

Evaluación de la resiliencia sísmica de edificios de acero con contraventeo excéntrico

Seismic Resilience Assessment of Eccentrically Braced Steel Buildings

Jorge Ruiz García ¹, Mauricio Eguía Gómez ² y Edén Bojórquez Mora ³

RESUMEN

Se presenta la evaluación de la resiliencia sísmica de edificios de acero estructurados a base de marcos con contraventeo excéntrico ubicados en sitios de terreno blando de la Ciudad de México. Su respuesta sísmica se evalúa en términos de la distorsión máxima, IDR, y permanente, RIDR, de entrepiso, así como la rotación plástica del eslabón, γ_p . Se presentan relaciones funcionales entre IDR-RIDR, IDR- γ_p y RIDR- γ_p , las cuales permiten conocer el estado de daño probable de los eslabones, así como los métodos de reparación asociados. Finalmente, se presentan las funciones de recuperación para eslabones cortos asociadas a cuatro métodos de reparación, así como los costos asociados.

ABSTRACT

This paper presents the evaluation of the seismic resilience of steel buildings whose structural system is based on eccentric braces located at soft soil sites of Mexico City. Their seismic response was evaluated in terms of maximum, IDR, and permanent, RIDR, interstorey drift as well as on link plastic rotation, γ_p . The relationships among IDR-RIDR, IDR- γ_p and RIDR- γ_p is presented to allow estimate the likelihood of link damage as well as its corresponding method of repair. Finally, recovery functions for short links related to four repair methods and their corresponding cost is presented in this paper.

Recibido: mayo 2025
Aceptado: junio 2025
Publicado: agosto 2025

Palabras Clave:

Resiliencia sísmica
Edificios de acero
Distorsión máxima de entrepiso
Distorsión residual

Keywords:

Seismic resilience
Steel buildings
Maximum interstorey drift
Residual drift

1. INTRODUCCIÓN

Uno de los sistemas estructurales que ha demostrado tener un buen comportamiento sísmico es el sistema basado en marcos con contraventeo excéntrico (MCE). Este sistema estructural fue propuesto originalmente en Japón en los años 70's y fue investigado ampliamente en los Estados Unidos por Popov y sus colaboradores en los años 80's (Azad y Topkaya, 2017). Una revisión detallada de los estudios experimentales y analíticos más relevantes sobre el desarrollo de contraventeos excéntricos puede consultarse en (Azad y Topkaya, 2017).

Actualmente, existe un creciente interés por incorporar MCE como sistema estructural sismorresistente para edificios en la Ciudad de México, y en otras regiones del país, como se ilustra en la figura 1, lo cual puede atribuirse a que aportan tanto una alta rigidez elástica (similar a los contraventeos concéntricos) como ductilidad (similar a los marcos resistentes a momento). En los MCE, la

*Autor para correspondencia: Jorge Ruiz García
Dirección de correo electrónico: jruizgar@umich.mx

¹ Profesor-Investigador Titular, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Edificio C, Cd. Universitaria, Morelia 58040, Michoacán. jruizgar@umich.mx

² Egresado de la Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Edificio C, Cd. Universitaria, Morelia 58040, Michoacán.

³ Profesor-Investigador Titular, Universidad Autónoma de Sinaloa, Calz. de las Américas y Boulevard Universitarios, Cd. Universitaria, 80040 Culiacán, México.

energía inducida durante un evento sísmico es disipada por el comportamiento inelástico de los eslabones, mientras que las vigas, columnas y contraventeos se diseñan para exhibir un comportamiento elástico. Recientemente, la edición 2017 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño Construcción de Estructuras de Acero (Gaceta, 2017a) incluye una sección donde se indican los requisitos de diseño para edificios que cuenten con sistema estructural basado en MCE, la cual se basa en las disposiciones normativas del ANSI/AISC 341-16 (2016). Sin embargo, cabe notar que ya se diseñaban edificios con MCE antes de la publicación de las NTCA-2017, empleando las especificaciones del ANSI/ASCE 341.

El día 19 de septiembre de 2017 ocurrió un temblor intraplaca de profundidad intermedia localizado aproximadamente a 12 km al Sureste de la población de Axichiapan, Morelos (SSN, 2017), el cual afectó a la Ciudad de México y estados cercanos. La distancia epicentral de este temblor de profundidad intermedia fue mucho más cercana que la distancia epicentral de temblores típicos de subducción (por ejemplo, la distancia epicentral del temblor del 19 de septiembre de

2017 fue cercana a 120 km de la Ciudad de México, mientras que la distancia epicentral del temblor del 19 de septiembre de 1985 fue cercana a 400 km), lo cual ocasionó que se registrarán aceleraciones máximas del terreno mayores a las registradas durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. Inspecciones de campo llevadas a cabo después del temblor indican que el comportamiento de las estructuras de acero fue, en general, satisfactorio (García y Tapia, 2020). Cabe notar que existen muy pocos estudios analíticos que han estudiado el comportamiento sísmico de edificios estructurados a base de MCE (Ruiz-García et al., 2018; García y Tapia, 2019), los cuales emplearon historias de aceleración del terreno registradas durante temblores de subducción. Por ello, es pertinente investigar el comportamiento sísmico de los edificios con MCE y verificar su resiliencia sísmica (es decir, la capacidad para volver a su funcionalidad en el menor tiempo posible después de un evento sísmico intenso) con el objetivo de promover su uso como un sistema resiliente y de bajo costo, dado que no se requiere pagar una patente como es el caso del uso de disipadores de energía y contraventeos restringidos contra pandeo.

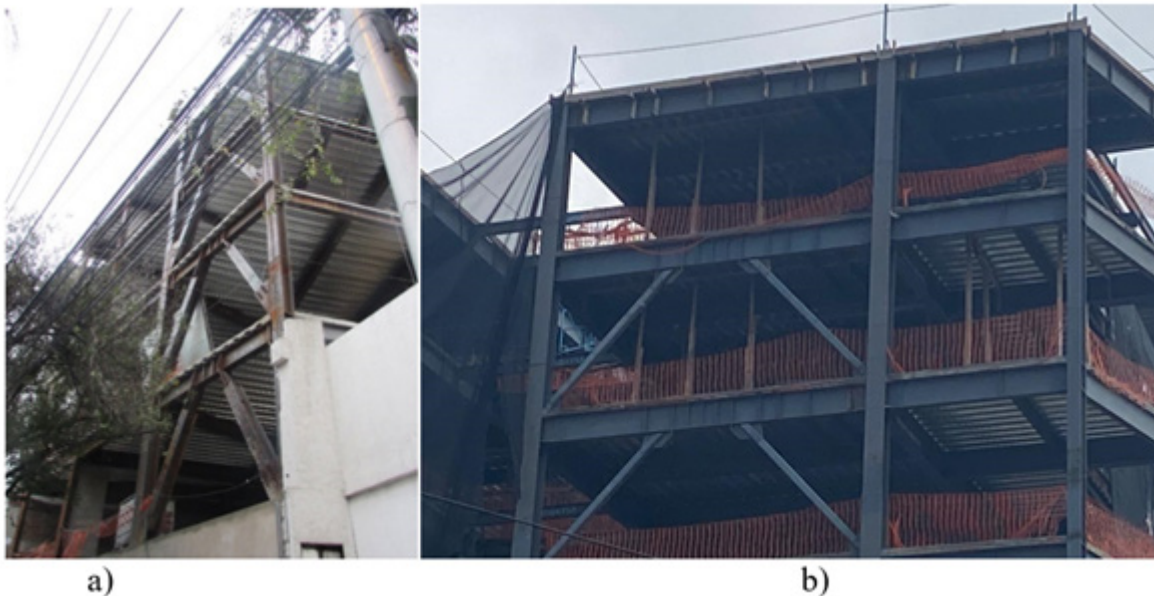


Figura 1 Ejemplos de edificios con sistema estructural a base de marcos con contravente excéntrico en la Ciudad de México [Fotos del primer autor]: a) edificio de 4 niveles, b) edificio de 9 niveles.

El objetivo general de la investigación que se presenta consistió en evaluar la resiliencia sísmica de dos edificios de acero, de baja y mediana altura, estructurados a base de marcos con contraventeo excéntrico al ser sujetos a historias de aceleración registradas en la zona de terreno blando de la Ciudad de México durante el sismo intraplaca de profundidad intermedia ocurrido el 19 de septiembre del 2017.

ESTADOS DE DAÑO Y MÉTODOS DE REPARACIÓN PARA ESLABONES CORTOS

Gulec et al. (2011) realizó una revisión de los resultados de pruebas experimentales desarrolladas en eslabones cortos y largos, sujetos a distintos tipos de protocolos de carga (es decir, monótona y cíclica re-

versible del tipo sísmico). A partir de su revisión, los autores identificaron diferentes estados de daño para distintos niveles de la rotación plástico del eslabón, γ_p . En la tabla 1 se presenta una descripción de los estados de daño definidos por Gulec et al. (2011), así como la mediana de la rotación plástica asociada a cada estado de daño, su variabilidad espécimen-a-especimen dada por la desviación estándar y un método de reparación que se describe en la sección final de este artículo y en las tablas. Asimismo, en la figura 2 se ilustran los patrones de daño en eslabones cortos identificados en Gulec et al. (2011).

