiones.

Lo mismo ocurre, por supuesto, en la otra dirección horizontal, la z, para la tensión σ_z, como se ha podido comprobar (aunque no se presenta por ahorro de espacio).

En cuanto a los desplazamientos, según se aprecia en la figura 13 para el desplazamiento vertical de la cara superior (sobre la línea que va del nodo 19 al 25), como asimismo era de esperar los resultados no sólo son muy parecidos para ambas opciones de fluencia (la relativa a tensiones tiende a aplanar más la ley), sino que también crecen en el tiempo de forma más o menos proporcional al coeficiente φ . Se sabe que esta proporcionalidad es exacta en el caso de la opción de fluencia sobre deformaciones. Lo mismo ocurre para otros desplazamientos.

Retracción

Los resultados relativos a los tres casos de retracción se muestran en las figuras 14 a 16, con la misma disposición que antes.

Para esta situación no resulta tan fácil ver las diferencias de resultados entre ambas opciones de fluencia.

Las tensiones que resultan en ambos casos son bastante parecidas, mostrando, como era esperable, una clara relajación respecto al caso de retracción sola (sin fluencia). Las figuras 14 y 15, relativas a la tensión vertical σ_y, de arriba hacia abajo (una vez más, a lo largo de la línea formada por los nodos 21, 34 y 28), y a la

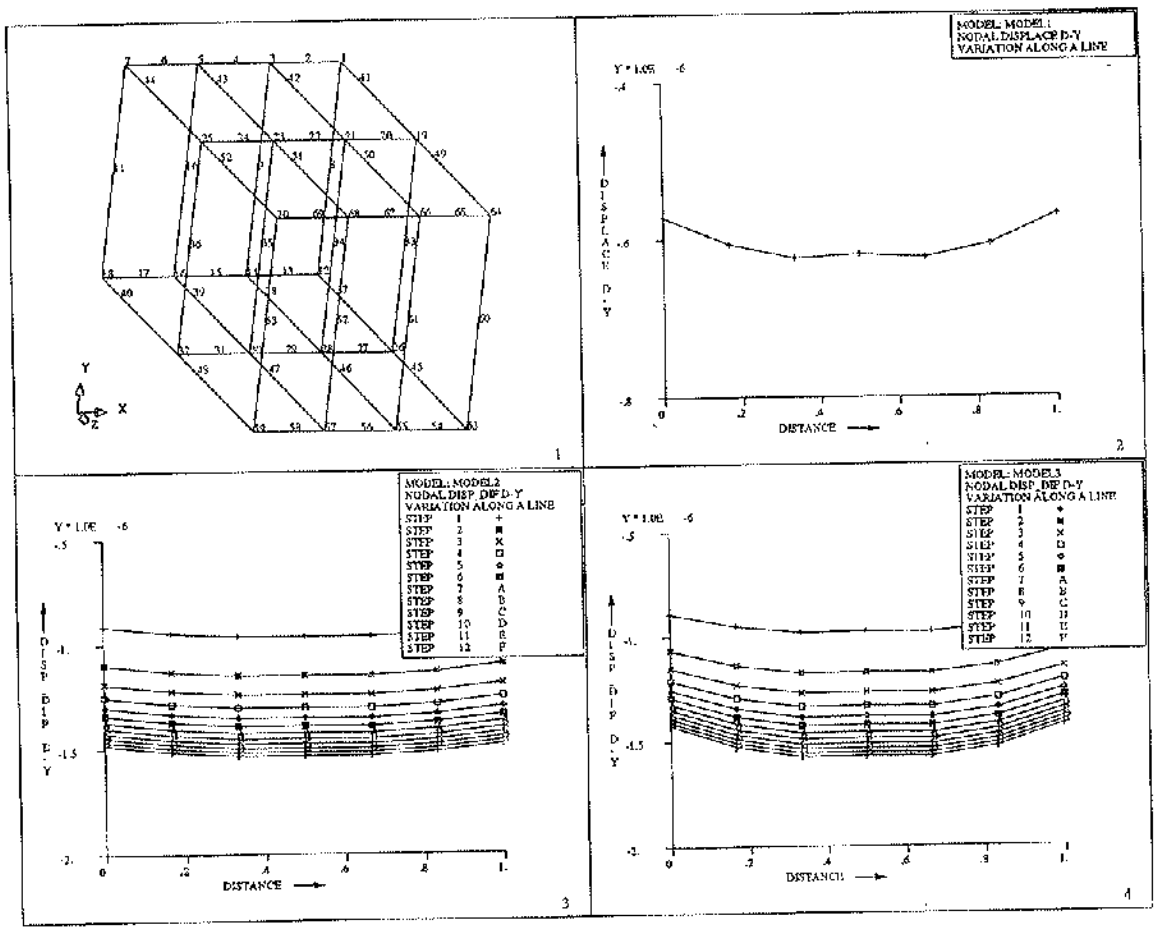


Figura 13. Desplazamiento vertical de la cara superior (nodos 19 al 25).

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

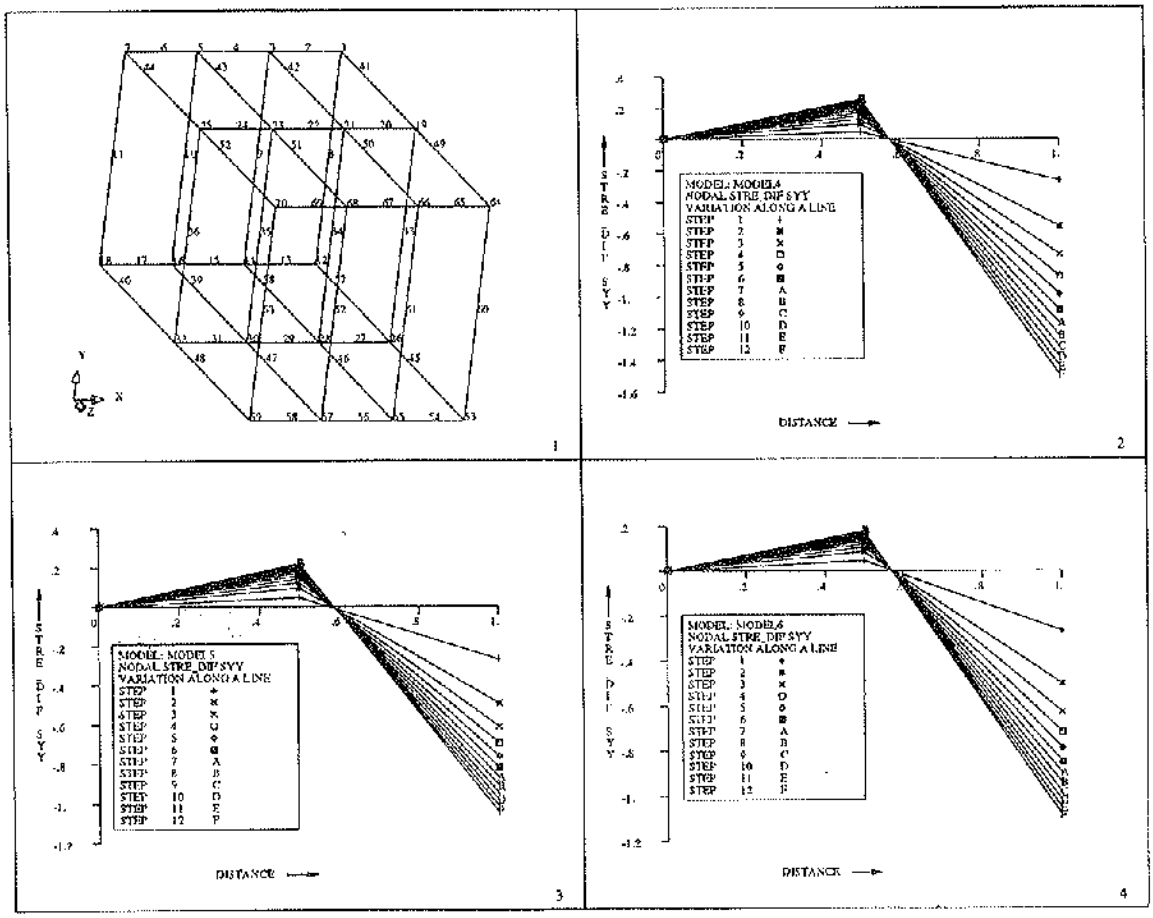


Figura 14. Tensión vertical σ_y de arriba hacia abajo (nodos 21, 34 y 28).

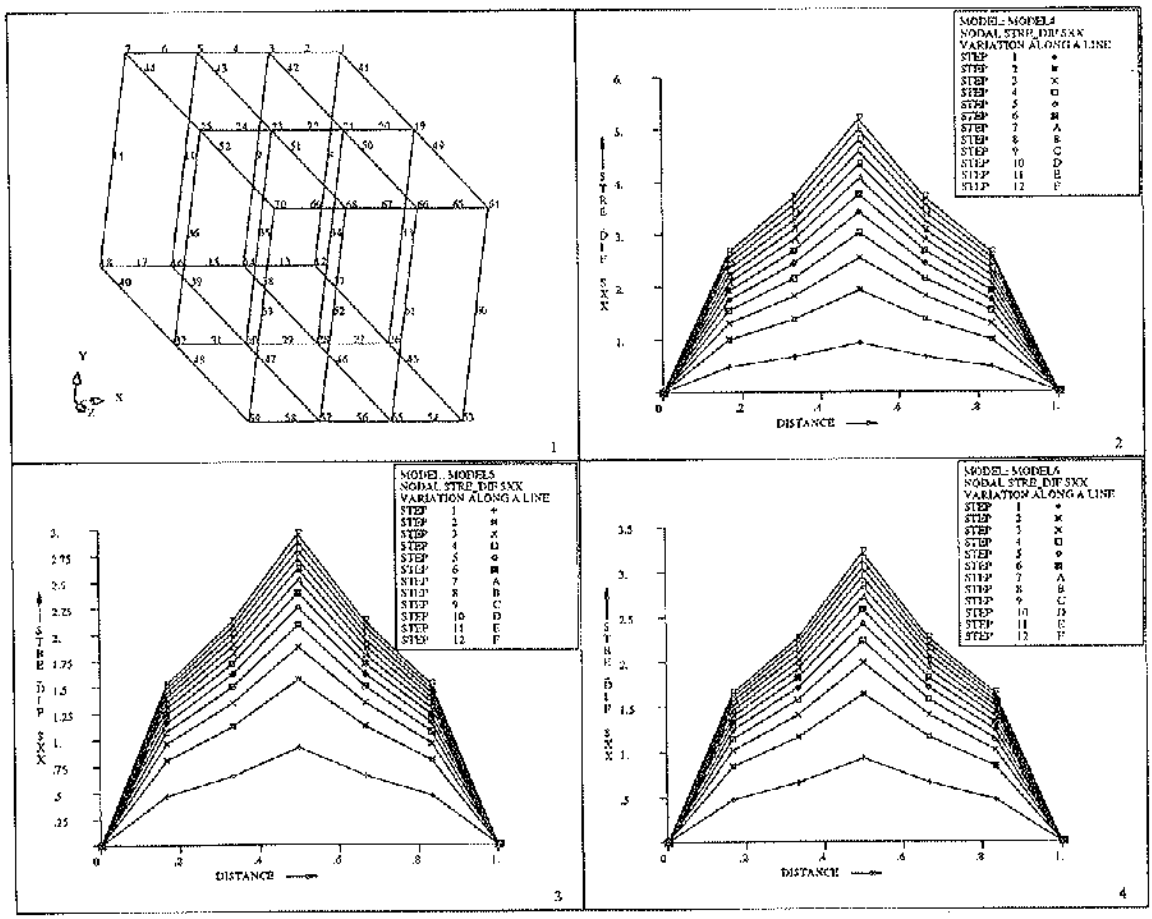


Figura 15. Tensión horizontal σ_x en la base (nodos 26 al 32).

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

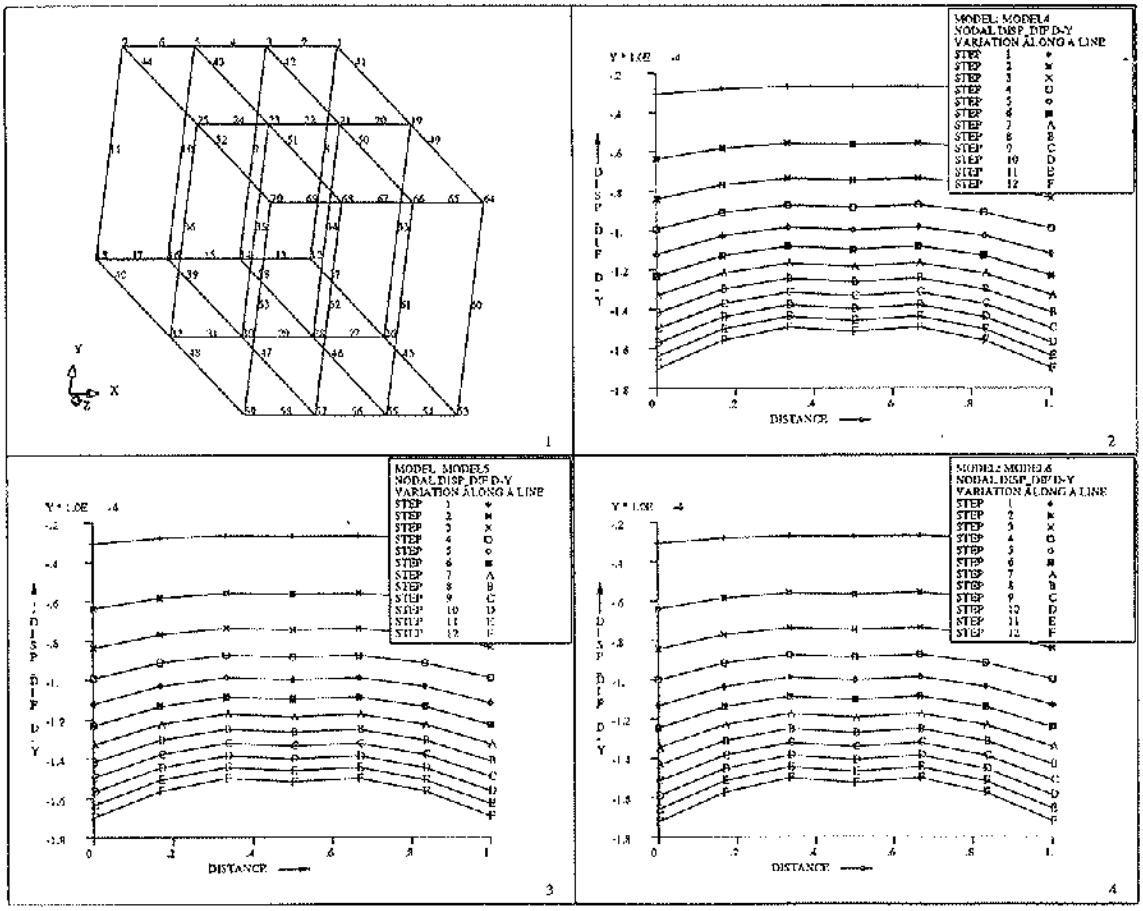


Figura 16. Desplazamiento vertical de la cara superior (nodos 19 al 25).

tensión horizontal σ_x, en la base del bloque (sobre la línea que va del nodo 26 al 32), respectivamente, dan buena prueba de ello.

Como se aprecia en la figura 16 para el desplazamiento vertical de la cara superior (línea que va del nodo 19 al 25), los desplazamientos de ambas opciones no sólo se parecen mucho entre sí sino que son muy cercanos a los que resultan para retracción sola, confirmando asimismo lo previsto. Se sabe que los últimos son iguales a los de la opción de fluencia sobre tensiones; pero, con la precisión que ofrecen las figuras, no es posible distinguir bien lo dicho. Para otros desplazamientos ocurre lo mismo que para el mostrado.

Por problemas de espacio, no se presentan más resultados. Aunque en cada nodo se dispone de los valores de todos los desplazamientos y tensiones, los resultados mostrados parecen suficientes para comprobar el alcance y la precisión (que se muestra muy buena) del procedimiento propuesto, junto con las consecuencias de emplear una u otra opción para la fluencia.

5. CONCLUSION

Las estructuras masivas de hormigón, y particularmente las presas, se ven sometidas, a lo largo del tiempo, a deformaciones debidas a la retracción y la fluencia del material, que actúan en todas direcciones y generan tensiones al encontrarse restringidas por el fuerte hiperestatismo interno (y, en ciertas zonas, también externo) propio de estas estructuras; por lo que ambas propiedades diferidas interaccionan entre sí. Por otro lado, durante la construcción de estas obras, que suele llevar consigo una evolución de esquema estructural (con redistribuciones adicionales de tensiones en el tiempo), tales

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

propiedades alcanzan valores importantes e interaccionan además con los efectos térmicos del calor de fraguado, también importante.

Estos efectos diferidos, no despreciables normalmente, deben considerarse en el análisis de estas estructuras para su proyecto y construcción, por supuesto dentro del marco tridimensional. Un aspecto muy importante al respecto es prever y, en lo posible, evitar la fisuración del hormigón, que aparece para tracciones bastante bajas.

En este trabajo se ha propuesto un procedimiento general de análisis tridimensional en el tiempo, por retracción y fluencia, tomando las deformaciones debidas a ellas como acciones geométricas y, por tanto, fuera del modelo del material propiamente dicho. El procedimiento se plasma en un proceso paso a paso en el tiempo, cuyo método de cálculo es el de los elementos finitos a partir del funcional de Reissner, utilizando elementos finitos isoparamétricos mixtos. Todo lo cual presenta grandes ventajas para el propio proceso de cálculo y para su precisión, con lo que el procedimiento resulta muy eficiente.

La fluencia se ha formulado mediante dos aproximaciones basadas en un solo coeficiente, extrapolaciones ambas del comportamiento unidimensional a tres dimensiones, una expresada directamente sobre las deformaciones y la otra sobre las tensiones.

En relación con estas aproximaciones, se han analizado asimismo diversas propiedades de carácter teórico, muy interesantes de cara a la previsión de ciertos resultados prácticos.

Para comprobar el alcance y la precisión del procedimiento, y las consecuencias de emplear una u otra aproximación de fluencia, se han presentado dos ejemplos: una viga en voladizo, tratada tanto tridimensionalmente con el procedimiento propuesto como unidimensionalmente con la solución analítica bien conocida, lo que ha permitido validar el procedimiento; y un bloque, estructura tridimensional que ha permitido evaluar las diferencias existentes, a escala estructural, entre las dos aproximaciones de fluencia contempladas.

Los resultados de ambos ejemplos no sólo demuestran una gran consistencia, sino que también muestran una gran precisión, especialmente en los desplazamientos, como era de esperar, ya que concuerdan muy bien con las previsiones teóricas y con las soluciones bien conocidas (en el caso de la viga). Asimismo, en lo que atañe al uso de una u otra aproximación para la fluencia, en el caso del bloque los resultados estructurales son en general bastante similares, pero localmente pueden existir diferencias apreciables en las tensiones (las de compatibilidad), incluso muy importantes, lo que es significativo en cuanto a la previsión de la eventual fisuración del hormigón. A este respecto, conviene recordar que la opción sobre tensiones es más ajustada al comportamiento real en tres dimensiones del hormigón [12] (precisamente dicha opción fue propuesta en el trabajo referenciado).

En el futuro, se pretende incluir ya la fluencia en el procedimiento de análisis propuesto a través de formulaciones propiamente tridimensionales, basadas en dos coeficientes de fluencia.

REFERENCIAS

1. **H. Tottenham** and **C. Brebbia** (eds.). *Finite Element Techniques in Structural Mechanics*. Stress Analysis Publishers. Southampton, 1971.

2. **G. Strang** and **G. Fix.** *An Analysis of the Finite Element Method*. Prentice-Hall. 1973.

3. **Z.P. Bažant** and **S. T. Wu.** Dirichlet Series Creep Function for Ageing Concrete. *Journal of the Engineering Mechanics Division* (ASCE), Vol. 99, EM2 (pp. 367-387). N.Y., 1973.

4. **J. Murcia.** *Análisis en el tiempo de estructuras hiperestáticas de hormigón pretensado*. Monografía del Instituto "E. Torroja" nº 325. CSIC. Madrid, 1975.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

5. **O. Zienkiewicz** and **R.L. Taylor.** *The Finite Element Method.* Vol. McGraw-Hill. London, 1988.

6. **CEB (Müller, H.S., Hilsdorf H.K. et al.).** *Evaluation of the Time Dependent Behavior of Concrete.* Bulletin d'Information nº 199. Comité Euro-International du Béton (CEB). Lausanne, 1990.

7. **L.M. Bozzo** y **J. Murcia.** Análisis de placas sometidas a deformaciones impuestas, empleando una formulación de elementos finitos mixtos. *Hormigón y Acero* nº 188 (pp. 49-59). Madrid, 1993.

8. **L.M. Bozzo.** *Análisis, diseño y optimización de placas empleando elementos finitos mixtos.* Monografía CIMNE nº 24. Barcelona, 1994.

9. **L.M. Bozzo.** *Análisis por deformaciones impuestas de sólidos empleando elementos finitos mixtos.* Documento interno del proyecto sobre presas. Barcelona, 1994.

10. **J. Murcia** y **L.M. Bozzo**. Análisis diferido de placas de hormigón armado y pretensado empleando elementos finitos mixtos. *Hormigón y Acero* nº 194 (pp. 17-28). Madrid, 1994.

11. **CEB-FIP.** *Código Modelo CEB-FIP 1990 para hormigón estructural.* Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, GEHO-CEB y ATEP. Madrid, 1995.

12. **J. Murcia.** Formulaciones tridimensionales de la retracción y la fluencia del hormigón. Significado y errores de las extrapolaciones unidimensionales de la fluencia. *Hormigón y Acero* nº 197 (pp. 77-90). Madrid, 1995.

AGRADECIMIENTOS

Este artículo es fruto de los trabajos ligados al proyecto de investigación DGICYT PB90-0611 *Comportamiento térmico de presas de hormigón*, financiado por el Plan Nacional de I + D, que concluyó oficialmente en Agosto de 1994. Los autores formaron parte del equipo del proyecto y estuvieron por ello en comisión de servicios en el Departamento de Ingeniería de la Construcción de la UPC (Escuela T. S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona), por convenio entre el CSIC y la UPC. Todo lo cual se desea reconocer desde aquí, con el agradecimiento a las mencionadas instituciones.

RESUMEN

Las estructuras masivas de hormigón, y en particular las presas, sufren deformaciones diferidas, por retracción y fluencia, en todas direcciones, que normalmente generan tensiones. Además, durante su construcción (que suele suponer una evolución del esquema estructural, con redistribuciones de tensiones adicionales), dichas deformaciones son importantes e interaccionan con el calor de fraguado, también importante. Estos efectos en el tiempo, han de tenerse en cuenta en su proyecto y construcción, dentro del marco tridimensional, tratando de evitar la fisuración del hormigón.

En este trabajo se ha propuesto un procedimiento general de análisis tridimensional en el tiempo, por retracción y fluencia, tomando sus deformaciones como acciones geométricas (fuera, por tanto, del modelo del material en sí) y empleando elementos finitos mixtos a partir del funcional de Reissner. Todo ello se muestra muy ventajoso, con lo que el procedimiento resulta, en conjunto, muy eficiente.

La fluencia del hormigón se ha aproximado con dos extrapolaciones a tres dimensiones del comportamiento unidimensional, una que se expresa directamente sobre deformaciones y la otra sobre tensiones. Se han estudiado, asimismo, diversas propiedades teóricas de ambas, muy interesantes paras la previsión de ciertos resultados prácticos.

El alcance y la precisión del procedimiento, y las diferencias estructurales al tomar una u otra opción para la fluencia, se

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

han evaluado con dos ejemplos: una viga simple, tratada en tres dimensiones con el procedimiento, y en una dimensión con la solución clásica (validación del procedimiento propuesto); y un bloque (comparación, a escala estructural tridimensional, entre ambas opciones de fluencia).

Los resultados de los ejemplos muestran gran consistencia y precisión, concordando muy bien con las previsiones teóricas y, en su caso, con la solución de viga. Los resultados del bloque para las dos opciones de fluencia son en general bastante similares, con fuertes diferencias locales en las tensiones, cosa significativa de cara a prever la indeseable fisuración del hormigón.

SUMMARY

Massive concrete structures, and particularly concrete dams, suffer delayed deformations in all directions, due to shrinkage and creep, which normally generate stresses. Besides, during their construction process (in general, implying changes in structural configuration and aditional stress redistributions), creep and shrinkage are important and interact with heat of hydration. Normally, all these effects are not negligible and must be considered for design and construction, trying to prevent concrete cracking.

In this work, a general procedure for 3-dimensional (3-D) time-dependent analysis of creep and shrinkage is proposed. Creep and shrinkage deformations are taken as geometrical actions and, so, considered out of the material model itself. Mixed finite elements based on the Reissner functional are employed. These aspects have important advantages, implying an efficient procedure.

Two approaches of concrete creep, consisting of extrapolations of one-dimensional creep behaviour to 3-D, have been adopted (one is directly expressed in strains and the other in stresses). Several theoretical properties, very interesting for the prevision of certain practical results, have also been studied.

For evaluating the procedure and its precision, as well as the structural differences when taking one creep approach or another, two examples have been presented: a simple beam, dealt both in 3-D by the proposed approach and in 1-D by the classical beam solution (validation of the procedure), and a block (comparison, at 3-D structural level, between both creep options).

The results from various examples show to be very consistent and precise, according very well with theoretical previsions and with the beam solution. Results for the concrete block using both creep approaches are in general rather similar, but differences in stresses can be locally strong, what is significant facing the prevision of concrete cracking.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

SEMINARIO EE.UU.-EUROPA SOBRE "INGENIERIA DE PUENTES"
Evaluación, gestión y reparación
Barcelona, 15, 16 y 17 de julio de 1996

El Seminario EE.UU.-Europa sobre "Ingeniería de Puentes" tiene como tema específico la evaluación, gestión, mantenimiento y reparación de puentes. En muchos países, el número de puentes que sufren procesos avanzados de deterioro es superior al volumen de nuevos puentes construidos. En los años futuros, en los países desarrollados habrá, previsiblemente, más puentes que mantener y reparar, que nuevos puentes que construir. Los costes estimados de mantenimiento, reparación y refuerzo son prohibitivos y serán un lastre importante en la economía de cada país. Para evitar altos costes de mantenimiento y reparación, la evaluación debe revelar, de manera precisa, la capacidad funcional y estructural del puente. Además, las técnicas de reparación se deben optimizar; y los trabajos, priorizar de acuerdo con las limitaciones presupuestarias existentes.

Esta es una problemática que se ha abordado ya a nivel internacional en varias ocasiones. Tanto en Europa como en Estados Unidos se han llevado a cabo, recientemente, numerosos estudios relativos a las técnicas de diagnóstico, evaluación y reparación de puentes. Asímismo, en los últimos años, se han realizado interesantes experiencias de Sistemas de Gestión Integral de Puentes. No obstante, los resultados de todas estas investigaciones nunca se han recogido de manera global.

El objetivo del Seminario es revisar y recoger todas estas experiencias y los métodos más recientes desarrollados en Estados Unidos y Europa en relación con Sistemas de Gestión, Técnicas de Auscultación, Procesos de Degradación de Materiales, Métodos de Evaluación Basados en la Fiabilidad Estructural y Nuevos Materiales y Técnicas Modernas de Reparación, con el objeto de que sirvan de base para el desarrollo de las metodologías más adecuadas de evaluación, gestión y reparación de puentes. El Seminario pretende desarrollar el estado actual de estos temas tal como se conciben desde las perspectivas europea y norteamericana. Asimismo, servirá para identificar futuros campos de colaboración y de proyectos conjuntos de investigación y desarrollo.

El Seminario será un punto de encuentro donde Administraciones, proyectistas, constructores e investigadores puedan comentar y discutir sobre los problemas que se plantean en la evaluación y reparación de puentes, así como los métodos más adecuados para resolverlos.

El Seminario se celebrará, en Barcelona, del 15 al 17 de julio de 1996, en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Los idiomas oficiales serán el español y el inglés. Habrá un servicio de traducción simultánea.

En el Seminario habrá cinco Sesiones Plenarias, con cinco Sesiones Paralelas y dos Mesas Redondas. En las Sesiones se tratarán los siguientes temas:

–Sistemas de Gestión de Puentes.
–Métodos de inspección no destructivos.
–Procesos de degradación de materiales.
–Métodos de evaluación estructural.
–Nuevos materiales y métodos de reparación.

Y en las Mesas Redondas:

–Experiencias americana y europea sobre sistemas de gestión de puentes.

–Futuras líneas de investigación y colaboración entre Estados Unidos y Europa en materia de puentes.

Los interesados en recibir mayor información, deberán dirigirse a:

Seminario EE.UU.-Europa sobre "Ingeniería de Puentes"

Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería
Edificio C1. Campus Norte UPC
Gran Capitán, s/n
08034 Barcelona, España
Tel.: (93) 401 60 37
Fax: (93) 401 65 17

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

457-8-186

El documento nacional de aplicación del Eurocódigo 4. Un guiso de normas[1)]

Miguel Gómez Navarro
y Peter Tanner
Ingenieros de Caminos, ESTEYCO, Madrid

1. INTRODUCCION

Dentro del plan desarrollado por el Cómite Europeo de Normalización se aprobó, en octubre de 1992, el borrador definitivo de la Parte 1.1 del Eurocódigo 4, *Dimensionamiento de estructuras mixtas de hormigón y acero. Reglas generales y reglas para edificación*, como Prenorma Europea Experimental, ENV 1994-1-1:1992 [1]. Se preveía un período inicial transitorio de tres años para su uso como norma experimental, durante el cual las normas de cada país coexistieran con la norma europea común. Este período se ha prorrogado hasta finales de 1998, y mientras tanto, se recogerán las sugerencias que surjan de su utilización por los técnicos de todos los países, para debatirlas y modificar el texto antes de su aprobación definitiva, como Norma Europea, en dicha fecha.

Para facilitar la aplicación de las Prenormas en este período, se propone la redacción de los Documentos Nacionales de Aplicación (DNA). Los tres objetivos fundamentales de los DNAs deben ser:

- cubrir las lagunas debidas a la ausencia de algunas normativas europeas, a las que se hace referencia en la Prenorma,
- servir como guía de utilización para la utilización de la Prenorma,
- definir los valores recuadrados, que son valores de determinados coeficientes relativos a la seguridad, que a pesar de tener unos valores indicativos en el texto original, cada país puede modificar.

En España se están elaborando, en la actualidad, los DNAs de las Partes 1.1 de los Eurocódigos 2 [2], 3 [3] y 4 [1]. La Comisión V, *Estructuras mixtas* del GEHO (Grupo Español del Hormigón), a través de su grupo de trabajo *Eurocódigo 4*, ha redactado una propuesta de DNA [4] para el EC-4 [1], para su aprobación por parte de la Comisión Permanente del Hormigón. La ausencia de normativa propia de estructuras mixtas en nuestro país, la falta de tradición, salvo notabilísimas excepciones, en el terreno de la edificación con estructura mixta, y el hecho de que algunos documentos imprescindibles para la aplicación del EC-4 no estén todavía disponibles, ha hecho que este trabajo tenga algunas peculiaridades. A eso se añade la dificultad de que el dimensionamiento de estructuras, según los Eurocódigos, está basado en principios y métodos no muy extendidos en nuestro país (métodos probabilistas, razonamientos en términos de situaciones de riesgo (*hazard scenarios*), etc.).

De los documentos que se están todavía terminando de redactar, o que aún no están a disposición de los técnicos, desta-

1) Según la ponencia del segundo autor en la 3ª reunión de la Comisión V *Estructuras Mixtas* del Grupo Español del Hormigón (GEHO), celebrada el 21-12-94 en Madrid.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

can los relativos a las bases de cálculo y a los valores de las acciones, incluidos en el Eurocódigo 1 en sus diferentes apartados [5,6,7,8,9]. Esto ha hecho necesario revisar la normativa española de acciones, a la luz de los criterios de seguridad estructural preconizados por los Eurocódigos y las normativas modernas, dando lugar a un documento de marcado carácter transitorio, con vistas al uso global del cuerpo normativo europeo en nuestro país. El presente artículo puede entenderse como un documento de fondo del DNA del EC-4, cuyo objeto consiste en explicar los motivos que han llevado al enfoque actual del documento propuesto. El artículo se estructura de manera que, en el capítulo 2, están resumidos algunos principios del proceso de dimensionamiento de estructuras en general. El cálculo estructural forma parte de este proceso, aunque no es la primera ni la única actividad necesaria para llevar a cabo con éxito un dimensionamiento estructural. El capítulo 3 está dedicado al cálculo, según los principios de las normativas modernas, entre ellas los Eurocódigos. En este contexto se introducen los conceptos básicos de los métodos probabilistas en que se basan los Eurocódigos. Partiendo de las conclusiones del capítulo 3, se presentan, en el capítulo 4, diferentes posibilidades para compaginar normas basadas en diferentes principios, incluyendo una valoración crítica. La más adecuada de estas posibilidades se ha adoptado en la propuesta del DNA del EC-4. En el capítulo 5, finalmente, se justifican los cambios más significativos aportados por el DNA en comparación con la práctica española habitual.

2. DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS

De modo general, el proceso de dimensionamiento de una estructura, ya sea de edificación o de obra civil, debe responder a dos objetivos primordiales [10]:

- Ofrecer al propietario de la obra una construcción que responda a sus necesidades.
- Garantizar a los usuarios un nivel de seguridad adecuado.

Es necesario un dialogo fluido e institucionalizado entre la propiedad y los técnicos encargados de la realización del proyecto, con el fin de definir claramente el uso que se va a dar a la estructura a lo largo del tiempo. El resultado de este diálogo se puede recoger en un documento denominado *Plan de utilización*, dejando así claros estos términos antes de iniciar el proceso de definición de la estructura. Este documento servirá como base para la aplicación de las medidas que permitan satisfacer el primero de los dos objetivos mencionados.

A partir del *Plan de utilización*, el ingeniero debe establecer el *Plan de seguridad* [10]. Este constituye la base de reflexión imprescindible para la definición de las medidas necesarias para garantizar que se alcanza un nivel de seguridad adecuado en la estructura considerada. Entre estas medidas figura el cálculo estructural. Dicho documento debe contener, entre otros apartados, la definición y un análisis profundo de las situaciones que pueden representar un riesgo para una estructura, una definición inequívoca de los riesgos aceptados, así como las hipótesis de cálculo necesarias para poder efectuar las verificaciones oportunas. La importancia del *Plan de seguridad* es obvia, teniendo en cuenta que hipótesis erróneas sobre las situaciones de riesgo (*hazard scenarios*) o las cargas actuantes, necesariamente conducen a resultados erróneos.

Tal y como ya se ha mencionado, existen otras medidas, además del cálculo estructural, que contribuyen a alcanzar el objetivo de "estructuras seguras". Señalamos algunas de ellas:

- Es necesaria una concepción cuidadosa que de lugar a estructuras redundantes (la rotura de un elemento no lleva al colapso total de la misma) y que sean poco sensibles a fenómenos poco conocidos o cuya evaluación sea incierta (efectos térmicos, asientos,...).
- Se deben cuidar los detalles, especialmente aquellos mediante los que se produce la introducción de cargas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

- Tanto en el proyecto como en la construcción, se debe poner especial atención en asegurar la durabilidad de la estructura, diseñando detalles que la faciliten y mediante prácticas constructivas correctas y la utilización de materiales apropiados.

- No se puede eludir un sistema de control que abarque a todas las fases del proyecto, incluyendo la concepción y el dimensionamiento de la estructura, la ejecución, su puesta en servicio y su explotación.

- Además, es indispensable la redacción, para cada estructura, de un *Plan de mantenimiento*. En él se deben recoger las inspecciones necesarias y los plazos de realización de las mismas que aseguren que la estructura se encuentra en un estado aceptable para cumplir su función. También se deben recoger las medidas que es necesario adoptar en caso de incidencias o anomalías observadas en la estructura en el curso de la realización de las operaciones de mantenimiento. La definición y la puesta en marcha de un programa de control y mantenimiento adaptado a la importancia de la estructura, es necesaria para alcanzar la duración prevista de servicio de la misma. Todo este proceso de mantenimiento también debe estar sometido a un control de calidad [11].

Todos estos aspectos son igual de importantes que los cálculos, de cara a conseguir estructuras seguras y que cumplan la función para la que se les ha construido. La abundancia y prolijidad de los cálculos, así como el hecho de que en todo lo que sigue nos referimos a ellos, no nos debe hacer olvidarlo.

3. SEGURIDAD ESTRUCTURAL: VERIFICACION MEDIANTE CALCULOS

3.1. Planteamiento

De un modo general, se puede plantear la comprobación de la seguridad de la estructura mediante la siguiente condición, que compara los valores de cálculo de la solicitación y de la resistencia:

$$S_d \leq R_d \qquad (1)$$

S_d valor de cálculo de la solicitación
R_d valor de cálculo de la resistencia.

En su forma más general, el valor de cálculo de la solicitación se puede definir, para cada situación de riesgo examinada, según la expresión:

$$S_d = S\ (G_d,\ Q_d,\ \Sigma Q_a) \qquad (2)$$

S solicitación debida a un conjunto de acciones
G_d valor de cálculo del peso propio de la estructura portante
Q_d valor de cálculo de la acción variable preponderante
ΣQ_a valor de cálculo de las acciones variables concomitantes.

El valor de cálculo de la resistencia se puede definir mediante la relación general:

$$R_d = R\ (X_d,\ a_d,\ ...) \qquad (3)$$

R resistencia de un elemento estructural
X_d valor de cálculo de las características de los materiales
a_d valor de cálculo de las dimensiones geométricas del elemento.

Los valores de cálculo de la solicitación y de la resistencia tienen en cuenta las siguientes imprecisiones de carácter aleatorio, como más adelante se explicará:

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

- las desviaciones estadísticas de los valores de las acciones,
- la representación simplificada de las acciones,
- la simplificación del modelo de las acciones que no tiene en cuenta la posible influencia recíproca debida a la simultaneidad de las acciones, ni tampoco acciones de pequeña importancia,
- las simplificaciones e imperfecciones del modelo de resistencia, y
- las imprecisiones relativas a las dimensiones de las secciones.

Para evitar malentendidos es preciso señalar que el uso de valores de cálculo de la solicitación y de la resistencia, para la verificación de la seguridad estructural, no pretende cubrir los errores groseros como pudieran ser:

- errores en los cálculos, cometidos por un ingeniero sin conocimientos y experiencia suficientes,
- acciones no contempladas en el proyecto,
- errores en la construcción (por ejemplo, interpretación errónea de los planos),
- incorrectos usos de la estructura, que conllevan sobrecargas mayores de las previstas en el momento del proyecto,
- etc.

Todos estos errores se deben evitar mediante los controles oportunos, que deben abarcar todas las fases del proyecto: la concepción, el dimensionamiento, la ejecución y la explotación de las estructuras, como ya hemos indicado en el apartado 2.

En la formulación de los Eurocódigos, las funciones que definen los valores de cálculo de la solicitación y la resistencia tienen el siguiente formato:

$$S_d = S\left(\sum_j \gamma_{Gj}\, G_{kj} + \gamma_{Q1}\, Q_{k1} + \sum_{i\geq 2} \gamma_{Qi}\, \Psi_{0i}\, Q_{ki}\right) \qquad (4)$$

$$R_d = R\left(\frac{f_y}{\gamma_a}, \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \frac{f_{sk}}{\gamma_s}\right) \qquad (5)$$

Los diferentes coeficientes γ_i se llaman coeficientes parciales de seguridad. Los coeficientes Ψ_{0i} son los coeficientes de simultaneidad para las acciones variables. El origen y significado de estos coeficientes es el objeto del presente capítulo.

Los parámetros que influyen en el cálculo de la solicitación S de un elemento o de una estructura, y de la resistencia R correspondiente, no son conocidos exactamente: se trata de variables aleatorias que no se pueden definir mediante un único valor. La incertidumbre a la hora de determinar S y R se debe, fundamentalmente, a las imprecisiones relativas a las acciones, a la resistencia y al modelo de cálculo utilizado.

a) Imprecisiones relativas a las acciones

Aunque las acciones debidas al peso propio y las cargas permanentes son, en general, bien conocidas, no ocurre lo mismo con las sobrecargas variables, que en general son difíciles de evaluar de un modo preciso y tienen un carácter fuertemente aleatorio. Como ejemplo, la figura 1 recoge la variación en el tiempo de la altura de la capa de nieve en un lugar determinado [10]: un registro continuo permite determinar el valor máximo, para cada año, durante un período determinado, en el presente caso durante 70 años. La representación de los valores máximos anuales en forma de histograma, permite poner de manifiesto el carácter aleatorio de la altura de la capa de nieve y, por tanto, de la acción correspondiente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

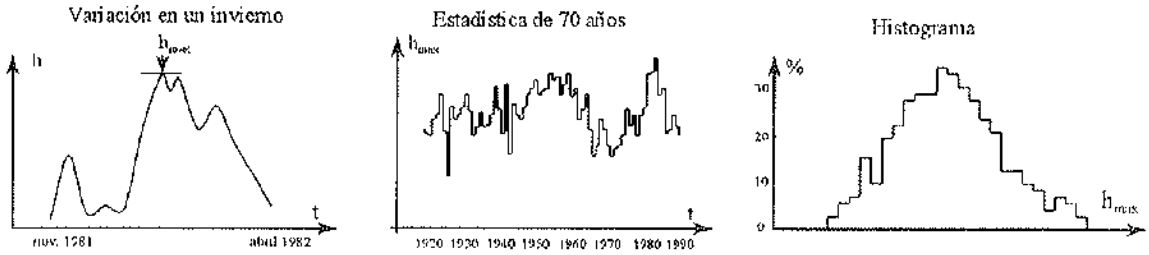


Figura 1. Ejemplo de variación estadística de la altura de la capa de nieve (según [10]).

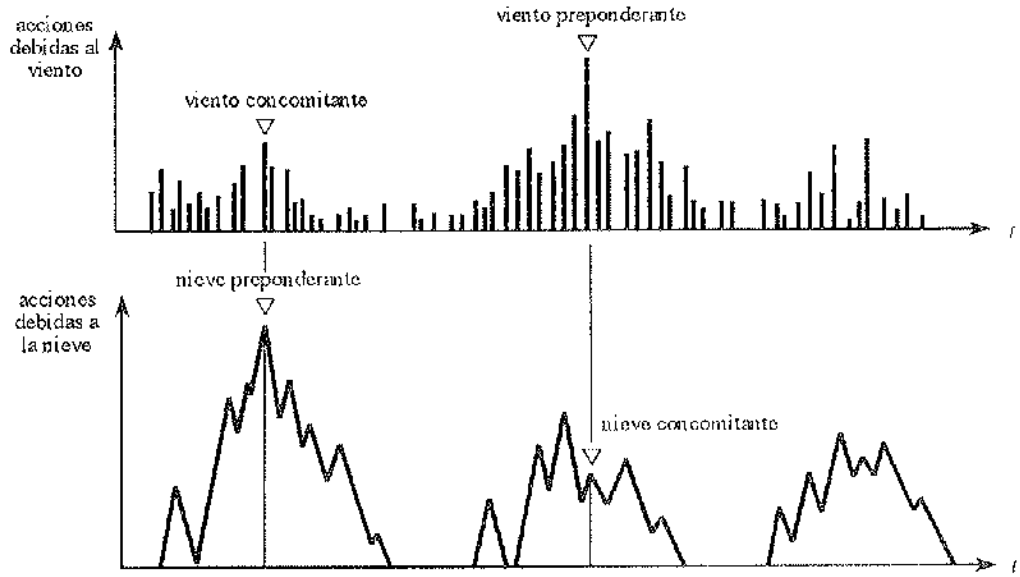


Figura 2. Actuación simultánea de diferentes acciones variables (según [10])

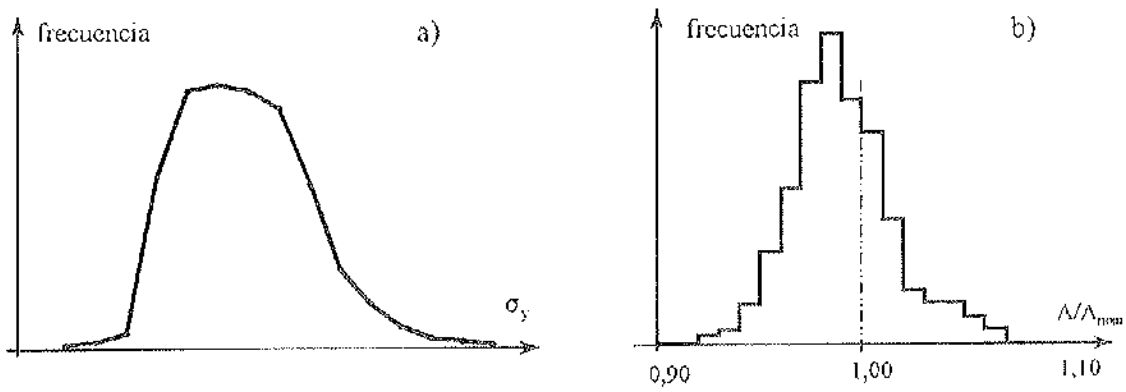


Figura 3. a) Variación estadística del límite elástico del acero y b) del área de la sección transversal de perfiles laminados (según [12]).

Por otro lado, si consideramos la actuación simultánea de varias acciones variables, parece claro que no tienen porqué aparecer en el mismo instante los valores máximos de las diferentes acciones, como se refleja en la figura 2 para las sobrecargas debidas al viento y a la nieve. Para tener en cuenta este fenómeno, aparecen los conceptos de sobrecarga preponderante y sobrecargas concomitantes, cuyos valores se reducen, respecto a los de cálculo (valores extremos), con los coefi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

cientes de simultaneidad Ψ_{0i}, como se recoge en la expresión (4). Este planteamiento permite reflejar, de un modo realista, la combinación de acciones, ya que dichos valores serán distintos según los distintos estados límite considerados.

b) Imprecisiones relativas a la resistencia

Es claro que las dos variables que influyen principalmente en la variación de la resistencia de una pieza, la geometría y las características mecánicas de los materiales, son también variables aleatorias, aunque su dispersión en general esté más acotada. Esto se debe, fundamentalmente, al control de calidad que se lleva a cabo sobre los materiales y la geometría. Sin embargo, las características de los materiales, determinadas mediante ensayos, así como las dimensiones geométricas, varían de un elemento a otro, o incluso de una zona a otra del mismo elemento. La figura 3.a) representa la variación del límite elástico del acero, y la 3.b) la del área de la sección transversal de perfiles laminados [12].

