

REFORZAMIENTO DE UNIONES VIGA-COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO ANTE CARGA DE SISMO MEDIANTE TEJIDOS DE PRF

Román Ramírez Rodríguez¹, Omar Zamora Díaz-Comas², Hugo Wainshtok Rivas³

¹Ingeniero Civil. Universidad Tecnológica de la Habana José Antonio Echeverría (CUJAE), Calle 114 #11901 entre Ciclovía y Rotonda, Marianao, romanrodriguez28@gmail.com

²Ingeniero Civil. Máster en Ciencias. Universidad Tecnológica de la Habana José Antonio Echeverría (CUJAE), Calle 114 #11901 entre Ciclovía y Rotonda, Marianao, omar@civil.cujae.edu.cu

³Ingeniero Civil. Doctor en Ciencias. Universidad Tecnológica de la Habana José Antonio Echeverría (CUJAE), Calle 114 #11901 entre Ciclovía y Rotonda, Marianao, hugow@tesla.cujae.edu.cu

RESUMEN

El comportamiento de las uniones viga-columna es considerado el aspecto más crítico dentro del desempeño de edificaciones existentes de pórticos de hormigón armado situadas en zonas de alto riesgo sísmico. La aplicación de materiales compuestos de Polímeros Reforzados con Fibras (PRF) ha mostrado ser efectiva para incrementar la resistencia a cortante y la capacidad de disipación de energía de uniones viga-columna que presenten deficiencias ante carga de sismo; sin embargo, en comparación con los avances que se han tenido en la aplicación de estos materiales empleados como reforzamientos de elementos de hormigón armado ante la presencia solamente de cargas estáticas, todavía queda mucho por investigar en el campo de la rehabilitación sísmica. El objetivo de este trabajo consiste en evaluar el comportamiento de la resistencia a cortante y de la ductilidad de uniones viga-columna de hormigón armado reforzadas mediante tejidos de PRF ante la presencia de carga sísmica. Se establecen los modelos analíticos que sirven de base para diseñar el reforzamiento a cortante y el confinamiento mediante tejidos de PRF, y se aplican en diferentes uniones pertenecientes a la estructura de una edificación ubicada en la región oriental de Cuba. Los resultados revelan que los diseños de reforzamientos realizados provocaron incrementos significativos de capacidad resistente a cortante y de ductilidad en el comportamiento de las uniones viga-columna ante la presencia de carga de sismo. Los incrementos de resistencia a cortante obtenidos varían de 9,5% a 11,9%, mientras que los incrementos de ductilidad alcanzados fueron de 49,3% y 84,3%.

Palabras claves: hormigón armado, polímeros reforzados con fibras (PRF), reforzamiento sísmico, uniones viga-columna

STRENGTHENING JOINTS BEAM-COLUMN REINFORCED CONCRETE TO LOAD EARTHQUAKE USING FRP FABRICS

ABSTRACT

The behavior of the beam-column joints is considered the most critical aspect in the performance of existing buildings of reinforced concrete frames located in areas of high seismic risk. The application of Fiber Reinforced Polymer (FRP) composite materials have been shown to be effective in increasing the shear resistance and the energy dissipation capacity of beam-column joints that present deficiencies under earthquake load, however, compared to the advances that have been made in the application of these materials used as reinforcement of reinforced concrete elements in the presence of only static loads, there is still much to investigate in the field of seismic rehabilitation. The objective of this work is to evaluate the behavior of shear resistance and ductility of reinforced concrete beam-column joints reinforced by FRP fabrics in the presence of seismic load. Analytical models are established that serve as the basis for designing shear reinforcement and confinement using FRP fabrics, and they are applied in different joints belonging to the structure of a building located in the eastern region of Cuba. The results reveal that the reinforcement designs carried out cause significant increases in shear-resistant capacity and ductility in the behavior of the beam-column joints in the presence of an earthquake load. The shear strength increases obtained vary from 9.5% to 11.9%, while the ductility increases achieved were 49.3% and 84.3%.

Key words: beam-column joints, fibers reinforced polymers (FRP), reinforced concrete, seismic strengthening

Nota Editorial: Recibido: diciembre 2020; Aceptado: enero 2021

1. INTRODUCCIÓN

Con el objetivo de prevenir la posible pérdida de vidas humanas y disminuir los daños generados a las estructuras por la ocurrencia de los terremotos, se han tomado medidas en el ámbito del diseño estructural y la construcción a nivel mundial, las cuales han llevado a realizar en los últimos años actualizaciones a los códigos de construcción sismorresistente, que han permitido reevaluar los métodos de diseño y mejorar las prácticas constructivas. Uno de los aspectos que más preocupa son las estructuras existentes, las cuales generalmente han sido construidas en épocas en que no se tenía mucho conocimiento del diseño sismorresistente, por lo cual los códigos eran poco exigentes con el tema.

El diseño de las conexiones viga-columna es considerado el aspecto más crítico dentro del diseño de un edificio de hormigón armado situado en zonas de alto riesgo sísmico, sobre todo en aquellas estructuras que carecen de diafragmas u elementos similares capaces de disipar la fuerza sísmica. La ocurrencia de sismos en los últimos años a nivel mundial, ha evidenciado que muchas de las estructuras que colapsaron durante estos eventos lo hicieron por problemas constructivos o por deficiencias en el detallado de las uniones viga-columna [1, 2]. El deterioro de la rigidez en las conexiones viga-columna conducen a grandes desplazamientos en la estructura que impiden que se desarrollen mecanismos de disipación de energía, poniendo en peligro la integridad de la misma [3].

Dentro del territorio cubano, la región oriental es la zona del país más expuesta a la ocurrencia de terremotos, y en los últimos años se ha evidenciado un incremento de la actividad sísmológica, no solo en el oriente de Cuba, sino también en la región central y occidental. Esto hizo que se efectuara una actualización de la anterior norma cubana de construcciones sismorresistentes, la NC 46 del 1999 [4], reemplazándola por la actual NC 46 del 2017 [5] "Construcciones Sismorresistentes. Requisitos básicos para el Diseño y Construcción", donde se establecen cambios importantes, sobre todo relacionados con modificaciones en la zonificación sísmica, así como la aplicación del diseño sismorresistente a las obras catalogadas como esenciales en gran parte del occidente del país. En Cuba existe un elevado porcentaje de edificaciones construidas mediante pórticos de hormigón armado como sistema estructural principal. Muchas de esas edificaciones fueron construidas antes de la entrada en vigencia de los códigos de construcción sismorresistente, razón por la cual no presentan un adecuado y detallado diseño sísmico del acero de refuerzo de sus principales elementos estructurales como son las vigas, columnas y las uniones. A esto hay que sumarle, en primer lugar, que la norma cubana actual la NC 46 del 2017 [5], no presenta dentro de su contenido ningún capítulo relacionado con los requisitos para el diseño estructural sismorresistente de elementos de hormigón armado, y en segundo lugar, que en Cuba, no existe ninguna norma relacionada con la rehabilitación y el reforzamiento de edificaciones existentes de hormigón armado, y mucho menos, con la rehabilitación sísmica de este tipo de edificaciones.

Los métodos que tradicionalmente se han empleado en el reforzamiento de uniones viga-columna ante la presencia de carga de sismo, han sido el recrecido de secciones de hormigón y el adosado de perfiles metálicos [6, 7]. Estas técnicas presentan, entre otros inconvenientes, la generación de mayor peso propio sobre las edificaciones y una gran dificultad constructiva para lograr la requerida continuidad entre los elementos de la conexión. En consecuencia, se hace sumamente necesario estudiar nuevos materiales que permitan reforzar de manera efectiva estructuras de hormigón armado ante la presencia de carga de sismo.

La aplicación de los materiales compuestos de Polímeros Reforzados con Fibras (PRF), dentro de las estrategias que brindan los métodos de rehabilitación sísmica para edificaciones de hormigón armado, han mostrado ser una alternativa a las técnicas tradicionales de reforzamiento, ya que permiten mejorar el desempeño sísmico global de la estructura de una edificación [8]. Sus principales ventajas radican en que el reforzamiento con materiales de PRF puede ser usado para mitigar con eficiencia mecanismos de fallo frágil y para incrementar la capacidad de rotación inelástica de elementos estructurales, lo que conlleva a un aumento de la capacidad de disipación de energía de la estructura, todo ello, sin modificar prácticamente la rigidez y la masa del edificio [9, 10].

Resultados de investigaciones recientes han revelado que en uniones viga-columna de hormigón armado que presenten deficiencias ante carga de sismo, los sistemas de reforzamiento con tejidos de PRF han mostrado ser efectivos para incrementar tanto la resistencia a cortante [11-13], como la capacidad de disipación de energía a través del incremento de la ductilidad [14-16]. Sin embargo, en comparación con los avances que se han tenido en la aplicación de estos materiales empleados en técnicas de reforzamiento ante la presencia solamente de cargas estáticas, todavía queda mucho por investigar en el campo de la rehabilitación sísmica.