Los métodos de reparación considerados por Gulec et al. (2011) se describen a continuación:

Tabla 1 Estados de daño y sus respectivas rotaciones plásticas del eslabón corto propuestas en Gulec et al. (2011)

Estado de daño presentado	γ_p [rad]	Desviación estándar [rad]	Método de reparación
ED0: Desprendimiento de la capa de recubrimiento del eslabón	0.02	-	MR-0
ED1: Fluencia del alma o patines y agrietamiento de losa de entrepiso ubicada sobre el eslabón	0.040	0.03	MR-1
ED2: Pandeo local de alma o patines y agrietamiento de losa de entrepiso ubicada sobre el eslabón	0.056	0.03	MR-2
ED3: Falla del eslabón por pandeo lateral torsional, fractura del alma o patines y losa de entrepiso ubicada sobre el eslabón.	0.076	0.03	MR-3



Figura 2 Estados de daño identificados en Gulec et al. (2011) y descritos en la tabla 1: a) ED0, b) ED1, c) ED2 y d) ED3

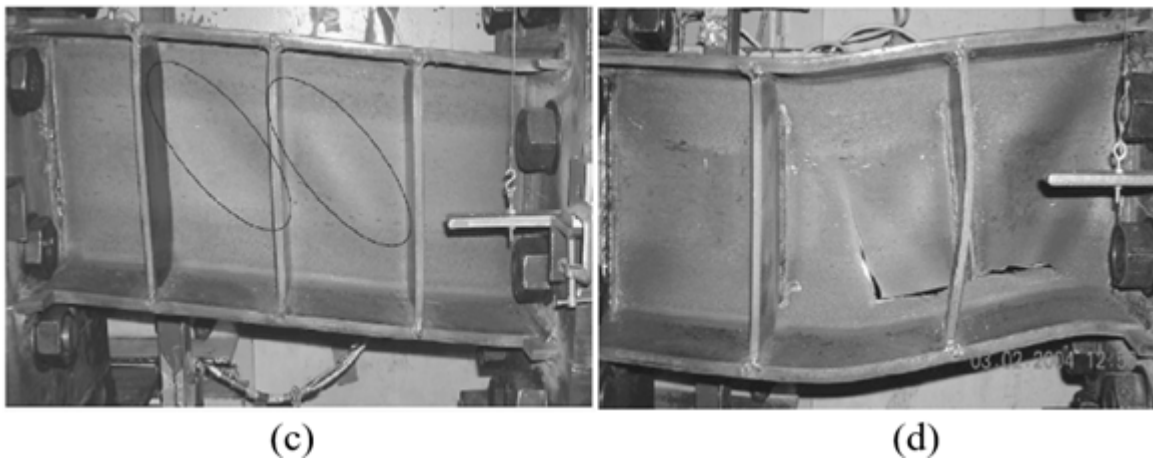


Figura 2 (Contn.) Estados de daño identificados en Gulec et al. (2011) y descritos en la tabla 1: a) ED0, b) ED1, c) ED2 y d) ED3

1) Reparación estética (MR-0): consiste en reemplazar la superficie afectada del eslabón. Para ello, se lija la superficie metálica para retirar el recubrimiento que se dañó debido a la rotación del eslabón. Posteriormente se procederá a colocar una nueva capa de recubrimiento que impida la corrosión del eslabón.

2) Reemplazo del concreto (MR-1): El método consiste en demoler el área afectada de concreto que se encuentra sobre el eslabón para, posteriormente po-

der reemplazarlo. Gulec et al. (2011), propone un área de reemplazo igual a la longitud del eslabón más 60 cm por una longitud igual a la longitud del patín más 60 cm. Una vez reemplazado el concreto de la losa se procede a reparar el eslabón, el cual sigue el mismo procedimiento descrito en el MR-0.

3) Enderezado por calor (MR-2): El método consiste en demoler el área de concreto afectada por la rotación del eslabón para poder realizar el enderezado

con calor. Una vez enderezado el eslabón, se procede a colocar el área de losa que fue demolida para posteriormente finalizar las obras de reparación realizando los pasos mencionados para el método MR-1.

4) Reemplazo del eslabón (MR-3): Este método se aplica cuando el eslabón presente alguna fractura (ya sea fractura en el alma o en los patines), debido a que cuando se presenta la fractura ya no es posible realizar alguna técnica de reparación por lo que es necesario que este sea reemplazado. El procedimiento constructivo para aplicar este método es el siguiente:

4.1) Se apuntala el sistema de entrepiso y las secciones adyacentes al eslabón;

4.2) Se procede a cortar y demoler el área afectada del sistema de entrepiso debido a la rotación del eslabón;

4.3) Se retira y reemplaza el eslabón junto con una longitud adicional que pertenece a la viga adyacente a este; para ello, es necesario cortar a una distancia de 1.5 m a ambos lados del eslabón. Lo anterior es necesario ya que, debido a la transmisión de momento en los extremos del eslabón hacia los elementos adyacentes a este, es probable que el comportamiento que estos presentarán sea un comportamiento inelástico, el cual, no es el deseado para las secciones fuera del eslabón.

4.4) Una vez reemplazado el eslabón se procede a colocar el área de entrepiso el cual se retiró para poder ejecutar el reemplazo del eslabón. Finalmente se

ejecuta el procedimiento mencionado en el MR-1 para llevar a cabo las obras de recubrimiento del eslabón.

Es importante destacar que los métodos de reparación se van agregando conforme aumenta el daño en los eslabones, desde MR-0 hasta MR-2, con excepción del estado de daño ED3 que requiere el remplazo del eslabón.

EDIFICIOS CON CONTRAVENTE EXCÉNTRICO

DESCRIPCIÓN

Para fines de esta investigación, se seleccionaron edificios de acero de 4 y 8 niveles que son representativos de edificaciones de baja y mediana altura. Los edificios fueron diseñados por Díaz (2006), bajo la supervisión de un despacho profesional, considerando la edición 2004 del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus correspondientes Normas Técnicas para el Diseño Sísmico, NTCS-2004 (Gaceta, 2004b), así como para el Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (Gaceta, 2004a). Ambos edificios están estructurados a base de marcos resistentes a momento en una dirección y marcos con contraventeos excéntricos en la otra dirección. En la figura 3 se muestra la vista en planta del arreglo de los marcos, mientras que en la figura 4 se presenta la elevación de los marcos.

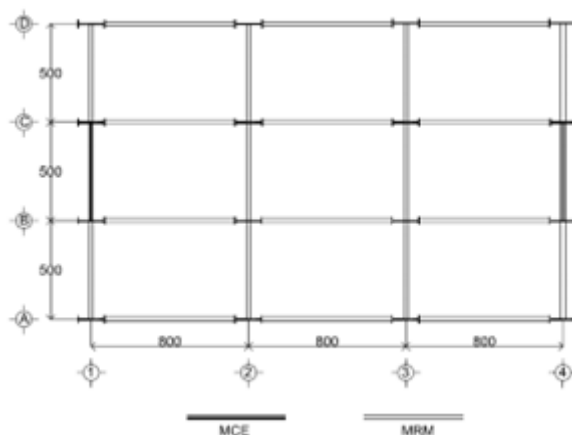


Figura 3 Planta estructural de los edificios en estudio (acotación en cm)

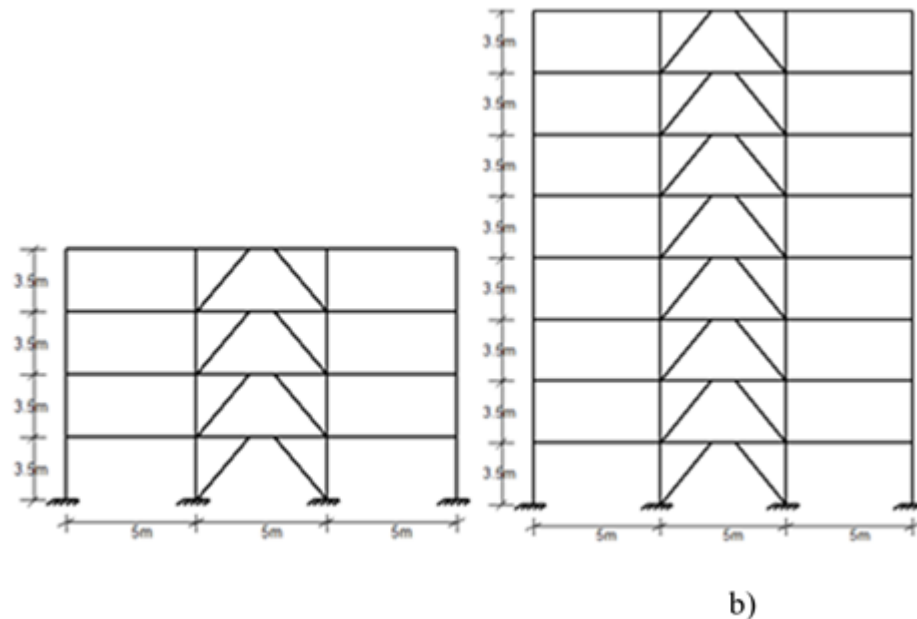


Figura 4 Elevación de los marcos con contraventeos excéntricos (acotación en m): a) 4 Niveles, b) 8 Niveles

El uso de los edificios es para oficinas y se consideró que estaban ubicados en la Zona IIIb de la Ciudad de México. En su diseño se consideró un factor Q igual a 4. Las vigas y columnas fueron diseñados considerando acero A-36, con una resistencia nominal de fluencia $F_y=2530 \text{ kg/cm}^2$, mientras que para los contraventeos se consideró acero A-50, con una resistencia nominal de fluencia $F_y=3515 \text{ kg/cm}^2$. Se especificó que los eslabones de los MCE tendrían una longitud igual al 20% de la longitud del claro del marco. Una descripción detallada del proceso de diseño de los edificios puede consultarse en Díaz (2006). Asimismo, con la finalidad de evaluar su resiliencia sísmica ante un conjunto de acelerogramas registrados durante el reciente sismo del 19 de septiembre de 2017, se revisó que los edificios en estudio también satisficieran los requisitos de distorsiones permisibles de la edición 2017 de las Normas Técnicas para el Diseño Sísmico, NTCS-2017 (Gaceta, 2017b), considerando el espectro de diseño para la ubicación geográfica

de la estación Culhuacán, así como de resistencia en sus elementos.

MODELADO

Con la finalidad de evaluar la resiliencia sísmica de los edificios con MCE, se modeló la dirección transversal de los edificios en estudio con el uso de la plataforma computacional OpenSees (2020). Dada la simetría en planta, sólo se modeló la mitad del edificio acoplando bidimensionalmente un marco exterior con MCE y un marco interior, como se indica en la figura 3, los cuales estaban ligados mediante barras horizontales rígidas para simular un diafragma rígido. Se supuso que las columnas estaban empotradas en su base, por lo que no se consideró la interacción suelo-estructura ni la flexibilidad de la base de las columnas.

