

Predicción a largo plazo de la resistencia a cortante de vigas de hormigón armado basada en un modelo mecánico considerando la corrosión de la armadura

Long-Term Shear Strength of RC Beams Based on a Mechanical Model that Considers Reinforcing Steel Corrosion

Alejandro Frontera^a y Antoni Cladera^{b,*}

^a Estudiante de Doctorado. Departamento de Ingeniería Industrial y Construcción. Universitat de les Illes Balears.

^b Catedrático de Universidad. Departamento de Ingeniería Industrial y Construcción. Universitat de les Illes Balears.

Recibido el 12 de diciembre de 2023; aceptado el 22 de enero de 2024

RESUMEN

La corrosión de los cercos, generalmente con un menor diámetro y recubrimiento, afecta significativamente la resistencia a cortante de los elementos de hormigón armado. Puesto que las roturas a cortante pueden provocar colapsos de carácter frágil, es necesario evitarlas durante toda la vida útil de la estructura. El *Compression Chord Capacity Model* (CCCM, modelo de capacidad de la cabeza comprimida) es un modelo mecánico que ha sido extendido recientemente para predecir la resistencia a cortante de elementos dañados por los efectos de la corrosión. Este trabajo combina la capacidad del modelo mecánico con los dos modelos de deterioro incluidos en el nuevo Código Estructural para evaluar la resistencia a cortante a largo plazo, permitiendo considerar tanto la corrosión por carbonatación como la inducida por iones cloruro. Finalmente, en el artículo se lleva a cabo un análisis paramétrico para explorar el efecto de los parámetros más influyentes en la degradación de la resistencia a cortante según los modelos utilizados y en función de diferentes clases de exposición.

©2024 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

Traducido por los autores del artículo original publicado por Wiley en la revista *Structural Concrete*: Frontera A, Cladera A. Long-term shear strength of RC beams based on a mechanical model that considers reinforcing steel corrosion. *Structural Concrete*. 2023; 24(1): 25–40. <https://doi.org/10.1002/suco.202200428>

ABSTRACT

Corrosion of stirrups (generally with small diameters and concrete covers) significantly affects the shear strength of reinforced concrete elements. As shear failures may lead to brittle collapses, hence the need to avoid them during structures' entire service life. The Compression Chord Capacity Model (CCCM), a shear mechanical model, was recently extended to predict the strength of corrosion-damaged beams by identifying the model parameters that could be most affected by steel corrosion. In this paper, the CCCM is combined with two material deterioration models included in the new Spanish Structural Code, and considers carbonation of concrete or chloride ions, to predict long-term shear strength evolution. Finally, a parametric analysis is carried out to explore the effect of the most influential parameters on shear strength degradation according to the used models and depending on different exposure classes.

©2024 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

Translated by the authors from the original article published in the *Journal Structural Concrete*, published by Wiley. Frontera A, Cladera A. Long-term shear strength of RC beams based on a mechanical model that considers reinforcing steel corrosion. *Structural Concrete*. 2023; 24(1): 25–40. <https://doi.org/10.1002/suco.202200428>

* Persona de contacto / *Corresponding author*.
Correo-e / e-mail: antoni.cladera@uib.es (Antoni Cladera)

Como citar este artículo: Frontera A, Cladera A. Predicción a largo plazo de la resistencia a cortante de vigas de hormigón armado basada en un modelo mecánico considerando la corrosión de la armadura. *Hormigón y Acero* 75 (302-303) 79-90. <https://doi.org/10.33586/hya.2024.3136>

1. INTRODUCCIÓN

El motivo principal del deterioro de estructuras de hormigón armado es la carbonatación y/o la presencia de iones cloruro que provocan el deterioro del acero [1], y que está probablemente influenciado por los efectos del cambio cli-

mático [2-5]. En estructuras de hormigón armado, la corrosión provoca una reducción del área seccional de las barras [6], afecta las propiedades mecánicas del acero [7] y puede deteriorar la adherencia entre el acero y el hormigón [8, 9].



Figura 1: Corrosión severa en un edificio abandonado junto al mar (Ballenera de Quintay, Chile).

Además, la expansión volumétrica de los productos de la corrosión causa tensiones de tracción que pueden llevar a la aparición de fisuras y, en ocasiones, al desconchado del recubrimiento [10] (ver figura 1). Como resultado de estos fenómenos, las reducciones en rigidez, adherencia, capacidad de anclaje y resistencias a flexión y cortante pueden afectar la seguridad de las estructuras hasta la posibilidad de ser motivo de colapso. Por ejemplo, el colapso del viaducto Polcevera (*Viadotto Polcevera*) en Génova en 2018, que había estado en servicio más de 50 años, fue probablemente producida por una combinación de corrosión y efectos provocados por la fatiga [11]. Un ejemplo más reciente es el colapso de un edificio en Surfside, Miami, en 2021. Análisis preliminares indican que las causas podrían ser el asentamiento de la cimentación, la corrosión de la armadura y problemas a largo plazo de impermeabilización [12].

La corrosión puede afectar a cualquier armadura dentro de los elementos de hormigón armado, pero los cercos son los elementos más susceptibles de sufrir las consecuencias de estos ataques debido a su menor recubrimiento y diámetro. En consecuencia, la corrosión de la armadura afecta principalmente la resistencia a cortante, que decaerá de forma más pronunciada que la resistencia a flexión. Por tanto, teniendo en cuenta que las roturas a cortante pueden ser de carácter frágil, la corrosión podría conducir a un cambio en el modo de rotura de las estructuras de hormigón armado, de flexión dúctil a rotura frágil por cortante.

Los modelos conceptuales que basan su análisis de la resistencia a cortante en principios mecánicos pueden ser fundamentales para evaluar el daño provocado por la corrosión, porque los parámetros que gobiernan el comportamiento y la resistencia estructural aparecen de forma natural en su desarrollo. Por tanto, estos modelos pueden ser adaptados considerando los aspectos diferenciales del nuevo contexto.

El *Compresion Chord Capacity Model* (CCCM) [13] es un modelo mecánico de resistencia a cortante orientado a proyecto basado en otro modelo analítico más complejo (el *Multi-Action Shear Model* (MASM) [14]). Ambos modelos han demostrado ser excepcionalmente versátiles al adaptarse a distintas situaciones ofreciendo resultados satisfactorios para elementos esbeltos de hormigón armado y pretensado con sección rectangular o en T [13], vigas no esbeltas [15], vigas de hormigón reforzadas con fibras de acero sin cercos [16], vigas reforzadas con barras de polímero reforzado con fibras (FRP) [17], vigas reforzadas externamente a cortante utilizando aleaciones con memoria de forma [18,19] y elementos de hormigón armado sometidos a cargas de fatiga [20]. Recientemente, el CCCM ha sido también validado para la predicción de la resistencia a cortante para vigas de

hormigón esbeltas, y no esbeltas, con armaduras corroídas [21]. Para ello, se identificaron los parámetros más susceptibles a verse afectados por la corrosión y fueron modificados consecuentemente. Los resultados de las predicciones fueron comparados con los resultados experimentales de 146 vigas esbeltas y no esbeltas que fallaron a cortante y en las que los cercos, y/o la armadura longitudinal, habían sido afectados por corrosión acelerada. Las predicciones fueron muy satisfactorias cuando se consideraron las reducciones de las áreas seccionales de la armadura de refuerzo y del ancho del alma de las vigas. Además, de forma preliminar, este modelo se combinó con un modelo de deterioro por carbonatación para estudiar la viabilidad de evaluar la resistencia a cortante a largo plazo de estas estructuras de hormigón armado [22].

En este artículo, el CCCM se ha utilizado para predecir la evolución de la resistencia a cortante de elementos de hormigón armado durante su vida útil considerando el deterioro a largo plazo. Para conseguirlo, se ha combinado el CCCM [21] con dos modelos de deterioro, un modelo de carbonatación y un modelo de penetración de cloruros, ambos incluidos en el nuevo Código Estructural [23]. Estos dos modelos de deterioro permiten calcular el período de iniciación, definido como el tiempo que transcurre entre la puesta en servicio de la estructura y el tiempo que tarda el agente agresivo en alcanzar la armadura de refuerzo y, por tanto, iniciarse la corrosión. También permiten calcular la propagación del deterioro gracias a la velocidad de corrosión proporcionada para cada tipo de clase de exposición, pudiendo calcular así la pérdida de sección de la armadura debida a la corrosión. Este trabajo también muestra cómo, combinando la reducción del área con la extensión del CCCM para vigas con armadura corroída [21], se puede lograr predecir la evolución de la resistencia a cortante a largo plazo. Esta nueva contribución al estado del conocimiento podría brindar una herramienta que ayudase a tomar decisiones en fase de proyecto, y en la evaluación de estructuras existentes, considerando siempre los altos niveles de incertidumbre ligados a cualquier predicción a largo plazo así como en función de la evolución de la resistencia a flexión (fuera del alcance de este artículo). Las limitaciones de los modelos utilizados se señalarán claramente en los apartados siguientes cuando sea necesario, tanto para los modelos de deterioro del material como para el modelo de resistencia a cortante utilizado. Por último, destacar que los trabajos experimentales con vigas deterioradas en la literatura científico-técnica no cubren completamente la vida útil de 50 o 100 años considerada en este artículo, especialmente para algunos ambientes agresivos.

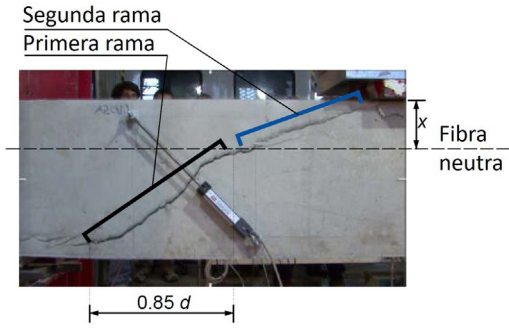


Figura 2. Definición de la fisura crítica a cortante.

2.

