

# Investigación experimental de la respuesta cíclica de columnas de hormigón armado con acero inoxidable

José MELO<sup>1</sup>, Sheida AFSHAN<sup>2</sup>, Tiziana ROSSETTO<sup>3</sup> y Humberto VARUM<sup>4</sup>

## RESUMEN

La corrosión del refuerzo de acero al carbono es la causa principal del deterioro prematuro de los edificios e infraestructuras de hormigón armado. Hay un interés creciente en el uso de materiales libres de mantenimiento, como el refuerzo de acero inoxidable en el hormigón, con durabilidad inherente y resistencia a diversas formas de corrosión y propiedades mecánicas favorables, en particular excelente ductilidad y resistencia cíclica. Este documento presenta los principales resultados de un programa experimental diseñado para investigar los beneficios potenciales de la ductilidad relativamente alta y el endurecimiento por deformación sustancial del acero inoxidable en el rendimiento cíclico de las columnas de hormigón armado con barras de refuerzo de acero inoxidable. Se realizaron tres pruebas experimentales en columnas a gran escala, dos con refuerzo de acero inoxidable dúplex EN 1.4462, una ensayada bajo

carga lateral cíclica y otra ensayada monotónicamente, más una muestra de control con refuerzo de acero al carbono A500 probado bajo carga lateral cíclica. Además, se realizaron pruebas de extracción convencionales y pruebas de tracción para una evaluación comparativa de la unión y las propiedades mecánicas de las barras de refuerzo. Se presenta y discute la respuesta global de desplazamiento de fuerza y la evolución de energía disipada de las columnas ensayadas.

## INTRODUCCIÓN

La corrosión del refuerzo de acero provoca un deterioro prematuro de los edificios de hormigón y las infraestructuras. Esto se ha convertido en una preocupación mundial importante debido a las consecuencias económicas y ambientales asociadas. En los EE.U.U., El coste anual estimado de reparación y mantenimiento sólo en puentes es superior a US\$8 mil millones (Koch et al.,

2001), mientras que en Europa occidental se gastan € 5 mil millones anuales en trabajos de reparación de infraestructura de hormigón con daños por corrosión (Markeset et al., 2006). Estructuras ubicadas en ambientes marinos agresivos, expuestas a la entrada de agua de mar, p.ej. los diques de mar, las defensas costeras y las estructuras costeras (muelles y embarcaderos), así como los puentes en carreteras, carreteras y estacionamientos, a los que se aplican sales de deshielo durante los períodos de invierno, son los más vulnerables a la corrosión del refuerzo. En estructuras con una vida útil muy larga, como estructuras históricas y tanques de almacenamiento de residuos nucleares, la durabilidad estructural, con los requisitos de mantenimiento más bajos posibles, es de suma importancia. En áreas sísmicas, el debilitamiento de las estructuras de hormigón armado debido a la corrosión del refuerzo puede causar un colapso temprano de

la estructura en caso de un terremoto. Estudios experimentales recientes del comportamiento cíclico de elementos de hormigón armado con refuerzo corroído muestran que la corrosión tiene un impacto significativo en la respuesta de estas estructuras (Kashani et al., 2017). Para superar esto, el refuerzo de acero inoxidable, con resistencia inherente a la corrosión y durabilidad, proporciona una solución prometedora. Además, la alta ductilidad y el endurecimiento por deformación del acero inoxidable proporcionan características deseables adicionales para aplicaciones sísmicas. Este artículo presenta una investigación experimental para estudiar y comparar el rendimiento estructural de columnas de hormigón armado con refuerzos de acero inoxidable (dúplex EN 1.4462 grado) y acero al carbono (A500) sometidos a carga axial constante y cargas laterales cíclicas y monotónicas.

<sup>1</sup>Dr, CONSTRUCT-LESE, Faculty of Engineering, University of Porto, Porto, Portugal; EPICentre, University College London, London, UK; josemelo@fe.up.pt

<sup>2</sup>Dr, University of Southampton, Southampton, UK, S.Afshan@soton.ac.uk

<sup>3</sup>Prof., EPICentre, University College London, London, UK, t.rossetto@ucl.ac.uk

<sup>4</sup>Prof., CONSTRUCT-LESE, Faculty of Engineering, University of Porto, Porto, Portugal, hvarum@fe.up.pt

## VISIÓN DE CONJUNTO

Se llevó a cabo un programa experimental en el Laboratorio de Estructuras de la Universidad de Oporto para investigar el rendimiento estructural de las columnas de hormigón armado con barras de refuerzo de acero inoxidable. Se ensayaron tres columnas a gran escala, dos con refuerzo de acero inoxidable dúplex EN 1.4462 y otra con refuerzo de acero al carbono A500 sometidas a una carga de compresión axial constante y carga lateral cíclica y monotónica. Se realizaron ensayos de materiales para caracterizar las propiedades del material de las barras de refuerzo y el hormigón utilizado para construir las columnas. Además, se realizaron pruebas de extracción en las barras de refuerzo de acero inoxidable para medir la resistencia de la unión. A continuación se proporciona una descripción de estas pruebas.

