

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE SINALOA

FACULTAD DE INGENIERÍA CULIACÁN

PROGRAMA DE MAESTRÍA EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA



TESIS DE MAESTRÍA

Título:

“EVALUACIÓN DEL FACTOR DE REDUCCIÓN DE FUERZAS DE EDIFICIOS DE ACERO: PLASTICIDAD CONCENTRADA VS DISTRIBUIDA”

Presenta:

Ing. Juan Daniel Trasviña Soberanes

Directores de tesis:

Dr. Alfredo Reyes Salazar

Dr. Mario Daniel Llanes Tizoc

Culiacán Rosales, Sinaloa, Agosto del 2023.



Dirección General de Bibliotecas
Ciudad Universitaria
Av. de las Américas y Blvd. Universitarios
C. P. 80010 Culiacán, Sinaloa, México.
Tel. (667) 713 78 32 y 712 50 57
dgbuas@uas.edu.mx

UAS-Dirección General de Bibliotecas

Repositorio Institucional Buelna

Restricciones de uso

Todo el material contenido en la presente tesis está protegido por la Ley Federal de Derechos de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

Queda prohibido la reproducción parcial o total de esta tesis. El uso de imágenes, tablas, gráficas, texto y demás material que sea objeto de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente correctamente mencionando al o los autores del presente estudio empírico. Cualquier uso distinto, como el lucro, reproducción, edición o modificación sin autorización expresa de quienes gozan de la propiedad intelectual, será perseguido y sancionado por el Instituto Nacional de Derechos de Autor.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons Atribución-No Comercial
Compartir Igual, 4.0 Internacional



AGRADECIMIENTOS

A Dios por prestarme vida y salud y poder llevar a la conclusión esta meta en el periodo correspondiente.

A mis directores de tesis el Dr. Alfredo Reyes Salazar y Dr. Mario Daniel Llanes Tizoc por cada una de las herramientas necesarias, asesorías y consejos dados, necesarios para el buen rumbo y desarrollo de la tesis.

A la Universidad Autónoma de Sinaloa y a la Facultad de Ingeniería Culiacán por brindarme los espacios y todos los medios para mi crecimiento académico.

A CONACYT por su apoyo económico y poder dar un paso importante en mi vida académica.

A los profesores y amigos que me apoyaron cuyos nombres no doy para que no me falte ninguno.

A mis compañeros de maestría por compartirme sus conocimientos y amistad, todos grandes ingenieros.

A mis padres y hermanos por ser inspiración y motivación en seguir con mi desarrollo profesional.

DEDICATORIA

A mis padres y hermanos. Familia en general y a mi novia JIRG.

RESUMEN

En esta tesis se evalúa la precisión de usar el modelo de Plasticidad Concentrada (PC) en el análisis de marcos de acero y la magnitud del Factor de Reducción por comportamiento sísmico (Q') establecida en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF). Se consideraron cuatro modelos de ductilidad alta ($Q=4$) con 4, 10, 15 y 20 niveles, desplantados en suelo firme, diseñados de acuerdo al RCDF. Veinte registros sísmicos representativos de la sismicidad del lugar se usaron en la simulación. Se usó el Software OpenSees para realizar las simulaciones requeridas.

Los resultados muestran que los momentos flexionantes en vigas y columnas pueden subestimarse significativamente. Valores de subestimación promedio de hasta 30% se observan en algunos casos, aunque se tienen subestimaciones de hasta 40% para algunos registros sísmicos. Las cargas axiales en columnas y los cortantes de entrepiso también se subestiman hasta en un 20% y 28%, respectivamente. La razón de dicha subestimación consiste en que la energía disipada en los modelos se sobreestima al considerar la formulación PC lo que puede resultar en diseños no conservadores.

En los Métodos simplificados de análisis sísmico (Método Estático Equivalente) o en el Análisis Dinámico Modal, implícitamente se asume que los cortantes de entrepiso, los momentos flexionantes en vigas y columnas, y cargas axiales en columnas, se reducen en la misma proporción. Los resultados de este estudio indican que la reducción no se da en la misma proporción. Además, la magnitud del factor Q' es en general mayor que los obtenidos numéricamente. Esto se debe, en parte, a que los factores de reducción fueron derivados usando sistemas de un grado de libertad en donde la energía disipada es sobreestimada. Esto implica que las respuestas sísmicas estimadas según el RCDF son, en general, subestimadas, lo que puede llevar a diseños no conservadores. Las subestimaciones máximas se observan para los casos de momentos flexionantes en columnas y cargas axiales en columnas interiores, donde la reducción especificada en el código es mayor que el doble y que el triple de las calculadas numéricamente,

respectivamente. El nivel de subestimación es mayor si se utiliza la formulación de plasticidad distribuida (PD).

Por lo anterior el uso del modelo PD y del Análisis dinámico no lineal paso a paso son altamente recomendados para estimar la respuesta sísmica del sistema estructural estudiado. Es importante extender el estudio considerando otros parámetros como otros tipos de suelo y otros sistemas estructurales, para tratar de llegar a conclusiones más generales.

Palabras clave: Factor de reducción por comportamiento sísmico, Plasticidad concentrada, plasticidad distribuida.

OBJETIVOS.

Objetivo general

Obtener las respuestas sísmicas lineales y no lineales usando Análisis Tiempo Historia (ATH), en términos de varios parámetros globales y locales, de marcos de acero resistentes a momento considerando Plasticidad Concentrada (PC), sometidos a demandas sísmicas similares a las experimentadas en la Ciudad de México y modelados como sistemas de Varios Grados de Libertad (VGL), a fin de compararlas con las correspondientes respuestas obtenidas al considerar Plasticidad Distribuida (PD).

Objetivos específicos

Los objetivos específicos de este estudio son:

Objetivo 1. Calcular las respuestas lineales y no lineales, en términos de parámetros de respuesta locales y globales, de edificios de acero modelados como sistemas VGL planos complejos diseñados según el código RCDF bajo la acción de cargas sísmicas, asumiendo la aproximación PC, y comparar los resultados con los estimados con la formulación PD.

Objetivo 2. Comparar el factor de reducción del comportamiento sísmico (Q') calculado según el enfoque PC y contrastarlos con los del enfoque PD.

Objetivo 3. Comparar los valores del parámetro Q' obtenidos en el Objetivo 2 con los sugeridos en el código RCDF nombrado aquí como Q'_c .

Índice

AGRADECIMIENTOS	IV
DEDICATORIA	VII
RESUMEN	VIII
OBJETIVOS.....	X
Objetivo general.....	X
Objetivos específicos.....	X
Lista de tablas	XII
Lista de figuras	XII
1. INTRODUCCIÓN	1
2. REVISIÓN DE LA LITERATURA	3
3. DEFINICIÓN Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	8
3.1 Justificación	9
3.2 Hipótesis.....	9
4. METODOLOGÍA Y MARCO TEÓRICO	9
4.1 Espectro de diseño	9
4.2 Descripción de los modelos	10
4.3 Zona de estudio	13
4.4 Selección de registros.....	13
4.5 Enfoques no lineales en OpenSees	15
5. RESULTADOS Y ANÁLISIS	16
6. RESPUESTAS SÍSMICAS EN TÉRMINOS DE FUERZAS RESULTANTES, PC VS PD (OBJETIVO 1)	17
6.1 Momentos flexionantes	18
6.2 Carga axial	29
6.3 Cortantes de entrepiso.....	32
7. FACTOR DE REDUCCIÓN POR COMPORTAMIENTO SÍSMICO (Q'), FORMULACIÓN PC VS PD (OBJETIVO 2)	34
7.1 Factor Q' para la formulación PC.....	35
7.1.1 Cortante de entrepiso	35
7.1.2 Momentos flexionantes.....	40
7.1.3 Carga axial	46

7.2	Factor Q' para la formulación PD	50
7.2.1	Cortante de entrepiso	51
7.2.2	Momentos flexionantes.....	53
7.2.3	Carga axial	59
8.	VALORES NUMÉRICOS DE Q' VS ESPECIFICADOS EN EL CÓDIGO Q'_c (RCDF) (OBJETIVO 3) ..	62
8.1	Cortante de entrepiso	64
8.2	Momento flexionante.....	66
8.3	Carga axial	73
9.	CONCLUSIONES	77
10.	REFERENCIAS.....	78

Lista de tablas

Tabla 1.	Tamaños de secciones W	12
Tabla 2.	Periodos fundamentales de marcos.....	12
Tabla 3	Registros seleccionados.....	14

Lista de figuras

Fig. 1.	Espectro de peligro uniforme y espectro de diseño de zona de estudio, suelo firme.....	10
Fig. 2.	Representación general de los modelos.....	11
Fig. 3.	Representación geométrica de los modelos.....	11
Fig. 4.	Zona suelo firme.....	13
Fig. 5.	EPU y espectros de respuesta de registros seleccionados para $M4S_F$	14
Fig. 6.	Representación de los miembros por PD.	
Fig. 7	Representación de los miembros por PC.	16
Fig. 8.	Valores promedio sismos individuales de R_{MF} , vigas exteriores, dirección NS, $M4$ Y $M10$	20

Fig. 9. Valores promedio sismos individuales R_{MF} vigas exteriores, dirección NS, M15 Y M20	20
Fig. 10. Valores promedio de R_{MF} , vigas, dirección NS.....	23
Fig. 11. Valores promedio de R_{MF} , vigas, dirección EO.	24
Fig. 12. Curva esfuerzo-deformación.	25
Fig. 13. Valores promedio de R_{MF} , columnas, dirección NS.....	27
Fig. 14. Valores promedio de R_{MF} , columnas, dirección EO.....	28
Fig. 15. Valores promedio de R_{CA} , columnas, dirección NS.....	31
Fig. 16. Valores promedio de R_{CA} , columnas, dirección EO.....	32
Fig. 17. Valores promedio de R_{CE} , direcciones NS Y EO	34
Fig. 18. Valores sismos individuales de $Q'_{CE,PC}$. Direccion NS, M4 Y M10.....	37
Fig. 19. Valores sismos individuales de $Q'_{CE,PC}$. Direccion NS, M15 Y M20.....	38
Fig. 20. Valores promedio de $Q'_{CE,PC}$: direcciones NS y EO.....	39
Fig. 21. Valores promedio de $Q'_{MF,PC}$: vigas, dirección NS	42
Fig. 22. Valores promedio de $Q'_{MF,PC}$: vigas, dirección EO.....	43
Fig. 23. Valores promedio de $Q'_{MF,PC}$: columnas, dirección NS	45
Fig. 24. Valores promedio de $Q'_{MF,PC}$: columnas, dirección EO.....	46
Fig. 25. Valores promedio de $Q'_{CA,PC}$: dirección NS.....	48
Fig. 26. Valores promedio de $Q'_{CA,PC}$: dirección EO	49
Fig. 27. Valores promedio de $R_{Q'CE}$: direcciones NS y EO	53
Fig. 28. Valores promedio de $R_{Q'MF}$: vigas, dirección NS.	55
Fig. 29. Valores promedio de $R_{Q'MF}$, vigas, dirección EO:.....	56
Fig. 30. Valores promedio de $R_{Q'MF}$, columnas, dirección NS	58
Fig. 31. Valores promedio de $R_{Q'MF}$, columnas, dirección EO.....	59
Fig. 32. Valores promedio de $R_{Q'CA}$, columnas, dirección NS.	61
Fig. 33. Valores promedio de $R_{Q'CA}$, columnas, dirección EO	62
Fig. 34. Valores de Q'_C , $Q'_{CE,PC}$, y $Q'_{CE,PD}$, direcciones NS y EO.	66
Fig. 35. Valores de Q'_C , $Q'_{MF,PC}$, y $Q'_{MF,PD}$, vigas dirección NS:.....	68
Fig. 36. Valores de Q'_C , $Q'_{MF,PC}$, y $Q'_{MF,PD}$, vigas dirección EO:.....	69
Fig. 37. Valores de Q'_C , $Q'_{MF,PC}$, y $Q'_{MF,PD}$, columnas dirección NS:.....	71
Fig. 38. Valores de Q'_C , $Q'_{MF,PC}$, y $Q'_{MF,PD}$, columnas dirección EO.....	72

Fig. 39. Valores de Q'_C , $Q'_{CA,PC}$, y $Q'_{CA,PD}$, columnas dirección NS..... 74

Fig. 40. Valores de Q'_C , $Q'_{CA,PC}$, y $Q'_{CA,PD}$, columnas dirección EO..... 76

1.INTRODUCCIÓN

Aunque muchos códigos de edificación Código Internacional de Construcción 2021, IBC[1]; Código Nacional de Construcción de Canadá 2020, NBCC [2]; Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, RCDF, 2017 [3]; Eurocódigo 8, EC,2005 [4] permiten explícitamente calcular la respuesta sísmica de los edificios según métodos no lineales, siguen considerando el enfoque convencional en el que el análisis sísmico se basa en procedimientos de análisis elástico simplificados. Es probable que este enfoque, en el que las fuerzas sísmicas de diseño se calculan utilizando un único factor de reducción, siga siendo el principal método de diseño sísmico. Se trata de un procedimiento basado en las fuerzas con una comprobación final en los desplazamientos. Por lo tanto, los elementos estructurales se diseñan para resistir las fuerzas reducidas. La justificación de esta reducción es, entre otros aspectos, consideraciones económicas y el hecho de que las estructuras pueden disipar energía cuando se deforman en el rango inelástico. Esto da lugar al Factor de Reducción de Fuerzas (F_{RF}) que pretende, en general, tener en cuenta la disipación de energía, el exceso de resistencia, así como la capacidad estructural para redistribuir las acciones desde regiones inelásticas altamente plastificadas a otros lugares menos plastificados de la estructura (redundancia).

En el código IBC, el F_{RF} se denomina Factor de reducción de fuerzas y se considera el producto del Factor de Reducción por Ductilidad (R_{μ}) (que depende de la ductilidad μ) y la sobrerresistencia estructural (R_{Ω}). En el código RCDF este factor se calcula como el producto del factor de reducción por comportamiento sísmico (Q') y la sobrerresistencia (R). El parámetro Q' depende del Factor de Comportamiento Sísmico (Q). Es evidente que R_{μ} es equivalente a Q' , R_{Ω} a R y Q a μ .

Las afirmaciones anteriores ponen claramente de manifiesto la importancia relativa del factor de reducción de la fuerza; de hecho, establecer la magnitud de este parámetro constituye una de las cuestiones más controvertidas en las previsiones de diseño sísmico. Aunque el objetivo de utilizar el F_{RF} en cualquier código es el mismo, toma diferentes valores y recibe diferentes nombres. Esto da pie a decir que hay muchos aspectos relacionados con este parámetro que necesitan ser estudiados adicionalmente. Por ejemplo, en la simulación numérica de estructuras

sometidas a cargas sísmicas, el modelo de plasticidad adoptado en el análisis tendrá sin duda un efecto muy importante en la disipación de energía, en la respuesta estructural tanto a nivel local como global, y por tanto en el valor del F_{RF} .

Así pues, la respuesta sísmica de una estructura de concreto o acero dependerá significativamente de la formulación no lineal adoptada en el análisis; existen dos enfoques generales principales. El más sencillo consiste en adoptar la formulación articulación-elásto-plástica, normalmente denominada enfoque de plasticidad concentrada (PC). En esta formulación, los elementos estructurales suelen idealizarse como elementos viga-columna y también se supone que los elementos permanecen elásticos excepto en los extremos, donde se permite el desarrollo de articulaciones plásticas de longitud cero (Chen y Sohal [5]; Gao y Haldar [6]; White [7]; Ziemian et al.[8]). En el segundo enfoque, se considera la dispersión de la plasticidad y se denomina enfoque de plasticidad distribuida (PD). En este caso, los elementos estructurales se dividen en muchos segmentos y la sección transversal de cada segmento se discretiza en una serie de elementos finitos (fibras). Este modelado permite un comportamiento no lineal en cualquier punto de los elementos (Clarke [9]; Spacone et al.[10]; Terrenzi et al.[11]). Dado que la plastificación estructural de los miembros está mejor representada por el enfoque PD, se afirma en esta investigación que las respuestas sísmicas son más precisas en comparación con las resultantes del enfoque PC.

Los usuarios de programas informáticos de análisis sísmico de edificios suelen utilizar el enfoque PC para predecir la respuesta sísmica no lineal de los edificios de acero. En el pasado, la principal razón para no utilizar el enfoque PD era la gran demanda de tiempo de cálculo. Sin embargo, debido a los avances tecnológicos en cuanto a velocidad y capacidad de los ordenadores, esta justificación ya no es válida. Utilizando ordenadores modernos junto con sistemas operativos eficientes, el tiempo de cálculo y el coste pueden reducirse significativamente de tal forma que los marcos de acero pueden modelarse como sistemas complejos de varios grados de libertad (VGL) utilizando la formulación PD. Como se discute más adelante, el objetivo general de este trabajo es evaluar la precisión de la utilización del enfoque PC para calcular la respuesta sísmica de los edificios de acero. La estimación y

comparación de los factores de reducción de fuerzas para edificios de acero considerando los enfoques PC y PD es también un objetivo del estudio.

2.REVISIÓN DE LA LITERATURA

Uno de los primeros estudios que tratan con la formulación no lineal PC se remonta a los años 60 (Clough et al.[12]) donde se propuso un procedimiento digital para estimar las respuestas sísmicas de un modelo de edificio de 20 niveles. El primer modelo desarrollado para simular la degradación de la rigidez en elementos sometidos a fuerzas axiales y momentos flexionantes fue introducido por Lai et al. [13]. Powell y Chen [14] propusieron un procedimiento computacional basado en el enfoque PC; utilizando dos ejemplos mostraron que el procedimiento puede ser bastante preciso en ciertos casos, pero debe tenerse precaución al utilizarlo para elementos viga-columna 3D. King et al. [15] desarrollaron dos métodos para el análisis inelástico de marcos de acero denominados enfoques modificados de articulación plástica y de resistencia viga-columna. En otro trabajo, Liew et al. [16] establecieron el ámbito de aplicación y las limitaciones del método de la articulación elásto-plástica. Dides y de la Llera [17] realizaron un estudio considerando tres modelos diferentes de PC y evaluaron la precisión de las respuestas predichas; también se analizaron las limitaciones de cada uno de los modelos para su uso en análisis dinámicos. Reyes-Salazar et. al. [18] mediante la asunción de plasticidad concentrada abordaron muchas cuestiones relacionadas con el análisis de respuesta sísmica multicomponente de edificios de acero modelados como estructuras 3D. Se identificaron las implicaciones de las reglas de combinación comúnmente utilizadas con respecto a los enfoques codificados actuales. En otro estudio Reyes-Salazar et. al.[19] consideraron el enfoque PC para obtener la respuesta sísmica inelástica de edificios de acero tridimensionales con marcos de acero resistentes a momentos perimetrales y Marcos de Gravedad Interiores (MGI) concluyendo que para evitar la sobreestimación de la capacidad de los MGI se debe utilizar la representación estructural 3D. Sin embargo, en una investigación Bechtoula et al.[20] señala que los resultados calculados con el enfoque PC son, en general, simplificaciones del comportamiento inelástico real.

También se pueden encontrar en la literatura estudios relativos al análisis sísmico de estructuras considerando la formulación PD. Entre los primeros trabajos podemos mencionar el de Otani [21] que propuso un procedimiento para el análisis dinámico inelástico de estructuras de marcos de concreto. En dicho método, la distribución de las deformaciones inelásticas en los miembros estructurales se suponía localizada en el punto de contraflexión. Bažant y Bhat [22] desarrollaron un modelo basado en los desplazamientos; con los resultados obtenidos demostraron que el enfoque PD aumenta en gran medida la ductilidad y la resistencia; y suprime el ablandamiento de las deformaciones. El concepto de fibras fue introducido por Kaba y Mahin [23] en el que las barras se dividen en muchos segmentos lineales a lo largo de la longitud, y la sección transversal de cada segmento se subdivide a su vez en un número de elementos finitos denominados fibras. En otro estudio Abou-Elfath [24] se demostró que las cargas gravitatorias pueden tener un efecto significativo en la respuesta no lineal de marcos de concreto reforzado (C/R) cuando se considera el modelo PD. Liang et al. [25] implementaron un análisis numérico en el dominio del tiempo en OpenSees y estudiaron la respuesta sísmica no lineal de una columna de suelo tridimensional con sistema de masa distribuida dividida en elementos finitos. Farahi y Erfani [26] propusieron un modelo basado en fibras para capturar la interacción entre el momento flexionante y la carga axial en columnas. Demostraron que la técnica puede tener en cuenta el deterioro debido al comportamiento histerético del material.

También se han realizado estudios numéricos sobre la comparación entre los resultados de los modelos PC y PD. White [7] comparó los resultados de estructuras derivadas de la hipótesis de la formulación PC con los de la formulación PD. El estudio puso de relieve el hecho de que la formulación PC puede no ser adecuada para análisis avanzados, ya que hay que suponer la existencia de comportamiento elástico entre los puntos de las articulaciones plásticas. Attalla et al. [27] propusieron un método que proporciona la precisión de los métodos PD con la eficiencia computacional de los PC. Avery y Mahendran [28] propusieron un método de plasticidad concentrada adecuado para el análisis práctico avanzado de marcos de acero con secciones no compactas. Leu y Tsou [29] propusieron un método basado en el enfoque PC para marcos de acero 2D que proporciona la precisión de los métodos PD, pero computacionalmente más eficiente. Mazza [30] analizó vigas de acero en voladizo y un marco espacial de concreto

reforzado considerando modelos de plasticidad concentrada y plasticidad distribuida encontrando diferencias considerables entre los resultados de los dos enfoques para el caso de altas intensidades de la carga sísmica. Chen et al. [31] utilizando un modelo constitutivo seccional simularon el comportamiento dinámico de una columna en voladizo y un marco de acero mostrando que el modelo propuesto es más preciso que el modelo PC y más eficiente que el enfoque PD. Mohammadgholibeyki y Banazadeh [32] estudiaron los efectos de diferentes modelos de amortiguamiento en marcos de momento de C/R considerando las formulaciones concentradas PC y PD.

Más recientemente, Farahi y Erfani [33] utilizaron tres enfoques diferentes para simular el comportamiento no lineal de columnas en marcos de acero, a saber, PC, PD y un enfoque denominado Articulación Plástica de Longitud Finita Basada en Fibras (APLF-BF) en la plataforma de simulación Opensees. Los resultados mostraron que PD requiere más tiempo en el análisis que PC y APLF-BF y que APLF-BF da la solución más precisa. Yapıcı et al. [34] realizaron estudios experimentales y analíticos de estructuras con diferentes modelos de plasticidad bajo cargas estáticas y dinámicas concluyendo que considerar modelos más complejos en el análisis no lineal proporciona resultados más precisos. Jiang et al. [35] propusieron un modelo de plasticidad simplificado basado en el enfoque PC. Encontraron que el modelo puede capturar el deterioro tanto de la resistencia como de la rigidez de miembros tubulares circulares de acero rellenos de concreto bajo cargas de flexión y que la formulación PD no logra capturar el deterioro de la resistencia y los efectos de pinzamiento. Bruschi et al. [36] realizaron un estudio para edificios C/R utilizando los modelos de plasticidad PC y PD. Ellos mostraron que el modelo PC puede subestimar los desplazamientos de entrepiso y el momento base máximo para edificios de baja y mediana altura. Chen et al. [37] determinaron que el método de PC puede sobreestimar la resistencia y la rigidez y, por lo tanto, dar una respuesta no conservadora. Yapıcı et al. [34], por el contrario, encontraron que el enfoque PC puede proporcionar una respuesta conservadora de los elementos.

Otros investigadores han realizado muchas otras contribuciones importantes en relación con la respuesta sísmica de las estructuras considerando las formulaciones no lineales PC y/o PD (Inel y Ozmen [38]; Rahai y Fallah Nafari [39]; Nguyen y Kim [40]; Izadpanaha y Habibi [41];

Moshref et al. [42]; Allahvirdizadeh y Gholipour [43]; Greco et al. [44]; Kazemi et al. [45]; Gremer et al. [46]).

Debido a su papel crucial en la determinación de las fuerzas sísmicas de diseño, la magnitud del factor de reducción de fuerzas también se ha estudiado ampliamente. Se han realizado muchas investigaciones relativas a la evaluación de los parámetros μ , R_μ , R_Ω y F_{RF} para edificios de acero y concreto idealizados como sistemas de Un Grado de Libertad (UGL). El parámetro F_{RF} se introdujo por primera vez en ATC-3-06 [47] a finales de los 70 para estimar las fuerzas sísmicas de diseño reduciendo el cortante elástico de la base. Entre las primeras investigaciones también podemos mencionar la de Newmark y Hall [48] donde se propuso un procedimiento para relacionar R_μ y μ . Hadjian [49] estudió la reducción de las aceleraciones espectrales para dar cuenta del comportamiento inelástico de las estructuras. Borzi y Elnashai [50] utilizaron un conjunto de datos sísmicos bien controlados y uniformemente distribuidos en magnitud y distancia para derivar los valores de los factores de reducción de fuerzas necesarios para que la estructura no exceda, un nivel predeterminado de ductilidad. Sanchez-Ricart [51] presentó una calibración del factor de reducción de fuerzas en los códigos sísmicos. La principal conclusión fue que la sobrerresistencia estructural debe cuantificarse separadamente y no tomarse en cuenta al calibrar el factor de reducción de diseño. Carrillo-León et al. [52] analizaron la transparencia del enfoque de diseño sismorresistente para edificaciones en México mediante una revisión crítica de los factores de modificación de resistencia y amplificación de desplazamientos. Muchas otras contribuciones significativas se pueden encontrar en la literatura publicada por otros investigadores (Miranda y Bertero [53], Ordaz-y Pérez-Rocha [54], Borzi y Elnashai [50], Arroyo-Espinoza y Terán-Gilmore [55], Levy et al. [56], Karmakar y Gupta [57], Ayoub y Chenouda [58], Rupakhety y Sigbjörnsson [59], Izadnia et al. [60], Bojórquez et al. [61], Macedo et al. [62]).

