

EVALUACION ESTRUCTURAL Y REPARACION DE INMUEBLES DAÑADOS POR EL FUEGO

RAFAEL FERNÁNDEZ SÁNCHEZ*

Este artículo, recoge una interesante visión sobre la reparación de inmuebles dañados por el fuego. El proyecto de nuevas estructuras ha conocido avances espectaculares en las últimas décadas, gracias a los estudios sobre seguridad, utilizando modelos probabilísticos de actuación, la combinación de sobrecargas, los métodos de cálculo no lineales y el sistema de elementos finitos desarrollados para computadores.

Sin embargo, no se dispone de los mismos conocimientos para el proyecto de rehabilitación de estructuras dañadas por acciones excepcionales, como puede ser un sismo o un incendio. Las razones parten, en primer lugar, de la dificultad de peritar una estructura ya ejecutada, y, en segundo lugar, por la falta de métodos de cálculo no convencionales que puedan tener en cuenta la fisuración, discontinuidades, tensiones residuales, etc.

No existe aún una normativa clara para guiar las decisiones de los profesionales sobre reparaciones locales, refuerzos o demolición de elementos estructurales dañados. Los comentarios que se recogen a continuación son el fruto de la experiencia adquirida por diferentes profesionales y que se ha difundido a través de publicaciones, seminarios o grupos de trabajos «ad-hoc».

Normalmente, los pasos necesarios cuando un profesional se encuentra frente a una estructura dañada, son casi siempre los mismos:

Medidas urgentes a tomar

Evacuación, apeo, arriostramiento, retirada de sobrecargas, demoliciones parciales, etc.

Peritación y diagnóstico

Obteniendo datos de carga del proyecto original, midiendo experimentalmente, o incluso con pruebas, las características residuales de los materiales.

Estudio de alternativas posibles

Considerando la urgencia, técnicas, equipos y personal disponible, e incluyendo el impacto social e histórico y el análisis económico coste/beneficio.

Proyecto de refuerzo

Incluyendo nuevos coeficientes de seguridad, trabajo conjunto de la antigua estructura y de los refuerzos, etc.

Trataremos los puntos anteriores desde la perspectiva de estructuras dañadas por el fuego, aunque el esquema sería válido para cualquier otro tipo de daño.

* Rafael Fernández Sánchez es Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos por la Universidad de Madrid; experto en patología de estructuras, dirige actualmente el Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones.

IMAGEN PATOLOGICA DE LA ESTRUCTURA

Las etapas previas al refuerzo de una estructura son: la inspección, medidas y ensayos, y pruebas de cargas.

Inspección

Deben realizarse las siguientes fases:

- Inspección visual y estimación rápida de las consecuencias de los defectos observables para adoptar las medidas oportunas de evacuación, apeo y arriostramiento, supresión de sobrecargas de uso, etc.
- Realización de los planos de defectos estructurales, en planta y alzado, con esquemas de fisuras, descascarillados, armaduras pandeadas, etc. Es conveniente acompañar los planos con fotografías representativas.
- Detección de posibles errores de concepto, por el proyecto, ejecución o uso (modificaciones introducidas afectando elementos estructurales).
- Estudio del proyecto original y recálculo para asegurar los niveles previos de seguridad. En caso de no disponer del proyecto hay que prepararlo midiendo los elementos estructurales y detectando situación, número y diámetro de las armaduras (métodos magnéticos, catas, etc.). Hay que considerar que puede estar ejecutado según normativas antiguas.

Puede ser útil recurrir a estudiar zonas similares del mismo edificio no afectadas por el fuego.

Medidas instrumentales y ensayos de materiales

Son necesarias para cuantificar el nivel del daño y para obtener información de las características residuales de los materiales:

- Medición de desniveles, desplomes, flechas, anchura de fisuras.
- Posible evolución de las magnitudes anteriores.

- Localización de armaduras sin recubrimiento, pandeadas, con pérdidas de adherencia, indicando longitud afectada.
- Obtención de testigos de hormigón, para estudiar profundidad afectada, resistencia residual en el núcleo, y posibles cloruros por gases de PVC.
- Ensayos con ultrasonidos para evaluar profundidad de fisuras y alteraciones superficiales.
- Obtención de muestras de acero para ver el límite elástico, módulo de elasticidad y características de ductilidad.
- Rociado con fenolftaleína para ver carbonatación.
- Examen de los áridos por termoluminiscencia para determinar temperaturas alcanzadas en el incendio.