A partir de todo lo planteado, el objetivo fundamental de este trabajo consiste en evaluar el comportamiento, a través de procedimientos analíticos de diseño, de la capacidad resistente a cortante y de la ductilidad, de uniones viga-columna de hormigón armado reforzadas mediante tejidos de PRF ante la presencia de carga

de sismo.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1 Reforzamiento a cortante mediante tejidos de PRF en uniones viga-columna ante carga de sismo

La metodología de cálculo empleada en este trabajo que sirve de base para diseñar el reforzamiento a cortante mediante tejidos de PRF en uniones viga-columna de hormigón armado ante carga de sismo, se aplica dentro del procedimiento que aparece en el documento estadounidense ACI-352R del 2002 y reprobado en el año 2010 [17], relacionado con el requisito del control de la resistencia al cortante horizontal en uniones viga-columna de hormigón armado que conectan elementos necesarios para disipar energía a través de deformación dentro del rango inelástico.

Para conformar la metodología de diseño, se empleó en esta investigación, el modelo analítico propuesto por Del Vecchio et al. en el año 2015 [11], ya que constituye hasta la fecha uno de los modelos más desarrollados y completos en lo que respecta al reforzamiento a cortante mediante tejidos de PRF de uniones viga-columna, y además, porque se ajusta muy bien al procedimiento de cálculo establecido en el código ACI-352R-02 [17].

La condición de cumplimiento de resistencia al cortante horizontal de uniones viga-columna de hormigón armado reforzadas mediante tejidos de PRF ante la presencia de carga de sismo, se establece a través de la ecuación 1.

$$\emptyset v_{n,f} \geq v_u \quad (1)$$

En la ecuación anterior, $\emptyset = 0,85$, v_u es el esfuerzo a cortante de diseño que llega al nudo, y $v_{n,f}$ es el esfuerzo resistente a cortante del nudo reforzado mediante tejidos de PRF. El esfuerzo resistente a cortante de la conexión reforzada, se calcula mediante el aporte del hormigón a cortante ($\rho_{t,c}$) y mediante el aporte del sistema de tejidos de PRF a cortante ($\rho_{t,f}$), tal y como se muestra en la ecuación 2.

$$\emptyset v_{n,f} = \emptyset(\rho_{t,c} + \rho_{t,f}) \quad (2)$$

El incremento del esfuerzo principal de tracción diagonal proporcionado por el sistema de refuerzo de PRF en la unión, se determina utilizando la ecuación 3.

$$\rho_{t,f} = \frac{A_{f,eq} E_f \varepsilon_{fe}}{b_c \frac{h_c}{\sin \theta}} \quad (3)$$

En la ecuación 3, $A_{f,eq}$ es el área equivalente de PRF a cortante, E_f y ε_{fe} son el módulo de elasticidad y el nivel de deformación efectiva a tracción del tejido de PRF respectivamente, b_c y h_c son los lados de la sección transversal de la columna del nudo y θ es la inclinación de la fisura para la resistencia máxima a cortante de la unión reforzada con PRF.

Si se emplean tejidos de PRF uniaxiales, el área equivalente de PRF a cortante ($A_{f,eq}$) se determina mediante las ecuaciones 4 y 5 respectivamente, en las cuales se incluyen las variables: número de capas de tejido de PRF (n_l), el número de lados reforzados en la unión (n_s), las dimensiones y orientación (β) de las capas de PRF ($0^\circ =$ capas horizontales, $90^\circ =$ capas verticales), y el espesor del tejido de PRF (t_f).

$$A_{f,eq} = n_l n_s t_f h_b \sin(\theta) \text{ para } \beta = 0^\circ \quad (4)$$

$$A_{f,eq} = n_l n_s t_f h_c \cos(\theta) \text{ para } \beta = 90^\circ \quad (5)$$

En la ecuación 4, h_b es el peralte de las vigas que concurren en el nudo y la inclinación de la fisura para la resistencia máxima a cortante se determina mediante la ecuación 6.

$$\theta = \arctan\left(\frac{h_b}{h_c}\right) \quad (6)$$

Si se emplean tejidos de PRF biaxiales (las fibras trabajan en las direcciones 0° y 90°), o se utilizan tejidos de PRF cuadriaxiales (las fibras trabajan en las direcciones 0° , 90° y $\mp 45^\circ$), para calcular el área equivalente de PRF a cortante ($A_{f,eq}$) se emplean las ecuaciones 7 y 8 respectivamente.

$$A_{f,eq} = n_l n_s t_f h_c \cos \theta (1 + \tan^2 \theta) \quad (7)$$

$$A_{f,eq} = n_l n_s t_f h_c \cos \theta (1 + \tan \theta + 2 \tan^2 \theta) \quad (8)$$

El nivel de deformación efectiva del tejido de PRF (ε_{fe}) se determina mediante la ecuación 9. La misma tiene en cuenta si la unión a reforzar ha sido previamente dañada mediante el factor $C_{I,D}$, y si el tejido de PRF se encuentra anclado en los extremos mediante el factor $C_{M,A}$.

$$\varepsilon_{fe} = 31,6 C_{I,D} C_{M,A} \left(\frac{f_c^{f^{2/3}}}{A_{f,eq} E_f} \right)^{0,6} \quad (9)$$

En la figura 1 se representa una ilustración de las variables involucradas en el modelo analítico propuesto por Del Vecchio et al. en el año 2015 [11].

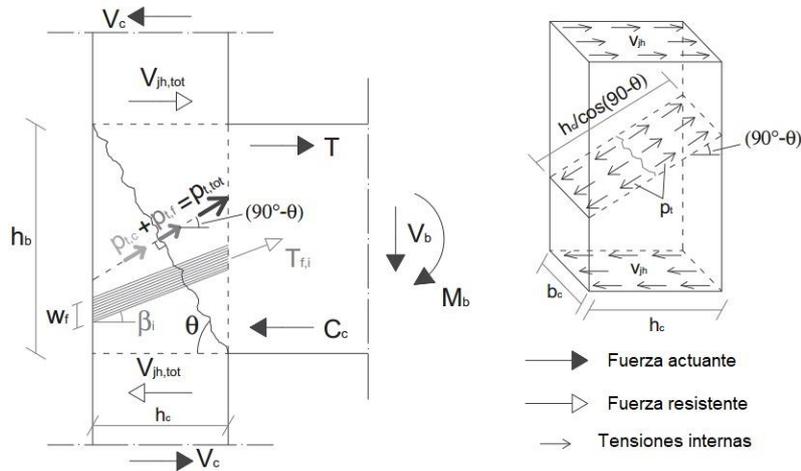


Figura 1: Ilustración esquemática del modelo empleado para el reforzamiento a cortante mediante tejidos de PRF en uniones viga-columna de hormigón armado [11].

2.2 Confinamiento mediante tejidos de PRF en la región de formación de las rótulas plásticas de uniones viga-columna ante carga de sismo

Ante la presencia de carga de sismo, la envoltura completa mediante tejidos de PRF de los elementos que conforman las uniones viga-columna de hormigón armado, provoca un confinamiento en el hormigón que permite alcanzar capacidades de rotación inelástica superiores a la alcanzada en la región de formación de las rótulas plásticas [18-20].

La curvatura de diseño (ϕ_D) para secciones de hormigón armado confinadas con tejidos de PRF, en la región de formación de las rótulas plásticas, se determina empleando la ecuación 10.

$$\phi_D = \frac{\theta_p}{L_p} + \phi_{y,frp} \leq \phi_{u,frp} \quad (10)$$

En la ecuación anterior, θ_p es la demanda de rotación plástica; $\phi_{u,frp}$ es la curvatura de capacidad última de la sección confinada con tejidos de PRF; L_p es la longitud de la rótula plástica y $\phi_{y,frp}$ es la curvatura de la sección confinada mediante tejidos de PRF con el acero de refuerzo trabajando a fluencia, la cual se determina mediante la ecuación 11.

$$\phi_{y,frp} = \frac{\varepsilon_y}{d - c_{y,frp}} \quad (11)$$

En la ecuación anterior, ε_y y $c_{y,frp}$ son la deformación de fluencia del acero de refuerzo y la profundidad de la línea neutra respecto a dicha deformación para el hormigón confinado con PRF respectivamente, y d es el peralte efectivo de la sección transversal. La curvatura de capacidad última de la sección confinada con tejidos de PRF se calcula empleando la ecuación 12.

$$\phi_{u,frp} = \frac{\varepsilon_{ccu}}{c_{u,frp}} \quad (12)$$

En la ecuación anterior, ε_{ccu} y $c_{u,frp}$ son la máxima deformación en compresión y la profundidad de la línea neutra en la etapa de agotamiento de la sección, para el hormigón confinado con PRF.