Finalmente, hay que tener en cuenta también las imprecisiones inherentes a los procedimientos de montaje (tolerancias de ejecución, diferencias entre planos y ejecución).

c) Imprecisiones relativas a los métodos de cálculo

Por último, existe una incertidumbre acerca de los métodos de cálculo, debido a las simplificaciones que ineludiblemente es necesario realizar para estudiar los fenómenos. Es necesario realizar simplificaciones, tanto al definir el sistema estático con el que se calculan los esfuerzos, como al estudiar los mecanismos resistentes de las secciones y las piezas, así como al modelizar las cargas que actúan sobre las estructuras. A mayor complejidad del fenómeno, mayor grado de simplificación y, también, mayor incertidumbre.

De todo lo anterior se deduce que los parámetros que intervienen en un cálculo estructural son variables, o más precisamente, variables estocásticas en el tiempo y en el espacio. Para tener en cuenta el carácter aleatorio de las solicitaciones y de la resistencia de una estructura, es necesario recurrir a un análisis probabilista.

3.2. Métodos probabilistas

Si planteamos un análisis probabilista, la solicitación, S, y la resistencia, R, de la estructura, en un determinado punto de la misma, se pueden representar mediante variables aleatorias, cuyas funciones de densidad de probabilidad se representan en la figura 4. De este modo se simplifica considerablemente el problema, ya que, como únicas variables se consideran R y S. Las curvas S y R se solapan, lo que significa que, para determinadas combinaciones de solicitaciones y resistencias, la estructura puede fallar ya que S puede ser superior a R: la probabilidad de que colapse la estructura es superior a cero.

La verificación de la seguridad de una estructura se efectúa comparando el valor de la solicitación, S, con el de la resistencia, R, o sea verificando la relación general

$$S \leq R \qquad (6)$$

Esta condición se puede escribir en la forma

$$Z = R - S \geq 0 \qquad (7)$$

Si suponemos que S y R corresponden a distribuciones normales, con medias m_S, m_R y desviaciones típicas s_S, s_R, la nueva variable Z también tiene una distribución normal, con los siguientes parámetros:

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

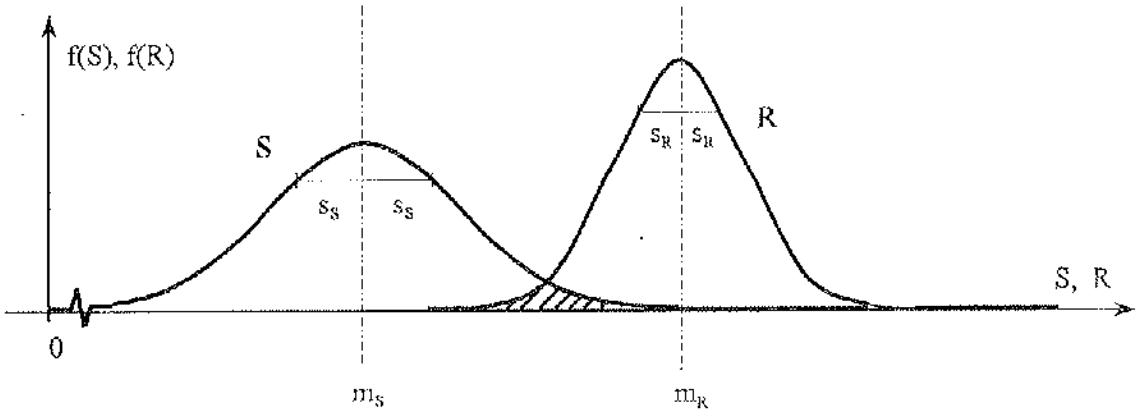


Figura 4. Funciones de densidad de probabilidad de la solicitación y de la resistencia.

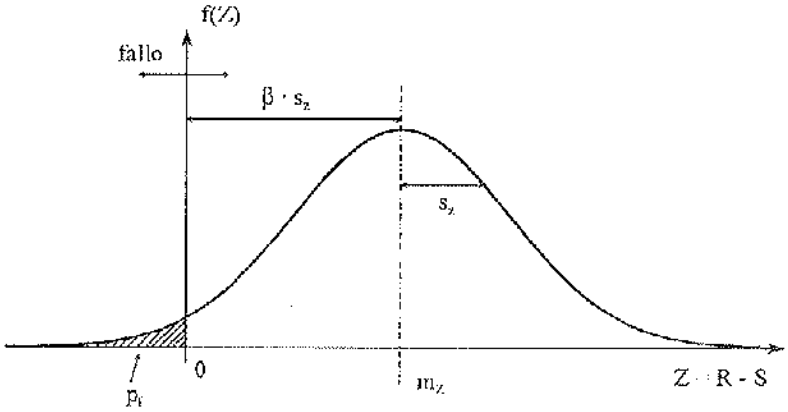


Figura 5. Función de densidad de probabilidad de la variable Z. Indice de fiabilidad β.

$$m_Z = m_R - m_S \text{(media)} \qquad (8)$$

$$s_Z = \sqrt{s_S^2 + s_R^2} \text{ (desviación típica)} \qquad (9)$$

La figura 5 representa la distribución de la variable Z. Para valores Z inferiores o iguales a 0, falla la estructura. La probabilidad de fallo, p_f, pasaría a ser ahora, en términos de esta variable:

$$p_f = p\,[(R-S) \leq 0] = p\,(Z \leq 0) \qquad (10)$$

que corresponde a la superficie de la zona rayada de la figura 5.

Si normalizamos esta variable para convertirla en una variable centrada y con desviación típica 1 creando la variable

$$z = \frac{Z - m_Z}{s_Z} \qquad (11)$$

la probabilidad de que Z sea menor o igual a 0 se puede obtener como:

$$p_f = p\left(\frac{-m_Z}{s_Z} \leq 0\right) = \phi\left(\frac{-m_Z}{s_Z}\right) = \phi(-\beta) \qquad (12)$$

donde ϕ es la función de densidad de la variable normal y β es un nuevo parámetro que llamaremos *índice de fiabilidad* y que se define, por tanto, como:

$$\beta = \frac{m_Z}{s_Z} \qquad (13)$$

El índice de fiabilidad β corresponde al

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

número de desviaciones típicas s_Z de la variable Z, que separa el valor medio, m_z, del origen. Para una determinada distribución de la variable Z, la superficie rayada, según la figura 5, disminuye a medida que aumenta el valor de β: cuanto mayor es el valor del índice de fiabilidad, menor es la probabilidad de fallo de la estructura considerada.

No es posible, en el marco del presente trabajo, abordar el tema de cuál debería ser el valor de la probabilidad de fallo de las estructuras. Para tener una idea del orden de magnitud generalmente aceptado, recordamos que el EC-1 [5] introduce, como valor requerido (*target value*) del índice de fiabilidad, un valor β_0 de 3,8 para los estados límite últimos, que equivale a una probabilidad de fallo de $1/13822=7{,}2\cdot10^{-5}$. Esto no debe ser interpretado como que una de cada 14.000 estructuras colapsa, sino más bien como un valor que sirva para desarrollar métodos consistentes de dimensionamiento.

Una vez definido el valor requerido, β_0, del índice de fiabilidad, es posible volver hacia atrás, aplicando las propiedades de las distribuciones normales de R y S, y obtener unos valores de cálculo de las dos variables, S* y R* respectivamente:

$$S^* = m_S - \beta_0 \alpha_S s_S \qquad (14)$$

$$R^* = m_R - \beta_0 \alpha_R s_R \qquad (15)$$

Introduciendo R* y S* en la condición límite (6), ésta tiene el valor cero: los valores de cálculo R* y S* corresponden a la combinación más probable de valores para los que falla la estructura. El superíndice * utilizado para designar a estos valores de cálculo, hace referencia a su origen probabilístico y sirve para poner en evidencia la diferencia que existe entre estos y los valores de cálculo generalmente empleados en las normas, por ejemplo, en la relación (1). Los factores de influencia, α_s y α_R, de la solicitación y de la resistencia, se obtienen a partir de las desviaciones típicas de dichas variables:

$$\alpha_s = - \frac{s_S}{\sqrt{s_R^2 + s_S^2}} \qquad (16)$$

$$\alpha_R = \frac{s_R}{\sqrt{s_R^2 + s_S^2}} \qquad (17)$$

y, evidentemente, $\alpha_R^2+\alpha_S^2=1$

Cuanto mayor sea el valor absoluto del factor de influencia, α_i, mayor es la influencia de la variación de la variable correspondiente, sobre el índice de fiabilidad. El signo de α_i indica si el valor de cálculo superior (solicitación, S) o el inferior (resistencia, R) de la variable es crítico, según sea negativo o positivo.

3.3. Métodos semiprobabilistas

A pesar de la sencillez del planteamiento, sin duda la aplicación a un caso concreto dista de ser inmediata. Por un lado, no es sencillo caracterizar estadísticamente las variables en cuestión (obtener suficiente número de datos como para hallar su media y su desviación típica con suficiente aproximación), estas no son siempre asimilables a una distribución normal, y el trabajo es tedioso. Las dos variables fundamentales, S y R, se subdividen en varias variables independientes estadísticamente y éstas a su vez en otras. Por ejemplo, en la resistencia de una pieza influyen sus dimensiones geométricas y las características de los materiales que la componen; y en la solicitación que actúa sobre la misma influyen acciones de diversos orígenes. Su aplicación es factible e incluso necesaria (aunque el trabajo también resulte laborioso) en el caso de la evaluación de la fiabilidad de estructuras existentes deterioradas [13, 14, 15, 16, 17], o en la calibración de normas de acciones o estructurales [18], pero no en la práctica habitual de dimensionamiento de estructuras. Por este motivo, la

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

mayoría de las normas internacionales proponen métodos semiprobabilistas para la verificación de la seguridad estructural. Considerando sólo dos variables, S y R, la figura 6 representa el principio en que se basan: los valores de cálculo de las variables, S_d y R_d, se obtienen a partir de unos valores nominales, S_{nom} y R_{nom}, o característicos S_k y R_k, multiplicándolos o dividiéndolos por coeficientes parciales de seguridad para las acciones, γ_S, y para la resistencia, γ_R, respectivamente. El valor característico de una variable se refiere a un valor determinado sobre una base estadística, de forma que corresponde a un cuantil predefinido, por ejemplo el 5%. Los Eurocódigos definen normalmente (aunque no en todos los casos) valores característicos, tanto de las variables de resistencia como de las acciones. Los valores nominales que utilizan otras normas tienen, normalmente, una definición arbitraria, fruto, en la mayor parte de los casos, de la experiencia acumulada, tal y como ocurre en las normas españolas de cargas (NBE-AE-88 [19], Norma de acciones sobre puentes de ferrocarril [20], parcialmente en RAP-95 [21]). Mientras S_{nom} y R_{nom} tienen un origen arbitrario, S_k y R_k son fruto del análisis estadístico.

Para que el método participe del planteamiento general, se calibran, para un número limitado de casos, pero intentando que cubran un rango representativo, los coeficientes parciales de seguridad, evaluando la probabilidad de fallo y comprobando que es inferior a la correspondiente al índice de fiabilidad β_0 requerido.

Con este planteamiento se obtiene un método que tiene dos ventajas fundamentales:

- es posible tener en cuenta el carácter aleatorio de las variables de solicitación y de resistencia,
- la metodología es de uso sencillo ya que permite tratar los parámetros que intervienen en el cálculo estructural como si fueran deterministas.

Los valores de cálculo de la solicitación, S_d, y de la resistencia, R_d, según el Eurocódigo 4 (relaciones (4) y (5)) son, por tanto, fruto de un análisis probabilista

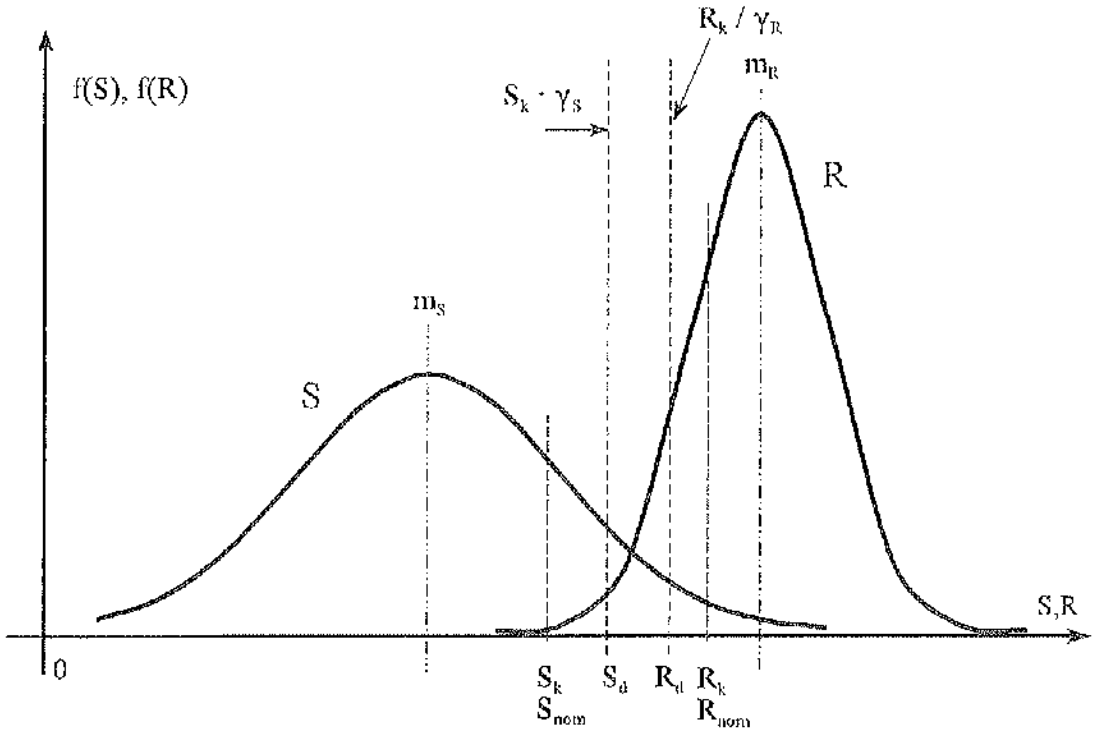


Figura 6. Determinación de los valores de cálculo de la solicitación, S_d, y de la resistencia, R_d, mediante coeficientes parciales de seguridad.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

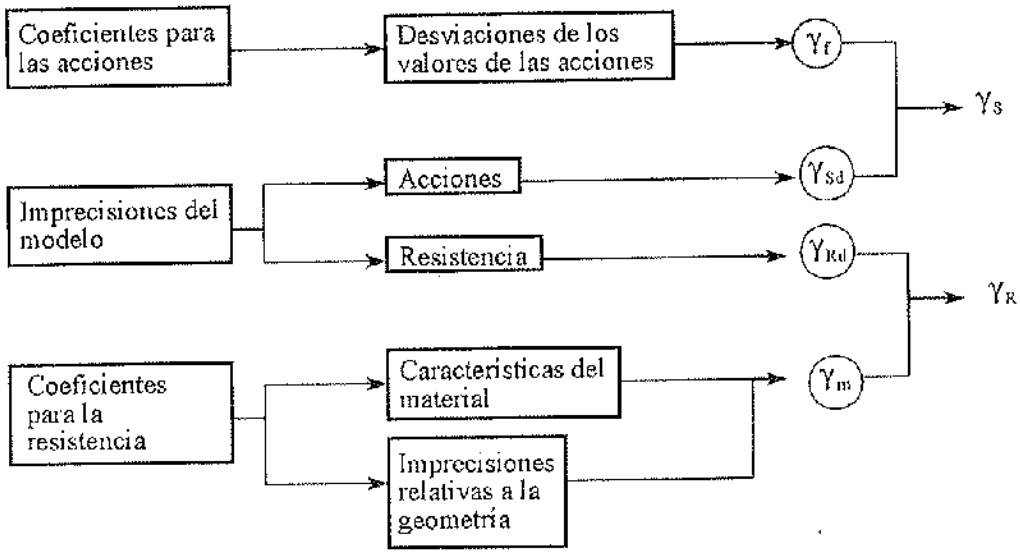


Figura 7. Coeficientes parciales de seguridad.

para un número determinado de casos (calibración de la norma). Para estos casos, el análisis semiprobabilista lleva teóricamente a los mismos resultados que el análisis probabilista. S_d y R_d dependen de los valores característicos de las variables correspondientes (G_{kj}, Q_{kj}, f_y, f_{ck}, f_{sk}), de los coeficientes parciales de seguridad γ_i, y de los coeficientes de combinación Ψ_{0i}. Como se recoge en la figura 7, de manera general es posible determinar mediante métodos probabilistas un coeficiente parcial de seguridad para cada una de las variables que intervienen en el cálculo estructural. Cuando intervienen más de dos variables ya no existen soluciones analíticas como la anteriormente desarrollada, por lo que el lector interesado debe recurrir a la literatura especializada. En cualquier caso, de las expresiones (14) y (15) se desprende que los valores de cálculo de la solicitación y de la resistencia no son independientes y que están ligados por el índice de fiabilidad requerido β_0 y los factores de influencia α_s y α_R.

4. EL FORMATO DE SEGURIDAD EN EL DOCUMENTO NACIONAL DE APLICACION

4.1. Planteamiento: La mezcla de diferentes cuerpos normativos

En el momento de la redacción del DNA de la Parte 1.1 del EC-4, están aprobados, como Prenormas Europeas ENV, las Partes 1.1 y 1.2 (*Reglas generales y para edificación y Comportamiento frente al fuego*) de los Eurocódigos 2 [2,22], 3 [3,23] y 4 [1,24] (estructuras de hormigón, metálicas y mixtas) y las Partes 1 (*Bases de proyecto*) [5], 2-1 (*Densidades, pesos propios y sobrecargas de uso*) [6], 2-2 (*Acciones en estructuras expuestas al fuego*) [7], 2-3 (*Acciones debidas a la nieve*) [8] y 2-4 (*Acciones debidas al viento*) [9], del Eurocódigo 1. Sin embargo, estos documentos no están todavía traducidos ni son accesibles al amplio conjunto de usuarios potenciales del EC-4 en España. A eso se debe añadir que todas aquellas acciones que dependen de condiciones regionales particulares, especialmente las acciones climáticas como las debidas al viento, nieve, etc., y que por tanto deben ser definidas por las autoridades nacionales competentes según los principios del Eurocódigo 1, todavía no están incluidas, en el caso de España, en los documentos correspondientes. Quedan sin definir, por tanto, las acciones que se deben considerar en la aplicación conjunta del sistema normativo propuesto por los Eurocódigos. La aplicación del EC-4 en España, queda condicionada a su utilización con la norma de acciones NBE-AE-88 [19]. Por tanto, el problema consiste en la utilización de dos planteamientos normativos de orígenes y funda-

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

mentos teóricos diferentes. Ya hemos dicho en el apartado anterior que, si utilizamos un análisis semiprobabilista, *los valores de cálculo de las solicitaciones y de las resistencias no son independientes entre sí*. Además, las normas españolas definen valores nominales para las acciones y no valores característicos, que normalmente no son idénticos. Las normas españolas tampoco se han calibrado según principios probabilistas, por lo que la fiabilidad de las estructuras dimensionadas según aquellas es incierta. Mientras tanto y como ya hemos mencionado, el índice de fiabilidad requerido en el EC-1 tiene un valor de β_0=3,8 para los estados límite últimos [5]. Se hace necesario, por tanto, introducir en el DNA las herramientas apropiadas para permitir el uso conjunto de ambas normas, sin adulterar los niveles de seguridad ni contradecir los principios de los Eurocódigos.

4.2. Posibles soluciones

Existe un gran número de posibles soluciones al problema planteado de la compaginación de normativas basadas en diferentes conceptos. Primero se consideran en el presente apartado, por separado, posibles formatos para la determinación de los valores de cálculo de la solicitación y de la resistencia. Partiendo de estos formatos, recordando que dichos valores no son independientes y comparando con las soluciones adoptadas en otros países, se llega a la propuesta considerada la más adecuada para el paisaje normativo particular en España.

4.2.1. Solicitaciones

- **Descripción de alternativas**

En la Tabla 1 se proponen cinco posibles soluciones al problema planteado para la determinación de los valores de cálculo de las solicitaciones para el uso del EC-4. Cada una de las alternativas persigue uno de los dos objetivos siguientes:

- obtener valores de cálculo de las acciones según la práctica habitual, o sea, valores avalados por la experiencia,
- obtener valores de cálculo de las acciones según las exigencias establecidas en normas modernas (EC-1), en cuanto a la fiabilidad de las estructuras.

La primera alternativa, S1, consiste en calcular las solicitaciones a partir de los valores nominales de las cargas y de las combinaciones dadas por las normativas españolas NBE-AE-88 [19], EH-91 [25] y MV-103 [26] (estas dos últimas definen los coeficientes de ponderación y sería necesario resolver el conflicto provocado

SOLICITACIONES		
S1	Mantener las solicitaciones actuales	$S_d \left(\begin{matrix} \text{MV 103} \\ \text{NBE-AE-88} \\ \text{EH-91} \end{matrix} \right)$
S2	Formato EC-4, S_d (MV)	$S_{d\ DNA} \left(\begin{matrix} \text{Comb. EC-4} \\ Q_{nom\ Esp} \end{matrix} \right) \cdot S_d \left(\begin{matrix} \text{MV 103} \\ \text{NBE-AE-88} \\ \text{EH-91} \end{matrix} \right)$
S3	Ajustar γ_Q, γ_G	$\gamma_{Q\ DNA} = \dfrac{Q_{d\ EC-1}}{Q_{nom\ Esp}}$
S4	Adaptar acciones a EC-1	$Q_{nom\ DNA} = Q_{k\ EC-1}$
S5	Calibrar norma de acciones	$Q_d = f\ (m_Q, s_Q, \alpha, \beta_0)$

Tabla 1. Alternativas para la determinación de los valores de cálculo de las solicitaciones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

por la divergencia de criterios entre ellas, en cuanto a los coeficientes parciales de seguridad para el peso propio y las combinaciones de cargas).

Una segunda alternativa, S2, plantea que las solicitaciones se calculen a partir de los valores nominales de las sobrecargas que recoge la NBE-AE-88, con el formato de las combinaciones que ofrece el EC-4, pero de modo que los valores de cálculo de las solicitaciones sean los mismos que proporciona ahora la aplicación conjunta de la MV-103 y la NBE-AE-88, con el consiguiente ajuste de los valores de los coeficientes γ_G, γ_Q y Ψ_{0i}.

El tercer procedimiento, S3, se basa en ajustar, en el DNA, los coeficientes parciales de seguridad de las acciones, obteniéndolos como la relación entre los valores de cálculo de las acciones del EC-1 y los valores nominales correspondientes de la NBE-AE-88, de modo que, usando las cargas de esta última, se obtengan los mismos valores de cálculo que si se utilizara el EC-1.

Como cuarta alternativa, S4, se plantea sustituir en el DNA los valores nominales de las acciones de la NBE-AE-88 por los valores característicos según la definición del EC-1. Se adaptarían aquellas acciones en las que las divergencias entre los valores nominales de la NBE-AE-88 y los característicos del EC-1 fuera muy grande.

La quinta alternativa, S5, es realizar una calibración de la norma de acciones, efectuando un análisis probabilista, en la forma indicada en el apartado anterior, que permita obtener, a partir de mediciones reales, los valores de cálculo de las acciones, de acuerdo con los valores de β_0 y α_i que recoge el EC-1.

- **Valoración**

La última alternativa, S5, que conceptualmente es la más apropiada, se deja aparte por ser la más compleja, ya que no es fácil disponer de los datos necesarios.

La primera alternativa, S1, es la más sencilla de llevar a cabo, ya que no requiere ninguna adaptación. La fiabilidad a la que lleva su uso es incierta, porque la actual generación de normas estructurales españolas no se han calibrado según conceptos probabilistas. Además, no representa ningún progreso, sobre todo si tenemos en cuenta que la normativa española de acciones en edificación, prácticamente, no se ha actualizado en los últimos 30 años. En particular, no contribuiría a unificar los diferentes conceptos de seguridad planteados por las distintas normas españolas.

La fiabilidad del segundo método, S2, es igual de incierta que la del primero, S1, ya que aunque se utilice el formato de combinaciones de los Eurocódigos, los valores de cálculo de las solicitaciones son los mismos. La introducción de dicho formato, aunque en principio representa un avance, no evita que su adulteración para llegar a los valores S_d de la normativa española, haga que se pierda el sentido de los conceptos de los que surge. Al igual que S1, la alternativa S2 tampoco llevaría a una unificación de los diferentes conceptos de seguridad planteados por las distintas normas españolas.

El tercer planteamiento, S3, aunque llevaría al nivel de fiabilidad de los Eurocódigos, obligaría a utilizar distintos coeficientes de seguridad para diferentes acciones variables, con la consiguiente dificultad y pérdida del sentido de dichos coeficientes. Además, no siempre las cargas se representan por un número, sino que, en ocasiones, también necesitan una distribución geométrica (por ejemplo la sobrecarga de tráfico en garajes o el carro en puentes) lo que haría más difícil determinar el valor ajustado del coeficiente parcial de seguridad.

La alternativa cuarta, S4, une a la ventaja ofrecida por la tercera en cuanto al nivel de fiabilidad alcanzado, el que se introduzcan los conceptos de los Eurocódigos; y su utilización es cómoda y sencilla. Además, representa una modernización de nuestras normas, facilitando la transición hacia la utilización conjunta de los Eurocódigos. Por otro lado, el ajuste

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

de las sobrecargas climáticas (nieve y viento) de cara a sustituir los valores nominales por los característicos obtenidos según las filosofía del EC-1, permite recopilar datos para la redacción definitiva del Eurocódigo. En las versiones editadas hasta la fecha de la parte correspondiente a las acciones debidas al viento del EC-1 [9], la página correspondiente al mapa de viento de España estaba en blanco, por falta de datos. En cuanto a las acciones debidas a la nieve, se han incluido los valores nominales contenidos en la NBE-AE-88, tomandolos, sin ninguna adaptación, como valores característicos según la definición del Eurocódigo. Esta manera de proceder carece de cualquier rigor. En la edición como Prenorma Europea [8], se ha incluido el mapa de nieve adoptado en el marco del presente trabajo, mejor adaptado a la filosofía de los Eurocódigos, como a continuación se expondrá (5.2.2).

4.2.2. Resistencia

- **Descripción de alternativas**

En la Tabla 2 se proponen tres soluciones para la obtención de los valores de cálculo de la resistencia de estructuras mixtas.

Con el primer método, R1, se calcula la resistencia con el EC-4, utilizando directamente sus valores de los coeficientes parciales de seguridad para la resistencia, γ_a, γ_s, γ_c. El segundo método, R2, recogiendo la formulación de las normas españolas de hormigón [25], plantea utilizar valores de γ_i que sean función del nivel de control. La tercera alternativa, R3, similar a la quinta planteada para las solicitaciones, consiste en calibrar los valores de los coeficientes γ_i, de acuerdo con los principios y los valores de α_i y β_0 del EC-1.

- **Valoración**

La alternativa R3, que conceptualmente es la más consistente, se excluye de antemano -al igual que la alternativa S5 en el caso de las solicitaciones- por la dificultad de disponer de los datos necesarios.

La adopción del primer método, R1, es sin duda consistente con la utilización del EC-4. Sólo cabe hacerse la pregunta de si los valores de los coeficientes parciales de seguridad para la resistencia son transferibles a España, o bien los métodos de trabajo españoles son tan peculiares (tolerancias de fabricación y ejecución) que la dispersión de las variables es diferente a la correspondiente al resto de Europa. En principio, la respuesta a esta pregunta es negativa. El segundo, R2, es sin duda original, ya que se desmarca de los Eurocódigos. Por otro lado, no hay que perder de vista que la variación estadística de las variables de resistencia es relativamente pequeña en comparación con la de las variables de las acciones. Por ese motivo, normas como los Eurocódigos consideran suficiente un único nivel de control. (Los Eurocódigos, sin embargo, ofrecen al proyectista la posibilidad de justificar coeficientes parciales de seguridad diferentes, mediante los ensayos oportunos. Estos coeficientes dependen, no solo de la dispersión de los resultados obtenidos sino también del número de ensayos efectuados, o sea, en cierto modo, del nivel de control).

RESISTENCIA		
R1	Adoptar EC-4	$R_d = R\left(\frac{f_y}{\gamma_a}, \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \frac{f_{sk}}{\gamma_s}\right)$
R2	Aplicar principios EH - EP	$\gamma = f$ (Control)
R3	Calibrar valores γ	$R_d = f(m_{o_y}, s_{o_y}, m_A, s_A, \beta_0)$

Tabla 2. Alternativas para la determinación de los valores de cálculo de la resistencia.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

DNA EN OTROS PAISES		
Holanda	(S1 ≤ R1)	S_d (NEN 6702) ≤ R_d (EC-4)
Suiza	(S1 ≤ R1)	S_d (SIA 160) ≤ R_d (EC-4)
Alemania	(S2 ≤ R1)	$S_d \left(\begin{matrix} \text{Comb EC-4} \\ Q_{nom\ D} \\ \psi \text{ ajustados} \end{matrix} \right) \approx S_d$ (DIN) ≤ R_d (EC-4)
Francia	(S2 ≤ R1)	$S_d \left(\begin{matrix} \text{Comb EC-4} \\ Q_{nom\ F} \\ \psi \text{ ajustados} \end{matrix} \right) \approx S_d$ (NF) ≤ R_d (EC-4)
Irlanda	(S4 ≤ R1)	S_d (ENV 1991-1) ≤ R_d (EC-4)

Tabla 3. El concepto de seguridad en los Documentos Nacionales de Aplicación de otros países.

4.3. Soluciones adoptadas en otros países

A la hora de redactar la propuesta del DNA español, hemos tenido en cuenta también lo realizado por el resto de los países miembros del CEN al confeccionar sus DNAs. La Tabla 3 recoge las soluciones, en lo relativo al concepto de seguridad, adoptadas por algunos de los países a cuyo DNA hemos tenido acceso, para facilitar la aplicación conjunta de normas nacionales y europeas (Suiza, Holanda, Reino Unido, Alemania, Irlanda y Francia) [27, 28, 29, 30, 31, 32].

En cuanto al cálculo de las resistencias, todos han utilizado la solución R1, variando puntualmente algunos de los *valores recuadrados* (variables contenidas en los Eurocódigos y cuyos valores pueden ser adaptados por cada país; fundamentalmente se trata de los coeficientes parciales de seguridad).

Para las solicitaciones, Holanda y Suiza utilizan la solución que hemos denominado S1. La razón es sencilla: sus normas relativas a las bases de dimensionamiento y la definición de las acciones [33, 34], redactadas recientemente, se basan, al igual que el EC-1 [5], en métodos probabilistas, con valores requeridos del índice de fiabilidad β_0 similares a los de áquel (Holanda, β_0=3,6; Suiza, β_0=4,0; frente a β_0=3,8 en el EC-1).

Alemania y Francia aplican la solución S2, utilizando el formato del EC-4, con valores nominales para las acciones según normas nacionales y ajustando los coeficientes de combinación de modo que las solicitaciones de cálculo sean similares a las que dan las normas del país correspondiente. Esta solución, que en el caso español no parece aconsejable, aquí, dado el planteamiento de las normas de acciones alemana y francesa, es más coherente [35]. Por último, Irlanda aplica la solución S4, adaptando algunas acciones a la filosofía del EC-1.

4.4. Solución propuesta en España

Se propone, en cuanto a las solicitaciones, la alternativa S4, y para las resistencias, la R1, como recoge la siguiente expresión:

$$S_d \left(\begin{matrix} \text{Comb EC-4} \\ Q_{nomDNA} \end{matrix} \right) \leq R_d \text{ (EC-4)} \quad (18)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

con $Q_{nom;DNA} \cong Q_{kEC-1}$

En vista de la situación actual de las normas estructurales en España, la solución adoptada es la más coherente para el problema que se plantea (compaginación de la normativa nacional con las Prenormas Europeas). La aplicación del concepto de seguridad resultante lleva a una fiabilidad de las estructuras que es comparable con la aceptada por los Eurocódigos. Además, la aplicación resulta sencilla y parte del trabajo efectuado para actualizar la definición de las acciones climáticas puede ser aprovechado para completar los correspondientes capítulos del Eurocódigo 1.

Los valores característicos de las cargas que se utilicen al aplicar el DNA serán los nominales de la NBE-AE-88, adaptándose a los del EC-1 cuando sea necesario. Para el cálculo de las resistencias se han mantenido todos los valores recuadrados, por considerarse que, salvo que justificáramos adecuadamente otros valores, y al no existir normativa propia de estructuras mixtas de edificación en España, no existía motivo para modificarlos.

La adopción del DNA del EC-4 plantea algunas variaciones respecto a la práctica habitual española:

- la combinación de acciones,
- el coeficiente parcial de seguridad para acciones permanentes,
- el coeficiente parcial de seguridad para la resistencia del acero estructural, y
- la existencia de un único nivel de control para la fabricación y la puesta en obra del hormigón.

Las modificaciones que ha sido preciso realizar en lo relativo a las acciones, y que se justifican en el apartado 5, son las siguientes:

- sobrecarga de uso en garajes,
- acciones debidas a la nieve, y
- acciones debidas al viento.

5. JUSTIFICACION DE LOS CAMBIOS ADOPTADOS

5.1. Coeficientes parciales de seguridad

5.1.1. Peso propio de los elementos portantes

El primer cambio respecto a la normativa actual es el del coeficiente parcial de seguridad para el peso propio y las acciones permanentes, que pasa de valer entre 1,4 y 1,6 según el nivel de control y el tipo de obra [25], a valer 1,35 en todos los casos. El siguiente ejemplo nos puede servir para justificar este cambio.

El peso propio de un elemento portante depende, en primera aproximación, de sus dimensiones goemétricas y del peso específico de los materiales empleados. Podemos por tanto descomponer la variable G, peso propio de la losa de hormigón de un forjado mixto hormigonado *in situ*, en dos variables X_1 y X_2:

$$G = X_1 \cdot X_2 \qquad (19)$$

La primera de ellas representa el espesor *e* de la losa y la segunda el peso específico ρ del hormigón. Por tanto, el valor de cálculo del peso propio es el producto de los valores de cálculo de ambas variables:

$$G_d = e_d \cdot \rho_d \qquad (20)$$

Siguiendo los principios de los métodos semiprobabilistas (véase 3.3), el coeficiente parcial de seguridad para las acciones permanentes, γ_G, se puede expresar como:

$$\gamma_G = \frac{G_d}{G_{nom}} = \frac{e_d}{e_{nom}} \cdot \frac{\rho_d}{\rho_{nom}} = \gamma_{SG} \cdot \gamma_\rho \qquad (21)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

donde γ_{SG} y γ_ρ representan los coeficientes parciales de seguridad para la geometría y el peso específico, respectivamente.

El valor nominal del peso propio se obtiene multiplicando la dimensión correspondiente del elemento, definida en los planos estructurales, por el valor nominal del peso específico del material según las normas en vigor.

Necesitamos determinar, por tanto, los valores de cálculo del espesor y del peso específico. Para ello utilizaremos los datos estadísticos disponibles y aplicaremos los principios ya comentados del EC-1 [5].

a) Espesor de la losa, *e*

Los resultados estadísticos de la investigación sobre el espesor de losas hormigonadas *in situ*, realizada por Tichy [36], son los siguientes:

- número de ensayos: $n = 40.000$
- valor nominal según planos: e_{nom} [cm]
- valor medio: $m_e = 0{,}0078 + e_{nom}$ [cm]
- desviación típica: $s_e = 0{,}7 + 0{,}007\ e_{nom}$ [cm]
- función de distribución: normal

Aceptando un valor del índice de fiabilidad requerido β_a=3,8 y un factor de influencia α_e=0,7 por ser la variable predominante de solicitación, se obtiene, según la linearización del método de Hasofer y Lind [37] propuesta en el EC-1 [5], el valor de cálculo e_d y con él, el coeficiente parcial de seguridad para la geometría, γ_{SG}, según (21).

b) Peso específico ρ

El peso específico del hormigón armado es bien conocido y su dispersión estadística es relativamente pequeña. Se supone que los valores medio, nominal y de cálculo coinciden prácticamente. Para el coeficiente parcial de seguridad se adopta *a priori* el valor γ_ρ=1,0.

c) Determinación de γ_G

El coeficiente parcial de seguridad para el peso propio se obtiene a partir de la ecuación (21). En la figura 8 se recoge la variación de γ_G en función del espesor nominal de la losa. Para un valor mínimo de espesor de losa de 8 cm, se obtiene un valor máximo de γ_G de 1,25, por lo que el valor γ_G de 1,35 adoptado por el EC-1 cubre sobradamente el resto de espesores. El dibujo pone de manifiesto también que la influencia de las imprecisiones de ejecución disminuye con el aumento del espesor nominal de la losa.

Conviene recordar aquí que los coeficientes parciales de seguridad dependen, directamente, del valor nominal de la variable a la que se refieren, como se puede deducir de la ecuación (21). Por este motivo, los valores de dichos coeficientes sólo se deben emplear en combinación con los valores nominales según la definición indicada en cada caso.

5.1.2. Resistencia de elementos de acero estructural

La actual norma en vigor para estructuras metálicas, la MV-103 [26], propone, para elementos de aceros estructurales con límite elástico garantizado, un coeficiente parcial de seguridad para la resistencia de γ_a=1,0. El EC-4 [1] y el DNA [4] proponen, en el caso de elementos metálicos en estructuras mixtas, un valor de γ_a=1,1. Vamos a tratar de fundamentar este valor en tres análisis sencillos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

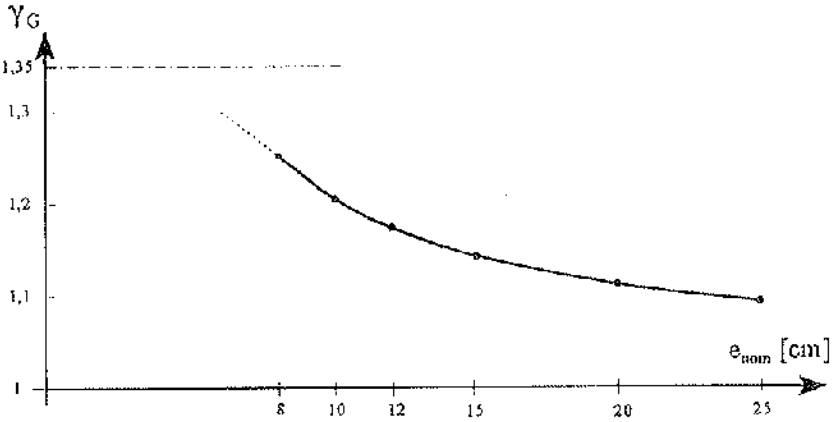


Figura 8. Coeficiente parcial de seguridad para el peso propio de losas hormigonadas *in situ*, en función de su espesor nominal.

5.1.2.1. Perfiles laminados solicitados por un esfuerzo axil

La resistencia de un elemento al esfuerzo axil de tracción, depende de las características del material empleado y del área de su sección transversal. Se puede descomponer la variable R, resistencia de una sección de un elemento metálico, en dos variables X_3 y X_4 que representen, respectivamente, al límite elástico del acero σ_y y al área de la sección A:

$$R = X_3 \cdot X_4 \qquad (22)$$

Con esta formulación y aplicando los mismos procedimientos que en el apartado anterior, el valor de cálculo de la resistencia de la sección frente al esfuerzo axil es el producto de los valores de cálculo de las dos variables:

$$N_{Rd} = \sigma_{yd} \cdot A_d \qquad (23)$$

Para obtener los valores de cálculo del límite elástico y del área de la sección, utilizamos los datos estadísticos disponibles y aplicamos los principios del EC-1, como ya hemos hecho en el caso de la determinación del coeficiente parcial de seguridad para las acciones permanentes γ_G (5.1.1.). El coeficiente parcial de seguridad para la resistencia de elementos de acero estructural solicitados por esfuerzos axiles, tiene el siguiente valor:

$$\gamma_a = \frac{N_{R,nom}}{N_{Rd}} = \frac{\sigma_{y,nom}}{\sigma_{yd}} \cdot \frac{A_{nom}}{A_d} = \gamma_{RM} \cdot \gamma_{RG} \qquad (24)$$

donde γ_{RM} y γ_{RG} son los coeficientes parciales de seguridad para el material y para la geometría.

Los datos estadísticos necesarios para la obtención de valores numéricos para σ_{yd} y A_d se han deducido a partir de ensayos efectuados sobre perfiles de la serie HEB, fabricados con acero S 235. Los valores nominales correspondientes son: el definido en las normas de construcción [38], en el caso del límite elástico ($\sigma_{y,nom} = f_y = 235$ N/mm^2); y el deducido a partir de las dimensiones nominales de la sección, según el fabricante, en el caso del área.

a) Límite elástico f_y

En los ensayos de tracción realizados

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

por los ferrocarriles alemanes (DB) [12] para acero S235 (límite elástico nominal $\sigma_{y,nom}$ = 235 N/mm^2), se obtuvieron los resultados que a continuación se resumen y que se reflejan en la figura 9:

- número de ensayos: n = 6.502
- valor medio del límite elástico: m_{σ_y} = 267 N/mm^2
- desviación típica: s_{σ_y} = 16,66 N/mm^2
- función de distribución: logarítmico-normal

Con el mismo valor 3,8 para β_0 y asumiendo el valor 0,8 para el factor de influencia α_{σ_y} por ser la variable predominante de resistencia, se obtiene, con la linearización del método de Hasofer-Lind [37] según el EC-1 [5], el siguiente valor de cálculo:

$$\sigma_{yd} = 220{,}86 \text{ N/mm}^2$$

lo que da lugar al siguiente coeficiente parcial de seguridad [deducido de (24)]:

$$\gamma_{RM} = \frac{\sigma_{y,nom}}{\sigma_{yd}} = \frac{235}{220{,}86} = 1{,}064 \quad (25)$$

b) Area de la sección

Las dimensiones reales de los elementos laminados, no corresponden a las teóricas debido a las tolerancias de fabricación. En un gran número de ensayos con perfiles IIEB se obtuvieron los datos relativos a su área [12] que a continuación se resumen y que se recogen en la figura 10:

- número de ensayos: n = 4.816
- valor nominal: A_{nom} (según tablas de fabricantes)
- valor medio: $m_A = 0{,}987 \cdot A_{nom}$
- desviación típica: $s_A = 0{,}022 \cdot A_{nom}$
- función de distribución logarítmico-normal

Con el mismo procedimiento que para el límite elástico, pero considerando un factor de influencia α_A de 0,32 por no ser la variable dominante, se obtiene el siguiente valor de cálculo:

$$A_d = 0{,}9609 \cdot A_{nom} \quad (26)$$

que da lugar al siguiente coeficiente parcial de seguridad para la geometría, γ_{RG} [deducido de (24)]:

$$\gamma_{RG} = \frac{A_{nom}}{A_d} = \frac{A_{nom}}{0{,}9609 \cdot A_{nom}} = 1{,}0406 \quad (27)$$

c) Determinación de γ_a

A partir de la ecuación (24) se obtiene el coeficiente parcial de seguridad para la resistencia de elementos metálicos, γ_a:

$$\gamma_a = \gamma_{RM} \cdot \gamma_{RG} = 1{,}064 \cdot 1{,}0406 = 1{,}107 \quad (28)$$

Este valor coincide, prácticamente, con el adoptado en el EC-4 [1] y en el DNA [4].

5.1.2.2. Perfiles laminados flectados

De un modeo análogo, se realizó un análisis para perfiles IIEB, de acero de calidad S235, sometidos a flexión [39]. En este caso, el fenómeno es más complejo ya que el número de variables que intervienen en los cálculos es superior a dos:

- el límite elástico,
- el canto del perfil,
- el espesor,
- el ancho de las alas,
- etc...

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

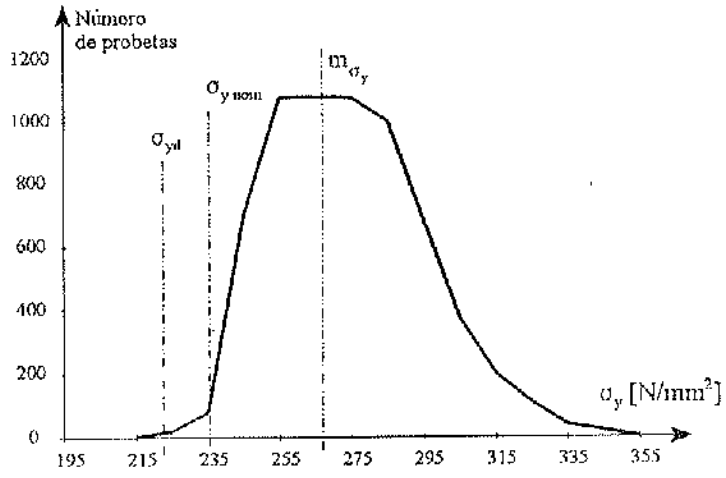


Figura 9. Distribución estadística del límite elástico del acero.

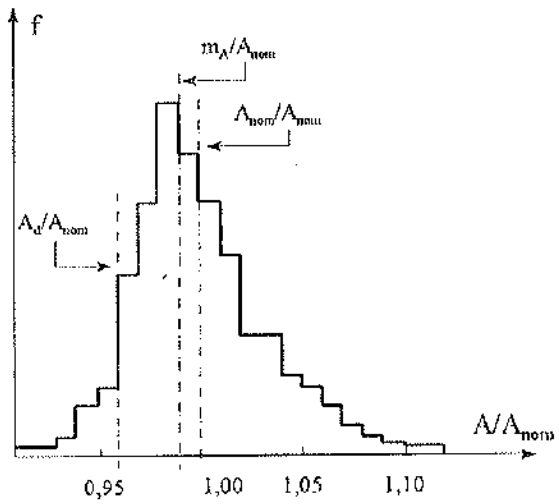


Figura 10. Distribución estadística del área de la sección.

cuya variación se asimila a funciones de distribución normales, para simplificar los cálculos.