Pruebas de carga de la estructura

Pueden realizarse pruebas de vibración o pruebas con cargas verticales estáticas:

- Las de vibración pueden ser libres o forzadas. Las libres son más fáciles de ejecutar. Pueden realizarse mediante deformación inicial de la estructura (por ejemplo, tirando con uno o varios cables que se dejan repentinamente libres). Así se puede medir el período de vibración y el amortiguamiento. Otro sistema puede ser el impacto de una masa, penduleando desde una grúa o desde un voladizo sujeto a la cubierta. También pueden producirse impactos mediante cargas explosivas.

El otro sistema es el de vibraciones forzadas. Se realiza con vibradores de masa giratoria excéntrica, excitadores electromagnéticos o actuadores servohidráulicos, en los que se puede regular amplitud y frecuencia. También se emplean las vibraciones naturales que pueden producirse por maquinaria, tráfico, viento, etc., extrayéndose las enseñanzas necesarias con el uso de equipos complejos (analizadores de espectros, medidores de aceleraciones, etc.).

- Las pruebas de carga más tradicionales son las que aplican cargas gravitatorias, uniformemente repartidas, midiendo la deformabilidad

de la estructura y las deformaciones residuales después de retirar las cargas.

Los criterios para evaluar sus resultados se suelen basar en la relación:

$$\lambda = \frac{\text{deformación residual}}{\text{deformación total}}$$

tratando de relacionar este valor con la resistencia del elemento. Puede dar problemas de interpretación pues depende del valor de carga a partir del cual se haga el ensayo.

Se ha tratado de buscar otras relaciones más fiables, pero siempre se comprueban grandes dispersiones.

ESTIMACION DE LAS CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES RESIDUALES

Durante un incendio, en función de la carga de fuego y de las condiciones de ventilación, se producen altas temperaturas (superiores a los 1.000 °C). A estas temperaturas, muy pocos materiales pueden conservar resistencias estructurales notables. Sin embargo, la capacidad de transmisión y difusión de calor de los materiales estructurales hace que éstos no alcancen tan altas temperaturas. En las estructuras de hormigón, debido a que la conductividad va disminuyendo según aumenta la temperatura hasta valores de sólo un tercio del inicial, se produce una variación importante de temperaturas desde la superficie al interior. Así, por ejemplo, si se colocan termopares a varias profundidades en un soporte de hormigón sometido a ensayo normalizado con curva ISO durante dos horas, solamente en los 5 cm exteriores se registran temperaturas superiores a 300 °C. Con modernos programas de elementos finitos se pueden dibujar las curvas isotermas en la sección de cualquier elemento (soporte, viga, forjado) a varias duraciones del fuego. Estos programas son de gran utilidad para obtener previsiones teóricas, que luego deben ser contrastadas experimentalmente.

El comportamiento de cualquier material es dife-

rente durante el incendio o después de apagado éste, al enfriarse. Aunque durante el incendio pueden bajar apreciablemente las resistencias y módulos de elasticidad de los materiales, pueden producirse mecanismos resistentes adicionales por coacciones que se imponen a la libre dilatación que aumentan la capacidad resistente y evitan el hundimiento.

Mientras un acero puede perder el 50% de su resistencia a 600 °C, su recuperación es completa después del enfriado si es laminado en caliente. Si es estirado en frío, no tiene una recuperación tan completa.

Para hormigones se produce siempre una cierta pérdida. No es realmente significativa hasta los 300 °C. Esta temperatura produce un cambio de coloración en el hormigón, por lo que es fácilmente detectable la zona de hormigones afectados y la parte que puede considerarse como no afectada.

Con estos datos, pueden obtenerse las nuevas leyes residuales tensión/deformación de los materiales o de las nuevas características de adherencia de las armaduras y, por tanto, los diagramas momentos/curvaturas.

Con estas nuevas leyes, puede evaluarse teóricamente la capacidad residual resistente de la estructura.

URGENCIA DE REALIZAR INTERVENCIONES

En función de los márgenes de seguridad que aún queden disponibles, evaluados con los datos antes recogidos, puede verse la urgencia de intervenir para reparar o reforzar los elementos dañados.

Si el cociente entre los esfuerzos últimos residuales de la estructura y los esfuerzos de diseño, según los códigos oficiales, es igual o inferior a 0,50, las acciones a tomar deben ser inmediatas; valores del orden de 0,70 pueden esperar uno o dos años antes de intervenir.

Los valores del cociente de capacidad resistente pueden estimarse en forma rápida a la vista del nivel de daños observables.

Para soportes de hormigón, se establecen los siguientes niveles:

Nivel «A»: Sin daños estructurales, excepto desprendimientos de yesos/acabados.

Nivel «B»: Pérdida sustancial de los yesos/acabados. La superficie de hormigón está microfisurada y de color rosa/ante. Pequeños descascarillados.

Nivel «C»: Pérdida general de los yesos/acabados. Grandes descascarillados. Superficie de color ante. Las armaduras continúan adheridas al hormigón y no hay más de una barra principal pandeada.