Para determinar los parámetros que dependen del confinamiento del hormigón con tejidos de PRF, se empleó el modelo tensión-deformación del hormigón confinado con PRF propuesto por Lam y Teng en el año 2003 [21], debido a que es el modelo analítico adoptado por el código estadounidense ACI-440.2R del 2017 [22], y también porque constituye uno de los modelos más prestigiosos y empleados a nivel internacional. En la figura 2 se muestra la curva de comportamiento que describe el modelo tensión-deformación del hormigón confinado con PRF propuesto por Lam y Teng en el año 2003 [21].

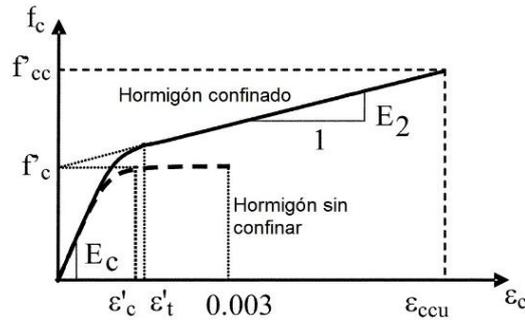


Figura 2: Modelo tensión-deformación empleado para el hormigón confinado con PRF [21].

El modelo anterior [21] responde a las ecuaciones 13, 14 y 15 respectivamente.

$$f_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4f'_c} \varepsilon_c^2 & 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon'_t \\ f'_c + E_2 \varepsilon_c & \varepsilon'_t \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{ccu} \end{cases} \quad (13)$$

$$E_2 = \frac{f'_{cc} - f'_c}{\varepsilon_{ccu}} \quad (14)$$

$$\varepsilon'_t = \frac{2f'_c}{E_c - E_2} \quad (15)$$

La máxima resistencia a compresión del hormigón confinado con PRF (f'_{cc}) y la máxima presión de confinamiento (f_l), son calculadas usando las ecuaciones 16 y 17 respectivamente, con la inclusión del factor reductor adicional $\psi_f = 0,95$. En el cálculo de la presión de confinamiento (f_l), es donde se tiene en cuenta la cantidad de capas de tejidos de PRF (n) que envuelven completamente la sección de hormigón armado.

$$f'_{cc} = f'_c + \psi_f 3,3 k_a f_l \quad (16)$$

$$f_l = \frac{2E_f n t_f \varepsilon_{fe}}{D} \quad (17)$$

La relación f_l/f'_c no debe ser menor que 0,08 para asegurar un segundo tramo no descendente en la curva tensión–deformación del hormigón confinado con PRF. El nivel de deformación efectiva (ε_{fe}) desarrollado en el sistema de refuerzo de PRF, y que corresponde al fallo, se determina mediante la ecuación 18.

$$\varepsilon_{fe} = 0,55 \varepsilon_{fu} \leq 0,004 \quad (18)$$

En la ecuación anterior, ε_{fu} es la máxima deformación a tracción del tejido de PRF.

La máxima deformación a compresión de hormigón confinado con tejidos de PRF (ε_{ccu}), se determina empleando la ecuación 19. Este nivel de deformación debe estar limitado de forma tal que no supere el 1%, para prevenir la fisuración excesiva y la consiguiente pérdida de integridad del hormigón.

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon'_c \left(1,5 + 12k_b \frac{f_l}{f'_c} \left(\frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon'_c} \right)^{0,45} \right) \quad (19)$$

Para secciones transversales rectangulares, los factores de forma k_a y k_b , se determinan mediante las ecuaciones 20 y 21 respectivamente, y van a depender del área efectiva de hormigón confinado (A_e), del área neta de hormigón en la sección transversal (A_c) y de la relación de los lados h/b y b/h de la sección transversal del elemento a confinar.

$$k_a = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{b}{h} \right)^2 \quad (20)$$

$$k_b = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{h}{b} \right)^{0,5} \quad (21)$$

La máxima presión de confinamiento (f_l) de un elemento de hormigón armado de sección rectangular, se calcula con una sección transversal circular de diámetro equivalente (D) igual a la diagonal de la sección transversal rectangular, según la generalización del modelo propuesto por Lam y Teng en el año 2003 para secciones rectangulares de hormigón confinadas mediante tejidos de PRF [23].

El área efectiva de confinamiento en secciones rectangulares consta de cuatro parábolas, las zonas limitadas por las parábolas y los lados de la sección son aquellas donde el confinamiento es mínimo, mientras que en

las esquinas y centro de la sección transversal es más efectivo. La forma de las parábolas y como resultado el área efectiva de confinamiento, es una función de las dimensiones de la sección transversal (b y h), del radio de curvatura (r_c) de las esquinas de la sección y de la cuantía de acero de refuerzo longitudinal (ρ_g). La relación entre el área efectiva de hormigón confinado (A_e) y el área neta de hormigón en la sección transversal (A_c), se determina mediante la ecuación 22.

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \left[\left(\frac{b}{h} \right) (h - 2r_c)^2 + \left(\frac{h}{b} \right) (b - 2r_c)^2 \right] \rho_g}{3A_g - \rho_g} \quad (22)$$

2.3 Descripción de la edificación objeto de estudio

El edificio objeto de estudio, constituye un pabellón de urgencias de operaciones y cirugía, que pertenece a un centro hospitalario ubicado en el municipio de Santiago de Cuba, en la provincia que lleva el mismo nombre dentro de la región oriental de Cuba. El pabellón cuenta con cinco niveles de altura, de 3,00 m cada nivel, para un total de 15 m. Todas las plantas son típicas en cuanto a la distribución y dimensiones de los locales, a excepción de la cubierta. Su sistema estructural está conformado por pórticos de hormigón armado, compuestos por columnas de 50x50 cm y vigas de 40x60 cm. Los sistemas de entrepisos y la cubierta están compuestos por losas de hormigón armado de 15 cm de espesor. La edificación la conforman 18 módulos en cada planta, dispuestos de manera regular y distribuidos de la siguiente forma: 6 módulos de 5,75 m x 4,85 m, 6 módulos de 5,75 m x 2,45 m y 6 módulos de 5,75 m x 6,20 m respectivamente, lo que lo convierte en un edificio más largo que ancho, presentando una distancia total en el sentido longitudinal de 34,5 m, mientras que en el sentido transversal presenta una distancia total de 13,5 m. La estructura del edificio no presenta irregularidades ni en planta ni en elevación. En la figura 3 se representa la planta típica y una vista tridimensional de la edificación objeto de estudio. Para modelar, calcular y analizar la estructura del edificio, se empleó el programa de modelación computacional ETABS (versión 17.01), el cual está basado en el método de elementos finitos.

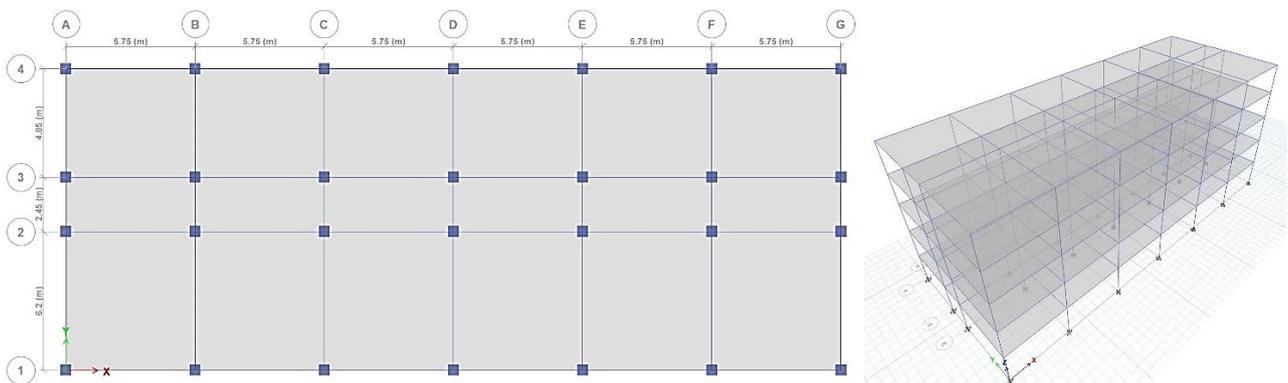


Figura 3: Planta típica y vista tridimensional del edificio objeto de estudio.

2.3.1 Proceso de modelación del edificio

Geometría

Las losas de entrepisos y de cubierta son de 15 cm de espesor. Fueron modeladas como elementos tipo “shell – thin” y cubren paños de: 5,75 m x 4,85 m, 5,75 m x 2,45 m y 5,75 m x 6,20 m respectivamente. Tanto a las losas de entrepisos como las de cubierta se les asignó la propiedad de diafragma rígido.