También se han realizado estudios relativos a los factores μ , R_μ , R_Ω y F_{RF} para estructuras representadas por sistemas de Varios Grados de Libertad (VGL). En una investigación Nassar y Krawinkler [63] propusieron una expresión para la relación entre R_μ y μ para sistemas VGL simplificados. Mwafy y Elnashai [64] estudiaron la relación entre la capacidad lateral y los parámetros F_{RF} , μ y R_Ω para edificios de concreto reforzado. Reyes-Salazar [65] estudió la

capacidad de ductilidad de varios marcos planos de acero; se consideró la ductilidad local, de piso y global. Karavasilis et. Al. [66] propusieron ecuaciones simplificadas para calcular la F_{RF} de marcos planos de acero resistentes a momento. Chopra [67] evaluó el F_{RF} para sistemas VGL modelados como edificios a cortante. Cai et al. [68] propusieron expresiones para estimar la R_{μ} de sistemas VGL a partir de la R_{μ} de sistemas UGL. Asgarian y Shokrgozar [69] evaluaron los efectos de algunos parámetros sobre el factor de modificación de la respuesta, incluyendo la altura del edificio y el tipo de sistema de arriostramiento. Mohsenian y Mortezaei [70] evaluaron la de marcos arriostrados utilizando enlaces verticales como disipadores pasivos de energía. Reyes-Salazar et al. [71] llevaron a cabo una investigación numérica sobre la evaluación de la disipación de energía, la ductilidad y los factores de reducción por ductilidad a nivel estructural local, de entrepiso y global. Encontraron que el valor implícitamente asumido de 4 para el factor de reducción por ductilidad global no puede justificarse y que un valor de 3 es más razonable. Llanes-Tizoc et al. [72] realizaron una investigación numérica relativa a la evaluación de la demanda de ductilidad local y de entrepiso, así como del factor de reducción de la ductilidad de edificios de acero con marcos resistentes a momentos perimetrales y marcos interiores de gravedad con conexiones semirrígidas. Oggü et al. [73] investigaron la suficiencia de los factores de reducción de fuerzas basados en códigos, en la evaluación del comportamiento sísmico de Marcos de Concreto Resistentes a Momento (MCRM) utilizando análisis estático no lineal y análisis dinámico no lineal; se demostró que se debe considerar la influencia de los cambios de configuración estructural y la interacción del muro de relleno con los MCRM. También se pueden encontrar contribuciones significativas en otros estudios (Whittaker [74], Jalali y Trifunac [75], Ganjavi y Hao [76], Abdollahzadeh y Banihashemi [77], Abdollahzadeh y Faghihmaleki [78], Reyes-Salazar et al. [79], Serró et al. [80], Hetao et al. [81], Abdi et al. [82], Aliakbari y Shariatmadar [83], Kazantzi et al. [84]).

El avance respecto al estado del arte del tema que nos ocupa de las investigaciones mencionadas no se pone en duda. Sin embargo, en muchos casos se observa una investigación no exhaustiva o resultados controvertidos. Esto hace pensar que hay muchos aspectos del tema que merecen más atención: no se ha evaluado la precisión del uso de la formulación PC en la estimación de la respuesta sísmica no lineal de edificios de acero idealizados como sistemas VGL complejos para diferentes parámetros de respuesta (locales y globales) y modelos de baja, media y gran

altura, así como diferentes intensidades sísmicas. Del mismo modo, los resultados numéricos relativos a la evaluación del factor de reducción de la fuerza considerando el modelo PD son extremadamente escasos. Como se expone más adelante, este artículo intenta contribuir al avance del estado del arte del tema tratado.

3.DEFINICIÓN Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

Un sismo de mediana o de gran magnitud puede generar deformaciones considerables en una estructura. La demanda de carga se predice por medio de Espectros de Diseño (ED), y estos a su vez, se obtienen por medio de Análisis de Peligro Sísmico (APS) los cuales considera movimientos sísmicos registrados en el sitio de interés. Aquí se consideran las propiedades dinámicas correspondientes al tipo de suelo y aceleraciones de sismos que se han registrado por acelerógrafos a lo largo de los años. El ED comúnmente se usa en el Análisis Modal Espectral (AME), en donde se usa la superposición modal por lo que la relación constitutiva entre cargas y deformaciones es Elástico-Lineal (EL).

Una estructura dúctil tiene la capacidad de deformarse ante carga lateral, de tal manera que, si las deformaciones exceden los esfuerzos de fluencia, se podrán presentar articulaciones plásticas en puntos críticos de las miembros (vigas y/o columnas). Sin embargo, en un AME no se puede predecir una articulación plástica porque está limitado solo a comportamiento EL.

La manera de considerar comportamiento no lineal en una estructura cuando se usa un AME, es por medio del ya mencionado factor de reducción por comportamiento sísmico Q' y el factor de sobre resistencia (R); en dicho procedimiento se reducen las ordenadas del ED obtenidas de un AME dividiéndolas por el factor $Q'R$. Al espectro resultante se le conoce como Espectro de Diseño Reducido (EDR). Aunque los factores Q' y R se han obtenido en numerosos estudios que consideran modelos lineales y no lineales, estos se han realizado para sistemas de un grado libertad los cuales no permiten considerar el enfoque de PC o PD cuando la estructura experimenta comportamiento inelástico. El procedimiento de análisis que si permite considerar comportamiento no lineal explícitamente y cargas sísmicas reales es el Análisis Tiempo Historia (ATH). Este análisis requiere de un método numérico capaz de resolver sistemas de ecuaciones diferenciales de segundo orden no lineales. Por lo tanto, la alternativa más razonable para

analizar una estructura sometida a carga sísmica es por medio de un ATH. Tanto el enfoque de PC como de PD pueden ser implementados.

3.1 Justificación

Por lo comentado en los párrafos anteriores y tomando en cuenta que la Ciudad de México se encuentra en una zona de alta sismicidad, es importante calcular los valores del factor Q' obtenidos analíticamente para estructuras modeladas como sistemas complejos de varios grados de libertad considerando cargas sísmicas similares registradas en suelos del sitio de interés, PC y PD y comparar estos resultados con los que propone el reglamento de la Ciudad de México para las mismas estructuras.

3.2 Hipótesis

La respuesta sísmica no lineal en marcos de acero resistentes a momento, en términos de parámetros de respuesta global y local obtenida de considerar el enfoque de PC es muy distinta a la del enfoque de PD.

El factor de reducción de fuerzas a nivel global obtenido numéricamente usando ATH para edificios de acero modelados como sistemas de VGL considerando PC es muy diferente al obtenido considerando PD. Dichos factores son a su vez muy distintos a los factores Q' establecidos en las NTC-2017 del RCCM[3].

Los factores de reducción locales son a su vez muy distintos de los factores de reducción globales.

4.METODOLOGÍA Y MARCO TEÓRICO

4.1 Espectro de diseño

Concretamente, en el diseño se utilizaron el espectro de diseño (ED) y el espectro de peligro uniforme (EPU), de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño Sísmico

del código RCDF[3]. Estos espectros se obtuvieron utilizando el software Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID). Según las características de nuestra zona de estudio. El ED y el EPU se muestra en la figura 1. Corresponde a suelo firme.

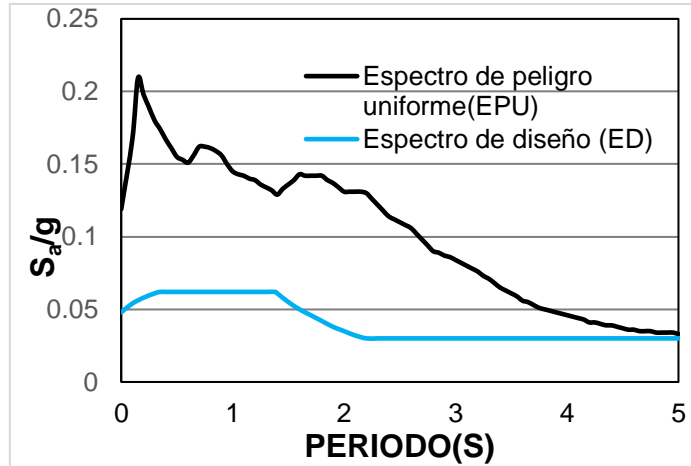


Fig. 1. Espectro de peligro uniforme y espectro de diseño de zona de estudio, suelo firme.

4.2 Descripción de los modelos

El estudio considera un conjunto de cuatro modelos regulares de marcos planos de acero resistentes a momento que tienen 4, 10, 15 y 20 niveles diseñados de acuerdo con las normas técnicas complementarias para diseño sísmico del código RCDF[3].

El diseño de los modelos, que se suponen ubicados en un área de la Ciudad de México, se lleva a cabo considerando suelo firme (S_F). La ubicación la zona S_F está dentro del Mapa de la Ciudad de México y se muestran en la siguiente sección. Los modelos en S_F se denominan más adelante como $M4S_F$, $M10S_F$, $M15S_F$ y $M20S_F$ para los modelos con 4, 10, 15 y 20 niveles. El tamaño de las secciones transversales de columnas y vigas don del tipo W en cada modelo y se muestran en la Tabla 1. Las cargas gravitatorias que se consideran en el análisis, y sus periodos de vibrar correspondientes se muestran en la Tabla 2. Aunque los marcos de ductilidad media son los más utilizados en la práctica, se decidió usar ductilidad alta en los modelos. En todos los modelos se

considera una altura de sótano de 4.2 m y a partir de éste, niveles de plantas de 3.6 m, respectivamente; la anchura de crujía es constante de 6 m. En la Fig. 2 puede verse una representación geométrica general de los modelos, mientras que, la Fig.3 muestra la geometría según sus alturas. Se consideró acero Grado-50 para las columnas y acero A36 en vigas.

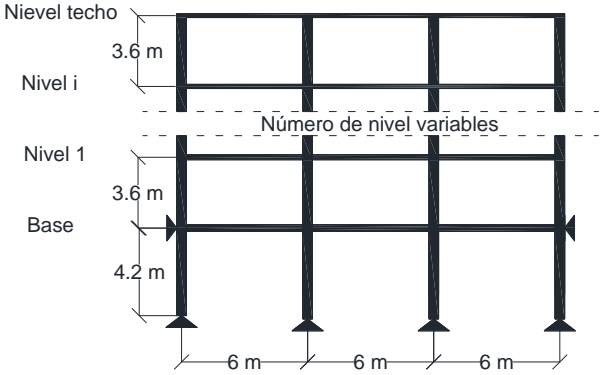


Fig. 2. Representación general de los modelos.

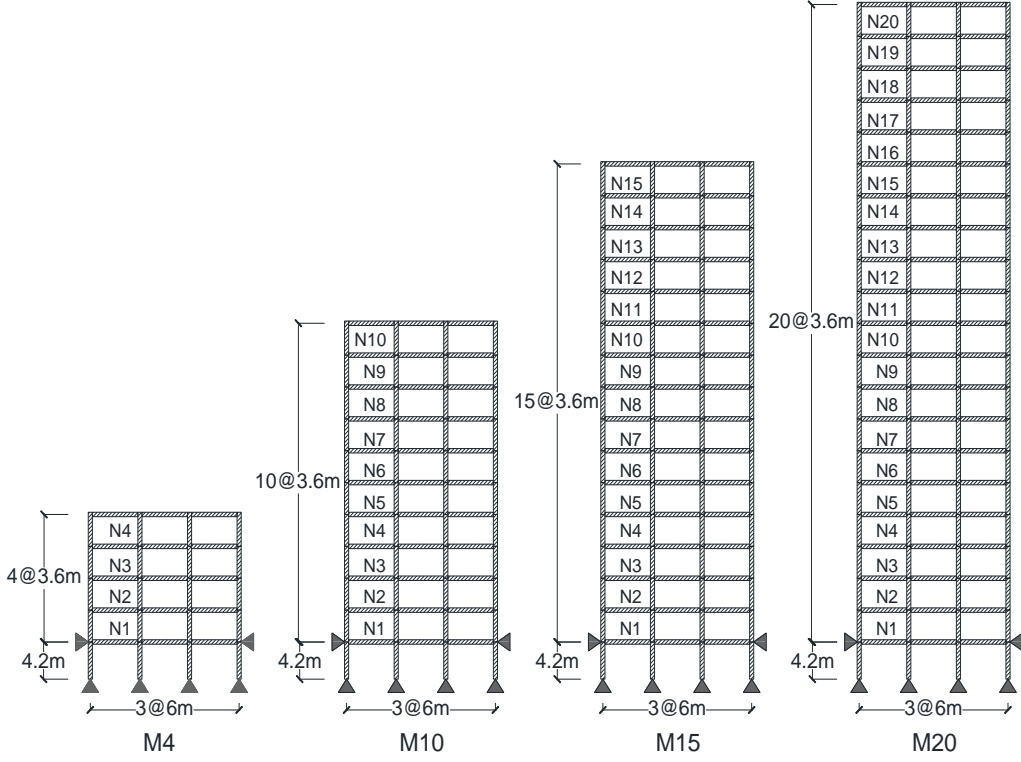


Fig. 3. Representación geométrica de los modelos.

Tabla 1. Tamaños de secciones W.

Modelo	Nivel	Modelos S _F		
		Vigas	Columnas Interiores	Columnas Exteriores
M4	Base - 4	W12x019	W10x060	W10x054
M10	Base - 4	W14x022	W14x068	W14x061
	5 - 8	W12x022	W14x061	W14x053
	9 - 10	W12x016	W14x053	W14x048
M15	Base - 4	W18x035	W14x082	W14x074
	5 - 8	W16x031	W14x074	W14x068
	9 - 12	W14x026	W14x068	W14x061
	13 - 15	W12x026	W14x053	W14x048
M20	Base - 4	W27x178	W14x211	W14x193
	5 - 8	W27x161	W14x193	W14x176
	9 - 12	W27x146	W14x176	W14x159
	13 - 16	W27x129	W14x159	W14x145
	17 - 20	W27x114	W14x145	W14x145

Tabla 2. Periodos fundamentales de marcos.

Modelo	Cargas de gravedad (kN/m ²)			Periodo(s)
	Carga muerta (nivel del techo, nivel entresuelo)	Carga viva (nivel del techo, nivel entresuelo)	Carga viva instantánea (nivel del techo, nivel entresuelo)	
M4	3.1,3.5	1,2.5	0.7,1.8	1.48
M10				3.2
M15				3.73
M20				4.3

4.3 Zona de estudio

El análisis de cada marco plano de acero es para zona de suelo firme (S_F); en la Fig.4 se muestra la ubicación geográfica de esta zona. Los espectros de diseño (ED) y el espectro de peligro uniforme (EPU), considerado como el espectro objetivo en este estudio, se obtuvieron con la ayuda del software SASID (Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, 2016).

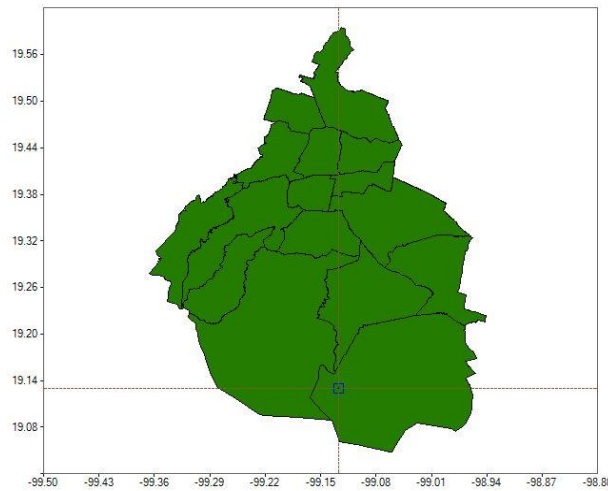


Fig. 4. Zona suelo firme.

4.4 Selección de registros

Los registros sísmicos para realizar el análisis dinámico no lineal se seleccionaron con base en la forma del espectro del EPU. Se recolectaron alrededor de 12770 registros del Centro de Instrumentación Sísmica (CIRES, A.C., 2005-2023 CIRES, A.C., <http://www.cires.org.mx/>), del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México. De los 12770 registros, se seleccionaron los veinte cuyo espectro promedio de pseudoaceleración (S_a), en términos de mínimos cuadrados, mejor se ajustaba al EPU. Dichos registros sísmicos pueden verse en las Fig. 5 para el modelo M4S_F.

Los registros sísmicos seleccionados se escalan para alcanzar diferentes niveles de deformaciones en función de la media geométrica de la pseudoaceleración evaluada en el periodo fundamental del modelo considerado ($S_{a,prom}$) calculada como la "media" de las

pseudoaceleraciones (S_a) en un rango de periodos, tal y como se expresa en la Ec.1 (Eads et al. [85]; Elkady y Lignos [86]). El rango de periodos utilizado para calcular $S_{a,prom}$ va de $0.2T$ a $2T$, con pasos constantes de $0.01s$, donde T es el periodo fundamental del modelo considerado y m representa el número de periodos considerados.

$$S_{a,prom} = \left(\prod_{i=1}^m S_a(T_i) \right)^{1/m} \quad (1)$$

Para un modelo dado, el proceso de escalado se realiza de forma que, para el valor mínimo de $S_{a,prom}$ el modelo experimente un comportamiento elástico, mientras que para el máximo se observe una deformación considerable. Dichos valores mínimos y máximos de $S_{a,prom}$ son $0.06g$ y $0.80g$, $0.04g$ y $0.58g$, $0.04g$ y $0.48g$, y $0.02g$ a $0.36g$ para los modelos M4, M10, M15 y M20, respectivamente. El valor máximo de $S_{a,prom}$ para cada modelo se seleccionó de tal forma que el valor máximo promedio de distorsión de entrepiso de todos los registros sísmicos obtenido de los análisis dinámicos incrementales fuera aproximadamente 0.05 . Para algunos casos, sin embargo, se observaron distorsiones alrededor de 0.07 , este nivel de deformación está muy cerca de la formación de un mecanismo de colapso (nudo o lateral).

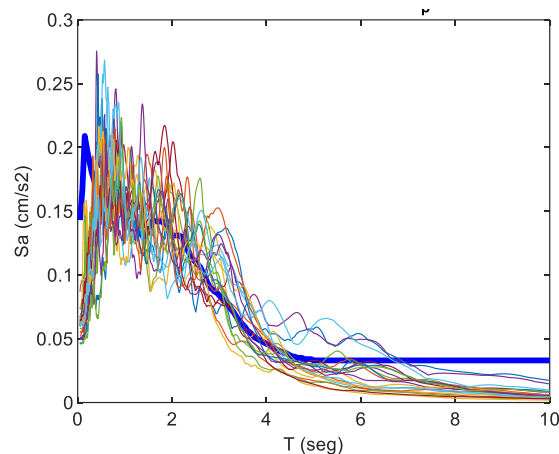


Fig. 5. EPU y espectros de respuesta de registros seleccionados para M4SF.

Tabla 3 Registros seleccionados.

No. Sismo	Clave de estación	Fecha	Pgh(cm/s ²)	Coordenadas estación		Nombre de estación
				Latitud	Longitud	
1	AL01	19/09/2017	118.64	19.436	99.145	Alameda
2	BL45	19/09/2017	120.68	19.4253	99.1481	Balderas
3	CCCL	17/09/2019	85.53	19.4356	99.1453	C.Cultural Universitario Tlatelolco
4	CI05	20/03/2012	130.33	19.4186	99.1653	Cibeles
5	CI05	17/09/2019	130.36	19.4186	99.1653	Cibeles
6	CJ03	17/09/2019	112.88	19.41	99.157	Centro Urbano Juárez
7	CJ04	17/09/2019	124.04	19.41	99.157	Multifamiliar Juárez
8	EX08	20/03/2012	53.37	19.4236	99.1602	Esc.Sec. Tec.No.3, Azotea 1
9	GA62	17/09/2019	104.86	19.4385	99.1401	Esc.Sec. Tec.No.2
10	GC38	17/09/2019	156.33	19.316	99.106	Jardín de niños Luz G. Campillo
11	HJ72	17/09/2019	115.55	19.425	99.13	Hospital Juárez
12	LV17	17/09/2019	129.21	19.4931	99.1275	Lindavista
13	NZ20	17/09/2019	168.09	19.4027	99	Nezahualcóyotl
14	NZ31	17/09/2019	117.45	19.417	99.025	Nezahualcóyotl
15	PE10	17/09/2019	125.79	19.3809	99.1318	Esc.Prim. Plutarco Elías Calles
16	SCT2	17/09/2019	91.68	9.39469	99.14868	SCT B-2
17	SP51	17/09/2019	112.3	19.3656	99.1189	Sector popular
18	TL08	17/09/2019	99.43	19.45	99.1336	Deportivo Antonio Caso
19	TL55	17/09/2019	83.86	19.4536	99.1425	Tlatelolco
20	XO36	17/09/2019	195.5	19.271	99.102	Jardín de Niños Xochimilco

4.5 Enfoques no lineales en OpenSees

Los análisis sísmicos no lineales necesarios para alcanzar los objetivos del estudio se realizan utilizando el software informático OpenSees (Mazzoni et al.[87]). Dicho software incluye el método de aceleración media constante de Newmark para resolver los sistemas de ecuaciones diferenciales que gobiernan el comportamiento dinámico de las estructuras. Asimismo, se adopta el amortiguamiento de Rayleigh con un amortiguamiento crítico del 3% para desarrollar la matriz de amortiguamiento. Se utiliza la matriz de masa concentrada, efectos P- δ y un tiempo de incremento de 0.001. En la formulación PD, la sección transversal de los miembros estructurales (secciones W) se discretiza utilizando cinco fibras tanto en el ala como en el alma (Kostic y Filippou [88]). Se adopta la regla de Gauss-Lobatto con cinco puntos de integración a lo largo de los miembros (Scott y Fenves, [89]; Scott y Ryan, [90]). Para el caso de la

aproximación PC, en cambio, se supone que los posibles puntos de plastificación de las barras se localizan en los extremos, que se modelan mediante muelles de longitud nula. Se supone un comportamiento elástico entre estos dos puntos.

La relación no lineal en los miembros y resortes de los enfoques PD y PC se tiene en cuenta por el modelo Giuffre-Menegotto-Pinto (Filippou [91]). En OpenSees, el comando "Steel02" está disponible para modelar el comportamiento Giuffre-Menegotto-Pinto. Las Figs. 6 y 7 muestran una representación de los miembros que consideran PD y PC, respectivamente.

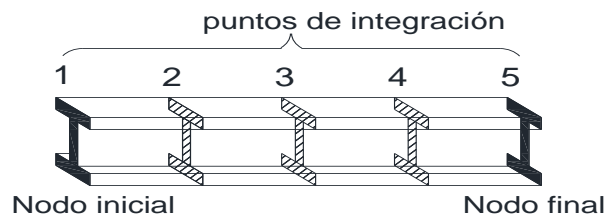


Fig. 6. Representación de los miembros por PD.

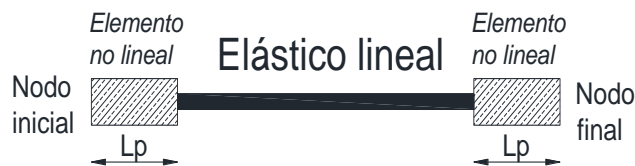


Fig. 7. Representación de los miembros por PC.

5.RESULTADOS Y ANÁLISIS

Los resultados obtenidos se presentan en los capítulos 6,7 y 8, correspondientes a cada objetivo específico planteado.

6. RESPUESTAS SÍSMICAS EN TÉRMINOS DE FUERZAS RESULTANTES, PC VS PD (OBJETIVO 1)

Las demandas sísmicas en términos de varios parámetros de respuesta asociados a fuerzas que actúan a nivel global (cortante en la base y cortante de entrepiso) y local (cargas axiales y momentos flexionantes) se calculan para todos los modelos considerando el enfoque PC y se contrastan con las demandas correspondientes obtenidas a partir de la formulación PD. Dicha comparación se realiza para cada modelo de marcos, registro sísmico, intensidad sísmica, ubicación del piso, ubicación de vigas y columnas y orientación estructural.

Para realizar la comparación, se utiliza la relación R dada por la Ecuación (2) donde el numerador (R_{PC}) simboliza la respuesta sísmica cuando se utiliza el enfoque PC. El denominador (R_{PD}) tiene un significado similar, pero se asume la formulación PD en lugar de la PC. Así, un valor de R mayor que la unidad indicará que el parámetro de demanda considerado es sobreestimado si se adopta la formulación PC en el análisis, lo que conduce a diseños conservadores; por el contrario, un valor menor que la unidad indicará una subestimación que dará lugar a diseños no conservadores.

$$R = \frac{R_{PC}}{R_{PD}} \quad (2)$$

Se añaden subíndices a la Ec. 2 para denotar parámetros de respuesta específicos, como se muestra en las Ecs. 3 a 5. Los subíndices MF, CA, e CE, en las Ecs. (3), (4) y (5) denotarán Momentos Flexionantes, Cargas Axiales, y Cortantes de Entrepiso, respectivamente. Cuando se calcule para el nivel de planta baja, R_{CE} se referirá al cortante basal (CB).

$$R_{MF} = \frac{R_{PC,MF}}{R_{PD,MF}} \quad (3)$$

$$R_{CA} = \frac{R_{PC,CA}}{R_{PD,CA}} \quad (4)$$

$$R_{CE} = \frac{R_{PC,CE}}{R_{PD,CE}} \quad (5)$$

6.1 Momentos flexionantes

La comparación entre las respuestas de los modelos que utilizan las formulaciones PC y PD en términos de parámetros locales de respuesta se presentan en este subcapítulo de la tesis. Primero se discuten los resultados de los momentos flexionantes. Los valores de la relación R_{MF} (ver Ecuación 3), como para los otros parámetros de comparación, se calculan para cada registro sísmico, modelo, piso estructural e intensidad sísmica. Los resultados para vigas exteriores del Modelo M4 para la dirección NS e intensidades sísmicas baja $S_{a,prom}=0.06g$, intermedia ($S_{a,prom}=0.32g$) y alta ($S_{a,prom}=0.8g$), que corresponden a comportamientos elástico, moderadamente inelástico e inelástico significativo, se presentan en las figs. 8a, 8b y 8c, respectivamente. Los resultados correspondientes para el Modelo M10 se dan en las Figs. 8d, 8e y 8f, mientras que los de los Modelos M15 y M20 pueden verse en la Fig. 9. También se consideraron intensidades sísmicas distintas a las mostradas; en total se desarrollaron 24 gráficas para vigas exteriores y la dirección NS, pero sólo se presentan 12 de las 24 (Figs. 8 y 9). Se elaboró un conjunto similar de gráficas para las vigas interiores.