Las vigas, columnas y contraventeos se modelaron con un criterio de plasticidad distribuida discretizando las secciones transversales en fibras. Para modelar el comportamiento esfuerzo-deformación del acero se

Tabla 2 Secciones consideradas para el eslabón y contraventeos en los edificios de 4 y 8 niveles (Díaz, 2004)

Nivel	eslabón	contraventeo	eslabón	contraventeo
8			IR457x74.5	OR203x47.38
7			IR457x74.5	OR203x47.38
6			IR457x89.1	OR203x47.38
5			IR457x96.7	OR203x47.38
4	IR406x59.8	OR203x47.38	IR553x108.9	OR203x47.38
3	IR406x67.4	OR203x47.38	IR553x108.9	OR203x47.38
2	IR406x85.1	OR203x47.38	IR553x123.1	OR203x56.1
1	IR406x99.8	OR203x47.38	IR553x123.1	OR203x56.1

utilizó el modelo de Giuffré-Menegotto-Pinto (el cual está incluido en la biblioteca del programa OpenSees como material steel02). Este modelo es capaz de simular el endurecimiento por deformación cinemática e isotrópica, característica que se presenta en el acero estructural. Cabe notar que el modelo de Giuffré-Menegotto-Pinto no es capaz de simular la degradación de rigidez y resistencia, lo cual es una limitante del modelo; sin embargo, se espera que las vigas, co-

lumnas y contraventeos se comporten elásticamente durante la acción sísmica de acuerdo con su filosofía de diseño. Para fines de ilustración, en la figura 5 se muestra el comportamiento histerético momento-rotación de una viga y columna modelada con el criterio anterior cuando un edificio con contraventeo excéntrico es sujeto a un evento principal (línea color azul) y a una réplica intensa (línea color rojo) como se describe en Ruiz-García y otros (2018).

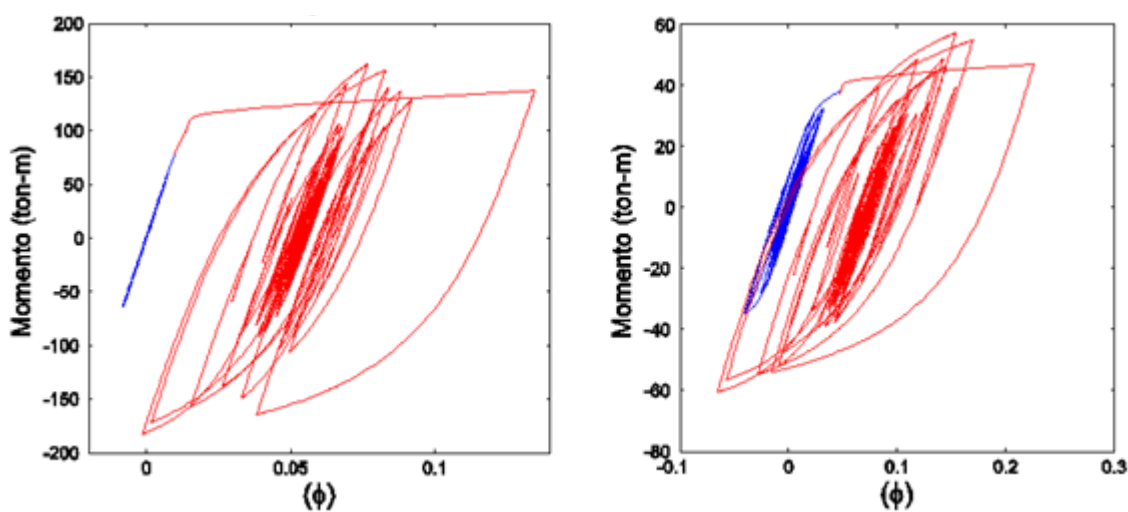


Figura 5 Simulación del comportamiento histerético empleando el modelado con fibras y el modelo Giuffré-Menegotto-Pinto para: a) vigas y b) columnas

Para considerar el efecto de zona de panel, definida por la intersección de los elementos columna y viga, en este estudio se consideró el modelo propuesto por Krawinkler (1978). El modelo considera un rectángulo conformado por elementos rígidos, los cuales no se deformarán, y un resorte rotacional el cual considera el comportamiento histerético debido a cortante. Para la modelación de los eslabones se empleó la técnica utilizada por Richards (2004) y Prinz (2010), la cual es una versión modificada de la propuesta por Ramadan y Ghobarah (1995). Esta técnica considera que los eslabones se modelan como una viga elástica con plasticidad distribuida en los extremos del elemento (definida por el elemento `forceBeamColumn`, anteriormente llamado `beamwithHinges`, en la biblioteca de OpenSees), así como cuatro resortes traslacionales actuando en paralelo para representar una articulación por cortante en los extremos como se ilustra en la figura 6a. En el modelo analítico del eslabón ilustrado en la figura 6a, el elemento elástico no considera las deformaciones por cortante (al indicar un área de cortante nula) y, en consecuencia, se desprecia la rigidez a cortante. Para simular el comportamiento fuerza cortante-deformación en el extremo de

cada uno de los eslabones, ilustrado en la figura 6b, a cada resorte en la articulación a cortante se le asignó un comportamiento elastoplástico y se consideró que actuaban en paralelo para obtener un nuevo material (mediante el comando `uniaxialMaterial Parallel`, en la biblioteca de OpenSees). Este material, con el comportamiento descrito en la figura 5b, se le asignó a un elemento de longitud cero (elemento `zeroLength` en la biblioteca de OpenSees) definido por dos nodos, interno y externo, con la misma ubicación y el mismo desplazamiento horizontal. Cabe notar que la rigidez inicial de cada articulación a cortante, K_{V1} , es igual a $2GA_{\text{cortante}}/e$ (donde G , A_{cortante} y e son el módulo de cortante, el área de cortante de la sección y la longitud del eslabón, respectivamente) dado que ambas articulaciones actúan en serie, dando como resultado la rigidez del eslabón igual a GA_{cortante}/e (Richards, 2004). Para fines de análisis, la rotación del eslabón se calculó como el desplazamiento vertical entre ambos nodos dividido entre la longitud del eslabón. Una descripción detallada del modelado de los eslabones y de su calibración con respecto al comportamiento experimental puede consultarse en Corona (2015).

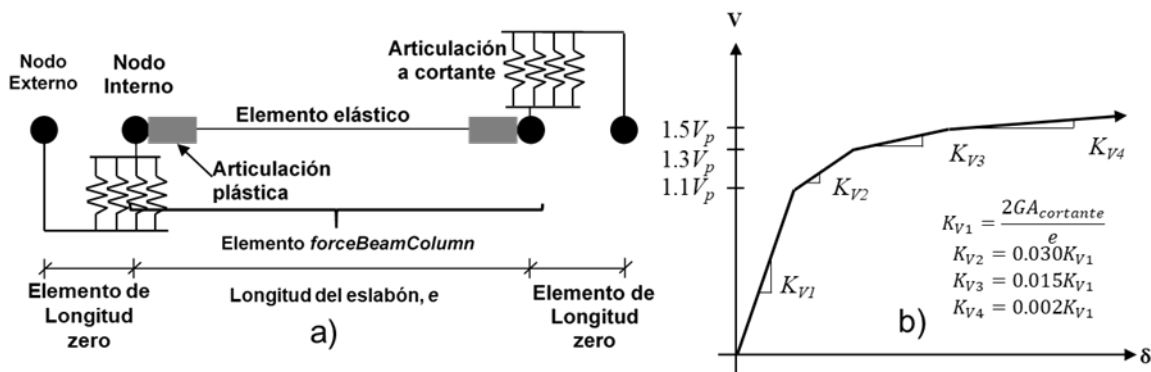


Figura 6 a) estrategia de modelado para simular el comportamiento histerético del eslabón en OpenSees, y b) envolvente del comportamiento fuerza cortante-deformación en cada articulación a cortante

Cabe notar que en el diseño de los elementos de los edificios en estudio se utilizaron valores nominales del esfuerzo de fluencia. Para tener en cuenta la diferencia entre los valores nominales y los esperados, en esta investigación se consideró un esfuerzo de fluencia esperado de 3,460 kg/cm² y 4,050 kg/cm² para el acero A-36 y el acero A-50 (Gupta y Krawinkler, 1999), respectivamente, para calcular la resistencia a flexión y cortante de las secciones transversales en vigas, columnas, contraventeos, zona del panel y los eslabones. Investigaciones recientes sobre la calidad del acero en perfiles estructurales y placas comúnmente fabricados en el mercado mexicano mostró que los perfiles IR de acero A572 Gr. 50 y perfiles OR de acero A500 Grado B tenían esfuerzos de fluencia medios de 4,223 kg/cm² y 3,995 kg/cm², respectivamente, mientras que sus esfuerzos de fluencia nominales eran de 3,515 kg/cm² y 3,235 kg/cm², respectivamente (Tapia y Tena, 2011). Por ello, se consideran razonables los esfuerzos de fluencia considerados en este estudio para considerar la sobrerresistencia debido al esfuerzo de fluencia del acero estructural.