Las columnas son de sección transversal de 50x50 cm, cuentan con 3,00 m de altura y fueron modeladas como elementos tipo “frame”. Las mismas están reforzadas con un total de 12 barras de diámetro No. 25 mm distribuidas de manera uniforme alrededor de todo el perímetro de la sección y cercos de dos patas de diámetro No. 10 mm espaciados a 240 mm a lo largo de toda la longitud de las columnas.

Las vigas son de sección transversal de 40x60 cm, fueron modeladas como elementos tipo “frame” y cubren luces de: 5,75 m, 4,85 m, 2,45 m y 6,20 m respectivamente. Las vigas de entrepisos presentan como acero de refuerzo superior 5 barras de diámetro No. 25 mm y como acero de refuerzo inferior 3 barras de diámetro No. 25 mm, mientras que las vigas de cubierta presentan 4 barras de diámetro No. 25 mm como acero de refuerzo superior y 2 barras de diámetro No. 25 mm como acero de refuerzo inferior. El acero de refuerzo transversal de todas las vigas se compone de cercos de dos patas No. 10 mm espaciados a 260 mm.

Material

Todas las losas, vigas y columnas se definieron de hormigón armado hormigonado "in situ" con una resistencia característica a compresión de $f'_c = 25 \text{ MPa}$, un peso específico de $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$, un módulo de deformación longitudinal $E = 23500 \text{ MPa}$ y coeficiente de Poisson $\mu = 0,2$.

Con respecto al acero de refuerzo empleado en forma de barras en los elementos de hormigón armado, el mismo presenta una calidad G-40, con un valor de tensión de fluencia $f_y = 300 \text{ MPa}$, un peso específico de $\gamma = 78,50 \text{ kN/m}^3$ y un módulo de elasticidad $E = 200000 \text{ MPa}$.

Condiciones de borde

Las uniones columna-columna y viga-columna se consideraron continuas en toda la extensión del edificio. Las bases de las columnas se consideraron empotradas a la cimentación y los paños de losas presentan continuidad en todos sus apoyos.

Cargas

Para la asignación de las cargas permanentes se empleó la NC 283 del 2003 [24]. Se consideró el peso propio de todos los elementos, así como las cargas mostradas en la tabla 1.

Tabla 1: Valores de cargas permanentes asignadas en el modelo.

Material	Peso específico	Carga sobre la losa (kN/m ²)	
		Entrepiso	Cubierta
Relleno	0,18 kN/m ² /cm	1,80	-
Mortero de Cemento Portland	20 kN/m ³	0,50	-
Losas de granito	0,26 kN/m ² /cm	0,65	-
Tabiques divisorios	1,50 kN/m ²	1,50	-
Enrajonado y soldadura	2,0 kN/m ²	-	2,0

Para la asignación de las cargas de uso se empleó la NC 284 del 2003 [25]. Se consideraron las cargas mostradas en la tabla 2, a excepción de la cubierta que se le asignó un valor de carga de uso de 2 kN/m², ya que es una azotea de techo plano con desagüe por tragante no accesible al público.

Tabla 2: Valores de cargas de uso asignadas en el modelo.

Denominación del local	Valor de la carga (kN/m ²)
Zonas de dormitorios	2,0
Salas de visita	3,0
Locales de consulta médica	1,5
Laboratorios	3,0
Vestíbulos y pasillos	4,0

Para el cálculo de la carga sísmica se empleó la NC 46 del 2017 [5]. El cálculo de dicha carga se realizó mediante el Método Estático Equivalente, ya que la norma plantea que puede aplicarse en estructuras sin ninguna irregularidad en planta o elevación y que no excedan 50 m de altura sobre la base.

La edificación se encuentra contemplada en la zona sísmica 5, con una categoría ocupacional IV, lo que la califica como una obra esencial con nivel de protección sísmica E. El sismo de diseño es básico u ordinario, y la clasificación del sitio constituye un suelo tipo C. Estas características determinan que la ordenada espectral de periodo corto (S_s) es de 1,035, y que la ordenada espectral con periodo de 1 segundo del sismo extremo considerado en el basamento de roca en el sitio de interés (S_1) es de 0,428.

Los ajustes por clase de sitio se determinan mediante las ecuaciones 23 y 24 respectivamente.

$$S_{CS} = S_S \cdot F_a \quad (23)$$

$$S_{1S} = S_1 \cdot F_v \quad (24)$$

El coeficiente de sitio para periodos de vibración cortos (F_a) es igual a 1, y el coeficiente de sitio para periodos largos (F_v) es igual a 1,372.

Con relación a los ajustes por intensidades sísmicas especiales, no se requiere ser adicionalmente ajustado por la posibilidad de intensidades incrementadas de vibración. Los valores de N_a y N_v son 1 y 1 respectivamente, ya que las fallas se encuentran a más de 15 km.

El espectro calibrado al nivel de diseño requerido está dado por las ecuaciones 25 y 26, donde S_{DS} es la aceleración espectral de diseño para período corto, S_{D1} es la aceleración espectral de diseño para período largo y K_d es el factor de escala.

$$S_{DS} = S_{CS} \cdot K_d \quad (25)$$

$$S_{D1} = S_{1S} \cdot K_d \quad (26)$$

Como se trata de un sismo básico u ordinario, con un 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años de vida útil, entonces K_d es igual a 0,66, por lo que los valores de S_{DS} y S_{D1} son 0,683 y 0,388 respectivamente.

Los periodos de esquina del espectro se calculan por las ecuaciones 27, 28 y 29 respectivamente.

$$T_0 = 0,2 \cdot \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (27)$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 5 \cdot T_0 \quad (28)$$

$$T_L = 6 \text{ s} \quad (29)$$

El periodo propio de la estructura se determinó mediante el programa ETABS (versión 17.01), considerando la totalidad de las cargas permanentes y el 25% de las cargas de uso. En ese sentido, para el edificio analizado, el periodo en la dirección "X" fue de 0,63 s y en la dirección "Y" de 0,626 s respectivamente.

Combinaciones de cargas

Las combinaciones de carga que incluyen la carga de sismo, y que aparecen en la norma vigente NC 450 del 2006 [26], se sustituyen por las combinaciones de carga que aparecen en la NC 46 del 2017 [5].

<u>NC 46 del 2017 [5]</u>	<u>NC 450 del 2006 [26]</u>
1,2G + Q _t + S _v ± S _h	1,4G
0,9G - S _v ± S _h	1,2G + 1,6Q + 0,5Q _c
G + Q _t - S _v + S _h	1,2G + 1,6Q _c + 0,5Q
G + Q _t	

Donde:

- G: Carga permanente.
- S: Cargas Sísmicas (S_v: Demanda sísmica vertical y S_h: Demanda sísmica horizontal).
- Q: Carga de uso de entepiso.
- Q_c: Carga de uso de cubierta.
- Q_t: Carga de uso total.

Se consideró que actúan, de manera simultánea, el 100% de la carga sísmica horizontal (S_h) en una dirección y el 30% en la dirección ortogonal de la carga correspondiente.

2.3.2 Análisis estático no lineal del edificio

Con el objetivo de evaluar la respuesta no lineal de la edificación objeto de estudio, para poder analizar el nivel de daño alcanzado y con ello pronosticar un nivel de desempeño del edificio ante la carga de sismo, se realizó el análisis estático no lineal o "pushover", en el cual la carga sísmica aumenta de manera incremental de acuerdo con un determinado patrón predefinido, permitiendo establecer los modos de fallo estructural.

El nivel de desempeño define un límite de daño de acuerdo con las afectaciones que podría sufrir la estructura durante el sismo. El documento estadounidense ASCE/SEI 41 del 2013 [27], plantea tres niveles de comportamiento que permiten evaluar el desempeño de las estructuras después del evento sísmico con respecto al nivel de daño sufrido:

- 1- Nivel de Ocupación Inmediata (IO): Se presentan daños estructurales poco significativos. La estructura permanece segura para su ocupación después del evento sísmico.
- 2- Nivel de Seguridad de Vida (LS): Se presentan daños estructurales significativos después del sismo. Se espera mantener la seguridad de la vida de los habitantes. Se podría reparar la estructura, aun así, podría resultar más costoso que demolerla y volverla a construir.
- 3- Nivel de Prevención de Colapso (CP): El estado de daño después del sismo es de un colapso total o parcial. Hay un alto riesgo de atentar contra la vida de las personas.

Cuando se produce un evento sísmico, el sitio en el cual se estima la formación de rótulas plásticas se suele concentrar en regiones en donde se produce una alta demanda sísmica y corresponden a la zona de las vigas y columnas que se encuentran cercanas a las uniones.