En la figura 11, en función del índice de fiabilidad β y para varios tamaños de perfiles, se recogen los resultados del coeficiente parcial de seguridad. Este se puede definir como el cociente del valor de cálculo, M_{pld}, del momento plástico obtenido a partir de un análisis probabilista análogo al efectuado en el apartado anterior y del valor nominal $M_{pl,nom}$. El valor nominal de la resistencia plástica de una sección se obtiene multiplicando el valor nominal del límite elástico del acero ($\sigma_{y,nom}$ = 235 N/mm^2) por el módulo resistente plástico de la sección (Z_{nom}), deducido a partir de sus dimensiones nominales.

Para el valor requerido del índice de fiabilidad del EC-1, β_0= 3,8 se obtiene un valor máximo del coeficiente parcial de seguridad de γ_a = 1,1, para los perfiles pequeños de la serie IIEB. Para los perfiles grandes (HEB 1.000) estos valores se disparan, pudiendo alcanzar valores de hasta γ_a=1,2, aproximadamente. El mejor comportamiento de los perfiles pequeños se debe al valor medio más alto del límite elástico, que va disminuyendo al aumentar el espesor de las alas de los perfiles (300 N/mm^2 en el caso del perfil HEB 100, frente a 267 N/mm^2 para el HEB

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

1.000 [39]). Este efecto compensa las tolerancias más desfavorables de laminación en el caso de los perfiles pequeños.

A partir de estas calibraciones queda justificado el incremento de γ_a, de 1,0 a 1,1. A pesar de que el acero esté sometido a controles de calidad estrictos y su proceso de fabricación en factoría sea controlable en buena medida, las dispersiones geométricas y mecánicas (debidas a las tolerancias relativas a la laminación y a las características mecánicas; véase también 5.1.2.3.) son suficientes como para alcanzar este valor. Además, se deben recoger en este coeficiente parcial las imprecisiones del modelo de resistencia adoptado, no contempladas en el presente estudio (figura 7).

5.1.2.3. Análisis determinista de perfiles laminados flectados

Se ha mencionado que las tolerancias de laminación y las exigencias relativas a las características mecánicas de los aceros, según las normas en vigor [38], conducen a una dispersión de la resistencia de los elementos metálicos, de tal forma que un coeficiente parcial de seguridad para la resistencia, superior a la unidad, quede justificado. Es posible demostrarlo mediante un análisis determinista. A continuación se resumen los resultados obtenidos por Dubas en un análisis de este tipo [39] para unos perfiles laminados HEB e IPE, flectados y fabricados con acero de calidad S235.

El coeficiente parcial de seguridad, γ_a, se puede considerar como el cociente de $M_{pl,nom}$ y $M_{pl,min}$. El primero se obtiene como:

$$M_{pl,nom} = \Sigma_{y,nom} \cdot Z_{nom} = 235 \cdot Z_{nom} \cdot \left[\frac{N}{mm^2}\, mm^3\right] \qquad (29)$$

donde Z_{nom} es el valor del módulo plástico de la sección, deducido a partir de sus dimensiones nominales, y $\sigma_{y,nom}$ es el valor nominal, según norma, del límite elástico. $M_{pl,min}$ se obtiene suponiendo que, respetándose los valores máximos de las tolerancias definidos en las Euronormas para el límite elástico y la geometría, las desviaciones de los valores nominales se combinan del modo más desfavorable posible, todas a la vez y en el mismo sentido. La geometría más desfavorable de la sección y los valores mínimos del límite elástico están representados en la figura 12.

La figura 12 recoge los resultados de los cálculos, que dan un valor máximo de γ_a=1,14 para el HEB del 280. Los saltos más bruscos que aparecen en el diagrama se deben a que se ha tenido en cuenta, a la hora de evaluar $M_{pl,min}$, la reducción del límite elástico garantizado para espesores

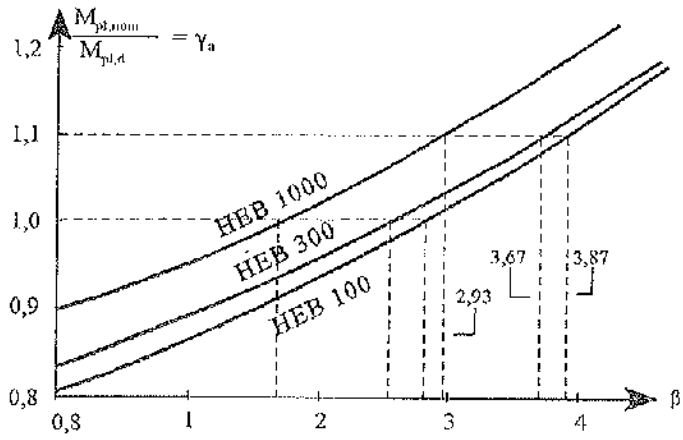


Figura 11. Coeficiente γ_a para perfiles laminados flectados (según [39]).

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

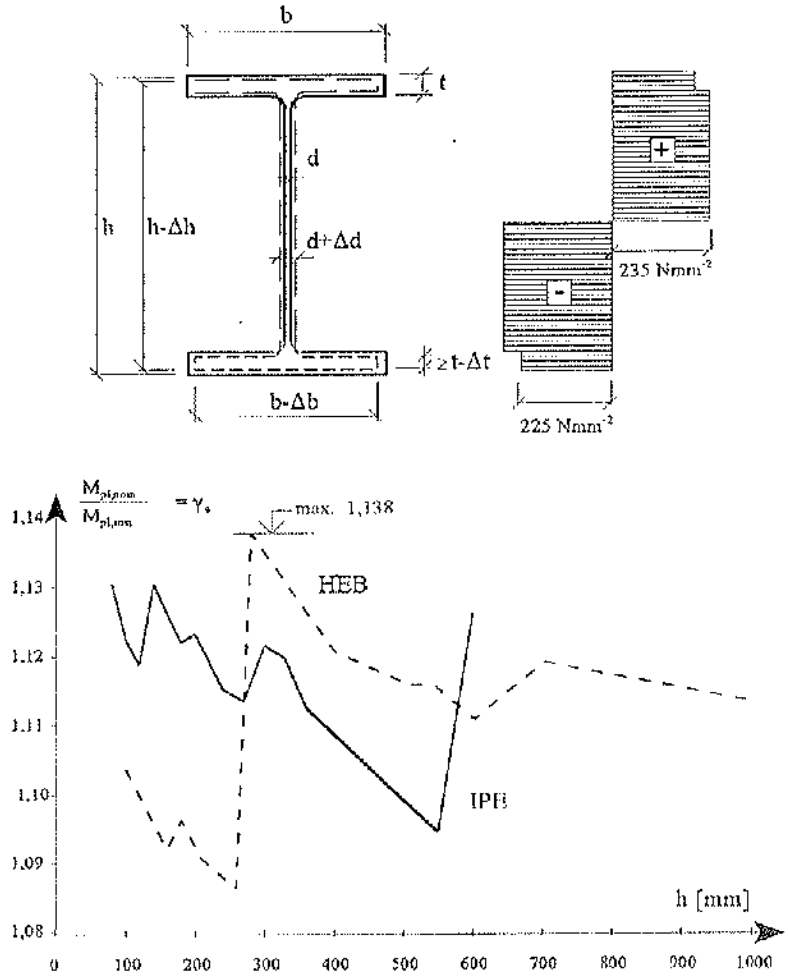


Figura 12. Justificación determinista del coeficiente parcial de seguridad para la resistencia de elementos metálicos.

superiores a 16 mm. Otros saltos son provocados por las diferencias en las tolerancias de laminación. Un análisis probabilista justifica valores menores que el 1,14, ya que la probabilidad de que se dé la combinación más desfavorable anteriormente descrita de dimensiones geométricas y límite elástico se puede excluir, a efectos prácticos, como se ha comprobado en los controles correspondientes llevados a cabo en las siderurgias.

5.2. Acciones

De acuerdo con el planteamiento del DNA, según el apartado 4.4, es necesario adaptar algunos de los modelos de acciones de la norma NBE-AE-88 [19] a los del EC-1 [6,8,9]. Se proponen cambios, principalmente en tres puntos: la sobrecarga de uso en garajes, la nieve y el tratamiento del viento. Analizamos a continuación los motivos de dichas modificaciones.

5.2.1. Sobrecarga de uso en garajes

A partir de los resultados de un estudio alemán [40], cuyos datos son transferibles a España, ya que el parque de vehículos de turismo tiene características similares de dimensiones y pesos, se recogen los

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

siguientes valores para vehículos ligeros (peso ≤ 35 kN):

– Geometría típica (figura 13):

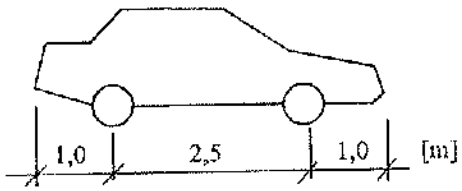


Figura 13. Geometría del vehículo tipo.

– Valores estadísticos de la carga total de los vehículos (distribución normal):

- media
- desviación típica
- valor característico definido como el correspondiente a un cuantil del 95%

Para el ancho de una plaza de garaje, se pueden hacer las siguientes hipótesis:

- valor normal
- valor conservador

Si asumimos una ocupación al 100% de vehículos (*tope contra tope*) se obtiene, con los datos anteriores, la siguiente estimación conservadora del valor característico de la sobrecarga en superficies accesibles a vehículos ligeros (de peso menor a 35 kN):

$$q_k = \frac{18}{4{,}5 \cdot 2{,}0} = 2{,}0 \ \frac{kN}{m^2} \qquad (30)$$

La actual norma española NBE-AE-88, propone, para automóviles de turismo, un valor nominal de la sobrecarga de 4 kN/m^2. Frente a él, el EC-1 propone, para vehículos ligeros de hasta 30 kN, una sobrecarga característica de 2 kN/m^2.

A la luz del estudio anterior se proponen, en el DNA [4], un valor característico de la sobrecarga distribuida de 2 kN/m^2, junto a la que actúan simultáneamente dos sobrecargas puntuales de 10 kN para modelizar efectos locales, para vehículos con un peso total de menos de 30 kN. El modelo se completa con las cargas para vehículos con un peso total entre 30 y 160 kN, que consisten en una sobrecarga uniforme de 5,0 kN/m^2 y dos cargas puntuales de 45 kN. En ambos casos, la disposición de las cargas puntuales es la indicada en la figura 14.

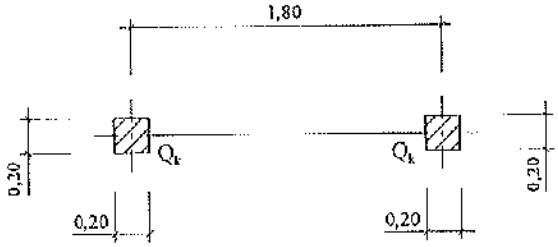


Figura 14. Dimensiones de las cargas puntuales.

$m_q = 12$ kN
$s_q = 3{,}6$ kN

$q_k = 18$ kN

2,25 m
2,0 m

5.2.2. Acciones debidas a la nieve

De un modo general, la sobrecarga que actúa sobre una estructura a causa de la nieve, depende de los siguientes factores:

– climatología
– topografía (altitud)
– forma de la obra
– emplazamiento
– viento
– forma y características de la cubierta
– intercambios térmicos en la superficie de la cubierta.

La normativa española en vigor, NBE-AE-88 [19], tiene únicamente en cuenta la altitud a la que se encuentra la obra. El resto de los factores se sugieren, aunque no se analizan de modo explícito. En la propuesta del DNA [4] se tienen en cuenta las influencias de la altitud, del clima regional y de la forma de la cubierta.

El valor característico de la sobrecarga

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

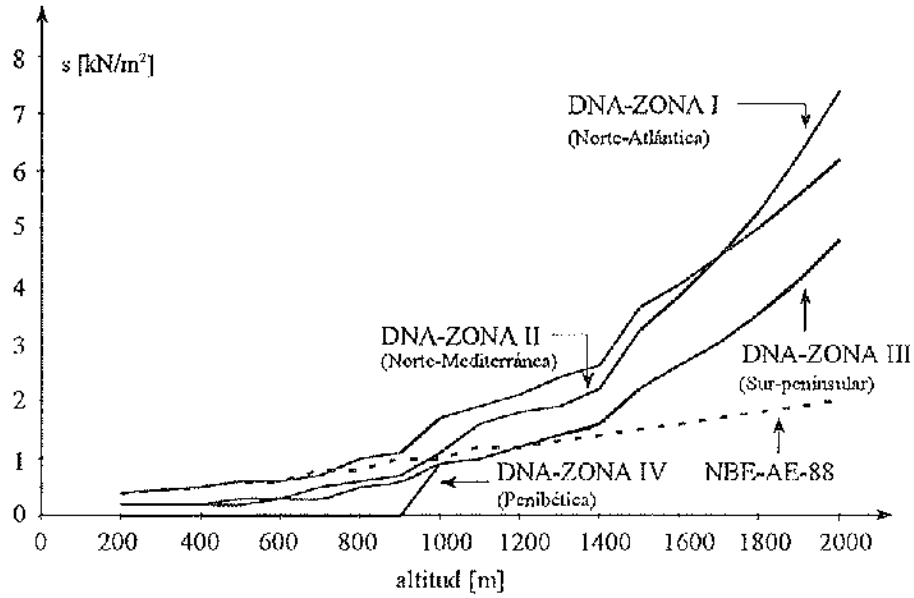


Figura 15. Comparación de las sobrecargas de nieve sobre un terreno horizontal, según NBE-AE-88 [19] y DNA [4].

de nieve en superficies de cubiertas está definido en el DNA por la relación

$$q = s \cdot \mu \qquad (31)$$

- s sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal
- μ coeficiente de forma de la cubierta.

El valor de la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal, puede estar basado en datos experimentales tomados en el lugar del emplazamiento de la futura construcción, durante un período de varios años. El valor característico correspondiente es el que tiene una probabilidad anual de ser sobrepasado de 0,02. Para los casos en que no se disponga de los datos experimentales necesarios, se propone un mapa de nieve mediante el cual se obtiene la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal, no sólo a partir de la altura a la que está situada la obra, como hace la NBE-AE-88, sino también según la zona en la que está situada, dentro de España (Norte-Atlántica, Norte-Mediterránea, Sur-peninsular, o Penibética). La figura 15 recoge la comparación de los resultados de aplicar ambas normas. Las diferencias son muy amplias, dando la NBE-AE-88 valores muy bajos para emplazamientos altos en cualquier zona de la Península y valores muy altos para emplazamientos bajos, especialmente en la zona Sur-peninsular. Si asumieramos que las cargas de la NBE-AE-88 son acciones características, querría decir que, con un período de retorno de 50 años, habría 30 cm de nieve en Sevilla y 60 cm en un lugar situado a 2.000 m de altura en los Pirineos.

Se pueden utilizar los datos de la propuesta, siempre que la obra esté situada en lugares de altitud inferior a 2.000 m, que no sufran condiciones extremas de nevada o viento. Los valores que se han utilizado para la propuesta del mapa de nieve se han deducido de un estudio realizado en 1984 por el Instituto Nacional de Meteorología [41]. Es necesario realizar un esfuerzo por completarlo y actualizarlo. A raíz de la redacción de la propuesta de este DNA, se ha incluido este mapa de nieve en la Prenorma EC-1 Parte 2-3 [8] (véase 4.2.1).

El efecto de la forma y características de la cubierta se tiene en cuenta, de modo explícito, mediante la formulación recogida en la figura 16. En ella se dan los coeficientes de forma, μ, para geometrías de cubiertas sencillas y usuales, en función de la inclinación de las aguas de las mismas [8,34].

Para completar el capítulo del DNA

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

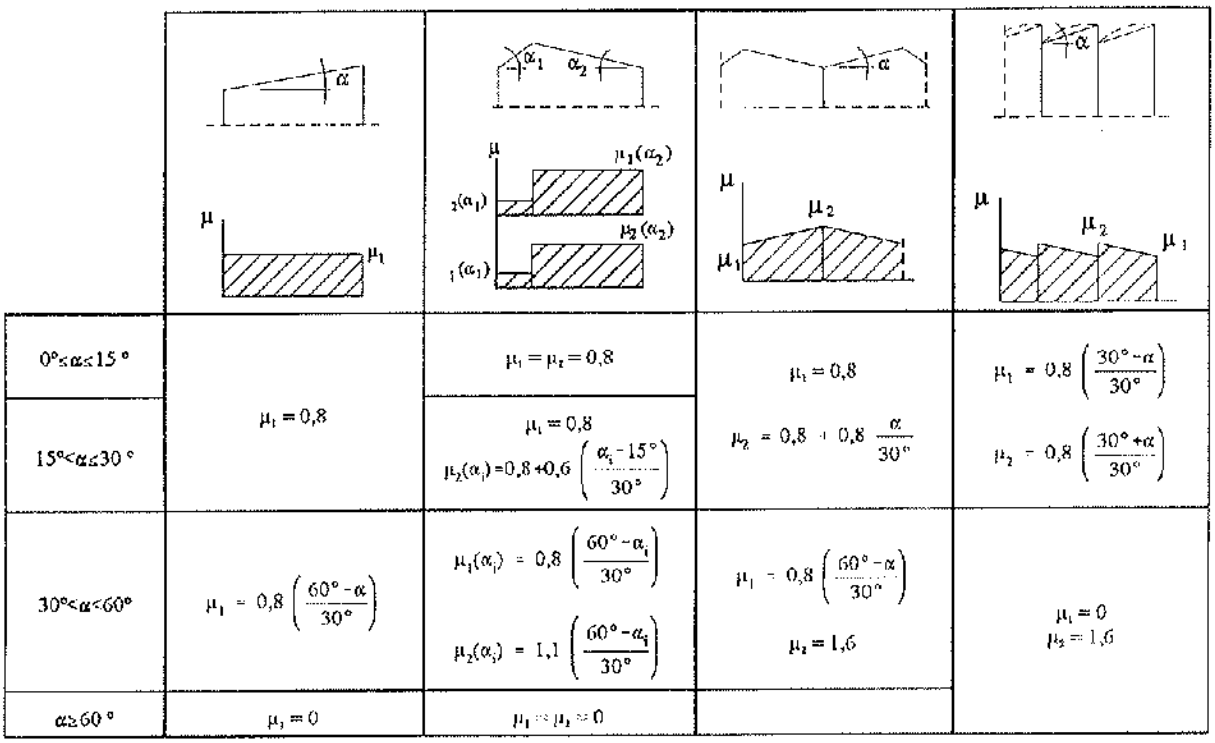


Figura 16. Coeficientes de forma en cubiertas.

correspondiente a las acciones debidas a la nieve se dan, en forma de tabla, los pesos específicos medios de la nieve durante el período en que la sobrecarga de nieve es máxima, en función de la altura a la que está situada la obra. Se pueden utilizar, por ejemplo, para calcular las sobrecargas localizadas en petos u obstáculos que impidan el deslizamiento de la nieve, o la carga lineal en el borde de una cubierta debido a la nieve colgada. Estos valores tienen en cuenta la relación que existe entre la altitud del lugar y el tiempo que la nieve permanece sin deshelarse y el efecto de densificación provocado por la altura de la capa de nieve.

5.2.3. Acciones debidas al viento

Del mismo modo que para la nieve, la acción que ejerce el viento sobre una estructura depende de multiples factores, entre los que destacan:

a) la forma y las dimensiones de la obra
b) las características y la permeabilidad de la superficie de la edificación
c) la dirección, la intensidad y las ráfagas del viento.

Estos tres últimos factores se ven influenciados, a su vez, por la velocidad del viento, la rugosidad y la presencia de obstáculos en el terreno circundante, la topografía y la altura sobre el suelo.

En la formulación propuesta por la NBE-AE-88 [19] se tienen en cuenta estos tres factores. De un lado, los factores a) y b) se consideran al determinar el coeficiente eólico, c. De los factores incluidos en c) sólo se tienen en cuenta, al determinar la presión dinámica básica del viento, w, su velocidad, la altura sobre el suelo y la situación topográfica de la obra.

Las fuerzas globales debidas a la acción del viento sobre una estructura se determinan, según el planteamiento recogido en el DNA, como suma de las presiones locales que actúan sobre las diferentes zonas de su superficie. Las presio-

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

nes interiores y exteriores, tanto en superficies a barlovento como a sotavento, actúan simultáneamente.

La presión local, q, sobre una superficie, se determina según la relación

$$q = q_{ref} \cdot c_e(z) \cdot c \qquad (32)$$

q_{ref} presión de referencia, deducida de la velocidad de referencia del viento
$c_e(z)$ coeficiente de exposición
z altura del punto de aplicación de la presión, respecto al suelo
c coeficiente de presión (exterior o interior).

La presión de referencia debida a la velocidad de referencia del viento, se determina a partir de la fórmula

$$q_{ref} = \frac{\rho}{2} v_{ref}^2 \qquad (33)$$

v_{ref} velocidad de referencia del viento en [m/s]
ρ densidad del aire en [kg/m^3] (normalmente, ρ = 1,25 kg/m^3).

En el DNA se propone mantener la misma formulación para el coeficiente eólico c que en la NBE-AE-88. El documento no aporta, por tanto, ninguna novedad relativa a los factores anteriormente resumidos en los puntos a) y b). Para cuantificar los factores incluidos en c), sin embargo, se adopta la propuesta de [42], recogida a su vez en el EC-1 [9].

Esta propuesta es más realista que la contenida en la NBE-AE-88 y recoge las investigaciones llevadas a cabo en los últimos años. Todos estos efectos se introducen a través del coeficiente de exposición, por un lado, y la velocidad de referencia, por otro, tal y como se expone a continuación.

El coeficiente de exposición, $c_e(z)$, tiene en cuenta la rugosidad del terreno en el que está situada la obra, la topografía, la altura sobre el suelo y la distribución de ráfagas. A estos efectos, se definen cuatro diferentes categorías del terreno que hacen referencia a los obstáculos (árboles, edificaciones más o menos altas, etc.) que rodean a la futura obra. La categoría I es la más expuesta y la IV la más protegida. Las obras situadas en zonas con cambios bruscos de la topografía (hondonadas, desfiladeros, etc.) están expuestas a presiones dinámicas más grandes que las que se tienen en cuenta aplicando el coeficiente de exposición definido en el DNA. En estos casos, se debe efectuar un análisis más detallado.

La velocidad de referencia del viento, v_{ref}, es la velocidad medida a lo largo de un período de 10 minutos, tomada en una zona plana y desprotegida frente al viento (categoría II), a una altura de 10 m sobre el suelo, con una probabilidad anual de ser sobrepasada de 0,02 (período de retorno de 50 años). A falta de datos más precisos, determinados experimentalmente en el emplazamiento de la futura construcción, se pueden utilizar, para v_{ref}, los valores según un mapa de isotacas que divide a España en dos zonas, según que la velocidad de referencia sea 24 ó 28 m/s. La información para elaborar el mapa de viento ha sido tomada de [42]. Es necesario completar y adecuar este mapa de viento a la anterior definición de la velocidad de referencia del viento según el EC-1, ya que la parte 2-4 de dicha norma *Acciones debidas al viento* está publicada ya como Prenorma [9], y junto a España, sólo Austria y Luxemburgo no han definido hasta la fecha sus correspondientes mapas de velocidades de referencia.

En la figura 17 se recoge la comparación de los resultados que da, para la presión dinámica básica del viento, w, la NBE-AE-88 para las topografías normal y expuesta, con el producto $q_{ref} \cdot c_e(z)$ del DNA para las diferentes categorías del terreno y una topografía sin cambios bruscos, tal y como anteriormente se ha mencionado. En el caso de las cuatro categorías del terreno del DNA, la veloci-

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

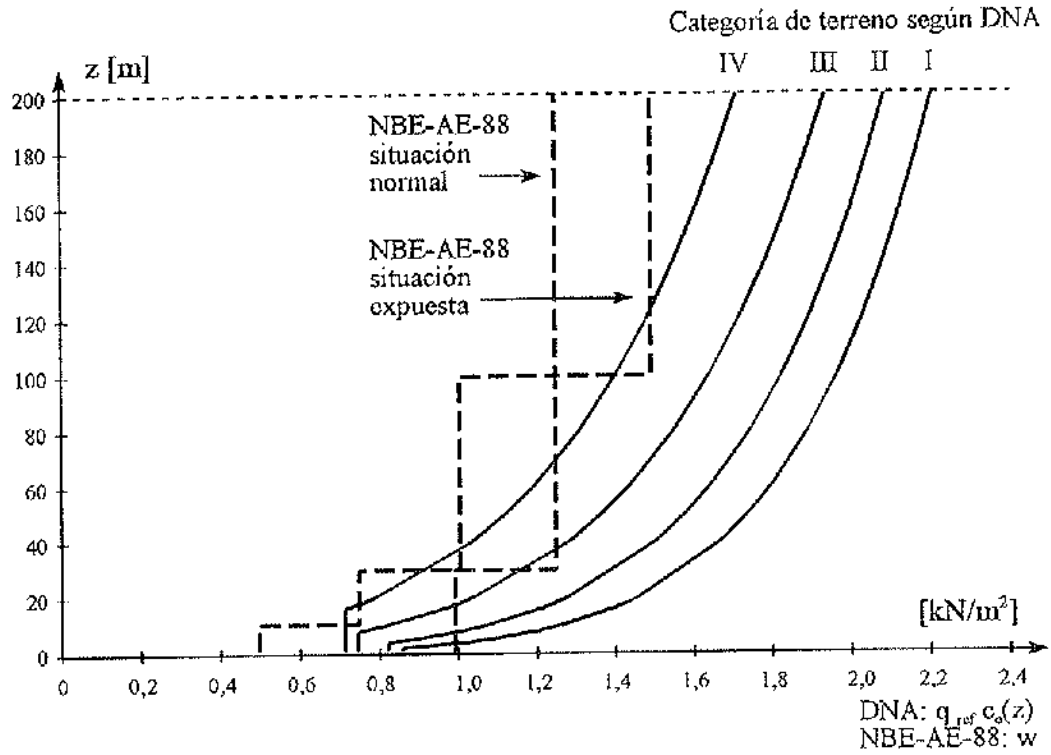


Figura 17. Comparación de la acción del viento según NBE-AE-88 [19] y DNA [4] en función de la categoría de terreno y de la altura sobre el suelo.

dad de referencia utilizada ha sido de 27 m/s. Por los motivos anteriormente expuestos, una comparación directa solo es posible entre los valores correspondientes a una *situación normal* según NBE-AE-88, y los del DNA. Se observa que los resultados proporcionados por la NBE-AE-88, tendencialmente son inferiores a los del DNA y demasiado favorables. Dependiendo de la categoría del terreno y de la altura sobre el suelo, las diferencias son considerables, alcanzando valores de hasta el 100%.

A parte de la limitación ya mencionada relativa a la topografía es necesario respetar los siguientes criterios para la aplicación del método simplificado según el DNA:

- La altura de los edificios mixtos debe ser inferior a 100 metros.

- Las estructuras esbeltas, tales como torres, mástiles, chimeneas y antenas, requieren normalmente un cálculo dinámico.

5.3. Otros cambios

Además de estas modificaciones se incluyen otras que no se pueden tratar con detalle en el marco del presente artículo y que vienen a completar algunas lagunas de la normativa española actual.

En primer lugar, se completa la tabla de pesos específicos de la NBE-AE-88, con algunos valores (diferentes tipos de pavimentos asfálticos, petróleo, algunos productos agrícolas,...).

Se completa también la definición de las acciones variables puntuales precisas para realizar comprobaciones de efectos locales; son más severas que los 100 kg (1,0 kN) de la NBE-AE-88, variando entre 1,5 kN y 7,0 kN según el uso del edificio. Algo similar ocurre con las sobrecargas lineales sobre barandillas y petos, que pasan de valer entre 50 y 100 kg/m (entre 0,5 y 1,0 kN/m) a valores de hasta 3,0 kN/m en locales donde se puedan producir grandes aglomeraciones.

En comparación con la norma NBE-AE-88, se introducen también algunas

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

aclaraciones relativas a las acciones térmicas.

La propuesta de DNA se completa con la definición de los coeficientes de combinación para las acciones variables, que se adaptan a los criterios de seguridad de los Eurocódigos (véase 3.1.) y que sustituyen a los planteamientos no convergentes de la EH-91 y de la MV-103.

6. CONCLUSIONES

Para facilitar la aplicación de los Eurocódigos (Prenormas Europeas) que ya están a disposición de los usuarios, y de entre ellos el relativo al dimensionamiento de estructuras mixtas (ENV 1994-1-1 o Eurocódigo 4), es necesario elaborar el llamado Documento Nacional de Aplicación (DNA). Entre los objetivos del DNA se incluye el cubrir las lagunas debidas a un retraso en la publicación de algunas normativas europeas a las que se hace referencia en el Eurocódigo 4, y el de definir ciertos coeficientes parciales de seguridad. Entre los Eurocódigos que no están todavía accesibles en su totalidad al conjunto de usuarios, figura el relativo a las acciones, por lo que es necesario recurrir a la normativa nacional correspondiente. Ya que la normativa española en vigor está basada en conceptos deterministas, mientras que los Eurocódigos se han calibrado según métodos probabilistas, el problema del DNA español para el Eurocódigo relativo a las estructuras mixtas consistió en la conjunción de dos planteamientos de orígenes y fundamentos teóricos diferentes.

En el presente artículo se han introducido los conceptos básicos de los métodos probabilistas en que se basan las normas modernas, como por ejemplo los Eurocódigos. Se pone de manifiesto que los valores de las solicitaciones y de las resistencias que intervienen en los cálculos estructurales no son independientes entre si. A partir de esta conclusión se presentan y se valoran diferentes posibilidades para resolver el problema planteado. La más adecuada de estas posibilidades se ha adoptado en la propuesta del DNA de la ENV 1994-1-1, y además se han justificado los cambios más significativos aportados por el DNA en comparación con la práctica española habitual. Las principales conclusiones son las siguientes:

- El uso conjunto del Eurocódigo para estructuras mixtas y de la norma española de acciones vigente es posible, teniendo en cuenta lo establecido en el DNA. La adaptación propuesta de los modelos de acciones climáticas y de sobrecarga de uso en garajes, a los principios de los Eurocódigos, contribuye a que las estructuras así dimensionadas tengan una fiabilidad que es comparable con la exigida por los Eurocódigos.

- Otros cambios respecto a la práctica habitual española, afectan a los principios de dimensionamiento -incluyendo las combinaciones de acciones que tienen en cuenta que diferentes acciones variables no actúan simultáneamente con sus valores extremos-, los coeficientes parciales de seguridad para las acciones permanentes y la resistencia de elementos metálicos, así como la existencia de un único nivel de control para la fabricación y la puesta en obra del hormigón.

- Los trabajos efectuados en el marco de la elaboración del DNA del Eurocódigo para estructuras mixtas pueden ser aprovechados, con ligeras modificaciones, para los DNA de otros Eurocódigos, por ejemplo los relativos a las estructuras metálicas y de hormigón.

- Es necesario actualizar los conceptos de seguridad en la normativa española relativa a edificación, adaptándola a los criterios probabilistas y semiprobabilistas de las normativas modernas. En especial, el origen y significado de los diferentes coeficientes parciales de seguridad, la combinación de las diferentes acciones variables y los valores de las acciones de origen climático. Esto permitirá una mejor comprensión y evaluación de la fiabilidad de las estructuras, tanto nuevas

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

como existentes, facilitando igualmente la toma de decisiones a la hora de rehabilitar estructuras deterioradas o antiguas.

AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo se ha efectuado en el marco de las actividades del Grupo de Trabajo 2, *Eurocódigo 4*, de la Comisión V, *Estructuras Mixtas*, del Grupo Español del Hormigón (GEHO). Los autores desean expresar su agradecimiento a los otros miembros del grupo que han colaborado en la redacción de la propuesta del Documento Nacional de Aplicación del Eurocódigo 4.

REFERENCIAS

[1] ENV 1994-1-1: *Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Comité Europeo de Normalización, Bruselas, 1992.

[2] ENV 1992-1-1: *Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Comité Europeo de Normalización, Bruselas, 1991.

[3] ENV 1993-1-1: *Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Comité Europeo de Normalización, Bruselas, 1992.

[4] GEHO-GT V/2: *Propuesta de Documento Nacional de Aplicación del Eurocódigo 4, Estructuras Mixtas, Parte 1.1*. Grupo Español del Hormigón, Boletín nº 19, Madrid, 1995.

[5] ENV 1991-1: *Eurocode 1: Basis of design and actions on structures. Part 1: Basis of design*. Comité Europeo de Normalización, Bruselas, 1994.

[6] ENV 1991-2-1: *Eurocode 1: Basis of design and actions on structures. Part 2-1: Densities, self-weight and imposed loads*. Comité Europeo de Normalización, Bruselas, 1995.

[7] ENV 1991-2-2: *Eurocode 1: Basis of design and actions on structures. Part 2-2: Actions on structures exposed to fire*. Comité Europeo de Normalización, Bruselas, 1995.

[8] ENV 1991-2-3: *Eurocode 1: Basis of design and actions on structures. Part 2-3: Snow loads*. Comité Europeo de Normalización, Bruselas, 1995.

[9] ENV 1991-2-4: *Eurocode 1: Basis of design and actions on structures. Part 2-4: Wind actions*. Comité Europeo de Normalización, Bruselas, 1994.

[10] HIRT, M. A. y BEZ, R.: *Construction métallique. Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement*. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne, 1994. ISBN 2-88074-249-8.

[11] WILBUR SMITH ASSOCIATES: *Bridge maintenance training manual*. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, 1994.

[12] DUBAS, P.: *Skript zur Vorlesung - Baustoff Stahl*. Eidgenössische Technische Hochschule Zürich (ETHZ), IBK, Zürich, 1984.

[13] TANNER, P., RUI-WAMBA, J.: *Strength and functionality - a case study*. In: Bridge Assessment, Management and Design (Barr, Evans, Harding, Eds.) Amsterdam: Elsevier Scientific Publishing Company, 1994. ISBN 0-444-82063-9.

[14] KUNZ, P. M., KULAK, G. L.: *Remaining fatigue life of steel bridges*. Proceedings Nordic Steel Construction Conference'95, Stockholm, Swedish Institute of Steel Construction, Publication 150 Vol. I, 1995. ISBN 91-7127-009-4.

[15] BRÜHWILER, E.: *Measurements for evaluating the remaining service life of a riveted bridge*. In: Extending the

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

lifespan of structures, Report of IABSE Symposium San Francisco 1995, Zürich, 1995.

[16] KELLER, A., BRÜHWILER, E., HIRT, M.A.: *Assessment of a 135 year old riveted railway bridge*. In: Extending the lifespan of structures, Report of IABSE Symposium San Francisco 1995, Zürich, 1995.

[17] KUNZ, P., BEZ, R. y HIRT, M. A.: *L'évaluation des structures existantes*. Ingénieurs et Architectes Suisses, Lausanne, vol. 120, Nº 5, 1994, pp. 66-73.

[18] BEZ, R.: *Modélisation des charges dues au trafic routier*. Lausanne, Ecole Polytechnique Fédérale, 1989 (thèse nº 793).

[19] NBE-AE-88: *Acciones en la edificación*. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, Madrid, 1988.

[20] *Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril*. Ministerio de Obras Públicas, Madrid, 1975.

[21] RAP-95: *Recomendaciones sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*. Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente, Madrid, 1995 (Borrador).

[22] ENV 1992-1-2: *Design of concrete structures. Part 1-2: Structural fire design*. Comité Europeo de Normalización, Bruselas, 1995.

[23] ENV 1993-1-2: *Design of steel structures. Part 1-2: Structural fire design*. Comité Europeo de Normalización, Bruselas, 1995.

[24] ENV 1994-1-2: *Design of composite steel and concrete structures. Part 1-2: Structural fire design*. Comité Europeo de Normalización, Bruselas, 1994.

[25] EH-91: *Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón en Masa y Armado*. Ministerio de Obras Públicas y Transportes, Madrid, 1991.

[26] NBE-MV-103-1972: *Norma básica de la edificación, Cálculo de las estructuras de acero laminado en edificación*. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, Madrid, 1990.

[27] SIA 460: *Nationale Anwendungsdokumente zu den Europäischen Vornormen für den konstruktiven Ingenieurbau (Eurocodes)*. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 1994.

[28] NAD-NVN-ENV 1994-1-1: *Vorvaarden voor toepassing van ENV 1994-1-1 "Design of Composite steel and concrete Structures" in Nederland. National Application Document*. Nederlands Normalisatie-Instituut, Noviembre 1993.

[29] BSI: *United Kingdom National Foreword and National Application Document for use in the UK with Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures. Part 1.1: General rules and rules for buildings*. British Standards Institution. Londres, 1993.

[30] DASt-Richtlinie 104: *Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1994 Teil 1-1*. Deutscher Ausschuss für Stahlbau, DASt, 1994.

[31] *Irish National Application Document for Eurocode Nº 4 (ENV 1994-1-1: 1992)*.

[32] EC3-DAN: *Document d'Application Nationale et Eurocode 3: Partie 1.1*. Commission de Normalisation de la Construction Métallique, CTICM, St Rémy-lès-Chevreuse, 1992.

[33] NEN 6702: *Technische grondslagen voor bouwconstructies. TGB 1990. Belastingen en vervormingen*. 1e druk, december 1991 met correctieblad, maart 1992.

[34] SIA 160: *Actions sur les structures porteuses*. Société suisse des ingénieurs et des architectes. Zurich, 1989.

[35] DIN 1055 Teil 1-5: *Lastannahmen für Bauten*.

[36] CEB Bulletin d'information nº

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

128: *Manuel "sécurité des structures"*. Lausanne, 1980.

[37] HASOFER, A. M., LIND. N. C.: *Exact and Invariant Second-Moment Code Format*. Proceedings ASCE, Journal of the Engineering Mechanics Division, vol. 100, 1974, pp. 111-121.

[38] UNE-EN 10025: *Productos laminados en caliente, de acero no aleado, para construcciones metálicas de uso general. Condiciones técnicas de suministro*. Madrid, 1995.

[39] DUBAS, P.: *Stahlbau - Ausgewählte Kapitel*. Eidgenössische Technische Hochschule Zürich (ETHZ), IBK, Publikation 87-1, Zürich, 1987.

[40] GEIDNER, T.: *Zur Anwendung der Spektralmethode auf Lasten und Beanspruchungen bei Strassen- und Eisenbahnbrücken*. München, Technische Universität, LKI, Sonderforschungsbereich 96, Heft 37, 1979.

[41] PEINADO, A., ALMARZA, C.: *Notas para una climatología de la nieve y bases para un estudio de la cobertura nivosa invernal en España*. Instituto Nacional de Meteorología, Madrid, 1984.

[42] CECM N° 52: *Recommandations pour le calcul des effets du vent sur les constructions*. Construction Métallique, nº 1, St Rémy-lès-Chevreuse, 1989.

RESUMEN

La aprobación de los Eurocódigos y su progresiva implantación en España, hace necesaria la actualización de las normas de construcción existentes, especialmente de las relativas a las bases de cálculo y las acciones. La propuesta del Documento Nacional de Aplicación del Eurocódigo 4, trata de solucionar el problema de compaginar las normas de acciones españolas con los planteamientos probabilistas y semiprobabilistas del Eurocódigo 1 (Bases de cálculo y acciones sobre estructuras), ya que este último todavía no está disponible en su totalidad. En el artículo, tras pasar revista a la base teórica de estos planteamientos, se justifica la solución propuesta en el DNA, consistiendo en acoplar las acciones nominales de la NBE-AE-88 a las acciones características del EC-1, corrigiéndolas cuando sea preciso. Por último se justifican los cambios que conlleva la utilización del EC-4 y del DNA en comparación con la práctica española habitual, que son, fundamentalmente, la reducción del coeficiente parcial de seguridad para acciones permanentes, el aumento del mismo correspondiente a la resistencia de elementos metálicos, y las modificaciones de las sobrecargas en garajes y las acciones climáticas debidas a viento y nieve.

SUMMARY

The approval of the structural Eurocodes and their progressive application in Spain, involves the need to modernize the existing national codes, particularly the ones concerning the basic design and actions on structures. The aim of the proposed National Application Document (NAD) for Eurocode 4 (EC-4) is to provide the information to enable EC-4 for the design of composite buildings to be used together with the national code for loads, because Eurocode 1 (EC-1, Basis of design and actions on structures) is not yet completely available. For this, it was necessary to make the mentioned Spanish code for loads compatible with the probability based methods in EC-1. Starting with an overview of the reliability methods, the approach proposed for the NAD for EC-4, consisting in an adaptation of the nominal values of actions following the Spanish codes to the characteristic values of EC-1, is discussed in the paper. Finally, the most important changes introduced by EC-4 and the NAD compared to Spanish standard practice are justified. Major changes concern the reduction of partial safety factors for permanent loads, the increase of partial safety factors for the resistance of steel members, imposed loads on garages and vehicle traffic areas as well as wind actions and snow loads.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

La prefabricación en la rehabilitación de puentes tableros con directriz recta y arcos

Manuel Burón Maestro
David Fernández-Ordóñez Hernández
Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Departamento Técnico de PACADAR, S.A.

La rehabilitación de puentes permite adaptar estructuras existentes a las necesidades funcionales exigibles en el momento en que se aborda dicha rehabilitación. Obviamente, tales necesidades son distintas y más exigentes que aquellas para las que se dimensionó el puente en el momento de su construcción.

La necesidad de adecuar la anchura de la calzada a la geometría precisa para permitir la circulación en dos carriles y sendos arcenes o aceras, es la causa del mayor número de rehabilitaciones.

En estos casos, la construcción de un nuevo tablero de anchura adecuada puede realizarse conservando parcialmente el tablero existente y los pretiles, o bien la imposta y la barandilla, según el carácter histórico y artístico de cada elemento y la capacidad portante del antiguo tablero.

Al comprobar el puente ampliado con las sobrecargas de servicio actualmente vigentes, las acciones debidas a las sobrecargas suelen ser mayores y actúan con más excentricidad que las previstas en la estructura original. En puentes antiguos con pilas de sillares y bóvedas de piedra, el peso propio de la estructura es muy alto frente a las sobrecargas, de modo que puede ser suficiente ampliar la anchura del tablero mediante placas prefabricadas dispuestas sobre una base de hormigón en masa que sustituye al material no resistente que rellenaba la bóveda primitiva, ya que las pilas y la cimentación aceptan las nuevas acciones de servicio, bien directamente, bien mejorando las condiciones portantes de la cimentación mediante la ejecución de micropilotes.

En el caso de antiguos tableros metálicos o de hormigón armado es necesaria la sustitución del tablero. Cuando el tablero descansa sobre una pila de fuste único, la infraestructura (pilas y cimentación) puede ser aprovechada si la acción del tablero sobre ellas es centrada, ya que el efecto del incremento de la reacción vertical se compensa con la disminución de la excentricidad.

La utilización de elementos prefabricados de hormigón en la construcción de los nuevos tableros permite: Emplear hormigones de alta resistencia que posibilitan reducir el peso propio del nuevo tablero y reducir al mínimo posible el incremento de la acción vertical sobre pilas y cimentación. Ejecutar la rehabilitación en el menor plazo posible, reduciendo al máximo el tiempo durante el

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

cual el puente está fuera de servicio. Adecuar el proceso de montaje a las partes que se aprovechan de la estructura antigua. Resolver con precisión los detalles de geometría estricta, apoyos y uniones.

Como ejemplo de renovación de tableros con directriz recta, nos referimos a dos realizaciones. En la primera, la prefabricación fue utilizada para construir el capitel que recibe las cargas del nuevo tablero y las reparte sobre la pila antigua (Fig. 1). El capitel prefabricado enfatiza, en el alzado del puente, el detalle de apoyos del tablero sobre la pila, resolviendo con gran dignidad estética este punto tan decisivo en la apreciación visual del puente (Fig. 2). El nuevo tablero prefabricado está formado por dos vigas artesa, pretensadas. La segunda realización tiene por objeto ampliar la anchura de la plataforma de 5,50 m hasta 10 m, para permi-

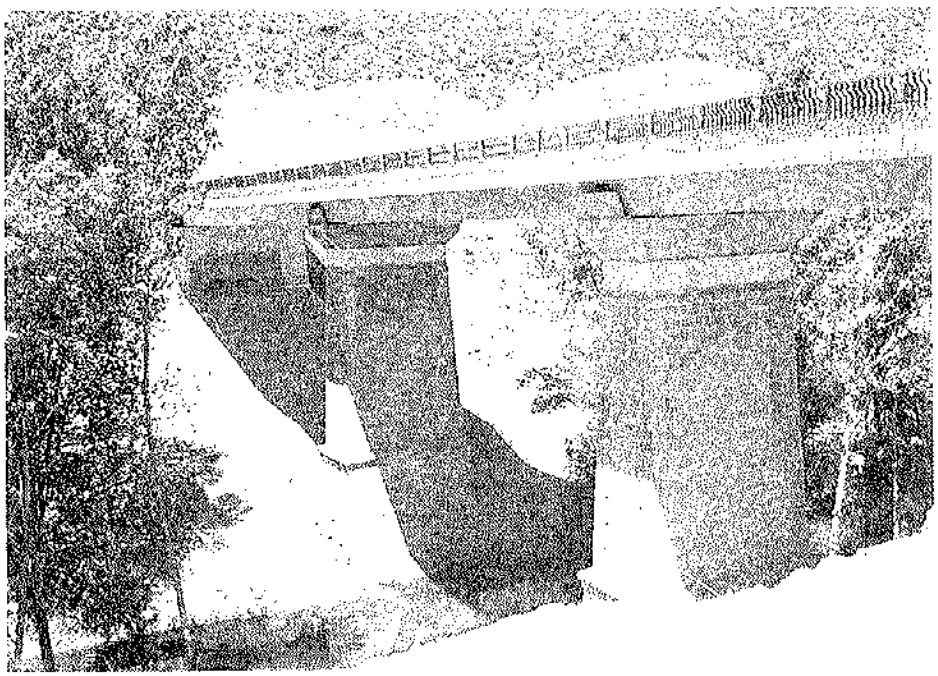


Figura 1. Puente rehabilitado. Tablero prefabricado por PACADAR.

