

Evaluación y análisis sísmico de la escuela Áurea Quiles utilizando el ASCE 41-17

*Delwin M. Colón Rivera, PE
Maestría en Ingeniería Civil
Héctor J. Cruzado, PhD, PE
Departamento de Ingeniería Civil, Ingeniería Ambiental y Agrimensura
Universidad Politécnica de Puerto Rico*

Resumen — *Este proyecto investiga y presenta el procedimiento de evaluación y análisis sísmico de la escuela superior Áurea Quiles Claudio en Guánica utilizando el estándar ASCE 41-17 para edificaciones existentes. El resultado de la evaluación evidenció las vulnerabilidades de la estructura, las cuales concuerdan con los daños ocurridos debido a la secuencia sísmica de 2020, y se presentan varias alternativas para repararla. Los resultados obtenidos de las reparaciones propuestas se han comparado con los datos originales, resultando en una reducción sustancial de riesgo sísmico y en ahorros significativos que evitarían la demolición y construcción de una estructura nueva.*

Términos clave — *columna, evaluación, rehabilitación, sismo*

INTRODUCCIÓN

Un incremento sustancial de actividad sísmica se experimentó en Puerto Rico desde la noche del 28 de diciembre de 2019, con un terremoto de magnitud 4.7 en la escala Richter y con epicentro en la región suroeste de la isla, dando paso a una secuencia sísmica que aún sigue activa en mayo de 2022. De estos, el evento más significativo y de mayor intensidad fue el de la mañana del 7 de enero de 2020, con magnitud 6.4.

Las inspecciones luego de este evento evidenciaron la realidad de mucha de la infraestructura de Puerto Rico, la cual, ya debilitada por los eventos previos y en combinación con deficiencias de diseño y construcción, códigos antiguos y un mantenimiento limitado, provocaron el daño severo, colapso total o parcial de escuelas, viviendas y otras estructuras. Más aun, se descubrió la vulnerabilidad estructural de las escuelas, las cuales sufren en su mayoría del defecto de columna corta y el cual fue uno de los causantes principales del colapso o cierre total de alguna de ellas debido a la severidad de los daños.

Este fue el caso del objeto de este estudio, la escuela superior Áurea Quiles Claudio. Al igual que muchas de las escuelas de la región, esta escuela no experimentó un colapso total, pero sufrió daños sumamente severos en la mayoría de sus columnas, vigas y paredes tanto de mampostería como de hormigón reforzado, los cuales obligaron a su cierre permanente dada la avanzada debilidad y fragilidad de su sistema estructural, que inhabilita su uso.

El estándar ASCE/SEI 41-17 [1] provee las herramientas para la inspección de estructuras existentes e identificación de vulnerabilidades y/o deficiencias estructurales para el desarrollo de estrategias de mitigación y reparación dependiendo del nivel de desempeño sísmico requerido. Este describe procedimientos sistemáticos para la evaluación rigurosa y el análisis de cada componente estructural mediante listas de cotejo (*checklists*), además de criterios mínimos de aceptación, con el fin de identificar deficiencias específicas y que los esfuerzos de reparación se centren en estas.

Su utilización puede ser una referencia y/o herramienta efectiva para descubrir deficiencias adicionales en las estructuras existentes, además del proceso correcto de reparación y mitigación para cada una de ellas. Quizás utilizado en el momento correcto, hubiera prevenido muchos de los daños ocurridos en las estructuras del suroeste a raíz de la secuencia sísmica de 2020. Por ende, el objetivo de este estudio es presentar una evaluación y un análisis de la escuela Áurea Quiles Claudio mediante la utilización del estándar ASCE 41-17 para determinar posibles defectos adicionales y posibles estrategias de mitigación sin tener que recurrir a la demolición total de la estructura.

DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La escuela superior Áurea Quiles Claudio está localizada en el municipio de Guánica, uno de los más afectados por los sismos. La edificación fue diseñada y

construida en 1990, utilizando los códigos vigentes en aquella época. Ubicada sobre suelos blandos tipo E, consta de cuatro edificaciones de dos niveles cada una y separadas entre sí por una junta de expansión de una pulgada de grosor, ubicadas de forma simétrica formando un cuadrado, según se puede apreciar en la figura 1. Su sistema estructural consta mayormente de vigas y columnas que forman pórticos resistentes a momento junto a paredes exteriores e interiores de mampostería y hormigón reforzado. La información recopilada fue basada en los documentos existentes de inspección estructural postsismo y los planos originales de la edificación.



