

APLICACIONES DEL ANÁLISIS NO LINEAL A LA EVALUACIÓN DE LOS EFECTOS DEL DETERIORO Y REFUERZO DE ESTRUCTURAS

Antonio Marí Bernat

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Catedrático.

Dept. de Ingeniería de la Construcción, Universidad Politécnica de Cataluña

Campus Nord UPC, Edificio C-1, Jordi Girona 1-3, 08034 Barcelona

Tel: (34) 934016508, e-mail: antonio.mari@upc.edu

Jesús Miguel Bairán García

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Profesor Lector

Dept. de Ingeniería de la Construcción, Universidad Politécnica de Cataluña

Campus Nord UPC, Edificio C-1, Jordi Girona 1-3, 08034 Barcelona

Tel: (34) 934017351, e-mail: jesus.miguel.bairan@upc.edu

Vicente Alegre Heitzmann (**)

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Control Técnico de Calidad (COTCA), Director. Profesor Asociado de la UPC

C/ Tuset 8, 5^a, 08006 Barcelona

Tel: (34) 932187146, e-mail: vicente@cotca.com

APLICACIONES DEL ANÁLISIS NO LINEAL A LA EVALUACIÓN DE LOS EFECTOS DEL DETERIORO Y REFUERZO DE ESTRUCTURAS

RESUMEN

Las estructuras sufren procesos de deterioro que pueden afectar a su durabilidad, funcionalidad, y seguridad. Por ello, la estimación de su vida útil requiere disponer de herramientas capaces de cuantificar la respuesta estructural en cualquier instante, de cara a evaluar la necesidad de posibles intervenciones y, en su caso, la eficacia de las mismas. En esta ponencia se presenta un modelo evolutivo de análisis no lineal paso a paso en el tiempo en el que se simulan efectos estructurales del deterioro y de posibles actuaciones para su reparación o refuerzo. El modelo permite modificaciones en la geometría, en el esquema estructural y en las propiedades de los materiales, simulando pérdidas o restitución de sección, degradación de los materiales o refuerzo mediante sistemas diversos. El modelo proporciona la respuesta en servicio y en estado límite último antes y después de la intervención, permitiendo evaluar la eficacia de la misma. Se estudia un caso experimental consistente en una serie de vigas prefisuradas bajo carga cíclica, que son posteriormente reparadas y finalmente cargadas de nuevo hasta rotura, habiéndose obtenido resultados muy concordantes con los experimentales. Por otra parte, el modelo se aplica a un caso real estudiado, consistente un pantalán reforzado tras su puesta en servicio y posteriormente afectado por corrosión de las armaduras, mostrando las capacidades del modelo para captar los efectos del deterioro en la respuesta resistente y evaluar la vida útil residual de la estructura.

Palabras clave. Hormigón armado, análisis no lineal, evaluación resistente, deterioro, refuerzo, vida útil.

APPLICATION OF NON-LINEAR ANALYSIS TO THE EVALUATION OF THE STRUCTURAL EFFECTS OF DETERIORATION AND STRENGTHENING

SUMMARY

Structures are subjected to damage and deterioration along their service life, which may affect their durability, functionality and safety. In order to realistically obtain the structural response at any instant of its service life, to evaluate the need for an intervention and, in such a case, its efficiency analytical methods which take into account the most important aspects governing the non-linear and time dependent behaviour of concrete structures are needed. In this paper, an evolutionary step by step non-linear and time dependent analysis mode, capable to take into account the structural effects of the deterioration process due to environmental causes as well as the structural changes due to any intervention is presented. For this purpose, the model can handle changes in the longitudinal and transverse geometry, in the structural scheme, in the supports, in the materials properties and in the loads at any time, in combination with material and geometric non-linearities and time-dependency. A verification example is presented in which a series of beams previously pre-cracked are strengthened and subsequently loaded up to failure. The analytical results obtained compare very well with the experimental ones. In addition, the model is applied to a real case studied, a reinforced concrete wharf deck, strengthened after constructed and subsequently severely affected by corrosion of the reinforcement. The capacities of the model to capture the effects of deterioration on the structural response and to predict its residual strength are shown.

Key words: Reinforced concrete, prestressed concrete, non-linear analysis, structural assessment, damage, deterioration, corrosion, durability , strengthening, service life.

1. Introducción

A lo largo de su vida útil, las estructuras pueden sufrir deterioro de los materiales, daños debidos a sobrecargas excesivas o repetitivas e intervenciones para su reparación o refuerzo. Estos procesos suelen dar lugar a modificaciones en la geometría, en el esquema estructural y en las cargas que, junto con las deformaciones diferidas del hormigón, dan lugar a redistribuciones de tensiones y esfuerzos en el tiempo. Por otra parte las propiedades mecánicas del hormigón se van modificando conforme éste fragua y endurece y los materiales pueden deteriorarse por efectos medioambientales (carbonatación, corrosión, etc). Todos estos aspectos, así como el comportamiento no lineal debido a la fisuración, plastificación y efectos de segundo orden, deben ser tenidos en cuenta si en algún instante de la vida útil de la estructura se desea evaluar con cierta precisión su capacidad portante, de cara a su posible rehabilitación o refuerzo.

El análisis no lineal evolutivo permite considerar de forma realista los fenómenos antes citados. Los modelos más relevantes en este campo son los desarrollados por Ghali y Elbadry (1), Kang y Scordelis (2), y Cruz, Roca y Marí (3) y que lo aplicaron a pórticos planos y Abbas, (4) y Marí (5) que lo aplicaron a pórticos espaciales. Sin embargo, estos modelos fueron desarrollados pensando en el análisis de estructuras de nueva construcción y no tanto en estructuras ya construidas, sometidas a procesos de degradación o deterioro o a posibles actuaciones de reparación o refuerzo.

En esta ponencia se presenta un modelo de análisis estructural no lineal paso a paso en el tiempo en el que se simulan posibles cambios que pueden darse a lo largo de la vida útil de una estructura, incluyendo el proceso constructivo, los efectos del deterioro (debido a la agresividad ambiental, al incremento de las cargas u otras condiciones de uso), y posibles intervenciones para su reparación o refuerzo. Entre los cambios considerados se incluyen modificaciones en la geometría transversal y longitudinal, modificaciones en las vinculaciones entre elementos o en las condiciones de apoyo (construcción por fases), pérdida de recubrimiento o de sección de armadura (efectos del deterioro), saneado de zonas, restitución de geometría, inyección de fisuras (reparación) o encolado de chapa o de FRP, recrecido de hormigón y armaduras, disposición y eliminación de apeos o pretensado exterior (sistemas de refuerzo). El modelo permite evaluar la capacidad portante de la estructura antes y después de la intervención, obteniendo así la respuesta en servicio y en estado límite último y permitiendo establecer una comparación entre los diversos esquemas de intervención planteados.

Se analizan dos ejemplos que permiten mostrar las capacidades del modelo y su utilidad en casos prácticos. El primero muestra una comparación de los resultados del modelo con los obtenidos en una investigación experimental, en la cual una viga es prefisurada bajo varios ciclos de carga, posteriormente reforzada y finalmente cargada hasta rotura. El segundo es un caso teórico, consistente en una pasarela peatonal de hormigón armado de tres vanos, sometida a un proceso de deterioro y a un posterior refuerzo, evaluando la respuesta estructural con el paso del tiempo, así como los efectos de un refuerzo en la extensión de la vida útil de la estructura.

2. Breve descripción del modelo

2.1. Idealización de la geometría y de las propiedades de los materiales

El entramado tridimensional se idealiza mediante elementos viga de canto constante y sección arbitraria conectados a través de nodos. Se utiliza el elemento hermitiano de 6 grados de libertad por nodo (figura 1), más un grado adicional interno de deformación axial, que es eliminado por condensación estática. Este grado de libertad es esencial para reproducir

correctamente el efecto del desplazamiento del eje neutro de la sección durante la construcción o por efecto de la fisuración. Con estos grados de libertad es posible captar la respuesta estructural frente a solicitaciones de flexocompresión recta o esviada y torsión.

La sección transversal está compuesta por trapecios, divididos en fibras para representar la geometría de la sección de hormigón, las armaduras pasivas y, en estructuras mixtas, la chapa metálica. Cada trapecio puede estar compuesto de un hormigón diferente, fabricado y/o demolido en un instante diferente y con unas condiciones higrométricas diferentes. Ello confiere al modelo la posibilidad de estudiar los efectos de distribuciones arbitrarias de deformaciones por retracción, la construcción por fases y los procesos de deterioro, demolición o sustitución de partes de una sección

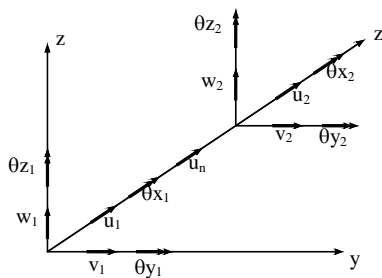


Figura 1. GDL en el elemento barra

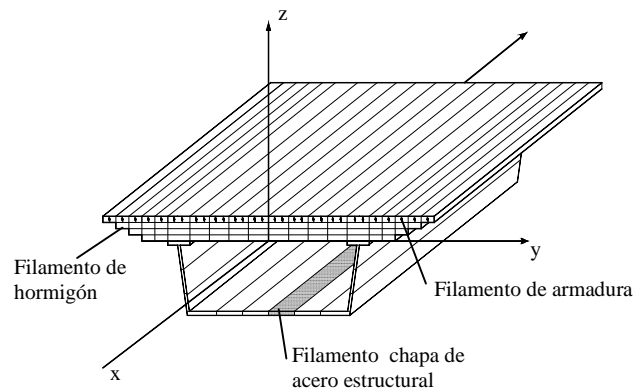


Figura 2. Sección discretizada en fibras

Las propiedades de los materiales evolucionan en el tiempo (el hormigón envejece, pero también puede mermar en sus propiedades mecánicas por degradación). Por otra parte, la deformación total del hormigón se considera formada por la suma de las deformaciones no mecánicas (fluencia, retracción, envejecimiento, temperatura) y la deformación mecánica (instantánea tensional), de forma que la ecuación constitutiva relaciona la tensión con la deformación mecánica.