PROPIEDADES DINÁMICAS Y MECÁNICAS

Para fines de esta investigación, se denominó a los modelos analíticos como 4N_MCE y 8N_MCE. Una vez terminada su modelación, se realizó un análisis

modal convencional para calcular los periodos fundamentales de vibración de cada modelo. Los periodos de vibración en la dirección transversal en estudio correspondientes al primer y segundo modos de vibración del modelo 4N_MCE fueron de T1=0.77 seg. y T2=0.29 seg, respectivamente, mientras que para el modelo 8N_MCE fueron de T1=1.32 seg. y T2=0.48 seg. Posteriormente, se desarrolló un análisis estático no lineal incremental para obtener la curva de capacidad de cada edificio en estudio considerando una distribución triangular invertida de fuerzas. La curva de capacidad se representa en términos del cortante basal normalizado respecto al peso total, V_b/W (la cual es una medida de la resistencia del edificio) contra la distorsión de azotea (desplazamiento de azotea normalizado respecto a la altura total del edificio). En la figura 7 se muestran las curvas de capacidad (línea en color azul) de ambos edificios. Dado que los edificios no presentan una capacidad asociada a la fluencia definida, se optó por definir una envolvente bilineal mediante el criterio de igualación de energía (línea en color verde). Considerando el coeficiente sísmico de diseño (es decir, el coeficiente sísmico elástico dividido entre factor de comportamiento sísmico, Q , y el factor de sobrerresistencia, R), igual a $(V_b/W)=0.113$, se obtuvo que los edificios con MCE de 8 y 8 niveles tienen una sobrerresistencia estática, Ω_s , igual a 4.1 y 2.8, respectivamente.

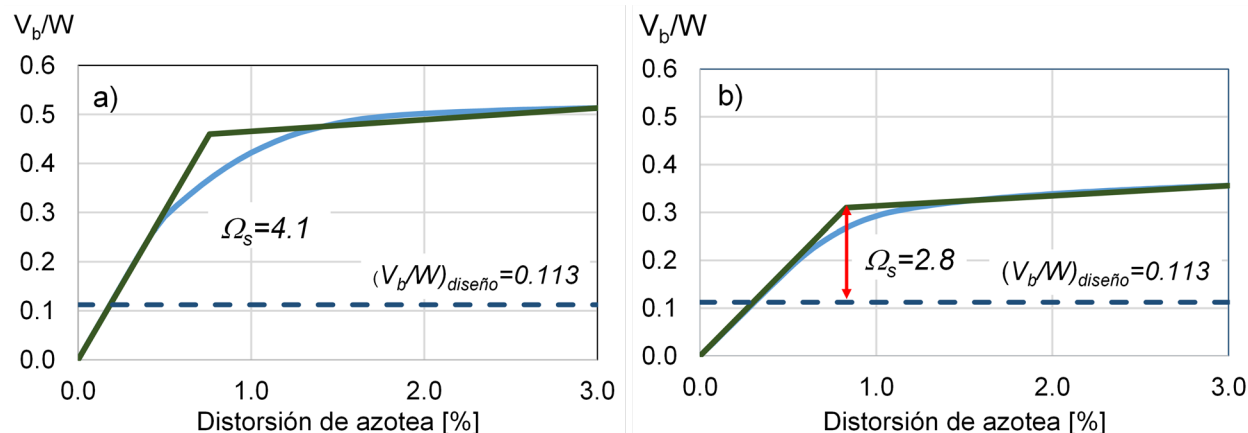


Figura 7 Curva de capacidad obtenida para los edificios en estudio: a) 4 niveles, b) 8 niveles

MOVIMIENTOS DEL TERRENO CONSIDERADOS EN ESTE ESTUDIO

Para el análisis dinámico de los edificios empleados en este estudio se utilizaron los registros de las dos componentes horizontales obtenidas en 10 estaciones acelerográficas, las cuales son operadas por la Red Acelerográfica de la Ciudad de México (RACM, 2019), durante el temblor intraplaca de profundidad intermedia ocurrido el 19 de septiembre de 2017. Las características los acelerogramas empleados en esta investigación se describen en la Tabla A, donde se indican las aceleraciones máximas del terreno respecto a cada componente, periodo medio del movimiento del terreno, T_m , y la duración significativa del movimiento del terreno, t_p , la cual se define como la duración del movimiento del terreno correspondiente al 5% y 95% de la intensidad de Arias.

Cabe notar que durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 ($M_w=7.1$) se registraron aceleraciones del terreno que superaron la aceleración máxima del terreno, AMT, registrada en la estación SCT durante el temblor de 19 de septiembre de 1985 ($AMT=161.6 \text{ cm/s}^2$), como ocurrió en las estaciones Culhuacán (CH84), Jardines de Coyoacán (JC54) y San Simón (SI53), las cuales se ubican en la zona de terreno blando de la Ciudad de México. En la figura 8a se muestra una comparación de los espectros elásticos establecidos en las NTCS-2004 y NTCS-2017 con la mediana de la aceleración espectral obtenida del conjunto de registros y su percentil 84, mientras que una comparación similar considerando los espectros de diseño (es decir, las ordenadas de los espectros elásticos reducidos por el factor Q' y R) se presenta en la figura 8b. Se puede apreciar que la mediana de S_a es mayor que las ordenadas de diseño en una amplia región espectral.

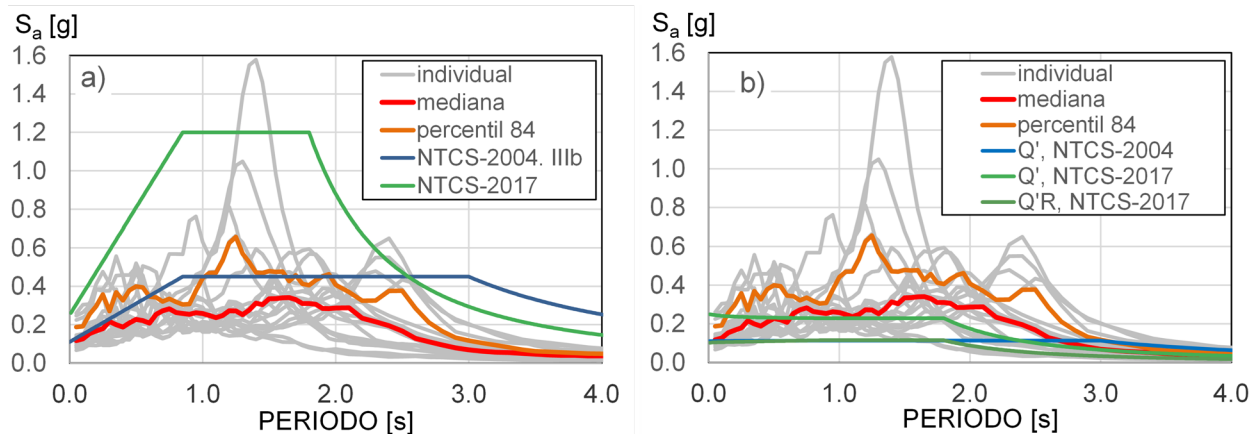


Figura 8 a) Comparación de los espectros elásticos establecidos en las ediciones 2004 y 2017 de las NTCS con la mediana de S_a obtenida del conjunto de registros; b) Comparación de los espectros de diseño establecidos en las ediciones 2004 y 2017 de las NTCS con la mediana de S_a obtenida del conjunto de registros

METODOLOGÍA

Para evaluar la respuesta sísmica de los edificios con MCE ante diferentes intensidades del movimiento del terreno, se empleó el Análisis Dinámico Incremental (Vamvatsikos y Cornell, 2002). Dicho análisis consistió en someter a los edificios en estudio ante un conjunto de historias de aceleración del terreno escaladas, en amplitud, para alcanzar distintos niveles de intensidad. Para este estudio se seleccionó a la aceleración espectral correspondiente al modo fundamental de vibrar de cada edificio, $S_a(T_1)$, como medida de intensidad sísmica. De esta manera, en una primera etapa se escalieron los acelerogramas en incrementos de 0.1g, donde g es la aceleración de la gravedad, hasta 1.2g, el cual es la máxima ordenada espectral elástica como se identifica en la figura 8a. Para evaluar la respuesta sísmica, se consideró la distorsión de entrepiso (es decir, el desplazamiento relativo normalizado con respecto a la altura del entrepiso), IDR, la distorsión permanente de entrepiso (es decir, la distorsión permanente de entrepiso al final de la excitación sísmica normalizada respecto a la altura del entrepiso), RIDR, así como la rotación plástica del eslabón, γ_p . Cabe notar que en esta investigación no se evaluó el posible sesgo en la amplitud de IDR, RIDR y γ_p debido al uso de factores de escala grandes para alcanzar altos niveles de intensidad sísmica, por ejemplo $S_a(T_1)=1.2g$, lo cual puede conducir a una sobreestimación de las

demandas sísmicas, cómo lo sugiere Dávalos y Miranda (2019).

RESPUESTA ANTE EL CONJUNTO DE REGISTROS

En la figura 9 se muestra la distribución en la altura de la mediana de IDR para los modelos analíticos 4N_MCE y 8N_MCE. Como es de esperarse, las demandas de IDR se incrementan conforme se incrementa la intensidad sísmica. Sin embargo, cabe notar que la distribución en la altura de IDR se vuelve no uniforme conforme se incrementa el nivel de $S_a(T_1)$, con una clara tendencia a concentrarse en los niveles inferiores, lo cual es particularmente cierto para el modelo analítico 4N_MCE. Esta tendencia coincide con la tendencia observada por Ruiz-García et al. (2018) y García y Tapia (2019) en MCE sujetos a historias de aceleración registradas durante temblores de subducción. Asimismo, puede verse que la distorsión permisible asociada a prevención de colapso establecida en las NTCS-2017 (Gaceta, 2017b) para MCE se alcanzaría para intensidades de 1.0g y 0.8g para el modelo de 4 y 8 niveles, respectivamente. Dichos niveles de intensidad sísmica son significativamente mayores al percentil 84 de la demanda de aceleración espectral debida al conjunto empleado de historias de aceleración registradas durante el sismo del 19 de septiembre de 2017.