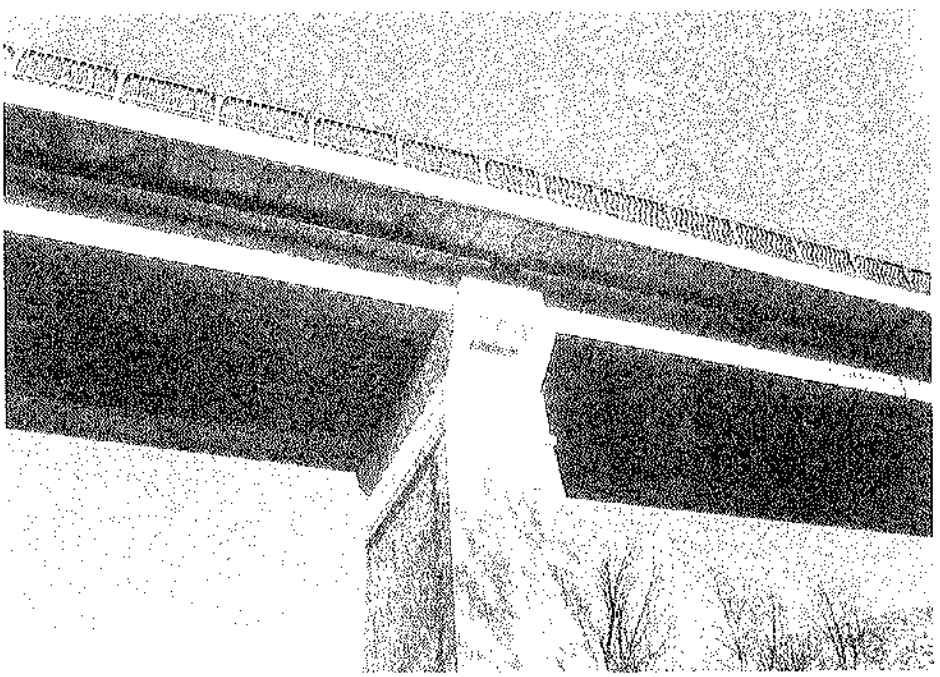


Figura 2. Detalle de dintel prefabricado por PACADAR.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

tir ampliar la calzada de 4,50 m a 8 m, conservando la pila de hormigón armado y la cimentación que han sustentado el tablero antiguo. El nuevo tablero prefabricado es una losa unicelular, pretensada, continua, que apoya sobre cada pila en un único apoyo de neopreno; la torsión que origina la excentricidad de las sobrecargas de servicio se transmite a lo largo de los diversos vanos hasta los apoyos sobre los estribos, donde es recogida por sendas vigas riostras que descansan sobre los estribos mediante una pareja de apoyos de neopreno convenientemente separados. El tablero está formado por 7 vanos, de 20 m cada uno. La junta de dilatación se dispuso sobre uno de los estribos.

El tablero se comporta como un dintel hisperestático pretensado. Los elementos prefabricados son: Una célula prefabricada con sección cajón, pretensada con la totalidad de armadura necesaria en la zona en la que la envolvente de momentos flectores de dimensionamiento tiene valores de momentos flectores positivos (centro de vano), que se completa con la armadura necesaria para los momentos flectores de signo negativo, dispuesta en forma de postesado exterior (Fig. 3).

La célula prefabricada se ha montado en tantas piezas como vanos. Las juntas, dispuestas sobre las pilas, se realizaron mediante el hormigonado in situ de los tabiques, que hacen el papel de diafragmas, solidarizados con la célula prefabricada mediante armadura saliente de la misma. Después de hormigonada la junta se procedía al tesado de la armadura que constituye el postesado exterior y que se ancla en riostras que forman parte de la célula prefabricada. De este modo, la célula adquiría una continuidad total.

El montaje se completaba disponiendo, sobre la viga continua que formaba la célula en sección cajón, las prelosas prefabricadas que servían de encofrado a la losa del tablero, cuyo vuelo en sección transversal es de 3,23 m contados desde la cara de la célula en sección cajón (Fig. 4).

La conexión entre la losa hormigonada "in situ", la prelosa y la célula en sección cajón, se consigue mediante la armadura saliente de las almas del cajón prefabricado que, atravesando el alvéolo corrido que la prelosa incorpora, se aloja, debidamente anclada, en el hormigón de la losa que se vierte "in situ". La cuantía de dicha armadura es suficiente para absorber la suma del esfuerzo rasante y la torsión.

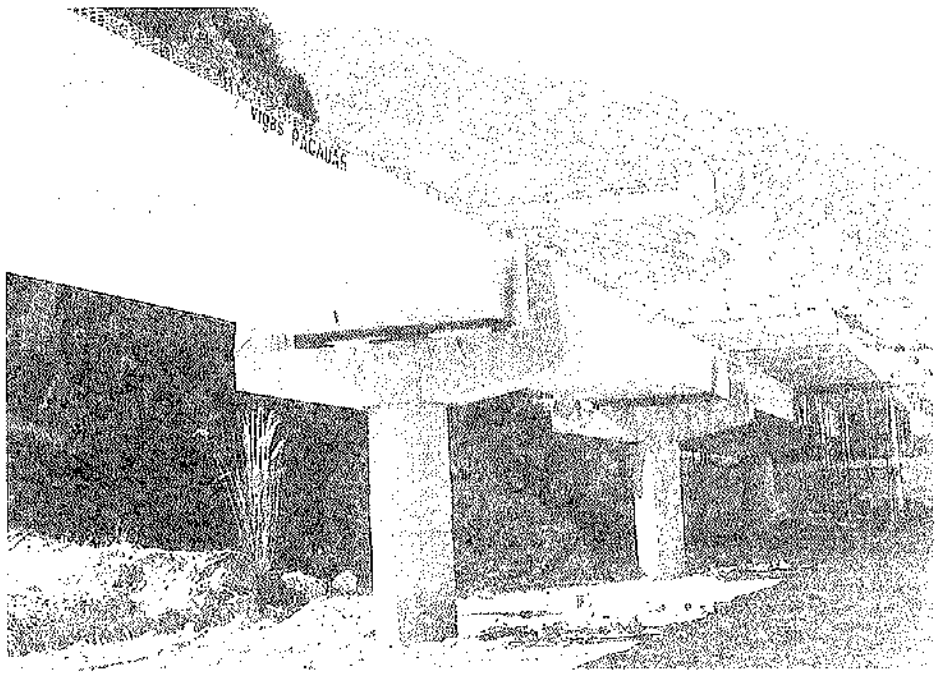


Figura 3. Nuevo tablero continuo prefabricado por PACADAR, sobre pilas antiguas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

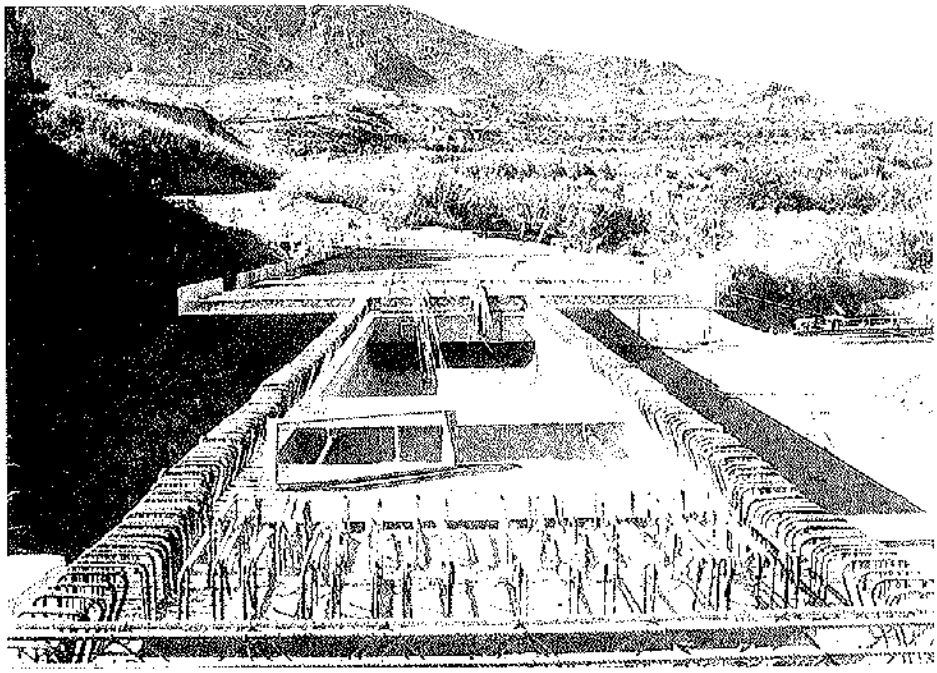


Figura 4. Prelosas prefabricadas por PACADAR.

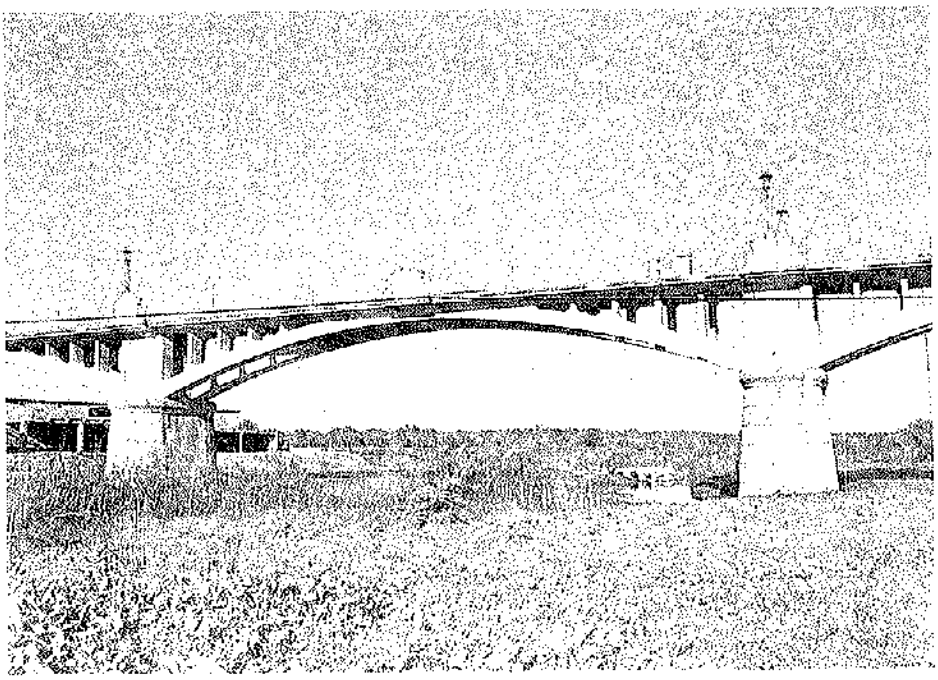


Figura 5. Puente objeto de rehabilitación.

Como ejemplo de rehabilitación de tableros en arco, nos referimos a una realización efectuada sobre un puente construido en el año 1930 y cuyo proyecto, realizado en el año 1928, se ajustaba a la Colección de Modelos Oficiales de Puentes en Arco realizada por D. José Ribera. Se trata de un puente de 4 vanos, de 32 m de luz, con arcos de relación flecha/luz de 1/10 y tímpanos aligerados (Fig. 5).

La sección transversal del tablero está formada por dos arcos gemelos, separados 2,10 m entre sus caras interiores y arriostrados mediante la losa superior del tablero, de anchura 6 m. El enlace entre la losa superior y el arco, se produce mediante montantes verticales situados cada 2 m. La losa y el arco, en la clave de arco donde el canto total es de 0,60 m, se funden en una sección en la que el canto del

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

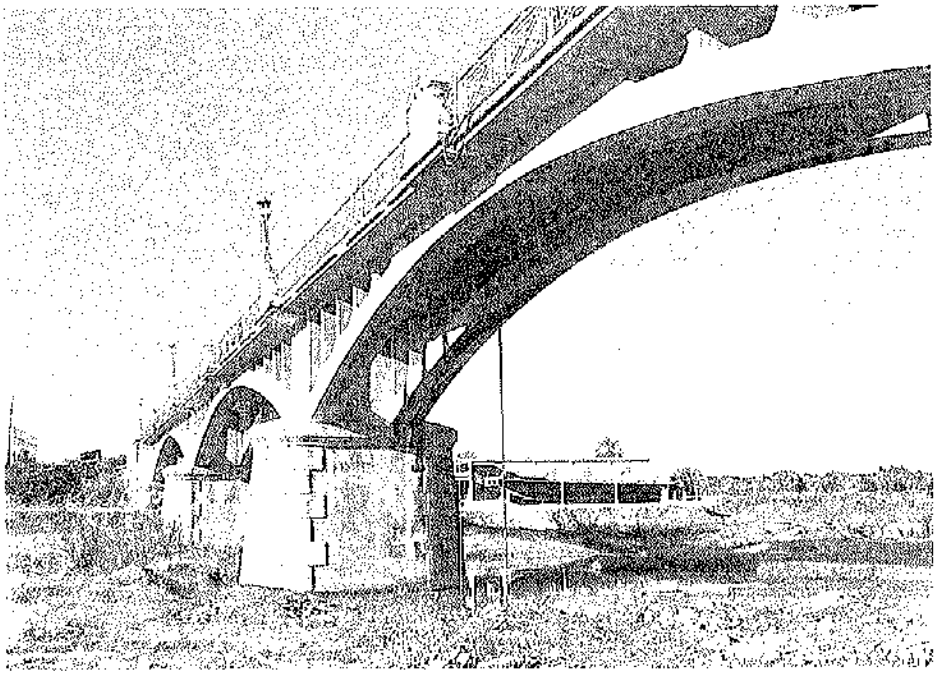


Figura 6. Detalle de la estructura antigua.

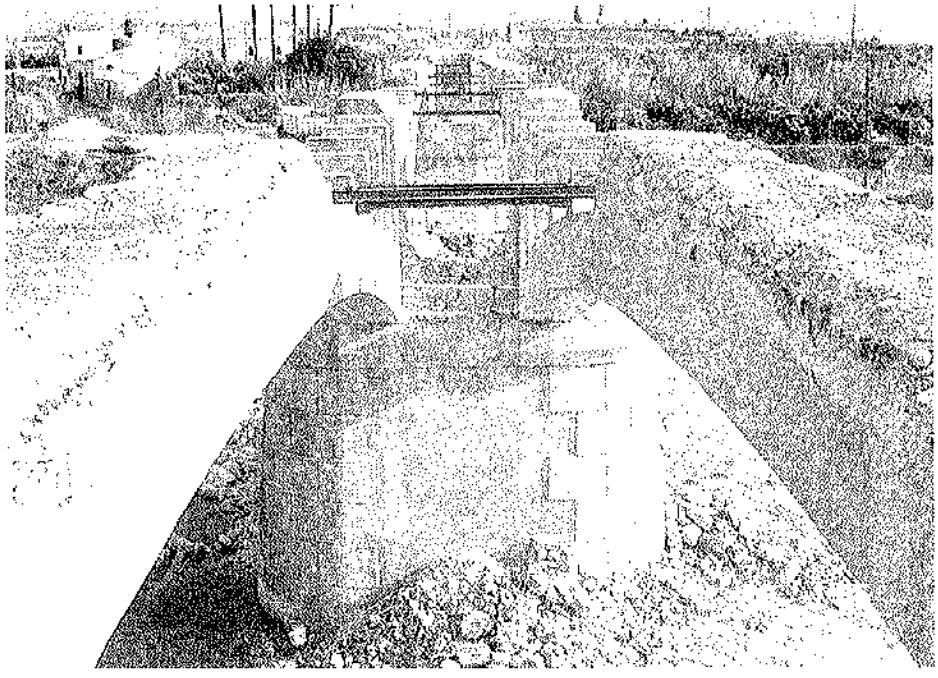


Figura 7. Arcos y montantes antiguos, después de demoler la losa.

arco engloba al espesor de la losa.

La rehabilitación, en este caso, tiene el objetivo de ampliar la anchura del tablero a 9,60 m y, dado el carácter histórico y el valor artístico del puente, conservar el aspecto primitivo de su alzado, es decir, los arcos, montantes, impostas y barandillas primitivas (Figs. 5 y 6).

La prefabricación se ha utilizado para la construcción del nuevo arco que, con el mismo canto que los dos antiguos y alojado en el espacio que existe entre ambos, resiste la totalidad de las cargas del nuevo tablero, quedando la estructura antigua adosada exteriormente a la nueva, pero sin recibir más acciones que los de su propio peso. En definitiva, la nueva estructura resistente del tablero se dispone oculta entre los arcos y montantes antiguos, que siguen determinando la expre-

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

sión visual del puente.

Sobre los arcos prefabricados descansan los nuevos montantes, también prefabricados, 3 cm más delgados que los antiguos para que queden ocultos entre aquéllos. La unión montante arco es postesada mediante barras.

La anchura del arco y los nuevos montantes es de 2 m. Para completar la anchura total del tablero, 9,60 m, sobre cada montante se coloca una pieza prefabricada que, a modo de ménsula, vuela a ambos lados del tablero hasta cubrir la anchura total del mismo. Entre cada una de estas piezas ménsula se colocan las placas prefabricadas que forman parte de la losa del tablero, sirviendo, además, de encofrado al hormigón vertido "in situ" que forma la losa del nuevo tablero y solidariza el conjunto de elementos prefabricados (Figs. 7, 8 y 9).

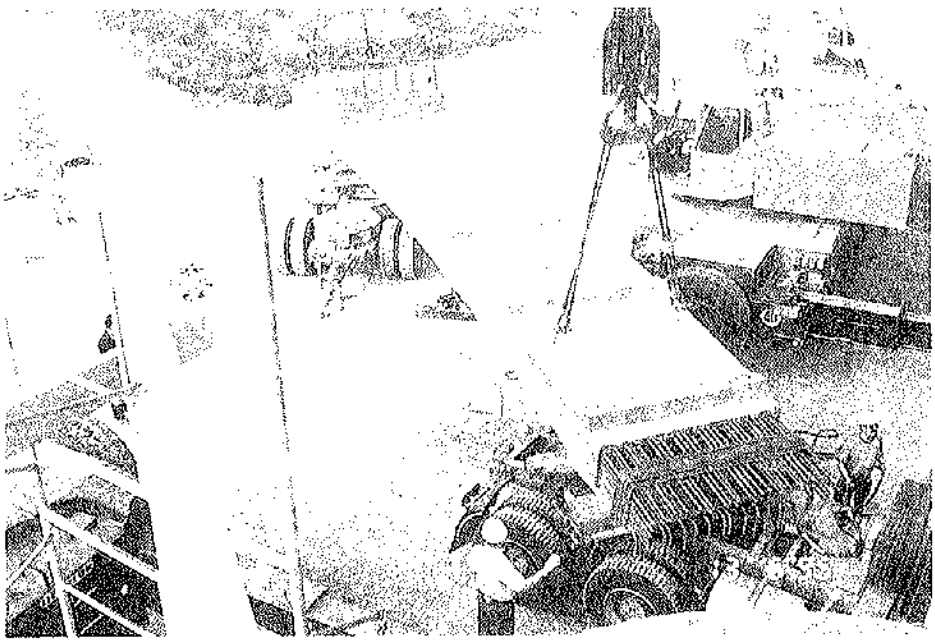


Figura 8. Semiarco prefabricado por PACADAR.

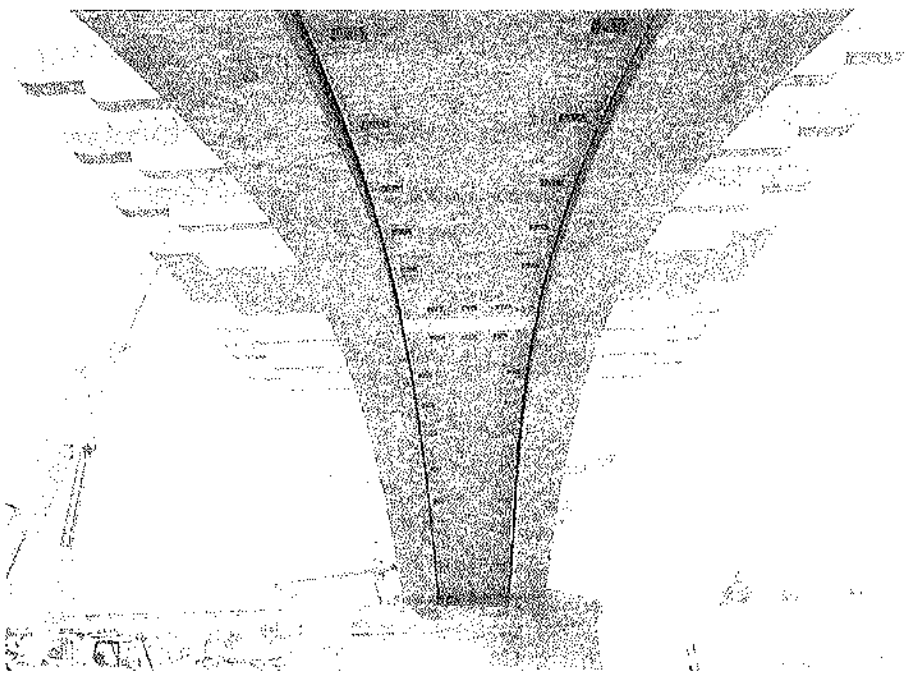


Figura 9. Arco prefabricado por PACADAR, colocado entre los dos arcos antiguos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

La unión de la pieza ménsula al montante es postesada con las mismas barras que unen el montante al arco. Además, cada ménsula se encastra, sobre el correspondiente montante, a través de un tetón capaz de transmitir los esfuerzos horizontales de sentido transversal al eje del tablero. En este caso, la transmisión tiene especial importancia, ya que los efectos de la excentricidad de las cargas de servicio están transmitidos hasta las pilas, mediante el trabajo transversal de la losa en su plano y el trabajo de flexión transversal del arco en su plano (Figs. 10, 11 y 12).

El uso de la prefabricación ha permitido: Una geometría precisa, que ha posibilitado alojar la nueva estructura entre la antigua con holguras mínimas que nunca hubieran permitido la colocación de los encofrados necesarios para realizar la

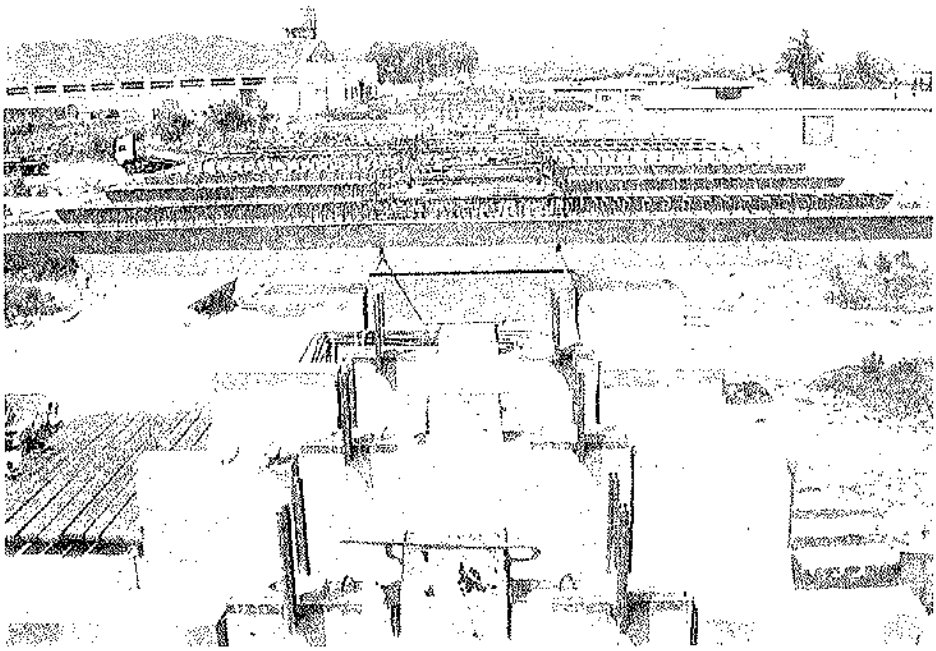


Figura 10. Montantes prefabricados por PACADAR.

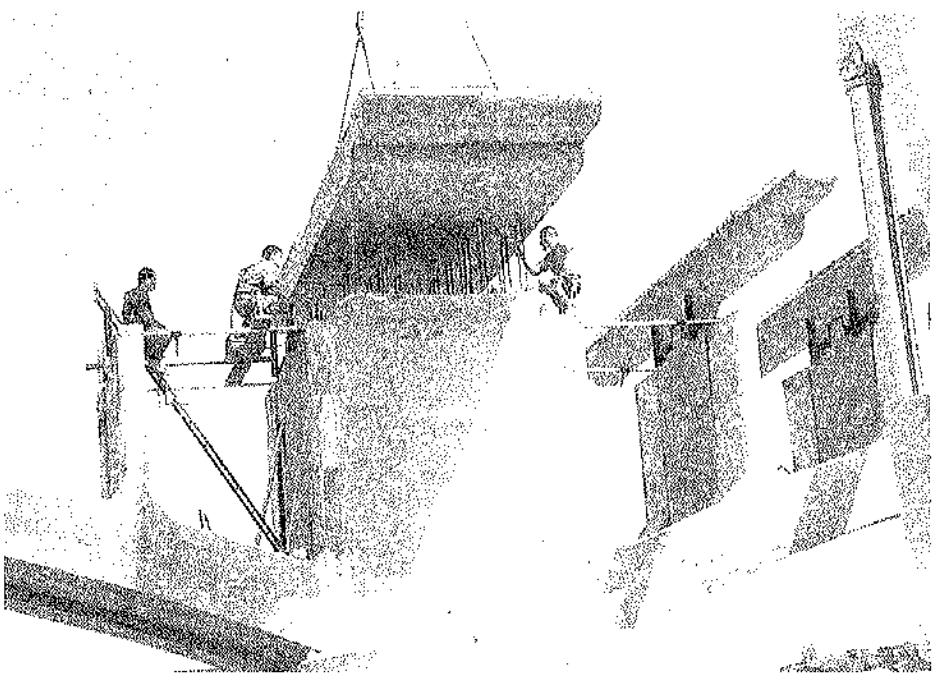


Figura 11. Ménsulas prefabricadas por PACADAR.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

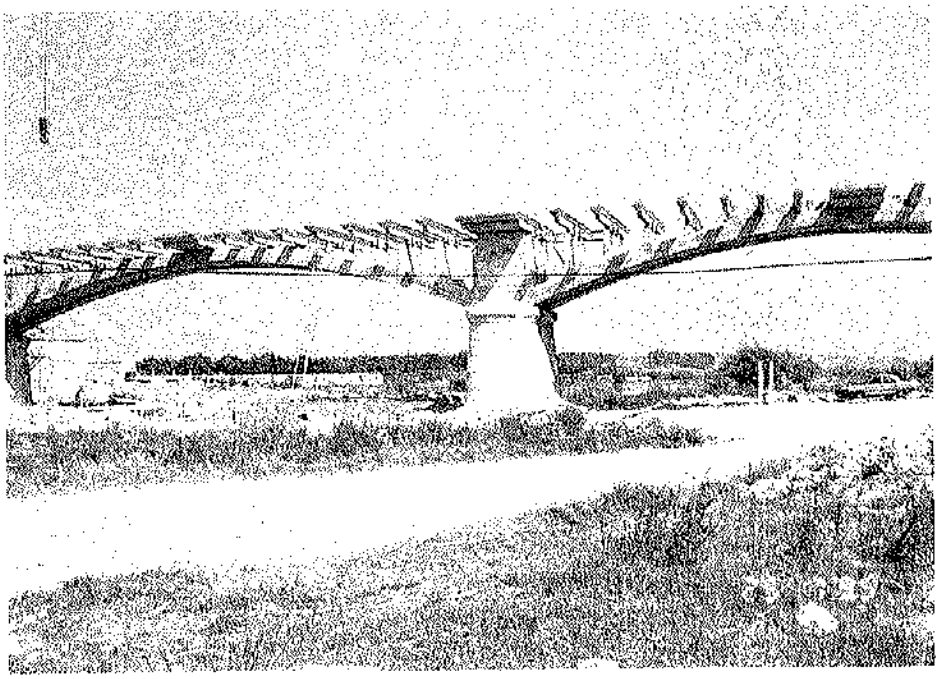


Figura 12. Arcos, montantes y ménsulas montadas.

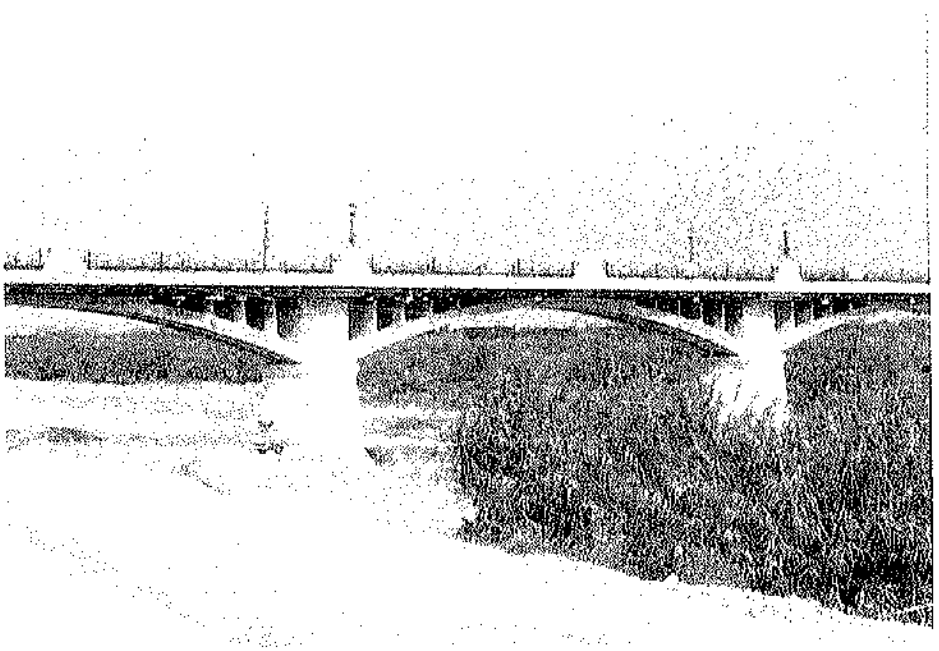


Figura 13. Puente rehabilitado terminado.

obra "in situ". La utilización de hormigón de 50 N/mm^2 de resistencia característica, para obtener elementos esbeltos (la sección del arco es de 2 m de anchura por 0,55 m de canto). Realizar detalles de apoyo y juntas de gran precisión, permitiendo, en una geometría muy reducida como es la de los montantes, 0,22 m de espesor, materializar un apoyo que permite la transmisión de esfuerzos entre la losa del tablero y los montantes, permitiendo a su vez un movimiento relativo, por deformación de los correspondientes apoyos de neopreno, entre ambos elementos, giro y corrimiento longitudinal al tablero, que hace compatible las diferentes deformaciones de losa y arco, sin someter a los esbeltos montantes a esfuerzos importantes en la dirección del eje longitudinal del tablero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Cada arco fue prefabricado en dos piezas que se unían mediante el hormigonado, en clave y en el entronque con la pila, de las armaduras salientes de ambas piezas. La primera junta que se hormigonaba era la correspondiente a la pila; posteriormente, y después de poner en carga el arco, se hormigonaba la junta en la clave del mismo.

La unión postesada ménsula-montante-arco se realizaba, después de montados todos los elementos y arriostrados lateralmente, mediante elementos auxiliares que eran retirados posteriormente (Fig. 13).

La utilización de la prefabricación en todas las realizaciones expuestas, ha permitido concretar la capacidad de la técnica actual para resolver los aspectos estructurales y funcionales, en un modo de construir eficaz, adaptado a cada circunstancia, para que el resultado final sea la rehabilitación más respetuosa y adecuada. La unión de la tecnología propia de la prefabricación, a las demás que intervienen en el proceso constructivo, permite disponer de los medios adecuados para adaptar a las exigencias actuales del tráfico y la seguridad vial, un buen número de antiguos puentes que constituyen notables ejemplos del patrimonio histórico de nuestra nación y del buen hacer de los ingenieros que nos han precedido, conformando, con puentes de gran dignidad estética, el paisaje común sobre el que debemos de actuar los ingenieros de hoy, con el mayor respeto.

RESUMEN

La rehabilitación de puentes permite adaptar estructuras existentes a las necesidades funcionales exigibles en el momento en que se aborda dicha rehabilitación. Obviamente, tales necesidades son distintas y más exigentes que aquellas para las que se dimensionó el puente en el momento de su construcción.

En el caso de antiguos tableros metálicos o de hormigón armado es necesaria la sustitución del tablero.

La utilización de elementos prefabricados de hormigón en la construcción de los nuevos tableros permite: Emplear hormigones de alta resistencia, que posibilitan reducir el peso propio del nuevo tablero y reducir al mínimo posible el incremento de la acción vertical sobre pilas y cimentación. Ejecutar la rehabilitación en el menor plazo posible, reduciendo al máximo el tiempo durante el cual el puente está fuera de servicio. Adecuar el proceso de montaje, a las partes que se aprovechan de la estructura antigua. Resolver con precisión los detalles de geometría estricta, apoyos y uniones.

Como ejemplo de rehabilitación de tableros en arco, nos referimos a una realización efectuada sobre un puente construido en el año 1930 y cuyo proyecto, realizado en el año 1928, se ajustaba a la Colección de Modelos Oficiales de Puentes en Arco realizada por D. José Ribera. Se trata de un puente de 4 vanos, de 32 m de luz.

La unión de la tecnología propia de la prefabricación, a las demás que intervienen en el proceso constructivo, permite disponer de los medios adecuados para adaptar a las exigencias actuales del tráfico y la seguridad vial, un buen número de antiguos puentes.

SUMMARY

The bridges rehabilitation adapts the old structures to the news functional needs.

In cases of the old steelwork or reinforced concretework decks, the substitution is necessary.

The use of precast concrete elements permits: To reduce the deck weight increment, using high-strength concrete. To shorten the rehabilitation time. To fit the erection process in the useful parts of the old structure. To resolve with precision and strict geometry the bearing and connection details.

As an example, the rehabilitation of a 1930' s bridge with 4 spans of 32 m, built according to the Official Models of Arch Bridges by Mr. José Ribera, is described.

The precast technology allows to adapt many old bridges to the news traffic and security needs.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

JORNADA TECNICA: "Estructuras prefabricadas de hormigón: Normativa (Eurocódigo 2) y realizaciones"

Miércoles, 2 de Octubre de 1996
Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja" (IETcc)
C/Serrano Galvache, s/n. 28080 Madrid

Organiza:

Subcomité CTN 140/SC2 "Eurocódigo 2" de AENOR.

–Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja" (IETcc).

Como consecuencia de la aprobación por el Subcomité de AENOR CTN 140/SC2 en junio de 1995 de la norma UNE-ENV 1992-1-3 EUROCODIGO 2: "Proyecto de estructuras de hormigón" - Parte 1-3: "Reglas generales - Elementos y estructuras prefabricados de hormigón" las entidades antes mencionadas organizan esta jornada con el fin de dar la mayor difusión a la normativa europea sobre prefabricación, facilitando así su conocimiento, discusión y aplicación por parte de los técnicos, previamente a su conversión en Norma Europea (EN). Además de la presentación del documento, se expondrán los resultados de un estudio comparativo entre las normativas nacional y europea, así como un conjunto de realizaciones prefabricadas significativas en edificación y obra civil. La presentación de las diferentes conferencias será realizada por especialistas españoles y europeos en el campo de la prefabricación, contándose con la presencia del Prof. Ing. **Marco Menegotto** de la Universidad de Roma.

Información e inscripciones:

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (IETcc)
Tel.: 302 04 40. Fax: 302 07 00 (Srta. Amparo Garralón).

* * *

Publicación N° 17 de la Federación Nórdica del Hormigón

El Comité Investigador de la Federación Nórdica del Hormigón, ha editado el Volumen N° 17 de la "Investigación Nórdica del Hormigón", NCR 1995:2. Contiene una selección de artículos relativos a investigaciones sobre hormigón, en curso de realización o últimamente concluidas, en los cinco países nórdicos: Dinamarca, Finlandia, Islandia, Noruega y Suecia.

El Comité Investigador tiene, como uno de sus cometidos, el incrementar el contacto profesional entre los investigadores del hormigón en los países Nórdicos y fomentar el contacto entre ellos y los científicos del hormigón de todo el mundo. Se espera que esta publicación pueda actuar como vínculo mundial entre los investigadores del hormigón en los países Nórdicos y el resto del mundo.

Esta publicación invita a científicos, también de fuera de los países Nórdicos, a una discusión sobre los artículos presentados. La discusión y la réplica de los Autores serán publicadas en el próximo número de NCR.

Los interesados en adquirir esta publicación, deberán dirigirse a:

Norsk Betongforening
Postboks 2312, SOLLI
0201 Oslo (NORUEGA)
Tel.: + 47 22 94 75 00
Fax: + 47 22 94 75 02

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Supresión de pilares en una estructura singular en La Coruña

Antonio González Serrano
Ingeniero de Caminos.
Patólogo.
Director de Proxectos, S. L.

La insensatez del hombre tuerce su camino
Proverbios 19.3.

A mi padre, maestro y amigo fiel, "in memoriam".

El Proyecto ganador del concurso de remodelación del Parque de Europa, de La Coruña, imponía la demolición de una estructura, rehaciéndola de nuevo, para eliminar una fila de pilares.

La estructura que se proponía demoler era una estructura convencional de hormigón armado, formada por vigas y pilares, con un forjado unidireccional de hormigón. El forjado estaba formado por parejas de viguetas pretensadas, de 30 cm de canto y de 5,70 m de luz, con un entrevigado de bovedillas de hormigón. La carga del forjado estaba constituida por el peso propio + una carga de tierras de 1,60 m + una sobrecarga de uso, en superficie, de 400 kg/m^2.

En el croquis nº 1 se muestra el pórtico inicial, señalando con la letra B la fila de pilares que se pretendía suprimir.

La primera solución propuesta, que estructuralmente era más racional, consistía en diseñar un arco por encima de la rasante del Parque, que fuese el antifunicular de las cargas de los pilares que se pretendían suprimir. Esta solución fue desechada por razones ajenas a las puramente técnicas.

El pórtico inicial tipo, con una longitud total de 23,90 m, estaba formado por tres vanos, de 8,30 m, 8,60 m y 7,00 m. El pórtico se apoyaba, en los extremos, en dos muros de hormigón. Las vigas del pórtico eran de canto, presentando un resalto importante por debajo del forjado.

La solución propuesta consistió en crear dos nuevos pilares, que se señalan en el croquis nº 2 con la letra A, reforzando las vigas como se expone en este artículo, suprimiendo, a continuación, las filas de pilares B y C del pórtico inicial.

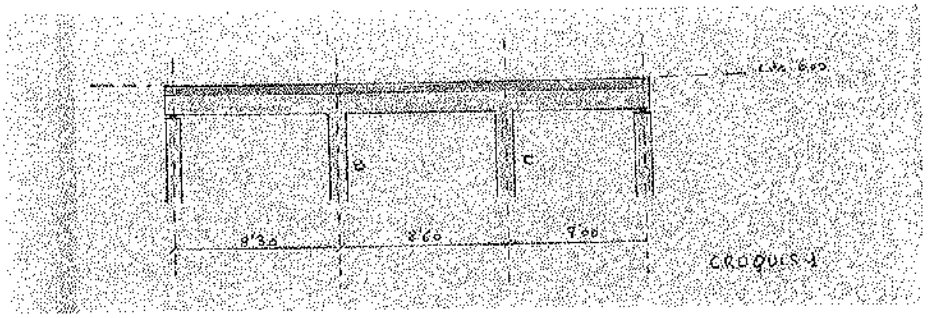
De esta forma, manteniendo la carga de 12,5 t/ml, el pórtico pasa a tener vanos con luces de 1,30 m (voladizo), 14,20 m (vano central de mayor luz), 8,40 m (vano extremo). Véase croquis nº 2.

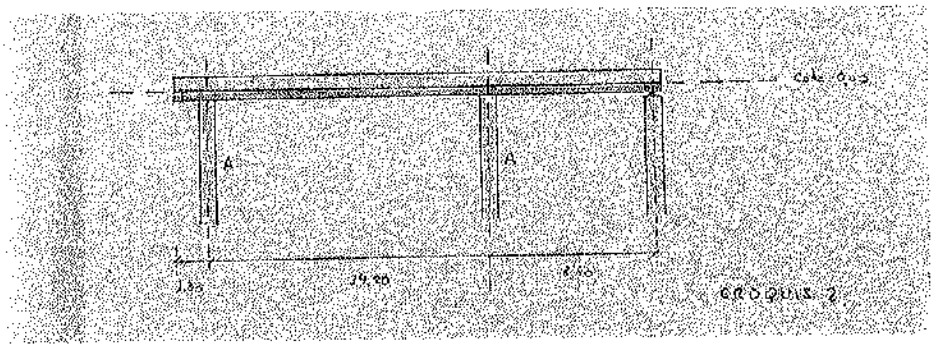
Otra imposición del Proyecto, por limitación de gálibos arquitectónicos, fue que las vigas no podían tener ningún resalto por debajo del plano inferio del forjado existente.

El refuerzo, por esa razón, se realizó recreciendo las vigas de la estructura por la parte superior, disponiendo la armadura de negativos en el recrecido.

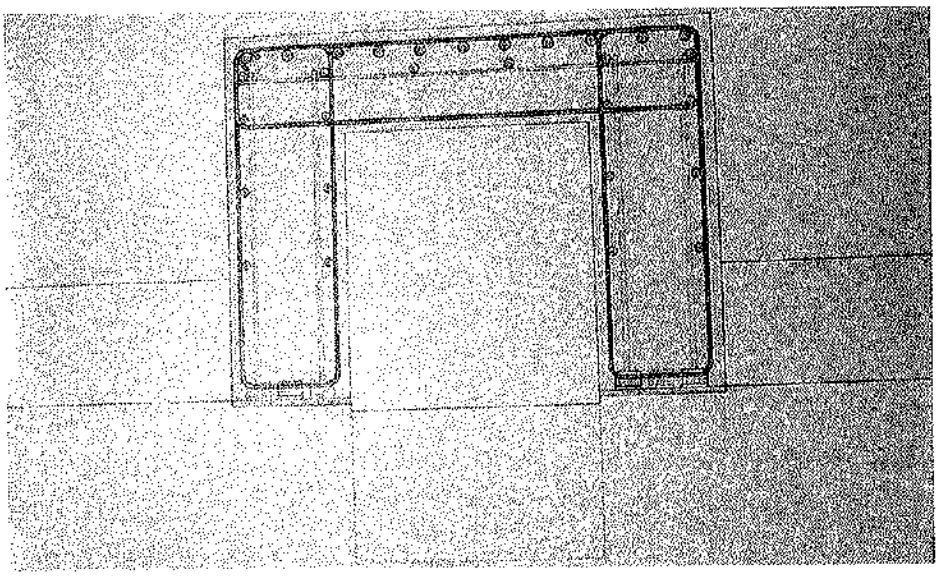
La armadura de positivos se diseñó como una chapa laminada dispuesta por debajo del forjado, sin sobresalir práctica-

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

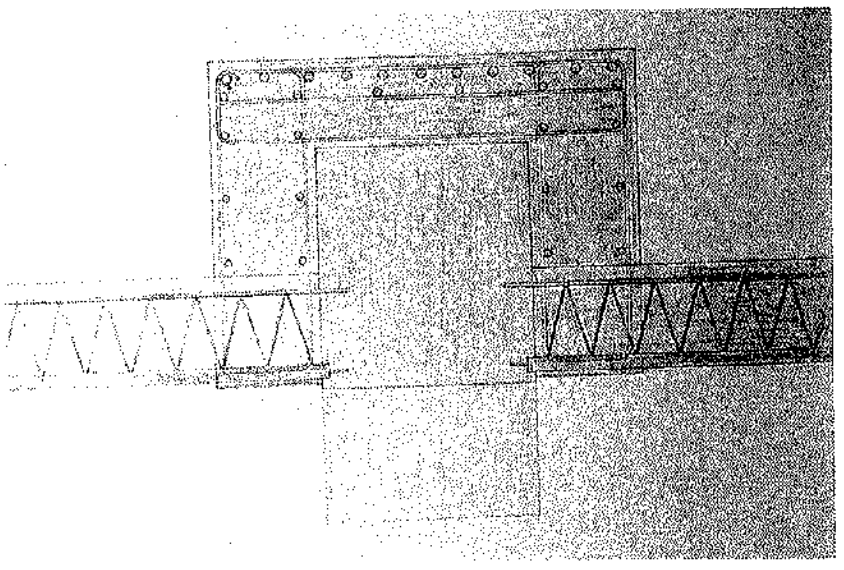




Croquis 1 y 2.

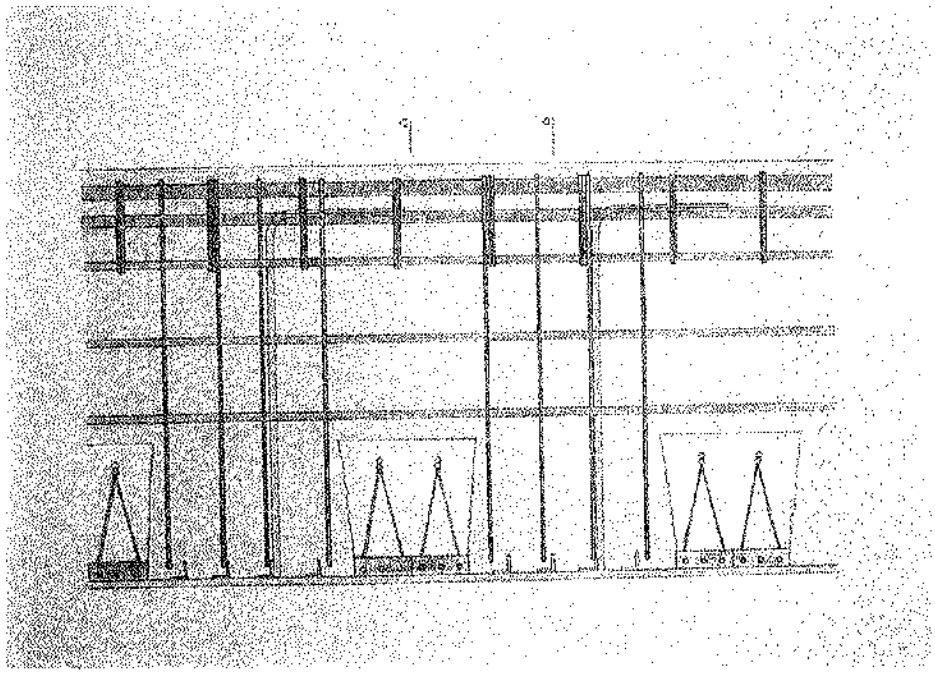


Croquis 3.



Croquis 4.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024



Croquis 5.

mente del forjado, a fin de cumplir las premisas iniciales.