Para el análisis no lineal estático, se necesita conocer las relaciones momento-curvatura o momento-rotación en la zona de formación de las rótulas plásticas. El documento ASCE/SEI 41-13 [27], presenta unas tablas que tienen un respaldo teórico y experimental, por medio de las cuales se puede encontrar de forma sencilla las relaciones momento-rotación, y a partir de estas inferir las relaciones momento-curvatura con las que se halla la rigidez en una sección de acuerdo al estado de daño que tiene la misma. Una vez obtenido el diagrama momento-rotación, el propio documento ASCE/SEI 41-13 [27], establece diferentes criterios de aceptación que sirven para evaluar el nivel de desempeño de la estructura, en función de la demanda de rotación plástica (θ_p) que presente el elemento para la carga de sismo aplicada, tal y como se muestra en la figura 4.

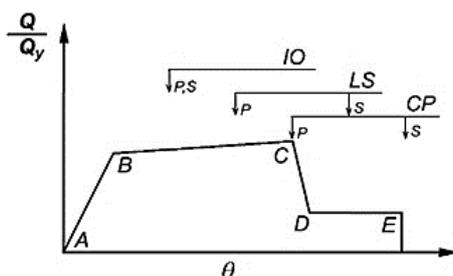


Figura 4: Criterios de aceptación de daños en función de la demanda de rotación plástica [27].

El programa computacional ETABS (versión 17.01), tiene implementado para la asignación de rótulas plásticas en las vigas y columnas de hormigón armado, el reglamento ASCE/SEI 41-13 [27], por lo que calcula automáticamente los diagramas momento-rotación de dichos elementos, para la carga “pushover” aplicada, en las zonas de formación de las rótulas plásticas.

3. RESULTADOS

Una vez efectuado el proceso de modelación, se determinó que existen tres tipos de uniones de hormigón armado de la estructura del edificio que no cumplen con el requisito de la resistencia del cortante horizontal ante carga de sismo. Con este resultado, y apoyándose en el modelo analítico expuesto en el epígrafe 2.1 del presente documento, se procedió al diseño del reforzamiento a cortante ante carga de sismo de dichas uniones, mediante el empleo de tejidos de PRFV (tejidos de fibra de vidrio) unidireccionales, los cuales presentan un valor de resistencia a la tracción (f_{fu}^*) de 2560 MPa, una deformación unitaria a tracción (ϵ_{fu}^*) de 0,0317, un módulo de elasticidad (E_f) de 80700 MPa y un espesor (t_f) de 0,48 mm.

En la tabla 3 se muestra el resumen del diseño del reforzamiento mediante tejidos de PRFV, que garantiza el requisito de resistencia del cortante horizontal, de los tres tipos de uniones viga-columna de hormigón armado del edificio que así lo requerían.

Tabla 3: Resultados de los diseños de reforzamientos a cortante mediante tejidos de PRFV en las uniones viga-columna.

Tipo de unión	ϕv_n (MPa)	v_u (MPa)	No. de capas horizontales de PRFV	No. de capas verticales de PRFV	$\phi v_{n,f}$ (MPa)	Incremento de resistencia a cortante (%)
Uniones viga-columna de entrepiso						
Exterior	5,29	5,69	2 capas	1 capa	5,79	9,50 %
Uniones viga-columna de cubierta						
Exterior	4,23	4,68	2 capas	1 capa	4,74	11,87 %
Esquina	2,82	3,12	1 capa	1 capa	3,14	11,20 %

Como resultado del análisis estático no lineal o “pushover”, en lo que respecta al comportamiento de las relaciones momento-rotación en las zonas de formación de las rótulas plásticas de las secciones de vigas y columnas de hormigón armado del edificio, se muestra en la figura 5, una cuantificación del nivel de daño alcanzado en las rótulas asignadas, a partir de los diferentes niveles de desempeño establecidos en el documento ASCE/SEI 41-13 [27] que se adquirieron en función de las demandas de rotación plástica (θ_p).

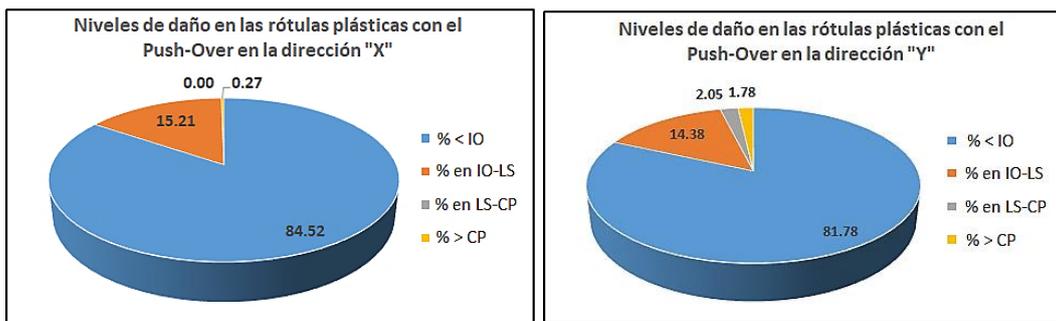


Figura 5: Niveles de daño alcanzados en las rótulas plásticas asignadas a las uniones viga-columna.

De la figura anterior se puede extraer que, para ambas direcciones de análisis del “pushover”, un poco más del 80% del total de las rótulas asignadas a la estructura de la edificación no presentan daños significativos ante la actuación de la carga sísmica (no sobrepasan el nivel de Ocupación Inmediata), lo cual es lo establecido para este tipo de edificación, debido a que por tratarse de un pabellón de urgencia perteneciente a un centro hospitalario, es imprescindible que, ante un evento sísmico, dicha instalación permanezca en funcionamiento, sin daños considerables en su estructura. Con respecto a los niveles de daños significativos alcanzados, para ambas direcciones de análisis, se tiene que la mayoría de las rótulas plásticas (aproximadamente un 15% del total), presentan niveles de desempeño por encima de Ocupación Inmediata e inferiores a la Seguridad de Vida (de IO a LS); menos de un 2,5% del total presentan niveles de desempeño por encima de Seguridad de Vida e inferiores a Prevención de Colapso (de LS a CP), y menos de un 2% del total de las rótulas presentan daños muy significativos con niveles de desempeño por encima de Prevención de Colapso (mayores a CP). A partir de los resultados anteriores, y apoyándose en el modelo analítico expuesto en el epígrafe 2.2 del presente documento, se procedió al diseño de reforzamiento mediante el confinamiento con tejidos de PRFV en la zona de formación de las rótulas plásticas de las secciones de vigas y columnas de hormigón armado, con el objetivo de alcanzar una demanda de rotación plástica en aquellos elementos que sobrepasen el valor de rotación plástica permitido para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO). Estos valores límites se encuentran tabulados en el documento ASCE/SEI 41-13 [27], por consiguiente, el programa ETABS (versión 17.01) también los tiene implementados. En la tabla 4, se muestran los resultados de las variables del diseño del reforzamiento mediante el confinamiento con tejidos de PRFV, en la región de formación de las rótulas plásticas de la viga y la columna de hormigón armado que resultaron ser las más críticas dentro de la edificación en cuanto a los valores de demanda de rotación plástica; y en la tabla 5, se muestra el resumen del reforzamiento mediante el confinamiento con PRFV, para los tres tipos de uniones que existen en la estructura del edificio, que presentaron, en al menos uno de sus elementos

componentes (dígase viga o columna), los mayores valores de demandas de rotación plástica (θ_p).

Tabla 4: Resultados del diseño del reforzamiento mediante el confinamiento con tejidos de PRFV en la viga y columna de hormigón armado con mayores valores de demanda de rotación plástica.

Tipo de elemento	No. de capas de PRFV	ε_{ccu}	$c_{y,frp}$ (cm)	$\phi_{y,frp}$ (rad/m)	$c_{u,frp}$ (cm)	$\phi_{u,frp}$ (rad/m)	ϕ_D (rad/m)
Viga	5 capas	0,0047	20,3	0,0046	7,44	0,0626	0,0128
Columna	5 capas	0,0044	14,37	0,0052	4,60	0,0956	0,0816

Tabla 5: Resultados del reforzamiento mediante el confinamiento con tejidos de PRFV en los elementos de las uniones viga-columna que presentaron mayores demandas de rotación plástica.