EL COMPRESSION CHORD CAPACITY MODEL PARA VIGAS ESBELTAS DE HORMIGÓN ARMADO Y SU EXTENSIÓN CONSIDERANDO EFECTOS ESTRUCTURALES CAUSADOS POR LA CORROSIÓN

2.1. El Compression Chord Capacity Model (CCCM)

Como se ha mencionado anteriormente, el CCCM es una versión simplificada de otro modelo que permite calcular la resistencia a cortante de elementos de hormigón armado o pretensado, que pueden, o no, contar con armadura a cortante. El modelo es válido para elementos de sección rectangular, en forma T o I, tanto para elementos esbeltos como no esbeltos. Con el fin de resumir, solamente se presentarán a continuación las ecuaciones para elementos de sección rectangular y vigas esbeltas, aun así, la metodología aplicada podría ser aplicada para cualquiera de los otros casos.

Las ecuaciones principales propuestas para el cálculo de la resistencia a cortante se presentan mediante las Ecuaciones (1)-(4):

$$V_R = V_{cu} + V_{su} \leq V_{max} \quad (1)$$

$$V_{cu} = 0.3 \zeta \frac{x}{d} f_{cm}^{2/3} b_w d \leq V_{cu, min} = 0.25 \left(\zeta K_c + \frac{20}{d_0} \right) f_{cm}^{2/3} b_w d \quad (2)$$

$$V_{su} = 1.4 \frac{A_{sw}}{s} f_{yw} (d-x) \cot \theta \quad (3)$$

$$V_{max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cm} \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \approx 0.25 f_{cm} b_w d \quad (4)$$

siendo V_{cu} y V_{su} , respectivamente, las contribuciones del hormigón y de los cercos a la resistencia a cortante, V_R . La contribución del hormigón depende de la profundidad de la fibra neutra, x/d y del factor de efecto tamaño y forma, ζ . Ambos términos se definen en las Ecs. (5) y (6).

$$\frac{x}{d} = n \rho_l \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{n \rho_l}} \right) \approx 0.75 (n \rho_l)^{1/3} \quad (5)$$

$$\zeta = \frac{2}{\sqrt{1 + \frac{d_0}{200}}} \left(\frac{d}{a} \right)^{0.2} \leq 0.45 \quad d \text{ and } d_0 \text{ in mm} \quad (6)$$

Por otro lado, la contribución de la armadura a cortante, V_{su} , y la máxima resistencia a cortante dada por el agotamiento de las bielas comprimidas, V_{max} , dependen del ángulo de las bielas comprimidas, θ , asumido en el modelo como igual a la

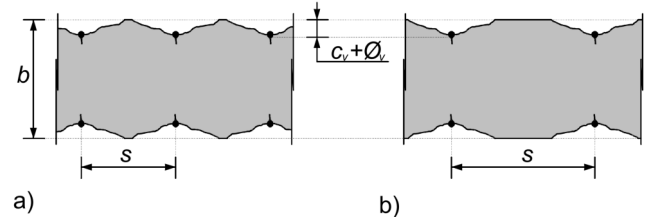


Figura 3. Vista esquemática del desconchado del hormigón en el alma de una viga debido a la corrosión. Adaptado de [10].

inclinación de la primera rama de la fisura crítica (figura 2) dada por la Ec. (7):

$$\cot \theta = \frac{0.85d}{d-x} \leq 2.5 \quad (7)$$

El resto de parámetros se pueden consultar en las anotaciones y en las referencias [13,21].

2.2. Efectos estructurales de la corrosión: simplificación para extender el CCCM

La corrosión del acero puede afectar los mecanismos resistentes a cortante debido a la pérdida de sección del armado, la reducción de la anchura del alma por el desconchado del recubrimiento del hormigón, el deterioro de la adherencia entre el acero y el hormigón y, en algunos casos, la reducción del canto efectivo cuando el hormigón deteriorado es el de la cabeza comprimida debido a la corrosión del armado longitudinal de compresión y de los cercos. Estos efectos se han simplificado tal y como se muestra en [21], para considerarlos en el CCCM de la siguiente forma:

- 1) Armadura longitudinal: se considera solamente el área del armado restante tras la pérdida por corrosión. Esto afecta de manera importante a la profundidad de la fibra neutra, x/d (Ec. 5). El parámetro básico para medir el grado de deterioro de las barras de refuerzo es, η_{sw} . Este parámetro considera el área seccional de la armadura antes y después de sufrir el daño y puede obtenerse tal y como se muestra en la Notación. La diferencia entre el deterioro causado por la corrosión inducida por carbonatación o por iones cloruros se mostrará en la Sección 3.
- 2) La expansión de los productos de la corrosión puede provocar fisuras en el hormigón y llegar a causar el desprendimiento o desconchado del recubrimiento. Como se sugiere en [10], el ancho del alma b_w deberá ser sustituido por $b_{eff,corr}$, (término definido en las Ecs. (8-9) y representado en la figura 3), cuando los cercos presenten una pérdida de sección media superior al 10%. Nótese que las ecuaciones 8 y 9 fueron modificadas ligeramente por Cladera et al. [21] para mejorar la continuidad entre ambas.

$$b_{eff,corr} = b_w - 2(c_v + \phi_v) + \frac{s}{5.5} \quad \text{if } s \leq 5.5(c_v + \phi_v) \quad (8)$$

$$b_{eff,corr} = b_w - \frac{s}{5.5} (c_v + \phi_v)^2 \quad \text{if } s > 5.5(c_v + \phi_v) \quad (9)$$

- 3) Reducción del canto de la viga: en ocasiones puede ser necesario considerarlo, consecuentemente se tendrá que reducir el canto efectivo, d , cuando aparezca el desconchado del hormigón de la cabeza comprimida. En este artículo, este fenómeno se va a considerar, con motivos ilustrativos, solo en algunos casos reduciendo el canto efectivo de la viga de d a $d-c_v$. Consultar [24] para un proceso más preciso para estimar la reducción de b o d .
- 4) La reducción del área de la sección transversal de la armadura a cortante se contempla teniendo en cuenta únicamente el área restante de los cercos (a través de $\eta_{w,sn}$, la relación de pérdida de la sección del acero del alma) cuando se calcula la contribución de los cercos V_{stc} .

Un importante efecto estructural causado por la corrosión de la armadura es el cambio en las propiedades de adherencia entre en acero y el hormigón. La pérdida de la superficie de contacto entre ambos materiales por la corrosión y fisuración del hormigón provoca una pérdida de adherencia que, eventualmente, puede conducir a roturas a cortante debido a la pérdida del anclaje. Sin embargo, la capacidad de adherencia de las barras corroídas no se proporcionaba en las bases de datos utilizadas en la extensión del CCCM, por lo que este tipo de roturas no se consideraron en [21]. Del mismo modo, la reducción en la resistencia a compresión del hormigón fisurado tampoco fue tenida en cuenta en [21]. Consecuentemente, estos dos efectos no se consideran tampoco en este artículo, pero se trabajará para tener en cuenta estos efectos en futuros refinamientos del modelo.

2.3. Verificación experimental

La mayor parte de los ensayos sobre vigas corroídas publicados utilizaron vigas no esbeltas (cortas) por lo que son poco representativos de los elementos más habituales. Por este motivo, solo se han analizado aquí las vigas esbeltas (62 ensayos). Las vigas esbeltas incluidas en la base de datos se encuentran en [21] y en el Apéndice incluido en este artículo. A su vez, estos datos fueron originalmente presentados en [6, 25-29]. La tabla 1 resume el rango de las principales variables de los 62 ensayos incluidos en la base de datos. Todas las vigas tenían sección transversal rectangular. Nótese las pequeñas dimensiones de las vigas, que no son demasiado representativas de los elementos encontrados habitualmente en ingeniería civil. Por ejemplo, h es menor o igual a 350 mm para todas las vigas de la base de datos. Por este motivo, ajustar parámetros y coeficientes en función de esta base de datos debería ser evitado. En caso contrario, los modelos derivados empíricamente a partir de esta base de datos podrían ser inseguros para vigas de mayores dimensiones.

La figura 4 muestra la correlación entre los resultados empíricos y las predicciones. Si el daño por corrosión no se considera, el modelo presenta resultados muy inseguros (rombos negros). Sin embargo, las predicciones se corrigen satisfactoriamente si se tiene en cuenta la extensión del modelo presentada en la Sección 2.2 (valor medio de la ratio V_{test}/V_{pred} igual a 1.19 y coeficiente de variación de 21.98%). La reducción del canto se considera únicamente para las vigas severamente corroídas, $\eta_{w,sn} > 75\%$, de la referencia [6] (siendo $\eta_{w,sn}$ el ratio de pérdida de sección de la armadura a cortante, ver la Notación para una definición más detallada). A pesar de los resultados razonablemente satisfactorios obtenidos al

comparar las predicciones de la resistencia a cortante usando la extensión del CCCM para vigas que han sufrido ataques por corrosión con los resultados empíricos para las vigas esbeltas incluidas en la base de datos, desarrollos futuros (fuera del alcance de este artículo) deberían incluir la consideración del deterioro de la adherencia [30, 31], la reducción de la resistencia a la compresión del hormigón fisurado y el cambio en las propiedades mecánicas de la barras corroídas [32, 33].

TABLA 1
Rango de las variables de los 62 ensayos reportados en [21].

Parámetro	Unidad	Valor mínimo	Valor máximo
b_w	mm	120	200
h	mm	180	350
f_{cm}	N/mm ²	22.5	50
ρ_l	%	1.77	3.27
ρ_w	%	0.10	0.52
a/d	-	2.5	4.7
$\eta_{l,sn}$	%	0	32
$\eta_{w,sn}$	%	0	97.2

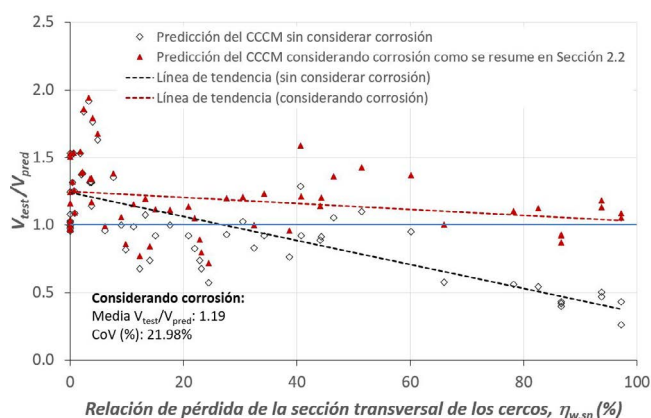


Figura 4. Correlación entre los resultados experimentales y las predicciones frente a la relación de pérdida de sección transversal de los cercos.

3. PREDICCIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE A LARGO PLAZO CONSIDERANDO EL DAÑO POR CORROSIÓN

El modelo anteriormente expuesto puede ser utilizado para predecir la evolución de la resistencia a cortante de las vigas durante su vida útil considerando el deterioro a largo plazo. Para ello, el CCCM debe ser combinado con modelos de deterioro.

El nuevo Código Estructural [23] propone un período de iniciación así como la variación del diámetro del armado debido a la corrosión en función de las distintas clases de exposición (tabla 2). Para ello, desarrolla dos modelos, uno para carbonatación y otro para penetración de cloruros. Ambos comparten la misma expresión que define la vida útil, Ec. (10):

$$t_{est} = t_{inic} + t_{prop} \quad (10)$$

Los términos t_{inic} y t_{prop} son, respectivamente, el tiempo que transcurre entre la puesta en servicio de la estructura hasta

TABLA 2

Clase de exposición y velocidad de corrosión según [23].

Tipo de ataque	Clase de exposición	Designación	Velocidad de corrosión v_{corr} ($\mu\text{m}/\text{año}$)
Corrosión inducida por carbonatación	Seco o permanentemente húmedo	XC1	1
	Húmedo, raramente seco	XC2	4
	Humedad moderada	XC3	2
	Sequedad y humedad cíclicas	XC4	5
Corrosión inducida por cloruros de origen marino	Expuesto a aerosoles marinos, pero no en contacto directo con el agua de mar	XS1	20
	Sumergido permanentemente	XS2	4
	Zona de carrera de mareas afectadas por el oleaje o salpicaduras	XS3	50
Corrosión inducida por cloruros de origen no marino	Humedad moderada	XD1	35
	Húmedo, raramente seco	XD2	20
	Ciclos humedad y secado	XD3	35

que empieza la corrosión del acero, y el tiempo que transcurre desde este punto hasta que la pérdida de sección se considera inadmisibile. Además, la normativa proporciona dos opciones dependiendo de la exposición: si la clase de exposición es XC, debe usarse el cálculo para la corrosión debido a la carbonatación; en otros casos (XS y XD) se considera ataque por ion cloruro.

Nótese el aviso incluido en el Código Estructural sobre el uso de estos modelos: “En la mayoría de los casos, las investigaciones y estudios que dan apoyo a estos modelos están en plena fase de desarrollo y maduración, siendo previsible que se vayan produciendo avances significativos en los próximos años y ampliando el conocimiento sobre los procesos de degradación que actúan sobre el hormigón”. El mismo código propone, en sus comentarios, que dada la importancia de las consecuencias derivadas de una aplicación no adecuada de estas herramientas, es muy recomendable contar con la participación de un experto en la materia.

3.1. Estimación de la vida útil utilizando el modelo de carbonatación

El tiempo de iniciación para exposiciones XC (corrosión inducida por carbonatación, ver tabla 2) se define como $t_{inic, desp}$, Ec. (11), donde c es el recubrimiento mínimo de hormigón de la armadura analizada y $k_{app, carb}$ es el coeficiente de carbonatación, cuyo valor se puede obtener a partir de la Ec. (12) si no es posible determinarlo experimentalmente según las recomendaciones detalladas en EN 12390-10 [34].

$$t_{inic, desp} = \left(\frac{c}{k_{app, carb}} \right)^2 \quad (11)$$

$$k_{app, carb} = c_{env} c_{air} a (f_{ck} + 8)^b \quad (12)$$

El parámetro c_{env} es el coeficiente de ambiente, que considera la influencia del contenido de humedad en la corrosión. Como se muestra en el código, el coeficiente vale 1 para hormigón protegido de la lluvia, 0.5 para hormigón expuesto a la lluvia, 0.3 para elementos de cimentación enterrados por encima del nivel freático y 0.2 para cimentaciones por debajo

del nivel freático. El parámetro c_{air} es el coeficiente de utilización de aireantes y vale 1 para contenidos de aire ocluido inferiores a 4.5% y 0.7 para contenidos iguales o superiores a 4.5%. Finalmente, a y b son parámetros adimensionales de ajuste que dependen del conglomerante, y en especial de las adiciones (cemento Portland: $a = 1,800$ y $b = -1.7$; cemento Portland + 28% de cenizas volantes: $a = 360$ y $b = -1.2$; cemento Portland + 9% humo de sílice: $a = 400$ y $b = -1.2$).

El tiempo de propagación del hormigón, t_{prop} , se define por la relación entre el acero perdido de una determinada sección y la velocidad de la corrosión ($\mu\text{m}/\text{año}$). Así, la profundidad de penetración de la corrosión, $\Delta\phi$, puede ser obtenida para cualquier período de tiempo mediante la Ec. (13):

$$\Delta\phi = t_{corr} v_{corr} \quad (13)$$

En el caso de carbonatación del hormigón, la corrosión del acero será homogénea y la reducción de la sección del acero tendrá lugar como se representa en la figura 5, considerando $\Delta\phi$ según la Ec. 13. El valor de la velocidad de corrosión, v_{corr} expresado en $\mu\text{m}/\text{año}$, se presenta en la tabla 2 en función de la clase de exposición. El parámetro t_{corr} es el tiempo, en años, que ha transcurrido desde el momento de inicio de la corrosión hasta el instante estudiado.

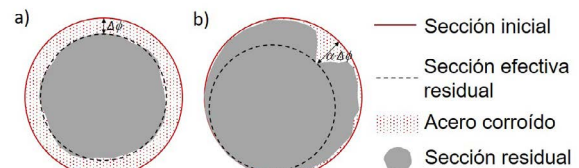


Figura 5. Sección residual de una armadura (adaptado de [24]). a) Corrosión homogénea. b) Picadura ($\alpha \leq 10$).

La figura 6 muestra la evolución a largo plazo de la resistencia a cortante para una viga sometida a carbonatación, no solo para ilustrar la viabilidad del enfoque propuesto, sino también para mostrar como la velocidad de corrosión afecta

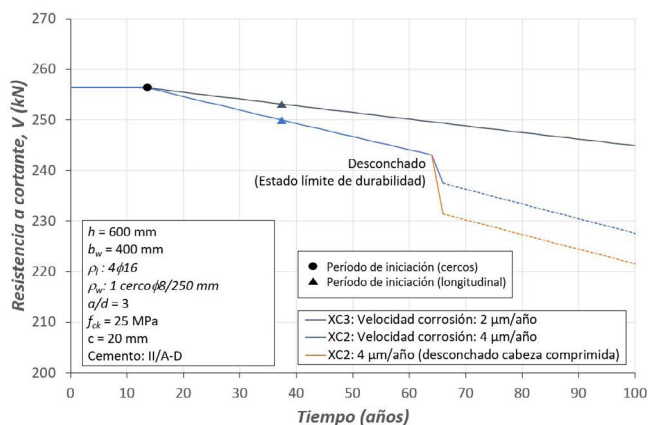


Figura 6. Ejemplo de la reducción de la resistencia a cortante de una viga de referencia para clases de exposición XC, incluyendo dos opciones para el desprendimiento del hormigón (en azul el hormigón afectado es del alma, en naranja se considera el daño del hormigón del alma y de la cabeza comprimida).

a la predicción. La resistencia a cortante de la viga intacta se calcula de acuerdo con el CCCM (Ecs. (1-7)). El período de iniciación de la corrosión, tanto para los cercos como para la armadura longitudinal, se obtiene mediante las Ecs. (11) y (12). Después del inicio de la corrosión, la ecuación. (13) permite determinar la profundidad de penetración del ataque por corrosión en cualquier instante. De nuevo, las ecuaciones (1-7) sirven para obtener la resistencia a cortante de la viga deteriorada, pero ahora considerando solo el área transversal restante de las armaduras tras la corrosión, tal y como se ha indicado en la Sección 3. En el caso mostrado en la figura 6 para la situación con la mayor velocidad de corrosión (4 $\mu\text{m}/\text{año}$, equivalente a la clase de exposición XC2) se producirá el desconchado del hormigón cuando los cercos presenten una pérdida de sección promedio equivalente al 10%. En ese instante, la figura 6 presenta dos posibles escenarios distintos. En el primero de ellos, representado por una línea azul, el desconchado del hormigón del alma de la viga se considera según las Ecs. (8) y (9), tal y como se sugiere en [10]. En el segundo escenario, representado por una línea naranja en la figura 6, combina tanto el desconchado del hormigón del recubrimiento del alma y de la cabeza comprimida. En esta segunda opción, de forma simplificada, la resistencia a cortante se ha calculado considerando una disminución del canto efectivo de la viga, del canto original d hasta $d-c$ para el elemento deteriorado, considerando para ello el desconchado del recubrimiento del hormigón de la cabeza comprimida debido a la corrosión de los cercos (no se ha considerado el efecto de la armadura longitudinal a compresión corroída, que podría ser relevante dependiendo del diámetro y número de barras). El segundo escenario (línea naranja) produce un descenso más pronunciado en la resistencia a cortante en ese instante. Dependiendo de la exposición de cada elemento se debería considerar la primera o la segunda opción.