Figura 1

Vista de planta de la escuela Áurea Quiles Claudio

DESCRIPCIÓN DE LOS DAÑOS

A pesar de no haber colapsado, luego del terremoto del 7 de enero de 2020, la escuela presentó daños severos en sus elementos estructurales, que comprometían por completo su seguridad y estabilidad, impidiendo que fuera reabierto al estudiantado. En base a las fotos e información provista en el informe inicial de inspección postsismo [2], se pueden apreciar agrietamientos severos y separación en las paredes, agrietamientos en vigas, grietas en losas de techo, desprendimiento de hormigón en columnas, grietas

horizontales en la conexión viga-columna como se aprecia en las figuras 2 y 3 y otros daños. Pero el daño más predominante fueron las grietas en forma de X en la parte superior de la gran mayoría de las columnas de la estructura, causado por el defecto de columna corta, como se puede observar en las figuras 4 y 5. Este defecto predominante en la mayoría de las escuelas de la isla es causado por el confinamiento de la columna con las paredes de mampostería adyacentes esta. Debido a este confinamiento y a la inexistencia de la separación entre pared-columna, se restringe la ductilidad y el desplazamiento lateral de la columna al momento del sismo y, por ende, el sistema estructural no trabaja según diseñado. Este confinamiento de la columna por una pared de altura parcial obliga a que las fuerzas provocadas por el movimiento lateral del sismo se concentren en la porción libre de la columna, región en la cual usualmente la separación de aros de acero de refuerzo es mayor.



Figura 2

Grieta horizontal en conexión columna-viga



Figura 3

Grieta horizontal por efecto columna débil-viga fuerte



Figura 4
Daño por efecto de columna corta



Figura 5
Grieta por esfuerzos cortantes en columna y pared

EVALUACIÓN Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA CON EL ASCE 41-17

Las disposiciones del estándar ASCE 41-17 para la evaluación sísmica y el reacondicionamiento de edificios existentes se basan en las evaluaciones independientes de cada componente estructural de la edificación, a diferencia del código ASCE 7 para edificaciones nuevas, que evalúa en conjunto todo el sistema estructural. El nivel u objetivo de desempeño sísmico seleccionado o requerido por los propietarios de la estructura y/o las autoridades competentes tomará en cuenta tanto el riesgo sísmico como la vulnerabilidad de la estructura, y puede ser uno de los siguientes: ocupación inmediata (IO), control de daños, seguridad a la vida (LS) y prevención de colapso (CP). Para su selección, se toma en cuenta la importancia de la estructura, su rol durante emergencias, las

consecuencias económicas si se interrumpe su operación y su importancia cultural, entre otros factores socioeconómicos. Además, se toma en cuenta el nivel de sismicidad de la localización de la estructura y el tipo o material de la estructura junto a su configuración estructural. La estructura del estudio es tipo C1, pórtico de hormigón resistente a momento, el cual consiste de un sistema de columnas y vigas que soportan losas, diseñado para soportar cargas laterales mediante su ductilidad y la transferencia de dichas cargas a sus conexiones rígidas columna-viga.

El estándar ASCE 41-17 contempla tres niveles de análisis y evaluación de la estructura. El primer nivel (*Tier 1*) se compone de una serie de evaluaciones de cumplimiento en forma de lista de cotejo que permite hacer un proceso de radiografía del estado de cada elemento estructural. Básicamente, cada tipo de estructura tiene su propia lista de cotejo para cada objetivo de desempeño sísmico deseado y se evalúa el cumplimiento de vigas, columnas, fundaciones y paredes, entre otros, para identificar posibles vulnerabilidades sísmicas en localizaciones específicas. Los componentes estructurales que no estén en cumplimiento con los parámetros mínimos para el objetivo de desempeño sísmico deseado luego de realizada la evaluación de primer nivel, al igual que los desconocidos, serán catalogados como deficiencias o vulnerabilidades sísmicas. El segundo nivel de evaluación (*Tier 2*), se compone de procedimientos de análisis estático lineal (LSP) o dinámico lineal (LDP) para revisar aquellos componentes identificados como deficiencias potenciales. De ser necesario un análisis más detallado, se procede al tercer nivel de evaluación (*Tier 3*), el cual utiliza análisis no lineal y efectos de segundo orden. Ya que el ASCE 41-17 no contempla un capítulo en específico para las técnicas de modernización o rehabilitación de las edificaciones existentes, se debe recurrir y/o complementar con otros códigos u estándares para rehabilitación sísmica, como FEMA 547 [3].