Nivel «D»: Daños severos. Descascarillado general dejando a la vista todas las barras. Varias están pandeadas. El soporte puede tener fisuras de cortante de varios milímetros de anchura y mostrar signos de distorsión.

Nivel «F»: Rotura parcial de elementos verticales.

Para elementos a flexión, como vigas o losas de forjados, pueden establecerse los niveles de daño con criterios similares. Además, para el nivel «C» habrá fisuras de flexión de varios milímetros de espesor y áreas con la armadura desprendida, hasta un 10% de la superficie total.

Para el nivel «D», las flechas remanentes serán importantes y el área con armaduras desprendidas puede llegar al 50% de la superficie.

Estimación de la variación de capacidad resistente según los niveles de daño				
Construcción	NIVEL DE DAÑO			
	A	B	C	D
Reciente	0,95	0,80	0,60	0,40
Antigua	0,85	0,70	0,50	0,30

DIFERENTES SISTEMAS DE INTERVENCION

Según los valores estimados de capacidad resistente, urgencia, análisis coste/beneficio, etc., pueden ser necesarias diferentes intervenciones para elevar dicho valor lo más posible a la unidad:

— Limitaciones en el uso

Esta medida se adopta normalmente mientras

duran los trabajos de refuerzo. No suele ser económico limitar definitivamente la capacidad de sobrecarga en almacenes o edificios comerciales y a veces no es posible hacerlo en caso de otros usos (viviendas, locales de espectáculos, etc.).

— Modificación del sistema estructural.

— Disminución de luces de vigas creando nuevos soportes o nuevas vigas que descarguen las antiguas.

— Restauración de la capacidad resistente, rigidez y ductilidad de elementos dañados.

— Sustitución de elementos dañados.

— Refuerzo general de la estructura

- Con elementos adicionales (creación de pantallas o arriostramientos)

- Refuerzo «in situ» de todos los elementos dañados o no dañados

Aparte de los criterios de daño, deben considerarse otros parámetros (técnicos, económicos, sociales, etc.) para la decisión de reparación, refuerzo o demolición y nueva construcción.

MATERIALES Y TECNOLOGIAS

A continuación enumeraremos brevemente los materiales y tecnologías más utilizados en la reparación de estructuras de hormigón. Haremos más hincapié en estas tecnologías por ser de uso más común las técnicas de refuerzo o sustitución de estructuras metálicas.

Sustitución parcial o refuerzos con hormigón colocado por métodos tradicionales

Este sistema se usa muy a menudo sin seguir una serie de precauciones imprescindibles para evitar malos resultados. La causa fundamental de los fallos es la disminución de volumen por retracción del hormigón vertido, lo que impide un buen contacto entre nuevo y viejo hormigón. Los pasos a seguir deben ser:

- Retirar todo el hormigón suelto o deteriorado, dejando una superficie rugosa y las armaduras vistas.
- Limpieza con chorro de arena y después con agua a presión para eliminar el polvo.
- Saturar de agua el hormigón antiguo (o impregnar con resina) antes de hormigonar.
- Utilizar un hormigón con superplastificante, para tener simultáneamente baja relación agua/cemento y consistencia fluida que permita un llenado eficaz, evitando que queden atrapadas burbujas de aire.
- Curado enérgico cubriendo con arpilleras húmedas o producto filmógeno de curado eficaz.

El hormigón utilizado puede ser de tipo normal (con el aditivo superplastificante) o llevar adiciones expansivas (polvo de aluminio) o usar cementos de retracción compensada.

También pueden utilizarse hormigones modificados con polímeros (sustituyendo parcial o totalmente el agua de amasado por un polímero en dispersión de agua) u hormigones de resinas (poliéster, acrílicas, epoxy, etc.).

El uso de estos hormigones modificados exige personal especializado, una serie de limitaciones en la ejecución (temperaturas superiores a 10 °C) y recordar que, aunque su resistencia mecánica sea muy alta, pueden tener bajos módulos de elasticidad, nula alcalinidad residual y, por tanto, poca protección a las armaduras (lo cual exige unas capas de acabado en resina pura para evitar la carbonatación), así como una pérdida total de sus características para temperaturas superiores a 100 °C, lo cual obliga a protecciones adecuadas frente al riesgo de fuego.

Hormigón proyectado o gunita

Es una de las tecnologías más usadas en los trabajos de reparación y refuerzo, debido a que:

- La excelente adherencia con las armaduras y el hormigón antiguo asegura un comportamiento prácticamente monolítico.
- El alto grado de compactación por la presión de proyección (superior a 7 kg/cm²) y la baja relación agua/cemento asegura una buena resistencia y una baja retracción.