Es preciso remarcar que este modelo tiene margen de mejora, como por ejemplo incrementar la velocidad de corrosión después del desprendimiento del hormigón, efecto que no se considera en este estudio (líneas azules y naranjas discontinuas en la figura 6). Del mismo modo, se podrían tener en cuenta diferentes enfoques para definir el inicio del descon-

chado. Por ejemplo, el Código Estructural [23] considera que el tiempo transcurrido desde el inicio de la corrosión hasta la fisuración del recubrimiento de hormigón se puede obtener por la Ec. (14):

$$t_{fis,corr} = \frac{80 \cdot c}{\phi \cdot v_{corr}} \quad (14)$$

En el caso estudiado en la figura 6 para la clase de exposición XC2, la Ec. (14) proporciona, considerando la influencia de los cercos, un valor $t_{fis,corr} = 50$ años ($c=20$ mm, $\phi=8$ mm y $v_{corr}=4$ $\mu\text{m}/\text{años}$). Este valor es más conservador que el valor de 64 años obtenido al considerar que el desconchado se produce cuando la pérdida de sección promedio de los cercos es igual al 10% (ver figura 6).

3.2. Estimación de la vida útil utilizando el modelo de ataque por cloruros

Para elementos estructurales sometidos a clases de exposición XS y XD, el avance de los cloruros no se establece como un frente (a diferencia de lo que ocurre en la corrosión por carbonatación). En el Código Estructural, el contenido límite de iones cloruro en el hormigón, C_{th} , que provoca el inicio de la corrosión en la armadura, expresado en porcentaje del peso de cemento y definido a una profundidad c , expresada en mm, y a una edad t , expresada en años, vale:

$$c_{th} = c_b + (c_s - c_b) \left[1 - \text{erf} \left(\frac{c}{\sqrt{2} D_{app,c}(t) t} \right) \right] \quad (15)$$

El parámetro C_b es el contenido de cloruros aportado por los materiales utilizados en la fabricación del hormigón, expresado en porcentaje sobre el peso de cemento, calculado según la Ec. (16), en la que $C_{b,i}$ es el contenido de iones cloruros en cada uno de los materiales componentes.

$$C_b = \sum_{i=1}^n C_{b,i} \quad (16)$$

C_s es el contenido de cloruros que se encuentra en la superficie del hormigón, expresada en porcentaje del peso de cemento. A falta de información específica adicional, C_s (expresado como porcentaje sobre el peso de hormigón) vale 0.25 para exposiciones XS1 próximas a la zona de salpicaduras, y 0.15 para otros casos de exposición XS1 siempre que la distancia a la costa sea menor a 5 km. C_s es igual a 0.4 para clases XS2, XD1, XD2, y XD3 y, finalmente, igual a 0.5 para exposiciones XS3. Estos valores están expresados como porcentaje sobre el peso del hormigón. Para convertirlos se toma 2300 kg/m^3 como densidad del hormigón y 300 kg (si no se ha especificado otro valor) como masa de cemento por metro cúbico de hormigón.

El parámetro c es el recubrimiento de hormigón, y t es el tiempo de iniciación de la corrosión, t_{mic} , calculado por la Ec. (10). Finalmente, $D_{app,c}(t)$ es el coeficiente de difusión de cloruros aparente, expresado como $\text{mm}^2/\text{año}$, a la edad t , obtenido experimentalmente. En la fase de proyecto para hormigones en clase de exposición XS3 se puede obtener mediante la Ec. (17). En este artículo, esta ecuación se ha utilizado para cualquier clase de exposición XS.

$$D_{app,c}(t) = k_e \cdot D_{app,c}(t_0) \left(\frac{t_0}{t} \right)^n \quad (17)$$

TABLA 3.

Valores indicativos del coeficiente de difusión de cloruros,

$D_{app,c}(t_0)$, valores a $t_0 = 28$ días según [23].

Tipo de conglomerante	relación $(a/c)_{eq}$ (*)			
	0.35	0.40	0.45	0.50
CEM I	-	8.9	10.0	15.8
CEM II/B-V, CEM I con adición de más del 22% de cenizas volantes	-	5.6	6.9	9.0
CEM I con adición de humo de sílice por encima del 5%	4.4	4.8	-	-
CEM III/B	-	1.4	1.9	2.8

(*) La relación agua/conglomerante efectiva $(a/c)_{eq}$ se obtendrá considerando tanto el contenido de clinker, como los de las adiciones, ponderados en este caso por sus correspondientes coeficientes de eficacia.

TABLA 4.

Tipos de cemento recomendados según la clase de exposición según [23].

Clase de exposición	Tipo de proceso	Cementos recomendados
XC	Corrosión de las armaduras de origen diferente de los cloruros	CEM I, cualquier CEM II (preferentemente CEM II/A), CEM III/A, CEM IV/A.
XS(*)	Corrosión de las armaduras por cloruros de origen marino	Muy adecuados los cementos CEM II/S, CEM II/V (preferentemente los CEM II/B-V), CEM II/P (preferentemente los CEM II/B-P), CEM II/A-D, CEM III, CEM IV (preferentemente los CEM IV/A) y CEM V/A.
XD	Corrosión de las armaduras por cloruros de origen no marino	Preferentemente, los CEM I y CEM II/A y, además, los mismos que para la clase de exposición XS.

(*) En esta clase de exposición es necesario el empleo de cementos que cumplan las prescripciones relativas a la característica adicional de resistencia al agua de mar (MR).

$D_{app,c}(t_0)$ es el coeficiente de difusión de cloruros aparente a la edad $t_0 = 28$ días. La norma EN 12390-11 [35] sugiere ensayar específicamente este valor, sin embargo, en el caso de no disponer de él, [23] ofrece los valores alternativos presentados en la tabla 3 dependiendo del tipo de cemento utilizado. n es el coeficiente de envejecimiento; de nuevo, si no es posible obtener el valor experimentalmente, el Código Estructural presenta los siguientes valores (para XS2 y XS3, utilizadas en este documento también para XS1): 0.3 para CEM I con una relación a/c entre 0.4-0.5, y 0.5 para otros casos.

Como complemento a la tabla 3, la referencia [23] ofrece también instrucciones que recomiendan el tipo de cemento para cada clase de exposición (resumido en la tabla 4 de este artículo).

Dependiendo de la temperatura media ambiental, T_{real} expresada en °C, se puede obtener k_e mediante la Ec. (18):

$$k_e = e^{4800 \left(\frac{1}{293} - \frac{1}{273 + T_{real}} \right)} \quad (18)$$

El límite en el contenido de cloruros C_{th} que marca el inicio de la corrosión también se establece en el Código Estructural como igual a 0.60 (% sobre peso de cemento) para XS1, XS3, XD1 y XD2, y en 0,80 para XS2 y 0.40 para XD3. Para ar-

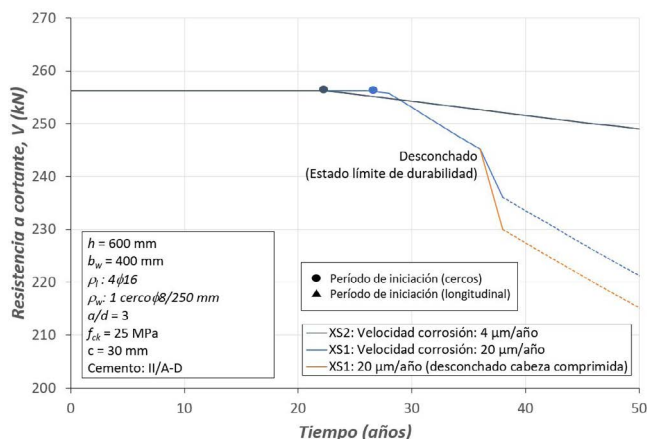


Figura 7. Ejemplo de la reducción de la resistencia a cortante de una viga de referencia para las exposiciones marinas XS1 y XS2, incluyendo dos opciones para el desprendimiento del hormigón (en azul el hormigón afectado es del alma, en naranja se considera el daño del hormigón del alma y de la cabeza comprimida). Coeficiente de picadura $\alpha = 2$ considerado en los cálculos (ver figura 5).

maduras activas, el valor límite del contenido de cloruros a la altura de la armadura de pretensado será $C_{th} = 0.30$ en el caso general y 0.20 para la clase de exposición XD3. Por lo tanto, el objetivo es establecer el tiempo t en la Ec. (15) a partir del cual el contenido de cloruros alcanza el valor umbral C_{th} .

Como anteriormente en el modelo de carbonatación, la Ec. (13) permite calcular la profundidad de penetración de la corrosión, $\Delta\phi$, que a su vez permitirá obtener el área de armadura remanente tras la pérdida de sección transversal por los efectos de la corrosión. Las Ecs. (1-4) permitirán calcular la evolución de la resistencia a cortante a través del tiempo. La figura 7 muestra los resultados de una viga expuesta a ambientes marinos XS, considerando en este caso una vida útil de proyecto de 50 años debido a la mayor incertidumbre ligada al deterioro en ambientes marinos. El ejemplo de la figura 7 muestra como el recubrimiento en elementos permanentemente sumergidos (XS2) no llega al punto de desconcharse. Contrariamente, el ejemplo indica que el mismo elemento ubicado en una zona de salpicaduras sufre un descenso mucho más rápido de la resistencia a cortante. Una vez más, la pérdida de sección transversal del 10% marca el uso de las Ecs. (8)-(9), utilizadas para evaluar la disminución de la resistencia a cortante cuando sí se produce la fisuración del hormigón del recubrimiento. En la figura 7, de forma similar al caso visto de la figura 6, aparece una comparación entre distintos modos de considerar el desconchado, con una línea azul, considerando solo el desconchado del alma lateral, y con una línea naranja, considerando tanto el desconchado del alma lateral como el de la cabeza comprimida.