La curva tensión-deformación instantánea del hormigón en compresión es de tipo parabólico-lineal, con rama descendente, descarga y recarga. En tracción se considera una rama lineal hasta fisuración, comportamiento hiperbólico descendente post-fisuración para considerar la contribución del hormigón traccionado entre fisuras, y posibilidad de recarga tras el cierre de la fisura (figura 3). El acero se considera un material elasto-plástico con endurecimiento (figura 4), mientras que el diagrama del acero de pretensar se considera multilíneal con descarga.

La deformación debida a la fluencia $v^c(t)$ se evalúa mediante el método general de análisis paso a paso en el tiempo, con una formulación integral dependiente de la edad, basada en el principio de superposición, que se resuelve incrementalmente. Gracias a la utilización de una función de fluencia derivada de un modelo reológico de cadena de Kelvin, el incremento de deformación de fluencia en un intervalo de tiempo, debida a toda la historia de tensiones, se obtiene mediante una expresión recurrente que requiere únicamente conocer una serie de variables del escalón de tiempo anterior, obviando la necesidad de almacenamiento de la historia tenso-deformacional de todas las fibras.

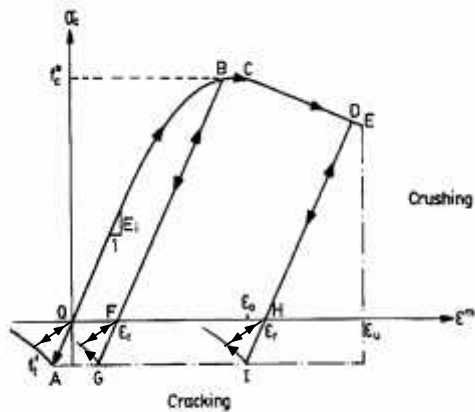


Figura 3. Curva σ - ϵ del hormigón.

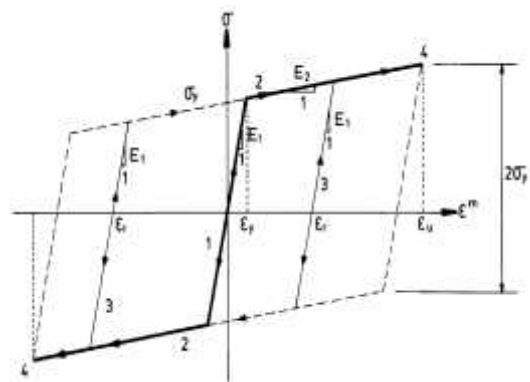


Figura 4. Curva σ - ϵ del acero

Los tendones de pretensado se consideran poligonales. Se consideran las pérdidas instantáneas por rozamiento, penetración de cuña y elásticas, si las hay. Al tesar los tendones, el equilibrio del tendón proporciona unas cargas equivalentes sobre la estructura que se suman a las cargas exteriores. La deformación de la estructura lleva consigo una deformación de los tendones y la correspondiente variación de carga de pretensado. A partir de la distinción entre los instantes de tesado, transferencia y adherencia y de incluir o no la rigidez de los tendones en la de la estructura, pueden diferenciarse los casos de armaduras pretesadas y postesadas. El pretensado exterior también está contemplado aunque no se hace un tratamiento específico del rozamiento localizado en los desviadores.

Siguiendo la técnica estándar de elementos finitos, se obtienen la matriz de rigidez elástica, el vector de respuesta interna del elemento y el vector de cargas equivalentes procedentes de deformaciones no mecánicas v^{mm} ,

$$K_e = \iiint_v B^T E B \cdot dv ; \quad R^i = \iiint_v B^T \dagger dV ; \quad R^{mm} = \iiint_v B^T \cdot E \cdot v^{mm} dv \quad [1]$$

donde E representa el módulo tangente de cada material, función de su estado tenso-deformacional (fisuración, plastificación o agotamiento) y B es la matriz que relaciona desplazamientos nodales y deformaciones en los puntos de Gauss y σ son las tensiones en cada fibra. El modelo permite también considerar los efectos de la no linealidad geométrica, actualizando las coordenadas de los nodos a medida que se deforma la estructura e introduciendo la matriz de rigidez geométrica. Estos vectores y matrices se obtienen integrando numéricamente la contribución de cada uno de los filamentos, evaluando la función a integrar en las dos secciones de Gauss.

2.2. Estrategia para la solución del problema no lineal en el tiempo

A fin de captar el comportamiento no lineal durante construcción y en servicio de este tipo de estructuras, el dominio temporal se divide en intervalos y se realiza un proceso de avance paso a paso en el que los incrementos de desplazamientos y deformaciones se van

acumulando sobre los obtenidos en escalones anteriores. Para ello se definen cuatro tipos de ciclos, cada uno de los cuales encierra al anterior:

- *Etapas constructivas*, que son operaciones que implican cualquier modificación del esquema estructural o sistema de cargas, como son la colocación o retirada de apeos o tirantes provisionales, el tesado de tendones, hormigonados sucesivos de la sección, etc. Ello se consigue permitiendo cambios en las condiciones de apoyo, en las vinculaciones entre elementos, colocación y retirada de elementos, armaduras o partes de sección, tesado o destesado de tirantes y tendones de pretensado. De esta manera pueden reproducirse los procesos de construcción más usuales y también posteriores modificaciones en la estructura a lo largo de su vida útil.
- *Pasos de tiempo*, que es cada uno de los subintervalos en que se divide el período de tiempo transcurrido entre etapas constructivas. En cada paso de tiempo se actualizan las propiedades de los materiales, la matriz de rigidez y el vector de cargas. Asimismo se evalúan los incrementos de deformaciones diferidas UV^{mm} que han tenido lugar durante el intervalo de tiempo de t_{n-1} a t_n , y mediante la expresión [1], el vector incremental de cargas equivalentes UR^{mm} en el instante t_n . Entonces, el incremento de carga UR_n a aplicar sobre la estructura en ese instante t_n , se obtiene añadiendo al vector incremental de cargas nodales exteriores UR_n^i , el vector de cargas desequilibradas R_{n-1}^u procedente del intervalo de tiempo anterior t_{n-1} y el vector incremental de cargas debido a deformaciones no mecánicas UR_n^{mm} .

$$\Delta R_n = \Delta R_n^i + \Delta R_n^{mm} + R_{n-1}^u \quad [2]$$

- *Escalones de carga o de desplazamiento controlado*, que permiten introducir la carga gradualmente y trazar la respuesta estructural (curva $P-u$) en los rangos elástico, fisurado y de prerrotura. Los factores de carga pueden ser diferentes para acciones directas, pretensado y desplazamientos impuestos. Este sistema, unido a las etapas constructivas, permite introducir secuencias de carga predeterminadas, como es el caso de peso propio inicial y sobrecarga después.
- *Iteraciones*, orientadas a satisfacer las condiciones de equilibrio, compatibilidad y relaciones constitutivas de los materiales. En cada iteración se introducen sobre la estructura unas cargas residuales o desequilibradas procedentes de los efectos no lineales, al comparar la sollicitación con la respuesta interna. Se establecen diversas estrategias de análisis no lineal orientadas a lograr la convergencia del proceso iterativo y disminuir el tiempo de cálculo y un criterio de convergencia basado en consideraciones energéticas.

2.3. Consideración de los procesos de deterioro, reparación y refuerzo

La reparación y el refuerzo de una estructura son intervenciones en la misma que suelen implicar modificaciones en su geometría, en las cargas, en el comportamiento de los materiales o en las vinculaciones. El planteamiento paso a paso del modelo matemático desarrollado permite tener en cuenta estas intervenciones. Para ello se especifican algunos aspectos en la lectura de datos, como son:

- Cada trapecio de una sección transversal puede ser de un hormigón diferente, del cual se define el día en que se fabrica, el día en que se demuele y el día en que se repara inyectando las fisuras.

- Para cada armadura pasiva se define el día en que se coloca en las estructuras y el día que se demuele o retira.
- Cada tendón de pretensado puede tesar, destesar o retesar a lo largo del tiempo. Por tanto, en cada etapa constructiva se definen aquellos tendones que se tesan, retesan o destesan.
- De cada elemento se especifica qué día se ensambla en la estructura y qué día se retira.
- Las condiciones de apoyo, así como las vinculaciones entre elementos pueden cambiar en cada etapa constructiva.