## PRUEBAS DE MATERIAL

Se utilizaron tres tamaños de barra de refuerzo de acero inoxidable duplex EN 1.4462 con diámetros  $\varnothing$  8 mm, 12 mm y 16 mm y dos tamaños del refuerzo de acero al carbono A500 con diámetros  $\varnothing$  8 mm y 16 mm en la construcción de las muestras de columna. Se llevaron a cabo pruebas de tracción, de acuerdo con la norma EN ISO 6892-1 (2002), para determinar la respuesta básica de esfuerzo-

deformación de ingeniería de estas barras de refuerzo. Las propiedades mecánicas clave medidas se presentan en la Tabla 1, incluidas el módulo de Young  $E_s$ , el límite elástico  $f_{sy}$ , tomado como la tensión a la cual la deformación plástica es del 0.2%, la resistencia a la tracción máxima  $f_{su}$  y la deformación bajo carga máxima  $\epsilon_{su}$ . Se realizaron ensayos estándar, de acuerdo con EN 206 (2016), para medir la resistencia a la compresión del hormigón. Se analizaron tres muestras de cubos de 150 mm 90 días después del moldeo, cuando se realizó la primera prueba de columnas, y la resistencia media medida del cubo  $f_{cu}$  fue de 29.9 MPa.

## EXTRACCIÓN DE MUESTRAS

Se moldearon un total de seis muestras extraíbles, dos para cada uno de los diámetros de barra de refuerzo de acero inoxidable EN 1.4462, al mismo tiempo que las muestras de columna. Las muestras extraíbles se prepararon de acuerdo con el Anexo D de EN 10080 (2005). Las muestras extraíbles consistieron en un bloque de hormigón, con dimensiones de 200 mm  $\times$  200 mm  $\times$  200 mm, y una longitud de unión igual a cinco veces el diámetro de la barra de refuerzo. Las pruebas de extracción se realizaron utilizando una máquina de prueba Instron 300 DX, como se muestra en la Figura 1.

El control de desplazamiento se usó para conducir la máquina de prueba a una velocidad de 0.17 mm / s para

Muestra de referencia	$f_{sy}$ (MPa)	$f_{su}$ (MPa)	$E_s$ (GPa)	$\epsilon_{su}$ (%)
EN 1.4462- $\varnothing$ 8	1050	1194	181	14,0
EN 1.4462- $\varnothing$ 12	900	1038	192	17,0
EN 1.4462- $\varnothing$ 16	610	705	208	35,0
A500- $\varnothing$ 16	575	670	207	18,0

Tabla 1. Propiedades del material de los refuerzos de acero inoxidable y acero al carbono

las barras de 12 mm y 16 mm de diámetro y de 0.10 mm / s para las barras de 8 mm de diámetro. Se utilizó un LVDT para medir el desplazamiento relativo entre el extremo de la barra libre y el bloque de



Figura 1. Configuración de la prueba de extracción

hormigón, para obtener la longitud de deslizamiento.

## PRUEBAS DE COLUMNA A ESCALA COMPLETA

Se prepararon tres muestras de columna con el objetivo de examinar la influencia del refuerzo, de acero inoxidable (SS) y de acero al carbono (CS), en la respuesta final de las columnas bajo condiciones de carga axial constante combinada y carga lateral cíclica (C) y monotónica (M). La Tabla 2 proporciona un resumen del programa de ensayo realizado. Las columnas tenían secciones transversales cuadradas de 300 mm  $\times$  300 mm con una longitud total de

1.65 m (longitud de la columna = 1.5 m más la longitud del dispositivo actuador = 0.15 m). Las columnas se moldearon en bloques de cimientos rígidos con dimensiones de 0,44 mm  $\times$  0,44 mm  $\times$  0,50 mm, como se muestra en la Figura 2 (a). Con referencia al modelo en voladizo, donde el punto de inflexión se encuentra en la mitad de la altura de la columna, la configuración de la columna y del bloque de cimentación rígido adoptada en este documento representa el comportamiento de una columna de 3.0 m de altura en la base de un edificio típico cuando se somete a esfuerzos laterales inducidos por terremotos (Rodrigues et al., 2016). El detalle del refuerzo transversal fué el mismo en todas las columnas como se muestra en la Figura 2 (b). Se colocaron estribos dobles de 8 mm cerrados a 135 ° y espaciados a 0,10 m en la base de las columnas. Los detalles de refuerzo longitudinal utilizados se explican en la Tabla 2, que no era el mismo en todas las columnas para obtener resistencias a la flexión similares para las columnas reforzadas con acero inoxidable y acero al carbono.