De esta forma se pudieron suprimir las filas de pilares B y C del croquis nº 1, y se pudo cortar el resalto de hormigón de las vigas que sobresalía por debajo del forjado.

El croquis nº 3 muestra la sección transversal de la nueva viga, dada por el eje de las bovedillas. Se aprecia en la figura que las bovedillas se han suprimido en el área ocupada por la nueva viga.

La sección transversal de la nueva viga, que se indica en el croquis nº 4, se dio por el eje de las viguetas.

El croquis nº 5 es una sección longitudinal de la nueva viga, en la que se aprecia perfectamente la integración del forjado en la viga, macizando la zona ocupada por las bovedillas y embebiendo a las viguetas existentes.

La armadura superior de negativos se dispone fácilmente en el recrecido, que se hizo en forma de U invertida.

La armadura inferior está formada por dos chapas de acero que se disponen a ambos lados de la viga actual. Estas chapas llevan unos redondos soldados que actúan como armadura de suspensión.

La adherencia de la armadura, es decir, el esfuerzo rasante que se produce en la unión chapa-viga, se absorbe con conectores metálicos formados por casquillos de angulares.

Los estribos se dispusieron discontinuos, alojándolos en los huecos que quedan al demoler las bovedillas.

Las fotografías 1 y 2 muestran la armadura de positivos, o chapas metálicas, con la armadura de suspensión, y con los conectores para absorber el esfuerzo rasante en la unión.

La fotografía 3 es una vista superior de las vigas.

En la fotografía 4 se ve un pilar cortado, la armadura de positivos de la nueva viga, y la viga antigua con el resalto inferior cortado.

En la fotografía 5 se aprecia perfectamente el corte del resalto de la viga antigua. En la fotografía también se aprecia la armadura de positivos de la nueva viga.

La fotografía 6 es una vista parcial, con varios pilares suprimidos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

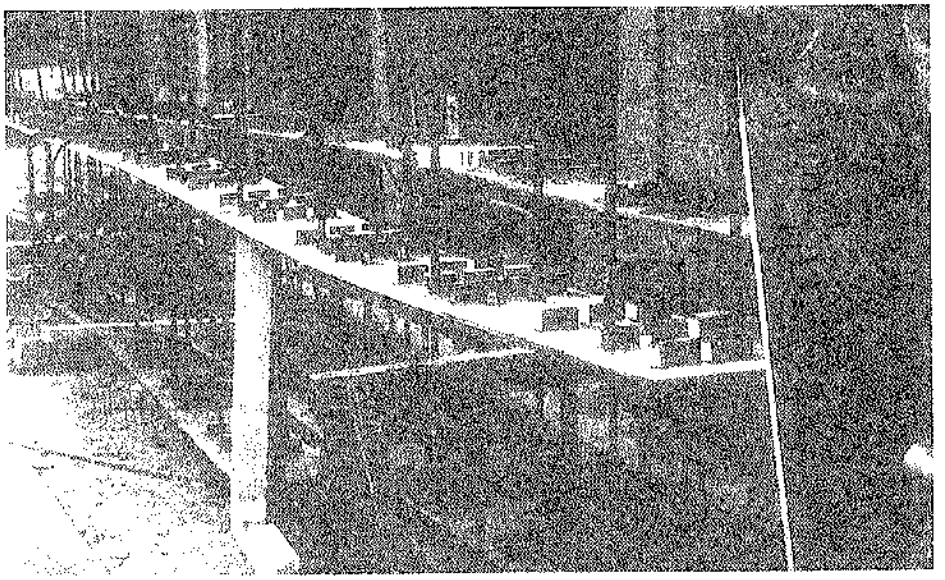


Foto 1.

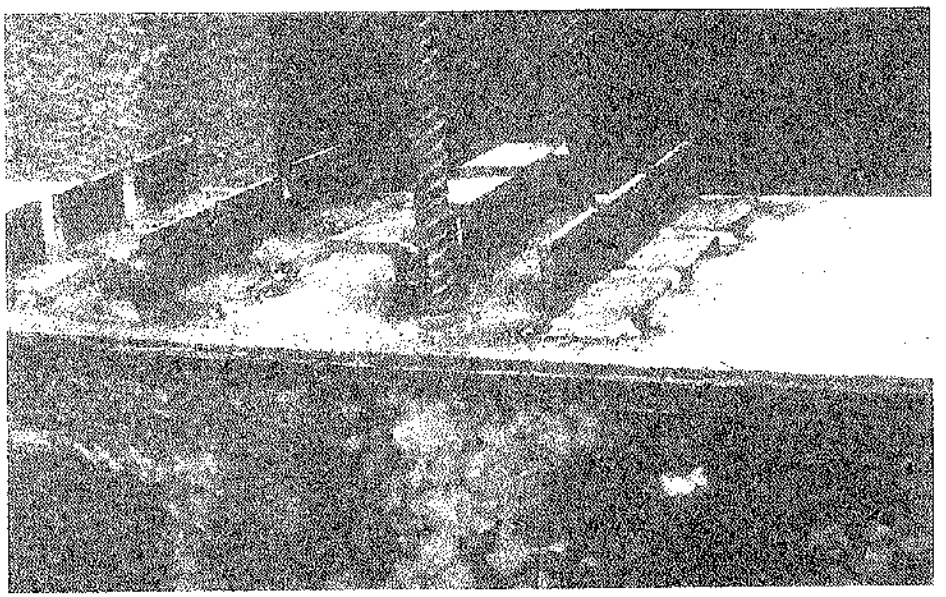


Foto 2.

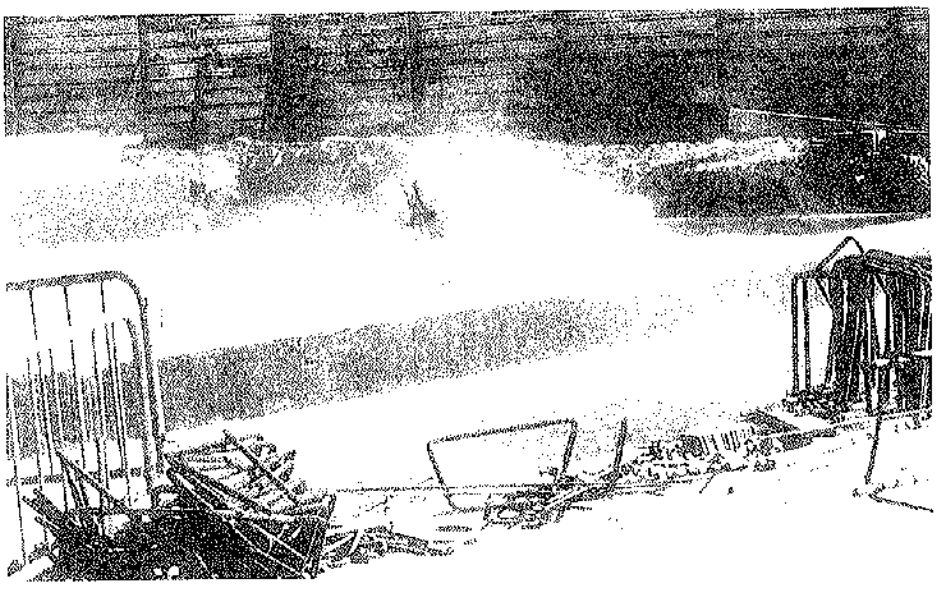


Foto 3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Foto 4.

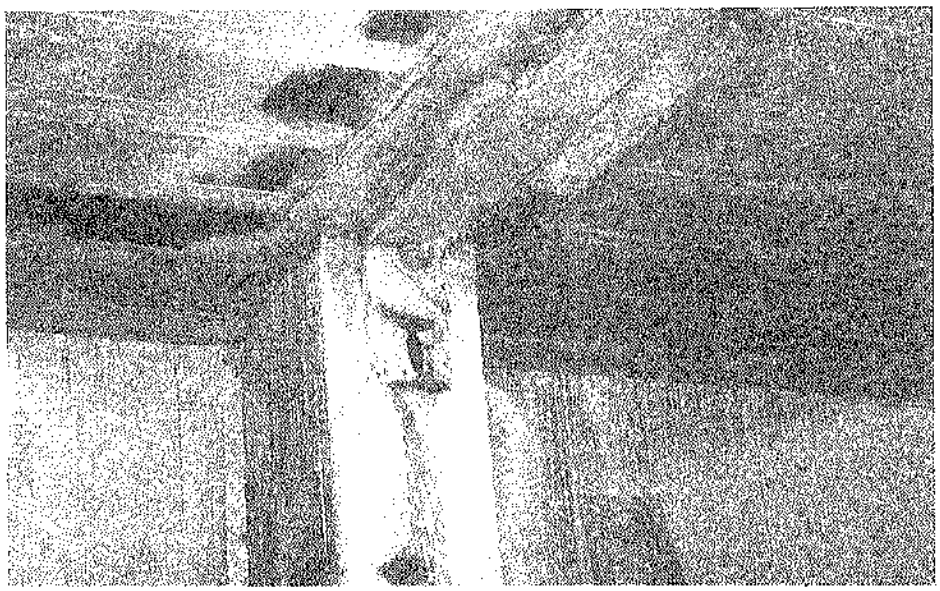


Foto 5.

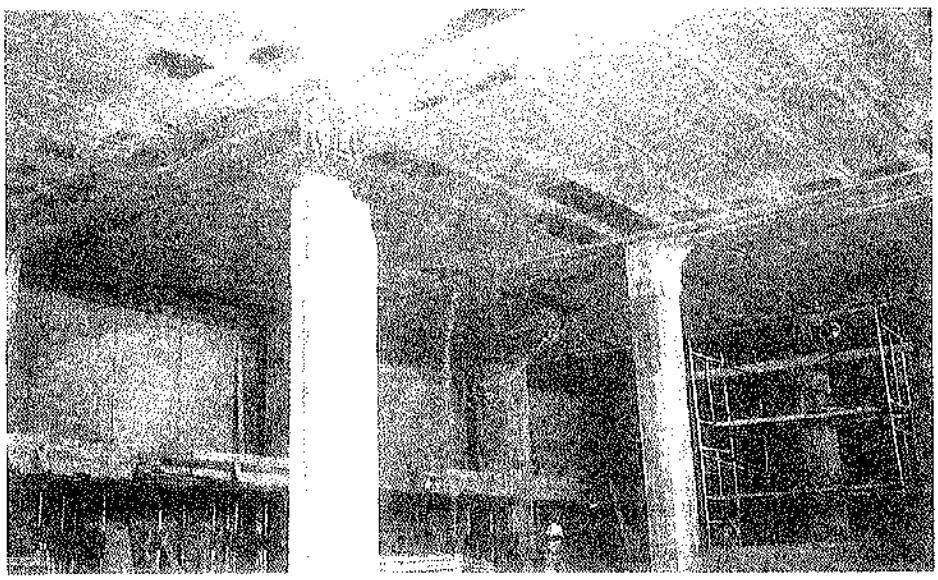


Foto 6.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

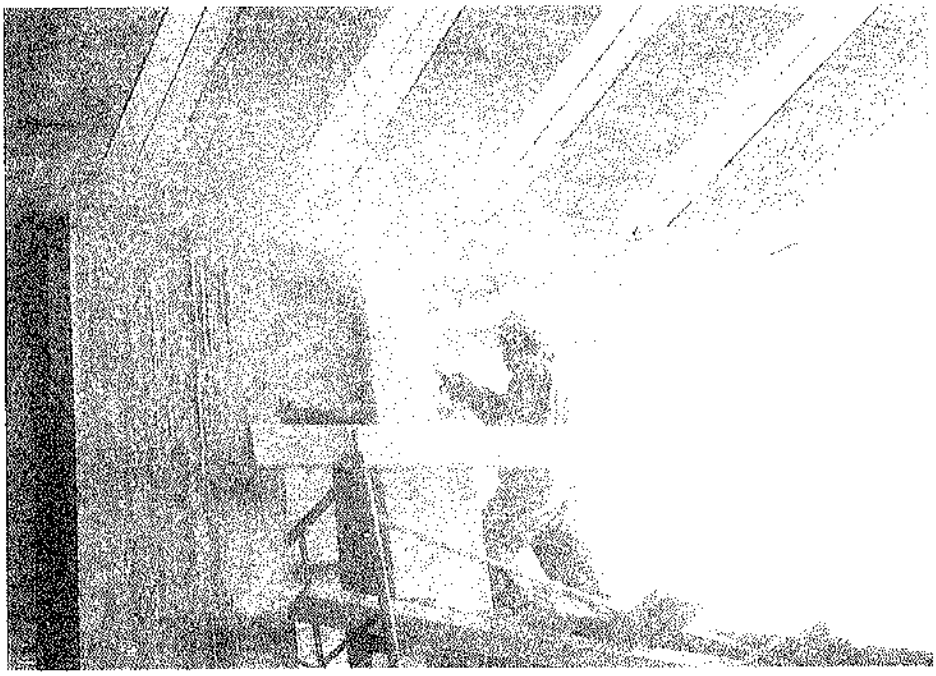


Foto 7.

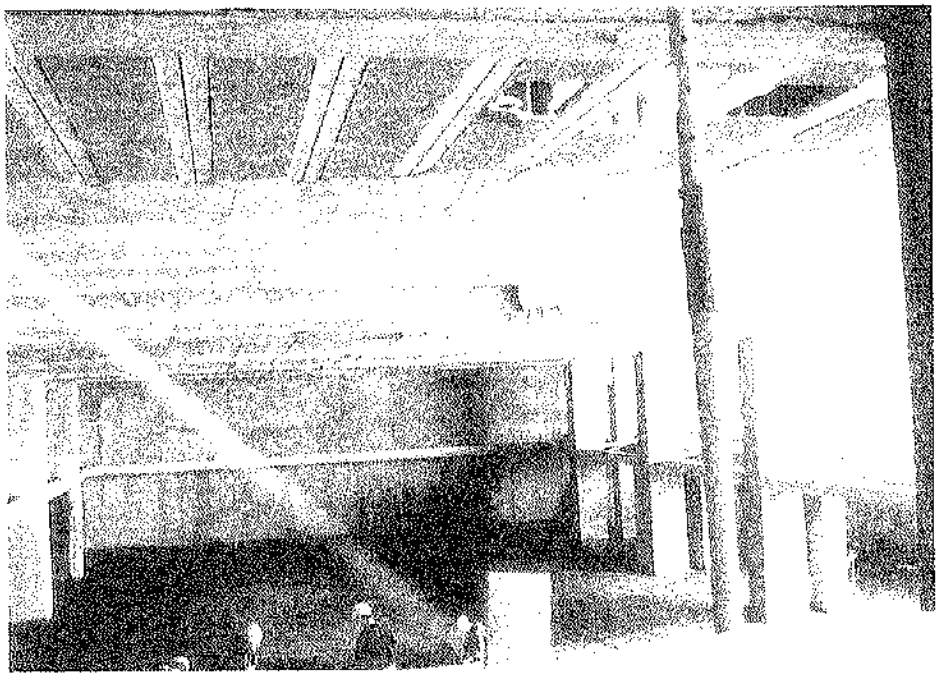


Foto 8.

La fotografía 7 se corresponde con el proceso de supresión de un pilar.

En la fotografía 8 se ve la supresión que se hizo del conjunto de los pilares.

RESUMEN

En esta publicación se expone el método seguido para poder suprimir una fila de pilares en una estructura singular con grandes cargas.

SUMMARY

This paper explains the method carried out to suppress a line of pillars in a special structure with big loads.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

837-8-22

"Desfeitas"

Antonio González Serrano
Ingeniero de Caminos.
Patólogo.
Director de Proxectos, S. L.

El deseo es bueno, porque la vida es deseo; pero desear lo imposible es una enfermedad mental

Brías de Priena.

A Rosa.

Por fin me he decidido a publicar una serie de errores graves de construcción, sin pretender dar a esta publicación un carácter inquisitorio o acusador; sino que, por el contrario, el fin perseguido es un fin didáctico y docente, para que las nuevas generaciones que vienen detrás, empujando con garra, no cometan los mismos errores que sus predecesores.

Por lo tanto, en esta publicación no se indica dónde se localizó o se produjo el fallo, quien fue el destajista, o el contratista, o el jefe de obra, la dirección de obra, la supervisión de la obra, o el laboratorio de control, si estos entes jurídicos existieron.

No se puede decir, como en las películas, que cualquier parecido con la realidad es pura coincidencia, porque estos casos son reales, aunque, obviamente, se oculte totalmente la identidad de los mismos.

Las fotografías 1 y 2 muestran dos nudos metálicos de una construcción real, aunque parezca mentira, construida por profesionales con titulación.

La fotografía 3 muestra un sandwich de grava, que se construyó entre un pilar y su cimentación.

La fotografía 4 corresponde a un tejado curioso. Es práctica habitual colocar sobre la última placa, o sobre las viguetas de cubierta, una uralita, cubriéndola con teja curva gallega. El autor solamente colocó las tejas cóncavas hacia abajo, que son las que se ven, sin colocar las tejas cóncabas hacia arriba o canalones.

Las fotografías 5, 6 y 7 corresponden a una estructura que se inyectó con el sistema Prepakt, porque su hormigonado era dificultoso al existir secciones insuficientes en las pilas.

Las fotografías 5 y 6 muestran recubrimientos de las armaduras, nulos, e incluso negativos. La fotografía 7 muestra una fuerte retracción superficial, en piel de serpiente, en un mortero mal dosificado.

La fotografía 8 es muy ilustrativa, porque nos enseña la fisuración de una fábrica producida por deformaciones impuestas. El forjado, al girar, arrastra a la fábrica del ladrillo del cerramiento; pero, como la fábrica tiene impedido el giro, en el machón que existe entre las dos ventanas, se fisura.

La fotografía 9 muestra una fisura de retracción, en un pilar hormigonado in situ, al que se unen dos vigas prefabrica-

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

das de grandes dimensiones. La falta de continuidad, en el pilar, de la armadura inferior de las vigas originó una fisura de retracción típica.

Los Códigos obligan a disponer una cuantía mínima de armadura por retracción y temperatura, que en este caso no se colocó. La fisura, además, se vio agravada porque el otro extremo de la viga estaba unido a un muro de gran rigidez.

La fotografía 10 muestra el pandeo de la armadura de un pilar. Este estado es muy crítico porque la armadura, al pandear por ausencia de estribos suficientes, se descarga, recargando el hormigón, hecho que puede producir la rotura brusca del pilar.

Espero que el lector no se habitúe con estas auténticas "desfeitas", como así se titula el artículo, y mantenga el interés durante toda la exposición del mismo.

La fotografía 11 muestra una junta de dilatación, en una estructura metálica, realizada mediante orejeras rasgadas en una viga. Como los movimientos térmicos eran mayores que las aberturas de las orejeras de la viga, la viga metálica se curvó para permitir dichos movimientos.

La fotografía 12 muesta los nudos de una estructura con más de 9 plantas. Estos nudos, como se puede apreciar, eran articulaciones puras.

La fotografía 13 muestra la esquina de una estructura que rompió por esfuerzos combinados de retracción y temperatura.

La fotografía 14 muestra una fisuración de esquina de un cerramiento, que obedece a las causas antes expuestas.

El mortero de rejuntado de este cerramiento era muy bueno, lo que favoreció la aparición de los daños indicados. El mortero de rejuntado de estas fábricas, debe ser menos resistente, para que el conjunto sea más deformable y no se fisure.

La fotografía 15 muestra unas humedades de condensación en el trasdós de un aplacado de granito mal ventilado.

Estos cerramientos de fachada se deben ventilar totalmente o, por el contrario, se deben adherir a la base en todo el área. Si se produce un estado intermedio, dejando zonas huecas detrás de las placas de granito, con pequeños poros que permiten una ventilación lenta, el aplacado se calienta durante el día, calentándose, al mismo tiempo, el aire interior. Cuando sobreviene la noche, el aplacado se enfría bruscamente y el aire interior, más caliente, se condensa en la cara posterior del aplacado.

Las fotografías 16 y 17 muestran el refuerzo de una estructura, realizado con un pretensado exterior, visto, sin protección alguna.

En la fotografía 16 se puede ver que el pretensado, en uno de los tendones, no existe, habiéndose desprendido los casquillos separadores. En la fotografía 17 se puede ver, además, el daño que presentan las armaduras de las viguetas, que no tienen ningún recubrimiento eficaz.

En la fotografía 18 se puede ver un conector de un pretensado exterior, de hierro, oxidado, también si proteger. El tendón es un cordón engrasado, que está alojado en el interior de una vaina de polietileno. La zona terminal del cordón, sin vaina, está protegida temporalmente con grasa. El ambiente exterior es un ambiente marino.

La fotografía 19 muestra los manguitos de extrusión de un pretensado protegido con grasa, con una oxidación incipiente. La fotografía 20 corresponde al otro extremo del tendón, con un orificio en el que se aprecia el agua de condensación que se produce en el interior de unos tubos. El agua gotea por el anclaje inferior y produce charcos en el suelo, véase fotografía 21.

Los anclajes, posteriormente, se tapan con trozos de ladrillo y con mortero, véase fotografía 22, sin impedir la condensación, que se sigue produciendo, véase fotografía 23.

Los álcalis del cemento disueltos en el agua de condensación, son un peligro para el galvanizado de los cables, y éstos se pro-

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

tegen, en una fase posterior, con una resina, véase fotografía 24.

El cajetín de anclaje se enfosca con mortero, desconociendo la adherencia entre ambos. La condensación prosigue, véase fotografía 25, detectándose en el paramento del mortero manchas de cal libre y principios de óxido.

La fotografía 26 muestra las armaduras tangentes de un encepado, que impidieron el hormigonado del recubrimiento inferior. Este hecho parece imposible, aunque es real. ¿Para que sirve el cálculo de adherencia en un caso así?.

Nuevamente llamo la atención para que el lector no se habitúe con estas auténticas "desfeitas", y mantenga el interés durante toda la exposición del artículo.

El *"más difícil todavía"* del circo, se puede ver en la fotografía 27, que muestra un encepado recalzado, que asentaba, con un pilote de prueba en primer plano. La causa del asiento se puede ver en la fotografía 28, que muestra los pilotes del encepado, que tenían una longitud de 80 cm. Este encepado estaba ubicado en un terreno de relleno, de varios metros de potencia.

Consecuencia: La vigilancia en las obras es más que necesaria. La Biblia es muy clara al respecto: "Velad y orad para que no entréis en tentación; el espíritu, a la verdad está dispuesto, pero la carne es débil". Marcos 14.38.

En la fotografía 29 se ven las armaduras de espera en un muro, que no precisan ningún comentario.

La fotografía 30 enseña un pilote de gran diámetro, cortado y relleno de arena.

En la fotografía 31 se puede ver como se doblan las armaduras de un pilote, que así no se anclan en el encepado. Los obreros le llamaban a este pilote "el peinao".

En las fotografías 32 y 33 se pueden ver dos pilares ubicados fuera de sus respectivas zapatas.

El *"más difícil"* parece imposible, aunque quizá no lo sea; reclamando nuevamente la atención del lector para que no se habitúe con estas auténticas "desfeitas".

En las fotografías 34 y 35 se pueden ver dos pilotes sin recubrimiento.

En la fotografía 34 se aprecia, perfectamente, que el solapo en una armadura es muy reducido. También se puede observar que el empalme de dos armaduras se hizo con tornillos de apriete, de los que se utilizan para empalmar cables marinos. Este tipo de solapo no lo recoge ninguna norma.

En la fotografía 36 se puede ver el pandeo de un redondo, de 32 mm de diámetro, en un pilar de un edificio de gran altura.

En la fotografía 37 se ve la estrangulación que se realizó con ladrillo, en la unión de un pilar con su encepado, doblando la armadura y sin dejarla pasante. El pilar pertenecía a un edificio con más de 15 plantas.

Es obvio que el hecho no estaba recogido en los planos del Proyecto.

En la fotografía 38 se puede ver un pilote cortado, de gran diámetro. El diámetro del pilote se puede deducir por el tamaño de la cabeza del obrero que aparece en la fotografía.

La fotografía 39 corresponde a otro pilote cortado, de gran diámetro.

En la fotografía 40 se aprecia, perfectamente, que la armadura de un pilote cortado presentaba principios de pandeo.

Las fotografías 41 y 42 muestran dos estalactitas de cal, muy bellas.

En el artículo "La demolición de los Halles Centrales de Reims. Una propuesta alternativa de salvación y recuperación", publicado en el nº 148 de la revista Hormigón y Acero, correspondiente al 3er trimestre de 1983, se expone la explicación química de la degradación del hormigón por carbonatación y la corrosión de las armaduras.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Es conocido que, en un hormigón, se produce cal durante su fraguado. Esta cal fue disuelta por el agua de lluvia, que es químicamente pura y con una gran capacidad de disolución, y fue transportada al paramento inferior de la estructura, quedando allí depositada, al evaporarse el agua por las corrientes de aire existentes.

La pérdida de la cal supone una pérdida del Ph necesario en los hormigones, de cara a la protección química de las armaduras.

La grieta de la fotografía 43 se corresponde con la flecha diferida de una viga.

La fotografía 44 muestra un pilar, degradado por carbonatación y con las armaduras altamente corroídas. El hormigón de este pilar se deshacía fácilmente con la mano.

La fotografía 45 muestra la grieta que se formó en una pila de un puente de vigas, isostático, con los apoyos metálicos totalmente oxidados. La oxidación impidió el deslizamiento de los apoyos, fisurándose la pila. La fisura de la pila era una auténtica junta de dilatación de la estructura.

La fotografía 46 muestra unas fisuras de tipo térmico, en una estructura de hormigón que aloja un horno, debidas a que aunque la armadura tiene el mismo coeficiente de dilatación que el hormigón, tiene diferente coeficiente de conductividad.

Este caso se debe resolver disponiendo la armadura de tracción en el paramento del hormigón, diseñándola como una chapa de acero unida con conectores al resto del hormigón estructural.

La fotografía 47 muestra el techo de un forjado, en el que la expansión de la armadura de las viguetas, al transformarse en herrumbre, hizo saltar el recubrimiento, el enfoscado, rompiendo, además, las bovedillas cerámicas, y cayendo sobre las personas.

En la fotografía 48 se detecta un hormigón mal vibrado alrededor de una cimbra rígida de un puente, formada por perfiles metálicos. La adherencia hormigón-armadura no existía, hecho que quedó probado porque las flechas de la estructura, después de reforzada, disminuyeron, dividiéndose por 100.

La fotografía 49 muestra las viguetas de un forjado, con los nervios sin hormigonar. Se aprecia en la fotografía que se tuvieron que demoler todas las bovedillas para poder reparar esta Patología.

Las fotografías 50 y 51 muestran las armaduras de dos pilares, sin ningún recubrimiento, en un edificio singular de bastante altura.

La fotografía 52 muestra un pilar sin zapata, que se descalzó por desconocimiento del constructor.

Las fotografías 53 y 54 muestran la rotura y el agotamiento de un pilar, por la subsidencia provocada por un rebajamiento temporal del nivel freático.

La fotografía 55 muestra unas grietas producidas por deformaciones impuestas, en un edificio en el que se produjeron asientos, al rebajarse el nivel freático, cuando se construyó un túnel en su vecindad.

La fotografía 56 muestra la fisuración de un nudo, así como el desplome en un edificio, que se produjo por el empuje de un relleno de tierras que se realizó contra el mismo.

La fotografía 57 muestra un esquema de los desplazamientos, así como de las tensiones y deformaciones de los nudos.

La fotografía 58 muestra una enorme coquera que se formó en el alma de un puente en cajón monocelular. Esta coquera, véase fotografía 59, tomada después de la reparación, era mucho mayor en el interior que en el exterior del cajón.

La fotografía 60 enseña la rotura de una vigueta pretensada, por tracción, en la proximidad de los extremos, donde el pretensado es menor.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Esta tracción se produjo por la retracción excesiva de un hormigón vertido in situ, que había sido elaborado con un antiguo cemento PA. Esta retracción descomprimía la vigueta, la traccionaba y la fisuraba. El forjado, en una fase posterior, rompía a cortante.

La fotografía 61 muestra unas fisuras en un gran encepado de un puente, debidas a un choque térmico.

El hormigón se puso en obra sin refrigerar, en una zona cálida, produciéndose el choque térmico al sumergir el encepado en un río.

La fotografía 62 es muy bonita. Esta fotografía muestra la rotura del borde más comprimido de una sección de hormigón, desprendiéndose dicho borde en lajas, y pandenado la armadura.

Las fotografías 63 y 64 muestran grietas y grandes desplazamientos en un túnel ejecutado a cielo abierto y enterrado en una fase posterior. La Patología indicada se debe a la ejecución incorrecta del aterramiento.

La fotografía 65 muestra grietas y desplazamientos importantes en una galería enterrada, que se produjeron por realizarse el aterramiento de forma incorrecta.

La fotografía 66 muestra una corrosión alarmante en las armaduras de una estructura, activada por la presencia de iones despasivantes.

La fotografía 67 muestra los cosidos que se realizaron en la solera de un gran dique, en la que se había despegado una laja de la solera, en la que se apoyaba el barco puerta que se aprecia al fondo de la fotografía.

El cosido se hizo bajo el agua, igualando presiones, porque la vía de agua impedía hacerlo en seco. Afortunadamente, se evitó la rotura y el despegue de esta laja por subpresión.

En la fotografía 68 se ve la degradación química del hormigón de unos bloques, al formarse compuestos expansivos que lo desintegraban. Las gallinas comían el hormigón de estos bloques, que se deshacía. El compuesto químico pienso que era un sulfoestcaratotetracálcico.

Las fotografías 69 y 70 muestran un forjado sin nervios.

Las fotografías 71 y 72 muestran dos pilares agotados por la subsidencia provocada por un rebajamiento del nivel freático.

Una última desfeita, que se me presentó varias veces, se produce cuando se aplica el estimador a los resultados de los ensayos de información, correspondientes a la rotura de varias probetas testigo. Este error, que condujo a reforzar áreas importantes de estructuras que no precisaban refuerzo, ha sido cometido, obviamente, por personal cualificado.

Gracias a Dios muchas de estas "desfeitas" las he podido arreglar.

Otras actuaciones, totalmente ajenas a mi intervención, se han resuelto o están todavía sin resolver.

La exposición está hecha, como he manifestado, con el único objetivo de evitar que se vuelvan a producir estos errores.

La conclusión es que las obras se deben proyectar bien y se deben vigilar intensamente, intentando la perfección.

Recordemos las frases de la Biblia:

"Sé perfecto delante de Yavé tu Dios". Deuterenomio 18.13.

"Sed, pues, perfectos, como vuestro Padre que está en los cielos es perfecto". Mateo 5.48.

RESUMEN

En esta publicación se expone un conjunto de errores graves de construcción.

SUMMARY

In this paper a group of fatal errors of construction is exposed.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Foto 1.

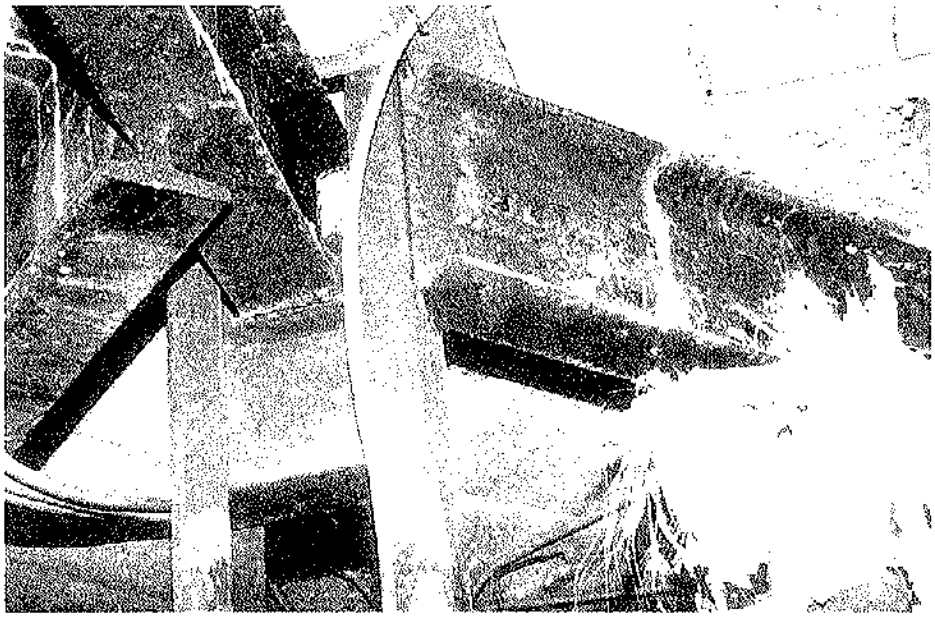


Foto 2.

Foto 3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

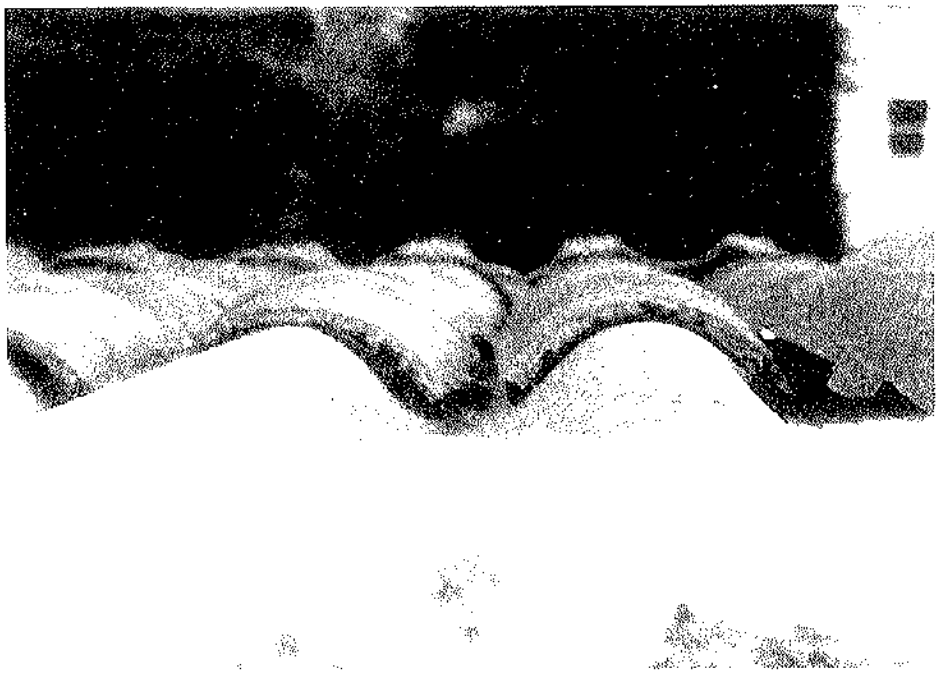


Foto 4.

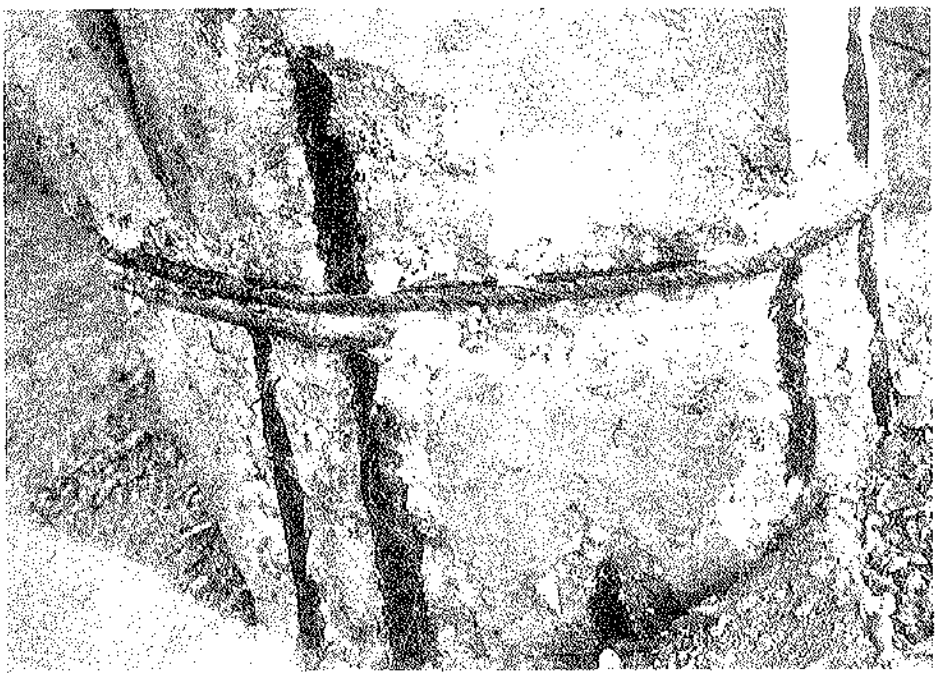


Foto 5.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Foto 6.

Foto 7.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

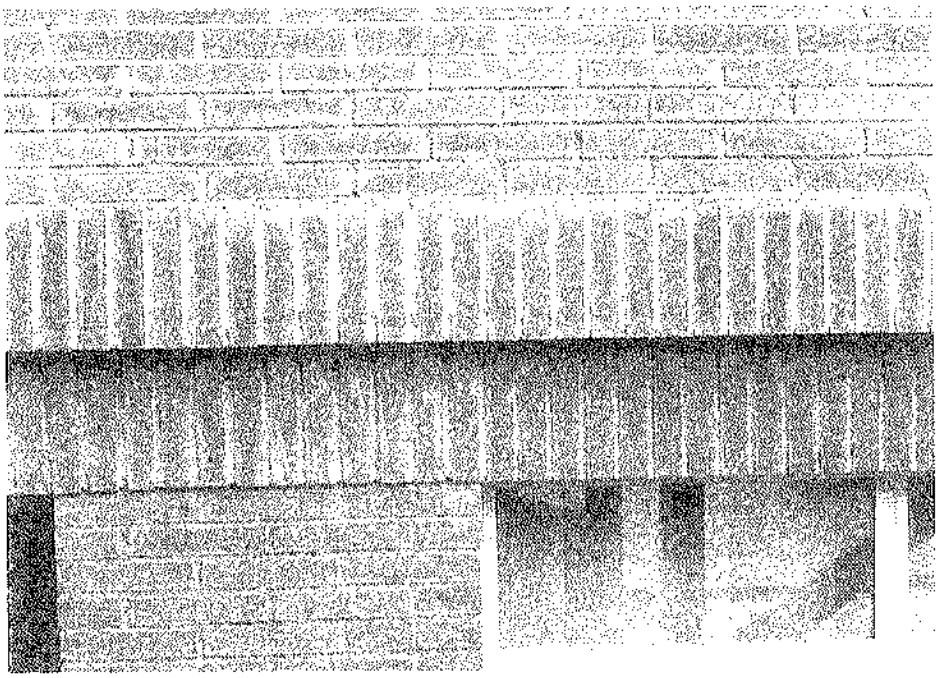


Foto 8.

Foto 9.

Foto 10.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

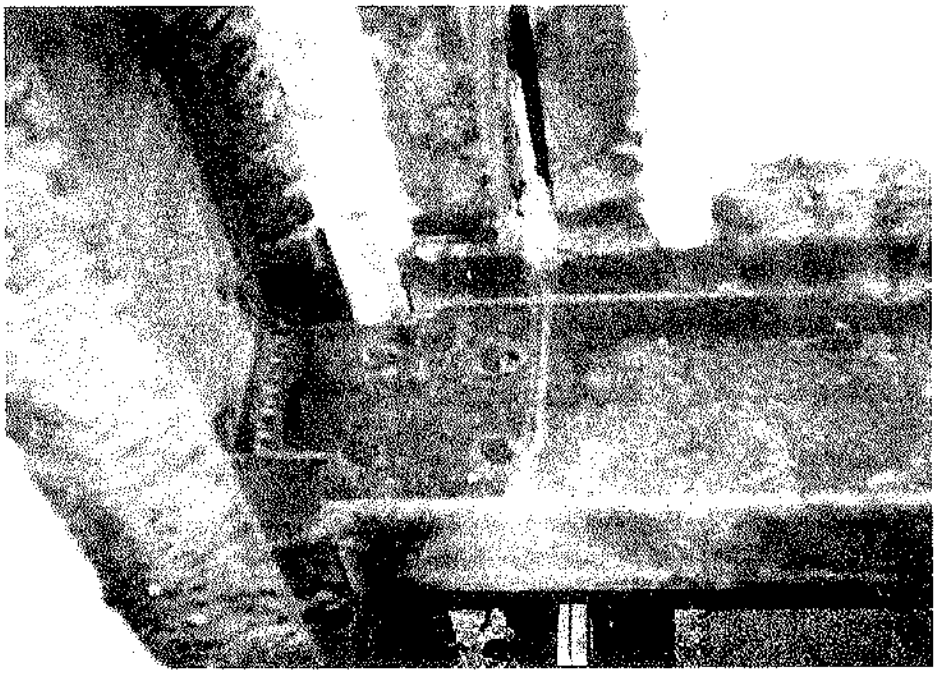


Foto 11.

Foto 12.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

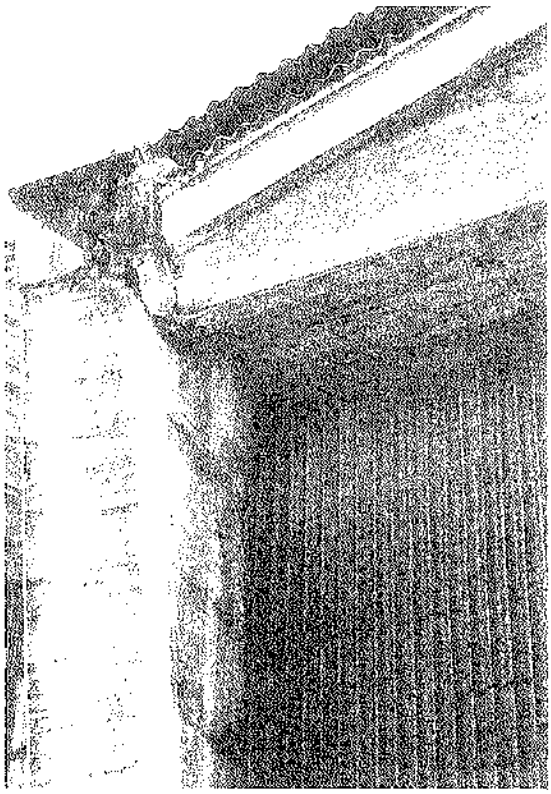


Foto 13.

Foto 14.

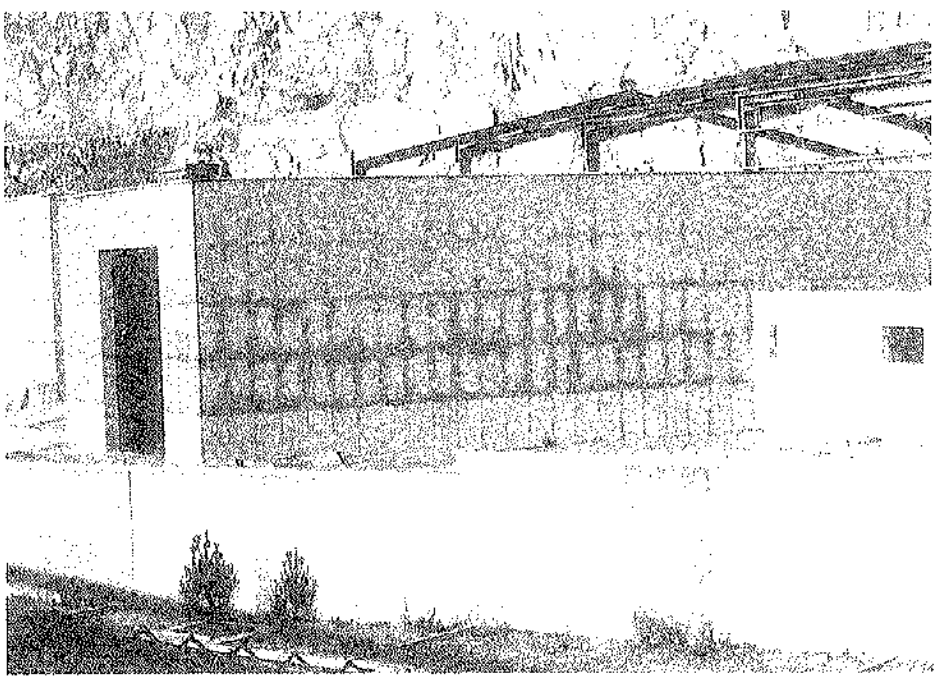


Foto 15.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

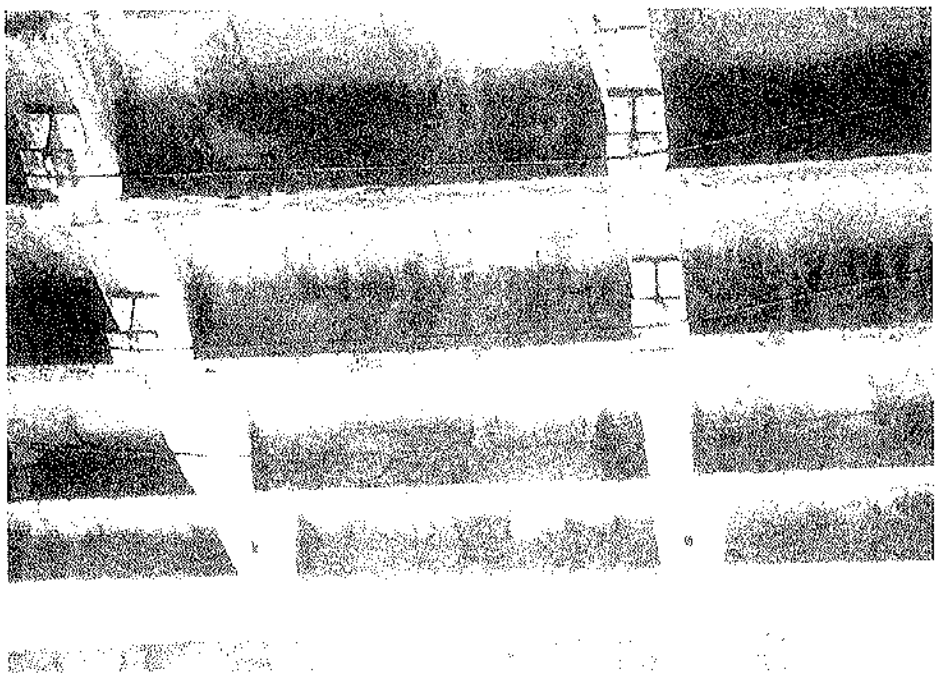


Foto 16.