Para comenzar la evaluación, se necesita recopilar información básica y crucial que servirá de base para el análisis (tabla 1).

Tabla 1
Información de referencia

Estructura	Escuela Superior Áurea Quiles
Localización	Guánica, Puerto Rico
Dirección física	Carretera Ochoa 333 KM 5
Coordenadas	17.97548, -66.90477
Año de construcción	1990
Categoría de riesgo	IV, Instalación Esencial
Objetivo de desempeño básico	BSE-1E Desempeño Estructural para Ocupación Inmediata (S-1) BSE-2E Desempeño Estructural para Seguridad de Vida (S-3)
Nivel de riesgo sísmico	BSE-1E 20% en 50 años BSE-2E 5% en 50 años
Nivel de sismicidad	Alta sismicidad
Tipo de suelo	Suelo tipo E, suelo blando
Clasificación de sitio	E
Tipo de estructura	Tipo C1- Pórticos de hormigón resistentes a momento

Con la información obtenida, en conjunto con varios cálculos de chequeos, se procedió a realizar la evaluación del primer nivel. Las listas de cotejo provistas en el capítulo 17 de [1] se dividen entre tipo de estructura y nivel de desempeño. Para el caso de estudio, se utilizaron las listas de cotejo para Ocupación Inmediata y Prevención de Colapso junto a una lista de cotejo mandatoria básica para el tipo de estructura C1. A modo de resumen, las deficiencias encontradas fueron las siguientes:

- **Paredes interferentes:** las paredes de bloque divisorias están atadas al pórtico de hormigón resistente a momento y no aisladas como se requiere, restringiendo el movimiento lateral del pórtico y creando el efecto de columna corta. Estas requieren aislamiento total de los pórticos de hormigón.
- **Chequeo de esfuerzo cortante en columnas:** mediante los cálculos de verificación requeridos para la lista de cotejo utilizando el procedimiento de la sección 4.4.3.2, se determinó que la sección de columna no es adecuada para la resistencia de esfuerzo cortante, ya que no cumple con los parámetros mínimos requeridos por la lista de cotejo, dado que es mayor de 100 psi o $2 f'_c$, donde f'_c es la resistencia del hormigón a compresión especificado para la estructura.

- **Columnas cautivas:** similar al defecto de paredes interferentes, las paredes parciales de mampostería restringen el desplazamiento lateral. Para el caso de estudio, la razón de altura/profundidad de la columna es mayor de 50% que la razón de altura/profundidad nominal, que se requiere que sea menor de 50%.
- **No fallas en cortante:** el tipo de grietas y daños causados junto a los cálculos de verificación para las columnas evidencian que algunos elementos estructurales no poseen la capacidad adecuada para la resistencia de cortante y transferencia de momento en sus conexiones.
- **Columna fuerte-viga débil:** las grietas horizontales en el área de la conexión viga-columna, además de los cálculos de verificación, demuestran la insuficiencia de capacidad de momento y ductilidad en la columna, creando el efecto de viga fuerte-columna débil. La suma total de la capacidad de momento de las vigas sobrepasa más del 20% requerido de la capacidad de momento de las columnas.
- **Empalmes de acero de refuerzo en columnas:** se requiere que los largos de empalme del acero de refuerzo en columnas sean mayores que 35 veces el diámetro de la varilla longitudinal. La nota 2 de la hoja de plano de detalles estructurales requiere un largo de solo 30 veces el diámetro de la varilla longitudinal, un largo de empalme muy por debajo de lo requerido.
- **Empalmes de acero de refuerzo en vigas:** se requiere que los largos de empalme de acero de refuerzo en vigas no estén localizados dentro de un largo $L_b/4$ de las juntas viga-columna, siendo L_b el largo de la viga. Dado que no hay detalle alguno sobre esto en las hojas de plano, se concluye que es un parámetro desconocido.
- **Refuerzo de acero transversal en juntas:** se requiere que las juntas viga-columna tengan estribos de acero de refuerzo con espaciamiento igual o menor que ocho veces el diámetro de la varilla. Dado que no hay detalle alguno sobre esto en las hojas de plano, se concluye que es un parámetro desconocido.