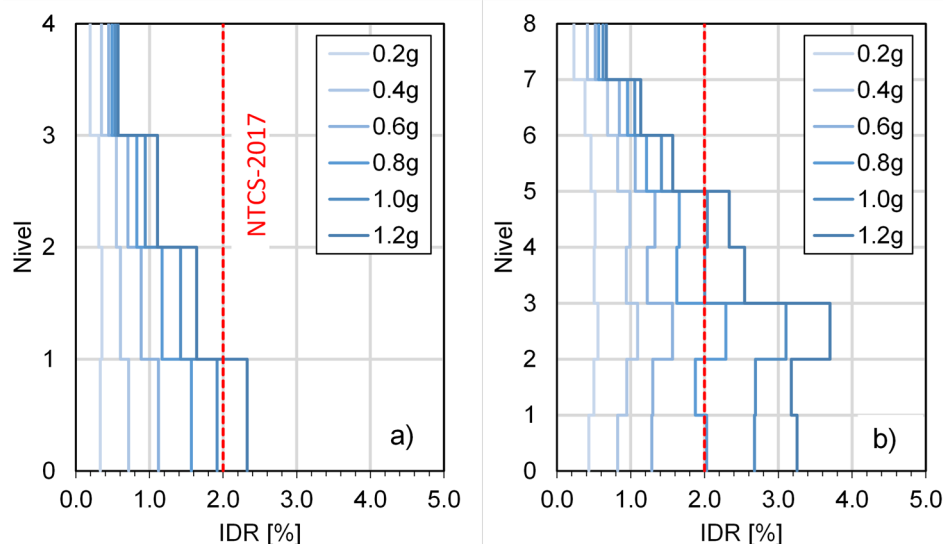


Figura 9 Perfil de la mediana de IDR de los edificios escalados a diferentes niveles de $S_a(T_1)$: a) 4N_MCE, b) modelo 8N_MCE

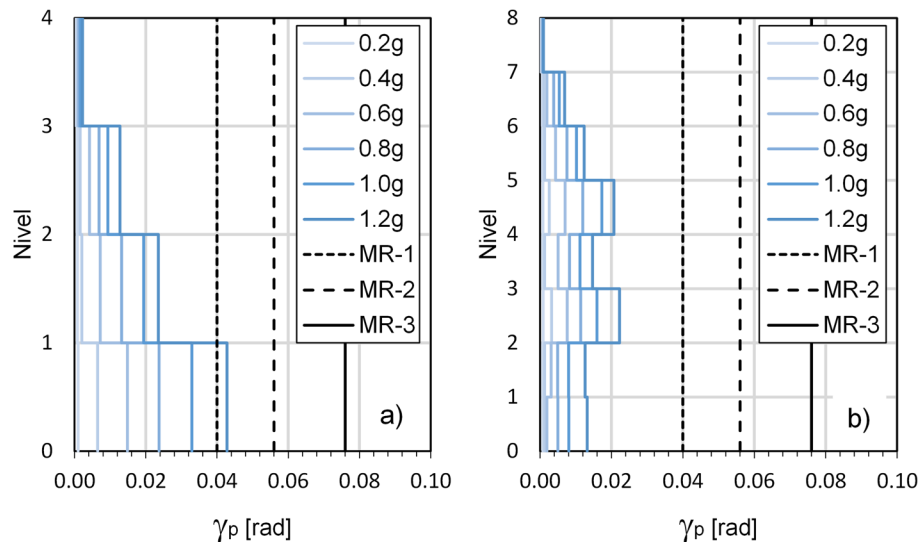


Figura 10 Perfil de la mediana de RIDR de los edificios escalados a diferentes niveles de $S_a(T_1)$: a) 4N_MCE, b) modelo 8N_MCE

En la figura 10 se muestra la distribución en la altura de la mediana de RIDR para los modelos analíticos 4N_MCE y 8N_MCE. Se puede apreciar que las demandas de RIDR también se incrementan conforme se incrementa la intensidad sísmica. Asimismo, la distribución en la altura de RIDR se vuelve no uniforme conforme se incrementa el nivel de S_a . Sin embargo, cabe notar que la amplitud de RIDR no alcanza el valor de 0.5%, el cual ha sido identificado como el nivel de distorsión permanente, asociado a la inclinación del edificio, que es perceptible a los ocupantes del edificio (McCormick et al., 2008).

Asimismo, en la figura 11 se muestra la distribución en la altura de la mediana de γ_p para los modelos analíticos 4N_MCE y 8N_MCE. Esta información es muy importante, dado que permite relacionar el nivel de rotación plástica con los métodos de reparación para eslabones cortos descritos anteriormente. A partir de la figura, se puede identificar que las demandas de γ_p se incrementan conforme se incrementa la intensidad sísmica, pero los modelos exhiben distribuciones diferentes de γ_p ; por ejemplo, γ_p tiende a concentrarse en el modelo 4N_MCE, mientras que γ_p tiende a concentrarse en los niveles 3 y 5 del modelo 4N_MCE conforme se incrementa el nivel de $S_a(T_1)$. En ambos modelos, la distribución en la altura de γ_p no es uniforme, lo cual coincide con observaciones previas des-

critas en García y Tapia (2019) empleando registros durante temblores de subducción. Esta situación también sugiere que la disipación de energía histerética (es decir, el área bajo los lazos de histéresis) se concentra en eslabones de pisos específicos, mientras los eslabones de los pisos superiores no contribuyen significativamente a disipación de energía histerética. Cabe notar que el modelo 4N_MCE alcanza niveles de rotación plástica asociada al método de reparación MR-1 hasta una intensidad de 1.2g, mientras que el edificio de 8 niveles únicamente requeriría reparación cosmética en los eslabones.

Para dar una mejor explicación a los resultados de la figura 11, donde se puede apreciar claramente que el edificio de 4 niveles alcanza mayores demandas de rotación del eslabón en relación con el edificio de 8 niveles, se presenta la evolución de las demandas individuales de γ_p conforme se incrementa $S_a(T_1)$, en un intervalo de intensidades de 0.1g hasta 2.0g, en la figura 12. En la figura se muestra los eslabones del edificio de 4 niveles alcanzan la rotación plástica asociada a la falla (supuesta de $\gamma_{lim}=0.06$ rad en este estudio e indicada en línea roja punteada) para niveles de intensidad menores que para el edificio de 8 niveles. Por ejemplo, algunos eslabones han alcanzado γ_{lim} para un nivel de intensidad de 0.7g para el edificio de 4 niveles, mientras que esto ocurre hasta un nivel de

intensidad de 0.9g para el edificio de 8 niveles. Adicionalmente, en la figura 13 se muestra que el modelo 4N_MCE exhibe mayores demandas de la mediana de

γ_p en los eslabones conforme se incrementa el nivel de intensidad que el modelo 8N_MCE.

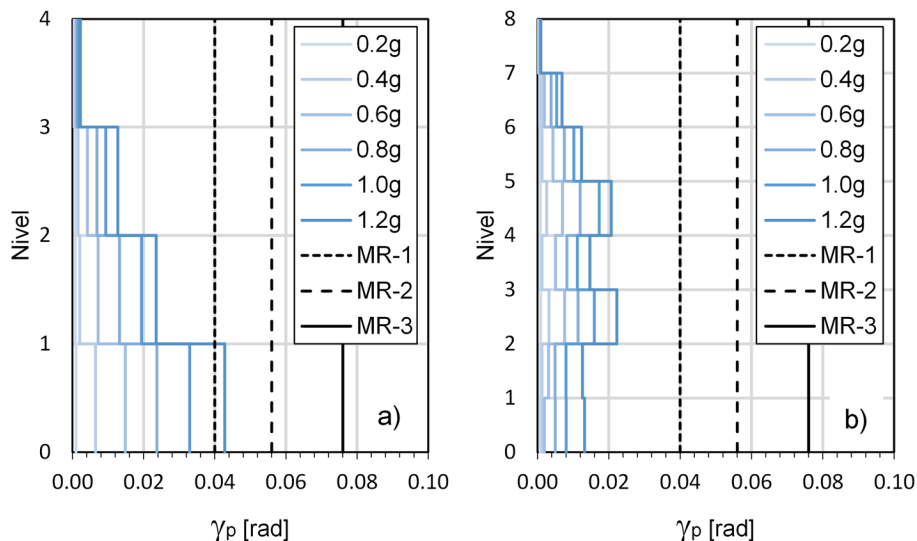


Figura 11 Perfil de la mediana de γ_p de los edificios escalados a diferentes niveles de $S_a(T)$: a) 4N_MCE, b) modelo 8N_MCE

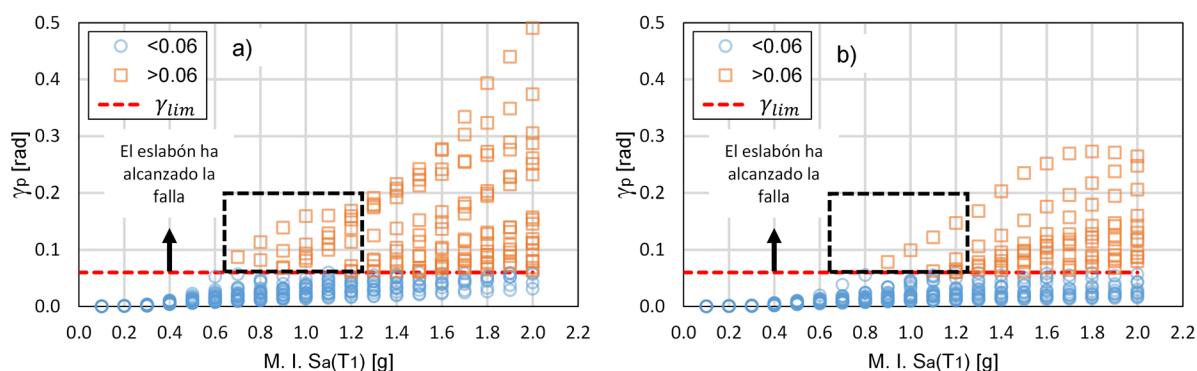


Figura 12 Evolución de la rotación máxima del eslabón conforme se incrementa la medida de intensidad: a) 4N_MCE, b) modelo 8N_MCE