- La facilidad de proyección sobre cualquier superficie, horizontal, vertical o de techo, hace innecesario el uso de encofrados.

Hay que tener presente que al usarse en capas delgadas, el curado tiene que ser mucho más cuidadoso y que es conveniente, para su mejor estabilidad, la utilización de un mallazo metálico (mínimo \varnothing 5 a 10 cm). La granulometría máxima del árido debe ser 10 mm y el contenido de cemento 400/450 kg/m³. También da muy buenos resultados la adición de fibras de acero en cantidades de 40 a 80 kg/m³ (por ejemplo, la DRAMIX 50.50 con anclaje en los extremos).

Resinas para inyecciones, imprimados o encolados de láminas metálicas

Son sistemas de dos componentes: la resina (epoxy, poliéster, polisulfuro, acrílica, etc.) y el endurecedor.

En función del uso se elegirá la más idónea, así como su dosificación, adición de «filler», etc.

Para inyección de fisuras (0,1 a 0,3 mm) se usan resinas fluidas puras. Para grietas de hasta 1,5 mm debe añadirse polvo de sílice o de vidrio para reducir retracción y fluencia. Para grietas mayores, puede usarse arena de tamaño máximo 1 mm y en relación resina/filler de 1:1 aproximadamente.

Si se usa para encolado de chapas metálicas, deben prepararse las superficies del hormigón y de las chapas con chorro de arena. A continuación se hará una primera imprimación de las chapas para evitar su oxidación. Normalmente no se aconsejan espesores de chapas superiores a 5 mm. El espesor de la lámina de resina no debe exceder de 1,5 ~ 2,0 mm por lo que se aconseja que se coloquen alambres de 1 mm en las chapas para que, por la presión que se ejerce durante las primeras horas, se garantice un espesor adecuado de resina. Esta presión (por ejemplo, con gatos de carpintero) es fundamental para obtener buenos resultados.

Como ya se ha comentado, es necesaria la protección eficaz contra incendios (no basta una protección ordinaria pues hay que tratar de que no se produzcan temperaturas superiores a 100 °C).

Colocación de armadura adicional

Esta armadura adicional puede consistir en chapas encoladas con resinas (para flexión o para cortante), en barras o mallazos generalmente soldados a la armadura antigua o incluso perfiles laminados sujetos por presillas.

Si se utilizan barras, habrá que tener presentes las condiciones de soldabilidad y seguir las recomendaciones del fabricante de aceros. Debe usarse la intensidad de corriente mínima posible, para evitar que se produzca recristalización del acero. El consumo de electrodos debe ser al menos de d^3 para cada unión de $5.d$ de longitud, siendo d el diámetro de la barra a unir.

Si se usan angulares y presillas hay que asegurarse que entran en tensión sin que tengan que producirse deformaciones importantes. Para esto, los angulares deben colocarse recibidos con mortero y firmemente sujetos hasta que se sueldan las presillas que previamente deben calentarse entre 200 y 400 °C. También pueden colocarse elementos que puedan tensarse con tornillos.

- a) Zunchado con collarines metálicos.
- b) Refuerzo tanto para axil como para cortante, con angulares atados con presillas.
- c) Enfundado con nuevo hormigón.
- d) Sustitución parcial de la zona deteriorada.

Veamos los detalles más importantes a tener presentes con cada sistema y métodos simplificados de cálculo.

Zunchado con collarines metálicos

Los collarines metálicos producen una acción de confinamiento del hormigón, sometiéndolo a un estado de tensión triaxial que eleva su resistencia.

Esta acción de zunchado puede movilizarse, bien por el efecto POISSON, al actuar los esfuerzos axiales sobre el soporte, o bien mediante precalentamiento de los collarines antes de su colocación al soporte.

En el primer caso, la ecuación que iguala deformaciones da (Gráfico 1):

$$\gamma \frac{\sigma_c}{E_c} = \frac{\lambda \cdot \sigma_h}{E_c} \cdot \frac{d}{a_s} = \frac{\sigma_s}{E_s};$$

con $\sigma_s \cdot t \cdot d = \sigma_h \cdot b_o \cdot d$

REPARACION DE SOPORTES

Los soportes de hormigón dañados pueden reforzarse de las siguientes formas:

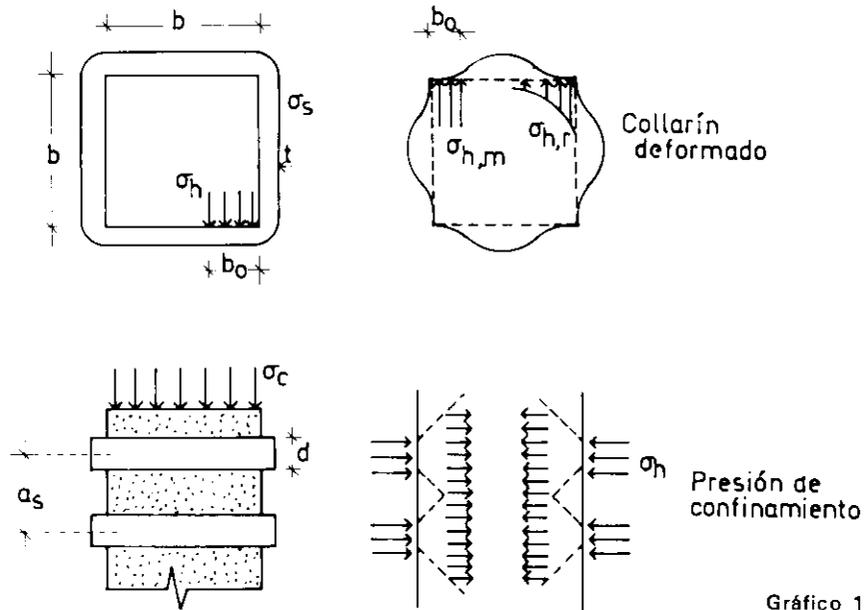


Gráfico 1

sustituyendo, resulta

$$\sigma_h = \gamma \frac{\sigma_c}{E_c} \left[\frac{1}{E_s} \cdot \frac{b_0}{t} + \frac{\lambda}{E_c} \cdot \frac{d}{a_s} \right] \quad (\text{con } \lambda \leq 1)$$

En el segundo caso, teniendo en cuenta el factor φ de fluencia del hormigón, se tiene

$$(1 + \varphi) \frac{\sigma_h}{E_c} \cdot \frac{d}{a_s} = \alpha_T \Delta T - \frac{\sigma_s}{E_s};$$

con $\sigma_s \cdot t \cdot d = \sigma_h \cdot b_0 \cdot d$

sustituyendo, queda

$$\sigma_h = \alpha_T \Delta T : \left[\frac{1}{E_s} \cdot \frac{b_0}{t} + \frac{1}{E_c} \cdot \frac{d(1 + \varphi)}{a_s} \right]$$

El efecto de POISSON no es muy importante, pues para un caso medio, con los siguientes valores:

- $\gamma = 0,20$
- $\varphi = 2$
- $E_c = 200.000 \text{ Kp/cm}^2$
- $b_0 \approx d = 5 \text{ cm}$
- $t = 2,5 \text{ mm}$
- $\Delta T = 200 \text{ }^\circ\text{C}$
- $\alpha_T = 10^{-5}$
- $a_s = 10 \text{ cm}$
- $\sigma_c = 100 \text{ Kp/cm}^2$
- $E_s = 2.100.000 \text{ Kp/cm}^2$

resulta:

Por efecto POISSON $\sigma_h = 8 \text{ Kp/cm}^2$, $\sigma_s = 20 \times 8 = 160 \text{ Kp/cm}^2$.

Es decir, el collarín casi no entra en carga, sólo trabaja a 160 Kp/cm^2 y la presión de confinamiento queda en 8 Kp/cm^2 .

Si se hace un precalentamiento elevado, $200 \text{ }^\circ\text{C}$ de temperatura en los collarines sobre el ambiente, antes de la soldadura, las tensiones son:

$\sigma_h = 160 \text{ Kp/cm}^2$ para el instante inicial ($\varphi = 0$).

$\sigma_h = 114 \text{ Kp/cm}^2$ después de la fluencia ($\varphi = 2$).

Las tensiones en los collarines alcanzan el límite elástico (2.400 Kp/cm^2), en el instante inicial y luego descenderían hasta 2.280 Kp/cm^2 .

Por tanto, habrá que usar precalentamiento si se

quiere que de verdad los collarines produzcan un confinamiento apreciable del hormigón. La colocación debe asegurar un buen contacto con el hormigón, por lo cual deben fijarse usando un mortero de hormigón que asegure el contacto.

Para que el efecto de zunchado no sea local, los collarines deben repartirse a distancias uniformes y cercanas (por ejemplo, collarines de $50 \times 2,5 \text{ mm}$ colocados cada 10 cm). Más sencillo puede resultar colocar una chapa continua, que dejando unas holguras en cabeza y pie del soporte de unos $30 \sim 50 \text{ mm}$, puede posteriormente, después de enfriar, inyectarse con resina para asegurar un buen contacto y así contribuirá al esfuerzo cortante. Habrá que proteger esta chapa, preferiblemente con gunitado.