Foto 17.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

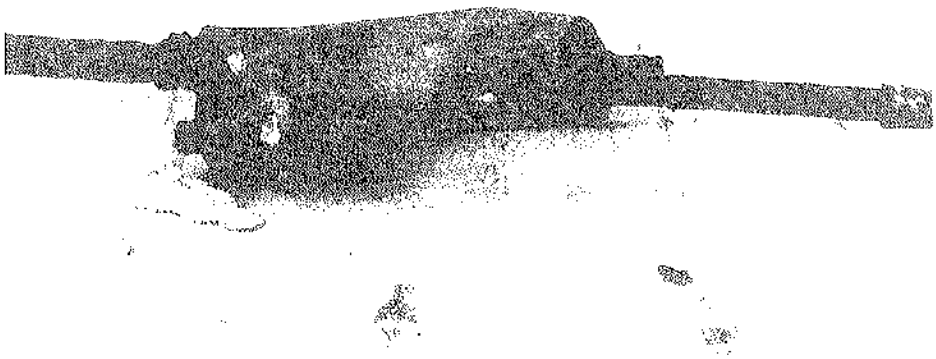


Foto 18.

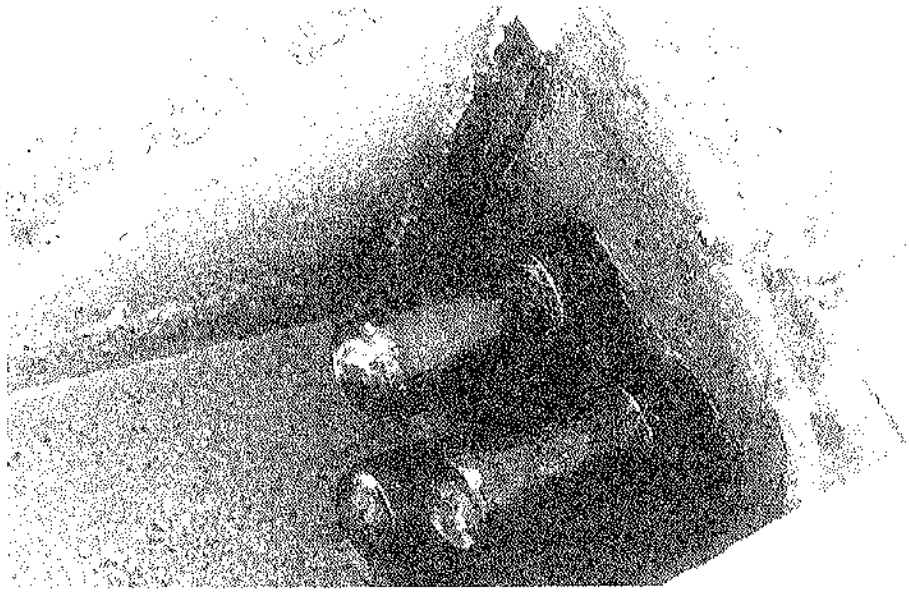


Foto 19.

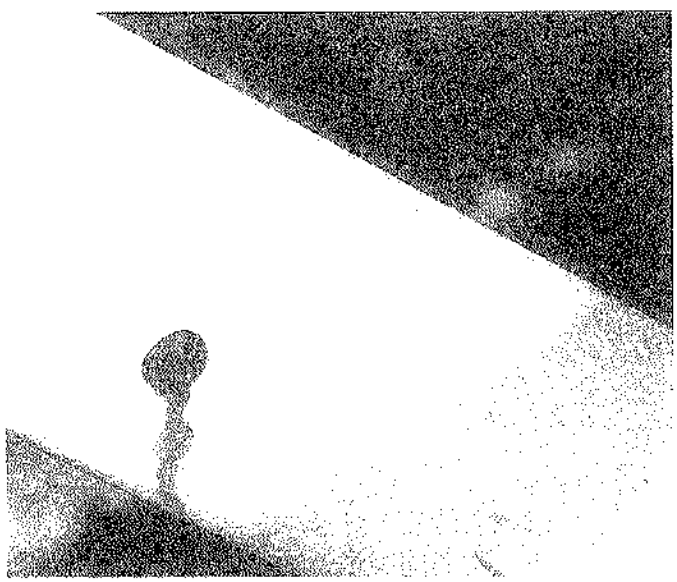


Foto 20.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

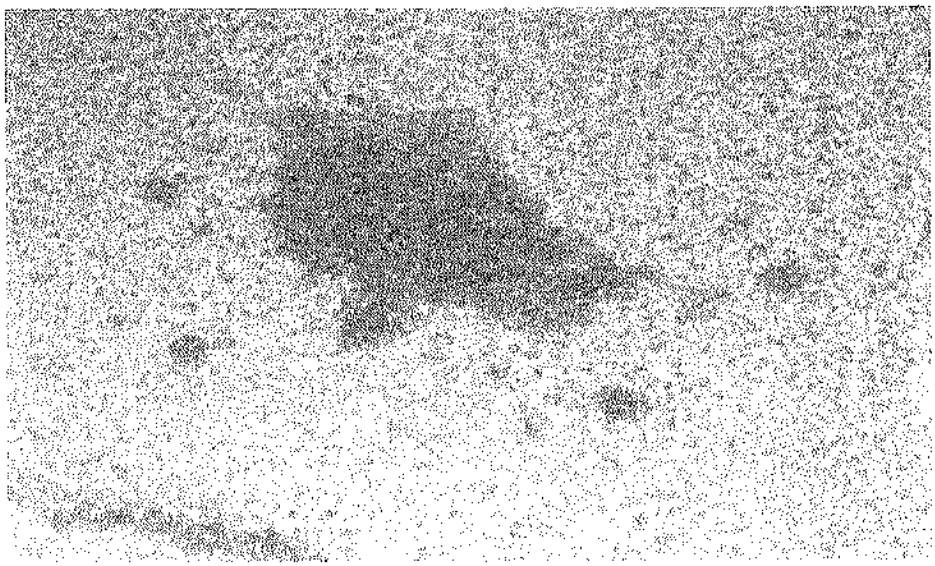


Foto 21

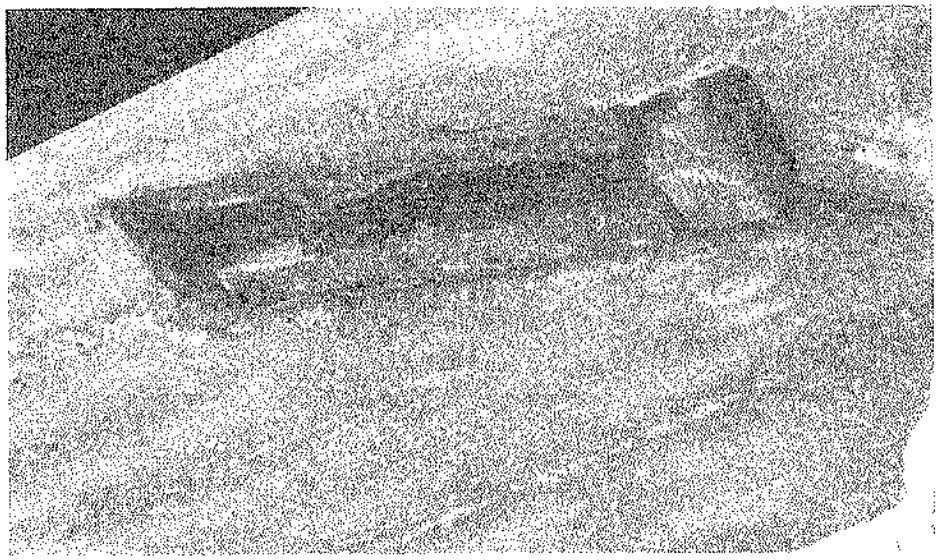


Foto 22.

Foto 23.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

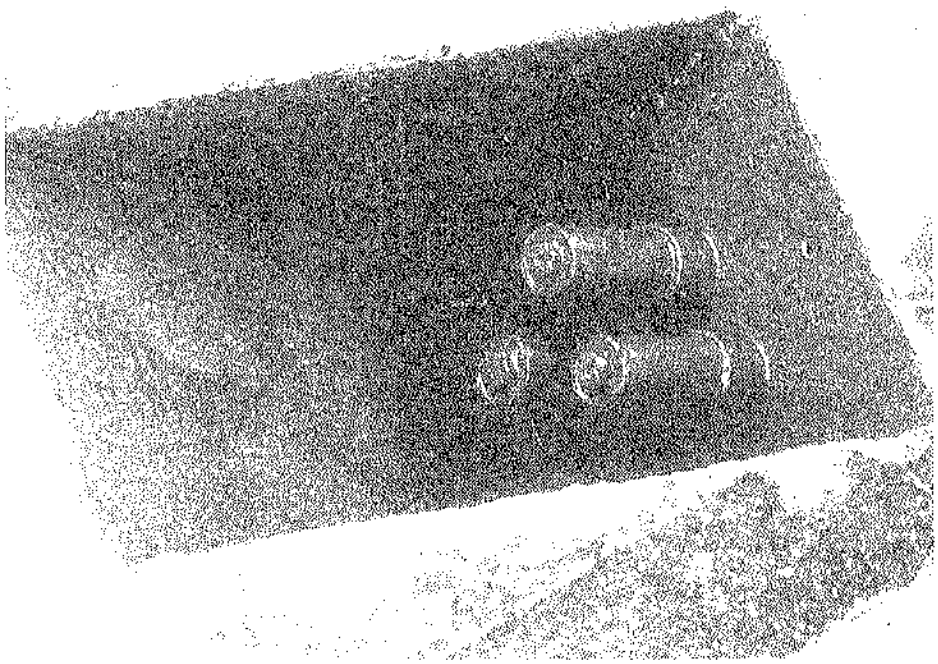


Foto 24.

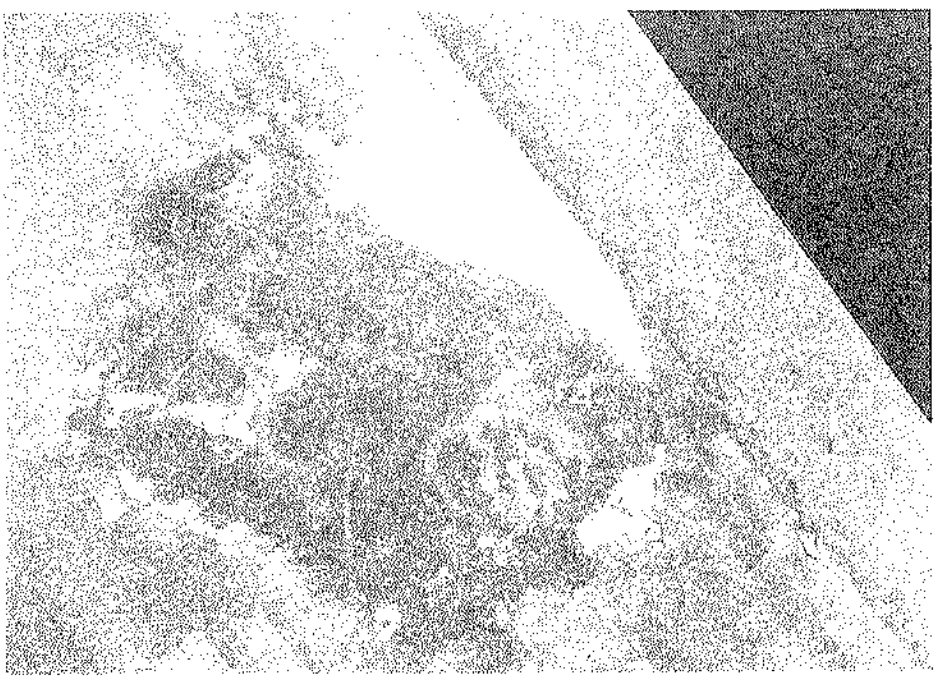


Foto 25.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

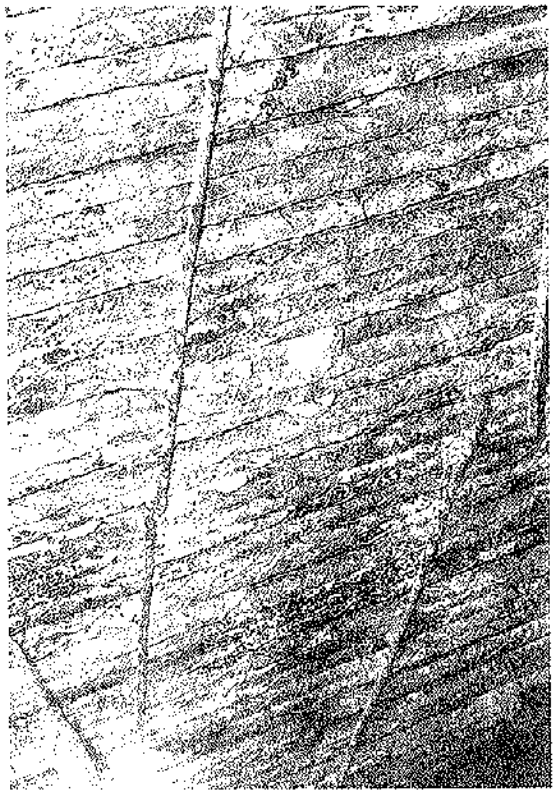


Foto 26.

Foto 27.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Foto 28.

Foto 29.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

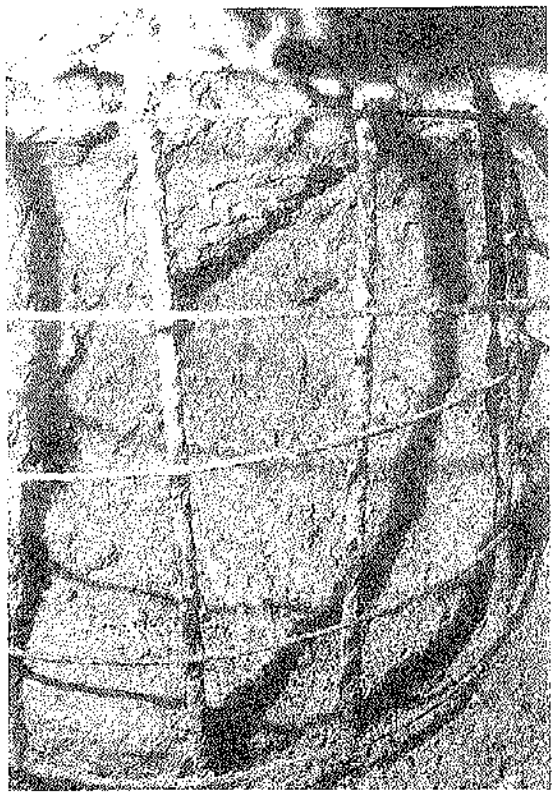


Foto 30.

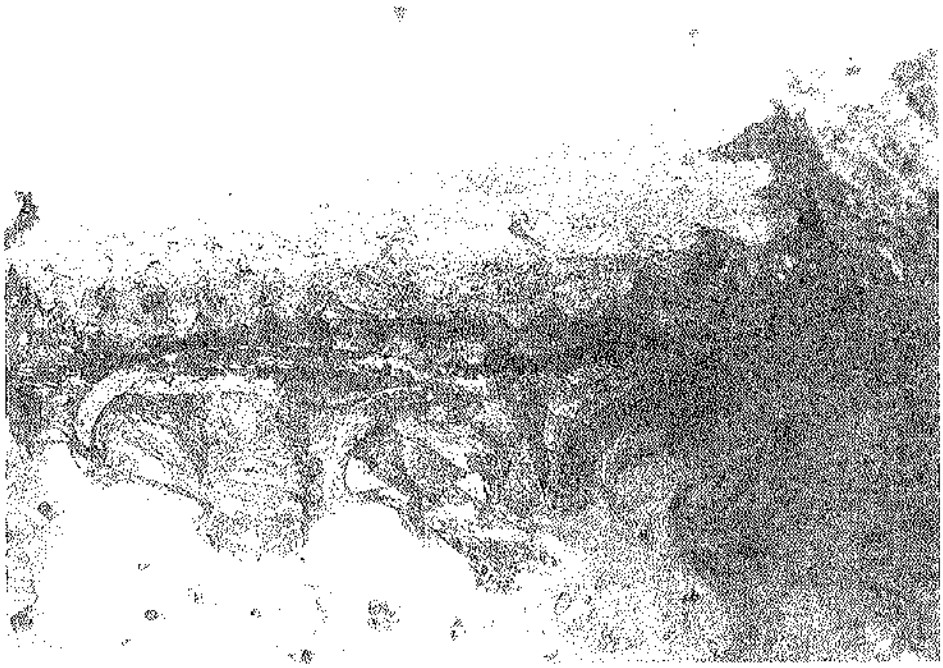


Foto 31.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

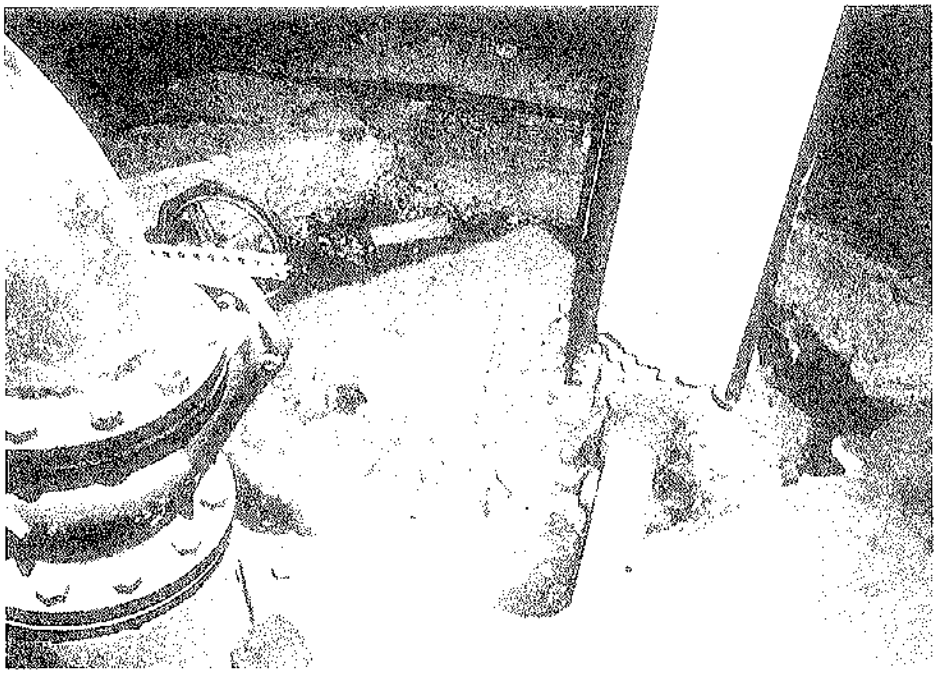


Foto 32.

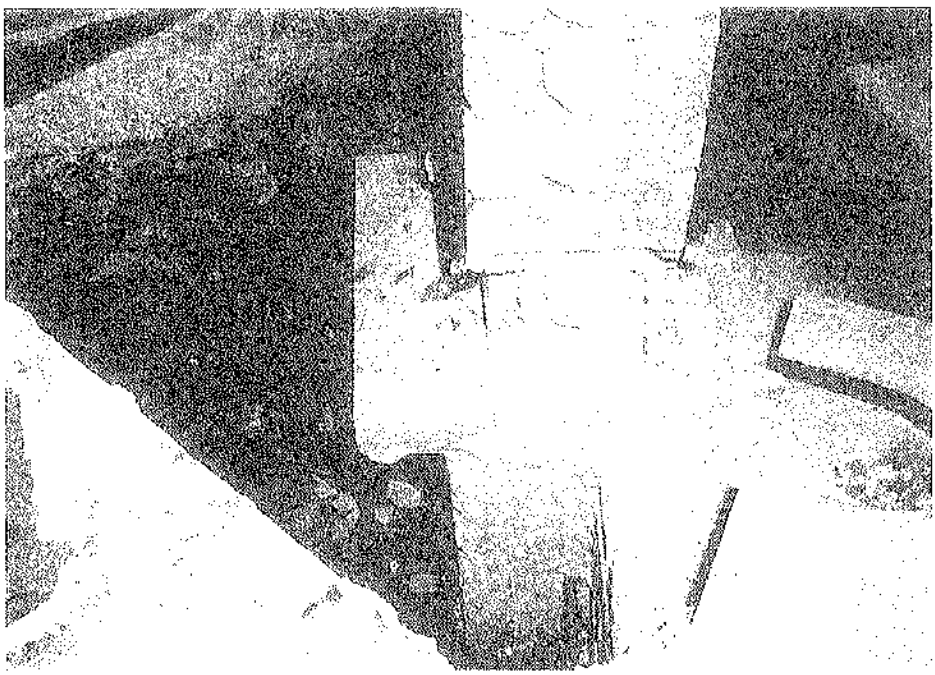


Foto 33.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

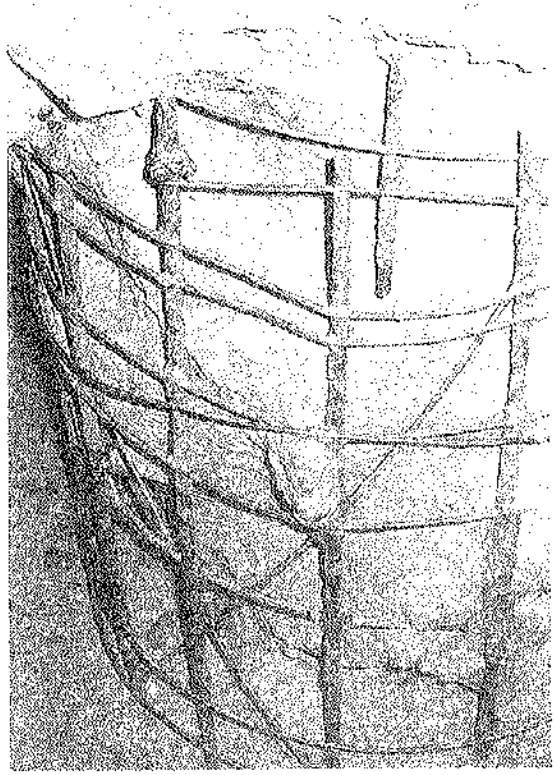


Foto 34.

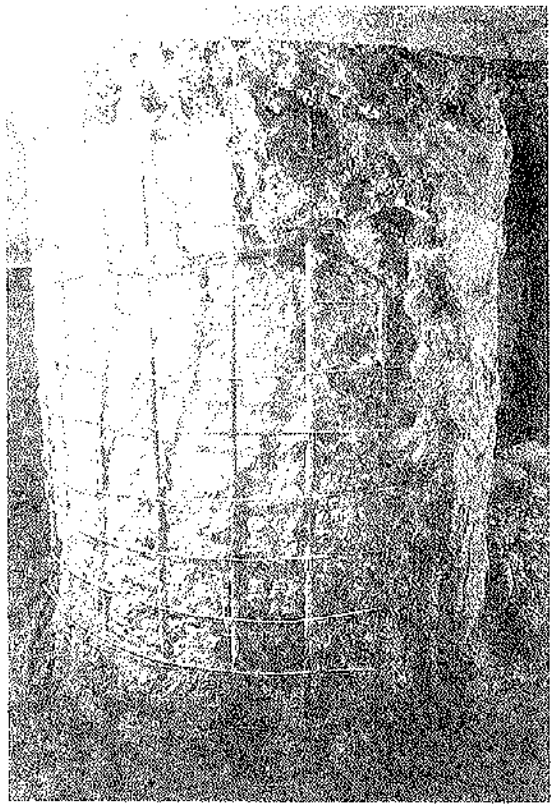


Foto 35.

Foto 36.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Foto 37.

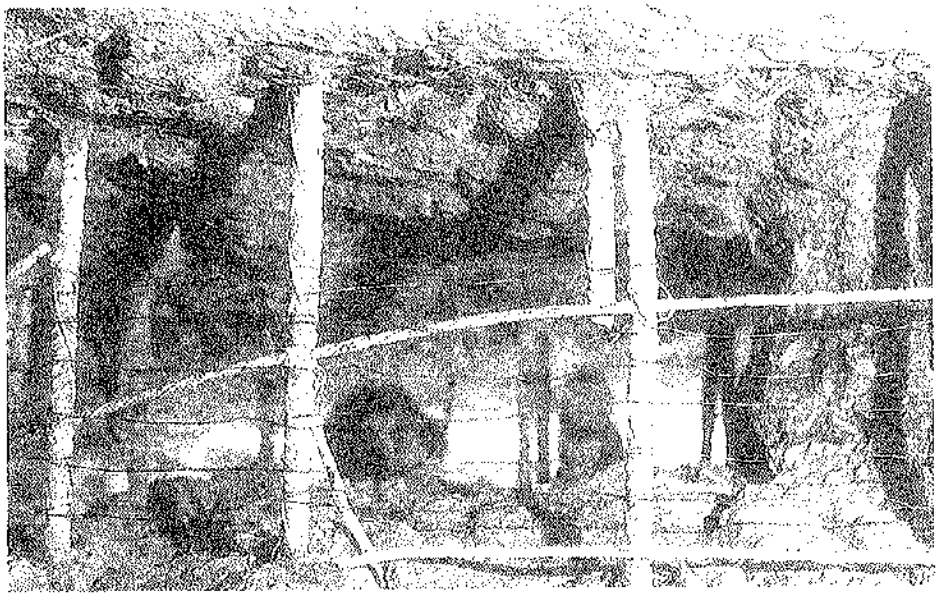


Foto 38.

Foto 39.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

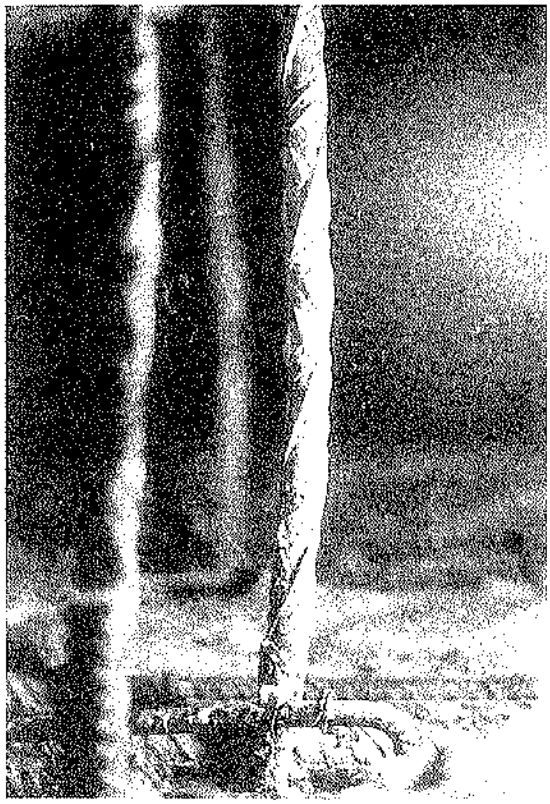


Foto 40.

Foto 41.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Foto 42.

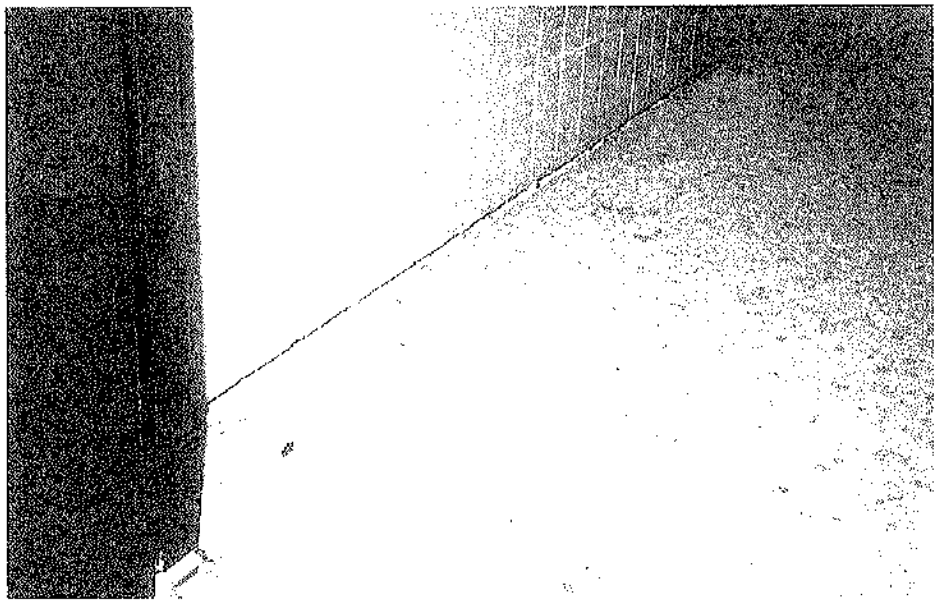


Foto 43.

Foto 44.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

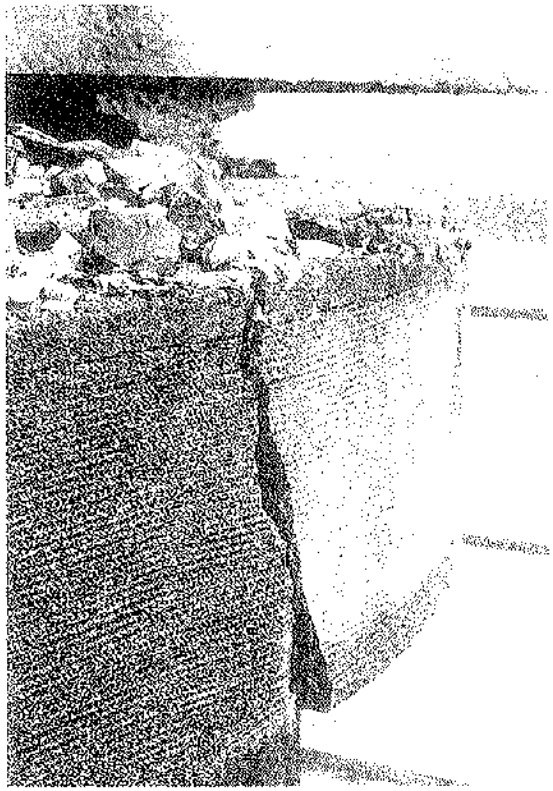


Foto 45.

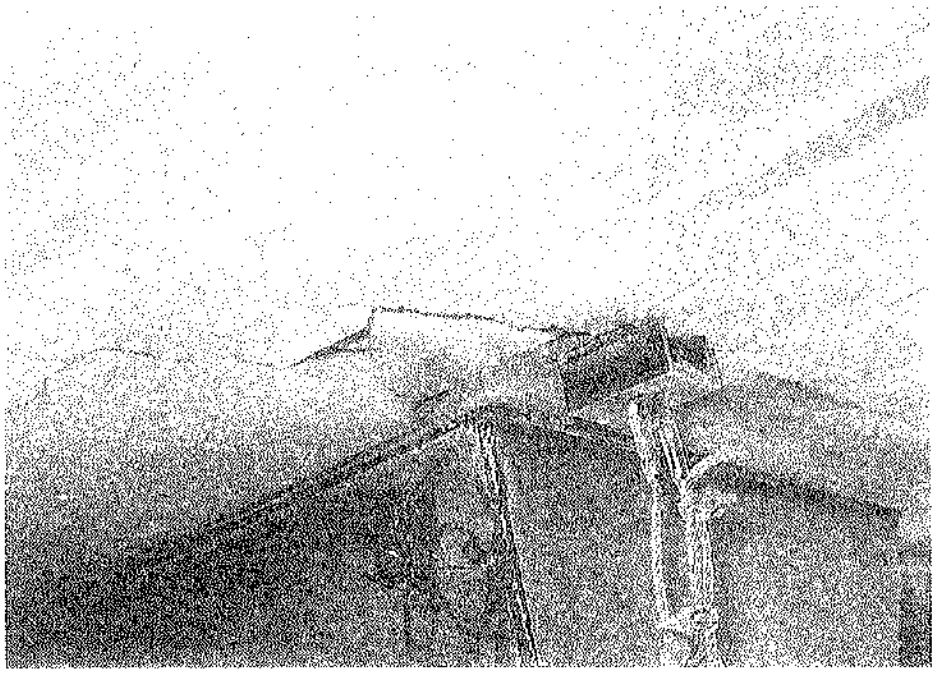


Foto 46.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

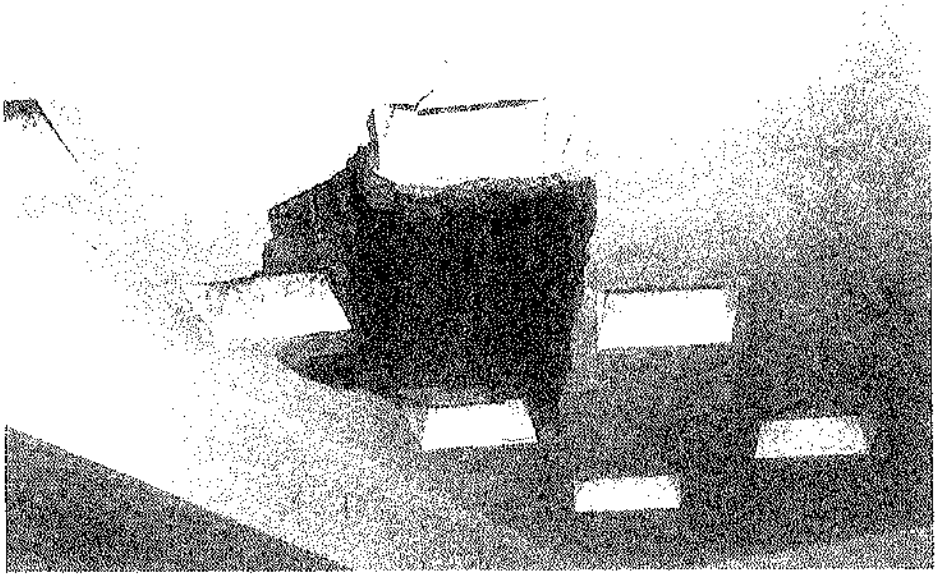


Foto 47.

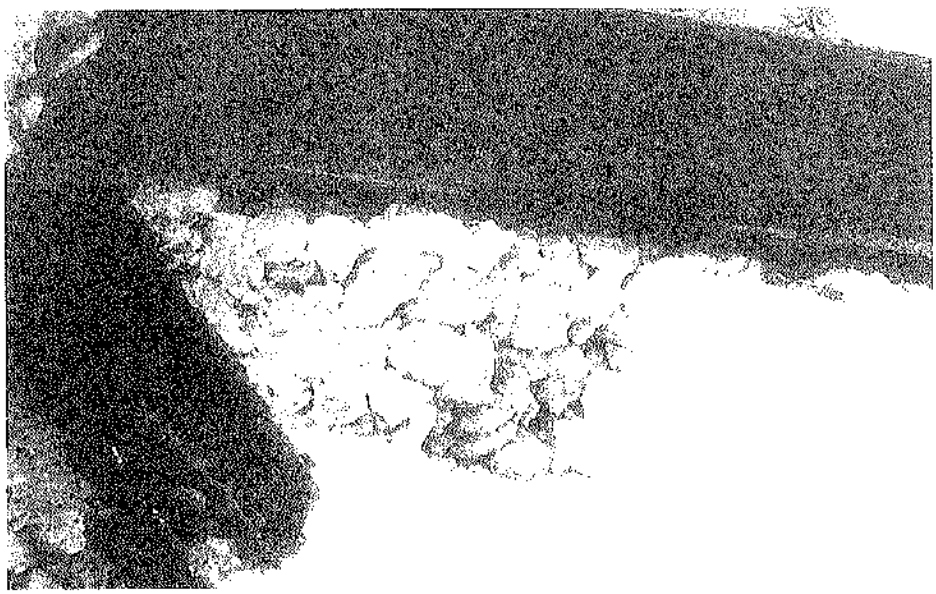


Foto 48.

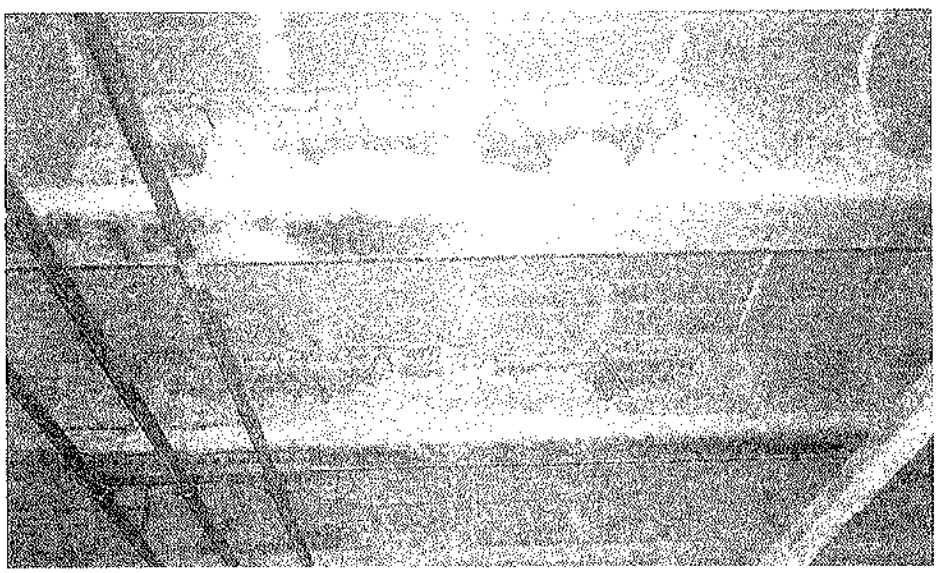


Foto 49.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

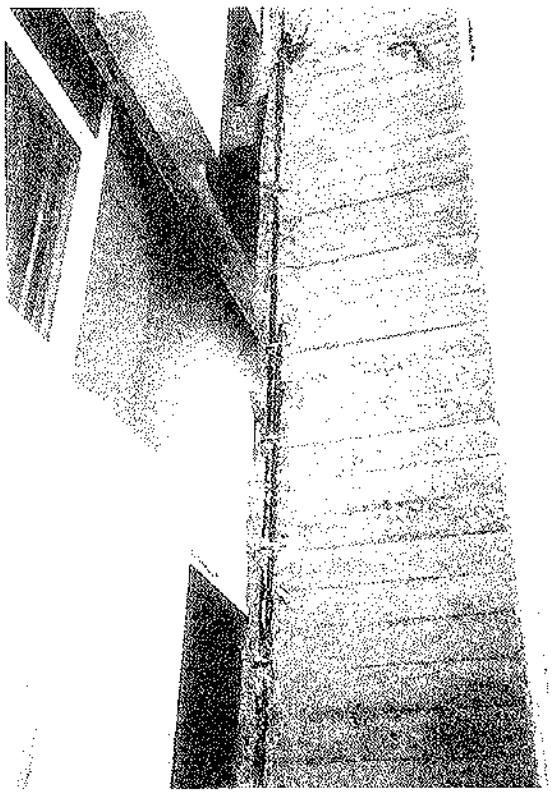


Foto 50.

Foto 51.

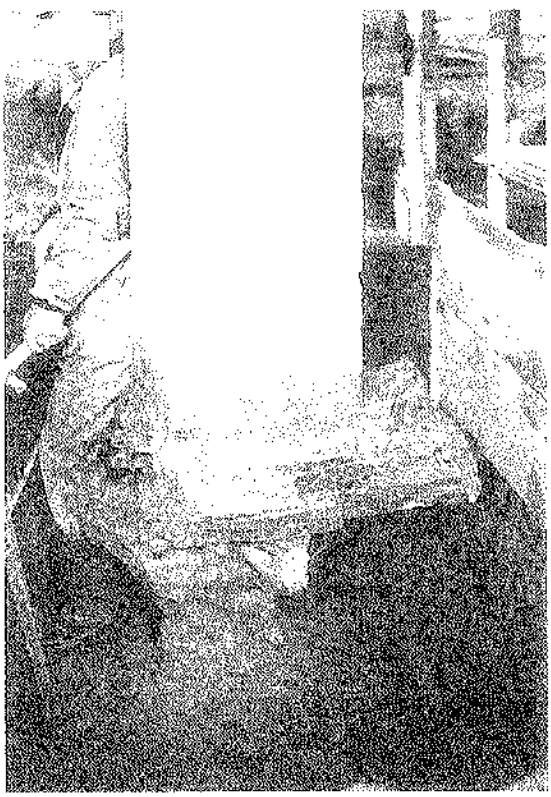


Foto 52.

Foto 53.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Foto 54.

Foto 55.

Foto 56.

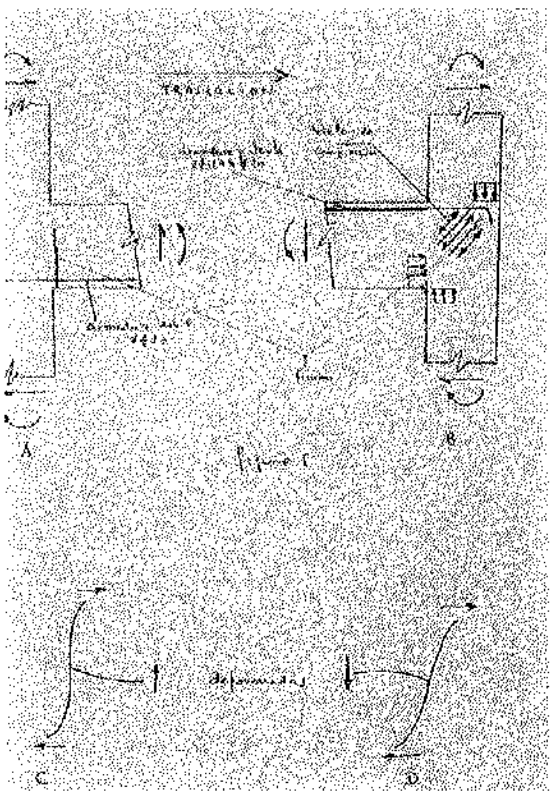


Foto 57.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Foto 58.

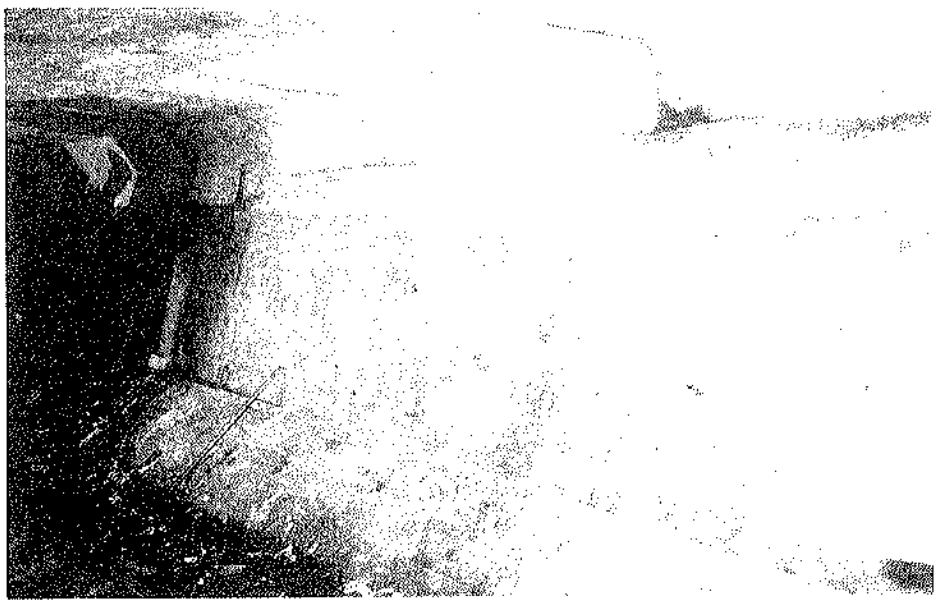


Foto 59.

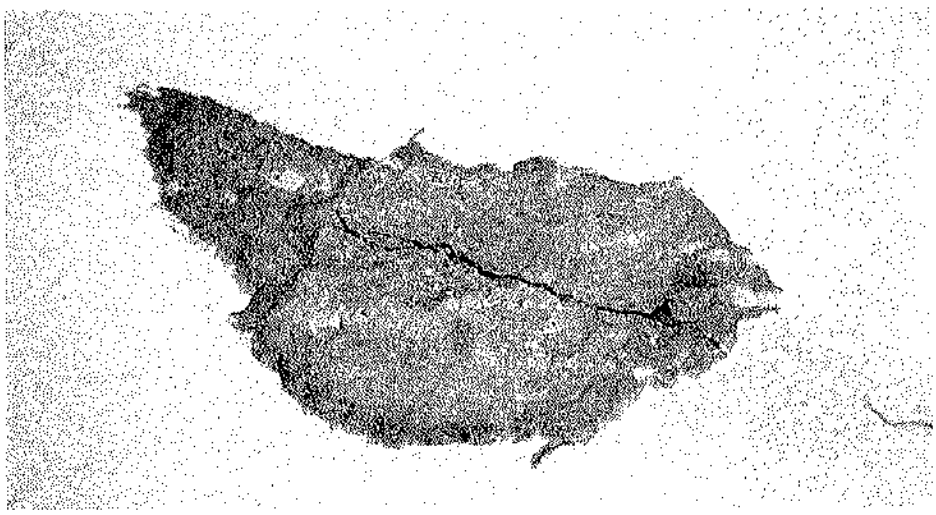


Foto 60.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

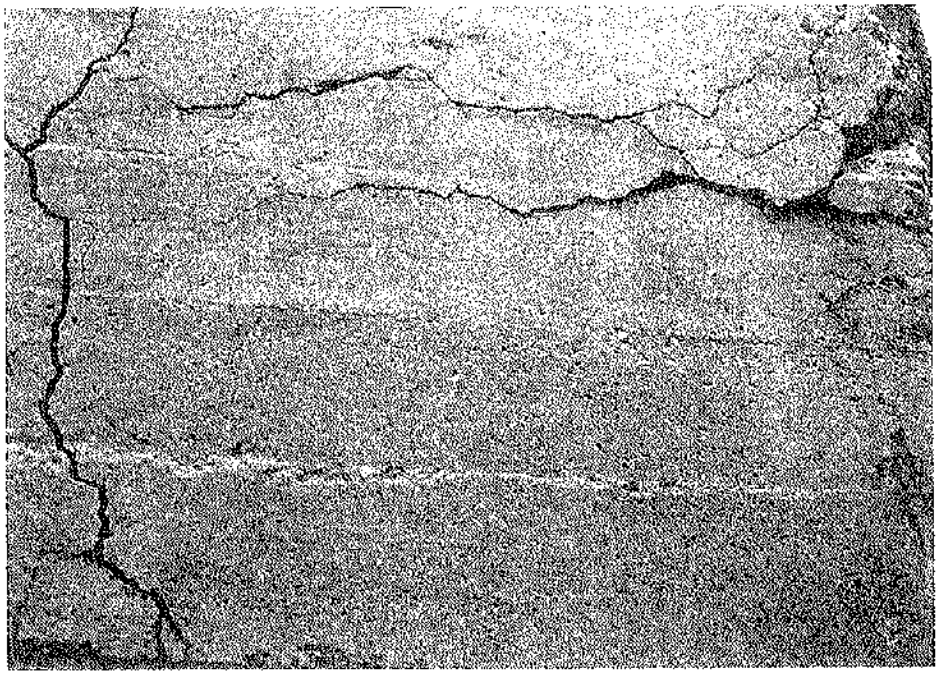


Foto 61.