La colocación de una nueva armadura, filamento de hormigón o barra estructural implica únicamente incorporar su rigidez a la estructura y activar algunos grados de libertad. La retirada o demolición de un elemento estructural requiere la introducción, como cargas, de los esfuerzos en extremos de la barra que se retira, y la desactivación de algunos grados de libertad. A partir de estos principios, se pueden simular, entre otros los siguientes procesos de deterioro y de intervención:

- **Degradación de las propiedades de los materiales.** Al igual que en casos sin degradación, el hormigón va envejeciendo y modificando su resistencia y su rigidez, puede definirse una ley de degradación de las propiedades mecánicas y tener en cuenta la ecuación constitutiva en cada instante para obtener las tensiones bajo nuevas cargas aplicadas, así como los efectos de estos cambios a través de la deformación ficticia de “envejecimiento”.
- **Saneado de recubrimientos.** Suele implicar no solo una pérdida de sección de hormigón sino también de acero de las armaduras pasivas. Su simulación consiste en especificar que el hormigón del recubrimiento se elimina a una edad determinada. La pérdida de sección de armadura se simula eliminando algunas barras (aunque estrictamente no sea así).
- **Inyección de fisuras.** Si un hormigón fisurado se repara con esta técnica se supone que vuelve a resistir tracciones. Por tanto se trata de una modificación de la ecuación constitutiva.
- **Recrecido con mortero y armaduras o mediante encolado de chapa metálica o laminado de FRP.** Puede simularse especificando que un conjunto de filamentos de hormigón y armaduras se colocan a una determinada edad. La chapa se considera una armadura más, de un acero de calidad distinta a las barras corrugadas. Si se trata de un laminado de fibra de carbono, lo único que varía son las propiedades mecánicas a introducir para ese material.
- **Pretensado exterior.** Se simula especificando que ciertos tendones se introducen y tensan en un instante determinado. El pretensado introduce un sistema de cargas autoequilibrado que puede cerrar fisuras y modificar el estado de tensiones, deformaciones y reacciones de la estructura.
- **Apeos, desapeos y movimientos impuestos.** Se simulan gracias a la posibilidad de modificar a lo largo del proceso paso a paso, las condiciones de vinculación de la estructura.

El modelo se ha verificado con resultados experimentales realizados por Valdés y Marí (6) y ha sido implementado en un programa de ordenador llamado CONS que puede utilizarse en ordenadores personales. El modelo está en permanente proceso de mejora, incorporándose en la actualidad un modelo ya desarrollado de análisis seccional con interacción entre esfuerzos normales y tangentes desarrollado por los autores (7), a fin de captar formas de rotura distintas a las de flexocompresión, que pudieran movilizarse por efecto de un refuerzo

3. Verificación experimental del modelo. Vigas ensayadas por Souza y Appleton.

R.H. Souza y J. Appleton (8) llevaron a cabo un programa experimental sobre vigas de hormigón armado simplemente apoyadas, las cuales fueron previamente dañadas y posteriormente reforzadas y cargadas hasta rotura, con el objeto de conocer su comportamiento a flexión y la eficacia de diversos tipos de refuerzo. El daño previo se generó cargando las vigas hasta un nivel próximo a su capacidad resistente a flexión (y lejos de la capacidad a cortante), provocándoles una extensa fisuración por flexión. Se ensayaron 6 vigas, cuatro de las cuales fueron prefiguradas y las otras dos no se dañaron, quedando como vigas de referencia. El refuerzo consistió en colocar armadura longitudinal adicional, tras el pertinente proceso de saneado del recubrimiento y preparación de la superficie y en recrecer la sección en la zona traccionada, utilizando en tres vigas hormigón proyectado in situ (FCR) y en las otras tres mortero pre-mezclado (FPR).

Las vigas ensayadas tenían 2070 mm de longitud total y estaban biapoyadas con 1950 mm de luz entre ejes de apoyos. Tenían sección transversal en T, con una cabeza de compresión de 520 mm de anchura y 40 mm de profundidad, 80 mm de ancho de alma y 200 mm de canto total, existiendo un diafragma de 120 mm de ancho en apoyos.

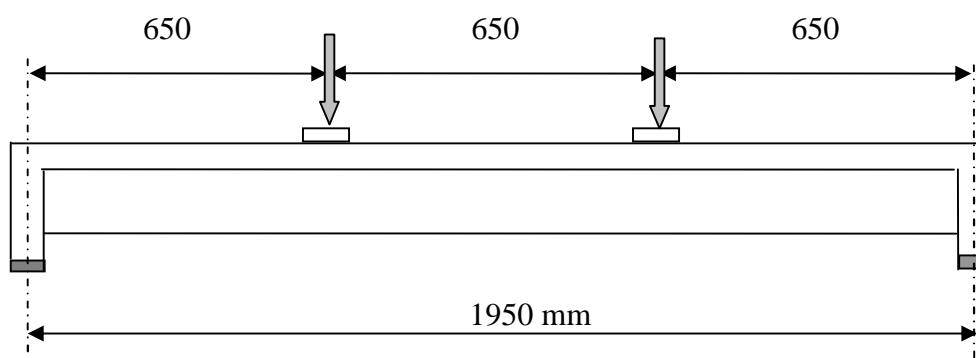


Figura 5. Geometría longitudinal y esquema de carga de las vigas

El armado consiste en 6 barras de 6 mm de diámetro en la cabeza superior y en dos barras de 8 mm de diámetro situadas en el fondo del alma, existiendo armadura de cortante consistente en 18 cercos de 4,5 mm de diámetro separados 100 mm. El recubrimiento de las armaduras era de 15 mm. La cuantía de armadura longitudinal inicial era muy reducida, para simular un error de proyecto. Las características geométricas y de armado se muestran en la figuras 5 y 6, respectivamente

La prefisuración se provocó cargando las vigas con dos cargas puntuales iguales, situadas a tercios de la luz (a 650 mm de los ejes de apoyo), hasta un valor de la reacción en apoyos de unos 15 kN. Una vez descargadas las vigas, se eliminó la capa del recubrimiento, se dispusieron dos armaduras longitudinales de 8 mm iguales a las existentes, sujetas por unos cercos (no necesarios por cálculo) anclados superiormente en el alma como indica la figura 6, y se dispuso la capa de recrecido de mortero o de hormigón proyectado, hasta aumentar el canto hasta 230 mm y el ancho del alma hasta 130 mm. El recubrimiento de las armaduras de refuerzo fue también de 15 mm.

El hormigón de las vigas tenía un tamaño máximo de árido de 9,5 mm, dadas las dimensiones de los modelos ensayados. Las propiedades mecánicas del hormigón y materiales de refuerzo empleados fueron las que se citan a continuación para las edades de prefisuración y carga.

Hormigón: resistencia media a compresión $f_{cm}=40$ MPa, resistencia media a tracción $f_{ctm}=3.8$ MPa a tracción y módulo elástico $E_c=35$ GPa en el instante de aplicación de la carga de prefisuración (115 días). En el instante de ensayar las vigas reforzadas hasta rotura (258 días), estos valores eran $f_{cm}=42$ MPa, $f_{ctm}=4.1$ MPa y $E_c=37$ GPa. El mortero de refuerzo y el hormigón proyectado tenían una resistencia media a compresión de $f_{cm}=54$ MPa y de $f_{cm}=40$ MPa, respectivamente, a la edad de 76 días, instante en que se cargó la viga hasta rotura. Las armaduras longitudinales de 8 mm eran de acero de límite elástico $f_y=550$ MPa y resistencia a la rotura $f_s=600$ MPa.

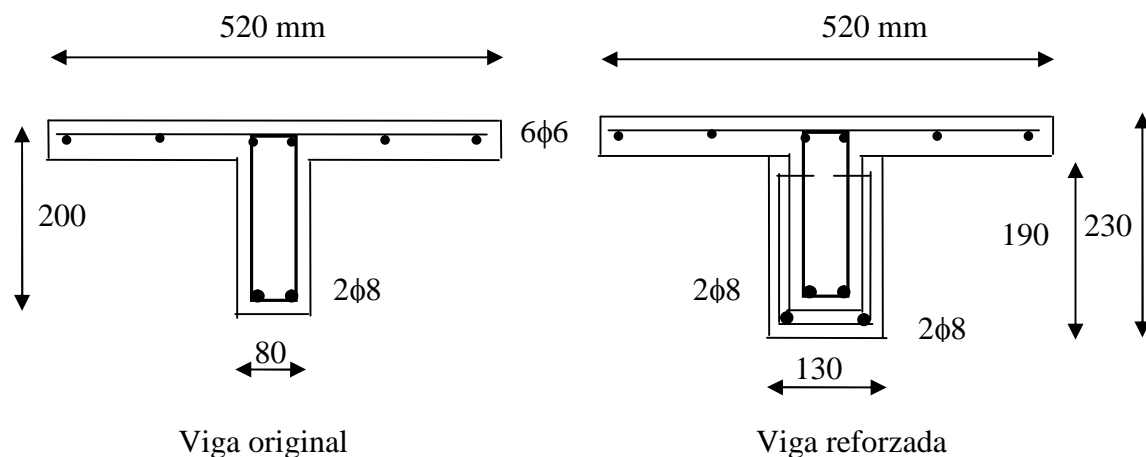


Figura 6. Sección transversal y armadura de la viga original y reforzada

El proceso de pre-fisuración se hizo cargando y descargando hasta un valor de la reacción de 10 kN durante ocho ciclos, y aumentando después la carga hasta 15 kN, lo que produjo la plastificación de la armadura y deformaciones residuales. Al final de los ciclos de precarga se había desarrollado una extensa fisuración, siendo el ancho medio de fisura de 0,20 mm. El proceso de carga posterior al refuerzo se hizo también utilizando 5 ciclos de carga y descarga. En las figuras siguientes que muestran los resultados no se han representado los ciclos de carga y descarga, para mayor claridad y comprensión de las mismas.