Nótese que el Código Estructural no define claramente el modo en el que han de tenerse en cuenta los efectos de las picaduras localizadas en elementos afectados por los ataques de la corrosión inducida por cloruros. Sin embargo, según [24], la profundidad de la penetración del ataque puede estimarse igual a $\alpha \cdot \Delta\phi$ (ver figura 5.b), donde α es un coeficiente que depende del tipo de ataque y que puede alcanzar valores de hasta 10 cuando la corrosión es altamente localizada (pitting). En este artículo se considera $\alpha = 2$, lógicamente el uso de un valor mayor produciría una reducción más rápida de la resistencia. El hecho de considerar $\alpha = 2$ provoca que,

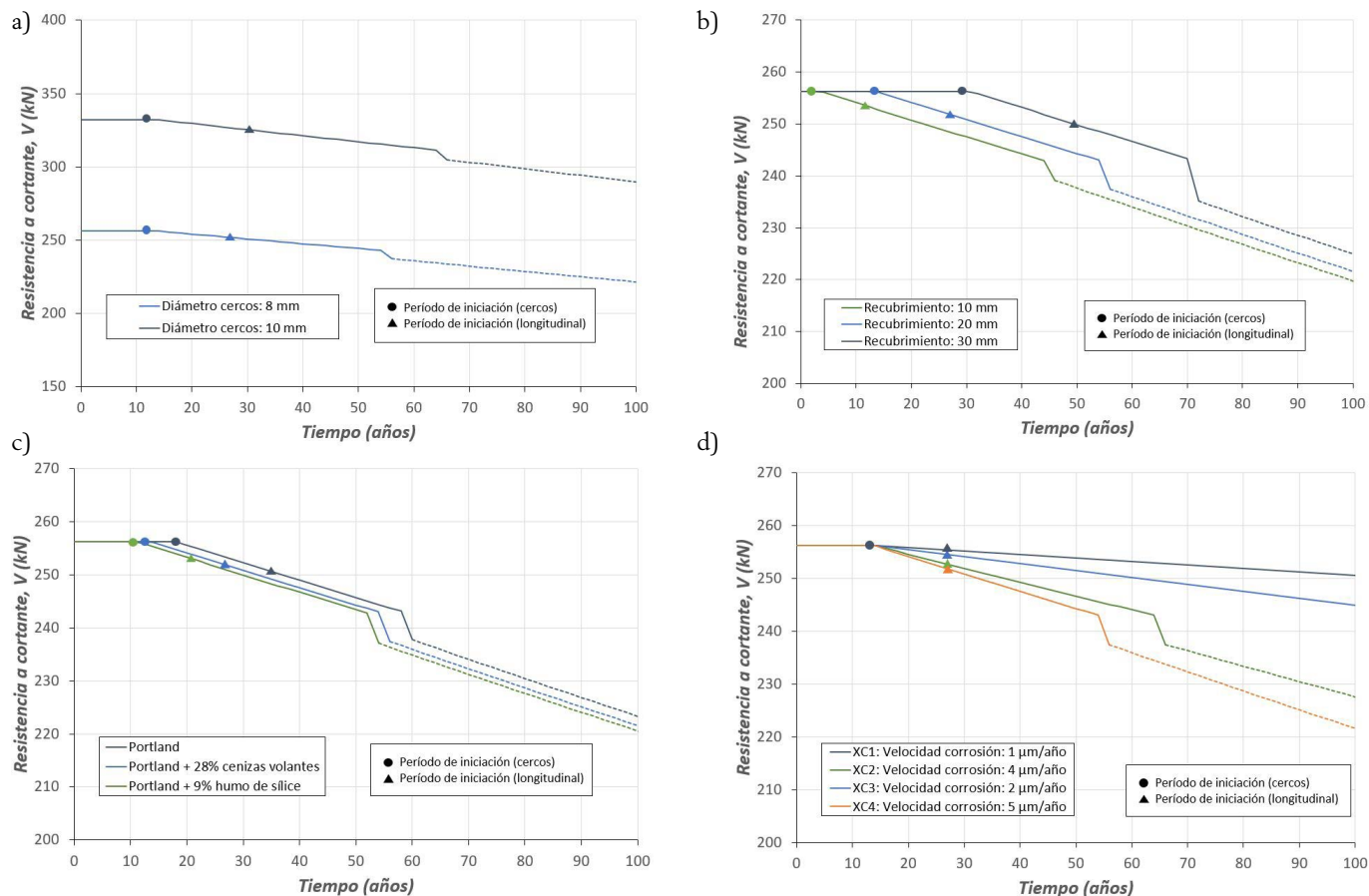


Figura 8. Predicción a largo plazo de la resistencia a cortante para corrosión inducida por carbonatación y exposición XC4. a) Efecto de diferentes diámetros. b) Importancia del recubrimiento sobre el periodo de iniciación. c) Variación del periodo según conglomerante. d) Variación de la resistencia a cortante según velocidad de corrosión. ($c = 20$ mm, $h = 600$ mm, $b_w = 400$ mm, $\rho_l = 4\phi 16$, $\rho_w = 1\phi 8/250$ mm ($1\phi 10/250$ mm en figura a) cuando el diámetro del cerco es 10 mm), $f_{ck} = 25$ MPa)

para la misma velocidad de corrosión (por ejemplo, $4 \mu\text{m/año}$, correspondiente a clases de exposición XC2 y XS2, ver tabla 2), la sección transversal residual efectiva (ver figura 5) disminuirá al mismo ritmo para la corrosión causada por la carbonatación que para corrosión por iones cloruro. Para más información acerca de la reducción del área de la armadura de barras sometidas a corrosión localizada (*pitting*) se recomienda consultar la referencia [24]. Se debe considerar también que el modelo aquí utilizado para la penetración de cloruros no considera el efecto de la fisuración del hormigón. En [36] se presenta, aplica y analiza más información relacionada con diferentes enfoques sobre cómo extender las ecuaciones de penetración de cloruros en hormigón fisurado.

4. ANÁLISIS PARAMÉTRICO PARA MOSTRAR LA VIABILIDAD DE PREDECIR LA RESISTENCIA A CORTANTE A LARGO PLAZO SEGÚN LOS MODELOS UTILIZADOS

La capacidad del CCCM en combinación con los dos modelos de deterioro para adaptarse a distintas condiciones para predecir la resistencia a cortante a largo plazo se muestra mediante los ejemplos de las figuras 8 y 9. Nótese que en estos ejemplos no se ha considerado la posibilidad de desconchado del hormigón de la cabeza comprimida, previéndose únicamente el

desconchado del recubrimiento de hormigón del alma.

La figura 8 muestra el efecto de distintos parámetros en la evolución de la resistencia a cortante debido a la corrosión de los cercos por carbonatación del hormigón. Por ejemplo, en el caso de la figura 8.a se observa el efecto del diámetro de los cercos en clases de exposición XC4 (corrosión por carbonatación con sequedad y humedad cíclicas). Aunque la evolución es similar, un mayor diámetro implica un mayor periodo de tiempo hasta que la pérdida de sección transversal alcanza un 10% (el valor considerado en este artículo a partir del cual se considera que se produce el desconchado de hormigón del recubrimiento). La figura 8.b sirve para demostrar la gran influencia que tiene el recubrimiento de hormigón, c , y la figura 8.c muestra la influencia de las adiciones utilizadas y sus efectos en la durabilidad. Finalmente, en el caso expuesto en la figura 8.d puede verse la importancia de la velocidad de corrosión, v_{corr} , para clases de exposición XC ($1 \mu\text{m/año}$ para XC1, $4 \mu\text{m/año}$ para XC2, $2 \mu\text{m/año}$ para XC3, $5 \mu\text{m/año}$ para XC4). Bajo las mismas condiciones, el modelo predice el desconchado del hormigón del recubrimiento para las clases de exposición XC2 y XC4 debido a su mayor velocidad de corrosión.

Por otro lado, la figura 9 resume el efecto de los distintos parámetros que afectan la evolución de la resistencia a cortante a largo plazo por corrosión inducida por penetración de iones de cloruro. En este caso, el modelo presentado en la Sección 3.2 cuenta con más parámetros a ser contemplados,