- **Estribos y ganchos de amarre:** por consideraciones sísmicas, se requiere que los estribos de acero de refuerzo tanto en vigas como en columnas tengan un gancho de doblez de al menos 135 grados. En los detalles estructurales de los planos existentes podemos ver que dicho doblez fue implementado en los detalles de las columnas, pero no es observado en los detalles de las vigas ni en las notas estructurales.
- **Compatibilidad de deflexión:** como requisito, los componentes secundarios deben tener la capacidad de esfuerzo cortante necesaria para desarrollar resistencia a flexión y además deben cumplir ciertos parámetros. El incumplimiento con los parámetros previos resulta en incumplimiento con este parámetro.

Según los planos, el espaciamiento de estribos de refuerzo en vigas y columnas parece ser adecuado y conservador tanto en su zona crítica de esfuerzo cortante como en todo su largo.

ANÁLISIS Y RECOMENDACIONES DE MITIGACIÓN

Luego de completado el análisis de primer nivel, el segundo nivel de análisis pretende evaluar más a profundidad las deficiencias encontradas en incumplimiento o desconocidas en el primer nivel. El alcance de las reparaciones estructurales debe centrarse en las vulnerabilidades encontradas de tal manera que su mitigación resulte en el cumplimiento del nivel de desempeño sísmico deseado o requerido. Para esto, se desarrolló un modelo estructural del plantel escolar basado en los planos existentes en el programa ETABS V9.7.2, como se puede observar en la figura 6. Las cargas de servicio aplicadas fueron las recomendadas por el ASCE 7-16 [4] para este tipo de estructura, incluyendo su carga sísmica basada en las aceleraciones espectrales para Guánica.

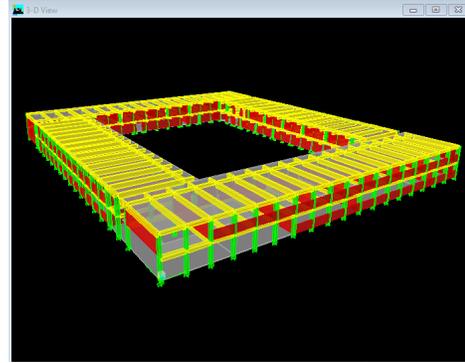


Figura 6
Modelo estructural en ETABS V.9.7.2

Inicialmente, se analizó el modelo como una sola estructura, obteniendo resultados globales para todo el complejo. Posteriormente, se decidió dividir la estructura completa en edificios independientes, ya que existe una junta de expansión entre cada edificio indicada en los planos. Dada su simetría, solamente se crearon dos modelos adicionales: uno para el lado norte y otro para el lado este. Estos se pueden ver en las figuras 7 y 8.