La estructura se ha idealizado mediante 30 elementos finitos tipo barra de igual longitud, cuya sección transversal ha sido discretizada mediante 5 rectángulos para representar los distintos hormigones (con un total de 110 fibras de hormigón), y 3 filamentos equivalentes de acero para representar las armaduras. Cada uno de los hormigones y armaduras se coloca en un instante determinado, como indica la tabla 1 adjunta donde se muestra el calendario de actuaciones.

INSTANTE (días)	OPERACIÓN
t=0	Fabricación de las vigas
t =115	Pre-carga para fisuración vigas
t =182	Colocación del refuerzo (mortero y armadura adicional)
t = 258	Aplicación de carga incremental hasta rotura

Tabla 1. Calendario de operaciones en los ensayos de Souza y Appleton.

La figura 7 muestra la curva reacción-desplazamiento en centro de vano de la viga FP2.durante el proceso de precarga. La figura 8 muestra la curva reacción-desplazamiento de la viga FP2R resultante del proceso de sobrecarga hasta rotura una vez la pieza ha sido reforzada. Se observa una excelente correlación entre los resultados analíticos y experimentales. En el primer caso, viga sin reforzar, el resultado es fácilmente predecible por cualquier modelo de análisis no lineal. Sin embargo el segundo no lo es tanto, pues en la respuesta de la viga reforzada influye el grado de prefisuración inicial, lo cual requiere disponer de un modelo capaz de contemplar un daño inicial, como el que aquí se presenta. De hecho, en la misma figura 8 se muestra también la respuesta hipotética en caso de que no hubiera existido prefisuración, lo cual se midió experimentalmente mediante una de las vigas de referencia, que no fue dañada. Se observa que la prefisuración de la viga inicial afecta únicamente a la respuesta en servicio de la viga reforzada: disminuye la rigidez en la fase inicial y suaviza la transición de la fase inicial a la fase en que el refuerzo está fisurado, pero apenas influye en la rama de prerrotura ni en el valor de la carga última.

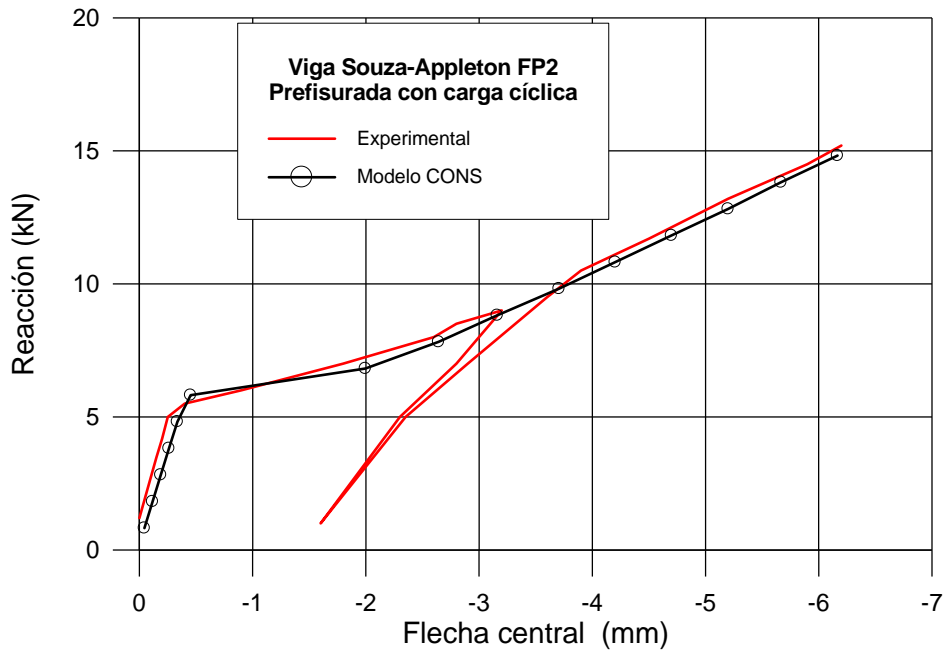


Figura 7. Curva carga-desplazamiento durante el proceso de precarga.

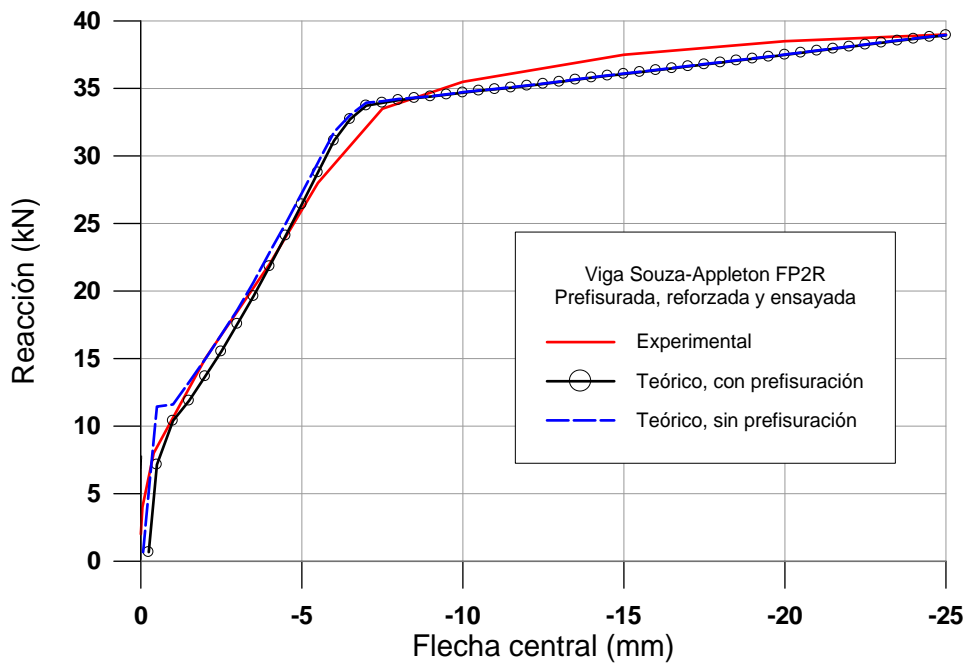


Figura 8. Curva Reacción-desplazamiento hasta rotura de la pieza reforzada

Las figuras 9 y 10 muestran la relación momento-deformación en las armaduras longitudinales (inicial y de refuerzo) en la sección de centro de luz, para los resultados experimentales y analíticos, respectivamente. Se observa, por una parte, que ambas armaduras tienen deformaciones muy parecidas y, por otra, la excelente aproximación del modelo analítico presentado.

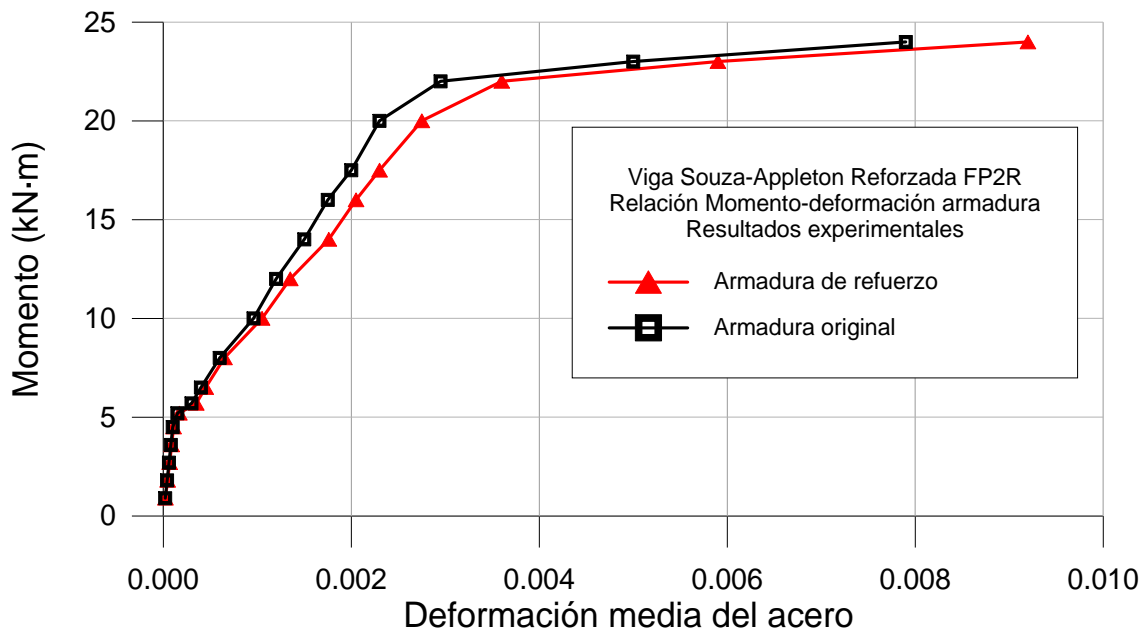


Figura 9 Relación momento - deformación ϵ_s en la sección central, obtenida experimentalmente