Los resultados de las figuras indican claramente que para niveles bajos de deformaciones estructurales (ver Fig. 8a) los valores de R_{MF} son muy cercanos a uno, lo que implica que la magnitud de los momentos flexionantes en las vigas son bastante similares independientemente del modelo de plasticidad adoptado en el análisis. Por otro lado, para niveles moderados o altos de deformación estructural, se observan valores considerablemente inferiores a la unidad en muchos casos, lo que indica que los momentos flexionantes pueden estar subestimados si se utiliza la formulación plástica PC. Los valores mínimos observados son aproximadamente 0.72, 0.66, 0.65 y 0.64, lo que indica subestimaciones del 28%, 34%, 34% y 36% para los modelos M4, M10, M15 y M20, respectivamente.

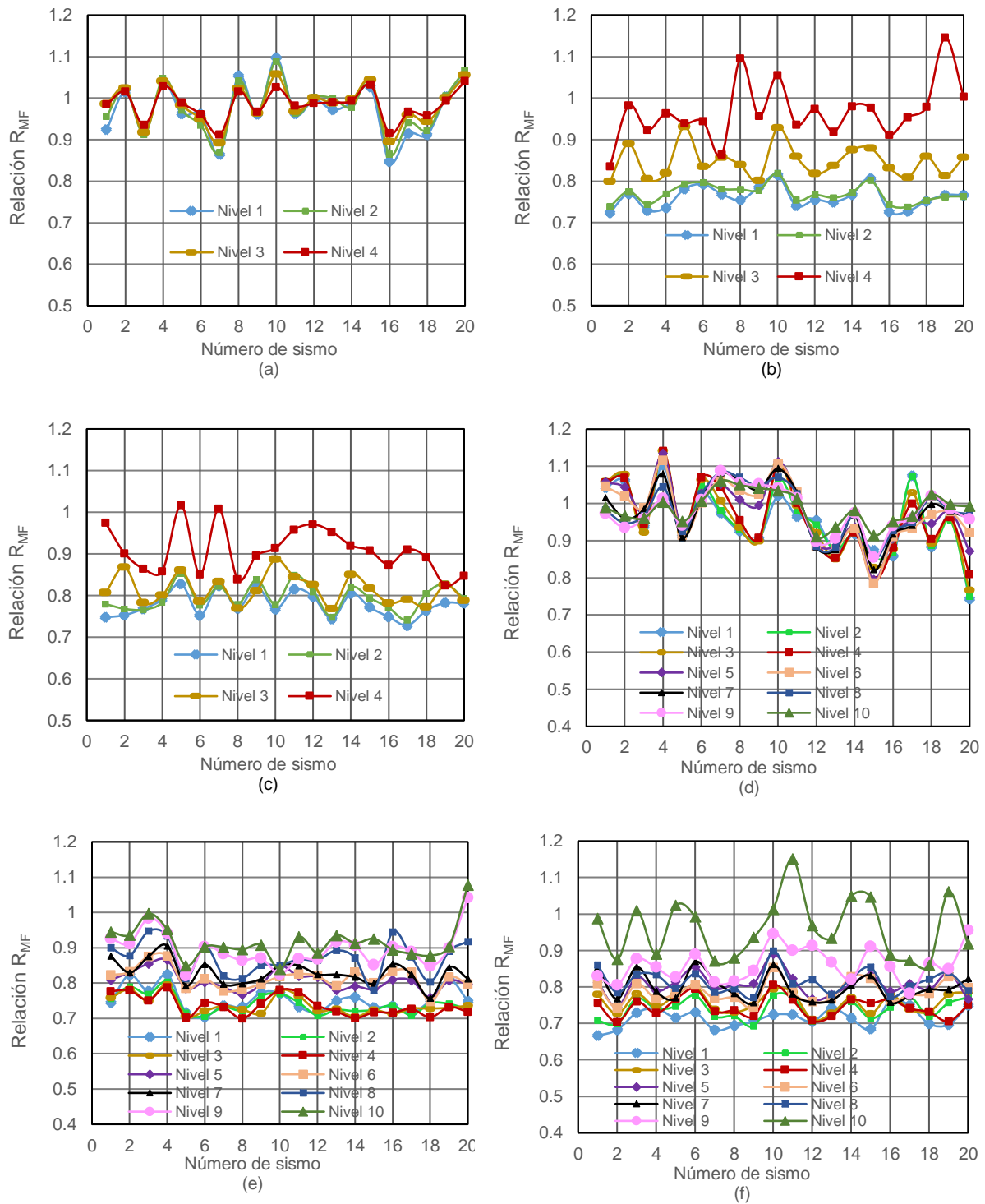


Fig. 8. Valores promedio sismos individuales de R_{MF} , vigas exteriores, dirección NS: (a), (b) y (c) → baja ($S_{a,prom}=0.06g$), intermedia ($S_{a,prom}=0.32g$) y alta intensidad ($S_{a,prom}=0.80g$), para M4; (d), (e) y (f) → baja ($S_{a,prom}=0.04g$), intermedia ($S_{a,prom}=0.20g$) y alta intensidad ($S_{a,prom}=0.56g$), para M10.

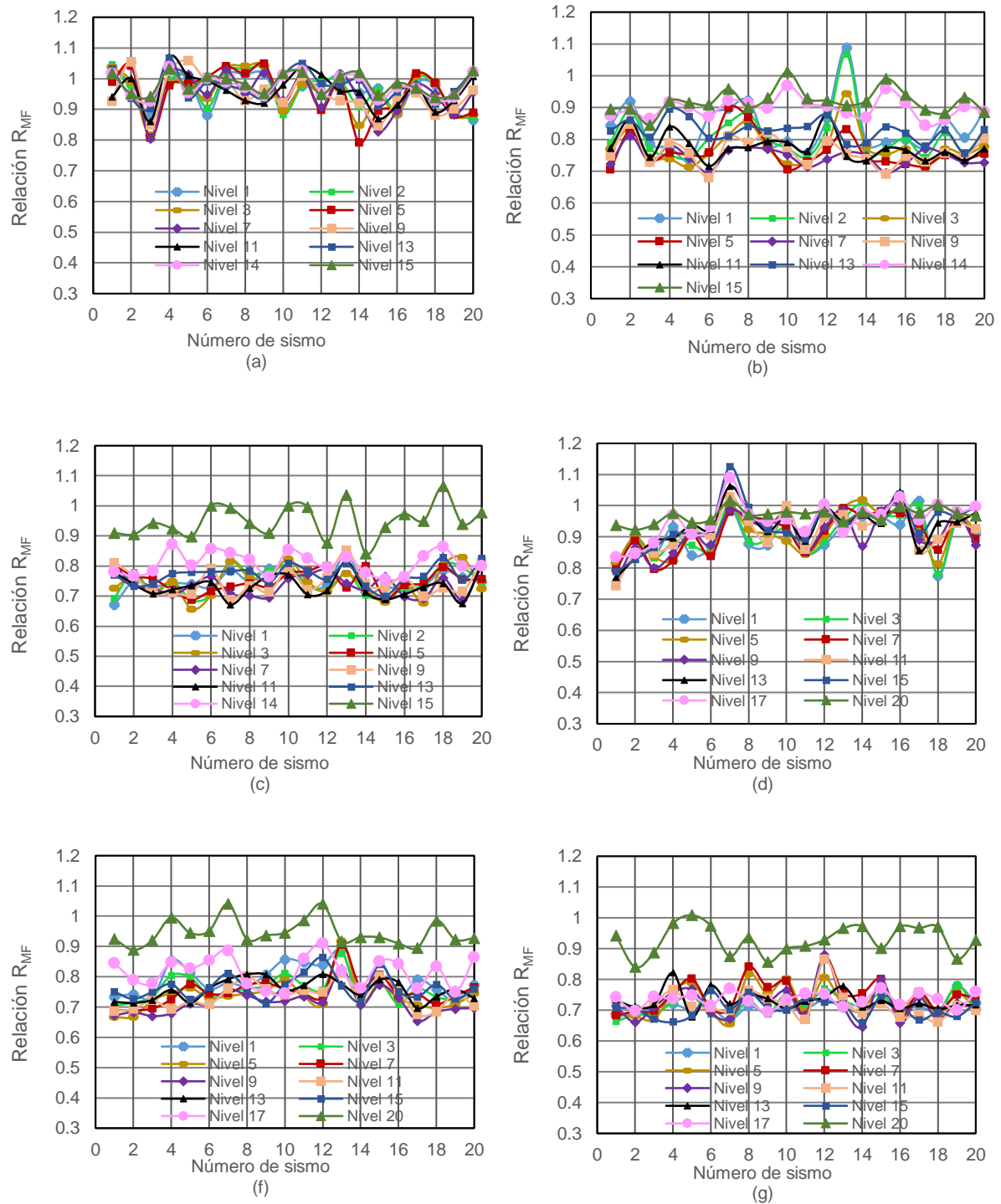
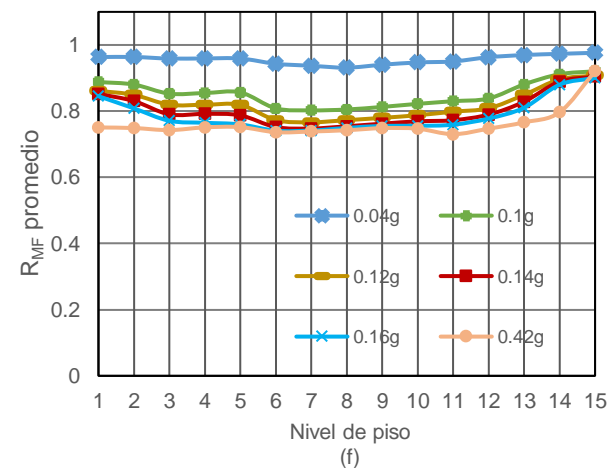
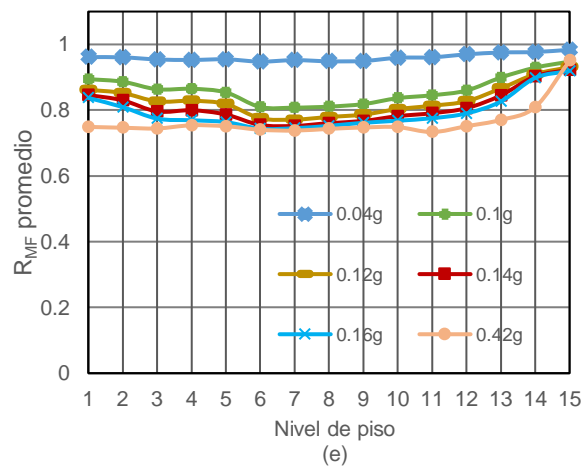
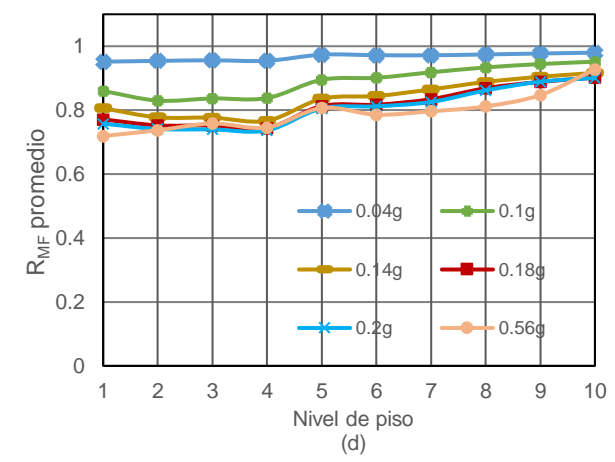
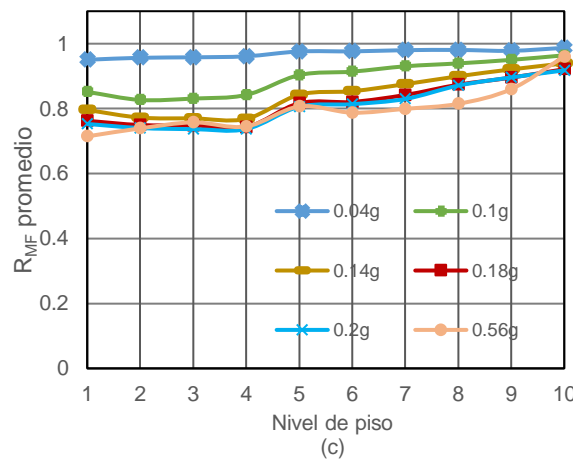
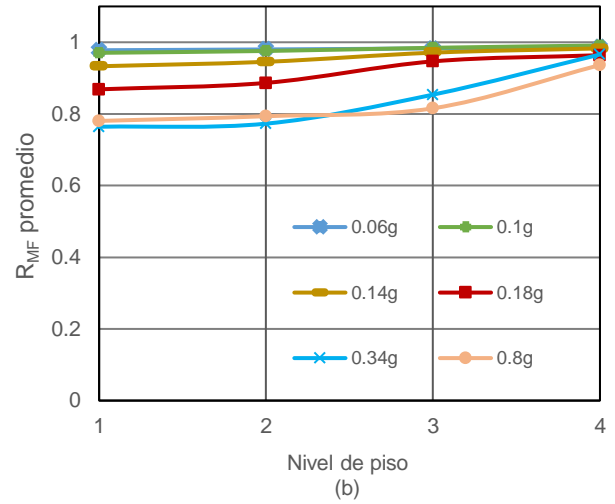
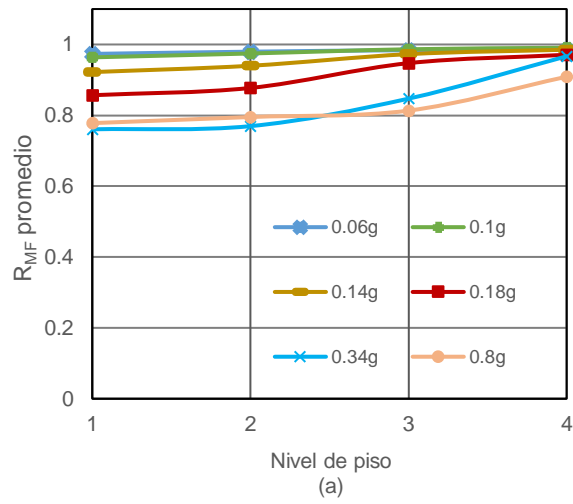


Fig. 9. Valores promedio sismos individuales de R_{MF} , vigas exteriores, dirección NS: (a), (b) y (c) \rightarrow baja ($S_{a,prom}=0.04g$), intermedia ($S_{a,prom}=0.16g$) y alta intensidad ($S_{a,prom}=0.42g$), para $M15$; (d), (e) y (f) \rightarrow baja ($S_{a,prom}=0.02g$), intermedia ($S_{a,prom}=0.12g$) y alta intensidad ($S_{a,prom}=0.36g$), para $M20$.

Gráficas para R_{MF} , como los presentados en las Figs. 8 y 9, también se elaboraron para la dirección EO, así como también para las vigas interiores. De forma similar, se desarrollaron las gráficas correspondientes a las columnas exteriores e interiores, en ambas direcciones y distintas intensidades sísmicas, pero los resultados para registros sísmicos individuales no se presentan. Así, considerando 4 modelos, 2 direcciones, 6 intensidades sísmicas, 2 posiciones de vigas y 2 posiciones de columnas, se desarrollaron 192 gráficas en total para R_{MF} . Sin embargo, sólo se muestran y discuten los valores promedio, obtenidos como el promedio de los resultados individuales de los veinte registros sísmicos seleccionados.

Los valores promedio de R_{MF} para las vigas exteriores e interiores y la dirección NS de todos los modelos pueden verse en la Fig. 10, mientras que los resultados correspondientes para la dirección EO se presentan en la Fig. 11. Para el caso de las vigas exteriores, los resultados en general indican que, como se observó anteriormente en las gráficas individuales, los valores promedio de R_{MF} son cercanos a uno para las intensidades sísmicas más bajas (Ejemplo $S_{a,prom}=0.06g$ y $0.14g$ para M4, Fig. 10a) y tienden a disminuir con la intensidad sísmica. En cambio, para las intensidades sísmicas más altas, como se observa en las gráficas de los registros sísmicos individuales, los valores pueden ser considerablemente inferiores a la unidad y tienden a aumentar ligeramente a medida que se incrementan en la mayoría de los modelos. No hay diferencias significativas entre los resultados de la viga exterior e interior o de un modelo a otro. Los valores mínimos observados son 0.77, 0.71, 0.73 y 0.70, para los modelos de 4, 10, 15 y 20 pisos, lo que indica que, si se utiliza el modelo PC, los momentos flexionantes en las vigas, en promedio, se subestiman hasta un 23%, 29%, 27% y 30%, respectivamente. Sin embargo, como se ha indicado anteriormente, se observan subestimaciones cercanas al 40% para algunos registros sísmicos individuales. Estos niveles de subestimación son esencialmente los mismos para el caso de la dirección EO (véase la Fig. 11).



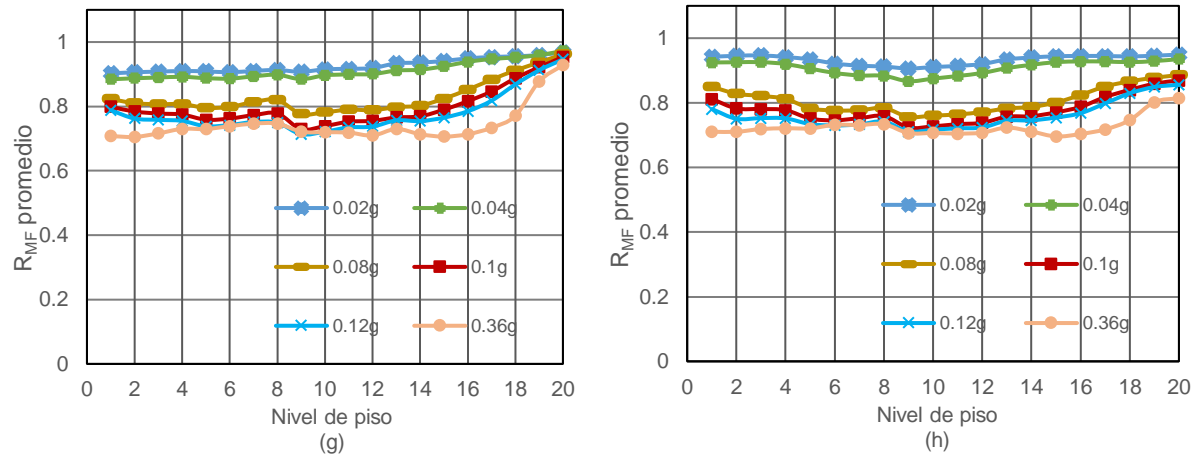
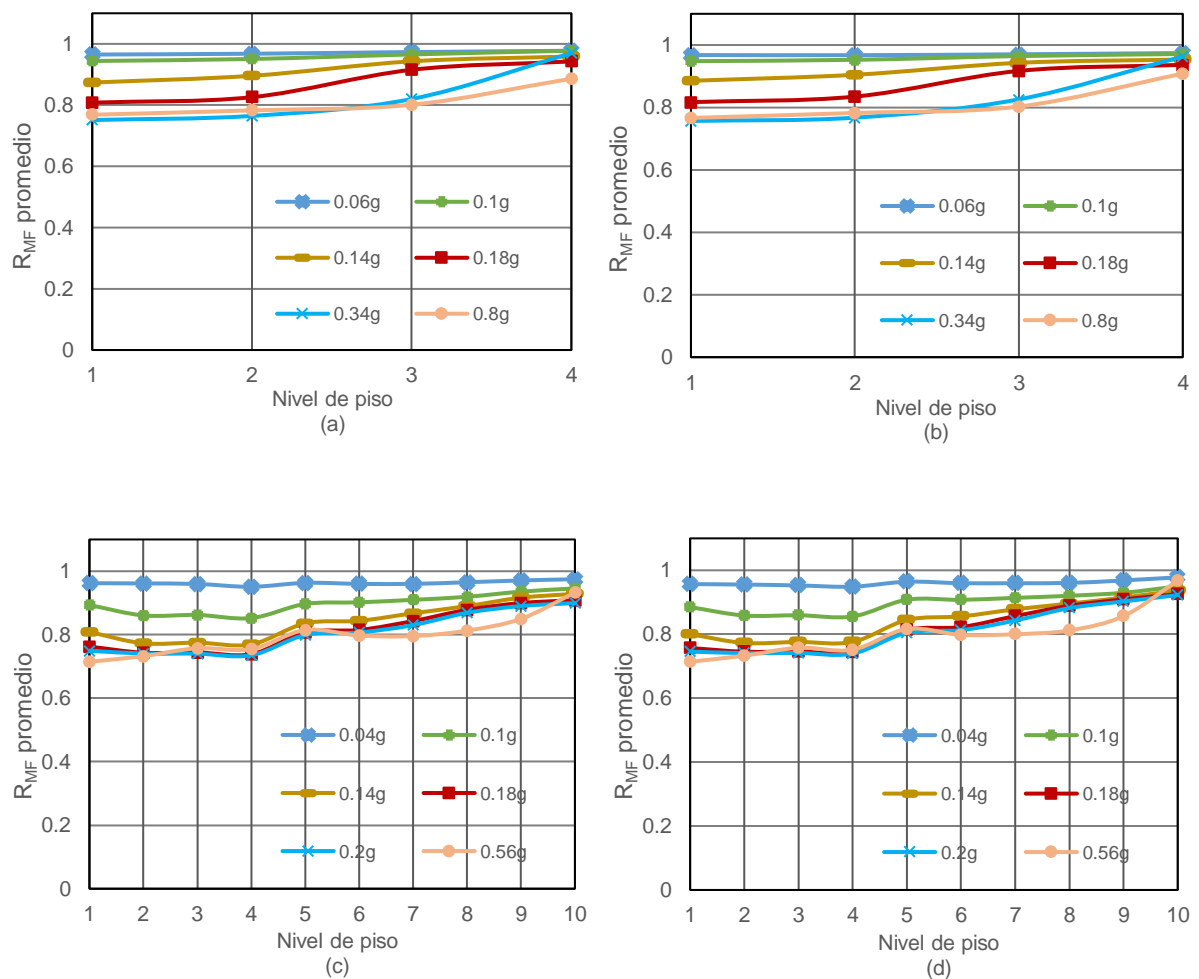


Fig. 10. Valores promedio de R_{MF} , vigas, dirección NS: (a), (c), (e) y (g) → exterior para M4, M10, M15 y M20; (b), (d), (f) y (h) → interior para M4, M10, M15 y M20.



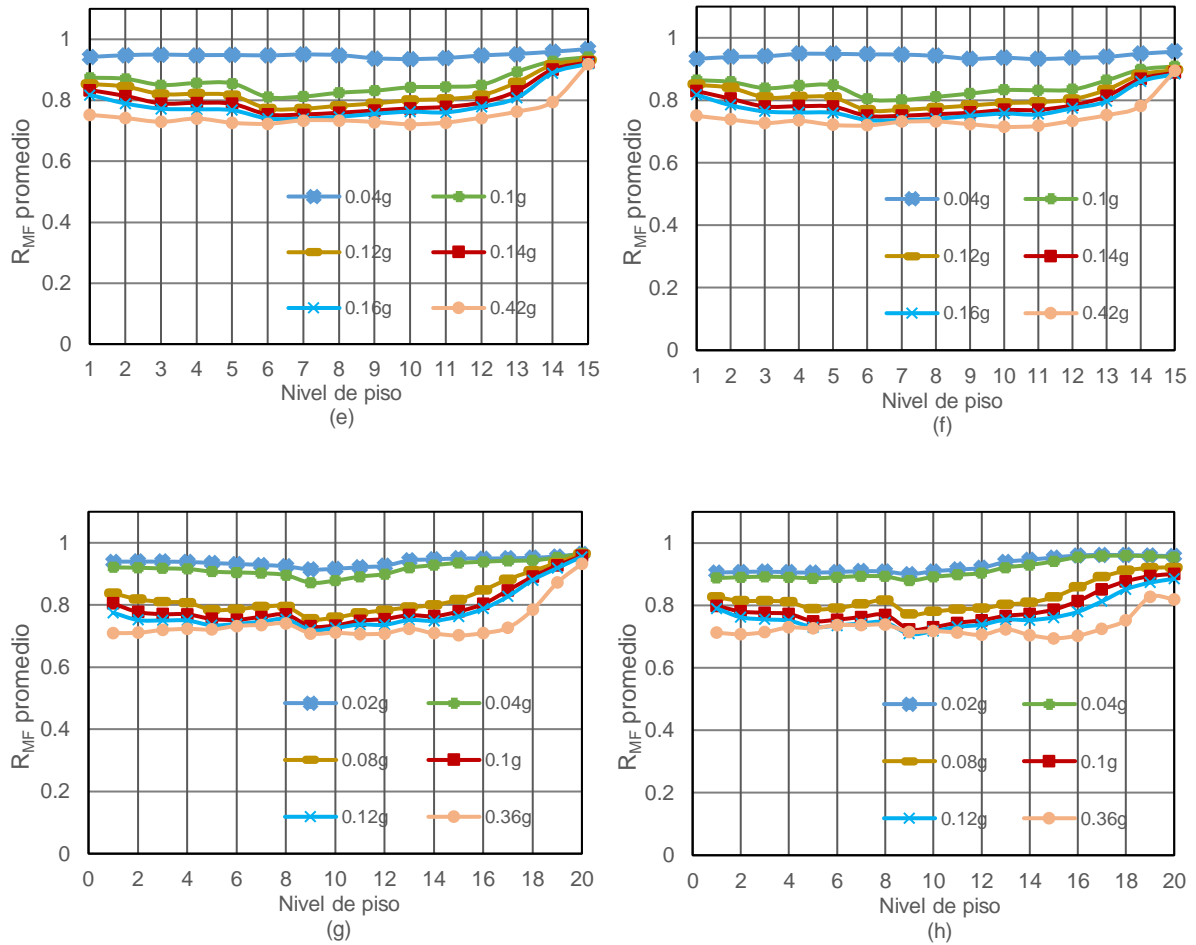


Fig. 11. Valores promedio de R_{MF} , vigas, dirección EO: (a), (c), (e) y (g)→exterior para M4, M10, M15 y M20; (b), (d), (f) y (h)→interior para M4, M10, M15 y M20

Los resultados anteriores indican claramente que, para minimizar los errores asociados al cálculo del momento flexionante en vigas, debería utilizarse la formulación no lineal (PD) más avanzada en el análisis sísmico. Una de las razones de esta subestimación es la siguiente. En la formulación no lineal PC se asume implícitamente que cuando en una sección de una viga dada la magnitud del momento flexionante alcanza un cierto valor, se produce la fluencia; equivale a decir que todas las fibras de la sección fluyen. Sin embargo, los resultados de esta tesis indican, que mientras para la formulación PC se asume fluencia simultánea de todas las fibras, según la formulación PD, y para el mismo nivel de intensidad sísmica la fluencia se produce sólo en unas

pocas fibras de la sección transversal. Esto implica que la formulación PC conduce a una sobreestimación de la energía disipada, por lo tanto, produce una subestimación de la respuesta sísmica y, en consecuencia, diseños no conservadores. Esto se ilustra en la Fig. 12 donde se presenta la curva de esfuerzo-deformación para las fibras superiores en una sección localizada en el extremo superior izquierdo del primer nivel del Modelo M4 bajo la acción del registro sísmico 6. Se observa que la energía disipada por el para el caso PC es mayor que la energía disipada por el caso PD.