Tipo de unión	Localización de la unión	Elementos de la unión	θ_p sin PRFV (rad)	No. de capas de PRFV	θ_p con PRFV (rad)
Interior	Piso 2 en los ejes 2 y F	Columna. debajo	0,0365	5 capas	0,0391
		Columna. encima	0,0136	5 capas	0,0162
Exterior	Piso 1 en los ejes 2 y G	Columna. debajo	0,0333	5 capas	0,0359
		Columna. encima	0,0382	5 capas	0,0408
Esquina	Piso 2 en los ejes 1 y G	Columna. debajo	0,0100	5 capas	0,0126
		Viga. dirección -Y	0,0062	5 capas	0,0117

En los resultados anteriores, se obtuvo la misma cantidad de capas de refuerzo de tejidos de PRFV (cinco capas) para todos los elementos componentes de la unión. Esto se debe, a que con una cuantía de reforzamiento por debajo de cinco capas de PRFV, se incumple con el criterio de asegurar un nivel mínimo de confinamiento a partir de la condición $f_t/f_c' \geq 0,08$. Las diferencias de las rotaciones plásticas alcanzadas mediante el confinamiento con PRFV (θ_p con PRFV), con relación a las rotaciones plásticas demandadas (θ_p sin PRFV), oscilan entre los 6,8% y los 88,7% respectivamente.

Con el objetivo de evaluar el comportamiento de la capacidad resistente a cortante en las uniones viga-columna de hormigón armado que fueron reforzadas mediante tejidos de PRF, se analizó la influencia que ejercen las siguientes variables involucradas en los diseños: número de capas de tejido de PRFV, tipo de tejido de PRFV, el anclaje del refuerzo de PRFV en la unión y el nivel de daño existente en la conexión. Y con el objetivo de evaluar el comportamiento de la ductilidad en las uniones viga-columna reforzadas con tejidos de PRFV, se realizó un análisis acerca del incremento que se manifiesta en la ductilidad por curvatura de las secciones confinadas con tejidos de PRFV, dentro de la región de formación de las rótulas plásticas.

3.1 Análisis de los resultados

Análisis de los resultados de los diseños de reforzamiento a cortante en las uniones

En la figura 6 se muestra el comportamiento de los valores de capacidad resistente a cortante de las uniones que fueron reforzadas en la medida que se aumenta el número de capas de tejidos de PRFV. Con relación a las uniones sin reforzar, los incrementos de resistencia a cortante, desde una hasta seis capas de PRFV, se encuentran entre: el 3,5% y el 12,9% para las uniones exteriores de entrepiso, entre el 4,4% y el 16,2% para las uniones exteriores de cubierta y entre el 6,6% y el 24,2% para las uniones de esquina de cubierta.

Para demostrar la efectividad de los reforzamientos aplicados ante carga de sismo, en términos de incrementos de resistencia a cortante de las uniones reforzadas con tejidos de PRFV con relación a las uniones sin reforzamiento, se efectuó un análisis estadístico a través de la realización de diseños de experimentos unifactoriales de comparación simple. En la tabla 6, se muestran los resultados del análisis realizado para los tres tipos de uniones de la edificación que fueron reforzadas.

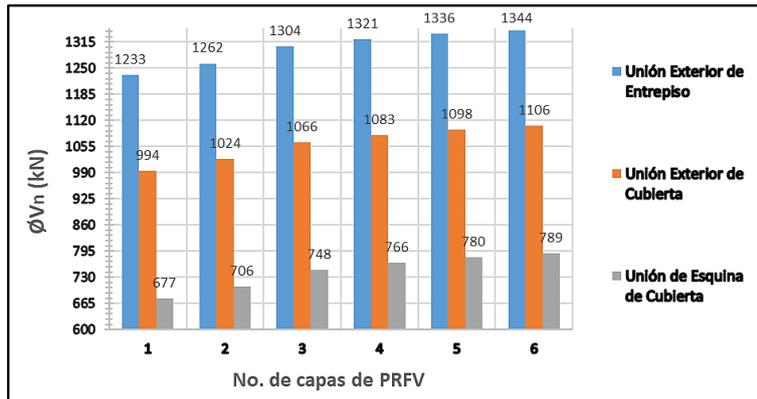


Figura 6: Influencia del número de capas de tejido de PRFV en la capacidad resistente a cortante de las uniones reforzadas.

Tabla 6: Resultados de los diseños de experimentos de comparación de las resistencias a cortante obtenidas para las uniones con y sin reforzamiento mediante tejidos de PRFV.

Tipo de unión	Valor del estadígrafo	Valor de la probabilidad	Resultado de la prueba
Exterior de entrepiso	t= 6,06727	P = 0,000121	Se rechaza H ₀
Exterior de cubierta	t= 6,06729	P = 0,000121	Se rechaza H ₀
Esquina de cubierta	t= 6,06727	P = 0,000121	Se rechaza H ₀

Como se observa en las tres pruebas de hipótesis, se obtuvieron valores de probabilidad asociada menores que el nivel de significación de la prueba que es de un 5% en este caso. Estos resultados demuestran, que los valores obtenidos de capacidad resistente a cortante en las uniones reforzadas mediante tejidos de PRFV, son significativamente superiores a los valores de capacidad resistente de las uniones sin reforzar, lo que evidencia la efectividad de la técnica de reforzamiento empleada.

En la figura 7 se muestra la cantidad de capas de refuerzo de PRFV necesarias a emplear en el reforzamiento a cortante de las uniones analizadas, cuando se utilizan diferentes tipos de tejido de PRFV en función de la orientación de las fibras. En dicha figura se puede ver como se necesita mayor número de capas cuando se emplean tejidos de PRFV uniaxiales (las fibras trabajan en la dirección 0° o 90°), seguido por los tejidos de PRFV biaxiales (las fibras trabajan en la dirección 0° y 90°) y por los tejidos de PRFV cuadriaxiales (las fibras trabajan en la dirección 0°, 90° y ±45°), en ese orden respectivamente. El resultado anterior sucede porque las grietas o fisuras provocadas por los esfuerzos de tracción diagonal, ocurren aproximadamente a 45° con respecto al eje horizontal de la unión, y mientras más perpendicular a dichas grietas se encuentren las direcciones de trabajo de las fibras del tejido de PRF, pues mucho mejor se absorben los esfuerzos de tracción diagonal, lo que suele suceder cuando se emplean tejidos biaxiales y cuadriaxiales respectivamente. Obsérvese también en la propia figura, como aun necesitando menor número de capas de tejidos de PRFV biaxiales y cuadriaxiales, la capacidad resistente a cortante de las uniones reforzadas con estos dos tipos de tejidos supera a la resistencia a cortante obtenida mediante el empleo de tejidos de PRFV uniaxiales.

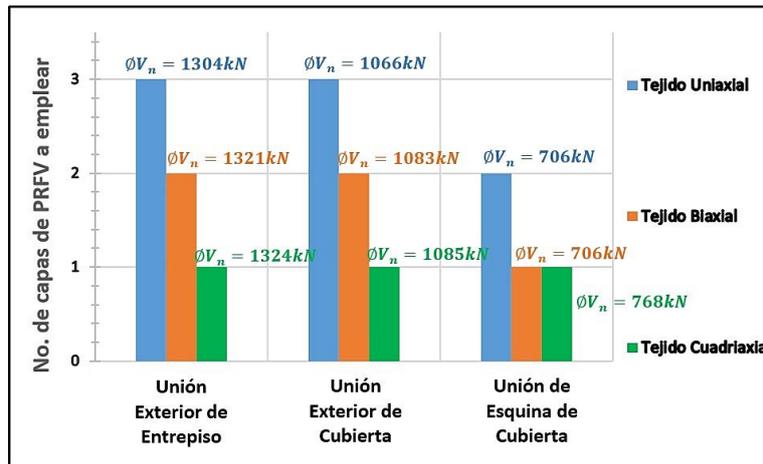
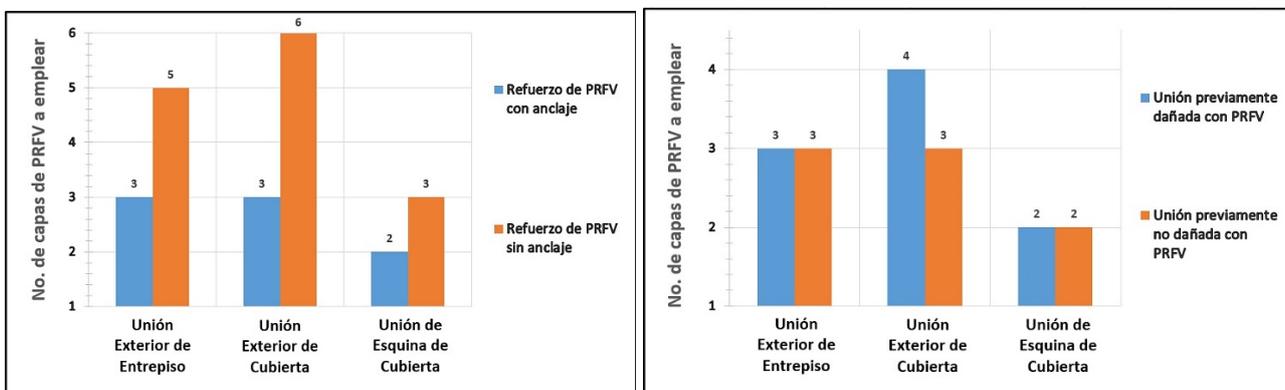


Figura 7: Influencia del tipo de tejido de PRFV en la resistencia a cortante de las uniones reforzadas.