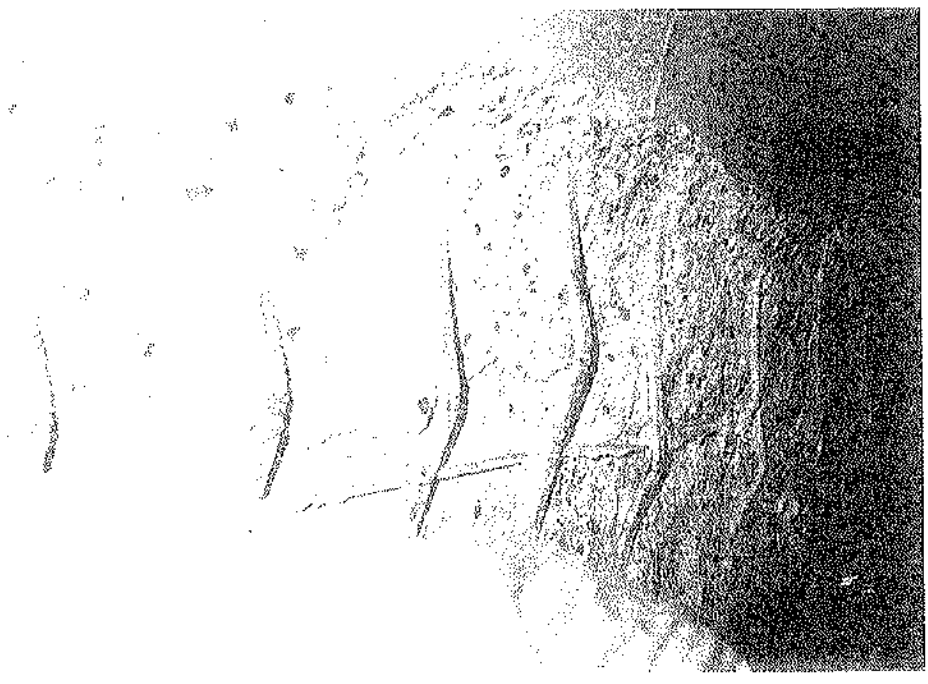


Foto 62.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Foto 63.

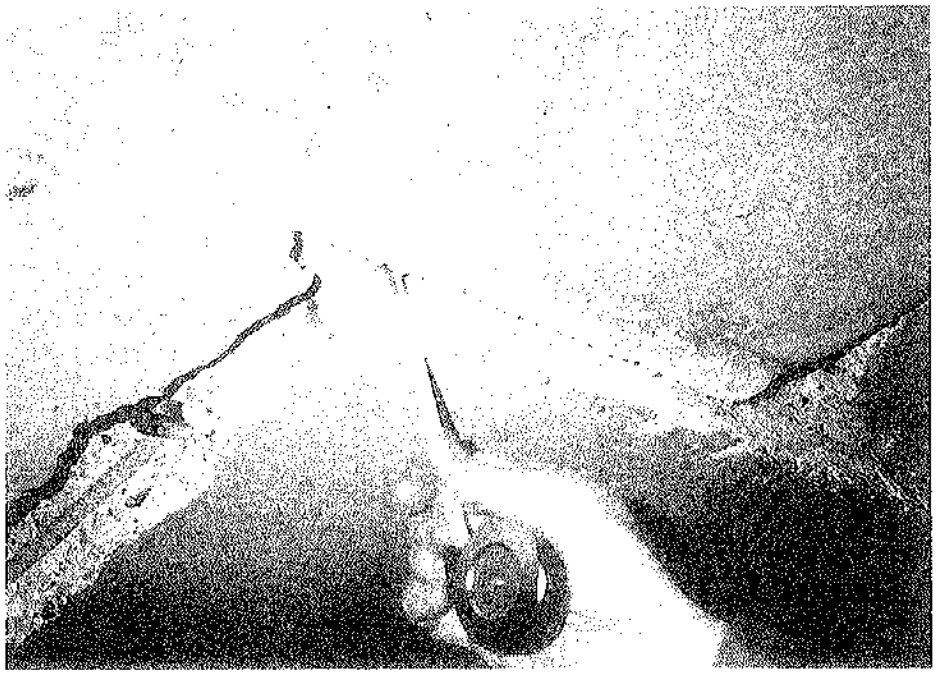


Foto 64.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

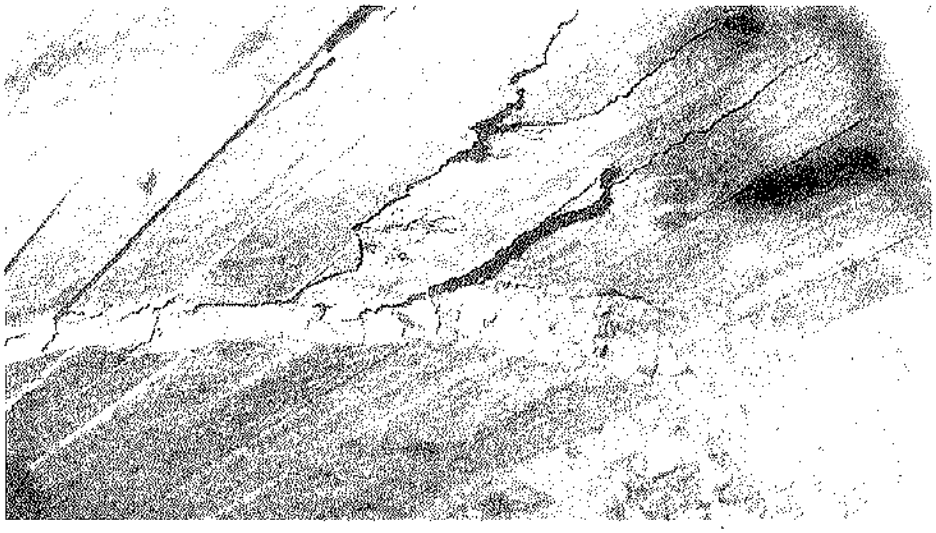


Foto 65.

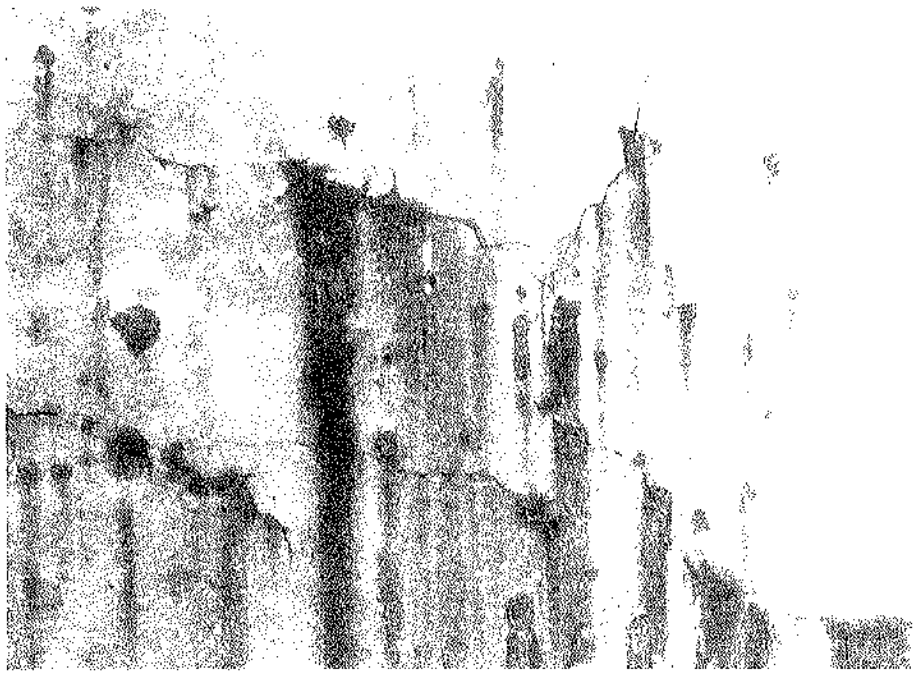


Foto 66.

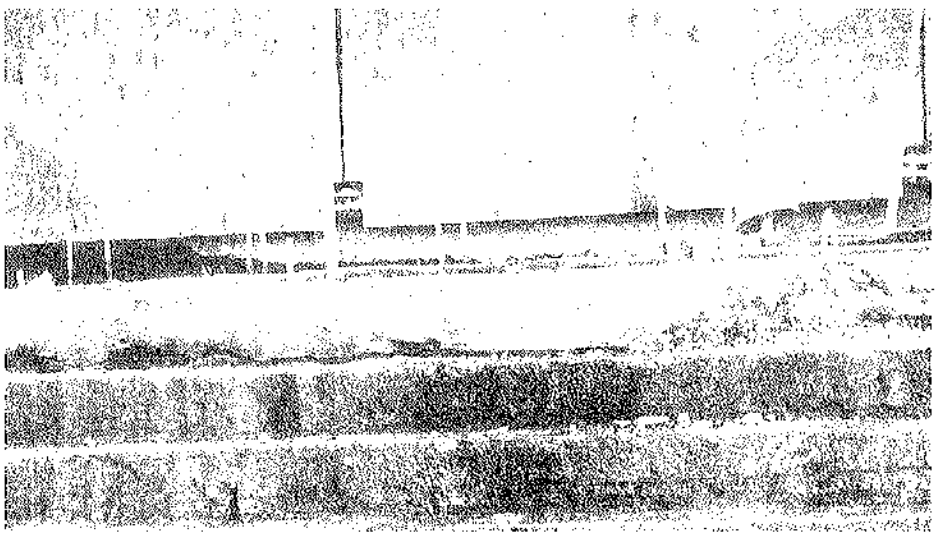


Foto 67.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

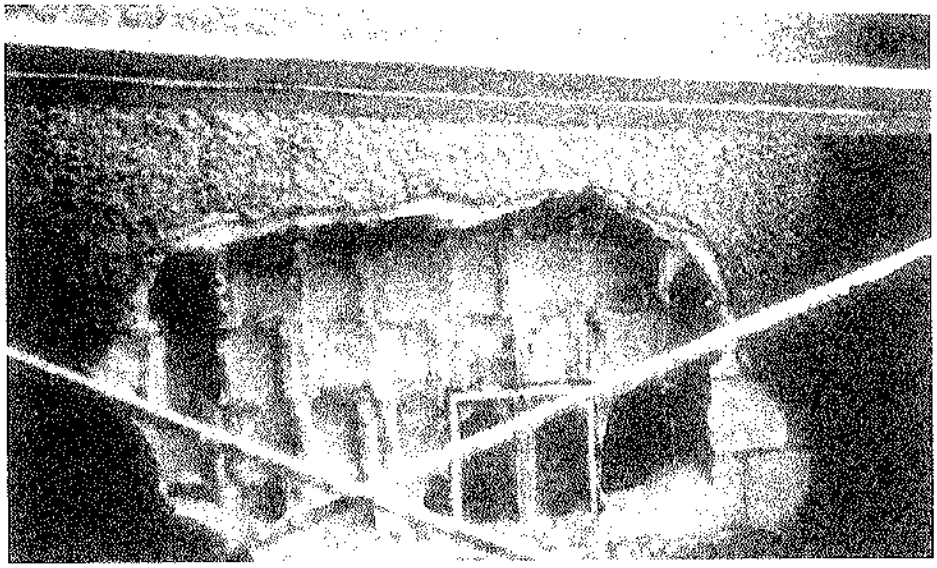


Foto 68.

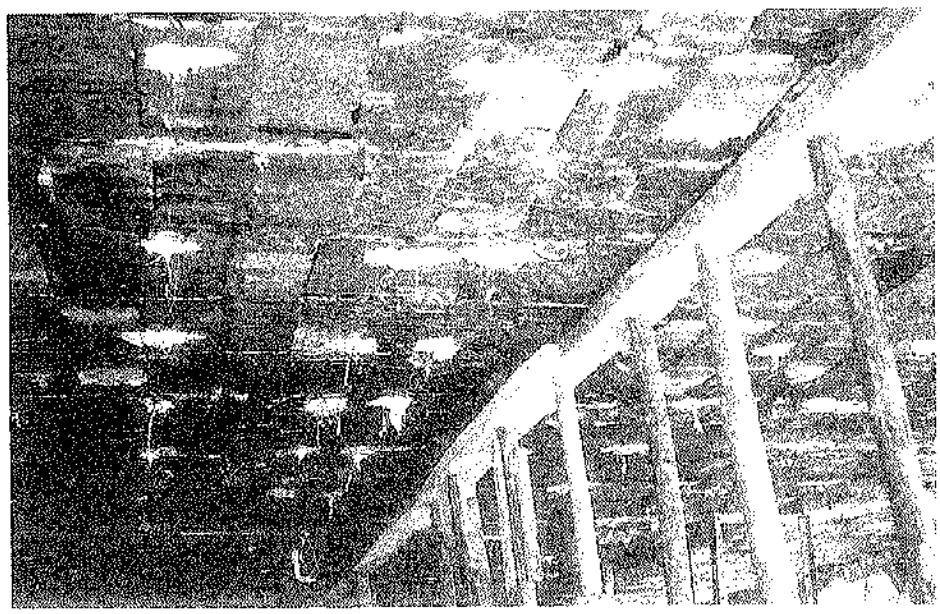


Foto 69

Foto 70.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Foto 71.

Foto 72.

* * *

Nueva publicación de Ediciones INTEMAC

Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado

La patología del hormigón armado y pretensado ha pasado en pocos años a formar parte de la práctica profesional de muchos de los técnicos relacionados con la construcción. Sin embargo, la documentación sobre el tema es escasa y, en este sentido, el libro del Profesor Calavera viene a satisfacer una necesidad evidente para el profesional. El autor es una destacada autoridad en el tema, con dilatada experiencia en este campo, en el cual muchos de sus estudios son de aplicación

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

habitual en los trabajos de patología en gran número de países.

La obra, ordenada en dos tomos, dedica el primero de ellos a una exposición sistemática de los mecanismos de daño, al estudio de la influencia de las variaciones resistentes y dimensionales en la seguridad, a una enumeración ordenada y comentada de un elevado número de casos reales de patología y a un conjunto de recomendaciones para la investigación de cada caso concreto, los ensayos de información hoy disponibles, el establecimiento del diagnóstico y la redacción del informe. Debe destacarse, en particular, el establecimiento de un criterio claro y definido para la toma de decisión, y en concreto, para establecer la necesidad o no del refuerzo.

El segundo tomo se dedica a los Anejos. El primero de ellos es el "ATLAS DE FISURAS" en el que se exponen los esquemas de fisuración, ordenados por familias, de 147 casos de fisuras, con la exposición de sus características y el origen de sus causas, como ayuda básica para el diagnóstico. El segundo Anejo contiene 180 gráficos que permiten la evaluación directa de la pérdida de capacidad resistente originada por errores en la calidad de los materiales o en la posición o dimensión de las piezas, herramienta esencial para la toma de decisión.

INDICE

1. Estado actual del problema.
2. Información estadística.
3. Mecanismos de daño.
4. Repercusión de las desviaciones resistentes y dimensionales de las piezas sobre la capacidad resistente.
5. Ejemplos de fallos originados en la etapa de proyecto.
6. Ejemplos de fallos origiados por los materiales.
7. Ejemplos de fallos originados en la etapa de ejecución.
8. Ejemplos de fallos originados en la etapa de uso y mantenimiento.
9. La inspección y el informe preliminares.
10. Ensayos de información complementaria.
11. Consideraciones previas al establecimiento de las conclusiones.
12. La toma de decisión y el informe final.

Anejo A. Atlas de fisuras.

Anejo B. Gráficos para el estudio de las variaciones de las capacidades resistentes.

CARACTERISTICAS

- 2 tomos.
- Tamaño: 168 x 237 mm.
- 680 páginas.
- 231 fotografías.
- 258 figuras.
- 118 referencias bibliográficas.
- Encuadernación en guaflex.
- Precio de la obra completa: 16.000 Ptas.

Los interesados en adquirir esta publicación deberán dirigirse a:

Instituto Técnico de Materiales y Construcciones, S.A. (INTEMAC).

Monte Esquinza, 30 - 28010 Madrid.

Tel.: 310 51 58 - Fax: 310 25 80

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

837-8-23

Comportamiento estructural de vigas de hormigón con armaduras corroídas

Jesús Rodríguez
Dr. Ingeniero de Caminos, Geocisa
Luis M. Ortega Basagoiti
Ingeniero de Caminos, Geocisa
Julio Casal
Ingeniero de Caminos, Geocisa
José Miguel Díez
Ingeniero de Minas, Geocisa

1. INTRODUCCION

La corrosión de las armaduras es una de las causas principales que genera un deterioro prematuro de las estructuras de hormigón y reduce su vida residual. Cuando el agente agresivo llega hasta la armadura (frente de carbonatación del hormigón o de cloruros) la corrosión puede iniciarse, afectando:

- Al acero, debido a la reducción de la sección de las armaduras y de sus propiedades mecánicas, [1].
- Al hormigón, debido a la fisuración del recubrimiento producida por la expansión de los productos de corrosión, [2].
- A la acción compuesta del hormigón y acero, debido al deterioro de la adherencia, [3].

Consecuentemente, la seguridad y funcionalidad de la estructura de hormigón resultan afectadas [4].

Se requieren medidas urgentes para decidir cuándo y cómo reparar las estructuras debido al número elevado de ellas que están deterioradas. Sin embargo, una rápida revisión a la bibliografía pone en evidencia la falta de modelos para evaluarlas.

Esta materia ha sido objeto de investigación en el desarrollo del proyecto Brite/Euram BE-4062, en el que se han elaborado algunos modelos para evaluar los efectos de la corrosión del acero, de la acción hielo-deshielo y de la reacción árido-álcali en las estructuras de hormigón.

Este artículo resume parte del trabajo de investigación llevado a cabo en el proyecto mencionado, con el objetivo de relacionar el nivel de corrosión de las armaduras con la capacidad portante y el comportamiento en servicio de las vigas de hormigón deterioradas.

2. ESTADO DEL ARTE SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE VIGAS DE HORMIGON CON ARMADURAS CORROIDAS

Se han publicado pocos artículos sobre las implicaciones estructurales de la corrosión de las armaduras, a pesar del número elevado de ellos que contemplan aspectos relativos al deterioro del material.

A. McLeish [5] publicó un resumen interesante en el que puso de manifiesto las causas principales que pueden afectar a la capacidad portante de elementos estructurales con armaduras corroídas, tales como: a) pérdidas de área y ductilidad en

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

la armadura; b) pérdida de recubrimiento en la zona comprimida; c) delaminación del recubrimiento de las armaduras traccionadas; d) pandeo de las armaduras a compresión; e) reducción de la adherencia...

Okada [6] efectuó ensayos en vigas de hormigón sanas, vigas fisuradas por corrosión y vigas reparadas. Las armaduras se corroyeron mediante una disolución de cloruros que se proyectaba una vez al día sobre la superficie del hormigón, durante 140-170 días. La corrosión produjo fisuras de 0,05 a 0,15 mm en la superficie del hormigón, paralelamente a las armaduras principales y a los estribos. Posteriormente, se efectuaron ensayos de carga en regimen estático o dinámico (cargas cíclicas), aplicando dos cargas puntuales a una distancia de los apoyos de 2,3, 2,9 y 3,4 veces el canto util de la viga. Se detectaron fisuras de flexión en la zona de momento constante de las vigas deterioradas; y el número de fisuras a flexión-cortante en ellas fue menor que en las vigas sanas. Esto puso de manifiesto que se había producido un deterioro de la adherencia, debido a la existencia de las fisuras longitudinales. Además, se observó cierta reducción en la capacidad portante en las vigas corroídas.

Uomoto [7] llevó a cabo un amplio trabajo experimental con vigas y soportes corroídos. La corrosión acelerada fue provocada añadiendo cloruro sódico al agua de amasado y aplicando una densidad de corriente constante, a las armaduras, de 280-380 $\mu A/cm^2$, durante 7-14 días. Se ensayaron vigas de 100 x 100 x 700 mm, armadas con 2 ϕ 10 mm en su cara inferior, produciéndose la rotura a esfuerzo cortante en la mayoría de ellas. También se ensayaron vigas de 200 x 100 x 2.100 mm, armadas con 2 ϕ 6 mm en su cara superior, 2 ϕ 16 mm en su cara inferior y cercos ϕ 6 mm a 170 mm, produciendose la rotura a flexión por aplastamiento del hormigón, con pandeo de las armaduras (no se dispusieron cercos en la zona de momento constante). Pérdidas de peso de 1,0 a 2,4% en las armaduras principales (ϕ 16 mm), correspondieron a reducciones de 4 al 17% en la capacidad portante de las vigas. Esto puso de manifiesto que dichas reducciones se originaron, no solo por la reducción del área de las armaduras, sino también por las fisuras generadas en el proceso de corrosión.

Al-Sulaimani [8] llevó a cabo un extenso trabajo de investigación para relacionar la corrosión de las armaduras con el deterioro de la adherencia, y un trabajo complementario con vigas diseñadas para fallar a flexión. Estas vigas eran de 150 x x 150 x 1.000 mm, armadas con 2 ϕ 10 mm en su cara superior, 1 ϕ 12 mm en su cara inferior y cercos ϕ 6 mm a 50 mm. La armadura inferior fue corroída mediante la aplicación de una densidad de corriente constante de 2.000 $\mu A/cm^2$. Se aplicaron dos cargas puntuales situadas a 300 mm de los apoyos, y la reducción de la capacidad portante de las vigas fue debida, principalmente, a la reducción de la sección de la armadura inferior. Dos hechos podrían explicar estos resultados: a) no se produjeron daños en la cabeza comprimida de la viga, porque sólo fue corroída la armadura traccionada; y b) no se produjo deslizamiento entre la armadura traccionada y el hormigón, porque ésta se ancló en la zona de los apoyos, donde la presión externa produce una tensión residual de adherencia, a pesar del deterioro producido por la corrosión.

Tachibana [9] efectuó ensayos con vigas corroídas de 200 x 150 x 2.000 mm armadas con 2 ϕ 16 mm en su cara inferior. Las armaduras se corroyeron mediante la aplicación de una densidad de corriente de 500 $\mu A/cm^2$, durante más de 15 días, alcanzándose niveles de corrosión de hasta el 5% de pérdida de peso. Estas vigas tenían un vano de 1.500 mm de longitud y se aplicaron dos cargas a 300 mm de los apoyos. Las vigas sanas y las ligeramente corroídas, fallaron a flexión por tracción. Sin embargo, las vigas altamente corroídas fallaron por esfuerzo cortante, con rotura frágil.

Cabrera [10] efectuó ensayos con vigas corroídas de 160 x 125 x 1.000 mm, armadas con 2 barras lisas ϕ 10 mm en su cara superior, 2 barras corrugadas ϕ 12 mm en su cara inferior y cercos lisos ϕ 8 mm, cada 40 mm, en la zona de esfuerzo cortante (384 mm en cada extremo). La armadura inferior fue corroída mediante la

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

aplicación de una corriente durante más de 40 días. Se desconoce el valor de la densidad de corriente aplicada, debido al procedimiento potenciostático utilizado, en lugar del galvanostático habitual. Se alcanzó una reducción máxima de la sección de las armaduras inferiores del 9%, que ocasionó una reducción del 20% en el momento flector último y un incremento del 40% de la flecha en el centro del vano, bajo la carga de servicio.

La pérdida de la adherencia entre el acero y el hormigón [3] genera el fallo del anclaje de las armaduras ancladas dentro del vano. Sin embargo, cuando el armado es continuo hasta los apoyos, el fallo del anclaje puede no llegar a producirse, pero la pérdida de adherencia en tramos intermedios de las barras puede dar lugar a un esquema resistente diferente (arco rebajado atirantado, en lugar de viga). En estos casos, puede llevarse a cabo una evaluación conservadora, asumiendo una pérdida completa de la adherencia en las zonas corroídas de las barras. Considerando esto, varios autores han estudiado el comportamiento de vigas de hormigón con diferentes longitudes no adherentes (o expuestas) en las barras traccionadas, ya sea mediante métodos analíticos, numéricos o experimentales. Aunque estos autores no provocaron la corrosión de las armaduras en sus ensayos, sus resultados pueden tenerse en cuenta en la evaluación de vigas corroídas afectadas por pérdida de adherencia en zonas intermedias de las armaduras.

Nokhasteh y Eyre, [11] [12], obtuvieron algunos resultados mediante análisis por elementos finitos y mediante ensayos a flexión de vigas con diferentes longitudes no adherentes en las armaduras traccionadas. Su trabajo permite señalar que las vigas con armaduras traccionadas no adherentes en la zona de cortante, aunque ancladas adecuadamente en sus extremos, presentan pocas fisuras de flexión, aunque de gran anchura, ausencia de fisuras en la zona de cortante, mayores flechas en centro de vano y cierta reducción de la capacidad portante. Esta reducción aumenta con la cuantía de acero y con la longitud no adherente. También depende de la distribución de la carga, existiendo una mayor reducción con una carga concentrada que con una uniformemente distribuida. La pérdida de adherencia dentro del vano anticipa la rotura a flexión, por aplastamiento del hormigón, en la sección del centro del vano, en vigas armadas con bajas cuantías.

Cairns [13] [14] [15], presentó un modelo numérico y algunos resultados experimentales con vigas con armaduras expuestas o no adherentes. Sus estudios pusieron de manifiesto los factores principales que influyen en el cambio de comportamiento de estas vigas. La profundidad de la fibra neutra disminuye en la sección de momento máximo y, consecuentemente, el acortamiento máximo del hormigón aumenta. Por otra parte, la profundidad de la línea neutra aumenta en secciones fuera de la zona de momento máximo. Pueden llegar a producirse alargamientos en la zona supuestamente comprimida de la viga, si la longitud expuesta de las armaduras es suficientemente amplia. Se produjeron pérdidas del 50% de la capacidad portante, en vigas con un 1,5% de cuantía de armaduras traccionadas que tenían un 90% de su longitud expuesta. Sin embargo, apenas se redujo la capacidad portante en vigas con un 0,5% de cuantía de armaduras traccionadas, expuestas en un porcentaje similar de su longitud. En la mayoría de los casos, el esquema resistente de la viga respondió a un modelo intermedio entre el modelo viga y el modelo arco. Cairns [16], estimó también la resistencia a cortante de vigas con diferentes cuantías de armaduras no adherentes. En estos casos, la rotura a cortante no suele tener lugar dentro de la zona de la viga con armaduras no adherentes, ya que las cargas verticales se equilibran con la componente vertical de la cabeza comprimida inclinada (arco) dentro de la zona de cortante.

3. TRABAJO EXPERIMENTAL

3.1. Objetivos y variables contemplados en la investigación

En una primera etapa del proyecto I&D antes mencionado, se estudió el efecto de

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

la corrosión en la fisuración del hormigón y en el deterioro de la adherencia [2] [3] [17]. En una segunda etapa, se estudió la influencia de la corrosión en el comportamiento de elementos de hormigón, realizando ensayos con vigas y soportes con armaduras corroídas, en situaciones de servicio y de rotura.

Se fabricaron 31 vigas de varios tipos, para estudiar el comportamiento estructural de elementos de hormigón sometidos a flexión, considerando las variables siguientes:

- Nivel de corrosión: se ensayaron vigas sanas y vigas con diferentes niveles de corrosión en sus armaduras.

- Detalles del armado: se ensayaron vigas con diferentes detalles de armado, teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

– La variación de la cuantía de armadura traccionada: la cantidad de armadura traccionada influye en la reducción de la capacidad portante y en el aumento de la flecha producidos por la pérdida de la acción compuesta en la viga, a causa del deterioro de la adherencia, [11] [12] [13].

– La variación de la cuantía de armadura comprimida: el aumento de la cantidad de armadura comprimida aumenta el riesgo de desprendimiento del recubrimiento de hormigón en la cabeza comprimida.

– La variación de la armadura transversal: el deterioro de los cercos influye en la disminución de la adherencia en las armaduras a tracción, en el riesgo de desprendimiento del hormigón en la zona comprimida de la viga y en el tipo de rotura (cortante o flexión).

– Las condiciones del anclaje de las armaduras: cuando se anclan las armaduras traccionadas en la zona del apoyo, tiene lugar una acción com-

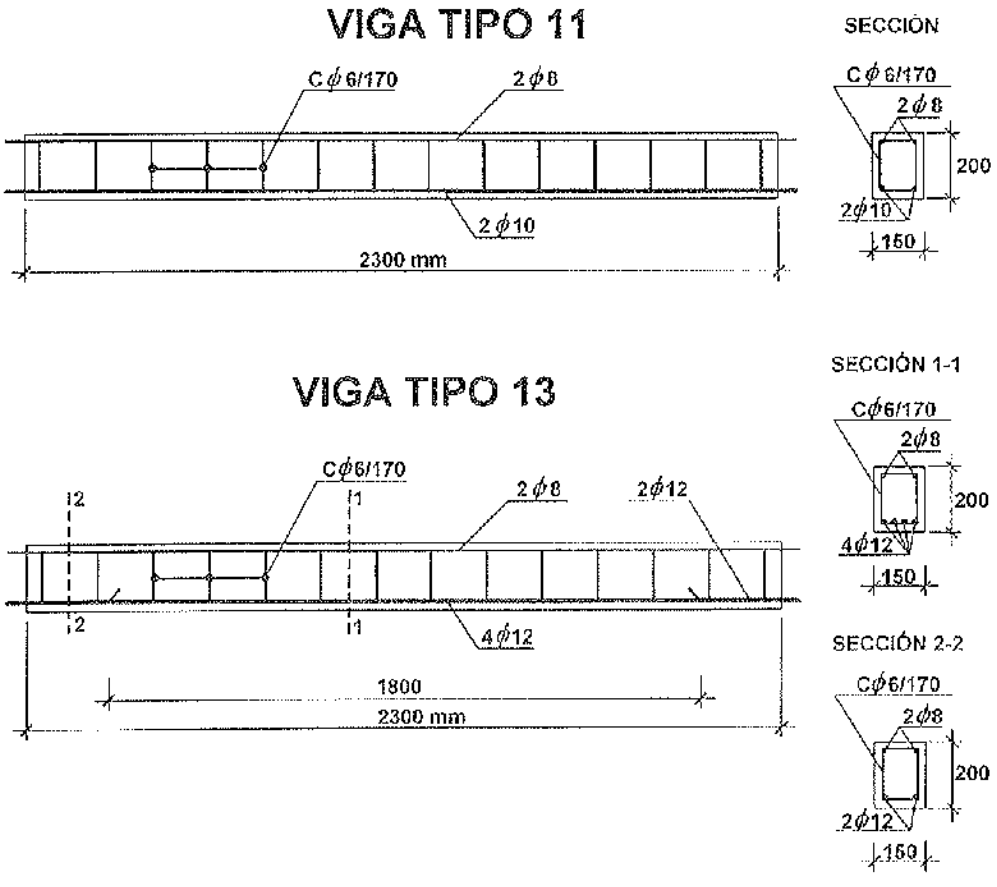


Figura 1. Esquema de las vigas tipos 11 y 13.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

plementaria de confinamiento originada por la reacción. Sin embargo, no puede contarse con este confinamiento cuando las barras se anclan fuera de la zona de apoyo, lo que posibilita el fallo del anclaje en armaduras corroídas.

– Interacción entre corrosión y carga: en la mayoría de las vigas ensayadas, las armaduras se corroyeron mientras la viga estaba descargada. En una segunda etapa del trabajo experimental, se llevó a cabo un estudio complementario con 10 vigas, con el fin de explorar la interacción entre corrosión y cargas. Aunque sus resultados no se incluyen en este artículo, puede anticiparse que el deterioro observado en las vigas dañadas fué independiente del hecho de aplicar cargas durante el proceso de corrosión acelerada.

3.2. Descripción de las vigas

Se fabricaron y ensayaron seis tipos diferentes de vigas. Sus dimensiones fueron de 2.300 x 200 x 150 mm, para las vigas tipo 11 a 31; y 2.050 x 200 x 150 mm. para la viga tipo 1. Las características de las vigas se muestran en la tabla 1 y en la figura 1. La viga tipo 1 se preparó con el fin de poner a punto el procedimiento de corrosión acelerada y el ensayo de carga.

Las diferencias entre las vigas permitieron estudiar la influencia de los distintos detalles de armado, ya que:

- Sólo se corroyeron las barras inferiores en la viga tipo 1, mientras que en otros tipos de vigas se corroyeron todas las armaduras.
- Las vigas tipos 11 y 12 se fabricaron con diferente cuantía de armadura traccionada (0,52 y 1,51%, respectivamente).
- Las vigas tipos 12 y 21 se fabricaron con diferente cuantía de armadura comprimida (0,33 y 0,66%, respectivamente).
- Las vigas tipos 21 y 31 se fabricaron con diferente separación entre cercos (170 y 85 mm, respectivamente).

TABLA 1

Características de las vigas de hormigón

Vigas		Hormigón		Armaduras		
Tipo	Cantidad	Tipo	Resistencia a compresión*	Inferior	Superior	Cercos
1 (+)	1	–	42	2ϕ12	2ϕ8	ϕ6/15cm
11	2	1	50	2ϕ10	2ϕ8	ϕ6/17cm
	4	2	34	2ϕ10	2ϕ8	ϕ6/17cm
12	2	1	48	4ϕ12	2ϕ8	ϕ6/17cm
	4	2	35	4ϕ12	2ϕ8	ϕ6/17cm
13	2	1	52	2ϕ12+2ϕ12(x)	2ϕ8	ϕ6/17cm
	4	2	37	2ϕ12+2ϕ12(x)	2ϕ8	ϕ6/17cm
21	2	1	50	4ϕ12	4ϕ8	ϕ6/17cm
	4	2	35	4ϕ12	4ϕ8	ϕ6/17cm
31	2	1	49	4ϕ12	4ϕ8	ϕ6/8,5cm
	4	2	37	4ϕ12	4ϕ8	ϕ6/8,5cm

(*) Resistencia a compresión en la fecha del ensayo de carga, en MPa.

(+) Viga para poner a punto el procedimiento de corrosión.

(x) 2 ϕ 12 ancladas en el vano, (fig. 1).

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

TABLA 2
Composición del hormigón

Materiales constituyentes		Tipo de hormigón	
		1	2
Cemento tipo II	(kg/m^3)	350	350
Aridos gruesos 6/12 mm	(kg/m^3)	970	970
Aridos finos 0/6 mm	(kg/m^3)	860	860
Agua	(kg/m^3)	175(*)	175(*)
Plastificante Plastiment HP-1	(kg/m^3)	1,75	1,75
Cloruro cálcico $CaCl_2$	(kg/m^3)	–	10,5
Asiento	(cm)	5-8	12-18

(*) Cantidad de agua sin incluir la contenida en los áridos.

- Las vigas tipos 12 y 13 se fabricaron con igual cuantía de armaduras, aunque el 50% de las armaduras traccionadas en las vigas tipo 13, se anclaron fuera de la zona de apoyos.

La tabla 2 resume las composiciones de los hormigones, fabricados con arena silícea y áridos gruesos calizos de machaqueo. Hay que señalar que no se midió el contenido en humedad de los áridos y, consecuentemente, no se supo con exactitud la cantidad total de agua en el hormigón. Se añadió cloruro cálcico (3% en peso de cemento) al agua de amasado, en el hormigón tipo 2, con el fin de acelerar la corrosión de las armaduras.

La tabla 3 resume las características de las armaduras, de acero AEH500S, utilizadas en esta investigación.

TABLA 3
Características de las armaduras

Diámetro (mm)	Límite elást. (MPa)	Carga Unit. de rotura (MPa)
6	626	760
8	615	673
10	575	655
12	585	673

3.3. Corrosión acelerada

Las vigas se curaron, durante 28 días, en el interior de una nave, y se mantuvieron húmedas mediante un sistema de humectación permanente. Posteriormente, se inició el procedimiento de corrosión acelerada en aquellas vigas fabricadas con cloruro cálcico, con el fin de obtener el nivel de corrosión requerido en un período de tiempo que oscilara entre 100 y 200 días, aproximadamente.

La figura 2 representa el esquema del dispositivo empleado para la corrosión acelerada, y la figura 3 muestra una vista del parque de vigas durante el proceso de corrosión. Las armaduras fueron sometidas a una densidad de corriente constante de unos 100 $\mu A/cm^2$, aplicada en la superficie del hormigón a través de unos contraelectrodos de acero inoxidable. Este valor de la densidad de corriente corresponde a unas diez veces el valor máximo de la intensidad de corrosión, I_{corr}, medido en estructuras de hormigón altamente corroídas [18]. A este respecto, hay que señalar que otros autores aplicaron valores más altos de densidad de corriente, que variaban entre 300 y 2.000 $\mu A/cm^2$, [7] [8] [9].

El proceso de corrosión acelerada de las armaduras se prolongó hasta alcanzar el nivel de deterioro previsto. Posteriormente, se procedió a obtener un mapa detallado de la fisuración del hormigón en todas las vigas, similar al mostrado en la figura 4, que corresponde a la viga 214.

La tabla 4 resume la duración del proceso de corrosión acelerada en cada viga y los valores de la penetración del ataque (reducción del radio de la barra) produci-

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

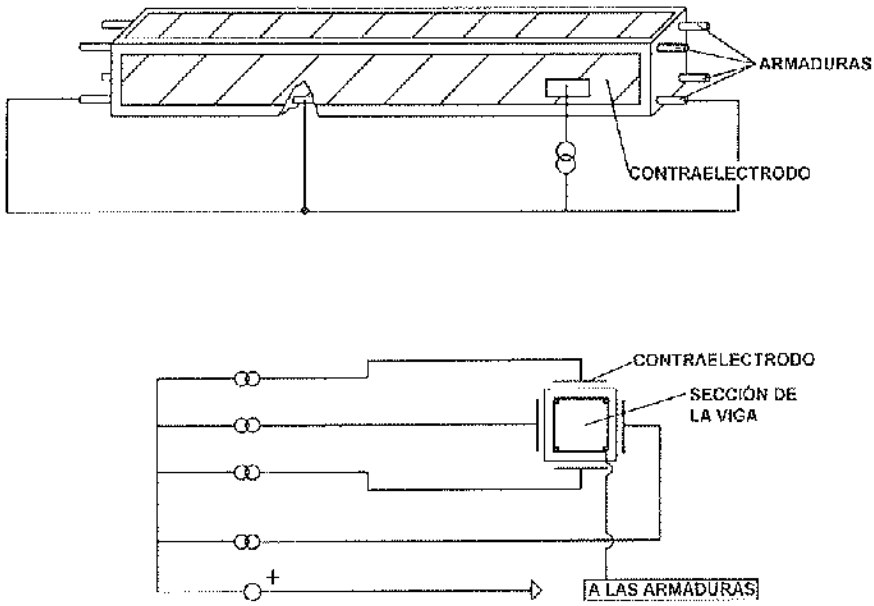


Figura 2. Esquema del dispositivo para la corrosión acelerada de las armaduras en las vigas de hormigón.

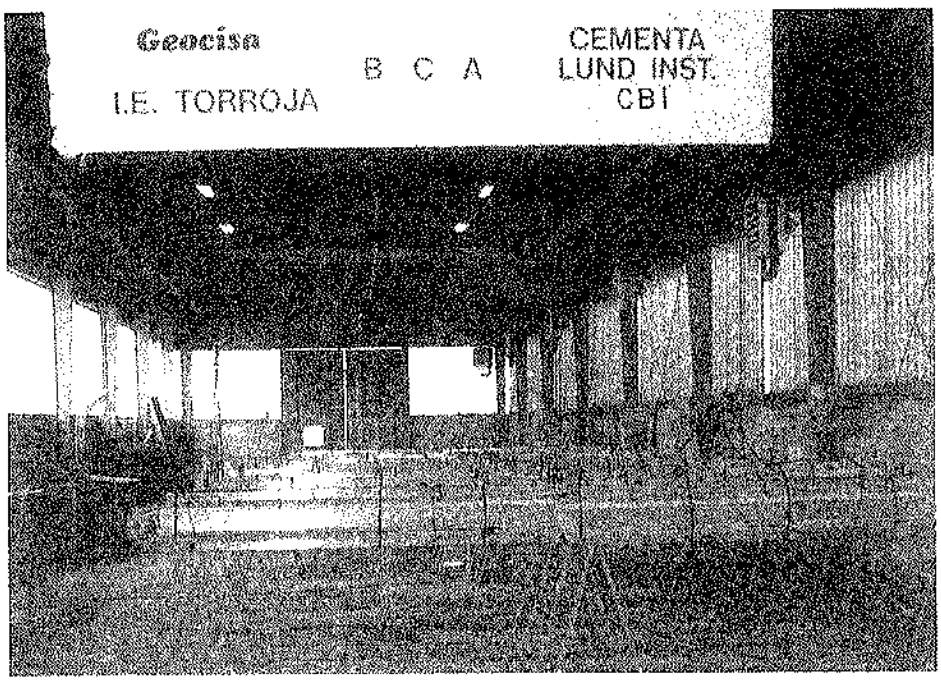


Figura 3. Vista del parque de vigas durante la corrosión acelerada de sus armaduras.

do en las armaduras longitudinales y en los cercos. El valor medio de la penetración de ataque se obtuvo por gravimetría, pesando la barra antes y después de que fuera corroída, tras limpiar los productos de corrosión y cuando la viga ya había sido ensayada hasta la rotura y el hormigón había sido eliminado. El valor máximo en las picaduras (valor entre paréntesis) se obtuvo por medida de su profundidad mediante calibre y macrofotografías.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

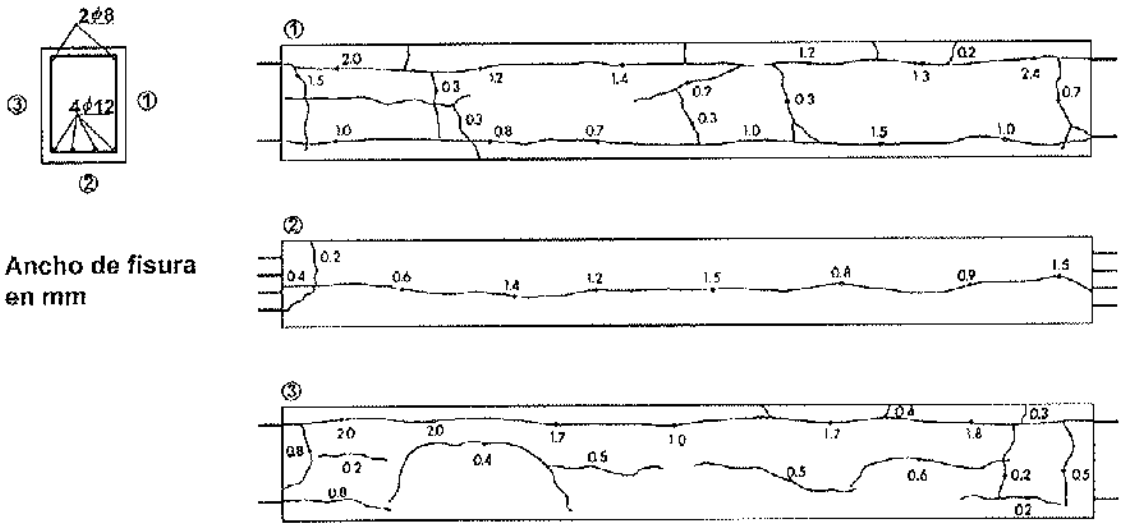


Figura 4. Mapa de fisuras del hormigón producidas por la corrosión en la viga 214.