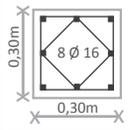
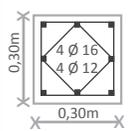
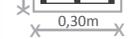
Muestra de referencia	Sección transversal	Tipo de carga	Descripción
CS-C		Cíclica (C)	Muestra de control representativa de una estructura diseñada para terremotos según EN 1998-1: 2004 (2013) para una zona de riesgo sísmico medio y clases de exposición XD1 / XD2 / XD3 XS1 / XS2 / XS3 (corrosión inducida por cloruros y corrosión inducida por cloruros del agua de mar) con cubierta de hormigón de 45 mm.
SS-C		Cíclica (C)	Muestra con capacidades de corte y flexión similares a la muestra de control CS-C, pero con refuerzo de acero inoxidable y cobertura de hormigón de 25 mm.
SS-M		MONOTONICA (M)	Igual que la muestra SS-C, pero sometida a carga lateral monotónica.

Tabla 2. Resumen del programa de ensayo de columna

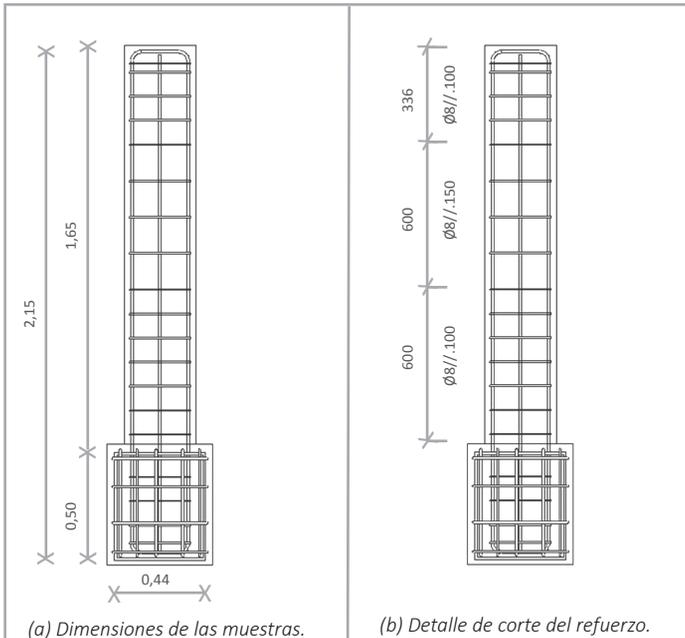


Figura 2. Detalles de las muestras

Los ensayos los realizamos en una plataforma especialmente diseñada, desarrollada en el Laboratorio de Estructuras de la Universidad de Oporto, para realizar pruebas cíclicas uniaxiales y biaxiales en columnas de hormigón armado con cargas axiales constantes o variables. El equipo de prueba incluyó un actuador vertical de 700 kN de capacidad que se utilizó para aplicar la carga de compresión axial y un actuador horizontal de 500 kN de capacidad con una carrera de 300 mm para aplicar las cargas laterales cíclicas y monotónicas. El sistema de reacción para los actuadores compuesto por dos marcos de reacción de

acero: consulte la Figura 3. Las muestras de la columna y los marcos de reacción se fijaron al piso fuerte del laboratorio con barras de acero pretensado para evitar el deslizamiento o vuelco de la muestra durante la prueba o el deslizamiento del marco de reacción. Dado que el actuador de carga axial permanece en la misma posición durante la prueba mientras la muestra de la columna se desvía lateralmente, se utiliza un dispositivo deslizante (colocado entre la columna superior y el actuador), que fue construido para minimizar los efectos de fricción.

Este dispositivo está compuesto por dos placas

de acero deslizantes que se encuentran entre la sección de la columna superior y el actuador. Sin embargo, con el objetivo principal de medir estas pequeñas fuerzas de fricción, se conectó una celda de carga en la dirección horizontal a la placa superior (que se espera que no se desplace lateralmente), y las fuerzas medidas correspondientes (que corresponden a la fuerza de fricción) fueron restadas de las fuerzas leídas por las células de carga del actuador horizontal. Los desplazamientos locales en la región de la bisagra plástica de la columna se midieron mediante varios potenciómetros; consulte la Figura 3. Se colocaron cuatro medidores de tensión en las barras de refuerzo longitudinales de la esquina a 5 cm de la base del bloque superior. La rotación del bloque de base de la columna se midió durante la prueba utilizando un sensor de inclinómetro, que a su vez se utilizó para corregir los desplazamientos laterales impuestos en la parte superior de la columna y calcular el desplazamiento real impuesto. Se impusieron desplazamientos laterales en la parte superior de las columnas.