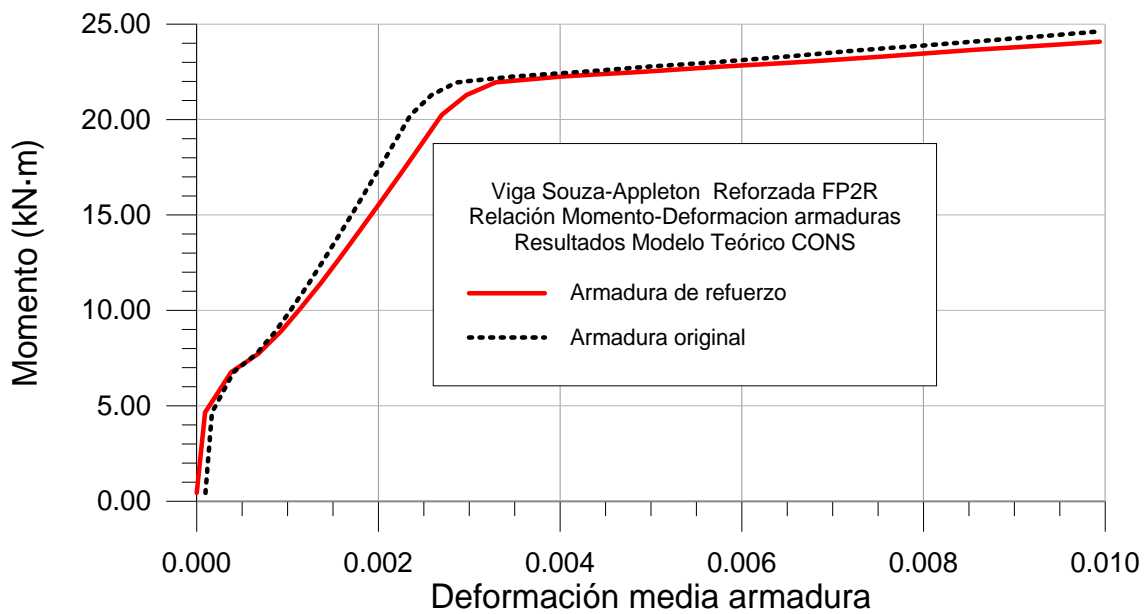


Figura 10 Relación momento - deformación ϵ_s en la sección central, según el modelo teórico

	Viga reparada		Viga de referencia	
	Experimental	Teórico	Experimental	Teórico
M_{fis} (kN·m)	4.6	4.8	6.9	7.5
Flecha (mm)	5.0	5.17	4.0	4,5
Mu (kN·m)	26.0	24.8	25.0	24.8

Tabla 2. Resumen comparativo de resultados teóricos y experimentales.

La tabla 2 resume los resultados de las vigas reparadas con hormigón proyectado. Las flechas corresponden a un momento flector en la sección central de 12 kN·m., e incluyen el valor residual medido experimentalmente, producido en el proceso de precarga que llegó a plastificar las armaduras.

Los resultados del momento último teórico de los gráficos y tabla anteriores corresponden a una deformación de la armadura del 1%, cuando en realidad la deformación última de la armadura es mayor y por tanto también lo es su tensión de rotura. Sin embargo la curva tensión-deformación real del acero empleado no está disponible en la referencia (8).

4. Predicción de la vida útil de un pantalán afectado de corrosión por cloruros.

La Central Térmica de San Adrián del Besós (Barcelona, España) captaba agua del mar para su refrigeración mediante tuberías de 2200 mm de diámetro que discurrían sobre diversos pantalanés, como puede verse en la fotografía de la figura 11. Uno de ellos, de 300 m. de longitud y 11 m de anchura consistía en tablero de vigas prefabricadas biapoyadas de hormigón armado de 60 cm. de canto, sobre las que se ejecutó in situ una losa de 15 cm de espesor, apoyado sobre 30 pórticos transversales separados 10m entre sí. Debido a que al entrar en carga una de las tuberías se produjeron asientos considerables en las pilas-pilote de los pórticos del pantalán, se decidió ejecutar un refuerzo para descargar la cimentación. El refuerzo, ejecutado a los 3 años de la construcción inicial, consistió en disponer 29 nuevos pórticos entre los ya existentes, quedando así los vanos del forjado con luces de 5 m. Durante la ejecución del refuerzo siguió funcionando una de las tuberías de abastecimiento, aunque posteriormente entraron en servicio las tres tuberías, que apoyaban sobre el forjado



Figura 11. Vista general de los pantalanés de la Central Térmica del Besós (Barcelona)

Debido a su exposición a un ambiente marino fuertemente agresivo, el pantalán fue sufriendo un deterioro progresivo de corrosión por cloruros de las armaduras, tanto longitudinales como transversales (Figura 12). Inicialmente se observaron fisuras longitudinales y saltos del recubrimiento del hormigón por empuje al vacío generado por el hinchamiento de la armadura. Posteriormente se observó una progresiva pérdida de sección, con velocidad creciente en el tiempo.



Figura 12. Vista inferior donde se observa la patología de las vigas

Un estudio fue encargado 30 años después de la construcción del pantalán a la Universidad Politécnica de Cataluña para evaluar el estado de la estructura y estimar su capacidad resistente. El estudio realizado consistió en una exhaustiva toma de datos de los daños (fisuración, deformaciones, pérdida de sección, saltos de recubrimiento, etc), de la geometría, de las armaduras y de los apoyos, una campaña de ensayos mecánicos para conocer las propiedades resistentes de los materiales, de difracción de rayos X, para conocer el tipo de áridos y el tipo de cemento, y se midió el grado de carbonatación y el contenido de cloruros en el hormigón, finalmente se llevó a cabo un análisis estructural que se describe posteriormente. Este estudio proporcionó, entre otros muchos, los siguientes datos de interés:

- Las armaduras longitudinales se levantaban con inclinación de 45°, anclándose en la cabeza de compresión y resistiendo, junto con cercos, el esfuerzo cortante
- Los recubrimientos de las armaduras, entre 0 y 30 mm, eran insuficientes para protegerlas de la agresión, La pérdida media de sección de las armaduras de flexión en ese instante era hasta del 60% y habían cercos totalmente rotos.
- No se observaban grandes fisuras de flexión ni de cortante, ni deformaciones superiores a una fracción de la luz $L/750$
- El hormigón presentaba bajos niveles de carbonatación, cantidades de ión Cl^- muy elevadas y su resistencia a compresión sobre testigos extraídos era de hasta 45 N/mm^2 , valor muy superior a la de proyecto (15 N/mm^2)
- Los aparatos de apoyo de las vigas estaban aplastados y posiblemente impedían la libre deformación de las vigas. Por otra parte, el espacio entre vigas, en sentido longitudinal, había sido relleno con hormigón.

Los cálculos aproximados realizados manualmente indicaban que los esfuerzos en las vigas no superaban su capacidad resistente a cortante y flexión, supuesto que las armaduras longitudinales y transversales estaban bien ancladas, lo cual era muy probable, pues se levantaban barras de flexión para resistir a cortante, y que había armadura de cortante

suficiente. La figura 13 muestra una vista del pantalán, así como un esquema longitudinal y una sección de una viga, con las dimensiones y las armaduras.