TABLA 4

Resultados de la corrosión acelerada

Tipo de viga	N° de viga	Duración de la corrosión (días)	Penetración del ataque (mm) (+)		
			Armaduras inferiores	Armaduras superiores	Cercos
I	—	149	0,54	—	—
II	111	—	—	—	—
	112	—	—	—	—
	115	101	0,36 (1,0)	0,26	0,37 (3,0)
	114	117	0,45 (1,1)	0,52	0,39 (3,1)
	113	160	0,49 (1,3)	0,56	0,49 (3,9)
	116	190(*)	0,71 (2,1)	0,48	0,66 (5,0)
12	121	—	—	—	—
	122	—	—	—	—
	126	104	0,32 (1,3)	0,27	0,39 (3,1)
	123	115	0,35 (1,4)	0,44	0,39 (3,2)
	124	163	0,41 (1,6)	0,57	0,49 (3,8)
	125	175	0,40 (1,6)	0,41	0,53 (4,5)
13	131	—	—	—	—
	132	—	—	—	—
	134	108	0,32 (1,3)	0,30	0,34 (2,7)
	133	116	0,35 (1,4)	0,31	0,36 (2,9)
	136	164	0,40 (1,6)	0,43	0,50 (3,8)
	135	175	0,39 (1,6)	0,56	0,53 (4,5)
21	211	—	—	—	—
	212	—	—	—	—
	215	108	0,37 (1,5)	0,24	0,37 (2,5)
	216	127	0,31 (1,2)	0,35	0,44 (3,5)
	213	154	0,43 (1,7)	0,38	0,52 (3,8)
	214	181	0,53 (2,1)	0,47	0,63 (5,0)
31	311	—	—	—	—
	312	—	—	—	—
	313	111	0,30 (1,3)	0,20	0,35 (2,8)
	314	128	0,48 (1,5)	0,26	0,50 (4,0)
	316	164	0,42 (1,8)	0,37	0,54 (4,3)
	315	190(*)	0,51 (2,0)	0,34	0,63 (5,0)

(+) Valor medio y valor máximo en las picaduras (entre paréntesis).
(*) Vigas mantenidas bajo condiciones de corrosión espontánea otros 180 días.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

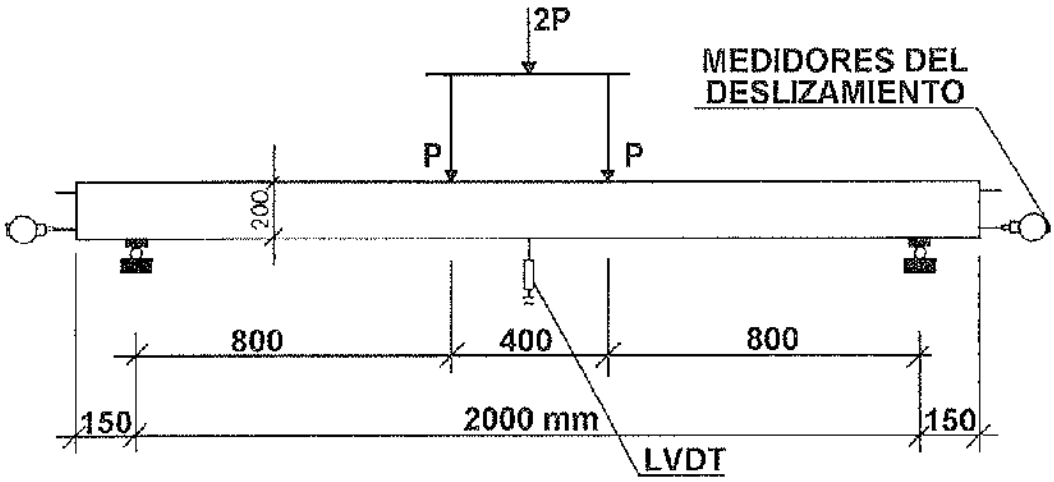


Figura 5. Esquema del dispositivo para ensayo de carga de las vigas.

3.4. Ensayo de carga

Después de finalizar la corrosión, las vigas se ensayaron hasta la rotura mediante un dispositivo esquematizado en la figura 5, utilizado en todas las vigas excepto en la de prueba (viga 1).

Se aplicaron dos cargas simétricas, separadas dos cantos (400 mm), en vigas simplemente apoyadas, con 2,0 m de luz, excepto en la viga tipo 1 cuyo vano fue de 1,70 m y se aplicaron las cargas a tercios de la luz. La introducción de las cargas se llevó a cabo mediante un gato hidráulico, de una capacidad máxima nominal de 200 kN, centrado respecto a un elemento de acero simplemente apoyado en los dos puntos de aplicación de la carga (fig. 6).

El sistema de aplicación de la carga y de control, se completó con los siguientes elementos: a) pórtico de reacción, metálico, anclado en una losa de hormigón, b) central hidráulica, c) célula de carga y LVDT integrado en el gato, y d) consola electrónica para controlar el ensayo a desplazamiento constante. La instrumentación adicional estaba compuesta por

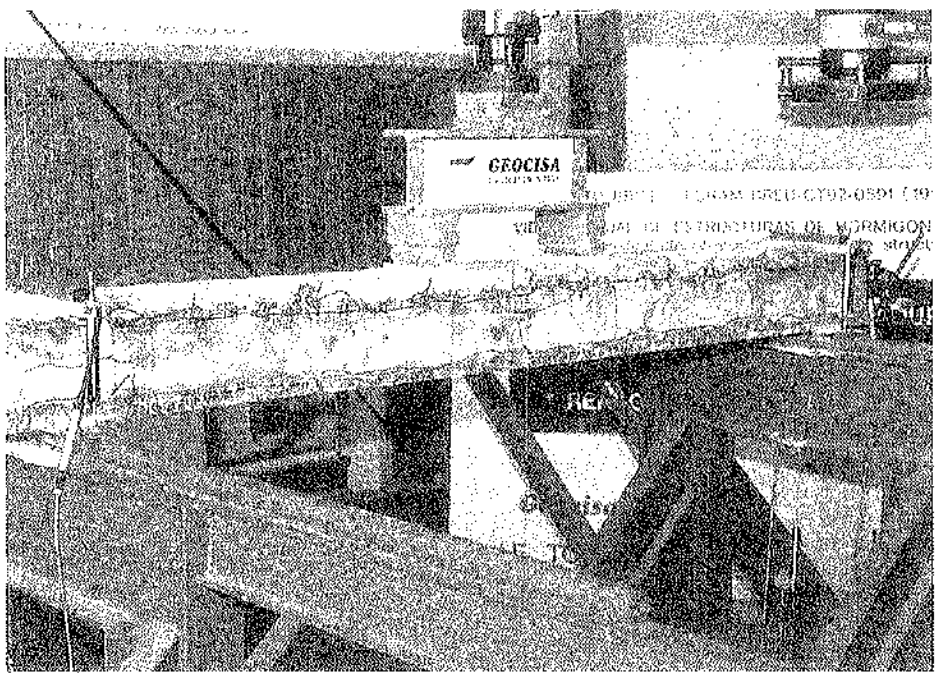


Figura 6. Vista del ensayo de carga de una viga con armaduras corroídas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

LVDT para medir la flecha de la viga en el centro del vano, flexímetros para medir el deslizamiento entre los extremos de las armaduras traccionadas y el hormigón, y bases extensométricas en la zona superior de la viga, cerca de la sección central, para medir el acortamiento del hormigón mediante extensómetros.

Los ensayos se realizaron en dos fases. Durante la primera fase, la carga se aplicó en escalones de 0,8 mm de desplazamiento del émbolo del gato hidráulico. En cada escalón de carga, se tomaron lecturas y se midió la fisuración en la superficie de hormigón. Al alcanzar el valor previsto de la carga de servicio, se realizó una parada de 10 minutos, se tomaron lecturas y se midió la fisuración. Posteriormente, se descargó la viga y se realizó una nueva parada de 10 minutos, sin aplicar carga.

Durante la segunda fase, la carga se aplicó de forma continua, con una velocidad de desplazamiento igual a 0,8 mm/min, hasta alcanzar la carga de servicio. Posteriormente, se aumentó la velocidad a 1,5 mm/min, hasta la terminación del ensayo.

El ensayo se dió por finalizado cuando la flecha en centro del vano superó ampliamente la correspondiente a la carga máxima obtenida.

4. RESULTADOS

La tabla 5 resume los principales resultados obtenidos en los ensayos de carga de las vigas sanas y de las vigas con armaduras corroídas. Antes de comparar estos resultados, conviene resaltar que los valores de resistencia a compresión del hormigón utilizado para fabricar las vigas con armaduras corroídas fueron inferiores a los de las vigas sanas, según se indicó en la tabla 1.

4.1. Carga de servicio

El valor de la carga de servicio para cada viga deteriorada, se estimó en la hipótesis de la viga con armaduras sin corroer.

La tabla 5 muestra los valores de la flecha en centro de vano y la fisuración de todas las vigas bajo la carga de servicio. Como puede observarse, la flecha en el centro del vano fue superior en las vigas afectadas por corrosión. Este comportamiento es debido a la reducción de la sección de las armaduras, al deterioro de la sección del hormigón, al deterioro de la adherencia entre hormigón y acero y, finalmente, al valor inferior de la resistencia a compresión del hormigón (tabla 1).

Las vigas corroídas mostraron fisuras transversales con ancho mayor que el de las medidas en las vigas sanas, debido al deterioro de la adherencia. Sin embargo, los resultados indicados en la tabla 5 deben tomarse con ciertas reservas, a causa de la dificultad de realizar las medidas en vigas altamente deterioradas por la corrosión de las armaduras.

4.2. Carga de rotura

Las tres últimas columnas de la tabla 5 muestran los resultados correspondientes a la carga de rotura en las vigas ensayadas. Se produjeron cuatro tipos diferentes de roturas (fig. 7):

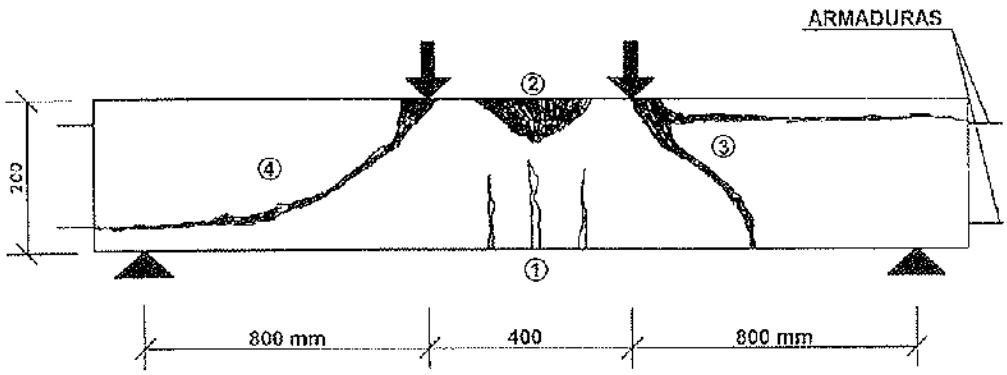


Figura 7. Esquema de los tipos de rotura en vigas con armaduras corroídas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Tipo 1: Rotura a flexión por tracción (fig. 8).

Tipo 2: Rotura a flexión por aplastamiento del hormigón (fig. 9).

Tipo 3: Rotura a cortante (fig. 10).

Tipo 4: Rotura a cortante combinada con fallo del anclaje de las barras traccionadas (fig. 11).

TABLA 5

Resultados experimentales

N° de viga	Carga de servicio		Carga de rotura		
	Flecha en centro de vano (mm)	Ancho de fisura (*) (mm)	Tipo de rotura (+)	Esfuerzo cortante (kN)	Momento flector (–) (kN·m)
1 (x)	2,4	—	1	34,5	17,8
111	3,5	0,2	1	20,7	15,1
112	3,2	0,2	1	21,6	15,7
115	4,0	0,2	1	15,9	11,6
114	3,2	0,2	1	14,4	10,5
113	3,6	0,3	1	13,9	10,1
116	6,1	0,6	1	11,9	8,6
121	5,2	0,2	2	49,5	36,1
122	5,2	0,2	2	52,5	38,3
126	5,7	0,3	2	39,8	29,0
123	5,8	0,3	3	37,3	27,2
124	6,0	0,3	3	27,9	20,4
125	6,3	0,3	3	31,4	22,9
131	5,1	0,2	4	50,1	36,6
132	5,3	0,2	4	52,8	38,5
134	5,8	0,2	4	34,6	25,3
133	5,8	0,4	4	34,5	25,2
136	7,2	0,5	3	29,1	21,2
135	6,7	0,3	3	33,9	24,7
211	5,3	0,2	2	52,7	38,4
212	5,3	0,2	2	54,0	39,4
215	5,5	0,3	3	38,6	28,2
216	6,8	0,4	3	36,2	26,4
213	6,5	0,3	3	26,6	19,4
214	7,1	0,3	3	28,7	20,9
311	5,3	0,2	2	52,3	38,1
312	5,5	0,2	2	53,2	38,8
313	5,5	0,2	2	38,7	28,2
314	5,5	0,2	2	39,0	28,5
316	5,9	0,3	2	37,7	27,5
315	7,7	0,3	3	27,7	20,2

(*) Fisuras transversales debidas a las cargas.
(+) Tipo de rotura: 1) flexión (armaduras traccionadas); 2) flexión (hormigón); 3) cortante; 4) cortante/adherencia.
(–) Valores máximos obtenidos por equilibrio y teniendo en cuenta la reacción horizontal.
(x) Ensayo preliminar (luz del vano: 1.700 mm).

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

La rotura tipo 1 tuvo lugar en las vigas con cuantía baja de armaduras traccionadas (tipos 1 y 11), tanto corroídas como no corroídas.

La rotura tipo 2 tuvo lugar en las vigas con cuantía elevada de armaduras traccionadas, no corroídas (tipos 12, 21 y 31). También se produjo en la mayor parte de las vigas corroídas, armadas con cuantía elevada de armaduras a cortante (tipo 31).

La rotura tipo 3 tuvo lugar en casi todas las vigas con cuantía elevada de armaduras traccionadas corroídas, y distancia entre cercos próxima al canto útil (la

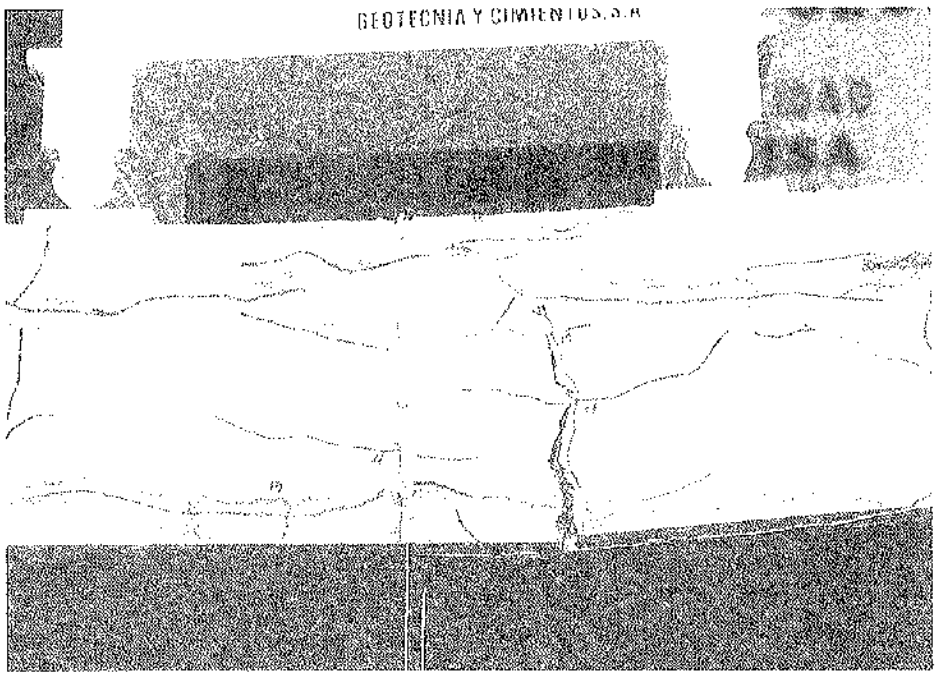


Figura 8. Rotura a flexión por tracción (tipo 1)

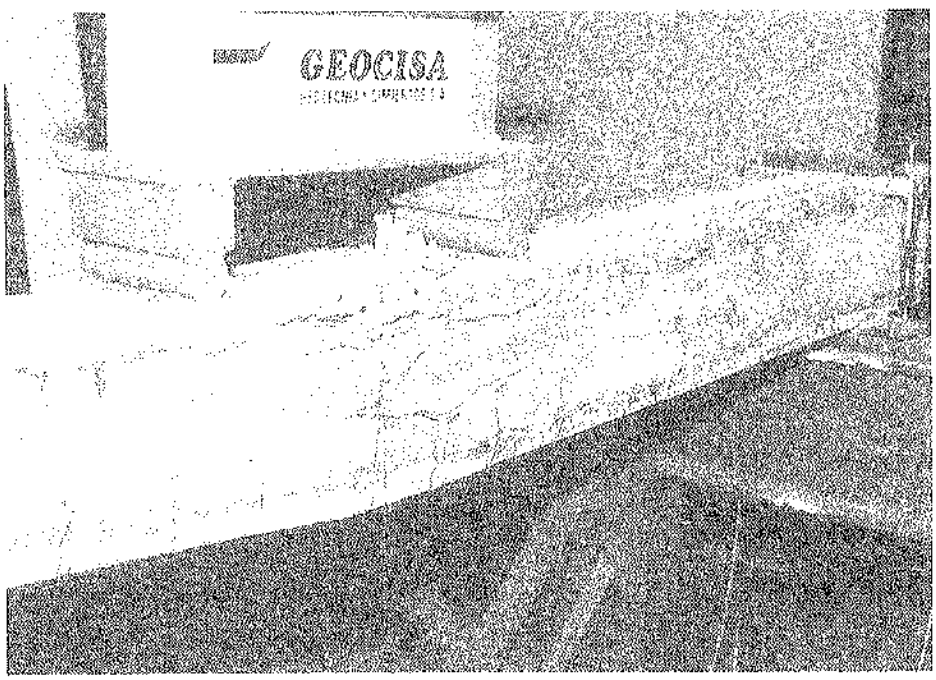


Figura 9. Rotura a flexión por aplastamiento del hormigón (tipo 2)

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Figura 10. Rotura a cortante (tipo 3).

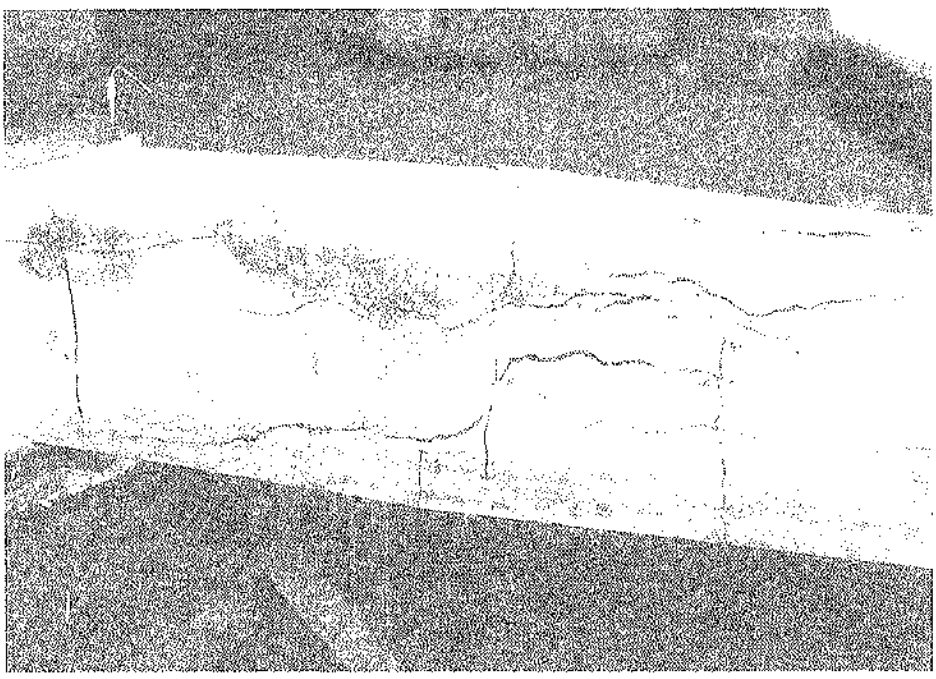


Figura 11. Rotura a cortante y fallo de adherencia (tipo 4).

mayor parte de las vigas tipos 12 y 21, con cercos cada 170 mm). Dos motivos pueden explicar este tipo de rotura, que se produjo antes de la rotura a flexión por aplastamiento del hormigón:

- La reducción significativa de la sección de los cercos, debida a la formación de picaduras.
- La reducción del canto útil de la sección de hormigón en la zona de cortante, a causa del desprendimiento del recubrimiento superior de hormigón (figs. 7 y 10). Este desprendimiento se produjo por la tensión rasante ori-

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

ginada al cargar la viga y a causa de la presión generada por los productos de corrosión de las barras comprimidas.

Finalmente, la rotura tipo 4 se originó en algunas vigas con armaduras ancladas en el vano (tipo 13), tanto corroídas como no corroídas. Sin embargo, las vigas 135 y 136 fallaron a cortante antes de que tuviera lugar el inicio del deslizamiento entre las armaduras traccionadas y el hormigón, debido a las picaduras importantes en los cercos.

Los momentos flectores indicados en la tabla 5 corresponden a los valores bajo carga máxima, obtenidos a partir de las condiciones de equilibrio, teniendo en cuenta las reacciones horizontales generadas por el rozamiento en los apoyos.

5. DISCUSION DE LOS RESULTADOS

El valor experimental del momento máximo en la viga tipo 1 se aproximó al estimado mediante el cálculo con modelos convencionales de hormigón armado, considerando la sección reducida de las armaduras traccionadas. No se observó ningún daño en la cabeza comprimida, ya que sólo se habían corroído las armaduras inferiores de esta viga.

La figura 12 muestra los valores del momento flector máximo de las vigas que fallaron por flexión (no se incluye el tipo 1), ya fuera por las armaduras traccionadas (tipo 11) o por el aplastamiento del hormigón (tipo 31). También muestra dos valores calculados para cada viga, obtenidos mediante modelos convencionales y considerando:

- La sección reducida de las armaduras longitudinales, en las picaduras, y la sección del hormigón con el canto útil "d" (Fig. 13, sección 1) para los valores más elevados.

- La sección reducida de las barras longitudinales, en las picaduras, y la sección reducida de hormigón con canto

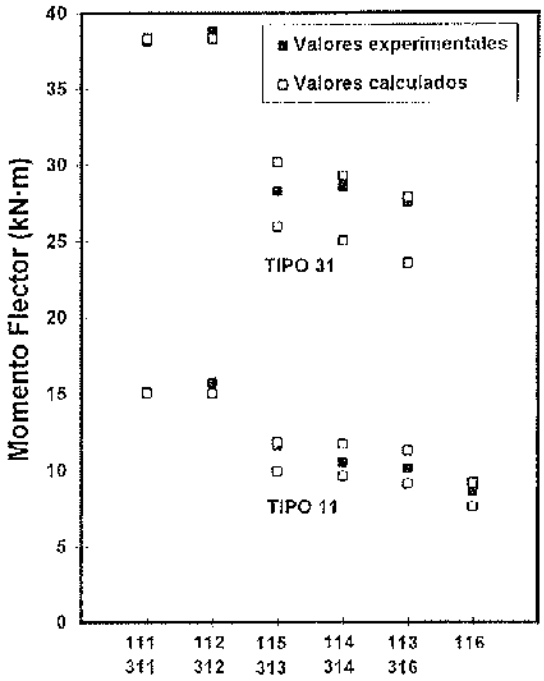


Figura 12. Momento flector último en las vigas tipos 11 y 31.

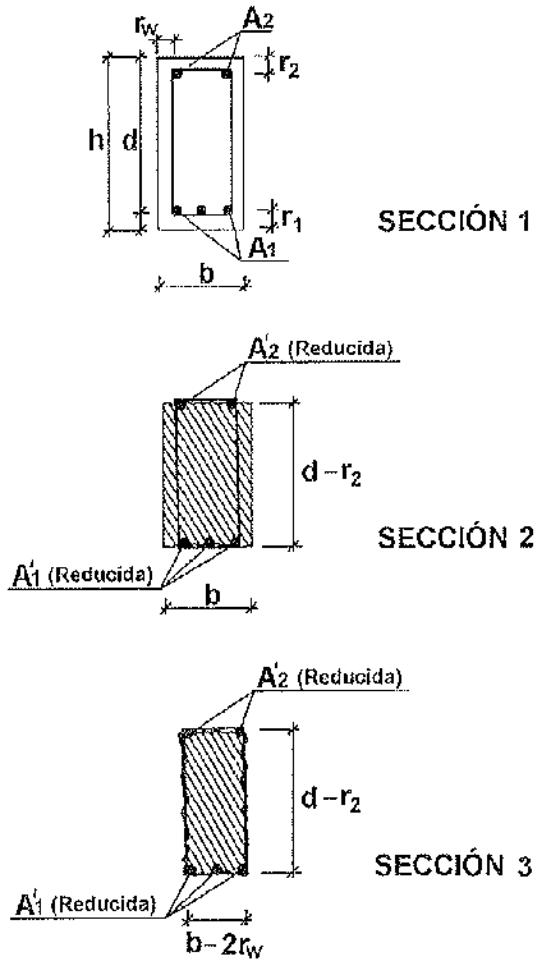


Figura 13. Esquema de las secciones resistentes de hormigón armado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

útil "d-r_2" (Fig. 13, sección 2) para los valores más bajos. En esta hipótesis, no se considera la contribución del recubrimiento superior de hormigón, debido al deterioro producido por la corrosión de las armaduras comprimidas y de los cercos.

En la figura 12 puede comprobarse que los resultados experimentales están situados entre los valores calculados para cada viga ensayada. Por lo tanto, es posible predecir un valor conservador del momento último, para niveles altos de corrosión, mediante el uso de los modelos convencionales y utilizando las secciones reducidas del acero y del hormigón.

La corrosión de las armaduras modificó el tipo de rotura en las vigas tipos 12 y 21. Mientras que las vigas sanas fallaron a flexión por aplastamiento del hormigón, las vigas con armaduras corroídas fallaron a esfuerzo cortante.

Las figuras 14 y 15 muestran los valores del esfuerzo cortante máximo de las vigas 12 y 21, con armaduras corroídas. También se muestran tres valores calculados para cada viga, obtenidos por el método normalizado del Eurocódigo 2 [19], y considerando:

- La sección reducida de los cercos, en las picaduras, y la sección del hormigón con el canto útil "d" (Fig. 13, sección 1), para los valores más elevados.
- La sección reducida de los cercos, en las picaduras, y la sección reducida del hormigón con un canto útil "d-r_2" (Fig. 13, sección 2), para los valores intermedios. En esta hipótesis, no se considera la contribución del recubrimiento superior de hormigón, debido al deterioro producido por la corrosión de las armaduras comprimidas y de los cercos.
- La sección reducida de los cercos, en las picaduras, y la sección reducida del hormigón con un canto útil "d-r_2" y un ancho "b-$2r_w$" (Fig. 13, sección 3), para los valores más bajos. En esta hipótesis, no se considera ni la contribución del recubrimiento superior ni la de los recubrimientos laterales de la viga, debido al deterioro producido por la corrosión de las armaduras comprimidas y de los cercos.

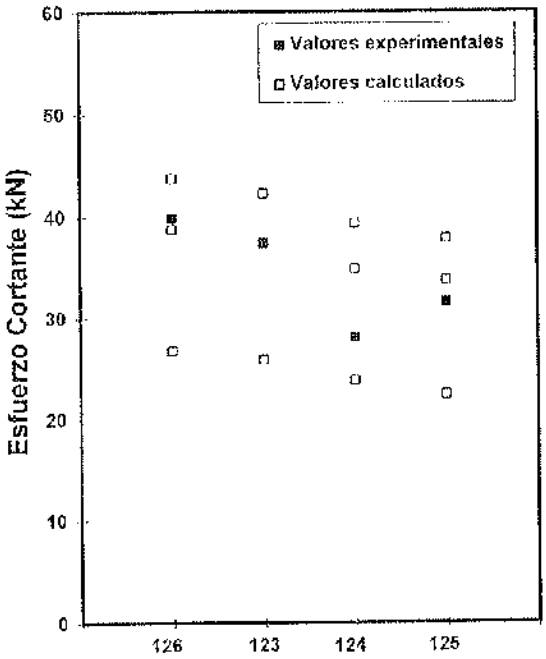


Figura 14. Esfuerzo cortante último en las vigas tipo 12, con armaduras corroídas.

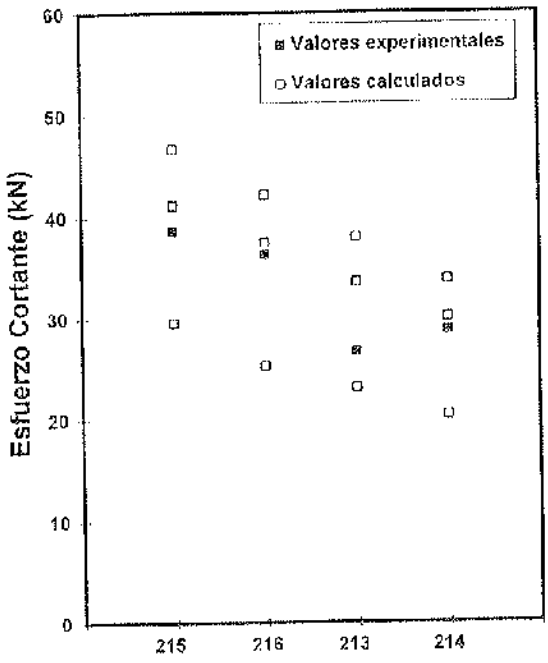


Figura 15. Esfuerzo cortante último en las vigas tipo 21, con armaduras corroídas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

En las figuras 14 y 15 se observa que los resultados experimentales están situados entre los valores calculados para cada viga, considerando la sección del hormigón con el canto útil reducido "d-r_2" y con el ancho "b" o "b-$2r_w$".

Por lo tanto, es posible predecir un valor conservador del cortante último, para niveles elevados de corrosión, mediante el método normalizado del Eurocódigo 2 [19] y considerando las secciones reducidas del acero y del hormigón (d-r_2, b-$2r_w$).

En alguna viga muy dañada (vigas 125 y 214), el esfuerzo cortante de rotura fue superior al de vigas similares con menor nivel de corrosión. Los valores de la tensión de adherencia máxima entre las barras traccionadas y el hormigón, en la zona de cortante, variaron entre 1,6 y 1,9 MPa. Estos valores se dedujeron a partir del valor del cortante máximo y del valor reducido del canto útil "d-r_2". Por otra parte, el valor estimado de la resistencia a la adherencia para estos niveles de corrosión, estaba comprendido entre 1,5 y 1,7 MPa. Estos valores se obtuvieron a partir de algunos estudios desarrollados en el mencionado proyecto Brite/Euram [20]. Por consiguiente, hubo una probable pérdida de adherencia a lo largo de parte de la longitud de las armaduras en la zona de cortante. En estos casos [16], la viga comienza a comportarse como un arco rebajado atirantado y el riesgo de rotura a cortante disminuye, ya que las cargas verticales se equilibran con la componente vertical de la resultante de tensiones normales en la cabeza comprimida.

Finalmente, las vigas deterioradas tipo 13 fallaron tanto a cortante/adherencia como a cortante (tabla 5), ya que el 50% de las armaduras inferiores se anclaron fuera de la zona de los apoyos. Sin embargo, también es posible predecir un valor conservador del cortante último en este tipo de vigas muy corroídas, mediante el método normalizado del Eurocódigo 2 [19] y considerando las secciones reducidas del acero y del hormigón (d-r_2, b-$2r_w$), a pesar de la interacción entre cortante y adherencia, que necesita un estudio más detenido.

6. CONCLUSIONES

Se ha presentado un resumen de la revisión bibliográfica realizada acerca de la investigación en vigas de hormigón deterioradas, con referencias a estudios sobre vigas con armaduras corroídas o expuestas, simulando éstas últimas la pérdida de adherencia debida a la corrosión.

Se ha resumido un trabajo experimental de investigación con vigas corroídas, llevado a cabo dentro del proyecto Brite/Euram BE-4062. Las armaduras se corroyeron mediante la adición de cloruro cálcico al agua de amasado y mediante la aplicación de una densidad de corriente constante, de unos 100 $\mu A/cm^2$. Este valor equivale a diez veces la intensidad de corrosión, I_{corr}, medida en estructuras de hormigón altamente corroídas [18] y es significativamente más bajo que los valores utilizados por otros investigadores [7] [8] [9].

Este trabajo de investigación conduce a las siguientes conclusiones preliminares:

- La corrosión de las armaduras afecta al comportamiento de las vigas de hormigón, incrementando las flechas y los anchos de fisura bajo la carga de servicio, y reduciendo su capacidad portante bajo la carga última.

- La corrosión de las armaduras modifica el tipo de rotura en vigas con cuantías de armadura usuales. Mientras que las vigas sanas ensayadas fallaron a flexión, las vigas deterioradas lo hicieron a esfuerzo cortante, en la mayor parte de los casos.

- Los daños más significativos detectados en las vigas ensayadas han sido las picaduras de los cercos y el deterioro del recubrimiento de hormigón debido a la fisuración y al desprendimiento producido por la corrosión de las barras comprimidas.

- Se puede predecir un valor conservador del momento flector último y del esfuerzo cortante último en las vigas corroídas, mediante la utilización de

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

modelos convencionales de hormigón armado, como los contemplados en el Eurocódigo 2 [19], y considerando las secciones reducidas del acero y del hormigón.

La reducción de la sección de las armaduras en estructuras de hormigón puede estimarse a partir de la medida de la intensidad de corrosión, I_{corr}, [18] [21].

Finalmente, es necesaria una mayor investigación en diferentes aspectos relacionados con el comportamiento de vigas corroídas, tales como: a) la interacción entre corrosión y carga; b) la influencia de la pérdida de adherencia en zonas intermedias de las armaduras, y c) el efecto de las armaduras ancladas en el vano, fuera de las zonas de apoyos. Actualmente, se están estudiando la mayoría de estos aspectos, a partir de los resultados experimentales obtenidos con vigas y soportes ensayados dentro del proyecto Brite/Euram mencionado.

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren dejar constancia de su agradecimiento a Mª Cruz Alonso y Mª Carmen Andrade, del ICCET, y a A. Marta García, Juan A. Bolaño y Alfredo Navarro, de GEOCISA, por su contribución al procedimiento de corrosión acelerada.

El proyecto de investigación BRITE/EURAM BE-4062 "The service life of reinforced concrete structures", subvencionado por la UE, fue desarrollado por Geocisa, en colaboración con BCA (Reino Unido), ICCET (España), CBI, Lund Institute and Cementa (Suecia).

REFERENCIAS

[1] Andrade C., Alonso C., García D. y Rodríguez J.: Remaining lifetime of reinforced concrete structures: Effect of corrosion on the mechanical properties of steel. International Conference on Life Prediction of Corrodible Structures, Cambridge, UK, 1991, pp. 12/1-12/11.

[2] Andrade C., Alonso C. y Molina F. J.: Cover cracking as a function of bar corrosion: Part 1. Experimental test. Material and Structures, 1993, N° 26, pp-453-464.

[3] Rodríguez J., Ortega L. M., Casal J. y Vidal A.: Disminución de la adherencia en barras corrugadas, debida a la corrosión. Hormigón y Acero N° 189, 1993, pp-49-64.

[4] Rodríguez J., Ortega L. M. y Casal J.: Assessment of structural elements with corroded reinforcement. International Conference on Corrosion and Protection of Steel in Concrete, Sheffield, UK, 1994, pp. 171-185.

[5] McLeish A.: Structural assessment. Manual for life cycle aspects of concrete in buildings and structures, Taywood Engineering Limited, UK, 1987, pp. B4.1-B4.22.

[6] Okada K., Kobayashi K. y Miyagawa T.: Influence of longitudinal cracking due to reinforcement corrosion on characteristics of reinforced concrete members. ACI Structural Journal, March-April 1988, pp. 134-140.

[7] Uomoto T. y Misra S.: Behaviour of concrete beams and columns in marine environment when corrosion of reinforcing bars take place. ACI Special Publication SP-109, 1988, pp. 127-145.

[8] Al-Sulaimani G. J., Kaleemullah M., Basunbul I. A. y Rasheeduzzafar: Influence of corrosion and cracking on bond behaviour and strength of reinforced concrete members. ACI Structural Journal, March-April 1990, pp. 220-231.

[9] Tachibana Y., Maeda K-I., Kajikawa Y. y Kawamura M.: Mechanical behaviour of RC beams damaged by corrosion of reinforcement. Third International Symposium on "Corrosion of reinforcement in Concrete Construction, Wishaw. UK, 1990, pp. 178-187.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

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

[11] Nokhasteh M-A., Eyre J. R. and McLeish A.: The effect of reinforcement corrosion on the strength of reinforced concrete members. Structural Integrity Assessment, Elsevier Applied Science, London, UK, 1992, pp. 314-325.

[12] Eyre J. R. y Nokhasteh M-A.: Strength assessment of corrosion damaged reinforced slabs and beams. Proceedings Institution Civil Engineers, Structures & Buildings, 1992, Vol. 94, pp. 197-203.

[13] Cairns J. y Zhao: Structural behaviour of concrete beams with exposed reinforcement. Proceedings Institution of Civil Engineers, Structures & Buildings, 1993, Vol. 99, pp. 141-154.

[14] Cairns J.: Changes in reinforced concrete beams behaviour induced by reinforcement corrosion. Proceedings 4th International Conference on Structural Failure, Durability and Retrofitting, Singapore, 1993, pp. 447-454.

[15] Cairns J.: Consequences of bond loss for behaviour of reinforced concrete beams. Proceedings 5th International Conference on Structural Faults and Repairs, Edimburgh, 1993, Vol. 3, pp. 149-154.

[16] Cairns J. y Watson D.: Structural aspects of concrete repairs: behaviour of beams with exposed aggregates. 4th International Conference on Deterioration & Repairs of Reinforced Concrete in the Arabian Gulf, 1993.

[17] Alonso C., Andrade C., Rodríguez, J., Casal J. y García A. M.: Evaluación experimental de la fisuración del hormigón producida por la corrosión de las armaduras. Hormigón y Acero N° 194, 1994, pp. 29-42.

[18] Rodríguez J., Ortega L. M. y García A. M.: Medida de la velocidad de corrosión de las armaduras en estructuras de hormigón, mediante un equipo desarrollado dentro del proyecto Eureka EU-401. Hormigón y Acero N° 189, 1993, pp. 79-91.

[19] UNE ENV 1992-1-1: Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1: Reglas generales y reglas para edificación. AENOR, Noviembre 1993.

[20] Rodríguez J., Ortega L. M., Casal J. y Fernández C.: La incidencia de la corrosión de las armaduras en el comportamiento de elementos de hormigón a flexión. Primer Congré. El cas dels sostres. Experiències i perspectives, Barcelona, 1995, ponencia N° 30.

[21] Broomfield J. P., Rodríguez J., Ortega L. M. y García, A. M.: Corrosion rate measurements in reinforced concrete structures by a linear polarization device. ACI SP-151, 1994, pp. 163-181.

RESUMEN

La corrosión de las armaduras es una de las causas principales que induce un deterioro prematuro de las estructuras de hormigón y reduce su vida residual. Este artículo resume los resultados obtenidos en un estudio realizado con vigas de hormigón con armaduras corroídas, dentro del proyecto Brite/Euram BE-4062, en el que se han desarrollado modelos para evaluar estructuras afectadas por corrosión del acero y por otros mecanismos de deterioro.

Las armaduras se corroyeron de forma acelerada mediante la adición de cloruro cálcico al agua de amasado y la aplicación de una densidad de corriente de 100 $\mu A/cm^2$. Este último valor equivale a unas diez veces el valor de la intensidad de corrosión, I_{corr}, medida en estructuras de hormigón altamente corroídas.

Se ha observado que la corrosión genera un aumento de la flecha y del ancho de

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

las fisuras bajo la carga de servicio, y reduce la capacidad portante de las vigas dañadas. Además, modifica el tipo de rotura en vigas de hormigón con cuantías de armadura habituales. Mientras que las vigas sanas fallaron a flexión, las vigas deterioradas fallaron a esfuerzo cortante. Los daños más significativos detectados han sido la formación de picaduras en los cercos y la fisuración y desprendimiento del recubrimiento de hormigón.

Puede predecirse un valor conservador del momento flector último y del esfuerzo cortante último, utilizando los modelos convencionales de hormigón armado, como los contenidos en el Eurocódigo 2, y considerando las secciones reducidas del acero y del hormigón dañadas por corrosión de las armaduras.

SUMMARY

Corrosion of reinforcing bars is one of the main causes which induces an early deterioration of concrete structures, reducing their residual service life. With regard to this subject, the Brite/Euram project BE-4062 started in 1992 and some models are being developed for the assessment of concrete structures affected by steel corrosion and other deterioration mechanisms.

This paper summarizes and discusses the results of some research work carried out with corroded concrete beams, under the mentioned project. Reinforcement was corroded by means of adding calcium chloride to the mixing water and applying a current density of 100 $\mu A/cm^2$. This value corresponds to ten times the corrosion intensity I_{corr} measured in highly corroding concrete structures. It has been shown that corrosion increases both the deflections and the crack widths at service load, and reduces the strength at ultimate load. Beside, corrosion modifies the type of failure in concrete beams with usual ratios of reinforcement. Whereas sound tested beams failed by bending, deteriorated beams failed by shear. Pitting at links and cracking and spalling of top concrete cover, due to corrosion of reinforcement, have been shown as the most relevant damages in the tested beams. Finally, a conservative value of either the ultimate bending moment or the ultimate shear force can be predicted by using RC conventional models, as those included in Eurocode 2, and considering the reduced section of both steel and concrete due to corrosion of reinforcement.

* * *

SIMPOSIO FIP 1996
Del 25 al 27 de septiembre, en Londres, Inglaterra

Introducción

La "Concrete Society", Miembro nacional inglés de la FIP (Federación Internacional del Pretensado), que agrupa a los más prominentes investigadores, constructores ingleses y, en general, a todos aquellos técnicos relacionados e interesados en el diseño y construcción de estructuras de hormigón, armado y pretensado, se complace en tener la oportunidad de ser la anfitriona de este Simposio Internacional sobre "Estructuras Pretensadas Postesas" que se celebrará en el Palacio de Conferencias de Londres, del 25 al 27 de septiembre, del presente año 1996, y hará todo lo posible para asegurar que todos los participantes y sus acompañantes obtengan el máximo beneficio de su asistencia a este importante Simposio Internacional.

Tema del Simposio

El Simposio de la FIP será un gran acontecimiento dentro de las actividades de la industria del pretensado en 1996, y una inmejorable ocasión para realizar un completo examen de las aplicaicones del hormigón postesado en todo tipo de estructuras.

Se comentarán estructuras postesadas

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

construidas en los diversos países, así como las últimas novedades en el uso del psotesado y sus previsibles futuras aplicaciones. Se estudiará también la utilización del postesado como procedimiento óptimo para modernizar y reforzar las estructuras existentes.

El tema elegido para el Simposio es una gran ocasión para celebrar un importante debate, dentro de la industria del pretensado, centrado en puentes, en relación con la durabilidad de las estructuras postesadas. Se comentará la experiencia inglesa y se expondrán las modificaciones y mejoras conseguidas en la normativa y en la práctica constructiva de puentes postesados, con vistas a aumentar la seguridad.

El Comité Científico ha redactado el programa del Simposio después de revisar los más de 250 resúmenes de comunicaciones recibidos en respuesta al primer y segundo anuncio de este Simposio.

El programa final incluye 9 Sesiones Técnicas. Es muy probable que, en vista de la respuesta recibida a la petición de comunicaciones, se incluyan en él algunas sesiones de posters.

Los temas seleccionados para las 9 Sesiones Técnicas son los siguientes:

1ª Sesión: Principios fundamentales.

2ª Sesión: Ultimos avances en materiales y sistemas.

3ª Sesión: Aplicaciones del postesado.

4ª Sesión: Estructuras existentes: inspecciones, ensayos y valoración.

5ª Sesión: Estructuras existentes: modificaciones y mejoras.

6ª Sesión: Métodos para el mejoramiento de la calidad.

7ª Sesión: Ultimos avances en tecnología y proyecto.

8ª Sesión: Postesado exterior.

9ª Sesión: Aplicaciones del postesado en estructuras especiales.

Los interesados en recibir mayor información sobre el Simposio, deberán dirigirse a:

The Secretariat, FIP Symposium 1996
The Concrete Society
112 Windsor Road
Slough, SL1, 2JA, United Kingdom
Tel.: +44 1753 693313
Fax: +44 1753 692333

* * *

Institut de Tecnologia de la Construcció de Catalunya
Nueva publicación

Como cada año, el ITEC pone a disposición de los profesionales y de los sectores de la construcción en general, sus bancos informáticos de precios y pliegos de condiciones técnicas, PART:ITEC Precios 1996 y PART:ITEC Pliegos 1996, que dan respuesta a más de 100.000 elementos (mano de obra, materiales, maquinaria, elementos compuestos, partidas de obra y conjuntos de partidas de obra) de edificación, urbanización, obra civil, seguridad e higiene y análisis de control de calidad. El PART:ITEC Precios contiene precios de todas las provincias y comunidades autónomas. Son compatibles con la mayoría de programas informáticos de mediciones y presupuestos del mercado.

Los interesados pueden dirigirse al ITEC: Tel. (93) 309 34 04 - Fax (93) 300 48 52.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

(Continuación de Int. Portada)

FOMENTO DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A. (FECSA).–Acanto, 22. 28045 Madrid.
FORMIGONS GIRONA, S.A.–Carretera C-250 de Girona a Sant Feliú de Guixols, Km. 4,3. 17242 Quart (Gerona).
FREYSSINET, S.A.–General Perón, 24. 28020 Madrid.
GRACE, S.A.–Apartado 523. 08080 Barcelona.
GRUPO ESPAÑOL DEL HORMIGON (GEHO).–Universidad Politécnica de Madrid.–Laboratorio de Estructuras de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, C. y Puertos.–Ciudad Universitaria, s/n. 28040 Madrid.
HIERRO INSTALADO Y SUMINISTRADO, S.A. (HIS, S.A.).–Luis Montoto, 105, 4º K. 41007 Sevilla.
HUARTE, S.A.–Oficina Técnica.–Avda. General Perón, 40-C-4.º. 28020 Madrid.
IBERDROLA, S.A. Servicio Formación.–Referencia 3001. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.
INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.–Portal de Gamarra, 46. 01013 Vitoria.
INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO Y SUS APLICACIONES (IECA).–José Abascal, 53-2.º planta. 28003 Madrid.
INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION, S.A.–Avda. de Elche, 164. 03008 Alicante.
INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES (INTEMAC).–Monte Esquinza, 30. 28010 Madrid.
JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA, S.A.–Príncipe de Vergara, 103. 28006 Madrid.
LABORATORIO CENTRAL DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES. CEDEX.–Alfonso XII, 3. 28014 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).
PACADAR, S.A.–Hermosilla, 57. 28001 Madrid.
PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.–Apartado 138. 36600 Villagarcía de Arosa (Pontevedra).
PRETENSADOS DEL LOURO, S.A.–Polígono Industrial Atios. 36400 Porriño (Pontevedra).
PROYECTOS Y ESTRUCTURAS, S.A. (PROES).–Padre Damián, 42-1º D. 28036 Madrid.
SENER, INGENIERIA Y SISTEMAS, S.A.–Avda. de Zugazarte, 56. 48930 Las Arenas (Vizcaya).
SOCIEDAD DE ESTUDIOS DEL TERRITORIO E INGENIERIA, S.A.–Avenida Cardenal Herrera Oria, 167. 28034 Madrid.
TECPRESA, S.A.–Velázauez, 105. 28006 Madrid.
TREFILERIAS 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 IBERICA, S.A.–Aribau, 185, 3º, 2ª. 08021 Barcelona.

La Asociación Técnica Española del Pretensado 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.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

atep

asociación técnica
española del pretensado

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024