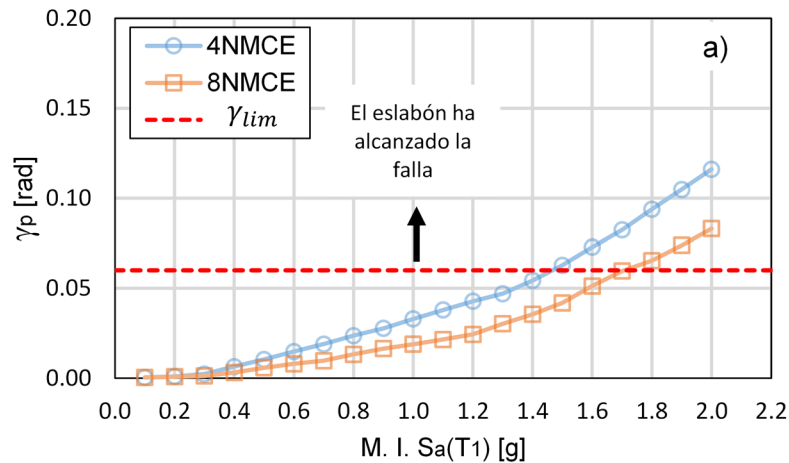


Figura 13 Comparación de la evolución de la mediana de rotación máxima del eslabón conforme se incrementa la medida de intensidad para los modelos 4N_MCE y 8N_MCE

RELACIONES ENTRE IDRmax- RIDRmax- γ_p

La información obtenida de los ADI también permite descubrir las relaciones de entre los parámetros de respuesta. Por ejemplo, en la figura 14 se muestra la relación entre γ_p e IDRmax (es decir, la máxima distorsión de entrepiso en todos los niveles) para ambos

modelos de MCE. Se puede apreciar que el edificio de 4 niveles exhibe una tendencial lineal entre γ_p e IDR, mientras que el edificio de 8 niveles exhibe una tendencia no lineal entre γ_p e IDR. Estas relaciones son muy útiles, dado que permiten estimar el nivel de IDR que conduciría a un estado de daño, y método de reparación, de los eslabones.

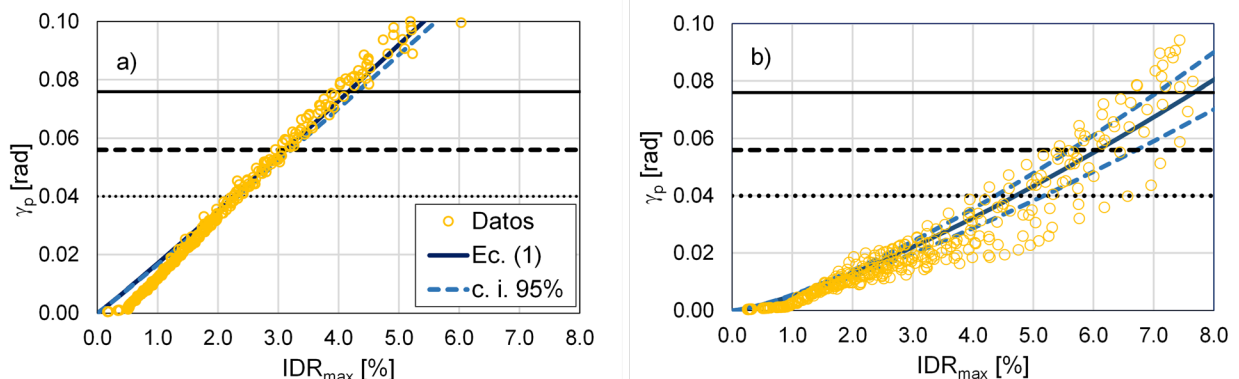


Figura 14 Relación entre γ_p e IDRmax: a) 4N_MCE, y b) 8N_MCE

En la figura 15 se muestra la relación entre γ_p e RIDRmax (es decir, la máxima distorsión permanente de entrepiso en todos los niveles) para ambos modelos de MCE. A partir de la figura, se puede apreciar que la relación de γ_p e RIDRmax sigue una relación no lineal. En particular, la tasa de incremento de γ_p respecto a RIDRmax es mayor para el modelo 4N_MCE que para el modelo 8N_MCE.

En la figura 16 se muestra la relación entre RIDRmax y IDRmax para ambos modelos de MCE. Se presenta esta relación dado que la máxima distorsión permanente de entrepiso es un parámetro que puede medirse in-situ después de un evento sísmico, a diferencia de IDRmax. A partir de la figura, se puede apreciar nuevamente que la relación de RIDRmax y IDRmax sigue una relación no lineal, con tasas de incremento muy similares en ambos modelos.

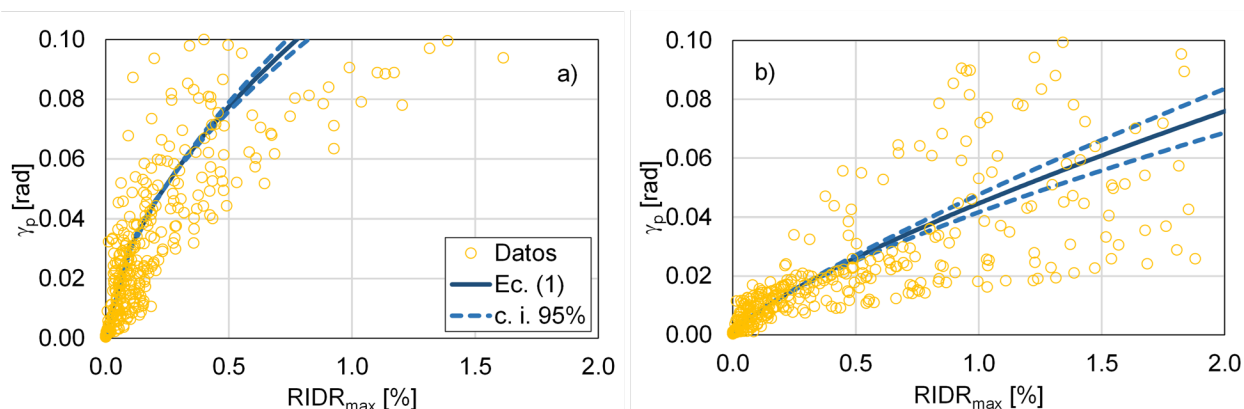


Figura 15 Relación entre γ_p e RIDRmax: a) 4N_MCE, y b) 8N_MCE

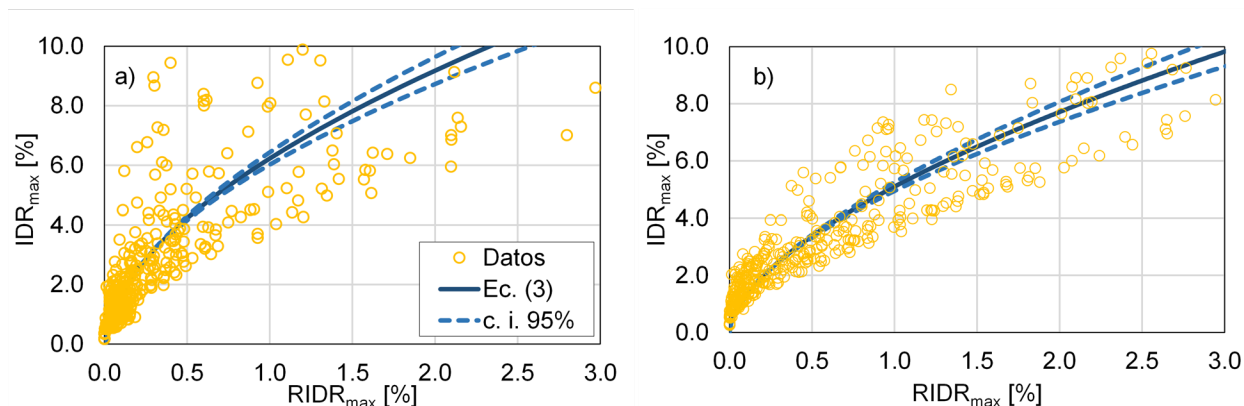


Figura 16 Relación entre RIDRmax y IDRmax: a) 4N_MCE, y b) 8N_MCE

Con la finalidad de contar con ecuaciones predictivas de γ_p a partir de IDR_{max} y $RIDR_{max}$, así como de IDR_{max} a partir de $RIDR_{max}$, y con base en las tendencias empíricas mostradas en las figuras 14, 15 y 16, se propone una relación funcional potencial dada por:

$$\gamma_p = a_1 IDR_{max}^{a_2} \quad (1)$$

$$\gamma_p = a_1 RIDR_{max}^{a_2} \quad (2)$$

$$IDR_{max} = a_1 RIDR_{max}^{a_2} \quad (3)$$

Mediante un análisis de regresión no lineal se obtuvieron los coeficientes a_1 y a_2 para emplearse con las ecs. (1), (2) y (3), así como los respectivos coeficientes asociados a un 95% de intervalo de confianza. En la tabla 3 se presentan los coeficientes a_1 y a_2 estimados para cada modelo, así como sus intervalos de confianza. En las figuras 14, 15 y 16 se muestra la tendencia ajustada para cada relación entre los parámetros de respuesta.

Tabla 3 Coeficientes estimados, e intervalos de confianza, para emplearse en las ecs. (1), (2) y (3)

4N MCE				8N MCE			
	Ec. (1)		c. i.	Eq. (1)		c. i.	
α_1	0.0170	0.0166	0.0174	0.0052	0.0048	0.0055	
α_2	1.0492	1.0403	1.0580	1.3172	1.2899	1.3444	
	Ec. (2)		c. i.	Eq. (2)		c. i.	
α_1	0.1159	0.1114	0.1204	0.0446	0.0416	0.0476	
α_2	0.5801	0.5523	0.6078	0.7673	0.7228	0.8118	
	Ec. (3)		c. i.	Eq. (3)		c. i.	
α_1	6.2270	6.0210	6.4331	5.0971	4.9438	5.2504	
α_2	0.5593	0.5356	0.5830	0.5975	0.5758	0.6193	

FUNCIONES DE RECUPERACIÓN PARA ES-LABONES CORTOS

Como parte importante para evaluar la resiliencia sísmica de edificios se encuentran las funciones de recuperación, las cuales expresan el tiempo necesario para recuperar la funcionalidad de un edificio después de un evento sísmico. Cabe notar que las funciones de recuperación también están asociadas al costo que se requiere para recuperar su condición inicial. Debe notarse que la función de recuperación de un edificio se obtendrá de la agregación de las funciones de recuperación de sus componentes individuales, dado que un mismo elemento (por ejemplo, columnas, vigas, contraventeos, etc) pueden exhibir diferentes estados de daño dependiendo de su ubicación espacial en el edificio. Para fines de ilustración de un edificio existente, se puede considerar un edificio de acero con

contraventeo excéntrico, en el cual se observan cuatro estados de daño en los eslabones de diferente número de niveles, como se ilustra en la figura 16, después de un evento sísmico.