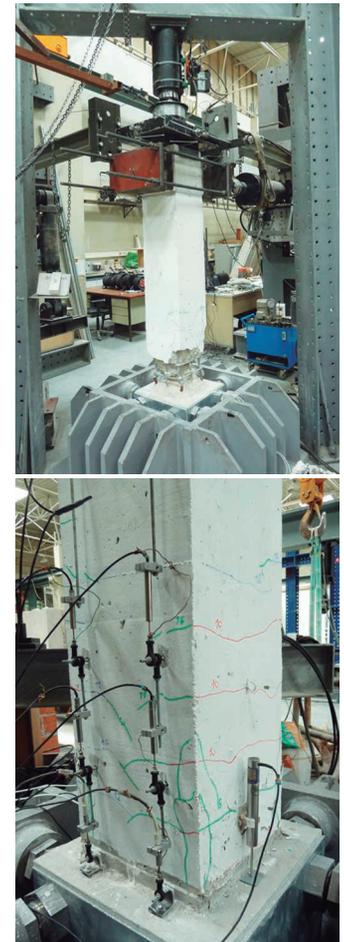


Figura 3. Configuraciones de ensayo de columna y control de carga

Se repitieron tres ciclos para cada nivel de demanda de deformación lateral, con niveles de demanda constantemente crecientes. Este procedimiento se adoptó para obtener una mejor comprensión del comportamiento de las columnas y permitió realizar comparaciones entre diferentes pruebas. Además, proporcionó la información relevante para el desarrollo y la calibración de modelos numéricos para futuras investigaciones de modelado numérico. La trayectoria de carga lateral adoptada siguió los niveles nominales de desplazamiento máximo de: 3, 5, 10, 4, 12, 15, 7, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50, 55, 60, 65,

70, 75 (en mm). La carga axial se ajustó a un valor constante de 515 kN que corresponde a una relación de carga axial del 19%.

## RESULTADOS EXPERIMENTALES Y DEBATES

### Relación de desplazamiento impuesto- fuerza lateral

Las relaciones de fuerza-desplazamiento lateral obtenidas de las pruebas de columna se presentan en la Figura 4. La Figura 4 (a) compara las respuestas de las columnas con el refuerzo de acero inoxidable sometido a cargas laterales monotónicas y cíclicas, es decir, muestras SS-C y SS-M, mientras que La Figura 4 (b) compara las respuestas de las columnas con refuerzo de acero inoxidable y acero al carbono, muestras CS-C y CS-S, respectivamente, sometidas a carga lateral cíclica. Las capacidades de flexión de las columnas ensayadas correspondientes a las cargas laterales máximas aplicadas, determinadas de acuerdo con las formulaciones EN 1992-1-1 (2010), suponiendo una sección transversal plana y condiciones de unión perfecta, también se incluyen en la Figura 4, como se muestra en líneas horizontales rojas y negras.

La Tabla 3 resume los valores clave de respuesta (en la dirección positiva) para las columnas ensayadas, incluida la fuerza máxima  $F_{c,max}$ , el desplazamiento a la fuerza máxima  $Drift_{F_{c,max}}$ , la fuerza última  $F_{c,ult}$  y el desplazamiento a la fuerza

última  $Drift_{ult}$ . El punto último se tomó convencionalmente como el punto en el que se observó una reducción de la fuerza del 20%, en relación con la fuerza máxima aplicada, adoptada por Park y Ang (1987). Para la muestra SS-M, sometida a carga monotónica, la reducción de la fuerza máxima al final de la prueba fue del 11% (correspondiente al desplazamiento del 6,0%) y, en consecuencia, no se alcanzó el punto último definido convencionalmente.

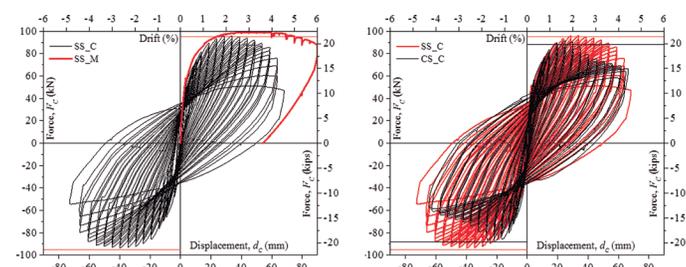
La envolvente de la respuesta cíclica para la muestra SS-C y la respuesta monotónica para la muestra SS-M son similares hasta un desplazamiento del 2.3%, donde la columna SS-C alcanza la fuerza lateral máxima - vea la Figura 4 (a). Para desplazamientos mayores, más allá de este punto, hay un ablandamiento hasta un desplazamiento del 4.3% (es decir, en el punto último) para la columna SS-C, mientras que la columna SS-M exhibe una meseta hasta un desplazamiento del 4.2%, seguida de una pequeña reducción en la resistencia hasta 6.0% de desplazamiento (es decir, al final del ensayo). Por lo tanto, aunque la carga cíclica aplicada no afecta significativamente la resistencia máxima de las muestras SS-M y SS-C, reduce la ductilidad de la muestra SS-C. La predicción de resistencia máxima según EN 1992-1-1 es 95.0 kN, que es ligeramente inferior a los valores medidos, 95.9 kN y 99.0 kN para columnas SS-C y SS-M, respectivamente.