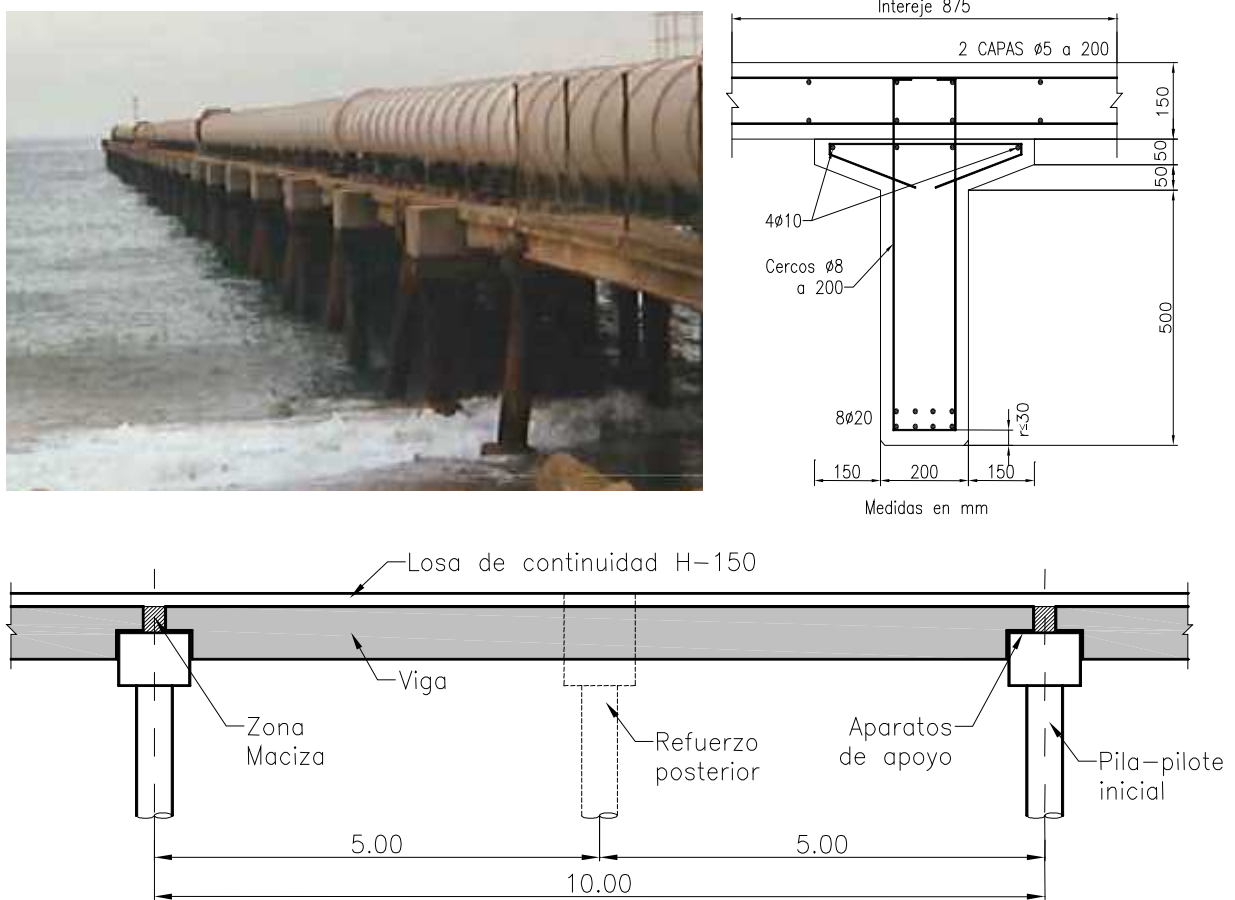


Figura 13. Esquema longitudinal y sección transversal del pantalán

Se realizó un análisis no lineal con el modelo descrito en esta ponencia, en el que se simuló, mediante un proceso paso a paso, la construcción, el refuerzo, el deterioro y la secuencia de cargas a lo largo de la vida útil de la estructura. El objetivo del análisis fue conocer los efectos del deterioro en la capacidad resistente a flexión, lo cual no era inmediato dado que la progresiva reducción de las armaduras y la disposición de los pórtico intermedios de refuerzo podrían dar lugar a redistribuciones de esfuerzos en el tiempo. Por otra parte se deseaba conocer los efectos del posible impedimento del movimiento horizontal en los apoyos originales de las vigas, lo cual requería un análisis riguroso. Lógicamente, aparte de este análisis se realizaron verificaciones de la resistencia a cortante, considerando solamente la contribución de las barras levantadas.

Para el análisis no lineal se utilizaron las propiedades de cálculo de los materiales obtenidas a partir de los ensayos de caracterización realizados (resistencia del hormigón $f_c=45$ MPa, resistencia del acero $f_y= 410$ MPa), considerando unos coeficientes de minoración de 1,50 y 1,15 para hormigón y acero respectivamente.

Se evaluó la evolución de la respuesta estructural (momentos, deformaciones, flechas, reacciones) y de su capacidad resistente a diversas edades, bajo el efecto del deterioro. Este se simuló considerando una pérdida progresiva del hormigón del recubrimiento en los tres primeros años y una pérdida de sección de las armaduras inferiores de flexión, según una ley

supuesta parabólica, deducida de datos disponibles en la toma realizada y en medidas anteriores, que se representa en la figura 14.

El proceso secuencial de análisis fue el siguiente, considerando como instante inicial el de la fabricación de las vigas del vano en estudio.

- Edad 28 días. Construcción del pantalán, considerando las vigas biapoyadas de 10m de luz y la losa superior no conectada. Aplicación de cargas permanentes (peso propio viga + peso propio losa + peso de las tres tuberías)
- Edad 90 días. Aplicación de la carga de agua en las tres tuberías y posterior descarga de agua en dos de ellas. Mantenimiento de esta carga permanente hasta los 3 años.
- Edad 2000 días. Colocación de los apoyos intermedios ($x=5$ m). Paso del tiempo bajo cargas permanentes hasta el instante en que se evalúa la capacidad portante ($t > 2000$ días)
- Aplicación de una sobrecarga uniformemente repartida en toda la viga, creciente hasta rotura por flexión. Este proceso se repitió para varias edades, obteniéndose así la capacidad resistente a lo largo del tiempo, que se muestra también en la figura 14.

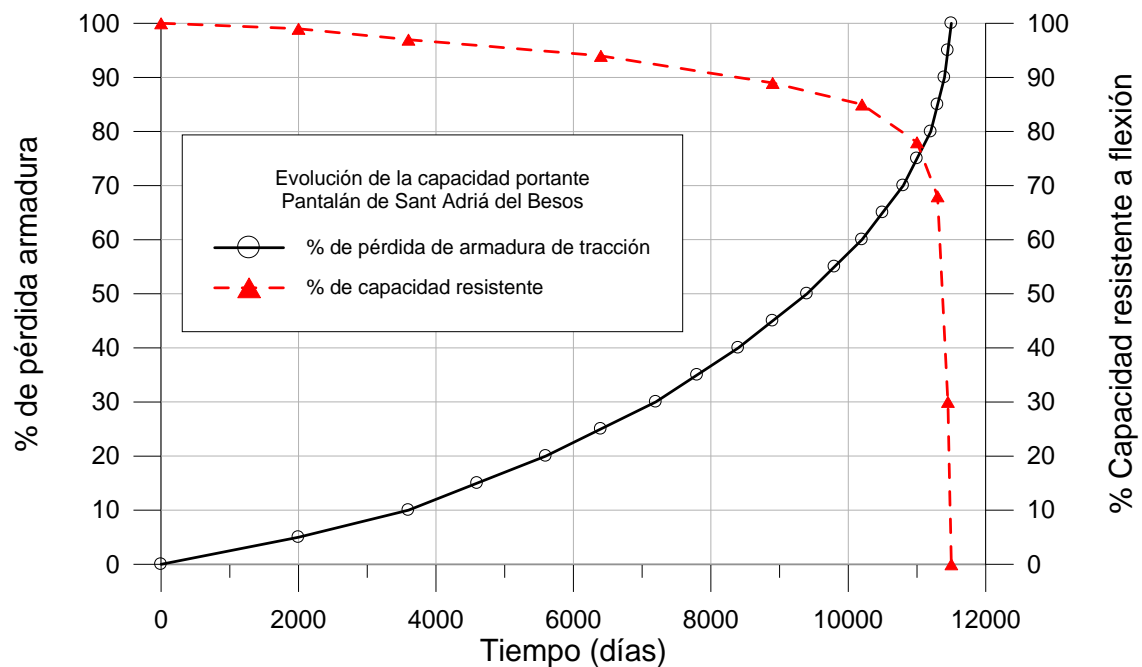


Figura 14. Ley supuesta de pérdida de sección de armadura y de la resistencia a flexión

La figura 15 muestra la ley de momentos flectores, supuesto que no existe coacción al movimiento horizontal en apoyos, tras ejecutar el refuerzo (3 años, línea continua, 5% de pérdida de armadura), a los 25 años (línea de trazos, 45% de pérdida de acero) y a los 30 años (línea de puntos, 70% de pérdida de sección de armadura)

Se observa una clara redistribución de esfuerzos en el sentido ascendente, fruto de la pérdida de sección de armadura. Para evitar superposición de efectos, se han eliminado en el análisis los efectos de la fluencia y la retracción del hormigón, los cuales hubiesen incrementado la reacción central y, por tanto, la redistribución de esfuerzos. Se observa que sobre el apoyo central los momentos positivos disminuyen considerablemente, hasta llegar a ser negativos. Cabe mencionar en este punto que la armadura superior en apoyos es muy reducida y, por lo tanto también lo es la capacidad resistente a flexión negativa.