Ante esta posible situación, se deben desarrollar cuatro funciones de recuperación funcionalidad-tiempo, correspondientes a cada estado de daño y a su respectivo método de reparación para devolver la funcionalidad original. Por ejemplo, se pueden definir los siguientes métodos de reparación (Gulec et al., 2011): A) reparación estética, B) reemplazo del concreto, C) enderezado por calor, y D) reemplazo del eslabón. En la figura 18a se muestra el tiempo de recuperación, t_R , de la funcionalidad, en horas, asociado a cada método de reparación para un eslabón corto, mientras que en la figura 18b se presenta su costo, el cual depende del método de reparación que se utilice. En las tablas B.1 a B.4 se detallan el catálogo de conceptos (con costos

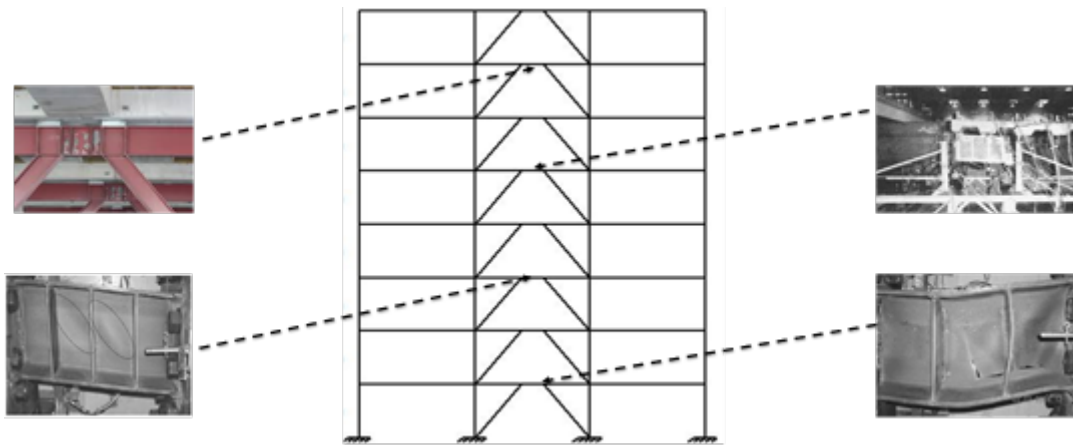


Figura 17 Distribución espacial del daño en un edificio de acero con contraventeo excéntrico

obtenidos en agosto de 2019) para cada uno de los métodos de reparación de eslabones cortos propuestos por Gulec et al. (2011). De esta manera, para obtener la función de recuperación del edificio, se deben con-

siderar los tiempos de recuperación de cada uno de los elementos que experimentaron un cierto nivel de daño.

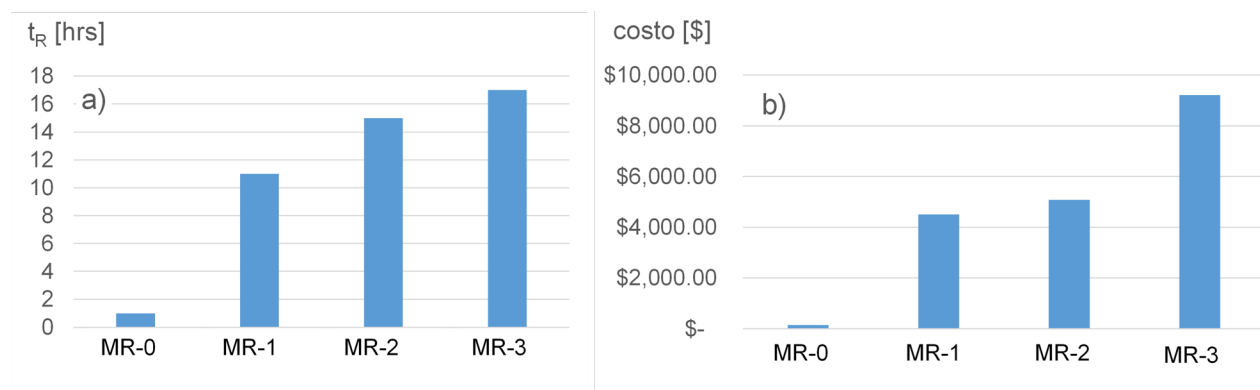


Figura 18 a) tiempo de recuperación, t_R , asociado a cada método de reparación de un eslabón corto, b) costo (agosto de 2019) asociado a cada método de reparación de un eslabón corto

CONCLUSIONES

En esta investigación se presentaron las bases para evaluar la resiliencia sísmica de edificios estructurados a base de marcos con contraventeo excéntrico, MCE, sujetos a historias de aceleración del terreno registradas durante el temblor del 19 de septiembre de 2017 en la Ciudad de México. Para tal fin, se presentó su respuesta sísmica, en términos de la distorsión de entrepiso, IDR, la distorsión permanente de entrepiso, RIDR, y la rotación plástica del eslabón, γ_p , ante diferentes niveles de intensidad sísmica, medida por la aceleración espectral correspondiente al periodo fundamental de vibración $S_a(T_1)$. Con base en los resultados obtenidos, se propusieron relaciones funcionales que permiten obtener estimaciones de γ_p a partir de IDR_{max} y de $RIDR_{max}$, así como de IDR_{max} a partir de $RIDR_{max}$. Finalmente, se propusieron funciones de recuperación asociadas a cuatro estados de daño para eslabones cortos.

Con base en los resultados obtenidos en esta investigación, se ofrecen las siguientes conclusiones:

- Los edificios considerados en este estudio tienen una sobrerresistencia estática mayor a la sobrerresistencia, R , considerada en las NTCS-2017 (Gaceta, 2017b).
- La distorsión permisible asociada a prevención de colapso establecida en las NTCS-2017 (Gaceta, 2017b) para MCE se alcanzaría para intensidades de $S_a(T_1)$ aproximadas a 1.0g y 0.8g, para el modelo de 4 y 8 niveles, respectivamente. Estas intensidades son sensiblemente menores a las demandas de $S_a(T_1)$ calculadas para el conjunto de acelerogramas registrados durante el sismo del 19 de septiembre de 2017.
- Los edificios en estudio no exhiben demandas de distorsión permanente de entrepiso que supere el 0.5%, valor asociado a la percepción humana de inclinación del edificio.
- La mediana de las demandas de γ_p son menores en el edificio de 8 niveles respecto al edificio de 4 niveles, lo cual se atribuyó a que un mayor número de eslabones en el edificio de 4 niveles alcanza el criterio de falla establecido en el modelo analítico (de 0.06rad) a intensidades menores que para el edificio de 8 niveles.
- Los edificios considerados en este estudio son altamente resilientes, dado que se observó que los eslabones de la planta baja del edificio de 4 niveles alcanzarían estados de daño asociados al método de reparación MR-1 aún para intensidades de $S_a(T_1)=1.2g$.

Finalmente, los autores consideran que se debería promover el uso de sistemas estructurales a base de contraventeo excéntrico como un sistema resiliente y de bajo costo, dado que no se requiere pagar una patente como es el caso del uso de disipadores de energía y contraventeos restringidos contra pandeo, en la Ciudad de México, y otras regiones con alta sismicidad en México.

AGRADECIMIENTOS

El primer autor quisiera agradecer al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por el financiamiento otorgado al proyecto CB-2016-278457 “Desarrollo de un nuevo método para evaluar la resiliencia sísmica de edificios”. Los modelos analíticos empleados en este estudio fueron desarrollados por el M. en I. Edgar Corona Villar, bajo la supervisión del primer y tercer autor. Se reconoce a la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo y a la Universidad Autónoma de Sinaloa por las facilidades brindadas para realizar esta investigación. Asimismo, se agradece al Centro de Instrumentación Sísmica, A.C. (CIRES) por proporcionar los registros sísmicos empleados en esta investigación. Finalmente, se agradecen los valiosos comentarios de dos revisores anónimos.

REFERENCIAS

- American Institute of Steel Construction, Inc. (AISC), Seismic provisions for structural steel buildings. Standard ANSI/AISC 341-16. Chicago (IL, USA): AISC; 2016.
- Azad SK, Topkaya C (2017), “A review of research on steel eccentrically braced frames”, *Journal of Constructional Steel Research*, 128: 53-73.
- Corona Villar, EJ (2015), “Respuesta de los edificios de acero a base de contraventeos excéntricos ante secuencias sísmicas”, Tesis de maestría, Facultad de ingeniería, Universidad Autónoma de Sinaloa, Culiacán, Sinaloa.
- Dávalos H, Miranda E (2019), “Evaluation of bias on the probability of collapse from amplitude scaling using spectral-shape-matched records”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 48:970–986.
- Díaz Gonzáles, MA (2006), “Confiabilidad sísmica de edificios de acero diseñados con el RCDF-2004”, Tesis de

maestría, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, D.F., México.

Gaceta (2004a), Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero. Gaceta Oficial del Distrito Federal, 6 de octubre de 2004.

Gaceta (2004b), Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, 6 de octubre de 2004.

Gaceta (2017a), Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero, Gaceta Oficial del Gobierno de la Ciudad de México, 15 de diciembre de 2017.