Como se muestra en la Figura 4 (b), la columna CS-C alcanzó

su fuerza máxima  $F_{c,max}$  y fuerza última  $F_{c,ult}$ , a demandas de desplazamientos significativamente más bajos que la columna SS-C ( $Drift_{F_{c,max}} = 1.7\%$  y  $Drift_{ult} = 3.3\%$  para CS-C contra  $Drift_{F_{c,max}} = 2.3\%$  y  $Drift_{ult} = 4.2\%$  para SS-C). Esto se debe a la menor tensión de fluencia del refuerzo de acero al carbono, la cobertura de hormigón mayor de la muestra CS-C y la tensión mayor a carga máxima en la tensión de tracción final del refuerzo de acero inoxidable de 16 mm de diámetro de la muestra SS-

C. La rigidez inicial y el efecto de pellizco son similares en las columnas CS-C y SS-C.

El rendimiento cíclico global de la columna SS-C es mejor que el de las columnas CS-C, ya que mantuvo un desplazamiento máximo mayor (es decir, una mayor ductilidad) y exhibe menos ablandamiento. La resistencia máxima medida de la columna CS-C fue de 91.2 kN, que es comparable al valor predicho según EN 1992-1-1 de 88.3 kN. Por lo tanto, se demostró que las predicciones de diseño EN 1992-1-1 son precisas tanto para muestras



(a) Acero inoxidable-Ensayo monotónico frente a cíclico

(b) Acero inoxidable frente a acero al carbono

Figura 4. Comparación de las relaciones fuerza lateral-desplazamiento medidos.

Muestra	$F_{c,max}$ (kN)	$Drift_{F_{c,max}}$ (%)	$F_{c,ult}$ (kN)	$Drift_{ult}$ (%)
CS-C	91,2	1,7	73,0	3,3
SS-C	95,9	2,3	76,8	4,2
SS-M	99	2,9	-	-

Tabla 3: Fuerza medida y valor de desplazamiento para la resistencia máxima y los puntos últimos.

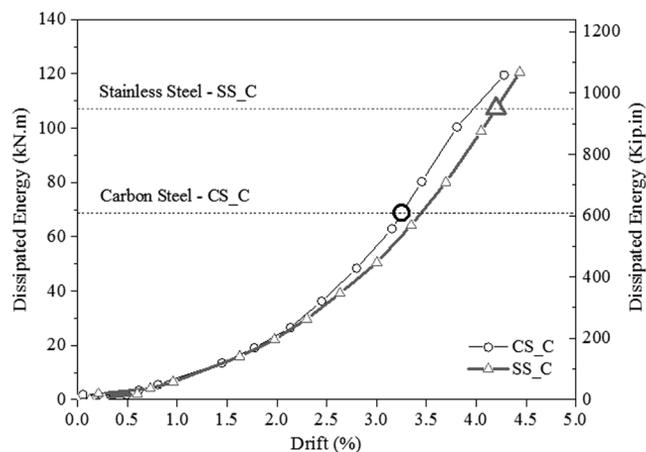


Figura 5. Comparación de las relaciones fuerza lateral-desplazamiento medidos.

de acero al carbono como de acero inoxidable.

Evolución de energía histerética disipada

La Figura 5 muestra la evolución de la energía histerética disipada para las columnas CS-C y SS-C, calculada a partir de los resultados experimentales, con la energía disipada en los valores de desplazamiento último también marcados claramente. La evolución de la energía disipada histerética es similar para ambas muestras hasta un desplazamiento del 2.5%, más allá del cual, la columna CS-C tiende a disipar más energía debido al mayor daño observado durante la prueba. Sin embargo, la muestra SS-C (con barras de refuerzo inoxidables) disipó un 56% más de energía que la muestra CS-C en el punto final, lo que evidencia el rendimiento cíclico superior del SS-C. Esta gran diferencia se debe esencialmente al mayor desplazamiento último de la columna SS-C. Al final de las pruebas, la energía disipada histerética total y las demandas de desplazamiento fueron similares para las columnas CS-C y CS-S.

Daño observado

La Tabla 4 ilustra los patrones de daño observados para cada una de las muestras al final de la prueba. En todas las muestras, se observó desprendimiento de hormigón en la zona de bisagra plástica a lo largo de 36 cm, 40 cm y 27 cm para las columnas CS-C, SS-C y SS-M, respectivamente. Se observó pandeo evidente de las barras de refuerzo en las muestras sometidas a carga