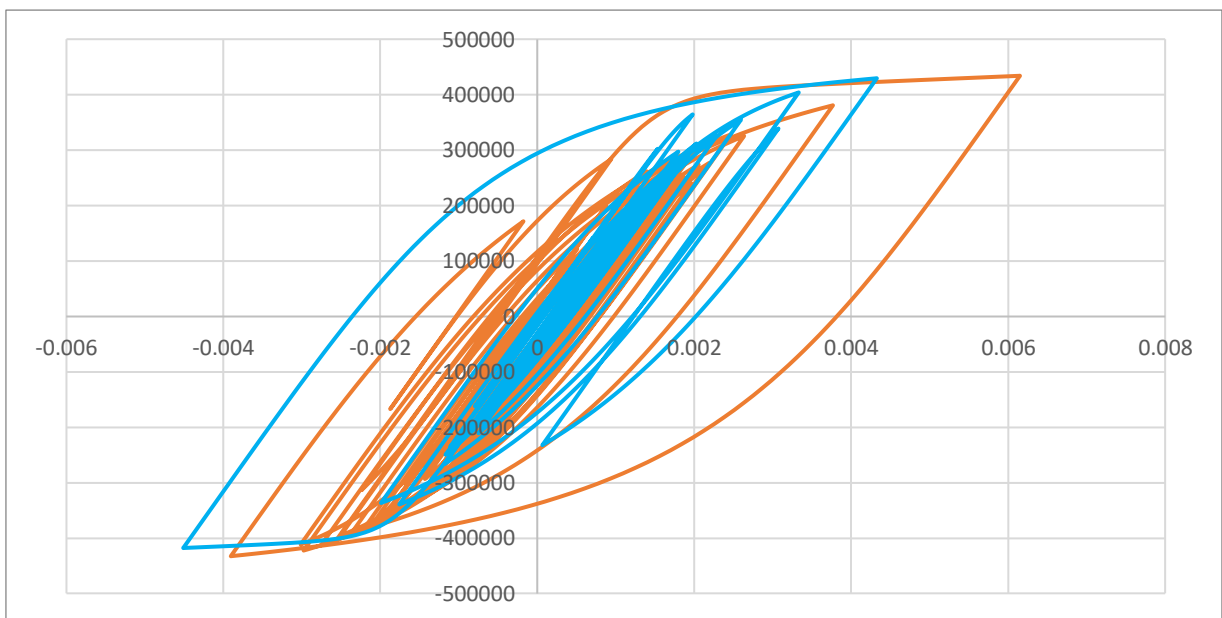
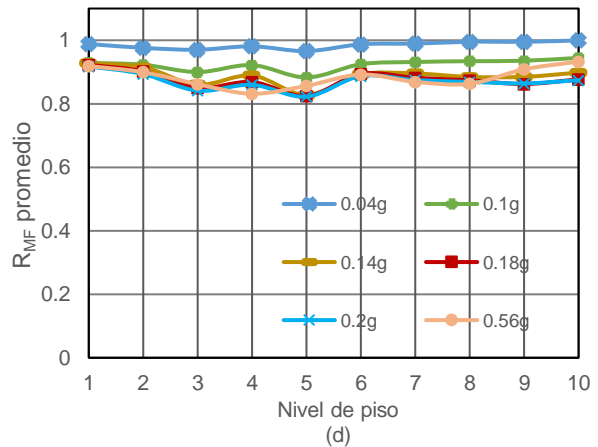
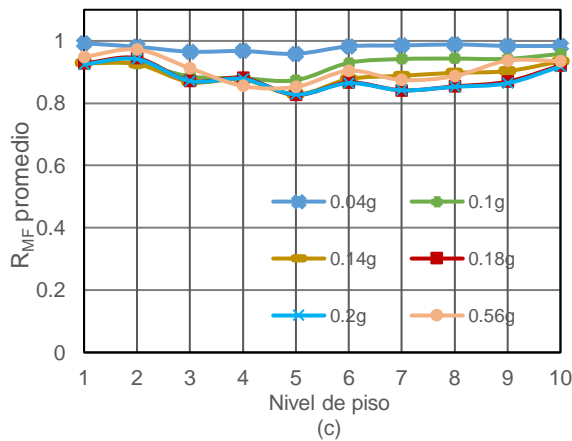
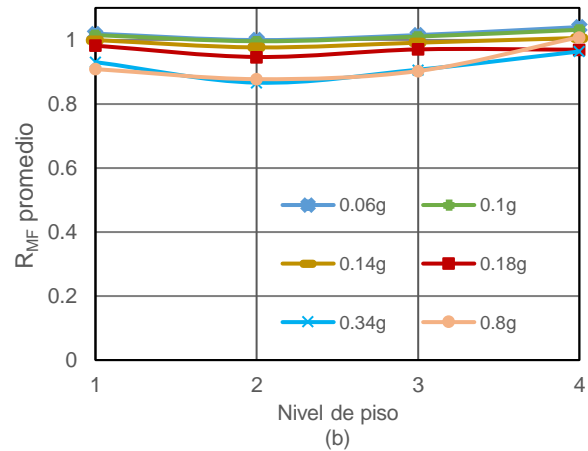
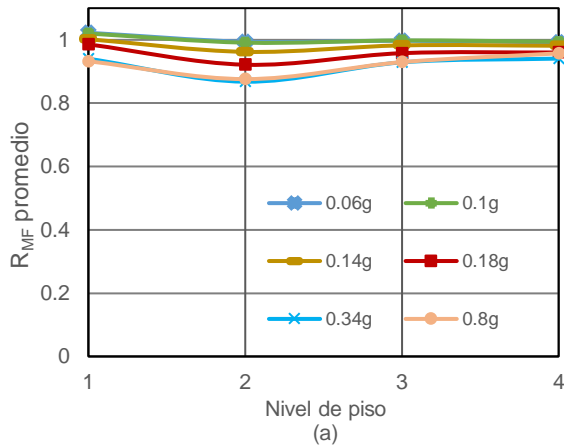


Fig. 12. Curva esfuerzo-deformación, extremo izquierdo, viga izquierda, primer piso, M4, registro sísmico 6; línea naranja modelo PC; línea azul modelo PD.

Al igual que para las vigas exteriores e interiores, los momentos flexionantes que actúan sobre las columnas exteriores e interiores se calculan suponiendo que la no linealidad del material está representada por la formulación PC y se comparan mediante la relación R_{MF} con los resultantes del enfoque PD. Los resultados para las direcciones NS y EO pueden verse en las Figs. 13 y 14, respectivamente.

Los valores promedio de la relación R_{MF} para las columnas se asemejan a los de las vigas en el sentido de que disminuyen con la intensidad sísmica, son muy similares en la localización interior y exterior, bastante parecidos para las direcciones NS y EO, y no presentan una tendencia clara con el periodo fundamental de los modelos.

La única observación adicional que puede hacerse es que los valores son mayores en las columnas que en las vigas, lo que implica un menor nivel de subestimación. Sin embargo, la subestimación sigue siendo considerable; se observa que los niveles promedio máximos de subestimación son alrededor de 16%, 18%, 20% y 22% para los modelos diseñados en SF.



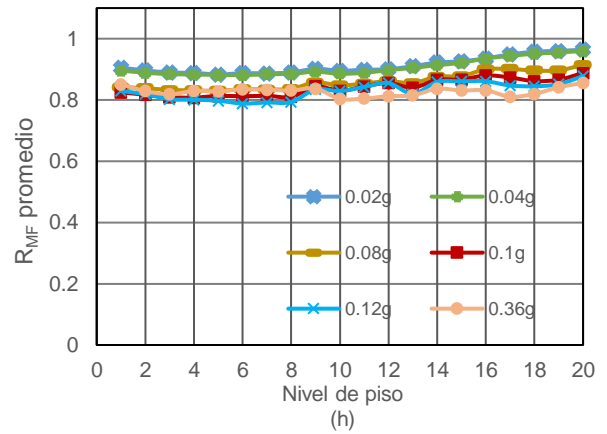
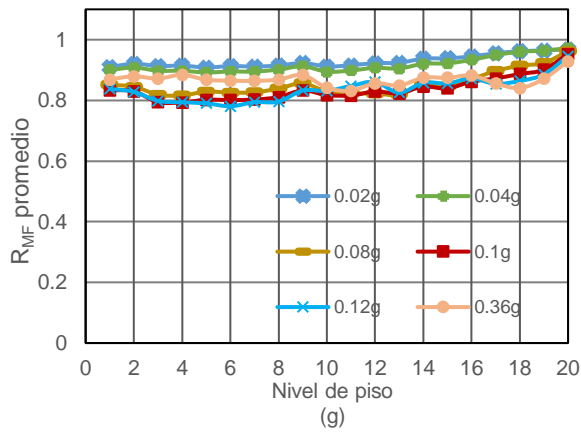
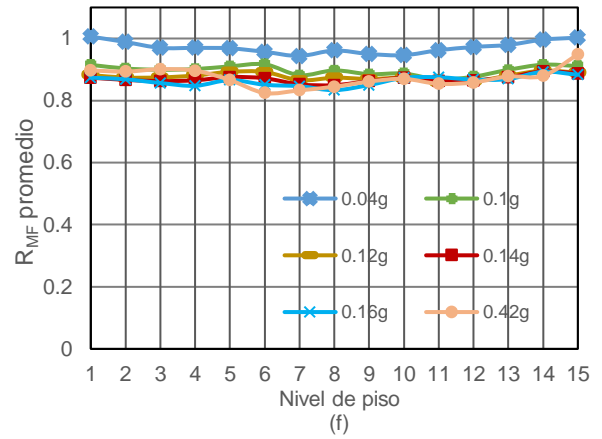
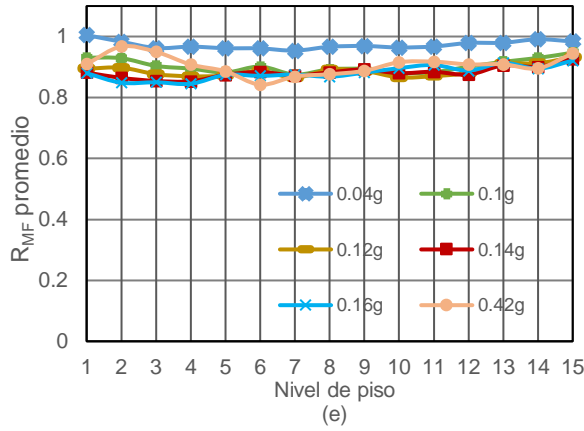
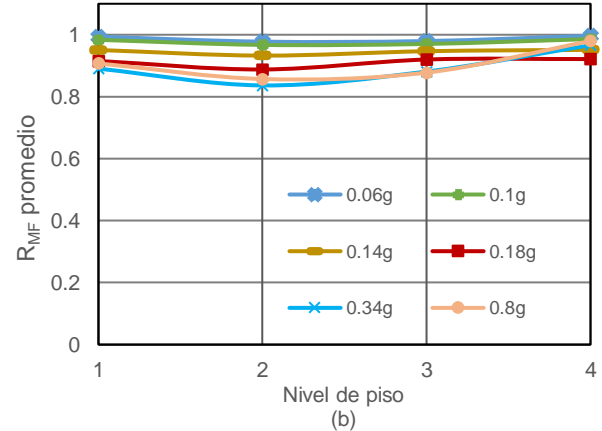
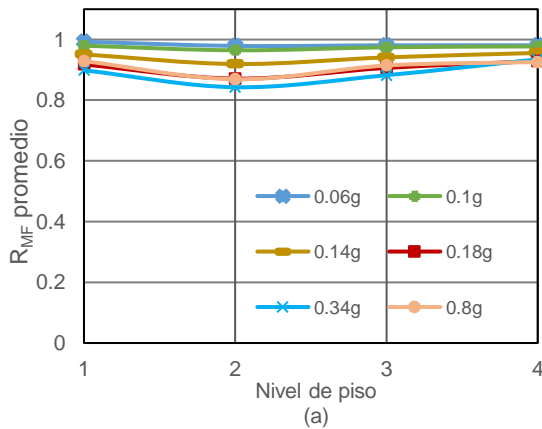


Fig. 13. Valores promedio de R_{MF} , columnas, dirección NS: (a), (c), (e) y (g) → exterior para M4, M10, M15 y M20; (b), (d), (f) y (h) → interior para M4, M10, M15 y M20.



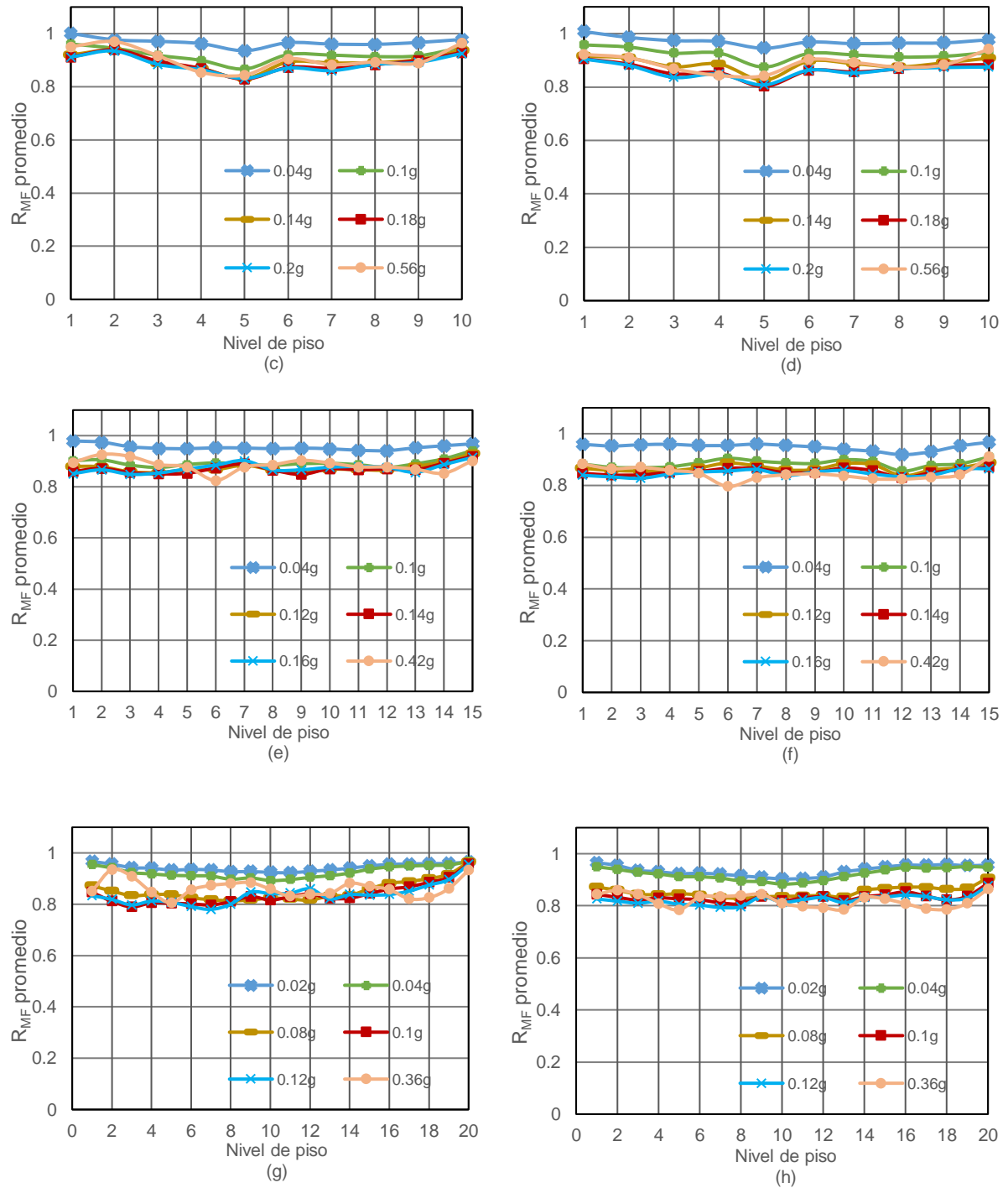


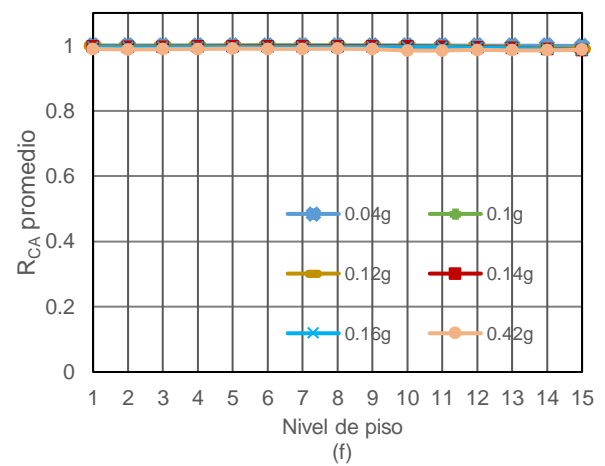
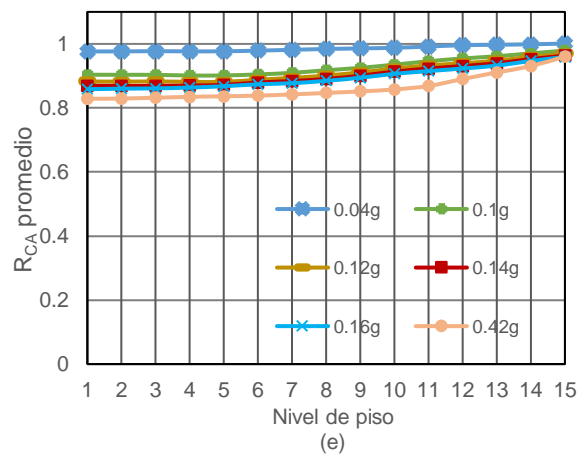
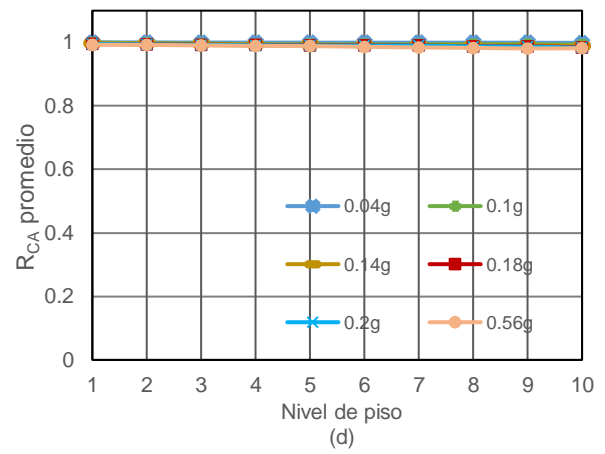
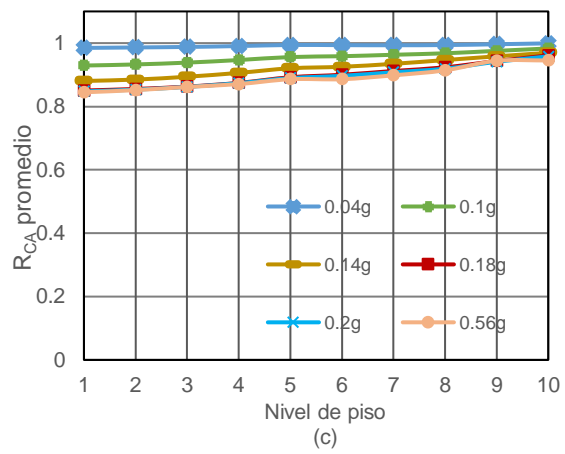
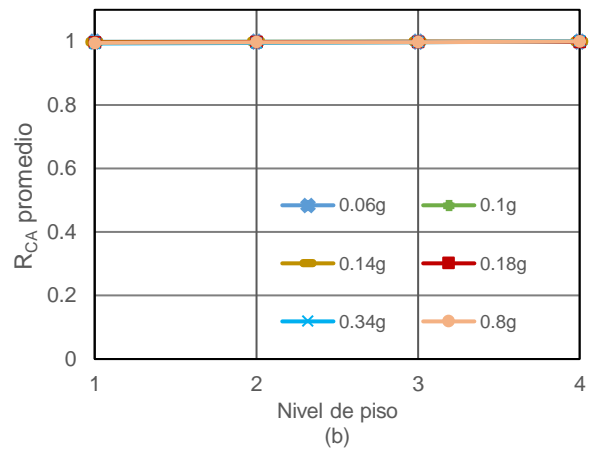
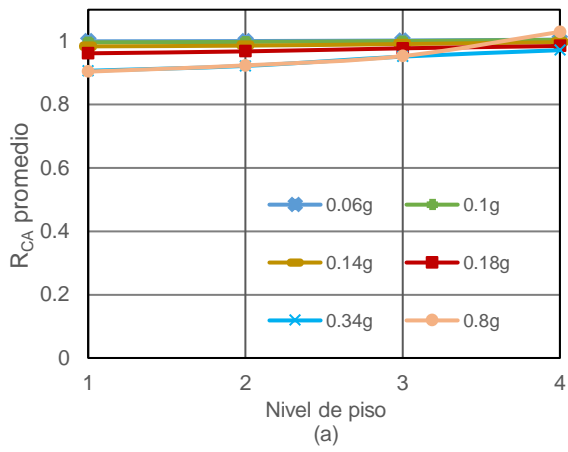
Fig. 14. Valores promedio de R_{MF} , columnas, dirección EO: (a), (c), (e) y (g)→exterior para M4, M10, M15 y M20; (b), (d), (f) y (h)→interior para M4, M10, M15 y M20.

6.2 Carga axial

En la Fig. 15 se muestran los valores promedio de R_{CA} (ver Ec. 4) para columnas exteriores e interiores, para la dirección NS. Para el caso de columnas exteriores se observa que, para un modelo dado, los valores promedio de R_{CA} tienden a incrementarse con el número de piso. Asimismo, los valores tienden a decrecer con la intensidad sísmica y con la altura del modelo. Los valores observados mínimos son 0.90, 0.84, 0.82 y 0.80, indicando que, si se usa el modelo de plasticidad concentrada, la respuesta en términos de cargas axiales en columnas se subestima en promedio hasta en un 10%, 16%, 18% y 20% para los modelos de 4, 10, 15 y 20 pisos, respectivamente, lo que conduce a diseños no conservadores.

Se observa que hay una diferencia significativa entre los resultados de columnas exteriores e interiores, puesto que en las interiores los valores promedio de R_{CA} , son cercanos a la unidad en todos los casos, indicando que la carga axial obtenida con la modelación concentrada es esencialmente la misma que la de la modelación distribuida. La razón de esto se explica a continuación. La demanda de carga axial en columnas, indicada en la Ec. 4, ya sea para plasticidad concentrada ($R_{PC,CA}$) o distribuida ($R_{PD,CA}$) proviene de tres fuentes; la producida por la componente sísmica horizontal, la producida por la componente sísmica vertical y la producida por cargas de gravedad. Para el caso de la modelación PC tales contribuciones se denotan por $R_{PC,CA,H}$, $R_{PC,CA,V}$ y $R_{PC,CA,G}$, respectivamente. Las correspondiente contribuciones para la modelación PD son $R_{PD,CA,H}$, $R_{PD,CA,V}$ y $R_{PD,CA,G}$. La magnitud de $R_{PC,CA,V}$ es muy similar a la de $R_{PD,CA,V}$, tanto para columnas exteriores como para interiores. Lo mismo ocurre para $R_{PC,CA,G}$ y $R_{PD,CA,G}$. Además, para el caso de columnas exteriores $R_{PC,CA,H}$ puede ser significativamente menor que $R_{PD,CA,H}$ lo que conduce a valores menores que la unidad para R_{CA} al usar la Ec. 4. Por último, para el caso de columnas interiores los valores de $R_{PC,CA,H}$ y $R_{PD,CA,H}$ son muy pequeños en comparación con $R_{PC,CA,G} + R_{PC,CA,V}$ o con $R_{PD,CA,G} + R_{PD,CA,V}$, que resulta a valores de R_{CA} valores cercanos a la unidad al usar la Ec. 4 para las columnas interiores.

Los valores promedios de R_{CA} para la dirección EO se muestran en la Fig. 16, éstos son similares a los obtenidos para la dirección NS.