Enfundado con nuevo hormigón

La funda puede ejecutarse mediante gunita (espesores del orden de 50 mm son fácilmente realizables), o por vertido en encofrados de hormigones más o menos tradicionales (con superplastificantes). La retracción de este nuevo hormigón produce el efecto de zunchado del antiguo núcleo. Para evitar la fisuración de este hormigón, la capacidad resistente a tracción de la funda debe estar equilibrada con el número necesario de estribos.

Siendo A_e la sección del estribo, f_{ct} la resistencia a tracción del hormigón, S_e la separación de estribos, t el espesor del nuevo hormigón y f_{sy} el límite elástico del acero del estribo (Gráfico 2).

$$f_{ct} \cdot t \cdot S_e = A_e \cdot f_{sy}$$

Para hormigones medios, con $f_{ct} = 30 \text{ Kp/cm}^2$ y acero AE 42, se tiene

$$t = 10 \text{ cm} \rightarrow \varnothing 10 \text{ a } 10 \text{ cm}$$

$$t = 5 \text{ cm} \rightarrow \varnothing 8 \text{ a } 10 \text{ cm}$$

En el caso en que el enfundado tenga que soportar esfuerzos axiales por tener alguna zona debilitada o dañada en forma especial, este esfuerzo tiene que transmitirse por fricción entre las superficies del hormigón nuevo y el viejo. Para que esta fricción sea más eficaz, habrá que tratar la superficie antigua con chorro de arena.

Llamando N_f al axil a transmitir a la funda, se tendrá:

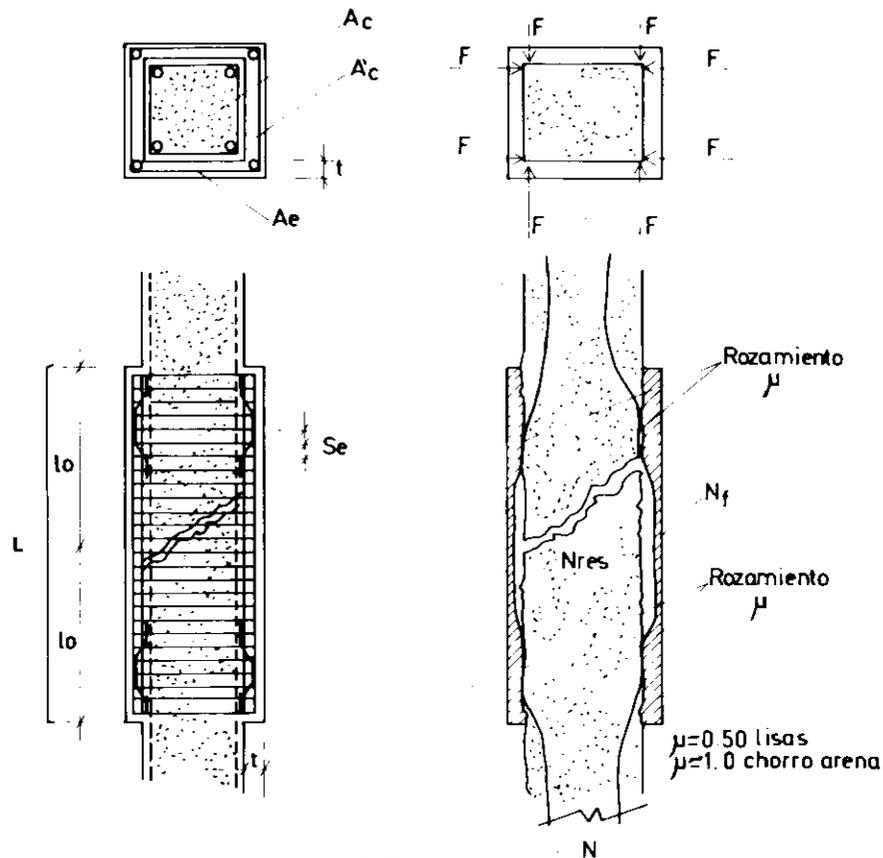


Gráfico 2

$$N_f = \mu(fct \cdot t \cdot l_o)8 \text{ de donde } l_o = \frac{N_f}{8 \cdot \mu \cdot fct \cdot t}$$

Con $\mu = 0,5$, $fct = 20 \text{ Kp/cm}^2$, resulta

Para $t = 10 \text{ cm}$; l_o en $\text{cm} = 1,25 N_f$ (ton.)

$t = 5 \text{ cm}$; l_o en $\text{cm} = 2,50 N_f$ (ton.)

Es decir, que la longitud total de enfundado, $2 l_o$, sería $2,50 N_f$ para $t = 10 \text{ cm}$ y $5 N_f$ para $t = 5 \text{ cm}$ estando N_f en toneladas.