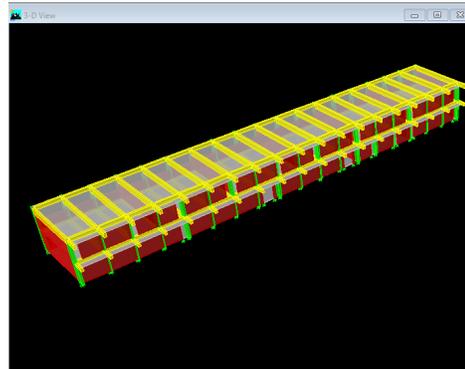


Figura 7
Modelo estructural del edificio norte en ETABS V9.7.2

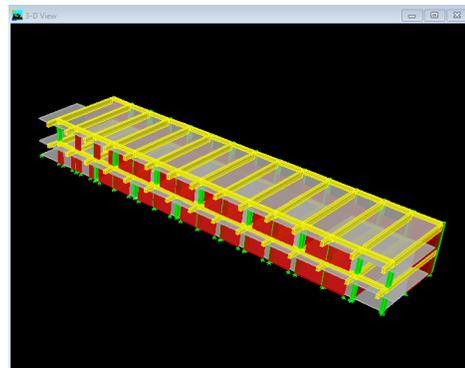


Figura 8
Modelo estructural del edificio este en ETABS V9.7.2

Como complemento, se desarrollaron varios cálculos de análisis para evaluación de las deficiencias encontradas, específicamente para la capacidad de esfuerzo cortante de las columnas y el efecto de columna débil-viga fuerte. Para esto, se determinaron valores de sitio para la estructura y su localización, presentados en la tabla 2, los cuales son necesarios para determinar el peso propio de cada estructura y la carga cortante que se aplica a causa del sismo. Los valores obtenidos para cada parámetro se muestran en las tablas 3 y 4.

Tabla 2
Información de sitio y sismicidad

Códigos de referencia	PR IBC 2018/ASCE 7-16/ASCE 41-17
Coefficiente periodo corto - Fa	1
Coefficiente periodo largo - Fv	0.8
Acel. espectral 0.2 Sec.- Ss	1.25
Acel. espectral 1 Sec. - S1	0.5
Parámetro acel. espectral - SDS	0.83 > 0.5g Alta sismicidad
Parámetro acel. espectral - SD1	0.27 > 0.20g Alta sismicidad
Periodo fundamental - T	0.297

Tabla 3
Pesos totales de las estructuras

	Edificio Norte	Edificio Este
Piso 1	1075437.75 lb	1075437.75 lb
Piso 2	1142937.75 lb	1158530.25 lb
Total	2218375.5 lb 2218.37 kips	2233968 lb 2233.968 kips

Tabla 4
Distribución fuerzas cortantes por piso: edif. norte y este

	Primer piso	Segundo piso
Norte - Fuerza cortante en piso - Vj	4108.10 kips	2793.73 kips
Este - Fuerza cortante en piso - Vj	4136.97 kips	2825.53 kips

Basado en los resultados del análisis, se puede confirmar las vulnerabilidades de capacidad de carga cortante de las columnas de la estructura. Primeramente, los esfuerzos cortantes en las columnas de ambos edificios exceden sustancialmente el límite predeterminado en el ASCE 41-17 de 100 psi para el esfuerzo cortante máximo en la columna. Estos resultados se pueden ver en las tablas 5 y 6. Además, con las capacidades de momento presentadas en la tabla 7 se obtuvieron los resultados de la tabla 8, los cuales

reflejan que la estructura sufre de la vulnerabilidad de columna débil-viga fuerte, ya que en su mayoría las capacidades de momento de las vigas sobrepasan las de las columnas. Cabe destacar que estos resultados concuerdan con las fallas o grietas horizontales generadas en el área de la junta entre la viga y la columna que se pueden apreciar en el informe de inspección postsismo.

Tabla 5
Esfuerzos cortantes en columnas: edificio norte

PREVENCIÓN DE COLAPSO				
	Primer piso N-S	Primer piso E-W	Segundo piso N-S	Segundo piso E-W
Esfuerzo cortante en columna - VjAVG	375.37 kips	3566.0 kips	682.62 kips	682.62 kips
OCUPACIÓN INMEDIATA				
Esfuerzo cortante en columna - VjAVG	750.74 kips	7132.1 kips	1365.25 kips	1365.25 kips

Tabla 6
Esfuerzos cortantes en columnas: edificio este

PREVENCIÓN DE COLAPSO				
	Primer piso N-S	Primer piso E-W	Segundo piso N-S	Segundo piso E-W
Esfuerzo cortante en columna - VjAVG	3591.12 kips	478.81 kips	2452.72 kips	327.02 kips
OCUPACIÓN INMEDIATA				
Esfuerzo cortante en columna - VjAVG	7182.25 kips	957.63 kips	4905.44 kips	654.05 kips

Tabla 7
Capacidades de momento en elementos estructurales

Viga 18" x 12"	Viga 3" x 12"	Columna 24" x 12"
805.84 ksi	3867.12 ksi	2296.93 ksi