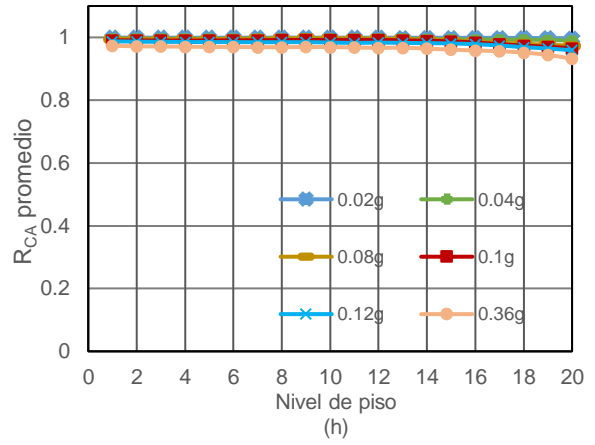
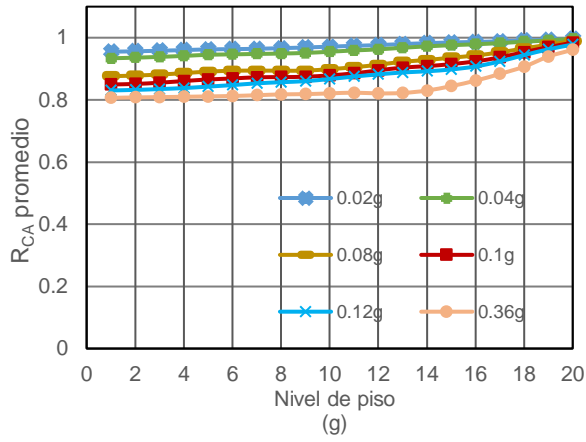
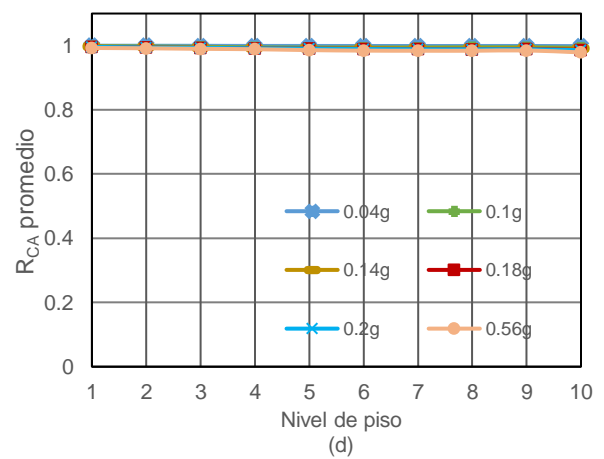
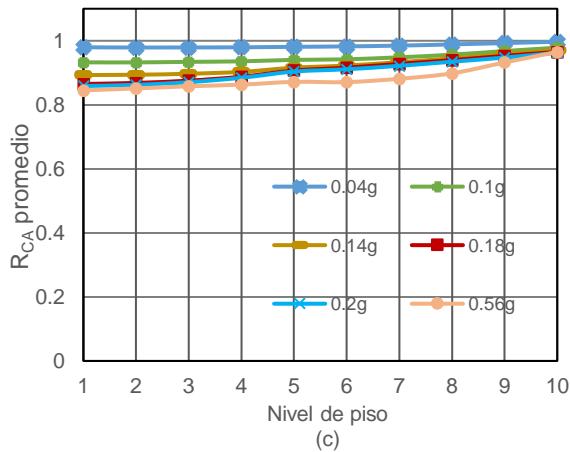
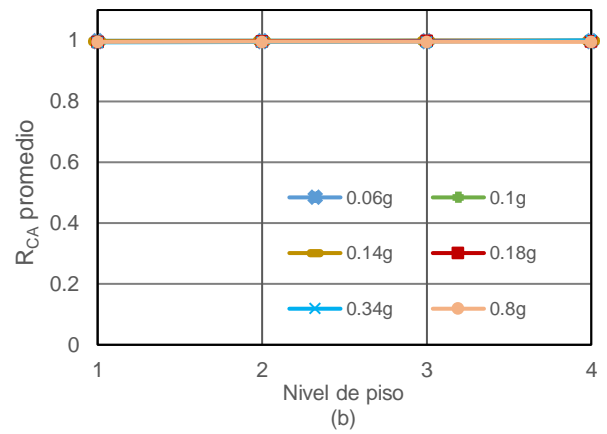
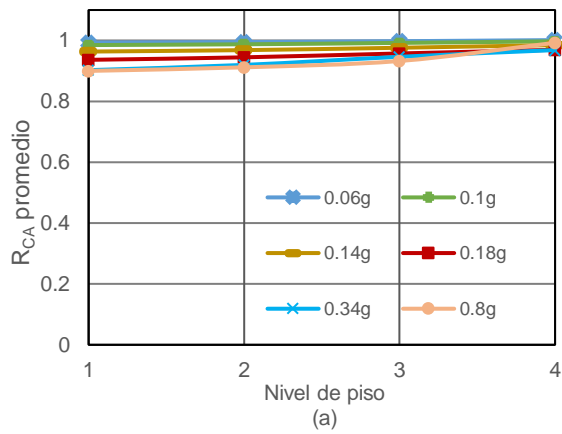


Fig. 15. Valores promedio de R_{CA} , columnas, dirección NS: (a), (c), (e) y (g)→exterior para M4, M10, M15 y M20; (b), (d), (f) y (h)→interior para M4, M10, M15 y M20.



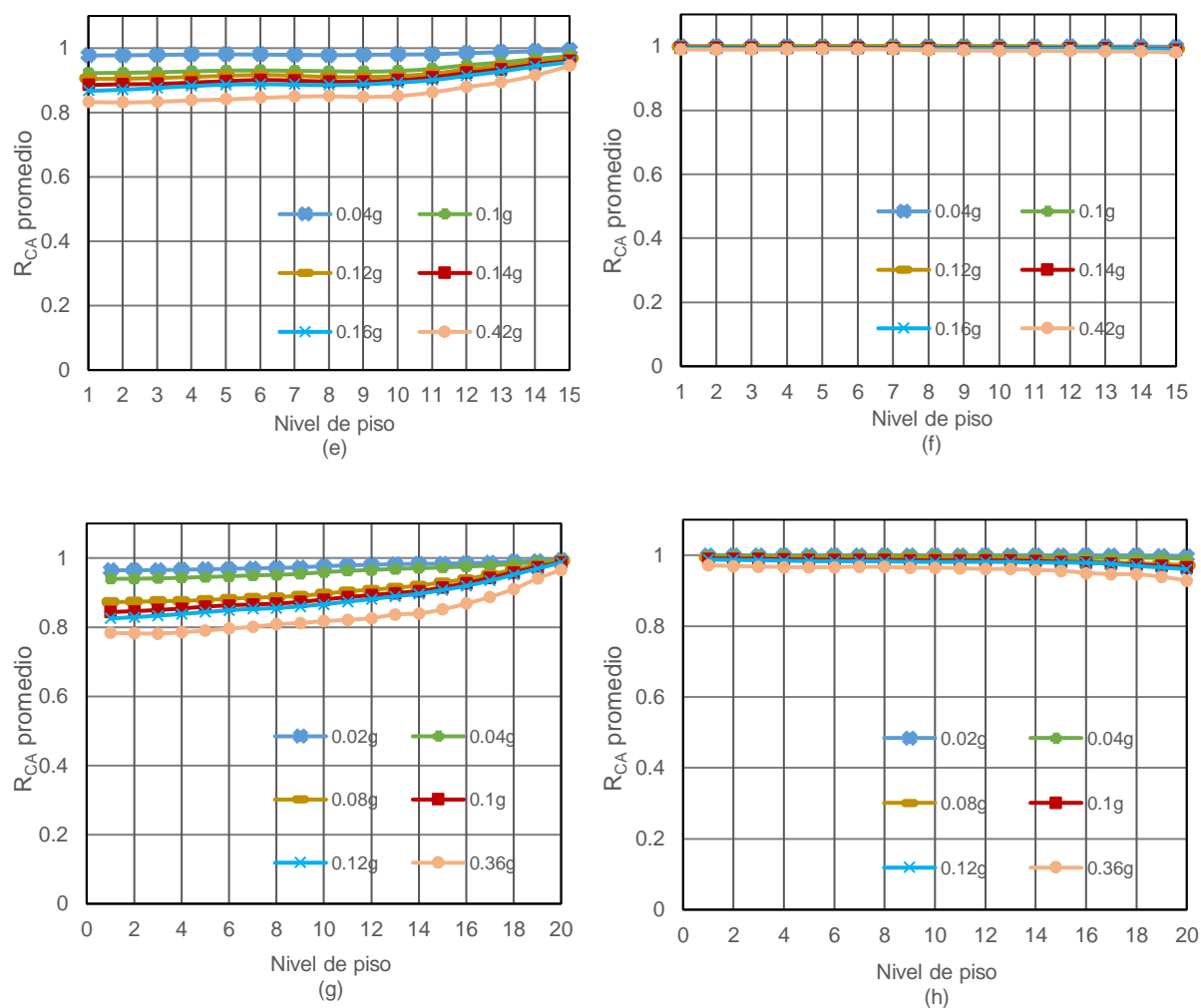
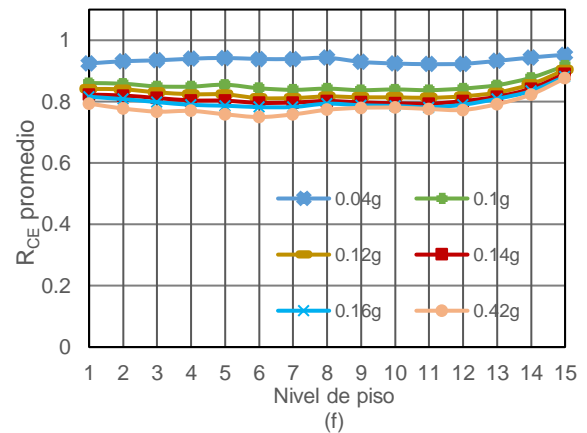
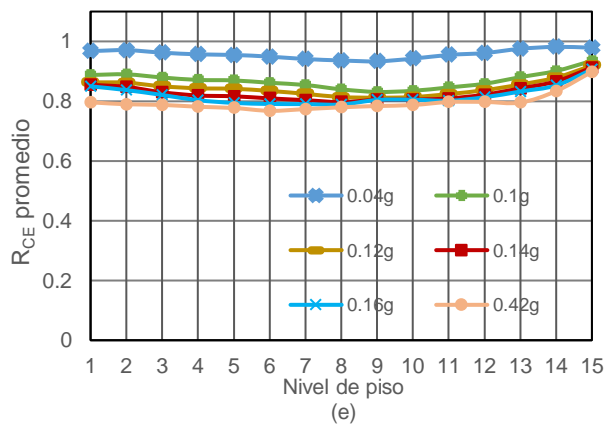
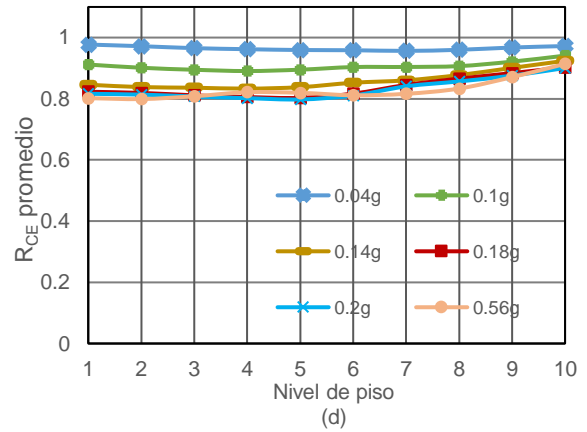
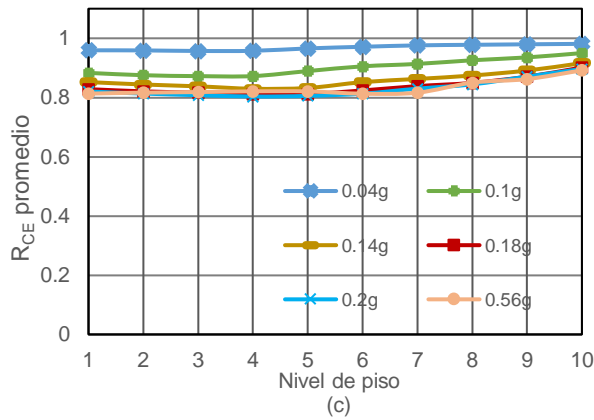
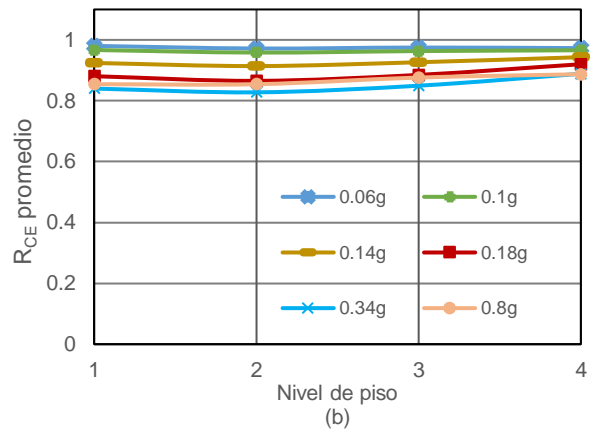
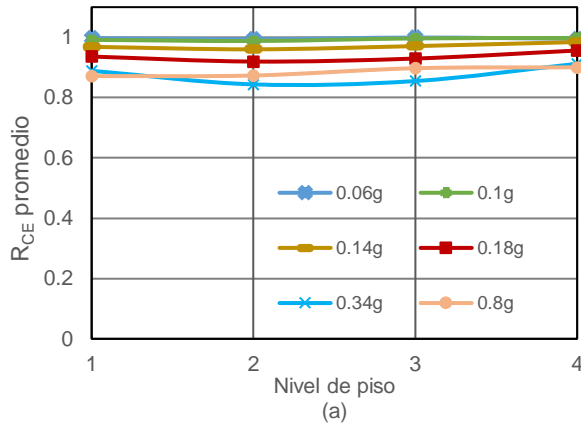


Fig. 16. Valores promedio de R_{CA} , columnas, dirección EO: (a), (c), (e) y (g)→exterior para M4, M10, M15 y M20; (b), (d), (f) y (h)→interior para M4, M10, M15 y M20.

6.3 Cortantes de entrepiso

El caso de cortantes de entrepiso se discute ahora. Los valores de R_{CE} se obtuvieron como se indica en la Ec.5. La Fig.17 nos muestra resultados de R_{CE} para todos los modelos para las direcciones NS y EO. Se observa en general una tendencia similar a la de R_{MF} y R_{CA} , donde al aumentar la intensidad sísmica el valor de R_{CE} decrece. Asimismo, se observa que los valores mínimos tienden a decrecer con la altura del modelo. Para la dirección NS, los valores mínimos son 0.84, 0.80, 0.77, 0.73 por lo que se puede llegar a subestimar el cortante de entrepiso hasta

en un 16%, 20%, 23% y 27%, para los modelos M4, M10, M15 y M20, respectivamente, al considerar el enfoque de PC en lugar de PD en los análisis no lineales. El nivel de subestimación para la dirección EO es muy similar a la de la dirección NS; los correspondientes valores máximos de subestimación son 18%, 21%, 25% y 28%.



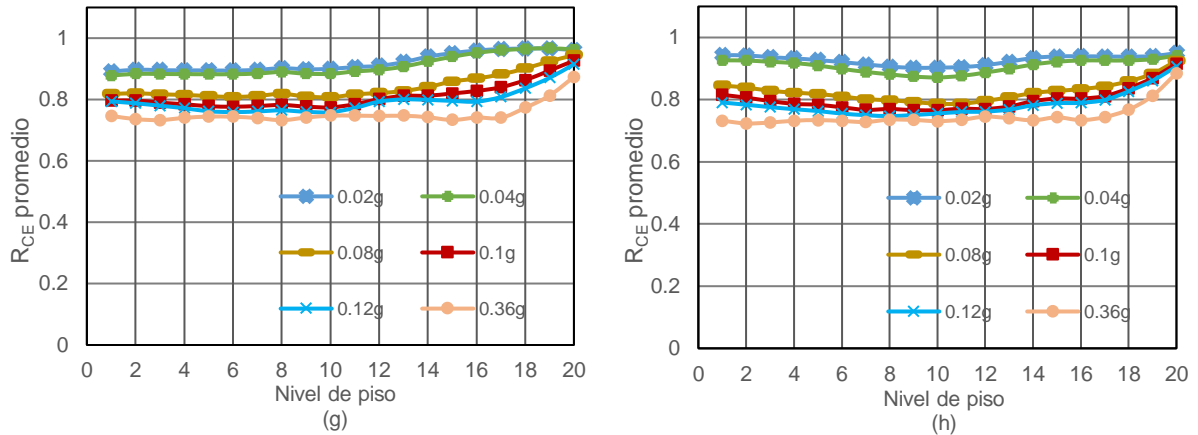


Fig. 17. Valores promedio de R_{CE} : (a), (c), (e) y (g) → dirección NS para M4, M10, M15 y M20; (b), (d), (f) y (h) → dirección EO para M4, M10, M15 y M20

7. FACTOR DE REDUCCIÓN POR COMPORTAMIENTO SÍSMICO (Q'), FORMULACIÓN PC VS PD (OBJETIVO 2)

El factor de reducción por comportamiento sísmico (Q') se presenta y discute en esta parte de la tesis. Se calcula de acuerdo con la Ecuación 6, donde, para un parámetro dado, los términos R_{EL} y R_{IN} representan la respuesta elástica y respuesta inelástica calculada, respectivamente.

$$Q' = \frac{R_{EL}}{R_{IN}} \quad (6)$$

Como se hizo en la sección 6 para otros parámetros de respuesta, se añaden subíndices adicionales a la Ec.6 para denotar factores de reducción para casos particulares. Esto se hace en las Ecs.7 a 9.

$$Q'_{CE,CP} = \frac{R_{EL,CE,PC}}{R_{IN,CE,PC}} \quad (7)$$

$$Q'_{MF,CP} = \frac{R_{EL,MF,PC}}{R_{IN,MF,PC}} \quad (8)$$

$$Q'_{CA,CP} = \frac{R_{EL,CA,PC}}{R_{IN,CA,PC}} \quad (9)$$

Debe tenerse en cuenta que todos los subíndices de la ecuación anterior se definieron anteriormente en las Ecuaciones 3, 4 y 5. Así pues, los parámetros $Q'_{CE,PC}$, $Q'_{MF,PC}$ y $Q'_{CA,PC}$ son los factores de reducción de para los cortantes de entrepiso, los momentos flexionantes y Cargas axiales, respectivamente, cuando se adopta la formulación no lineal PC. Cuando se calcule para el nivel de planta baja, $Q'_{CE,PC}$ se referirá a la reducción del parámetro ampliamente utilizado conocido como cortante basal elástico (CB). Los factores de reducción correspondientes para el caso del enfoque PD son:

$$Q'_{CE,PD} = \frac{R_{EL,CE,PD}}{R_{IN,CE,PD}} \quad (10)$$

$$Q'_{MF,PD} = \frac{R_{EL,MF,PD}}{R_{IN,MF,PD}} \quad (11)$$

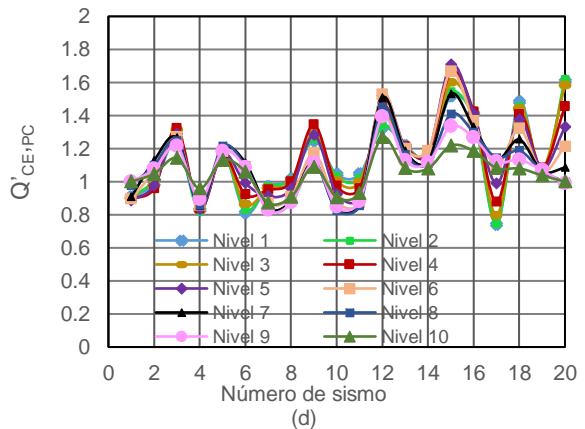
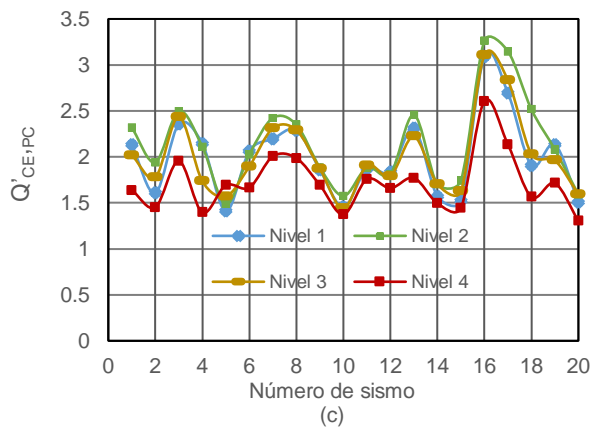
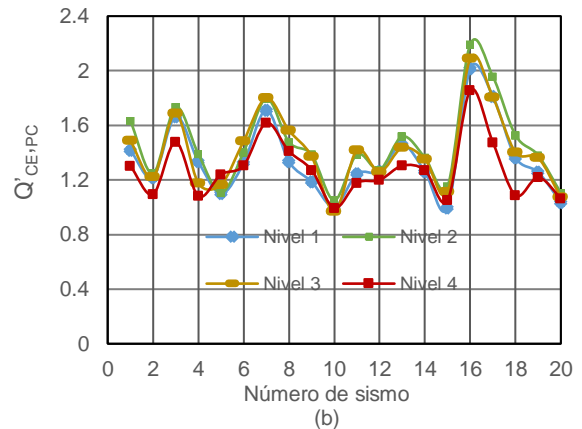
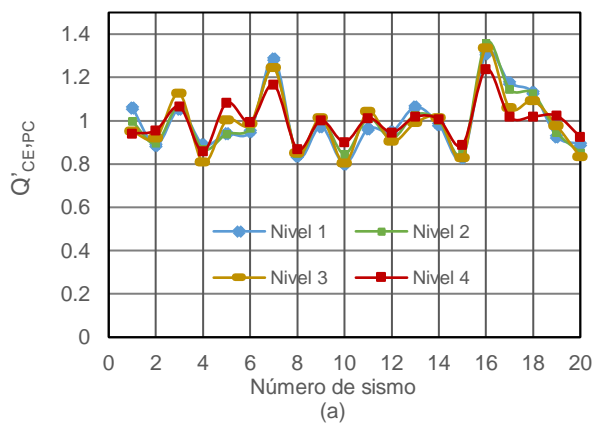
$$Q'_{CA,PD} = \frac{R_{EL,CA,PD}}{R_{IN,CA,PD}} \quad (12)$$

7.1 Factor Q' para la formulación PC

7.1.1 Cortante de entrepiso

Primero se discuten las reducciones para el caso de la formulación PC (Ecs. 7-9). Los valores de $Q'_{CE,PC}$ para registros sísmicos individuales para los Modelos M4 y M10 y la dirección NS, intensidades sísmicas bajas, intermedias y altas (comportamientos elástico, moderadamente

inelástico e inelástico significativo), se presentan en la Fig. 18. Los valores correspondientes de $Q'_{CE,PC}$ para los Modelos M15 y M20 se presentan en la Fig. 19. Cabe mencionar que, aunque los factores de reducción de interés son aquellos asociados a un estado de deformación cercano al colapso (Mwafy y Elnashai [64], FEMA P695[92]), los autores creen que es importante observar la variación de dichos factores con el nivel de deformación estructural. Se puede observar claramente en las figuras que, para niveles bajos de deformaciones estructurales (Fig. 18a), como era de esperar, los valores de $Q'_{CE,PC}$ son esencialmente iguales a la unidad para la mayoría de los registros sísmicos, lo que implica que los cortantes de entrepiso son los mismos independientemente del tipo de análisis. Por el contrario, para niveles moderados o altos de deformación estructural, se observan valores considerablemente mayores que la unidad en muchos casos, indicando una reducción considerable de los cortantes de entrepiso producida por fluencia del material. Se obtienen valores superiores a 5 en muchos casos para el caso del modelo M20.



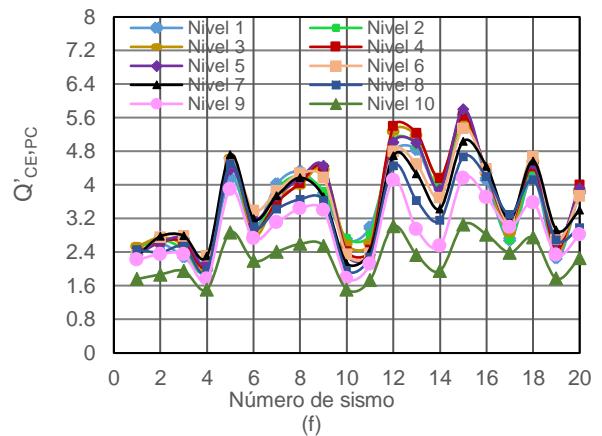
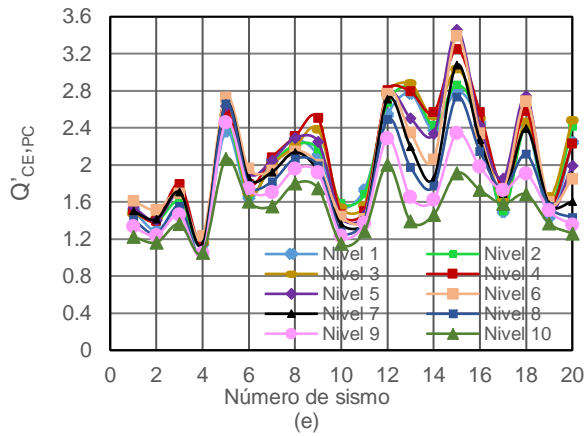
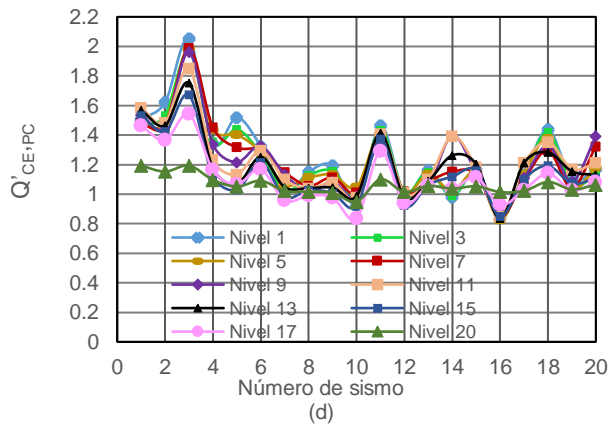
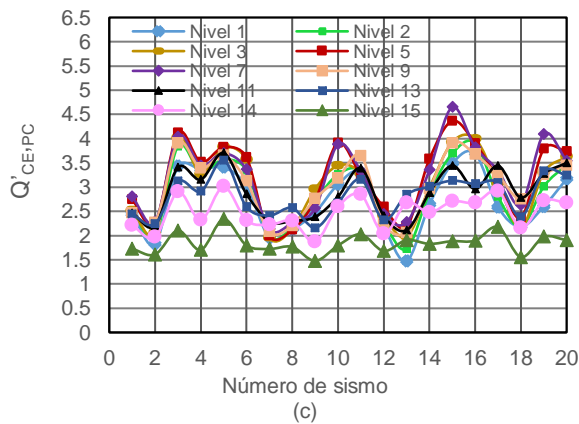
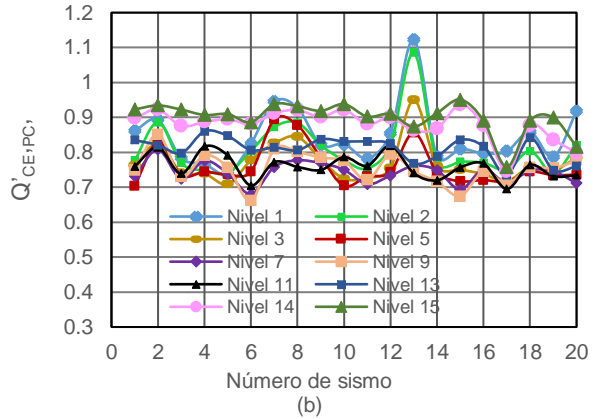
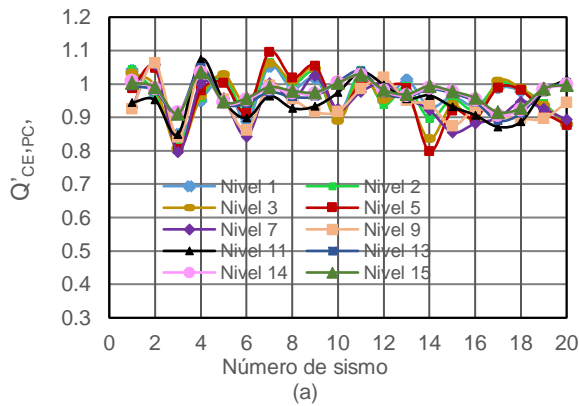


Fig. 18. Valores promedio sismos individuales de $Q'_{CE,PC}$, dirección NS: (a), (b) y (c) → baja (0.06g), intermedia (0.32g) y alta intensidad (0.80g), para M4; (d), (e) y (f) → baja (0.04g), intermedia (0.20g) y alta intensidad (0.56g), para M10.