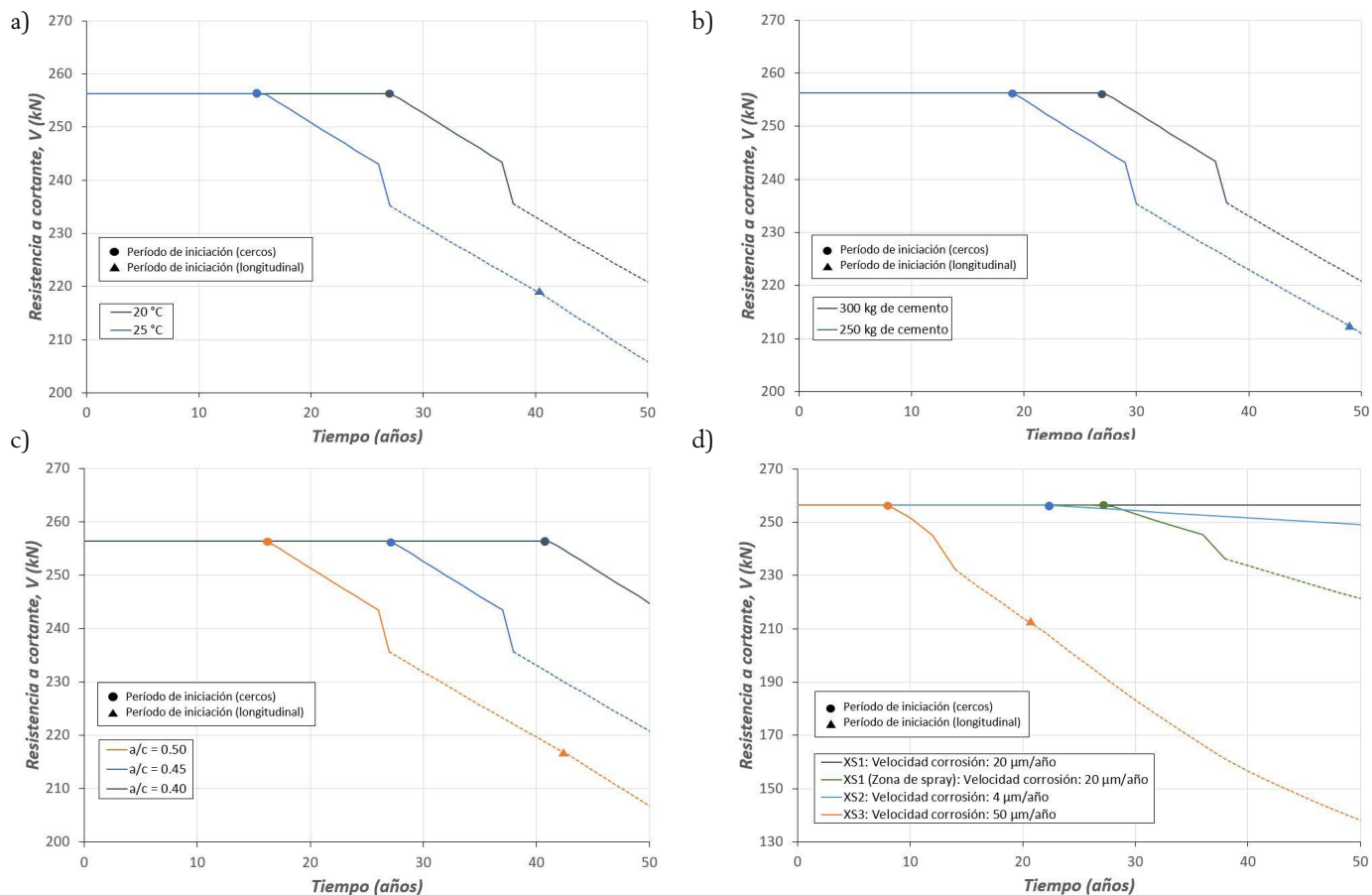


Figura 9. Predicción a largo plazo de la resistencia a cortante para elementos sometidos a los efectos de la corrosión inducida por iones cloruros. a) Efecto de diferentes temperaturas en el período de iniciación. b) Efecto del contenido de cemento. c) Impacto de la relación a/c . d) Influencia de las distintas clases de exposición XS. ($c = 30$ mm, $h = 600$ mm, $b_w = 400$ mm, $\rho_l = 4\phi 16$, $\rho_w = 1\phi 8/250$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa, coeficiente de picadura $\alpha = 2$ considerado para los cálculos, ver figura 5).

como el efecto de la temperatura, del contenido de cemento, la relación agua/cemento, a/c , o la naturaleza de las adiciones. Por ejemplo, la figura 9.a demuestra como una temperatura media más elevada acorta el período de iniciación. Se podría obtener un resultado similar al utilizar un menor contenido de cemento (figura 9.b).

La figura 9.c compara las predicciones para distintas relaciones a/c : a menor relación a/c , mayores períodos de iniciación y, consecuentemente, más protegido estará el elemento frente a la corrosión.

Por último, la clase de exposición define la velocidad de corrosión (como se ha definido en la tabla 2), pero también condiciona el contenido de cloruros en la superficie del hormigón. La figura 9.d representa la iniciación de la corrosión y la disminución de la resistencia a cortante para vigas idénticas expuestas a diferentes ambientes marinos. Si la clase de exposición es XS1 (expuesto a aerosoles marinos, pero no en contacto directo con el agua del mar) y está fuera de la zona de spray, el período de iniciación es mayor que 100 años; para XS1 dentro de la zona de spray (mayor C_s) el período de iniciación es de 27 años; finalmente para XS2 (sumergido permanentemente en agua de mar) y XS3 (zona de carrera de mareas, afectadas por el oleaje o salpicaduras), el período de iniciación es de 22 y 9 años. Además, debido a las altas velocidades de corrosión en ambientes XS3, el desprendimiento del hormigón del recubrimiento aparece antes. El caso particular representado por la línea naranja en la figura 9.d (XS3, zona de carrera de mareas o

salpicaduras) claramente sería un caso de diseño no aceptable: un recubrimiento demasiado pequeño ($c = 30$ mm) y una resistencia a compresión del hormigón baja ($f_{ck} = 25$ N/mm²) para un ambiente muy agresivo. Se debe tener en cuenta que para los diferentes casos representados en la figura 9, el período de inicio de la corrosión del armado longitudinal aparece después del desprendimiento del hormigón del recubrimiento. Los modelos de durabilidad incluidos en el Código Estructural limitan la vida útil al instante del desprendimiento del revestimiento (o la fisuración del recubrimiento). Por lo tanto, los resultados más allá de ese punto, marcados con líneas discontinuas en las figuras 6-9, están en realidad más allá del límite de aplicabilidad del modelo en esta etapa de desarrollo.

5. CONCLUSIONES

La aplicación conjunta del CCCM con dos modelos de deterioro incluidos en el Código Estructural, un modelo de carbonatación y un modelo de corrosión inducida por iones cloruro, permite predecir, por primera vez, la evolución de la resistencia a cortante a largo plazo. Además, se ha mostrado la capacidad de proporcionar predicciones razonables bajo diversas circunstancias a pesar de las simplificaciones realizadas, como no considerar el deterioro de la adherencia entre el acero corroído y el hormigón o la reducción de la resistencia a compresión del hormigón

fisurado de la cabeza comprimida. Se han presentado distintos casos de estudio en los que se puede comparar la evolución de la resistencia a cortante bajo distintos escenarios. En base a los resultados, se han obtenido las siguientes conclusiones:

1. El CCCM presenta predicciones satisfactorias de la resistencia a cortante de vigas con cercos y/o armaduras longitudinales corroídas al compararlas con resultados empíricos.
2. Los dos modelos de deterioro considerados para la carbonatación del hormigón carbonatado o la corrosión inducida por ion cloruro tienen en cuenta un número considerable de parámetros para calcular el período de iniciación de la corrosión y, dependiendo de la clase de exposición, definen diferentes velocidades de corrosión para la propagación de la corrosión. La combinación del período de iniciación y la propagación de la corrosión permite obtener la pérdida de sección transversal de la armadura en cualquier instante de tiempo considerado.
3. Las picaduras localizadas por iones de cloruro (*pitting*) pueden producir reducciones rápidas de las secciones residuales efectivas de la barra (ver [figura 5](#)). En este trabajo se ha considerado el coeficiente de picadura $\alpha = 2$, aunque en la literatura científico-técnica se han propuesto valores hasta 10, como se ha comentado anteriormente.
4. La predicción de la pérdida de la sección transversal de la armadura, combinada con el CCCM, permite realizar predicciones preliminares de la evolución de la resistencia a cortante a largo plazo para diferentes clases de exposición.
5. Los modelos de deterioro considerados todavía no permiten todas las combinaciones posibles de clases de exposición y, en ocasiones, sería necesario obtener experimentalmente algunos parámetros importantes.

Finalmente, cabe señalar que tanto la resistencia a cortante como el deterioro del armado se tratan como valores deterministas en este artículo. Sin embargo, principalmente debido a la alta incertidumbre que conlleva el proceso de corrosión de la armadura de refuerzo, esta investigación debería ampliarse para considerar variables y modelos clave desde una perspectiva probabilística. Además, para la aplicación práctica real, sería necesario combinar las predicciones de resistencia a cortante a largo plazo presentadas en este artículo con predicciones de resistencia a flexión, también a largo plazo, con el objetivo de evitar un posible cambio en el modo de rotura de los elementos de hormigón armado durante toda la vida útil de la estructura, pasando de una rotura por flexión dúctil a una rotura frágil a cortante.

Agradecimientos

Los autores desean agradecer los proyectos PID2021-123701OB-C22 y RTI2018-099091-B-C22 financiados por MCIN/AEI/10.13039/501100011033 y por FEDER-Una manera de hacer Europa. También agradecemos al Dr. Antonio Marí, al Dr. Carlos Ribas y al Dr. Joaquín Ruiz por su ayuda en el desarrollo de la primera etapa de esta investigación, que se resume en [22] y se presentó en el congreso CACRCS Days 2021 (organizado por CTE y fib). Asimismo, queremos expresar nuestro agradecimiento a la Dra. Imma Estrada por ceder nos la fotografía de la [figura 1](#) (Ballenera de Quintay, Chile).