Si se analiza la influencia que tiene la presencia o no del anclaje mecánico en el refuerzo de PRFV, y del nivel de daño presente en la unión a reforzar, se puede ver en la figura 8a, como cuando el tejido de PRFV no se encuentra anclado mecánicamente en su extremo, es necesario incrementar el número de capas de refuerzo de PRFV para alcanzar la resistencia a cortante requerida en la unión. Este resultado se debe a que, si el refuerzo de PRFV se encuentra anclado, esto hace que presente mayor adherencia al sustrato de hormigón, con una menor probabilidad de fallo por despegue, y por lo tanto, desarrolla una mayor capacidad de deformación a tracción diagonal, lo que se traduce, en una mayor capacidad de resistencia ya que se incrementa su nivel de tensión de trabajo. Por otro lado, en la figura 8b, se puede ver como solamente para las uniones exteriores de cubierta, se necesita disponer de un mayor número de capas de PRFV (una sola capa por encima), cuando la conexión a reforzar se encuentre previamente dañada, lo cual hace indicar que este parámetro no ejerce una gran influencia en la capacidad resistente a cortante de las uniones reforzadas con tejidos de PRFV. Cuando una unión se encuentra previamente dañada, el nivel de deformación efectiva desarrollado en el refuerzo de PRFV, debido al agrietamiento existente, es menor, comparado con el nivel de deformación desarrollado en el refuerzo de PRFV de la misma unión sin deterioro.



a)

b)

Figura 8: Influencia del anclaje del tejido de PRFV y del nivel de daño presente en la unión en la cantidad de refuerzo de PRFV necesario para incrementar la resistencia a cortante.

Análisis del incremento de ductilidad alcanzado en las uniones mediante el confinamiento con PRFV

En la figura 9, se muestran las curvas de comportamiento momento-giro (M-Ø) de las secciones con y sin confinamiento mediante tejidos de PRFV, de los elementos de hormigón armado de la estructura de la edificación, que presentaron los mayores valores de demanda de rotación plástica ante la carga de sismo.

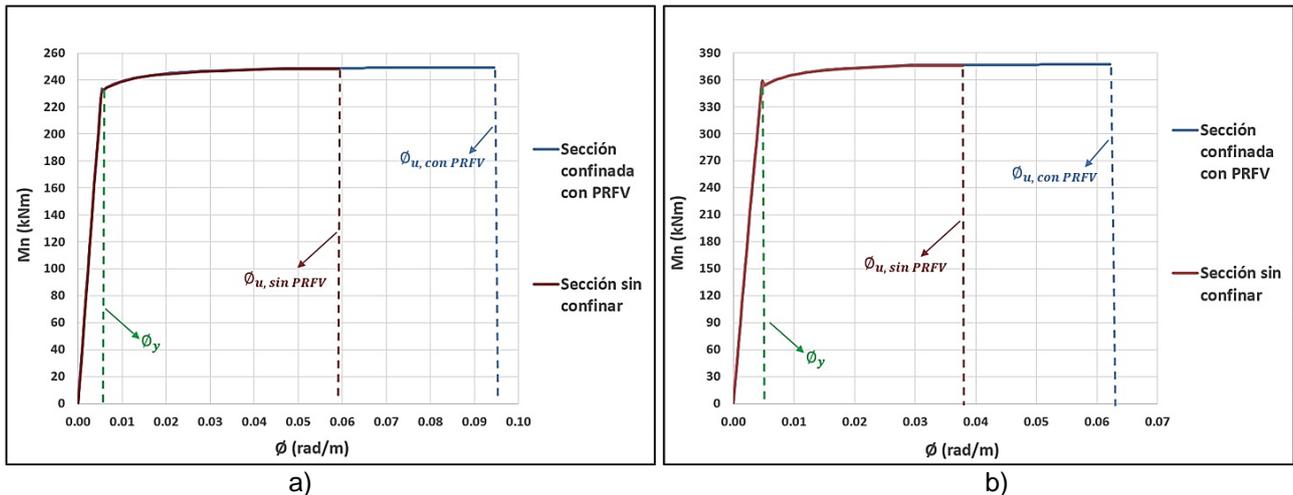


Figura 9: Curvas de comportamiento momento-giro ($M-\varnothing$) de las secciones con y sin confinamiento mediante PRFV. a) Columnas de hormigón armado y b) Vigas de hormigón armado.

En la figura anterior se puede ver como las secciones de vigas y columnas de hormigón armado confinadas con tejidos de PRFV, en la región de formación de las rótulas plásticas, presentan una ductilidad por curvatura ($\varnothing_u/\varnothing_y$) muy superior a la que tienen las mismas secciones sin ningún reforzamiento. En este caso, la ductilidad de las secciones de columnas sin reforzamiento es de 11,02; mientras que la ductilidad de las secciones de columnas confinadas con cinco capas de PRFV, es de 16,45, lo que representa un 49,3% de incremento de ductilidad. Con relación a las vigas, la ductilidad por curvatura de las secciones sin reforzamiento es de 7,32; mientras que la ductilidad de las secciones confinadas con cinco capas de PRFV, es de 13,49; lo que representa un 84,3% de incremento de ductilidad. Obsérvese también que, para las secciones confinadas con PRFV y sin confinar, la curvatura de fluencia (\varnothing_y), es prácticamente la misma, debido a que en el instante en que el acero entra en fluencia, el hormigón se encuentra trabajando sin confinamiento porque su deformación a compresión permanece por debajo del valor de deformación de transición (ε_t') entre el hormigón no confinado y el hormigón confinado con PRFV. Este resultado explica entonces, que los incrementos de ductilidad obtenidos en las secciones confinadas con PRFV, dependen solamente de los incrementos de las curvaturas de rotura (\varnothing_u) alcanzados, producto del aumento de la capacidad de deformación en el hormigón a compresión. Este incremento de deformación a compresión en el hormigón confinado mediante tejidos de PRFV, provoca que por compatibilidad de deformaciones, aumente el nivel de deformación en el acero traccionado (ε_s), por encima de su deformación de fluencia (ε_y), precisamente, porque cuando se sobrepasa el valor de deformación de transición (ε_t') del hormigón sin confinar al hormigón confinado con PRFV, ya el acero traccionado sobrepasó su deformación de fluencia.

En la figura 10, se muestra una comparación de los valores de ductilidad por curvatura ($\varnothing_u/\varnothing_y$) obtenidos en las secciones sin reforzamiento y en las secciones confinadas con tejidos de PRFV. De dicha figura se puede extraer que los incrementos de ductilidad obtenidos, desde una y hasta seis capas de refuerzo, oscilan entre los 6,8% y los 58,4% para las columnas, y entre los 12,5% y 96,2% para las vigas respectivamente.

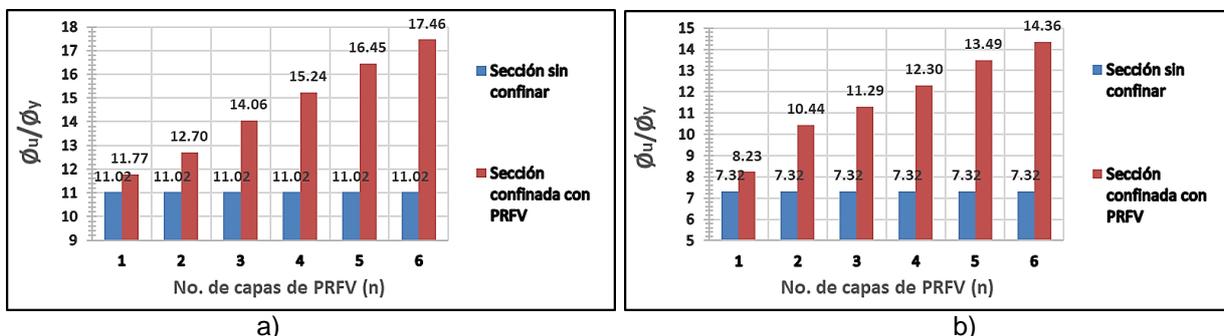


Figura 10: Incrementos de ductilidad por curvatura obtenidos en las secciones confinadas con tejidos de PRFV. a) Columnas de hormigón armado y b) Vigas de hormigón armado.

Con el objetivo de demostrar la efectividad de los reforzamientos aplicados ante carga de sismo, en términos de incrementos de ductilidad por curvatura de las secciones confinadas con PRFV, con relación a las secciones sin reforzamiento, se efectuó un análisis estadístico a través de la realización de diseños de

experimentos unifactoriales de comparación simple. En la tabla 7 se muestran los resultados del análisis efectuado.