Gaceta (2017b), Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Gaceta Oficial del Gobierno de la Ciudad de México, 15 de diciembre de 2017.

García Carrera JS, Tapia Hernández E (2019), “Respuesta inelástica de marcos dúctiles con contraventeo excéntrico”, *Ingeniería Sísmica*; 100: 51-70.

Gulec CK, Gibbons B, Chen A, Whittaker AS (2011), “Damage states and fragility functions for link beams in eccentrically braced frames”, *Journal of Constructional Steel Research*; 67:1299-1309.

Gupta A y Krawinkler H (1999), “Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures”, Technical Report 132, The John A. Blume Earthquake Engineering Research Center, Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, CA.

Krawinkler H (1978), “Shear in beam Shear in beam-column joints in seismic design of steel frames”, *Engineering Journal (AISC)*; 15: 82-91.

McCormick J, Aburano H, Ikenaga M, Nakashima, M. (2008), “Permissible residual deformation levels for building structures considering both safety and human elements”, *Memorias de la 14a. Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica*, Beijing, China, Paper No. 05-06-0071, 2008.

OpenSees (2020), Open System for Earthquake Engineering Simulation - Home Page. Obtenido de <http://opensees.berkeley.edu/> [última consulta: 12/10/2020]

Prinz, GS (2010), Using Buckling-Restrained Braces in Eccentric Configurations, PhD. Dissertation, Brigham Young University, Utah.

Ramadan T, Ghobarah A (1995), “Analytical model for shear-link behavior”, *Journal of Structural Engineering ASCE*; 121: 1574-1580.

Red Acelerográfica de la Ciudad de México (RACM), http://www.cires.org.mx/racm_mapa/index.php [última consulta: 12/10/2020]

Richards, PW (2004), Cyclic stability and capacity design of steel eccentrically braced frames, Ph.D. dissertation, Dept. of Structural Engineering, Univ. of California, San Diego, La Jolla, CA.

Ruiz-García J, Bojórquez E, Corona E (2018), “Seismic behavior of steel eccentrically braced frames under soft-soil seismic sequences”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 115: 119-128.

SSN (2017), Reporte Especial: Sismo del día 19 de septiembre de 2017, Puebla-Morelos (M 7.1), Servicio Sismológico Nacional, Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), http://www.ssn.unam.mx/sismicidad/reportes-especiales/2017/SSNMX_rep_esp_20170919_Puebla-Morelos_M71.pdf

Tapia Hernández E, Tena Colunga A (2011), “Factores de ductilidad y sobrerresistencia en marcos de acero con contraventeo chevron”, *Ingeniería Sísmica*, 84: 47-68.

Tapia Hernández E, García Carrera, JS (2020), “Comportamiento de estructuras de acero durante los sismos de septiembre de 2017”, *Ingeniería Sísmica*, 101: 36-52.

Vamvatsikos D, Cornell CA (2002), “Incremental dynamic analysis”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3): 491-514.

ANEXOS

Tabla A Conjunto de historias de aceleración del terreno empleadas en esta investigación

Fecha	Nombre	Clave	Comp.	AMT [cm/s ²]	T_m [s]	t_D [s]
19/9/2017	Buenos Aires	BA49	N00E	88.9	2.09	78.6
			N90W	113.2	2.07	87.2
19/9/2017	Culhuacán	CH84	N00E	149.0	1.19	30.8
			N90W	225.6	1.34	28.9
19/9/2017	Cibeleles	CI05	N00E	113.3	1.56	50.2
			N90W	114.2	1.35	49.5
19/9/2017	Multifamiliar Juárez	CJ04	N00E	123.9	1.55	51.8
			N90W	97.1	1.53	49.0
19/9/2017	Escandón	ES57	N00E	70.5	0.99	39.8
			N90W	83.9	0.95	39.6
19/9/2017	Jardines de Coyoacán	JC54	N00E	220.3	1.07	42.7
			N90W	204.1	1.16	32.1
19/9/2017	Esc. Prim. Plutarco Elías Calles	PE10	N00E	101.4	1.69	79.9
			N90W	124.6	1.57	79.8
19/9/2017	SCT	SC02	N00E	91.7	1.51	58.7
			N90W	90.3	1.62	44.8
19/9/2017	San Simón	SI53	N00E	129.0	1.21	51.2
			N90W	177.6	1.21	45.5
19/9/2017	Villa Gómez	VM29	N00E	85.2	2.05	97.2
			N90W	94.8	2.01	66.9

Tabla B.1 Conceptos para el método de reparación cosmética (MR-0)

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U	Importe	Rendimiento	J. de grupo	N. grupos	D. nominal	D. final
1	Pintura de esmalte 100 de la marca Comex, sobre superficies metálicas a dos manos, aplicada con compresora, incluye: preparación de la superficie, materiales, mano de obra, equipo y herramienta.	m ²	1.49	\$ 98.54	\$ 147.30	15 m ² /JOR	0.80	1	0.80	1 Hrs
				total	\$ 147.30				total	1 Hrs

Tabla B.2 Conceptos para el método de reemplazo del concreto (MR-1).

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U	Importe	Rendimiento	J. de grupo	N. grupos	D. nominal	D. final
1	Pintura de esmalte 100 de la marca Comex, sobre superficies metálicas a dos manos, aplicada con compresora, incluye: preparación de la superficie, materiales, mano de obra, equipo y herramienta.	m ²	1.49	\$ 98.54	\$ 147.30	25 m ² /JOR	0.48	1	0.48	1 Hrs
2	Demolición de concreto armado, con rompedora neumática, incluye: equipo de corte, rompedora, mano de obra, andamios, equipo y herramienta.	m ³	0.8	\$ 1,330.35	\$1,064.28	1.45 MB/JOR	4.41	1	4.41	5 Hrs
3	Relleno de grietas con adhesivo epóxico de alta resistencia. Incluye mano de obra, material, limpieza de grietas, equipo, herramienta y andamios.	ml	2.5	\$ 343.04	\$ 857.60	8 ML	2.5	1	2.5	3 Hrs
4	Concreto en estructura, hecho en obra de $f'c=250$ kg/cm ² , incluye: acarreos, colado, vibrado, mano de obra, equipo y herramienta.	m ³	0.8	\$ 3,042.85	\$2,434.28	4 M3/JOR	1.6	1	1.6	2 Hrs
				total	\$4,503.46				total	11 Hrs

Tabla B.3 Conceptos para el método de enderezado por calor (MR-2)

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U	Importe	Rendimiento	J. de grupo	N. grupos	D. nominal	D. final
1	Demolición de concreto armado, con rompedora neumática, Incluye: equipo de corte, rompedora, mano de obra, andamios, equipo y herramienta.	m ³	0.8	\$ 1,330.35	\$1,064.28	1.45 M3/JOR	4.41	1	4.41	5 Hrs
2	Enderezado de acero estructural (Vigas I.P.R. pesadas) con calor, Incluye: Mano de obra, material, equipo, herramientas y andamios.	ml	1	\$ 574.85	\$ 574.85	2.5 ML	3.2	1	3.2	4 Hrs
3	Pintura de esmalte 100 de la marca Comex, sobre superficies metálicas a dos manos, aplicada con compresora, Incluye: preparación de la superficie, materiales, mano de obra, equipo y herramienta.	m ²	1.49	\$ 98.54	\$ 147.30	25 m2/JOR	0.48	1	0.48	1 Hrs
4	Relleno de grietas con adhesivo epóxico de alta resistencia. Incluye mano de obra, material, limpieza de grietas, equipo, herramiento y andamios.	ml	2.5	\$ 343.04	\$ 857.60	8 ML	2.5	1	2.5	3 Hrs
5	Concreto en estructura, hecho en obra de f'c=250kg/cm ² , Incluye: acarreo, colado, vibrado, mano de obra, equipo y herramienta.	m ³	0.8	\$ 3,042.85	\$2,434.28	4 M3/JOR	1.6	1	1.6	2 Hrs
				total	\$5,078.31					15 Hrs

Tabla B.4 Conceptos para el método de reemplazo del eslabón (MR-3)

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U	Importe	Rendimiento	J. de grupo	N. grupos	D. nominal	D. final
1	Demolición de concreto armado, con rompedora neumática, Incluye: equipo de corte, rompedora, mano de obra, andamios, equipo y herramienta.	m ³	0.8	\$ 1,330.35	\$1,064.28	1.45 M3/JOR	4.41	1	4.41	5 Hrs
2	Desmontaje de estructura metálica pesada con uso de grúa, hasta una altura de 10.00 m., Incluye: cortes con equipo oxil-butano, descenso, acarreo hasta el almacén del sitio, mano de obra, equipo y herramienta.	Kg	105.3	\$ 8.09	\$ 851.88	1650 kg/JOR	0.51	1	0.51	1 Hrs
3	Estructura metálica (vigas I.P.R. pesadas) Incluye: materiales, acarreo, cortes, trazo, habilitado, soldadura, aplicación de primer anticorrosivo, montaje, mano de obra, equipo y herramienta.	Kg	105.3	\$ 36.61	\$3,855.08	200 kg/JOR	4.21	1	4.21	5 Hrs
4	Pintura de esmalte 100 de la marca Comex, sobre superficies metálicas a dos manos, aplicada con compresora, Incluye: preparación de la superficie, materiales, mano de obra, equipo y herramienta.	m ²	1.49	\$ 98.54	\$ 147.30	25 m2/JOR	0.48	1	0.48	1 Hrs
5	Relleno de grietas con adhesivo epóxico de alta resistencia. Incluye mano de obra, material, limpieza de grietas, equipo, herramiento y andamios.	ml	2.5	\$ 343.04	\$ 857.60	8 ML	2.50	1	2.5	3 Hrs
6	Concreto en estructura, hecho en obra de f'c=250 kg/cm ² , Incluye: acarreo, colado, vibrado, mano de obra, equipo y herramienta.	m ³	0.8	\$ 3,042.85	\$2,434.28	4 M3/JOR	1.60	1	1.6	2 Hrs
				total	\$9,210.37					17 Hrs