Referencias

- [1] Pacheco-Torgal F, Melchers RE, Shi X, De Belie N, Van Tittelboom K, Sáez A. Eco-efficient Repair and Rehabilitation of Concrete Infrastructures. Eco-Efficient Repair Rehabil Concr Infrastructures 2018;1:–757. doi:10.1016/C2016-0-04100-1.
- [2] Stewart MG, Wang X, Nguyen MN. Climate change impact and risks of concrete infrastructure deterioration. Eng Struct 2011;33:1326–37. doi:10.1016/J.ENGSTRUCT.2011.01.010.
- [3] Bastidas-Arteaga E, Stewart MG. Damage risks and economic assessment of climate adaptation strategies for design of new concrete structures subject to chloride-induced corrosion. Struct Saf 2015;52:40–53. doi:10.1016/J.STRUSAFE.2014.10.005.
- [4] Rózsás Á, Kovács N, Vigh LG, Sýkora M. Climate change effects on structural reliability in the Carpathian Region. Q J Hungarian Meteorol Serv n.d.;120:103–25.
- [5] Eklou SO. Implications of global CO2 emissions on natural carbonation and service lifespan of concrete infrastructures – Reliability analysis. Cem Concr Compos 2020;114. doi:10.1016/j.cemconcomp.2020.103744.
- [6] Rodríguez J, Ortega LM, Casal J. Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement. Constr Build Mater 1997;11:239–48. doi:10.1016/S0950-0618(97)00043-3.
- [7] Fernández I, Bairán JM, Mari AR. Corrosion effects on the mechanical properties of reinforcing steel bars. Fatigue and σ - ϵ behavior. Constr Build Mater 2015;101:772–83. doi:10.1016/j.conbuildmat.2015.10.139.
- [8] Al-Sulaimani GJ, Kaleemullah M, Basunbul IA, Rasheeduzzafar. Influence of corrosion and cracking on bond behavior and strength of reinforced concrete members. ACI Struct J 1990;87:220–31. doi:10.14359/2732.
- [9] Alonso C, Andrade C, Rodríguez J, Díez JM. Factors controlling cracking of concrete affected by reinforcement corrosion. Mater Struct Constr 1996;31:435–41. doi:10.1007/bf02480466.
- [10] Higgins C, Farrow WC, Potisuk T, Miller TH, Yim SC, Holcomb GR, et al. Shear Capacity Assessment of Corrosion-Damaged Reinforced Concrete Beams. No. FHWA-OR-RD-04-06. Oregon. Dept. of Transportation. Research Unit, 2003.
- [11] Calvi GM, Moratti M, O'Reilly GJ, Scatreggia N, Monteiro R, Malomo D, et al. Once upon a Time in Italy: The Tale of the Morandi Bridge. Struct Eng Int 2019;29:198–217. doi:10.1080/10168664.2018.1558033.
- [12] Lu X, Guan H, Sun H, Li Y, Zheng Z, Fei Y, et al. A preliminary analysis and discussion of the condominium building collapse in surfside, Florida, US, June 24, 2021. Front Struct Civ Eng 2021. doi:10.1007/s11709-021-0766-0.
- [13] Cladera A, Mari A, Bairán JM, Ribas C, Oller E, Duarte N. The compression chord capacity model for the shear design and assessment of reinforced and prestressed concrete beams. Struct Concr 2016;17:1017–32. doi:10.1002/suco.201500214.
- [14] Mari A, Bairán J, Cladera A, Oller E, Ribas C. Shear-flexural strength mechanical model for the design and assessment of reinforced concrete beams. Struct Infrastruct Eng 2015;11:1399–419. doi:10.1080/15732479.2014.964735.
- [15] Bairán JM, Mendiña R, Mari A, Cladera A. Shear strength of non-slender reinforced concrete beams. ACI Struct J 2020;117:277–89. doi:10.14359/51721369.
- [16] Mari A, Spinella N, Recupero A, Cladera A. Mechanical model for the shear strength of steel fiber reinforced concrete (SFRC) beams without stirrups. Mater Struct Constr 2020;53. doi:10.1617/s11527-020-01461-4.
- [17] Mari A, Cladera A, Ribas C, Oller E, Bairán J. Simplified Multi-Action Shear Model for Plain or Steel Fibre Reinforced Concrete Beams Longitudinally Reinforced with Steel or FRP Bars. Towar. a Ration. Underst. Shear beams slabs - fib Bull. 85, 2018, p. 260–73.
- [18] Rius JM, Cladera A, Ribas C, Mas B. Shear strengthening of reinforced concrete beams using shape memory alloys. Constr Build Mater 2019;200:420–35. doi:10.1016/j.conbuildmat.2018.12.104.
- [19] Montoya-Coronado LA, Ruiz-Pinilla JG, Ribas C, Cladera A. Experimental study on shear strengthening of shear critical RC beams using iron-based shape memory alloy strips. Eng Struct 2019;200:109680. doi:10.1016/j.engstruct.2019.109680.
- [20] Cladera A, Ribas C, Oller E, Mari A. Shear fatigue strength of reinforced concrete members without transverse reinforcement according to the compression chord capacity model. Eng Struct 2020;211. doi:10.1016/j.engstruct.2020.110495.
- [21] Cladera A, Mari A, Ribas C. Mechanical model for the shear strength prediction of corrosion-damaged reinforced concrete slender and non slender beams. Eng Struct 2021;247:113163. doi:10.1016/J.ENGSTRUCT.2021.113163.

- [22] Cladera A, Frontera A, Ribas C, Ruiz-Pinilla JG, Mari A. Mechanical model for the long-term shear strength prediction of corrosion-damaged reinforced concrete beams. In: Belletti B, Coronelli D, editors. *Capacit. Assess. Corroded Reinforc. Concr. Struct. Proc. fib CACRCS DAYS 2021, On-Line Event: Fédération Internationale du Béton (fib)*; 2021, p. 135–8.
- [23] Ministerio de Transportes Movilidad y Agenda Urbana. Código estructural. Real Decreto y Articulado (Volumen I). 1a edición. Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana; 2021.
- [24] EC Innovation Programme IN30902I. CONTECVET: A validated Users Manual for assessing the residual service life of concrete structures. 2001. Available at: https://www.ietcc.csic.es/wp-content/uploads/1989/02/manual_contecvet_ingles.pdf
- [25] Zhao YX, Jin WL. Analysis on shearing capacity of concrete beams with corroded stirrups (in Chinese). *J Zhejiang Univ (Eng Sci)* 2012;8:19–24.
- [26] Xue X, Seki H, Chen ZW. Shear capacity of RC beams containing corroded longitudinal bars. Proc. Thirteenth East Asia-Pacific Conf. Struct. Eng. Constr., Sapporo, Japan: The Thirteenth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction (EASEC-13); 2013, p. C-6–2.
- [27] Xue X, Seki H, Song Y. Shear Behavior of RC Beams Containing Corroded Stirrups. *Adv Struct Eng* 2014;17:165–77. doi:10.1260/1369-4332.17.2.165.
- [28] El-Sayed AK, Hussain RR, Shuraim AB. Influence of Stirrup Corrosion on Shear Strength of Reinforced Concrete Slender Beams. *ACI Struct J* 2016;113:1223–32. doi:10.14359/51689147.
- [29] Lu Z-H, Li H, Li W, Zhao Y-G, Tang Z, Sun Z. Shear behavior degradation and failure pattern of reinforced concrete beam with chloride-induced stirrup corrosion. *Adv Struct Eng* 2019;22:2998–3010. doi:10.1177/1369433219855917.
- [30] Anaya P, Martín-Pérez B, Rodríguez J, Andrade C. Transfer length of corroded wires in prestressed concrete members. *Struct Concr* 2022;23:154–71. doi:10.1002/suco.202100265.
- [31] Bartolozzi M, Casas JR, Domaneschi M. Bond deterioration effects on corroded RC bridge pier in seismic zone. *Struct Concr* 2022;23:51–66. doi:10.1002/suco.202000681.
- [32] Sánchez Montero J, Rebolledo Ramos N, Torres Martín JE. Comportamiento frágil de las armaduras corroídas. *Hormigón y Acero* 2022;In press. doi:10.33586/hya.2020.2434.
- [33] Caprili S, Mattei F, Salvatore W. Structural and economical performance of reinforced concrete frames with Dual-Phase and TempCore® steel rebars in uncorroded and corroded conditions. *Struct Concr* 2022;23:67–80. doi:10.1002/suco.202100253.
- [34] CEN/TC 104. EN 12390-10:2018 Testing hardened concrete - Part 10: Determination of the carbonation resistance of concrete at atmospheric levels of carbon dioxide. 2018.
- [35] CEN/TC 104. EN 12390-11:2015 Testing hardened concrete - Part 11: Determination of the chloride resistance of concrete, unidirectional diffusion. 2015.
- [36] Schultheiß AL, Patel RA, Vogel M, Dehn F. Comparative study of probabilistic modeling approaches for chloride ingress in concrete structures with macro-cracks. *Struct Concr* 2022;1–14. doi:10.1002/suco.202200069.

Notación

- a** Luz a cortante, medida entre el eje del soporte y el eje de la carga. Para proyecto, en elementos con longitud L sometidos a una carga uniformemente repartida, $a = 0.25L$ para vigas simplemente apoyadas, y $a = 0.5L$ en el caso de vigas en voladizo. Además, $a = 0.2L$ para las regiones de momento positivo en vigas continuas de luz L y $a = 0.15L$ para regiones de momento negativo.
- $b_{eff,corr}$** ancho del alma efectivo después del desconchado del hormigón del recubrimiento
- b_w** ancho del alma
- c, c_v** recubrimiento de hormigón
- d** canto útil de la sección
- d_0** canto útil de una sección, d , pero no inferior a 100 mm
- f_{cm}** valor medio de la resistencia a compresión del hormigón sobre probeta cilíndrica (150x300 mm)
- f_{cm}** valor medio de la resistencia del hormigón a tracción considerada en este artículo igual a $0.30 \cdot f_{cm}^{2/3}$ en MPa, pero no mayor a 4.60 MPa
- f_{yw}** límite elástico de la armadura a cortante
- h** canto de la sección
- n** relación modular, E_s/E_c
- s** separación entre cercos
- x** profundidad de la fibra neutra de la sección fisurada, obtenida asumiendo resistencia a tracción nula
- z** brazo mecánico. En el análisis a cortante de vigas de hormigón armado sin esfuerzos axiales, generalmente se usa $z \approx 0.9d$ como valor aproximado
- A_0** área de la sección transversal del acero antes de la corrosión
- A_{min}** área de la sección transversal del acero después de la corrosión. Ver figura 5 para observar las diferencias entre la corrosión causada por carbonatación o iones cloruros
- A_s** área de la sección transversal de la armadura longitudinal a tracción
- A_{sv}** área de la sección transversal de la armadura a cortante
- E_c** módulo de elasticidad secante del hormigón, considerado igual a $E_c = 22,000(f_{cm}/10)^{0.3} \times 39$ GPa en este artículo
- E_s** módulo de elasticidad del acero, considerado igual a 200,000 MPa
- K_c** igual a la profundidad relativa de la fibra neutra, x/d , pero no mayor a 0.20; Ec. (2)
- V_{cu}** contribución del hormigón a la resistencia a cortante; ver Ec. (2)
- $V_{cu,min}$** contribución mínima del hormigón a la resistencia a cortante; ver Ec. (2)
- V_{max}** máxima resistencia a cortante que puede ser resistida por el elemento, limitada por el agotamiento de las bielas comprimidas; ver Ec. (4)
- V_{pred}** predicción de la resistencia a cortante
- V_{su}** contribución de la armadura a cortante la resistencia a cortante; ver Ec. (3)
- V_{test}** resistencia a cortante obtenida en un ensayo
- α** coeficiente de picadura (ver definición gráfica en figura 5b). En este artículo se considera $\alpha = 2$ (se pueden encontrar valores de hasta 10 en la literatura científica)
- α_{cv}** coeficiente que considera el estado tensional de las bielas. Véase el Eurocódigo 2 para más información
- η_{sn}** relación de pérdida de sección obtenida como:
- $$\eta_{sn} = \frac{A_0 - A_{min}}{A_0} \times 100\% = \frac{\phi_0^2 - \phi_{min}^2}{\phi_0^2} \times 100\%$$
- $\eta_{l,sn}$** relación de pérdida de la sección de la armadura longitudinal
- $\eta_{w,sn}$** relación de pérdida de la sección de la armadura a cortante
- v_l** factor de reducción de la resistencia a cortante para hormigón fisurado. Véase el Eurocódigo 2 para más información
- θ** ángulo entre la biela comprimida de hormigón y el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante, dado por Ec. (7)
- ϕ_0** diámetro de la sección transversal del acero antes de la corrosión
- ϕ_{min}** diámetro de la sección transversal del acero después de la corrosión. Ver figura 5 para diferencias entre la corrosión causada por la carbonatación del hormigón y por iones cloruro
- ϕ_v** diámetro del cerco
- ρ_l** cuantía de armadura traccionada referida al canto efectivo d y al ancho del alma b_w para vigas con sección rectangular
- ρ_w** cuantía de armadura transversal (armadura a cortante)
- ξ** factor de efecto tamaño y esbeltez, dado por Ec. (6)