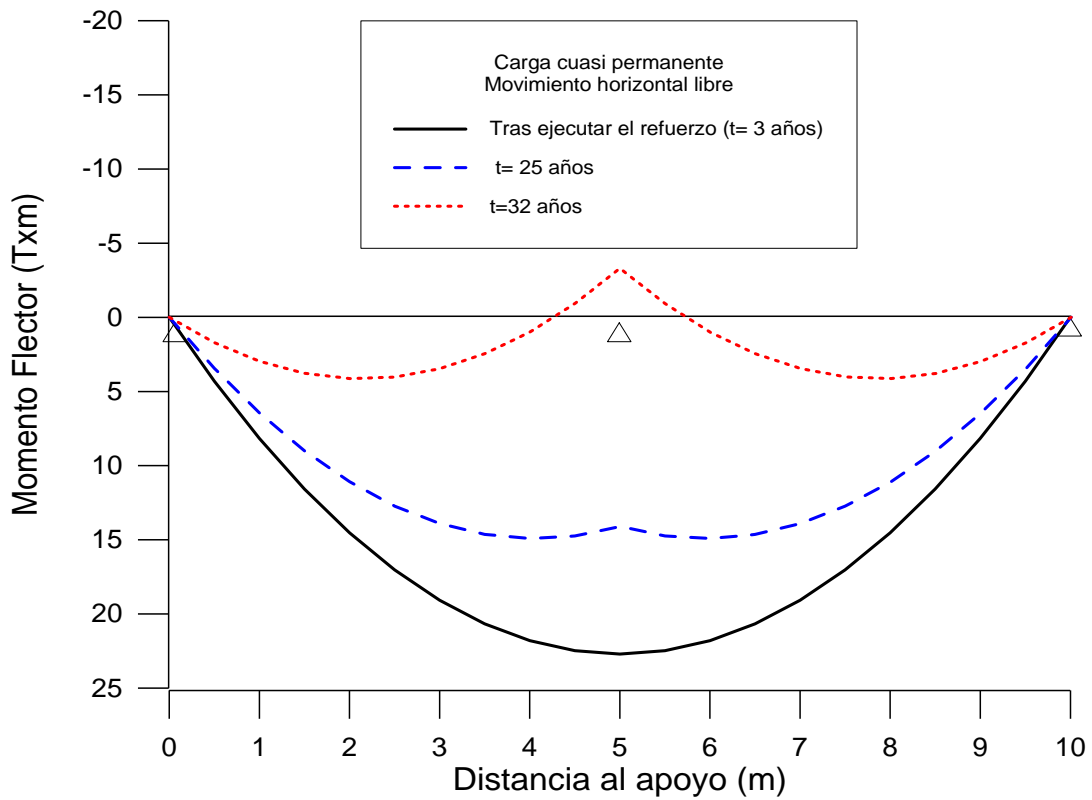


Figura 15. Ley de momentos flectores bajo carga permanente antes y después de reforzar

La velocidad de variación de los momentos en vano y apoyo se muestra en la figura 16. Se observa una variación parabólica o similar de los esfuerzos, coherente con la ley adoptada para la reducción de armadura en el tiempo.

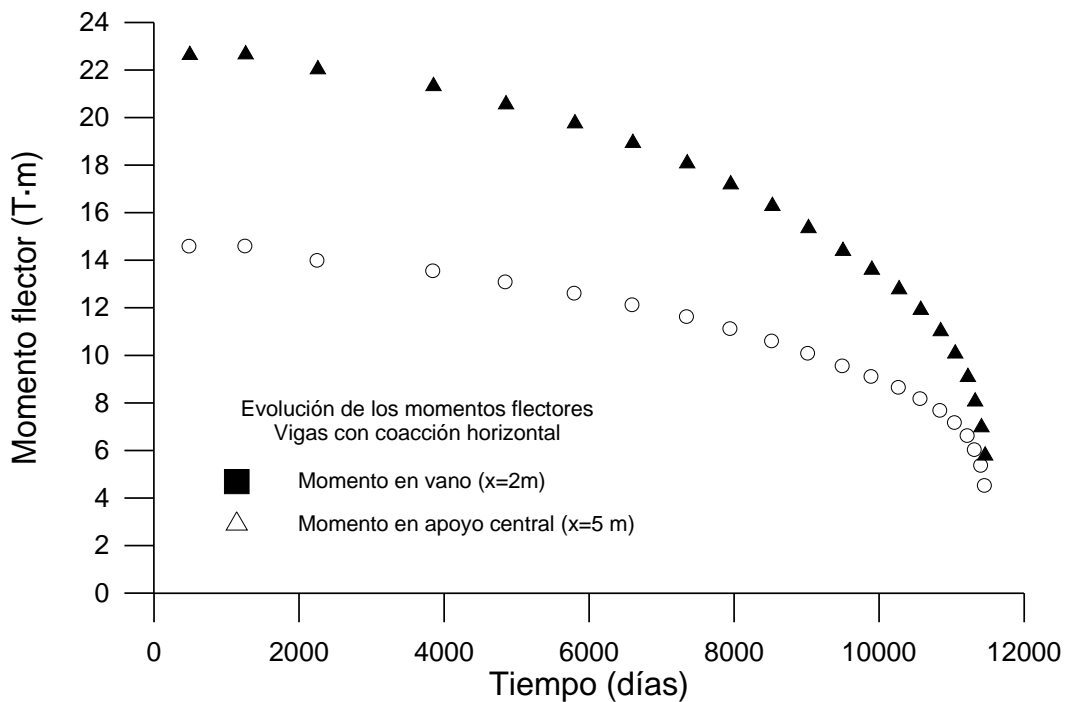


Figura 16. Evolución temporal de los momentos flectores por efecto del deterioro

La figura 17 muestra la evolución temporal de las tensiones en las armaduras inferior en vano ($x=2,5$ m) y en apoyo ($x=5,0$ m). Se observa que a pesar de disminuir el momento positivo, la tensión se mantiene e incluso aumenta ligeramente en el vano, pues la sección de armadura también disminuye. A los 12000 días la sección central rompe, por falta de armadura superior.

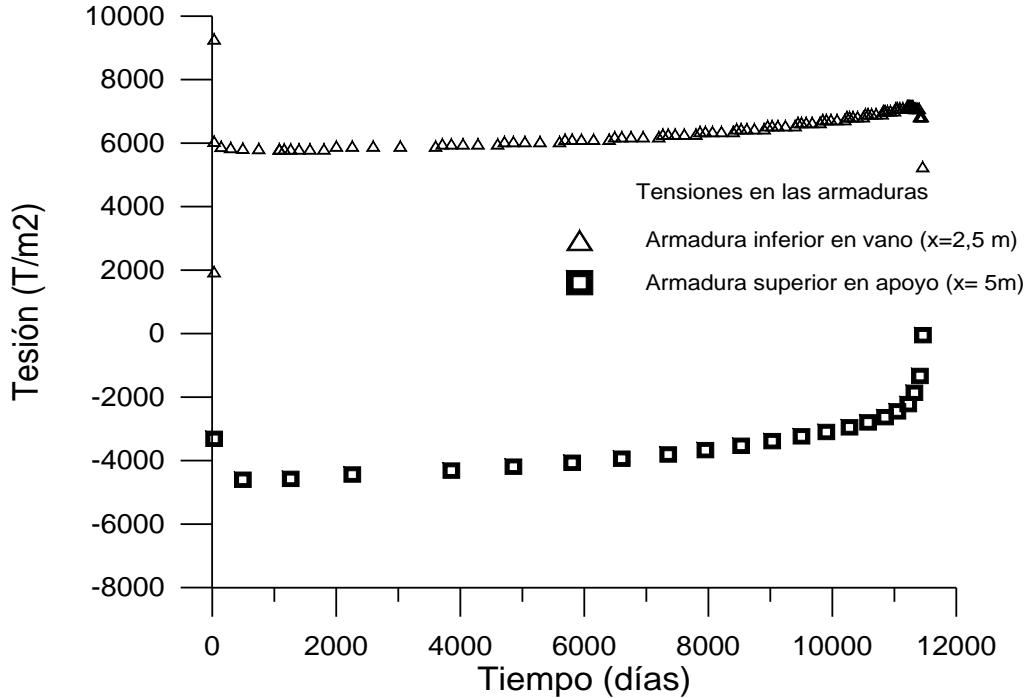


Figura 17. Evolución de las tensiones en las armaduras en vano y apoyo

Ante la ausencia de notables fisuras de flexión o cortante y dadas las reducidas deformaciones observadas, se planteó la hipótesis de que el aplastamiento de los apoyos, el hormigonado entre vigas y la existencia de pilotes inclinados impidiesen la libre deformación axial de las vigas, provocando reacciones horizontales de compresión en su cara inferior, dando lugar a un efecto de pretensado inducido y a un mecanismo de arco apuntalado. Este efecto se ha podido reproducir mediante el análisis no lineal efectuado, como se muestra en la figura 18.

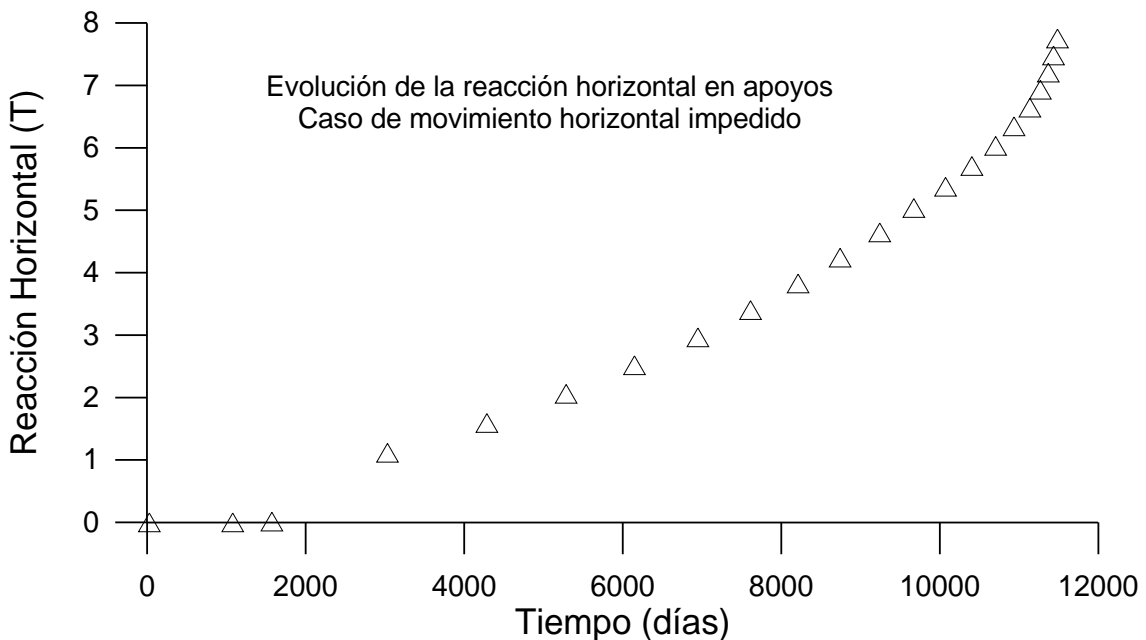


Figura 18. Evolución de la reacción horizontal en apoyos con movimiento impedido

La figura 19 muestra las leyes de momentos flectores, referidas a la fibra baricéntrica de la sección de la viga, que incluyen el efecto de la compresión axial en los apoyos. Se observa, comparando con la figura 15, que la redistribución de esfuerzos es menor que en el caso de no existir esta coacción, a pesar de que el esfuerzo axial introduce un momento negativo. Ello es debido a la menor pérdida de rigidez con la reducción de armadura, fruto de la compresión inferior en la viga por efecto de la coacción.