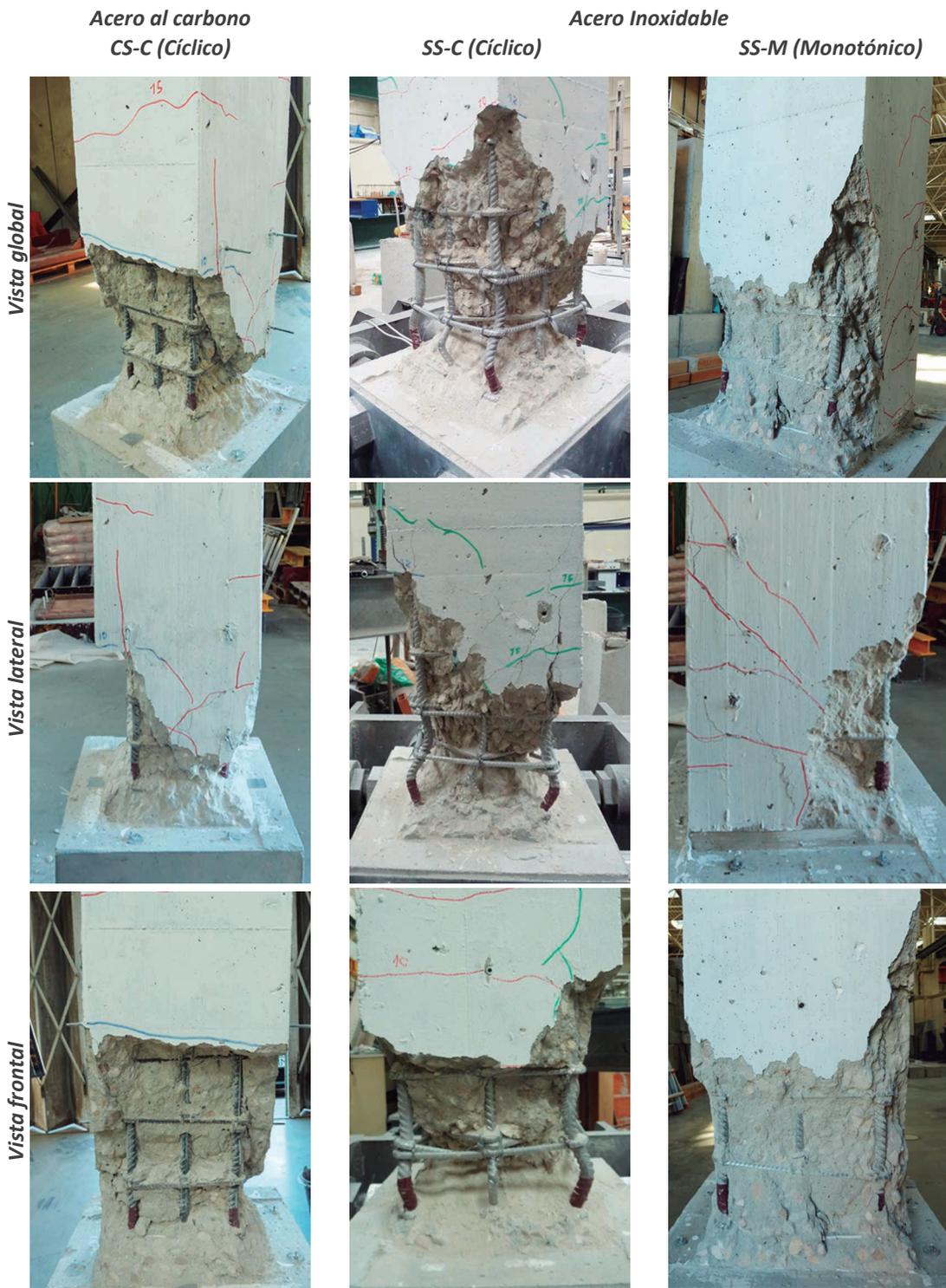


Tabla 4. Daños observados al final de los ensayos de las columnas

lateral cíclica (CS-C y SS-C). La distribución de las grietas fue similar en las columnas CS-C y SS-C, lo que indica que el deslizamiento fue idéntico en ambas muestras. Cuando se produce el deslizamiento, la longitud de la bisagra plástica tiende a ser menor y las grietas están más concentradas en la base de la columna. Esto indica una relación de unión-deslizamiento similar para el corrugado de acero

inoxidable y el de acero al carbono. Para la columna SS-M, se observaron grietas de flexión y de esfuerzo cortante en la zona de hormigón bajo esfuerzo de tensión.

Pruebas de extracción y propuesta de deslizamiento de enlace adaptada

La Figura 6 presenta los resultados de las pruebas de extracción realizadas en las 6 muestras de acero inoxidable.

El objetivo de estas pruebas fue evaluar la relación de adherencia-deslizamiento de las barras de refuerzo de acero inoxidable y comparar con el modelo teórico de union-deslizamiento para las barras de refuerzo corrugadas laminadas en caliente de acero al carbono propuestas por Eligehausen et al. (1983), para hormigón no confinado.