Por ejemplo, para $t = 10 \text{ cm}$ y $N_f = 100$ toneladas, resulta que el enfundado será $L \geq 2 l_o = 250 \text{ cm}$ y para el caso de $t = 5 \text{ cm}$ y $N_f = 10$ toneladas. También resulta $L \geq 2 l_o = 250 \text{ cm}$. Además, siempre debe ser mayor de $3 b$, siendo b la mayor dimensión transversal del soporte.

El armado longitudinal del zunchado debe ser al menos $4 \varnothing \cdot 14$, pero se aconseja que en caso de gunitado haya una barra al menos cada 15 cm .

Las armaduras principales deben tener continuidad con las armaduras del zunchado, para lo cual se utilizan unas barras auxiliares dobladas en sombrero y soldadas.

Incorporación de angulares y presillas

La incorporación de angulares y presillas se basa en el mismo criterio que antes se comentó, de collarines o enfundado de hormigón: movilizar el confinamiento del hormigón antiguo por efecto Poisson o por precalentamiento de las presillas. Además de la mejora de resistencia que el estado de tensión triaxial produce, debido al rozamiento del hormigón con los angulares metálicos, puede transmitirse a éstos un porcentaje importante del esfuerzo axial. Análogamente sucede con el esfuerzo cortante (Gráfico 3).

Ecuaciones de equilibrio:

$$N_s = N_{\text{total}} - N_{\text{residual}}$$

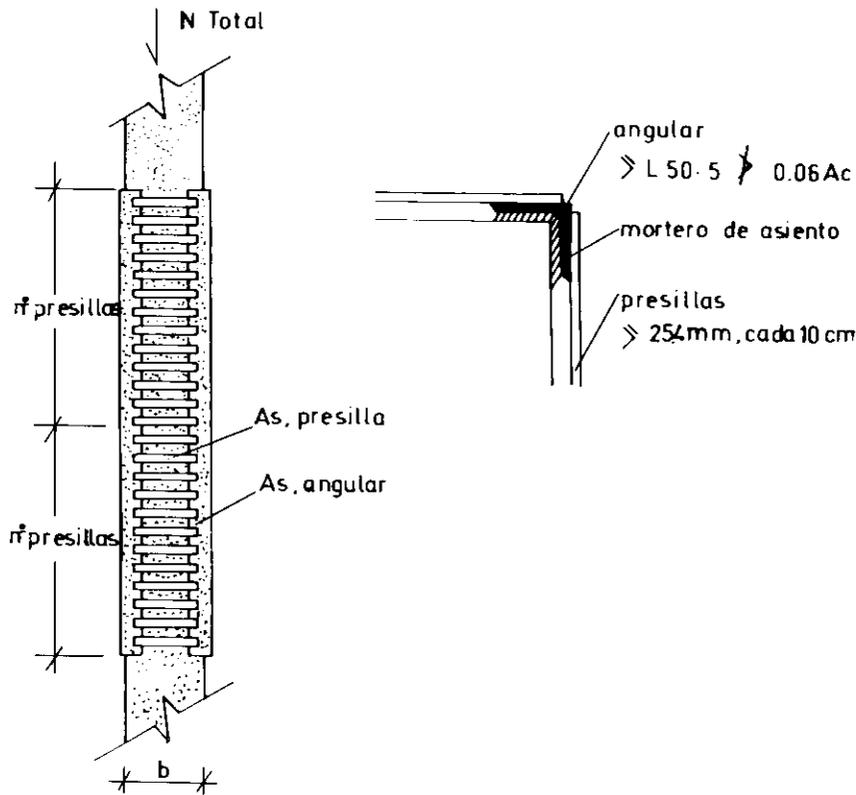


Gráfico 3

$$N_s = 4 A_{s,a} \times \sigma_{s,a}; A_{s,a} = \frac{N_s}{4 \sigma_{s,a}}$$

$$N_s = (8 n_p \cdot A_{s,p} \cdot \sigma_{s,p}) \cdot \mu; A_{s,p} = \frac{N_s}{8 \cdot \mu \cdot n_p \cdot \sigma_{s,p}}$$

A efectos de proyecto $\sigma_{s,a} \approx \sigma_{s,p} \approx 0,6 f_{sy}$;
 $\mu = 0,50$

$$A_{s,a} = \frac{N_s}{2 \cdot 4 \cdot f_{sy}}; A_{s,p} = \frac{N_s}{2 \cdot 4 \cdot f_{sy} \cdot n_p}$$