Tabla 8
**Cálculo de verificación de cumplimiento de columna fuerte-
viga débil**

Caso	Número de elementos	Capacidad momento vigas	Capacidad momento columnas	Porcentaje diferencia
Exterior N-S	2 col. 3 vigas	5478.8	4593.87	-19%
Interior N-S	2 col. 4 vigas	6284.64	4593.87	-37%
Exterior E-W	2 col. 1 viga	3867.12	4593.87	16%
Interior E-W	2 col. 4 vigas	6284.64	4593.87	-37%
Esquina N-S	2 col. 2 vigas	1611.68	4593.87	65%
Esquina E-W	2 col. 2 vigas	1611.68	4593.87	65%

En general, la rehabilitación sísmica puede ser de tipo local, la cual se centra solamente en algunos miembros estructuralmente deficientes, como puede ser una intervención global que afecte el desempeño de la estructura completa [4]. Para este caso, se hará una combinación de ambas técnicas de rehabilitación, tanto global como local, que resulten en una mejora de la rigidez, fuerza y ductilidad a un sistema estructural ya debilitado y deficiente localizado en una zona de alta demanda sísmica. Según mencionado anteriormente, para la selección de las técnicas de mitigación se ha utilizado el FEMA 547: *Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings* [3] como complemento de apoyo al ASCE 41-17, ya que este último no tiene un capítulo en específico para las técnicas de modernización o rehabilitación de las edificaciones existentes. Las técnicas propuestas de mitigación y reparación para cada deficiencia encontrada se explican a continuación.

- **Aislamiento de pared-columna:** el ASCE 41-17 requiere aislamiento total de paredes de bloque o particiones de los pórticos de hormigón, que permita el comportamiento estructural para el cual fue diseñado, evitando así la deficiencia de columna corta. Se proponen cortes de separación a lo largo de toda la junta pared-columna, como se ven en la figura 9, que permita el aislamiento de ambos elementos y crear una junta expansiva entre ambos sellando la separación con resina.



Figura 9
Aislamiento pared-columna

- **FRP jacketing:** el confinamiento con polímero de fibra reforzada, o *FRP jacketing*, es una opción muy atractiva y eficiente para aplicaciones estructurales dada su fácil aplicación, especialmente en casos de restricción de carga muerta, tiempo o espacio. Esta consiste en la aplicación de capas de tejido de fibra reforzada alrededor del elemento estructural, la cual provee al endurecer un confinamiento similar al de los estribos y ganchos de amarre. Por ende, la utilización de esta técnica en las vigas y conexiones viga-columna mitigará las vulnerabilidades encontradas en los empalmes de acero de las vigas, el refuerzo de acero transversal de las juntas y la posible falta del doblado requerido de 135 grados en los estribos y ganchos de amarre de acero en las vigas. Se ha demostrado en estudios recientes que, mediante este confinamiento adicional en las vigas, la capacidad en flexión y esfuerzos cortantes ha mejorado sustancialmente. Un ejemplo de esta aplicación se aprecia en la figura 10.



Figura 10
FRP jacketing en vigas

- **Reinforced concrete jacketing:** el estándar FEMA 547 no recomienda el uso del confinamiento con polímero de fibra reforzada, o *FRP jacketing*, para

columnas con condición de columna débil-viga fuerte. Por ende, la selección de la técnica comúnmente utilizada de confinamiento de hormigón reforzado, o *RC jacketing*, será la adecuada para la mitigación de la vulnerabilidad antes mencionada y la falta de capacidad en cortante de la columna. Este método consiste en el aumento de tamaño de las columnas mediante un revestimiento de hormigón reforzado, como se ve en la figura 11, el cual resulta en un aumento de capacidad sísmica tanto de la columna como de la estructura a nivel global, distribuyendo la capacidad de carga lateral de manera uniforme en la estructura [5]. Al aumentar el tamaño de las columnas, aumentaríamos su sección transversal y, por ende, su capacidad de carga axial, cortante y momento, rigidizándola con el revestimiento adicional. Esto resultaría en la mitigación del efecto de columna débil-viga fuerte y su falta de capacidad en cortante, ya que pasados estudios demuestran un aumento en capacidad de más de cuatro veces la capacidad original mediante esta técnica. El mínimo de revestimiento recomendado para este procedimiento en pasados estudios debe ser de cuatro pulgadas [5]. Para este caso, el tamaño de revestimiento requerido será el que logre reducir la carga cortante actual de la columna por debajo de 100 psi o $2 f_c$ de manera que garantice el cumplimiento con los parámetros mínimos requeridos por la lista de cotejo. Según el código ACI 318 [6], el tamaño mínimo de acero a utilizarse debe ser #5 para el longitudinal y #3 para los aros transversales, los cuales pueden mantener el tamaño de espaciamiento actual, ya que es conservador, según se muestra en los planos.