El modelo es para buenas condiciones de unión e incluye una rama inicial no lineal como la dada por la ecuación (1) hasta  $s_{max}$ , definida como el valor de deslizamiento correspondiente al esfuerzo máximo de unión  $\tau_{b,max}$ , seguido de una segunda rama constante. La tensión de unión máxima ( $\tau_{b,max}$ ) depende de la resistencia a la compresión del hormigón cilíndrico característica  $f_{ck}$  (en MPa). En este estudio, se supuso  $f_{ck} = 22$  MPa (es decir, el valor medio medido de la resistencia del cubo de hormigón 29.9 MPa menos 8 MPa, según EN 1992-1-1).

De la Figura 6 se observa que la tensión de unión máxima  $\tau_{b,max}$  obtenida para las barras de refuerzo de acero inoxidable ensayadas es menor que la tensión predicha basada en el modelo propuesto para barras de refuerzo de acero al carbono Eligehausen et al. (1983).

Además, el deslizamiento con el esfuerzo de unión máximo  $s_{max}$  también es mayor para las barras de refuerzo de acero inoxidable ensayadas. Se deben llevar a cabo más pruebas de extracción para permitir una relación robusta de adherencia-deslizamiento para las barras de refuerzo de acero inoxidable que se propondrán.

Sin embargo, en base a los resultados obtenidos en este documento, el el modelo Eligehausen et al. (1983) representado en la Figura 7 se modificó para las barras de refuerzo de acero inoxidable

y el modelo modificado propuesto se presenta en la Figura 6. Los parámetros originales del modelo de adherencia y deslizamiento y los parámetros del modelo modificado propuesto para las barras de refuerzo de acero inoxidable se presentan en la Tabla 5. Los parámetros propuestos son válidos para hormigón no confinado y buenas condiciones de adherencia.

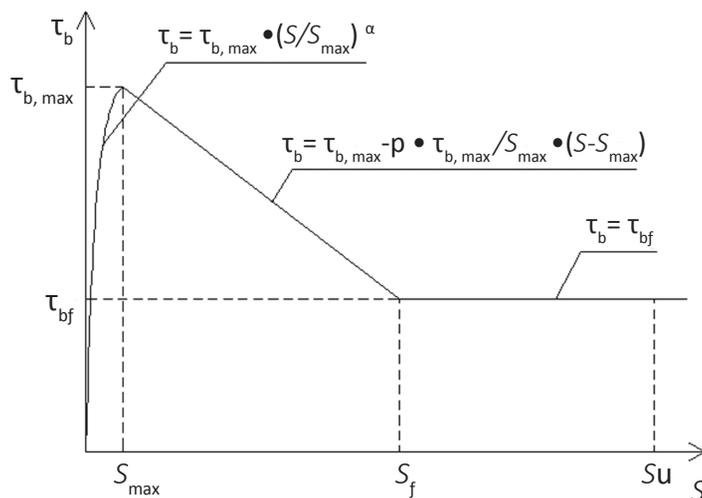


Figura 7. Relación adherencia-deslizamiento para barras de refuerzo de acero al carbono laminadas en caliente Eligehausen et al. (1983)

Modelo	$T_{b,max}$ (Mpa)	$S_{max}$ (mm)	$T_{b,f}$ (Mpa)	$S_f$ (mm)	$\alpha$
Modelo Eligehausen et al. (1983)	$2.0^2\sqrt{f_{ck}}$	0,60	$0.3^2\sqrt{f_{ck}}$	10	0,40
Modelo adaptado para el acero inoxidable	$1.1^2\sqrt{f_{ck}}$	1,00	$0.2^2\sqrt{f_{ck}}$	10	0,50

## CONCLUSIONES

El trabajo presentado en este documento evaluó el rendimiento de las columnas de hormigón armado con barras de refuerzo de acero al carbono (A500) y de refuerzo de acero inoxidable (EN 1.4462) sometidas a una carga axial de compresión constante y condiciones de carga lateral monotónicas y cíclicas. Además, se realizaron pruebas de tracción en las

barras de refuerzo para medir las características clave del material. Se llevaron a cabo seis pruebas de extracción en muestras con barras de refuerzo de acero inoxidable para medir el comportamiento de adherencia y deslizamiento. Las principales conclusiones se resumen a continuación:

- Las resistencias máximas de las columnas con barras de refuerzo de acero al carbono y acero inoxidable

sometidas a constantes cargas laterales axiales y cíclicas de compresión fueron similares y comparables a las predichas por las directrices EN 1992-1-1.