Como comprobación adicional, caso de tener que transmitirse cortantes, debe cumplirse:

$$Q_s = Q_t \quad Q_{res.} = 2 \cdot n'_p \cdot A_s \cdot p \cdot \sigma_{s,p}$$

siendo:

n'_p = Número de presillas en una longitud $0,9 \cdot b$

$\sigma_{s,p}$ = Tensión en las presillas $\approx 0,5 f_{sy}$

De aquí

$$A_{s,p} > \frac{Q_s}{n'_p \cdot f_{sy}} \quad \text{y} \quad A_{s,a} \geq n'_p \cdot A_{s,p}$$

Sustitución parcial de la zona deteriorada

Este procedimiento exige un apeo completo y un recalce para tratar de descargar completamente el elemento, lo cual hace que sea de difícil aplicación. Las operaciones a realizar son:

- Retirada de todo el hormigón defectuoso, dejando las caras de la unión con un corte regular y perpendicular a las tensiones principales.
- Reparación de las armaduras afectadas, enderezándolas o sustituyéndolas por nuevas soldadas a las antiguas.
- Impregnación de las superficies (con agua o con resina, antes de hormigonar).

- Hormigonado con hormigones especiales (superplastificados de baja relación agua/cemento, de retracción compensada o ligeramente expansivos), con resistencia superior a la del hormigón existente.

Los ensayos demuestran que si se siguen estas precauciones, los resultados son prácticamente los de la sección original (del 80 al 100%).

REPARACION Y REFUERZO DE VIGAS Y FORJADOS

Los elementos cuya forma fundamental de trabajo es la flexión, sufren en general efectos más agresivos que los soportes. Las razones de ello son en primer lugar, por tener menores espesores y por tanto un área mayor afectada por fuertes temperaturas, y en segundo lugar, porque al sufrir las armaduras una disminución más importante del módulo de elasticidad que de resistencia durante el incendio, se producen flechas importantes, que quedan permanentemente y pueden dejar fuera de uso a la estructura por este motivo. Si no se presentan flechas importantes, los elementos afectados pueden repararse con alguna de las técnicas disponibles: adición de una nueva capa de hormigón y armadura mediante gunitado, inyección y encolado de chapas metálicas mediante resinas epoxy o utilización de cables de postesado. Estas técnicas se pueden emplear simultáneamente.

Se recomienda seguir las siguientes pautas en los cálculos de refuerzos.

Caso de chapas encoladas con resinas

La tensión de adherencia de las chapas encoladas debe ser inferior a la resistencia a tracción del hormigón sobre el cual se encola.

Debe colocarse un 50% más de sección de chapa metálica que la que resulta del cálculo.

La mayor parte de las flechas por fluencia (del 100 al 200% de las instantáneas) se producen durante los tres primeros meses de la puesta en carga.

El esfuerzo adicional de flexión o cortante, no debe ser mayor del 50% del esfuerzo que puede ser resistido por la sección antes del refuerzo.

$$M_{ad} < 1/2M_{exist.} ; V_{ad} < 1/2V_{exist.}$$

Caso de hormigón adicional gunitado

El área adicional de hormigón será menor que el tercio de la existente $\Delta A_c \leq 1/3 A_c$.

La tensión rasante entre los dos hormigones debe ser menor que la mitad de la resistencia a tracción del hormigón antiguo.

Es recomendable la existencia de un número mínimo de conectadores, que puedan transmitir el tercio del esfuerzo rasante.

Los cercos deben calcularse con una tensión ficticia de límite elástico, mitad de la real.

En los dos casos anteriores, después de realizar el dimensionado del refuerzo siguiendo los criterios expuestos, hay que comprobar los esfuerzos como si la nueva sección fuese monolítica y afectarlos de los siguientes coeficientes reductores:

1. Chapas encoladas: el coeficiente reductor es 1,0 si se han cumplido las recomendaciones.
2. Hormigón adicional en la chapa de compresión, con armaduras de negativos:
 $\gamma_n = 0,80$ para vigas.
 $\gamma_n = 1,00$ para losas de forjado.
Si se utiliza mayor sección de hormigón que la recomendada (Si $\Delta A_c > 1/3 A_c$), los coeficientes reductores serán:
 $\gamma_n = 0,65$ para vigas.
 $\gamma_n = 0,80$ para losas de forjado.
3. Gunitado en cara inferior y laterales: los mismos coeficientes que en el caso 2 anterior.

En líneas generales hay que considerar que si la estructura ha resistido el incendio, al enfriarse aumenta la resistencia de dicha estructura. Salvo que sean vigas o viguetas de hormigón pretensado, en las que por la temperatura se produce una gran fluencia de la fuerza de pretensado y quedan rápidamente inservibles, normalmente de las estructuras de hormigón armado, si no se han desplomado en el incendio, conservan normalmente más del 40% de su resistencia inicial y puede ser más económico reforzarlas que reconstruirlas.