Figura 11
RC jacketing en columnas

- **Inyección de grietas:** la inyección de grietas es un método versátil y económico para la reparación de estructuras. Este método de reparación (figura 12) se puede utilizar en grietas de hasta 5-6 mm. Si las grietas fueran más grandes (hasta 20 mm), se recomienda inyección con mortero de cemento. Múltiples estudios y pruebas reflejan que el método de reparación en las vigas y conexiones viga-columna no solamente restaura su apariencia, sino que también restaura la rigidez del elemento con daño, así como su capacidad de flexión.



Figura 12
Sellado de grietas con material epóxico

- **Arriostre de acero:** la adición de un arriostre de acero a un pórtico de hormigón existente es un método muy efectivo para el fortalecimiento global de una estructura debido al aumento en resistencia y rigidez lateral que puede brindar. Una de sus mayores ventajas es que su adición no produce cambio en el peso total de la estructura ni, por consiguiente, en su carga muerta. Este se puede

localizar en el exterior (figura 13) o interior de la estructura. La opción exterior resulta ser la más costo-efectiva por su facilidad de instalación. Su costo y complejidad de instalación es mucho menor a la de una pared de cortante.



Figura 13
Arriostramiento externo de acero

Se modificó el modelo estructural original de la escuela en el programa ETABS V.9.7.2 incorporando las técnicas de rehabilitación propuestas y se ha preparado una comparativa con los resultados obtenidos. Primeramente, al aumentar la sección de la columna a 48"x 48", se logró reducir los esfuerzos cortantes en todas las columnas por debajo de los 100 psi requeridos en la dirección más corta de ambos edificios. En dirección contraria, los esfuerzos cortantes siguen siendo un poco más altos que el límite requerido. Un arrioste de acero de W18x35 en esta dirección ayudará a contrarrestar este efecto y, en conjunto con la nueva sección de columna, se redujo el desplazamiento lateral de cada piso, como se observa en la tabla 9.

Tabla 9
Desplazamientos post reparación por edificio

Dirección	Original (in)	Reparación (in)	Diferencia (in)
Norte X	0.001656	0.0001788	-0.001477
Norte Y	0.001092	0.00024	-0.000852

Este X	0.00108	0.00042	-0.00066
Este Y	0.00036	0.000048	-0.000312

Dado el aumento en tamaño de la columna, sus cargas aumentaron, al igual que las cargas cortantes en cada piso (tablas 10 y 11). De igual manera, la verificación de cumplimiento de columna fuerte-viga débil demostró que, dado el aumento de la sección de la columna y su capacidad de momento por el acero adicional, el efecto previo de columna débil-viga fuerte se mitigó satisfactoriamente (tabla 12).

Tabla 10
Cargas cortantes post reparación por edificio

Dirección	Original (kips)	Reparación (kips)	Diferencia (kips)
Norte X	-513.41	-729.69	-216.27
Este X	-430.77	-633.40	-202.63

Tabla 11
Cargas en columnas post reparación por edificio

Edif.	Carga	Original (kips)	Reparación (kips)	Diferencia (kips)
Norte	Axial (P)	-154.26	-494.82	-340.56
Norte	Cortante (V)	-0.701	-3.917	-3.21
Norte	Momento (M)	38.37	238.62	200.24
Este	Axial (P)	-51.36	-119.51	-68.15
Este	Cortante (V)	-4.45	-7.44	-2.98
Este	Momento (M)	8.21	14.15	5.94

Tabla 12
Cálculo de verificación de cumplimiento de columna fuerte-viga débil post reparación