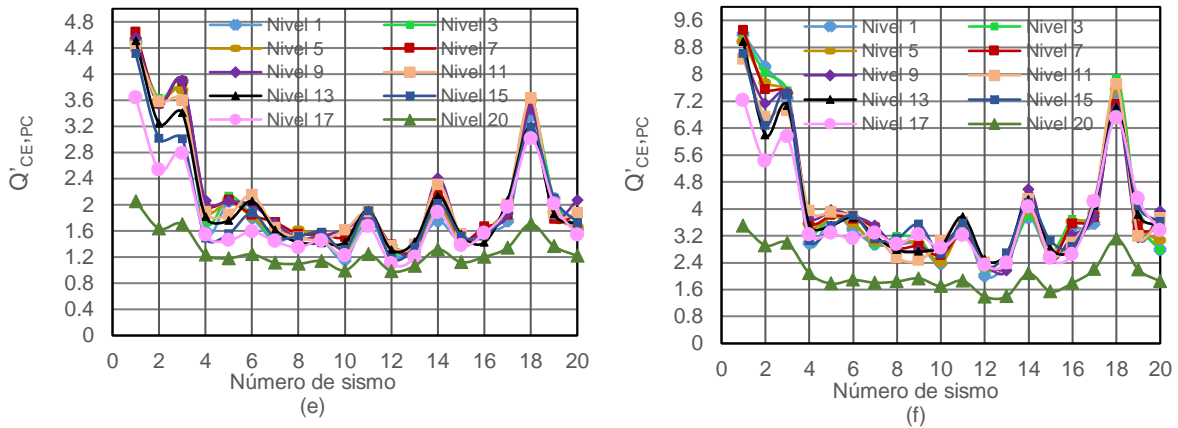
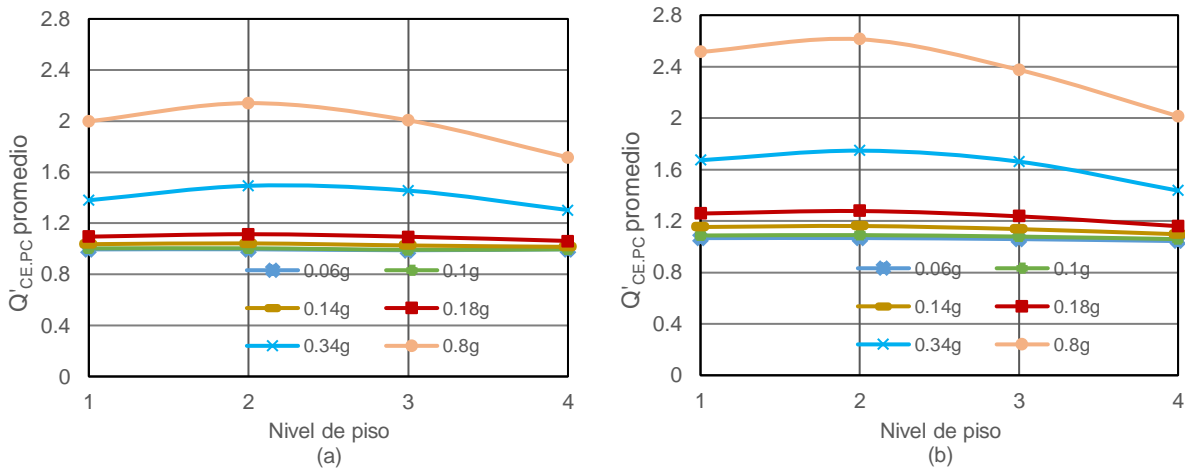


Fig. 19. Valores promedio sismos individuales de $Q'_{CE,PC}$, dirección NS: (a), (b) y (c)→baja (0.04g), intermedia (0.16g) y alta intensidad (0.42g), para M15; (d), (e) y (f)→baja (0.02g), intermedia (0.12g) y alta intensidad (0.36g), para M20.

También se consideraron gráficas de $Q'_{CE,PC}$ para intensidades sísmicas distintas de las mostradas en las Figs. 18 y 19, pero no se presentan. También se elaboró un conjunto similar de gráficas para la dirección EO, pero tampoco se muestra. Sólo se presentan los resultados promedio de todos los registros sísmicos.

Los valores promedio de $Q'_{CE,PC}$ para la dirección NS pueden verse en las Figs. 20a, 20c, 20e y 20g para los Modelos M4, M10, M15 y M20, respectivamente; los resultados correspondientes para la dirección EO se dan en las Figs. 20b, 20d, 20f y 20h.



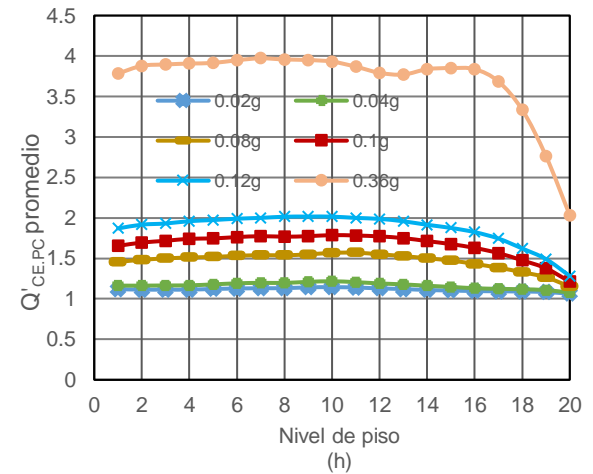
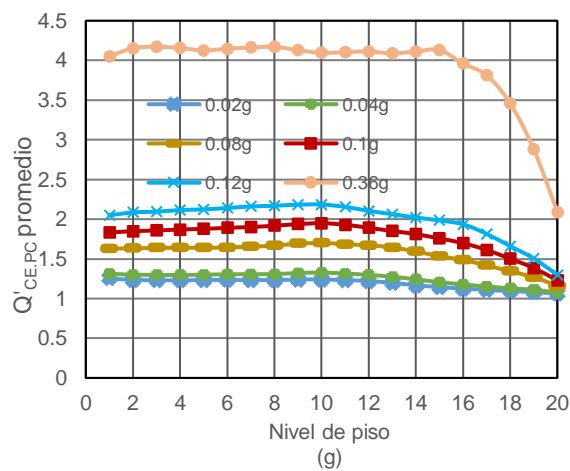
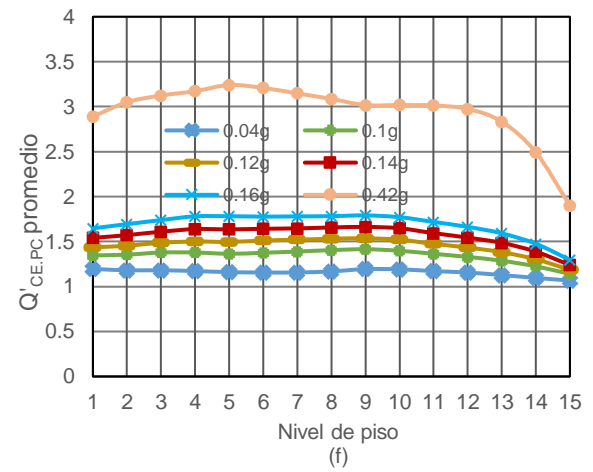
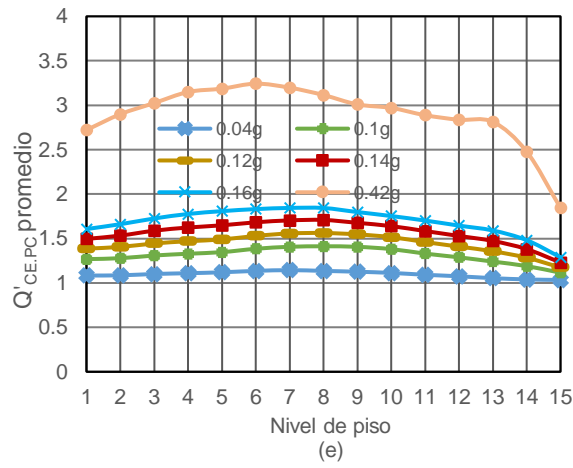
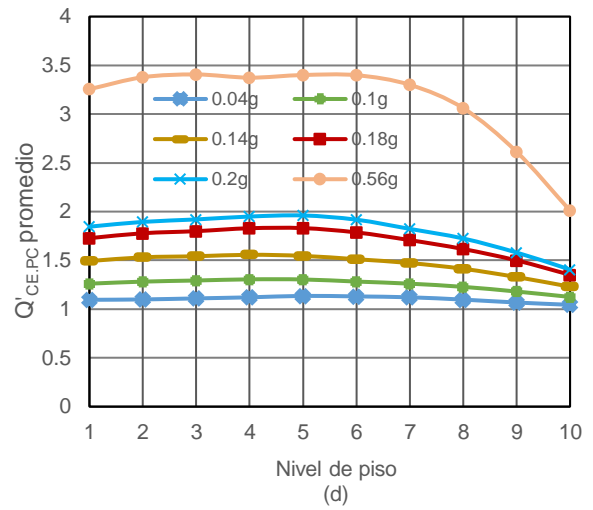
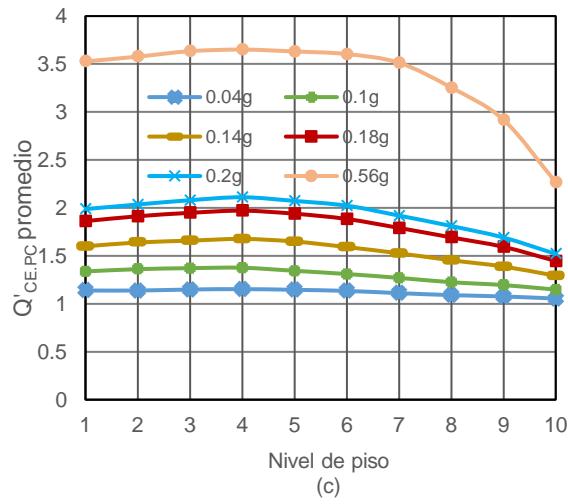


Fig. 20. Valores promedio de $Q'_{CE,PC}$:(a), (c), (e) y (g)→NS dirección para M4, M10, M15 y M20; (b), (d), (f) y (h)→EO para M4, M10, M15 y M20.

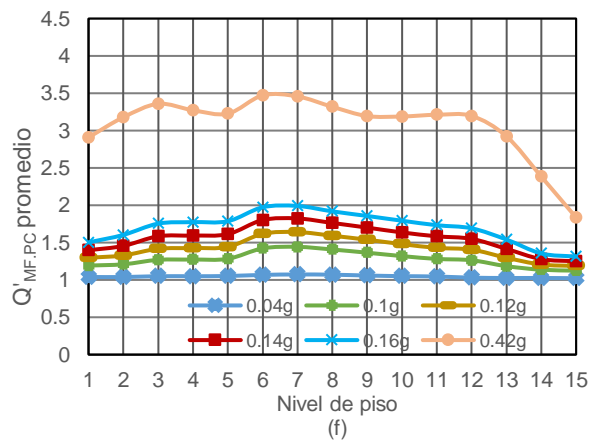
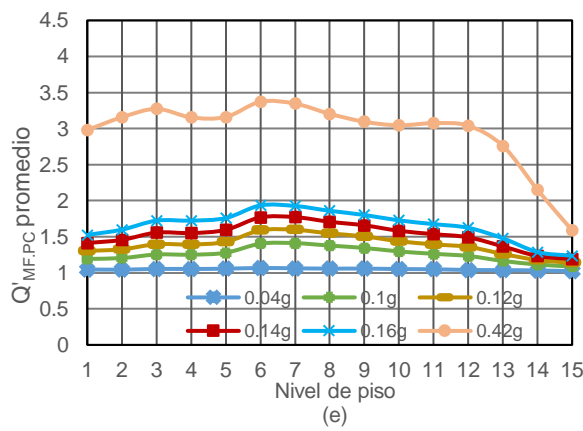
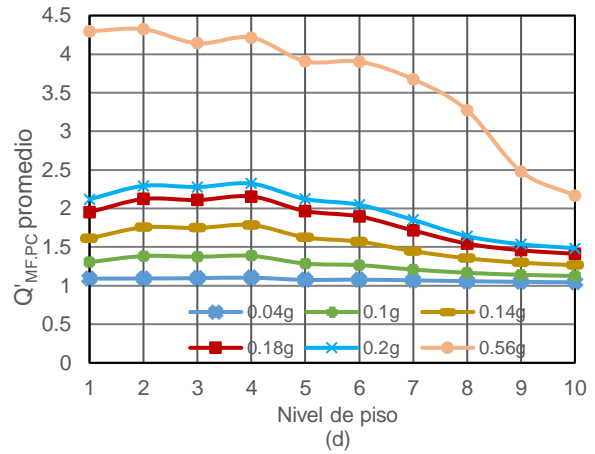
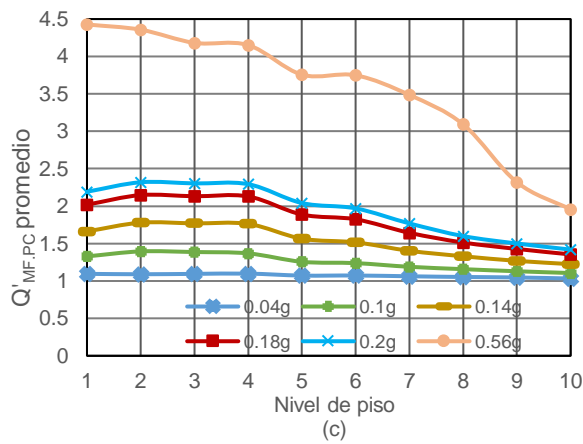
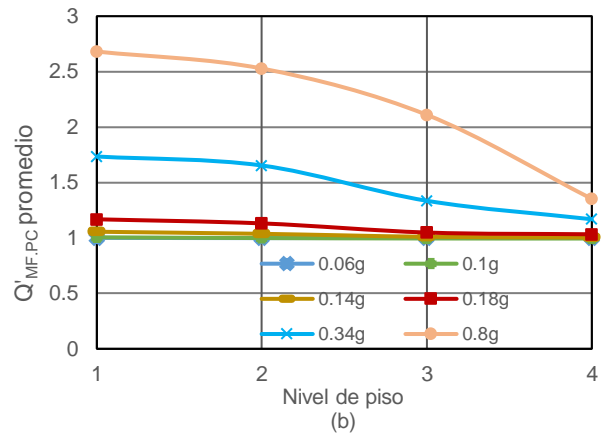
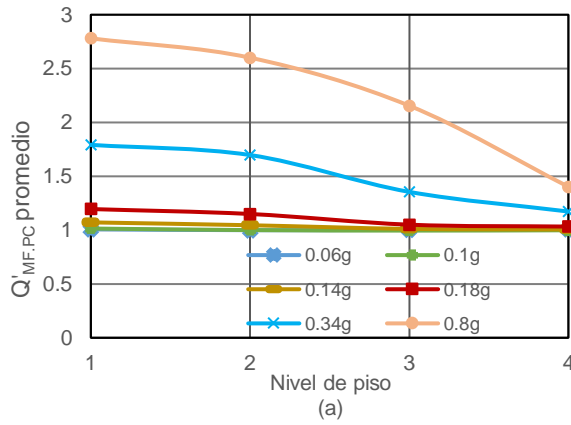
Como se observa en las gráficas de los registros sísmicos individuales (Figs. 18 y 19), los valores promedio de $Q'_{CE,PC}$ son muy cercanos a la unidad para los valores más bajos de $S_{a,prom}$, lo que indica que la disipación de energía debida a la fluencia del material no es significativa y, en consecuencia, su efecto es despreciable en la reducción del cortante de entrepiso. También se observa que los valores promedio de $Q'_{CE,PC}$ aumentan a medida que aumenta $S_{a,prom}$. Para las intensidades sísmicas mayores pueden tomar valores significativos; son del orden de 2,6, 3,6, 3,3 y 4,2, para los modelos M4, M10, M15 y M20, respectivamente. Excepto para el modelo M4, los resultados son bastante similares para la dirección NS y EO.

7.1.2 Momentos flexionantes

Como se hizo para las relaciones presentadas en la Sección 6 de la tesis, se desarrollaron gráficas para registros sísmicos individuales para el parámetro $Q'_{MF,PC}$ para varios casos (se desarrollaron 192 gráficas individuales), pero sólo se presentan y discuten los valores promediados sobre los veinte registros sísmicos. Los valores promedio de $Q'_{MF,PC}$ para vigas (exteriores e interiores) orientadas en la dirección NS y EO pueden verse en las Figs. 21 y 22, respectivamente. Los resultados correspondientes para el caso de las columnas se dan en las Figs. 23 y 24.

Se observa que para los momentos flexionantes en vigas (Figs. 21 y 22), al igual que para los cortantes de entrepiso, los valores promedio de $Q'_{MF,PC}$ son muy cercanos a uno para los valores más bajos de la intensidad sísmica indicando una reducción no significativa debido al comportamiento inelástico del material. Por el contrario, para los valores mayores de $S_{a,prom}$, se producen reducciones considerables; para un modelo dado, dichas reducciones tienden a disminuir a través de la altura del modelo. Se observa que los resultados son esencialmente los mismos para las vigas interiores y exteriores, excepto para el modelo M4, bastante similares para la dirección NS y EO. No se observa una tendencia clara entre la reducción y la altura del modelo. Los valores máximos de $Q'_{MF,PC}$ son, en promedio, aproximadamente 3.4, 4.1, 3.4 y 4.2, para los modelos M4, M10, M15 y M20, respectivamente. Comparando la magnitud de las reducciones en términos de momentos flexionantes con las de cortantes de entrepiso, se observa

que, para los dos modelos de menor altura (M4 y M10) dichas reducciones son mayores para los cortantes; sin embargo, son bastante similares para el caso de los modelos más altos.



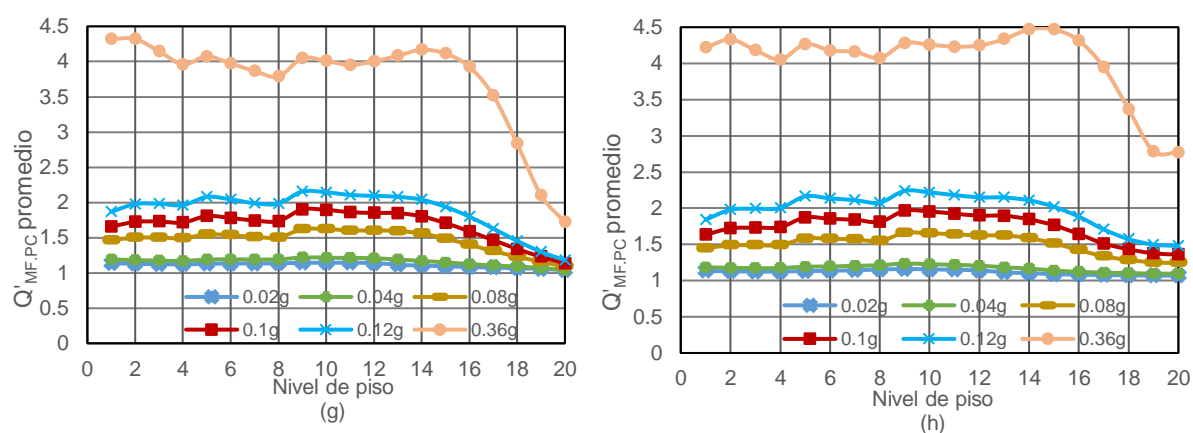
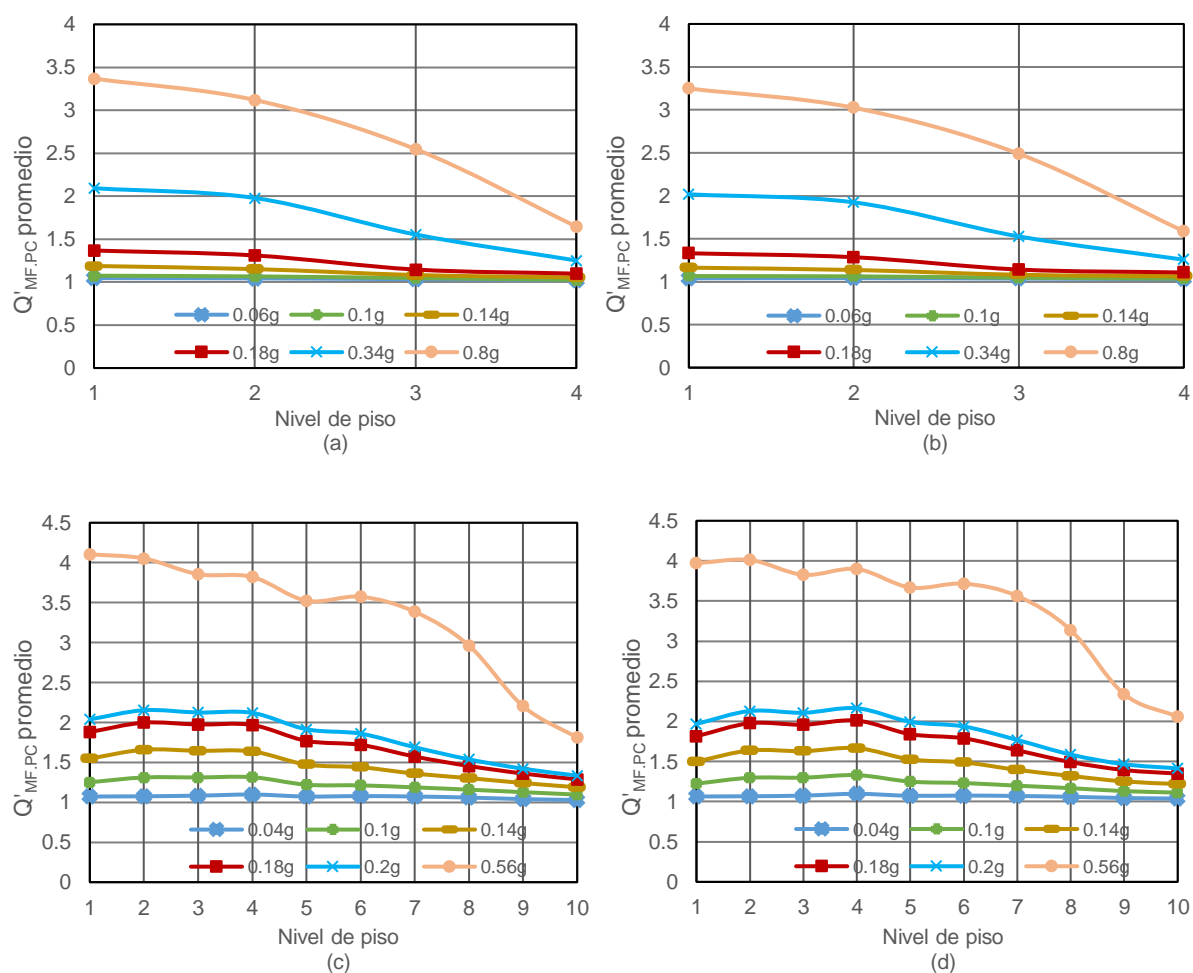


Fig. 21. Valores promedio de $Q'_{MF,PC}$, vigas, dirección NS: (a), (c), (e) y (g)→exterior para M4, M10, M15 y M20; (b), (d), (f) y (h)→interior para M4, M10, M15 y M20.