APÉNDICE

TABLE A1

Referencia	Espécimen	f_{yk150} (N/mm ²)	h (mm)	b_w (mm)	d (mm)	ρ_l (%)	ρ_v (%)	f_c (N/mm ²)	f_{cr} (N/mm ²)	s (mm)	a/d	η_{con} (%)	η_{con} (%)	V_{test} (kN)	$V_{pred,LCCM}$ (kN)	V_{test}/V_{pred}
Rodríguez <i>et al.</i> (1997) ^[61]	123	35.0	200	150	170	1.77	0.22	585	626	170	4.7	12.3	78.2	37.3	37.5	1.10
	124	35.0	200	150	170	1.77	0.22	585	626	170	4.7	15.4	86.6	27.9	33.6	0.92
	125	35.0	200	150	170	1.77	0.22	585	626	170	4.7	15.1	93.8	31.4	30.6	1.13
	136	37.0	200	150	170	1.77	0.22	585	626	170	4.7	13.5	86.6	29.1	34.7	0.93
	135	37.0	200	150	170	1.77	0.22	585	626	170	4.7	13.8	93.8	33.9	31.7	1.18
	215	35.0	200	150	170	1.77	0.22	585	626	170	4.7	10.7	66.0	38.6	42.8	1.00
	216	35.0	200	150	170	1.77	0.22	585	626	170	4.7	11.6	82.6	36.2	35.7	1.12
	213	35.0	200	150	170	1.77	0.22	585	626	170	4.7	14.1	86.6	26.6	33.8	0.87
	214	35.0	200	150	170	1.77	0.22	585	626	170	4.7	15.4	97.2	28.7	29.2	1.09
	315	37.0	200	150	170	1.77	0.45	585	626	85	4.7	16.9	97.2	27.7	29.0	1.06
Zhao and Jin (2012) ^[25]	1-0	22.5	180	150	150	2.79	0.25	369	332	150	3.1	0.0	0.0	80	52.2	1.53
	1-1	22.5	180	150	150	2.79	0.25	369	332	150	3.1	0.0	0.6	80	52.1	1.54
	1-2	22.5	180	150	150	2.79	0.25	369	332	150	3.1	0.0	1.8	80	51.8	1.54
	1-3	22.5	180	150	150	2.79	0.25	369	332	150	3.1	0.0	2.4	96	51.7	1.86
	1-4	22.5	180	150	150	2.79	0.25	369	332	150	3.1	0.0	3.3	100	51.5	1.94
	1-5	22.5	180	150	150	2.79	0.25	369	332	150	3.1	0.0	4.0	92	51.3	1.79
	2-0	22.5	180	150	150	2.79	0.38	369	332	100	3.1	0.0	0.0	96	63.8	1.51
	2-1	22.5	180	150	150	2.79	0.38	369	332	100	3.1	0.0	0.4	84	63.6	1.32
	2-2	22.5	180	150	150	2.79	0.38	369	332	100	3.1	0.0	0.7	80	63.5	1.26
	2-3	22.5	180	150	150	2.79	0.38	369	332	100	3.1	0.0	2.2	88	63.0	1.40
	2-4	22.5	180	150	150	2.79	0.38	369	332	100	3.1	0.0	3.5	84	62.6	1.34
	2-5	22.5	180	150	150	2.79	0.38	369	332	100	3.1	0.0	4.9	104	62.1	1.67
	3-0	22.5	180	150	150	2.79	0.45	369	332	150	3.1	0.0	0.0	72	70.0	1.03
	3-1	22.5	180	150	150	2.79	0.45	369	332	150	3.1	0.0	0.8	76	69.7	1.09
	3-2	22.5	180	150	150	2.79	0.45	369	332	150	3.1	0.0	2.0	96	69.2	1.39
	3-3	22.5	180	150	150	2.79	0.45	369	332	150	3.1	0.0	3.8	80	68.5	1.17
	3-4	22.5	180	150	150	2.79	0.45	369	332	150	3.1	0.0	3.8	92	68.5	1.34
3-5	22.5	180	150	150	2.79	0.45	369	332	150	3.1	0.0	3.7	92	68.5	1.34	
Xue <i>et al.</i> (2013) ^[26]	B(2.6)-m1s	35.1	240	120	220	2.17	0.39	706	300	120	2.6	5.0	0.0	77.4	75.0	1.03
	B(2.6)-m2s	35.9	240	120	220	2.17	0.39	706	300	120	2.6	32.0	0.0	82.1	70.7	1.16
	B(3.2)-m1s	34.9	240	120	220	2.17	0.39	706	300	120	3.2	8.0	0.0	70.5	72.8	0.97
	B(3.2)-m2s	33.3	240	120	220	2.17	0.39	706	300	120	3.2	8.5	0.0	71.7	71.8	1.00
Xue <i>et al.</i> (2014) ^[27]	B (39)-s0	33.1	240	120	220	2.17	0.39	706	300	120	2.6	0.0	0.0	74.0	74.4	1.00
	B (39)-s1	34.2	240	120	220	2.17	0.39	706	300	120	2.6	0.8	6.1	72.0	72.7	0.99
	B (39)-s2	33.9	240	120	220	2.17	0.39	706	300	120	2.6	1.0	11.2	74.1	64.2	1.15
	B (39)-s3	34.6	240	120	220	2.17	0.39	706	300	120	2.6	1.6	20.9	69.5	61.0	1.14
	B (39)-s4	35.1	240	120	220	2.17	0.39	706	300	120	2.6	1.8	27.6	70.4	58.8	1.20
	B (39)-s5	34.9	240	120	220	2.17	0.39	706	300	120	2.6	0.9	34.2	69.5	56.3	1.23
	B (52)-s0	33.1	240	120	220	2.17	0.52	706	300	90	2.6	0.0	0.0	84.1	86.6	0.97
	B (52)-s1	34.9	240	120	220	2.17	0.52	706	300	90	2.6	0.8	9.0	87.9	83.2	1.06
	B (52)-s2	34.6	240	120	220	2.17	0.52	706	300	90	2.6	0.7	15.0	80.7	72.3	1.12
	B (52)-s3	33.9	240	120	220	2.17	0.52	706	300	90	2.6	0.7	22.0	72.1	68.6	1.05
El-Sayed <i>et al.</i> (2016) ^[28]	B10-200	34.9	350	200	325	3.27	0.25	480	495	200	3	0.0	9.8	157	182.7	0.86
	B20-200	40.7	350	200	325	3.27	0.25	480	495	200	3	0.0	23.1	136	168.0	0.81
	B10-150	34.6	350	200	325	3.27	0.34	480	495	150	3	0.0	14.0	166	193.5	0.86
	B20-150	40.9	350	200	325	3.27	0.34	480	495	150	3	0.0	22.8	173	190.4	0.91
	B10-100	44.4	350	200	325	3.27	0.50	480	495	100	3	0.0	12.2	204	260.2	0.78
	B20-100	44.0	350	200	325	3.27	0.50	480	495	100	3	0.0	24.5	172.5	236.3	0.73
Lu <i>et al.</i> (2019) ^[29]	A-2	40.8	300	200	259	2.20	0.10	390	339	200	2.5	1.8	7.6	137.8	99.6	1.38
	A-3	40.8	300	200	259	2.20	0.16	390	373	250	3.0	16.5	46.5	119.8	87.2	1.37
	A-4	40.8	300	200	259	2.20	0.20	390	373	200	3.5	15.6	44.3	109.8	90.0	1.22
	A-6	40.8	300	200	259	2.20	0.11	390	458	200	2.5	0.0	0.0	139.2	111.8	1.25
	A-7	40.8	300	200	259	2.20	0.16	390	433	250	3.0	22.7	60.1	115.4	83.4	1.38
	A-10	40.8	300	200	259	2.20	0.11	390	476	200	2.5	4.3	17.6	111.8	98.6	1.13
	A-11	40.8	300	200	259	2.20	0.14	390	524	250	3.0	12.7	38.7	93.8	96.9	0.97
	A-12	40.8	300	200	259	2.20	0.18	390	524	200	3.5	13.5	40.8	121.3	99.1	1.22
	B-2	50.0	300	200	259	2.20	0.10	390	339	200	2.5	3.2	13.3	119.8	100.4	1.19
	B-3	50.0	300	200	259	2.20	0.16	390	373	250	3.0	10.4	30.5	125.7	103.0	1.22
	B-6	50.0	300	200	259	2.20	0.11	390	458	200	2.5	14.1	51.4	133.5	93.5	1.43
	B-7	50.0	300	200	259	2.20	0.16	390	433	250	3.0	15.8	44.1	115.8	100.6	1.15
B-10	50.0	300	200	259	2.20	0.11	390	476	200	2.5	10.6	40.7	155.8	98.0	1.59	
B-11	50.0	300	200	259	2.20	0.14	390	524	250	3.0	10.5	32.4	109.8	108.7	1.01	

* Las vigas ensayadas por Rodríguez *et al.* (1997) fueron sometidas a elevados niveles de corrosión, incluyendo la armadura superior a compresión. Tal y como se ha comentado en la Sección 2.3, la reducción del canto efectivo, debido al desconchado de la cabeza comprimida por encima de los cercos se ha considerado en estas vigas de forma excepcional (10 vigas).

Número	62
Media	1.19
Des.est	0.26
COV	21.98