Tabla 7: Resultados de los diseños de experimentos de comparación de las ductilidades por curvatura obtenidas para las secciones con y sin confinamiento mediante PRFV.

Tipo de elemento	Valor del estadígrafo	Valor de la probabilidad	Resultado de la prueba
Viga	t= 4,83659	P = 0,000685	Se rechaza H ₀
Columna	t= 4,02409	P = 0,002422	Se rechaza H ₀

Como se observa en ambas pruebas de hipótesis, se obtuvieron valores de probabilidad asociada menores que el nivel de significación de la prueba que es de un 5% en este caso, por lo tanto, existe suficiente evidencia estadística para rechazar la hipótesis nula en favor de la hipótesis alterna. Estos resultados demuestran, que los valores obtenidos de ductilidad por curvatura, en las secciones de vigas y columnas confinadas mediante tejidos de PRFV, se comportan significativamente superiores, a los valores de ductilidad que presentan las secciones sin reforzamiento.

4. CONCLUSIONES

Este trabajo muestra las bases para el diseño del reforzamiento a cortante y del confinamiento mediante tejidos de PRF, de uniones viga-columna de hormigón armado ante la presencia de carga de sismo. Se emplea como caso de estudio una edificación perteneciente a un centro hospitalario situado en la región oriental de Cuba, y a partir de los resultados de su modelación, se aplicaron los diseños de reforzamiento en aquellas uniones del edificio que así lo requerían. Con relación a la evaluación del comportamiento de la resistencia a cortante de las uniones que fueron reforzadas con tejidos de PRFV, los resultados revelan la efectividad en los diseños de reforzamientos realizados, ya que los valores obtenidos de capacidad resistente en las uniones reforzadas, son significativamente superiores a los valores de capacidad resistente de las uniones sin reforzamiento. Que en función del tipo de tejido que se emplee, la mayor efectividad en los reforzamientos a cortante se obtiene utilizando tejidos de PRFV cuadriaxiales, seguido por los tejidos de PRFV biaxiales y uniaxiales en ese orden respectivamente. Y que el anclaje mecánico del refuerzo de PRFV en la unión favorece la resistencia a cortante. Con relación a la evaluación del comportamiento de la ductilidad de las uniones que fueron reforzadas con PRFV, los resultados revelan que en las secciones de vigas y columnas confinadas mediante tejidos de PRFV, dentro de la región de formación de las rótulas plásticas, se obtuvieron incrementos de ductilidad por curvatura en el orden de los 84,3% y 49,3% respectivamente, lo que permitió demostrar a través de un análisis estadístico, que esos incrementos se comportan de manera significativa.

5. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Guo-Lin Wang, J.-G.D., Yu-Lei Bai. "Seismic retrofit of exterior RC beam-column joints with bonded CFRP reinforcement: An experimental study". *Composite Structures*. Vol. 224. pp. 13. 2019.
- [2] Ciro Del Vecchio, M.D.L., Andrea Prota, Gaetano Manfredi. "Modelling beam-column joints and FRP strengthening in the seismic performance assessment of RC existing frames". *Composite Structures*. Vol. 16. pp. 30. 2016.
- [3] Ayman Mosallam, K.A., Mohamed Salama. "Analytical and numerical modeling of RC beam-column joints retrofitted with FRP laminates and hybrid composite connectors". *Composite Structures*. Vol. 214. pp. 486–503. 2019.
- [4] NC 46. "Construcciones sismorresistentes. Requisitos básicos para el diseño y construcción". *Oficina Nacional de Normalización*. Vedado, Ciudad de La Habana, Cuba. pp. 101. 1999.
- [5] NC 46. "Construcciones sismorresistentes. Requisitos básicos para el diseño y construcción". *Oficina Nacional de Normalización*. El Vedado, La Habana. Cuba. pp. 107. 2017.
- [6] H. Baji, A.E., H.R. Ronagh. "Development of a nonlinear FE modelling approach for FRP-strengthened RC beam-column connections". *Structures*. Vol. 3. pp. 272–281. 2015.
- [7] Davood Mostofinejad, M.H. "3D beam-column corner joints retrofitted with X-shaped FRP sheets attached via the EBROG technique". *Engineering Structures*. Vol. 183. pp. 987–998. 2019.

- [8] Cailong Ma, D.W., Zheny Wang. "Seismic Retrofitting of Full-Scale RC Interior Beam-Column-Slab Subassemblies with CFRP Wraps". *Composite Structures*. Vol. 16. pp. 49. 2016.
- [9] Hadi, M.N.S., & Tran, T. M. "Seismic rehabilitation of reinforced concrete beam-column joints by bonding with concrete covers and wrapping with FRP composites". *Materials and Structures*. Vol. 49. pp. 19. 2016.
- [10] Nassereddine Attari, Y.S.Y., Sofiane Amziane. "Seismic performance of reinforced concrete beam-column joint strengthening by FRP sheets". *Structures*. Vol. 20. pp. 353-364. 2019.
- [11] Ciro Del Vecchio, M.D.L., Andrea Prota, Gaetano Manfredi. "Analytical model and design approach for FRP strengthening of non-conforming RC corner beam-column joints". *Engineering Structures*. Vol. 87. pp. 8-20. 2015.
- [12] Flora Faleschini, Mariano Angelo Zanini, Lorenzo Hofer, Lesley Sneed, Carlo Pellegrino. "Repair of severely-damaged RC exterior beam-column joints with FRP and FRCM composites". *Composite Structures*. Vol. 207. pp. 352-363. 2019.
- [13] Yasmeeen Taleb Obaidat and Ahmed M. Ashteyat. "Retrofitting of partially damaged reinforced concrete beam-column joints using various plate-configurations of CFRP under cyclic loading". *Construction and Building Materials*. Vol. 198. pp. 313-322. 2019.
- [14] Yazan B. Abu Tahnat, M.M.S.D., Mohammad A. Samaaneh. "Effect of using CFRP wraps on the strength and ductility behaviors of exterior reinforced concrete joint". *Composite Structures*. Vol. 18. pp. 47. 2018.
- [15] Yazan B. Abu Tahnat, M.A.S., Mahmud M.S. Dwaikat, Abdulsamee M. Halahla. "Simple equations for predicting the rotational ductility of fiber-reinforced polymer strengthened reinforced concrete joints". *Structures*. Vol. 24. pp. 73-86. 2020.
- [16] Khaled Allam, A.S.M., Mohamed A. Salama. "Experimental evaluation of seismic performance of interior RC beam-column joints strengthened with FRP composites". *Engineering Structures*. Vol. 196. pp. 22. 2019.
- [17] ACI-352R-02. "Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures". *Reported by American Concrete Institute Committee 352*. pp. 38. 2002.
- [18] Pampanin, S., D. Bolognini, and A. Pavese. "Performance-based seismic retrofit strategy for existing reinforced concrete frame systems using FRP composites". *ASCE Journal of Composites in Construction*. Special Issue. 2006.
- [19] Chris P. Pantelides, Yasuteru Okahashi, L. D. Reaveley. "Seismic Rehabilitation of Reinforced Concrete Frame Interior Beam-Column Joints with FRP Composites". *Journal of Composites for Construction*. Vol. 12. No. 4. pp. 435-445. 2008.
- [20] Realfonzo, R., A. Napoli, and J.G.R. Pinilla. "Cyclic behavior of RC beam-column joints strengthened with FRP systems". *Construction and Building Materials*. Vol. 54. pp. 282-297. 2014.
- [21] Lam, L. J.G. Teng. "Design-Oriented Stress Strain Model for FRP-Confined Concrete". *Construction and Building Materials*. Vol. 17. pp. 471-489. 2003a.
- [22] ACI-440.2R-17. "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures". *Reported by American Concrete Institute Committee 440*. Farmington Hills. pp. 117. 2017.
- [23] Lam, L. J.G. Teng. "Design-Oriented Stress Strain Model for FRP-Confined Concrete in Rectangular Columns". *Journal of Reinforced Plastics and Composites*. Vol. 22. No. 13. pp. 1149-1186. 2003b.
- [24] NC 283. "Densidad de materiales naturales, artificiales y de elementos de construcción como carga de diseño". *Oficina Nacional de Normalización*. Vedado, La Habana, Cuba. pp. 11. 2003.
- [25] NC 284. "Edificaciones. Cargas de uso". *Oficina Nacional de Normalización*. Vedado, La Habana, Cuba. pp. 12. 2003.
- [26] NC 450. "Edificaciones. Factores de carga o ponderación. Combinaciones". *Oficina Nacional de Normalización*. Vedado, La Habana. Cuba. pp. 9. 2006.
- [27] ASCE/SEI 41-13. "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings". *American Society of Civil Engineers*. United States of America. pp. 555. 2013.