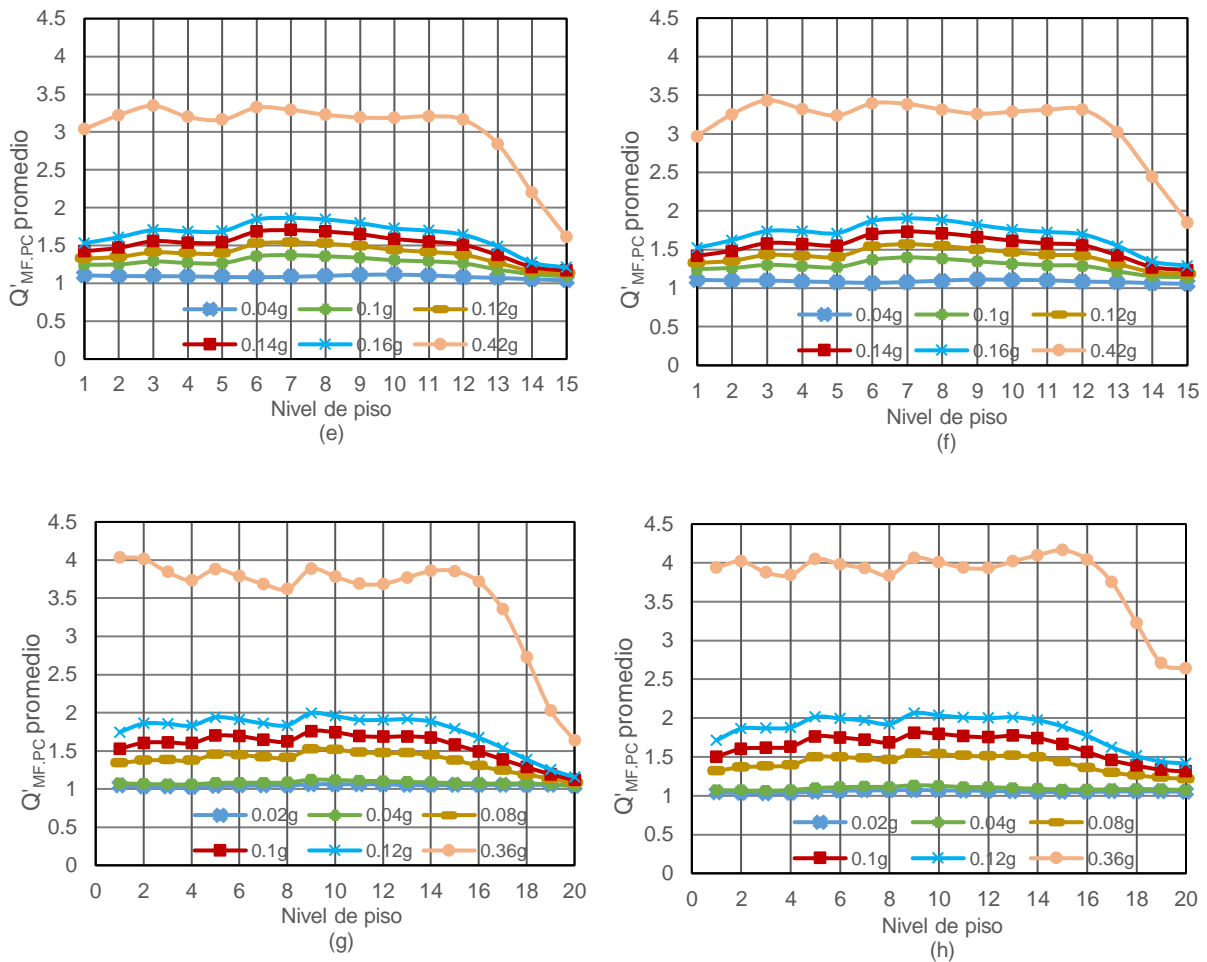
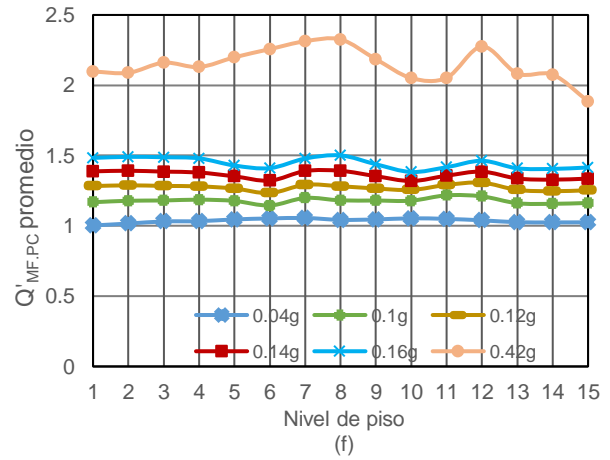
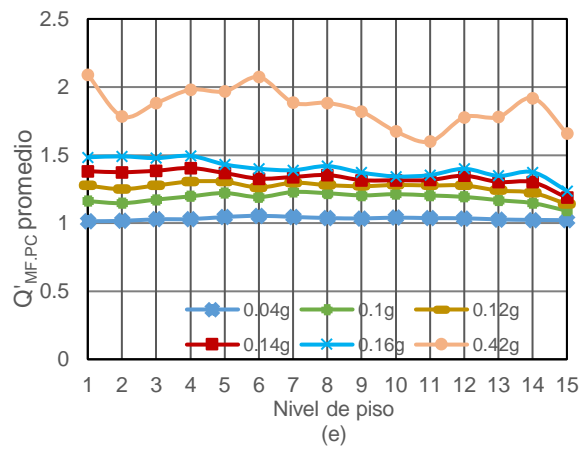
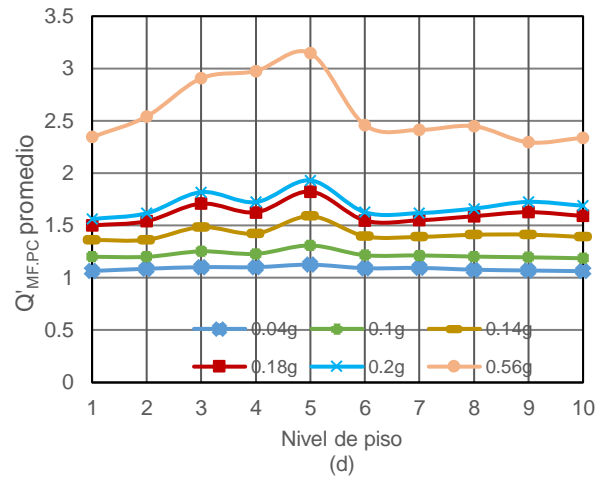
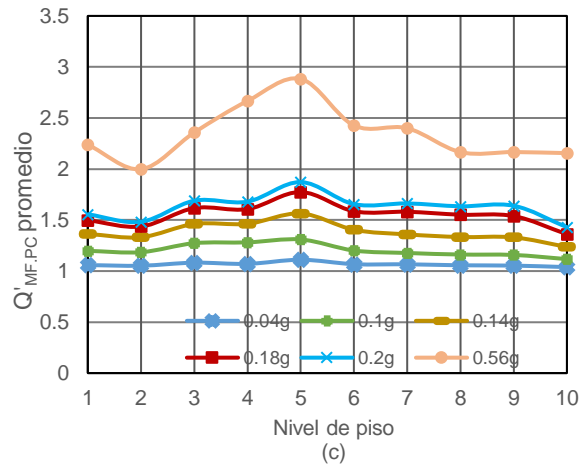
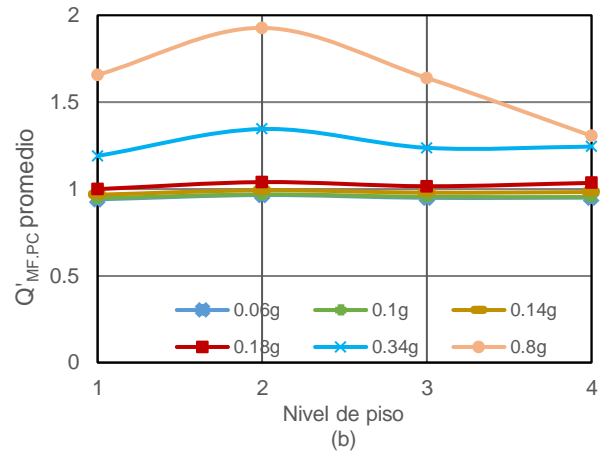
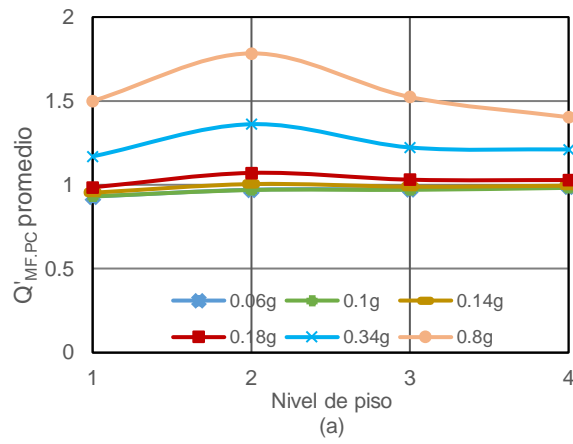


Fig. 22. Valores promedio de $Q'_{MF,PC}$, vigas, dirección EO: (a), (c), (e) y (g)→exterior para M4, M10, M15 y M20; (b), (d), (f) y (h)→interior para M4, M10, M15 y M20.

Los resultados dados en las Figs. 23 y 24. indican que las reducciones de las respuestas producidas por el comportamiento inelástico del material en términos de momentos flexionantes en columnas se asemejan a las de las vigas en el sentido de que dichas reducciones son despreciables para los valores más bajos de la intensidad sísmica, que son bastante similares para las columnas exteriores e interiores y algo similares para la dirección NS y EO. Sin embargo, a diferencia del caso de las vigas, para un modelo dado, la magnitud de las reducciones máximas no tiende a disminuir a través de la altura del modelo. Otra diferencia observada es que las reducciones, en general, son menores que las del cortante de entrepiso y mucho menores que las de los momentos flexionantes en vigas.



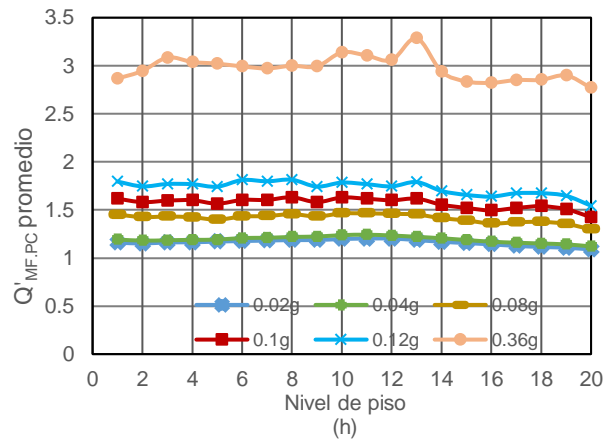
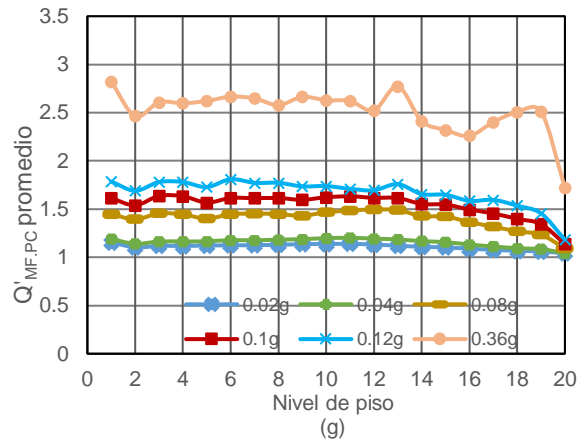
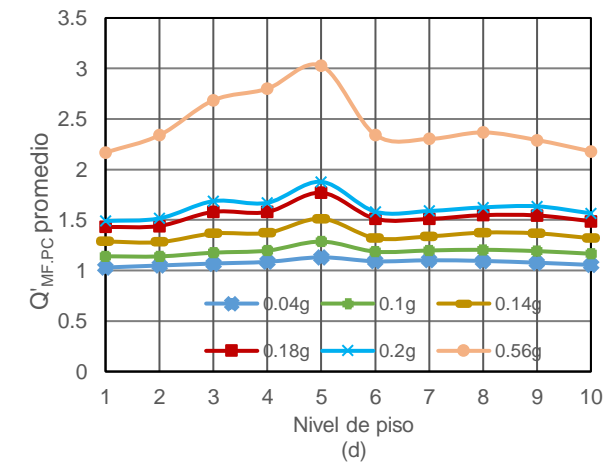
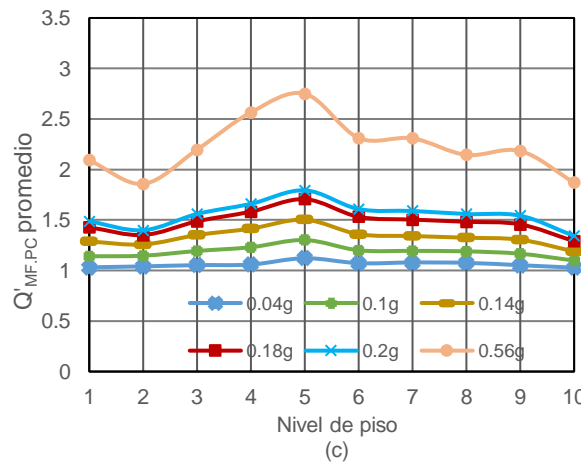
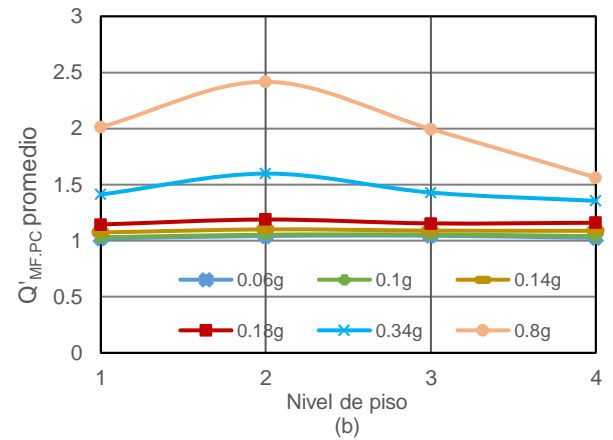
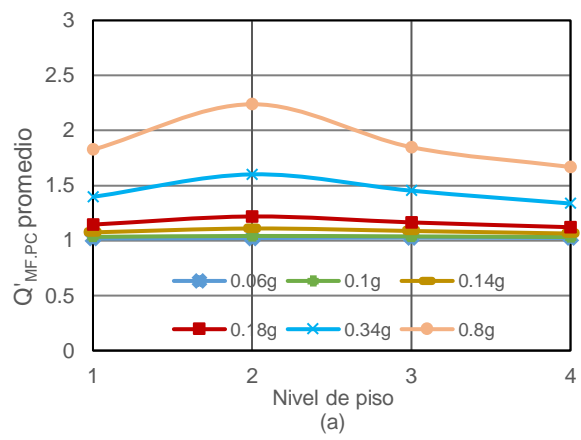


Fig. 23. Valores promedio de $Q'_{MF,PC}$, columnas, dirección NS: (a), (c), (e) y (g) → exterior para M4, M10, M15 y M20; (b), (d), (f) y (h) → interior para M4, M10, M15 y M20.



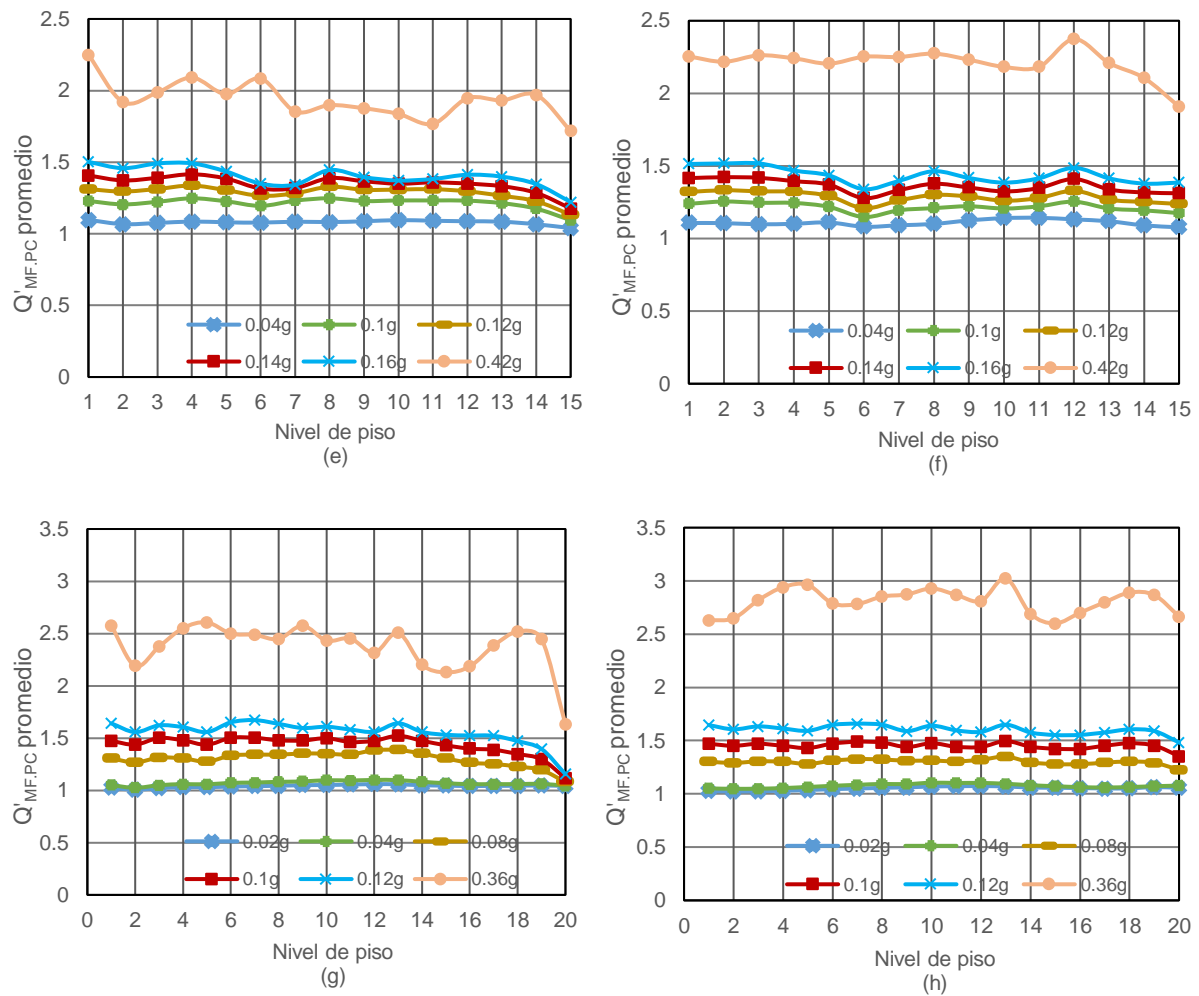


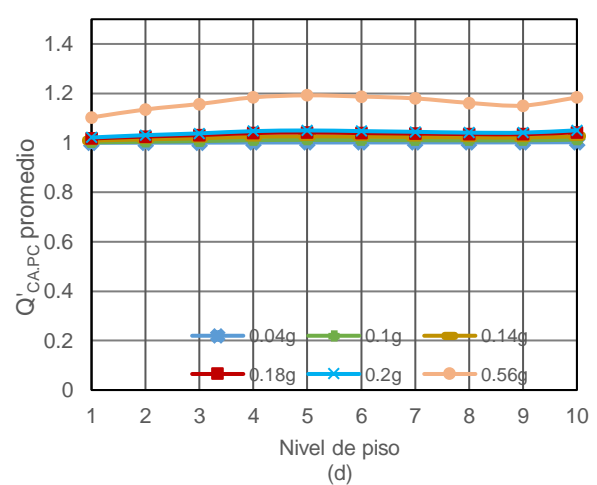
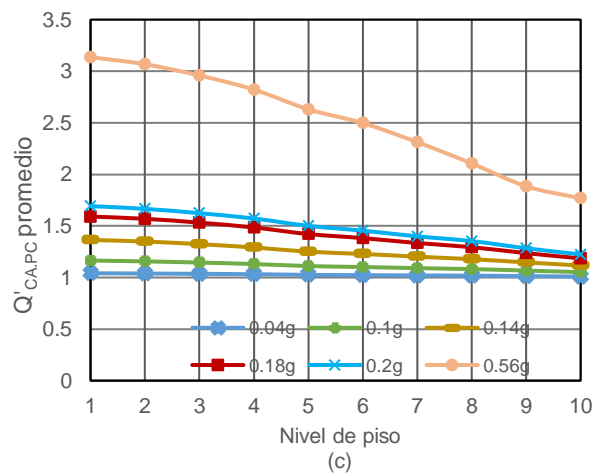
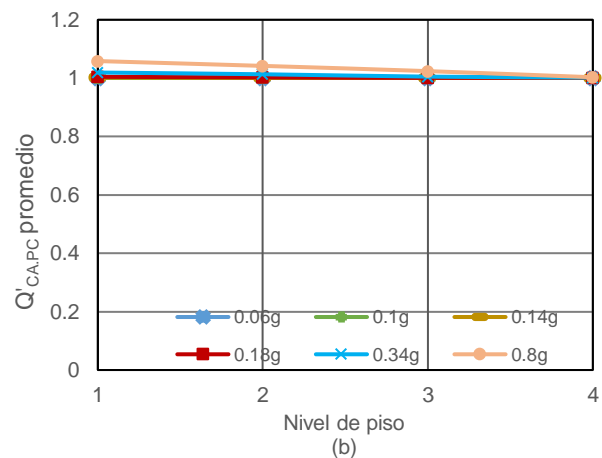
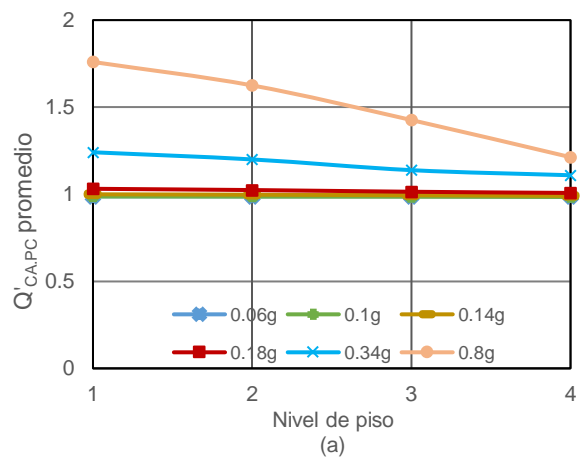
Fig. 24. Valores promedio de $Q'_{MF,PC}$, columnas, dirección EO: (a), (c), (e) y (g)→exterior para M4, M10, M15 y M20; (b), (d), (f) y (h)→interior para M4, M10, M15 y M20

7.1.3 Carga axial

Se discute ahora la reducción de la respuesta para el caso de cargas axiales producidas por comportamiento histerético del material. Los valores promedio de $Q'_{CA,PC}$ (ver Ecuación 9) para la dirección NS se dan en la Fig. 25 mientras que los de la otra dirección se presentan en la Fig. 26.

Los resultados de la Fig. 25 indican que, al igual que para el cortante entrepiso y los momentos flexionantes, no hay reducción en las cargas axiales sobre columnas para bajos valores de

intensidad sísmica, pero se observan reducciones considerables para altas intensidades sísmicas para el caso de columnas exteriores. Dichas reducciones significativas, como en el caso de los momentos flexionantes en las vigas, tienden a disminuir a través de la altura del modelo. Las reducciones para las columnas interiores son insignificantes en comparación con las de las columnas exteriores. Las principales observaciones realizadas para la dirección NS se aplican a la dirección EO. Se observa que los valores promedio máximos de Q'_{CAPC} son 2.0, 3.1, 2.5 y 3.2 para los modelos M4, M10, M15 y M20, respectivamente. Contrastando las reducciones de cargas axiales en columnas con otras reducciones se concluye que son bastante similares a las de momentos flexionantes en columnas, pero menores que las de momentos flexionantes en vigas y cortantes de entrepiso.