Caso	Número de Elementos	Capacidad Momento Vigas	Capacidad Momento Columnas	Porcentaje Diferencia
Exterior N-S	2 Col. 3 Vigas	5478.8	6526.964	16%
Interior N-S	2 Col. 4 Vigas	6284.64	6526.964	4%
Exterior E-W	2 Col. 1 Viga	3867.12	6526.964	41%
Interior E-W	2 Col. 4 Vigas	6284.64	6526.964	4%
Esquina N-S	2 Col. 2 Vigas	1611.68	6526.964	75%
Esquina E-W	2 Col. 2 Vigas	1611.68	6526.964	75%

Por último, considerando el factor económico, la tabla 13 presenta una comparativa de costos aproximados que contrasta las opciones propuestas con la opción de demolición y construcción total, sin incluir el diseño estructural. El costo de demolición y reconstrucción se obtuvo del informe del concilio de reconstrucción del gobierno de Puerto Rico [7].

Tabla 13
Comparativa de costos aproximados

Demolición y construcción	Reparación	Diferencia
\$11,000,000.00	\$2,108,870.00	-\$8,891,130.00

Puede concluirse que la opción de reparación para la escuela Áurea Quiles es la opción más costo-efectiva y rápida entre ambas, lo que permite que los estudiantes puedan disfrutar de una escuela segura en un periodo de tiempo menor. Este procedimiento podrá crear un precedente y servir de ejemplo para su aplicación tanto en otras escuelas del país como en otro tipo de edificación.

CONCLUSIÓN Y RECOMENDACIONES

Este documento hace el análisis y la evaluación sísmica de la escuela superior Áurea Quiles Claudio en Guánica utilizando el estándar ASCE/SEI 41-17, el cual provee las herramientas para la inspección de estructuras existentes y la identificación de vulnerabilidades y/o deficiencias estructurales. Este procedimiento de dos niveles de evaluación evidenció vulnerabilidades además de las ya conocidas, como columna corta, las cuales concuerdan con las fotos de los informes de inspección postsismo. Se presentaron varias alternativas de reparación para cada defecto, que se incorporaron al modelo estructural creado en el programa ETABS V.9.7.2, cuyos resultados obtenidos se compararon con los cálculos y datos originales, resultando en un aumento sustancial de resistencia y una reducción de riesgo sísmico. Como complemento para la viabilidad de las reparaciones propuestas, se presentó una comparativa de costos aproximados entre las opciones de reparación y demolición/construcción total, la cual demuestra que la opción de reparación es la más costo-efectiva. En conclusión, la aplicación del estándar ASCE 41-17 a cualquier edificación existente puede resultar en la identificación temprana de vulnerabilidades estructurales

no evidentes antes de un evento sísmico y, a su vez, ayudará a la prolongación de la vida útil de cualquier tipo de edificación y brindará visibilidad a la condición estructural actual de las estructuras existentes. Pero más importante aún, una inversión temprana para la mitigación de las vulnerabilidades encontradas salvaría tanto estructuras como vidas. Este documento puede servir de guía o base para utilizar este estándar y reparar la estructura evaluada, pero se recomienda un procedimiento de diseño más detallado para las opciones propuestas y una evaluación más abarcadora sobre el comportamiento de la estructura con estas.

REFERENCIAS

- [1] *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, ASCE standard ASCE/SEI 41-17, 2017. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- [2] P. Vagnetti, "Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: Escuela Áurea Quiles", Engineered Advantage, San Juan, Puerto Rico, rep., 2020.
- [3] *FEMA 547: Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, NEHRP, FEMA, 2006, Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency.
- [4] *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*, ASCE standard ASCE/SEI 7-16, 2017. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- [5] A. Teran and J. Ruiz, "Reinforced concrete jacketing of existing structures," in *Earthquake Engineering 10th World Conference*, Balkema, Rotterdam, 1992, pp. 5107-5113.
- [6] *Building Code Requirements for Structural Concrete*, ACI standard ACI 318-19, 209. ACI Committee.
- [7] Gobierno de Puerto Rico, "Concilio de Reconstrucción de Puerto Rico, segundo informe", San Juan, Puerto Rico, 2021.