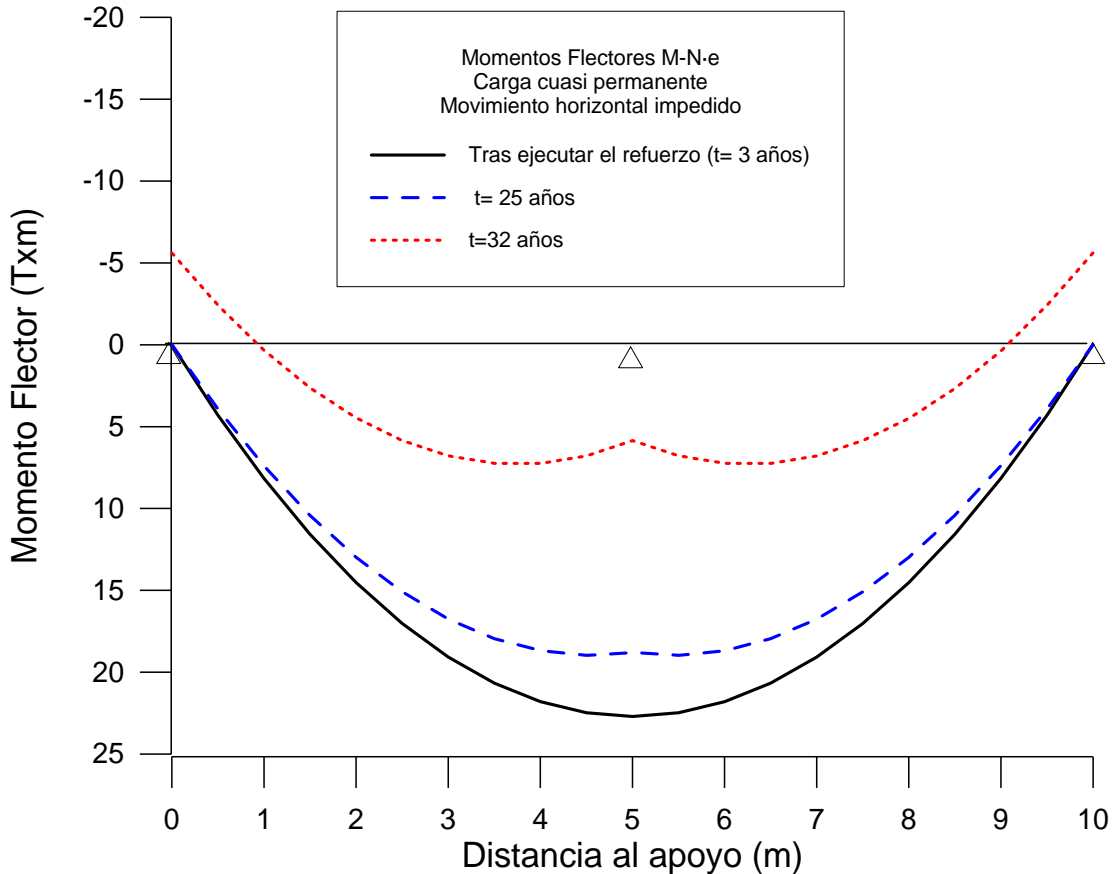


Figura 19. Leyes de momentos flectores con deformación axial impedida

La capacidad resistente obtenida en el cálculo en este caso es mayor que con el movimiento libre. Sin embargo, el no poder garantizar la existencia de este mecanismo, no permite contar con el mismo a efectos de cálculo de la capacidad portante.

Los cálculos realizados permitieron estimar que, entre los 32 y los 35 años después de su construcción, (es decir entre 5 y 8 años después del estudio realizado), el deterioro afectaría a la seguridad a flexión del tablero. Por ello, se procedió a descargarlo del peso de las tuberías, las cuales se apoyaron únicamente en los pórticos (cada 5 metros). Por otra parte, se plantearon una serie de operaciones de reparación y protección que fueron ejecutadas, a fin de que el pantalán continuase en servicio al menos durante 10 años más.

5. Conclusiones

Se ha presentado un modelo de cálculo estructural, para la evaluación los efectos de los procesos de deterioro de los materiales y de las actuaciones para reparación y refuerzo, en la respuesta en servicio y la capacidad portante de estructuras de hormigón. El modelo está basado en el análisis no lineal por los materiales y la geometría combinado con el análisis diferido paso a paso en el tiempo y con el análisis evolutivo, que permite considerar todos los posibles cambios que pueden acontecer a lo largo de la vida útil de una estructura.

Se ha presentado un ejemplo de verificación del modelo, comparando sus resultados con los procedentes de una serie de ensayos en laboratorio sobre vigas previamente cargadas y fisuradas y posteriormente reforzadas, habiéndose obtenido una gran coincidencia entre los resultados teóricos y los experimentales. Se ha mostrado, así mismo, una aplicación del modelo a un caso real, un pantalán afectado por la corrosión de armaduras. En este caso, que fue estudiado por los autores de esta ponencia, se combinan modificaciones en el esquema estructural y pérdida de recubrimiento y de sección de armaduras a lo largo del tiempo.

Los resultados obtenidos muestran que la utilización de modelos numéricos avanzados puede ayudar al proyectista a evaluar los efectos del deterioro, algunos de los cuales no son obvios a priori. Así se ha visto que la reducción de sección de armaduras por efecto de la corrosión, puede dar lugar a redistribuciones de esfuerzos en un determinado sentido, y, sin embargo, dar lugar a incrementos de tensiones en las secciones donde estos esfuerzos disminuyen. Ello es debido a que el efecto de la reducción de sección de armadura en una sección es más importante en las tensiones que la reducción de rigidez, origen de las redistribuciones de esfuerzos. Igualmente, el modelo puede ser de gran ayuda para comparar la respuesta estructural de diversas soluciones de reparación en términos de comportamiento en servicio y en estado límite último.

El modelo presentado es totalmente mecánico, esto es, el proceso de deterioro se simula modificando la geometría, la sección de armaduras o las propiedades de los materiales con el tiempo, lo cual en la actualidad son datos de partida. Sin embargo, cabe esperar que en el futuro pueda acoplarse adecuadamente modelos de este tipo con modelos físico-químicos de degradación de los materiales.

AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo se ha desarrollado en el marco de los proyectos de investigación SEDUREC (Seguridad y Durabilidad de Estructuras de Construcción), CSD2006-00060) y BIA2006-05614, financiados por el Ministerio de Educación y Ciencia de España.

REFERENCIAS

- [1] A. Ghali & M. Elbadry (1985) "User's Manual and Computer Program CPF : Cracked Plane Frames in Prestressed Concrete" Dept. of Civil Engineering, University of Calgary, Research Report CE 85-2, Calgary, Alberta, Canada.
- [2] J. Kang & A. Scordelis (1990) "Non-linear Segmental Analysis of Reinforced and Prestressed Concrete Bridges", 3rd International Conference on Short and Medium Span Bridges. Toronto, Ontario, Canada, pp. 229-240.
- [3] P. Cruz, A. Marí & P. Roca (1998) "Nonlinear Time-Dependent Analysis of Segmentally Constructed Structures", J. Structural Engineering ASCE, Vol. 124, N° 3, pp. 278-287.

- [4] Abbas & A.Scordelis (1993) "Nonlinear Geometric, Material and Time-Dependent Analysis of Segmentally Erected Three-Dimensional Cable Stayed Bridges" Report UCB/SEMM-93/09, University of California at Berkeley.
- [5] A. Marí (2000) "Numerical Simulation of the Segmental Construction of Three Dimensional Concrete Frames", Engineering Structures, Vol. 22, 585-596.
- [6] M. Valdes & A. Marí (2000) "Long-term behaviour of continuous precast concrete girder bridge model", J. of Bridge Eng., ASCE, Vol. 5, N° 1, pp. 22-31.
- [7] j. Bairán & A. Marí, (2007) "Multiaxial-coupled analysis of RC cross-sections subjected to combined forces", Engineering Structures, Vol.29, n° 8, pp 1722-1738.
- [8] R. Souza & J. Appleton, "Flexural behaviour of strengthened reinforced concrete beams", Materials and Structures, RILEM Vol.30, April 1997, pp154-159.