- Los comportamientos globales de las columnas SS-C y SC-C fueron similares hasta el punto de máxima resistencia, más allá del cual el ablandamiento fue más evidente para la columna CS-C y, por lo tanto, el

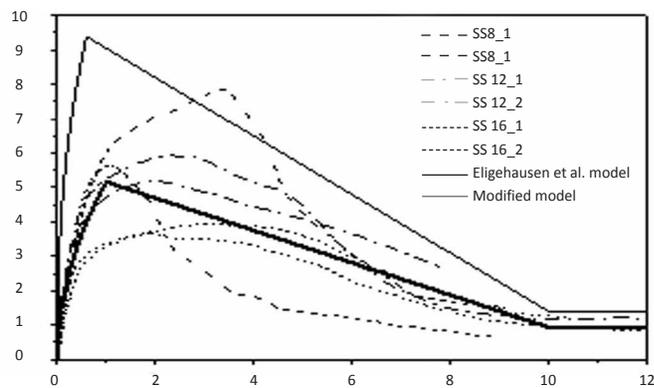


Figura 6. Resultados de la prueba de extracción: relación de tensión de unión-deslizamiento

$$\tau_b = \tau_{b,max} \cdot \left( \frac{s}{s_{max}} \right)^\alpha \quad (1)$$

Donde  $\tau_b$  es el esfuerzo de enlace,  $\tau_{b,max}$  es el esfuerzo de enlace máximo,  $s$  es el deslizamiento,  $s_{max}$  es el deslizamiento en el esfuerzo de enlace máximo y  $\alpha$  es el factor empírico que define la forma de la rama.

desplazamiento final fue 22% menor que para la columna SS-C.

- La columna de hormigón reforzado de acero inoxidable probada monotónicamente (SS-M) presentó una relación similar de fuerza-desviación a la probada cíclicamente (SS-C) hasta que se alcanzó la fuerza máxima después de lo cual, la columna SS-M mostró una gran respuesta de meseta, lo que indica la mayor ductilidad de la columna SS-M en comparación con la columna SS-C.

- La columna SS-C disipó un 56% más de energía que la columna CS-C hasta el punto de máxima resistencia. Esto muestra que el uso de acero inoxidable puede no afectar el rendimiento cíclico y podría usarse en regiones con riesgo

sísmico medio a alto.

- El daño observado en ambas columnas probadas cíclicamente fue comparable, así como la extensión del desprendimiento de hormigón. El pandeo de las barras longitudinales también se observó en ambas columnas.

- Los resultados de las pruebas de extracción han mostrado un esfuerzo de adherencia máximo menor y un mayor deslizamiento en el esfuerzo de adherencia máximo, que las predicciones dadas por el modelo de adherencia-deslizamiento desarrollado por Eligehausen et al. (1983) para barras de acero de refuerzo de carbono.

- Se propone un modelo de adherencia-deslizamiento

modificado para barras de refuerzo inoxidables.

Este trabajo ha demostrado la ductilidad superior y la capacidad de disipación de energía de las columnas con refuerzo de acero inoxidable, que junto con las excelentes propiedades de resistencia a la corrosión del material, aporta claros beneficios para el uso futuro del refuerzo de acero inoxidable en estructuras RC en entornos agresivos y sometidos a carga sísmica

## AGRADECIMIENTOS

Se reconocen las contribuciones financieras proporcionadas por la Universidad Brunel de Londres (la antigua institución del segundo autor), con el número de subvención LBL354, y la Fundação para a Ciência e Tecnologia Portugal, con la referencia de beca post-doc. SFRH / BPD / 115352/2016. Las barras corrugadas de refuerzo de acero inoxidable utilizados en el programa experimental fueron proporcionados por ACERINOX, lo cual se agradece.

---

## REFERENCIAS

EN ISO 6892-1 (2016) Metallic materials – tensile testing. Part 1: Method of test at room temperature. European Committee for Standardization. Brussels.

EN 206:2013+A1 (2016) Concrete – Specification, performance, production and conformity. European Committee for Standardization. Brussels.

EN 10080 (2005) Steel for the reinforcement of concrete – Weldable reinforcing steel – General. European Committee for Standardization. Brussels.

EN 1998-1:2004+A1 (2013) Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardization. Brussels.

EN 1992-1-1 (2010) Eurocode 2: design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization. Brussels.

Park YJ, Ang AHS and Wen YK (1987) Damage-limiting aseismic design of buildings. *Earthquake Spectra*, 3(1):1-26.

Eligehausen R, Popov EP and Bertero VV (1983) Local bond stress–slip relationships of deformed bars under generalized excitations. EERC University of California, Berkeley, Report No. UCB/EERC 83-23.

Kashani MM, Crewe AJ and Alexander NA (2017) Structural capacity assessment of corroded RC bridge piers, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Bridge Engineering*, 170(1): 28-41.

Koch GH, Brongers MPH, Thompson NG, Virmani YP and Payer JH (2001) Corrosion costs and preventive strategies in the United States, Publication No. FHWA-RD-01-156.

Markeset G, Rostam S and Klinghoffer O (2006) Guide for the use of stainless steel reinforcement in concrete structures, Nordic Innovation Centre project-04118.

Rodrigues H, Furtado A and Arêde A (2016) Behavior of Rectangular Reinforced-Concrete Columns under Biaxial Cyclic Loading and Variable Axial Loads, *Journal of Structural Engineering*, 142(1): 04015085.