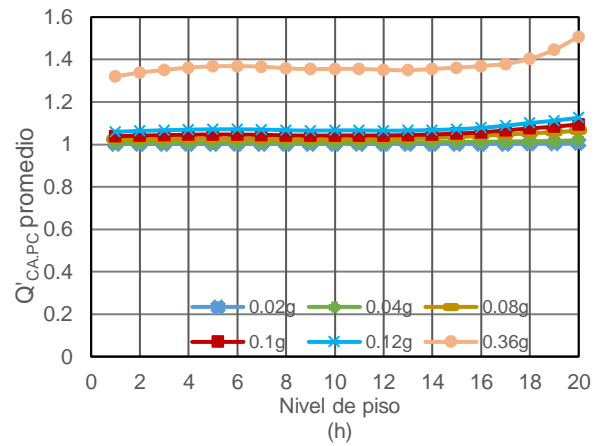
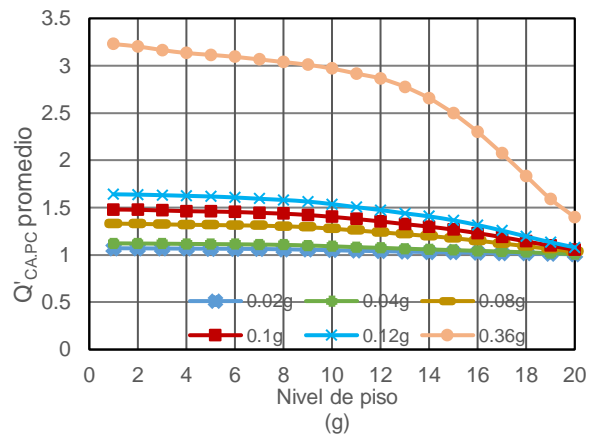
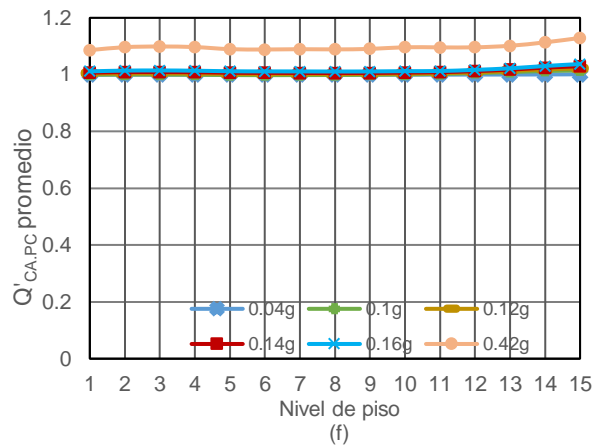
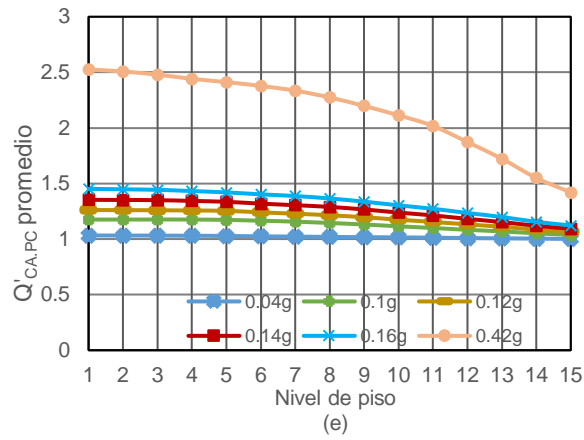
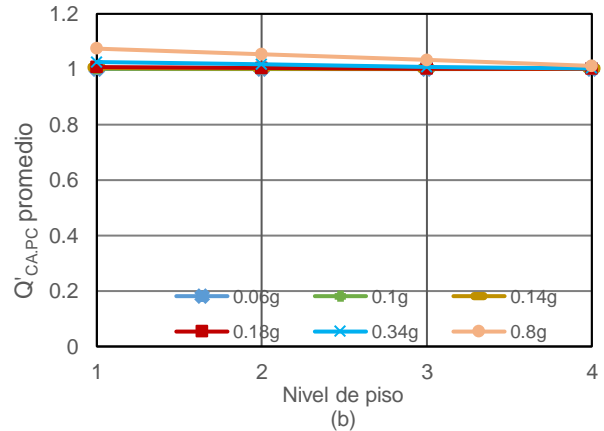
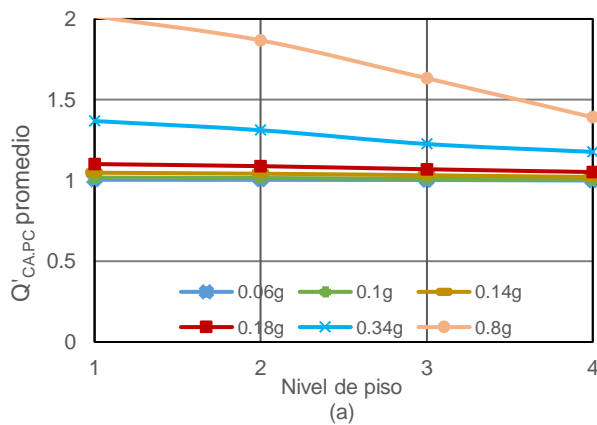


Fig. 25. Valores promedio de $Q'_{CA,PC}$, dirección NS: (a), (c), (e) y (g) → exterior para M4, M10, M15 y M20; (b), (d), (f) y (h) → interior para M4, M10, M15 y M20.



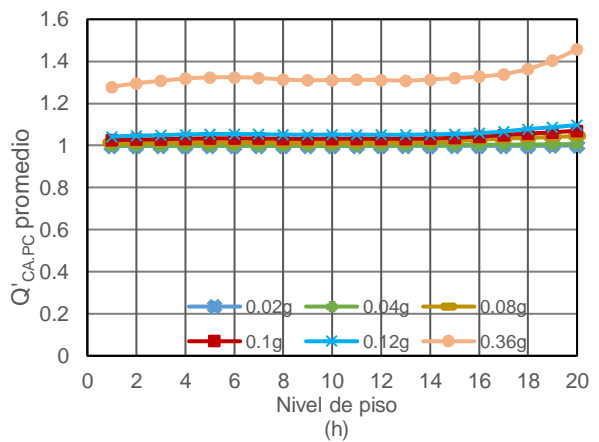
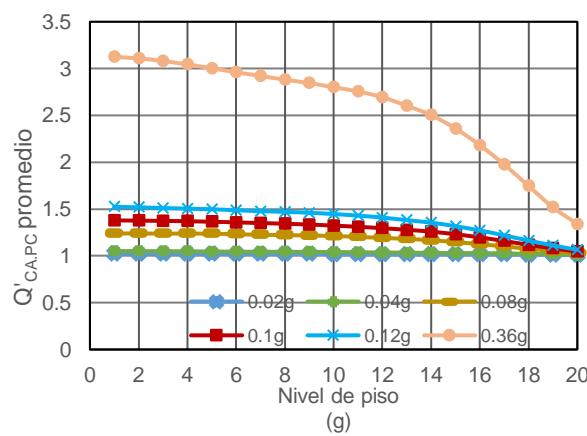
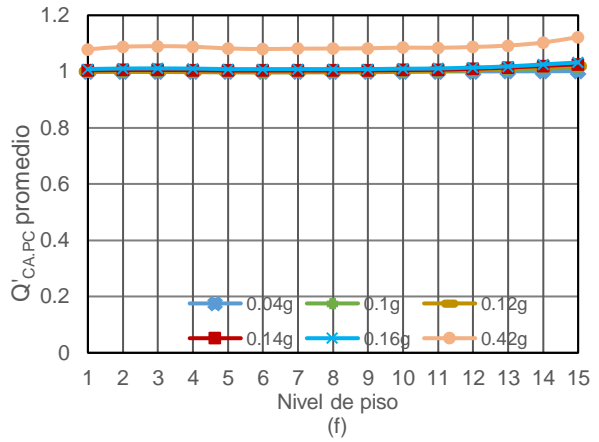
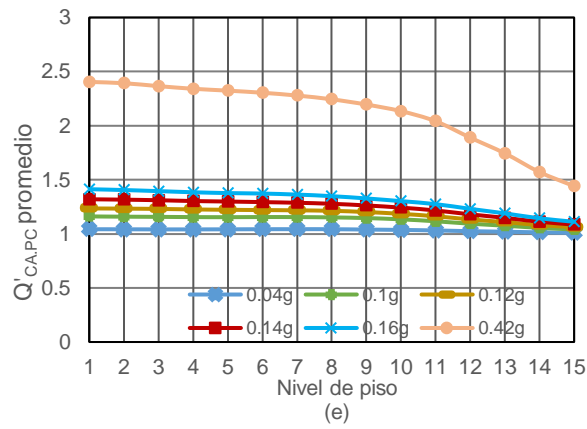
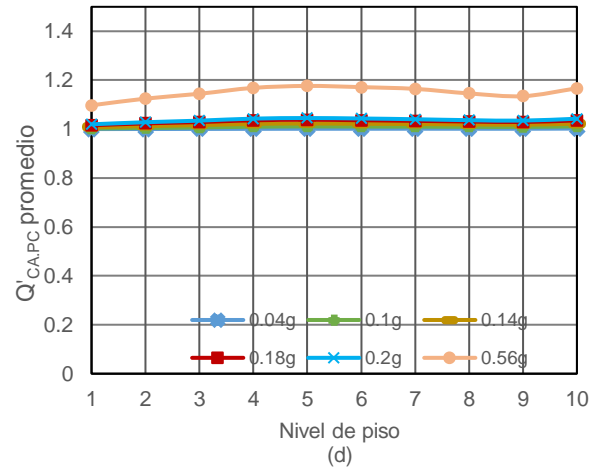
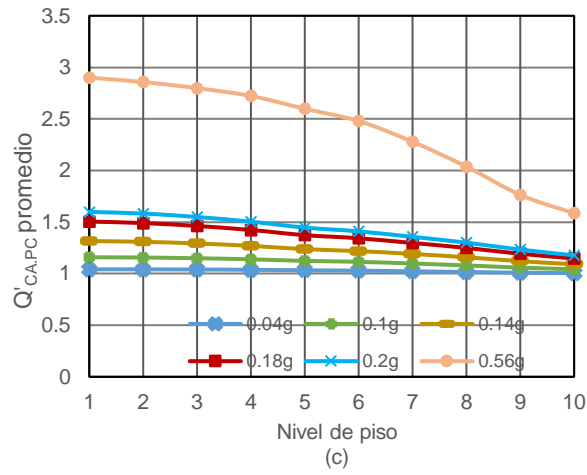


Fig. 26. Valores promedio de $Q'_{CA,PC}$, dirección EO: (a), (c), (e) y (g) \rightarrow exterior para M4, M10, M15 y M20; (b), (d), (f) y (h) \rightarrow interior para M4, M10, M15 y M20.

La mayoría de los códigos de diseño sísmico, incluyendo el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF), permiten el uso de métodos de análisis simplificados como lo es el Método Estático Equivalente (MEE). Métodos de análisis dinámico, como el Análisis Dinámico Modal (ADM) también se consideran. En el RCDF, las acciones de diseño (en ambos métodos), se obtienen reduciendo las acciones elásticas al dividir las entre un factor que depende a su vez del factor de reducción por comportamiento sísmico (Q') y el factor de sobrerresistencia (R). Esto implica que las reducciones en términos de cortantes de entrepiso, momentos flexionantes en vigas y columnas, y cargas axiales en columnas se reducen en la misma proporción, independientemente de la ubicación del elemento. Los resultados indican, sin embargo, que la reducción de los parámetros mencionados no es en la misma proporción y que para un parámetro dado tal reducción puede considerablemente variar considerablemente de una ubicación a otra. En algunos casos la reducción es mucho menor que la especificada en el reglamento lo que puede resultar en diseños no conservadores. Este aspecto se retoma en el último capítulo de la tesis.

7.2 Factor Q' para la formulación PD

También se desarrolló un conjunto de gráficas, similar al de las Figs. 20 a 26 del enfoque PC, para la formulación PD (véanse las Ecs. 10-12); sin embargo, no se presentan. Sólo se presenta y discute $R_{Q'}$, la razón de los resultados de PC y PD dada por la Ec.13 para los diferentes casos. Esto se hace utilizando las Ecs. 14 a 16 donde, como se indicó antes, Q'_{PC} y Q'_{PD} son, en un sentido general, los factores de reducción obtenidos para las formulaciones PC y PD.

$$R_{Q'} = \frac{Q'_{CP}}{Q'_{DP}} \quad (13)$$

Después de añadir subíndices adicionales a la Ecuación 13 para definir casos específicos, ésta adopta las formas particulares dadas para las Ecuaciones 14 a 16. Todos los términos de estas ecuaciones se explican por sí mismos o se definieron antes.

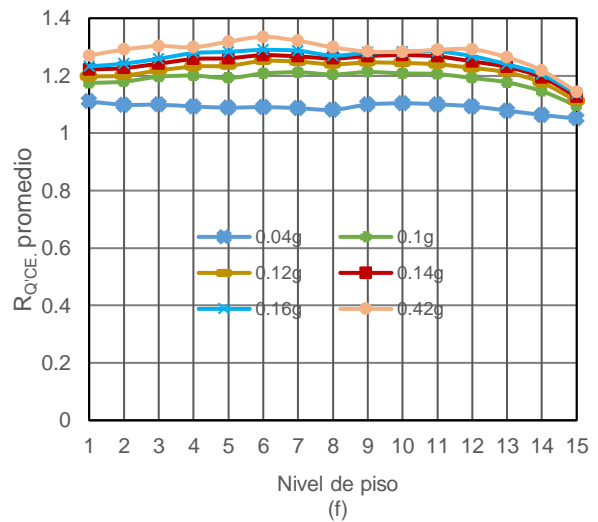
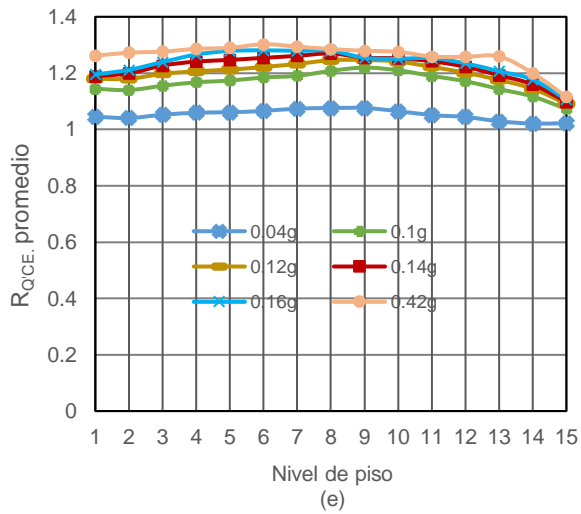
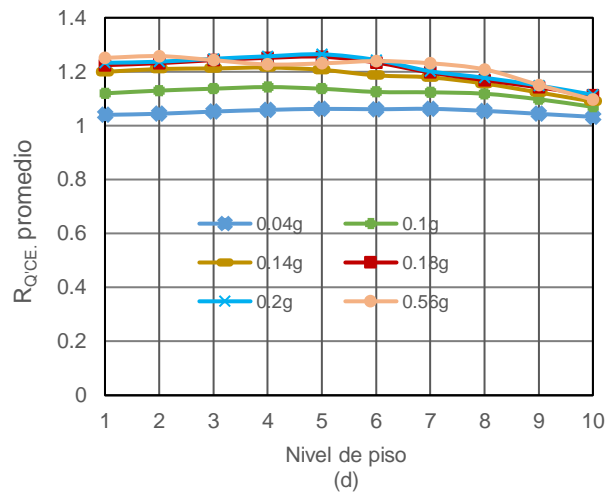
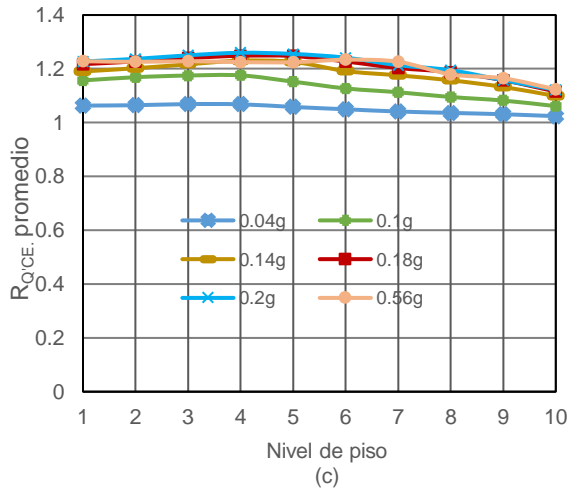
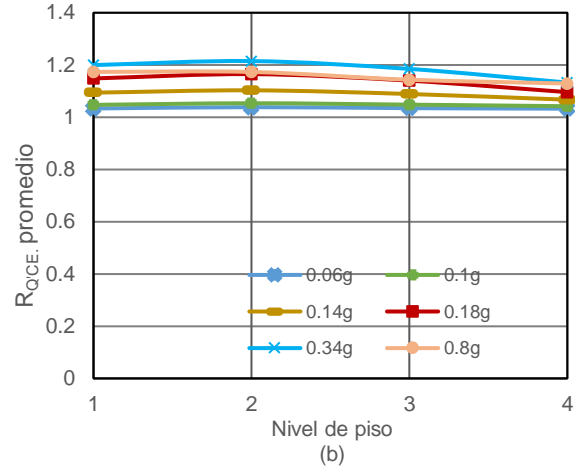
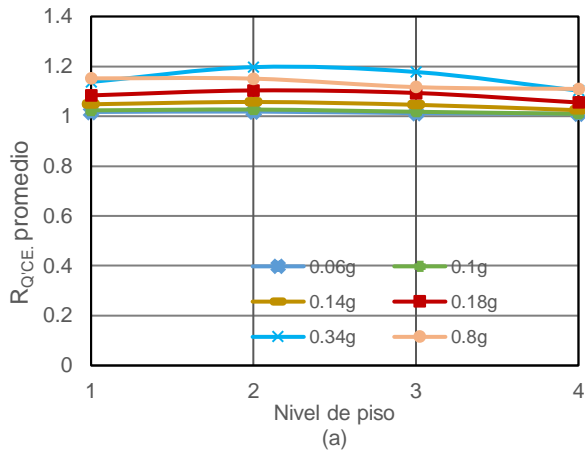
$$R_{Q',CE} = \frac{Q'_{CE,PC}}{Q'_{CE,PD}} \quad (14)$$

$$R_{Q',MF} = \frac{Q'_{MF,PC}}{Q'_{MF,PD}} \quad (15)$$

$$R_{Q',CA} = \frac{Q'_{CA,PC}}{Q'_{CA,PD}} \quad (16)$$

7.2.1 Cortante de entrepiso

Se analiza primero la relación de los factores de reducción Q' para los cortantes de entrepiso (Ec.14). En la Fig. 27 se presentan los valores promedio del parámetro $R_{Q',CE}$. Los resultados indican que los valores son cercanos a la unidad para pequeñas intensidades sísmicas, pero pueden ser significativamente mayores que la unidad para valores más grandes de $S_{a,prom}$. Los resultados de la dirección NS son bastante similares a los de las direcciones EO. Para un modelo dado, se observa una pequeña variación de los valores a través de la altura del modelo. También se observa que los valores promedios máximos de $R_{Q',CE}$ tienden a aumentar ligeramente a medida que aumenta la altura del edificio; los valores máximos observados son 1.25, 1.27, 1.34 y 1.38, para los modelos M4, M10, M15 y M20, respectivamente. La observación más importante que se puede hacer en este subcapítulo es que el factor de reducción por comportamiento sísmico en términos de cortantes de entrepiso obtenido con la formulación no lineal PC es mayor que el de la formulación más precisa PD. La implicación de esto es que los cortantes de entrepiso pueden ser subestimados si se adopta la formulación no lineal PC en el análisis sísmico.



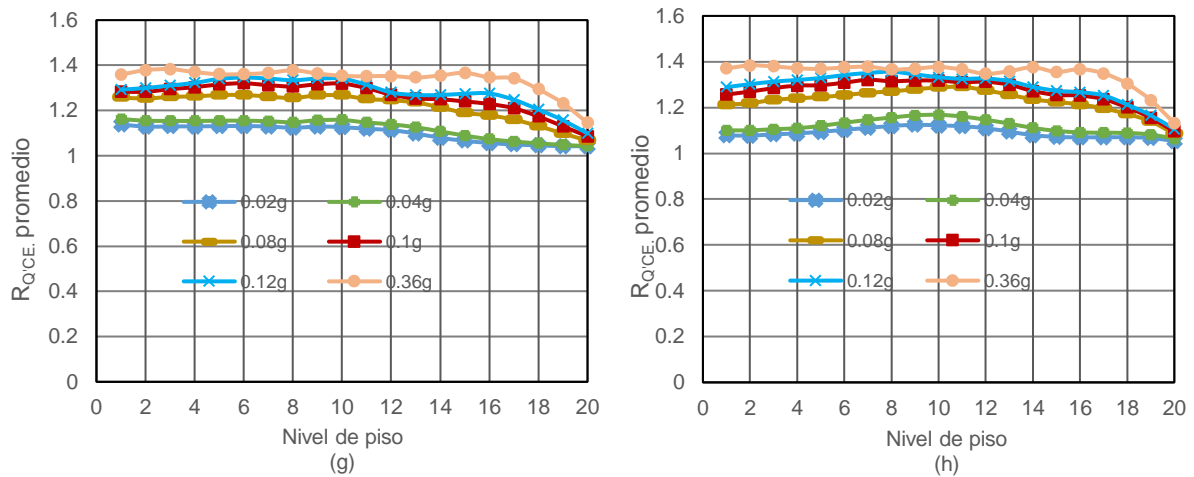
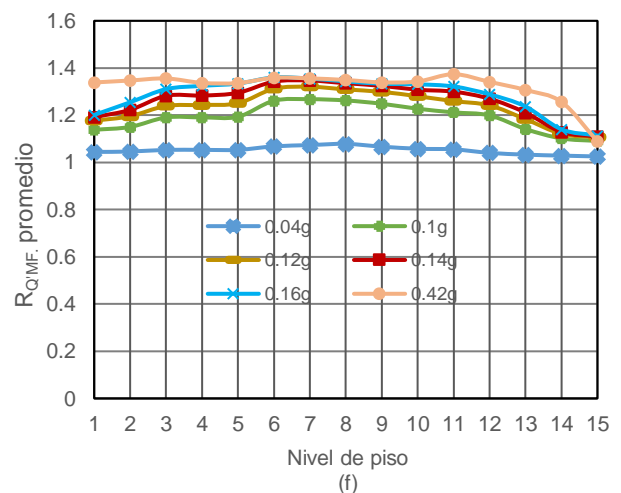
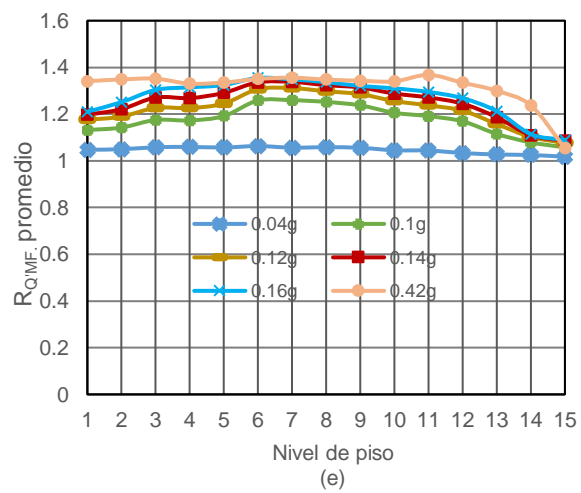
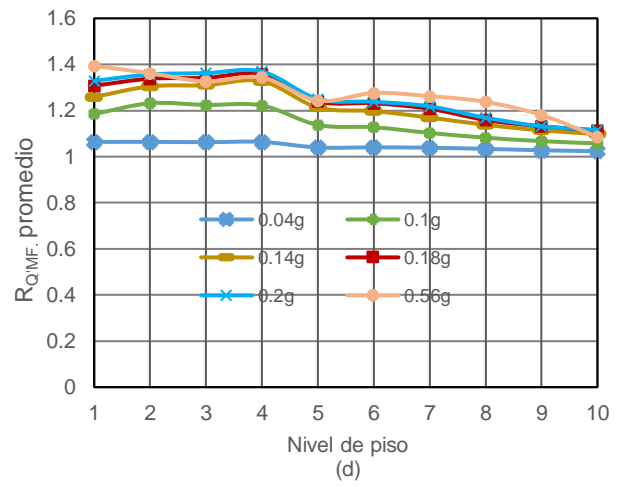
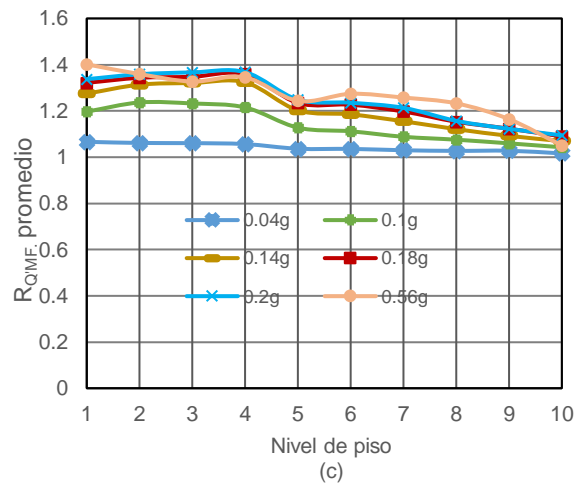
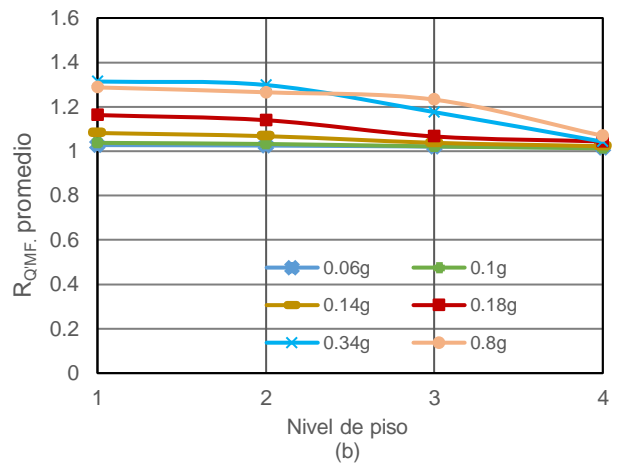
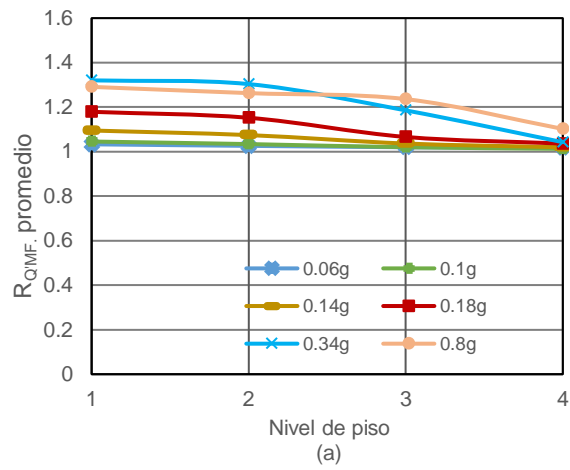


Fig. 27. Valores promedio de R_{QCE} (a), (c), (e) y (g) \rightarrow NS direcci3n para M4, M10, M15 y M20; (b), (d), (f) y (h) \rightarrow EO para M4, M10, M15 y M20.

7.2.2 Momentos flexionantes

Los valores promedio de la relaci3n R_{QMF} para el caso de vigas se presentan en las Figs. 28 y 29 para las direcciones NS y EO, respectivamente. Estos resultados se asemejan a los de los cortantes de entrepiso en el sentido de que son muy cercanos a la unidad para bajas intensidades s3smicas, que pueden ser significativamente mayores que la unidad para grandes intensidades s3smicas, y que los resultados son bastante similares para las direcciones NS y EO. Sin embargo, a diferencia de los cortantes de entrepiso, los valores, en general, tienden a disminuir a trav3s de la altura del modelo, en particular para las intensidades mayores. Los valores son ligeramente superiores a los de cortantes de entrepiso; los valores m3ximos son 1.33, 1.41, 1.40 y 1.44, para los modelos M4, M10, M15 y M20, respectivamente. Por lo tanto, al igual que en el caso de cortantes de entrepiso, los momentos flexionantes en las vigas pueden subestimarse si se asume el enfoque PC en el an3lisis.



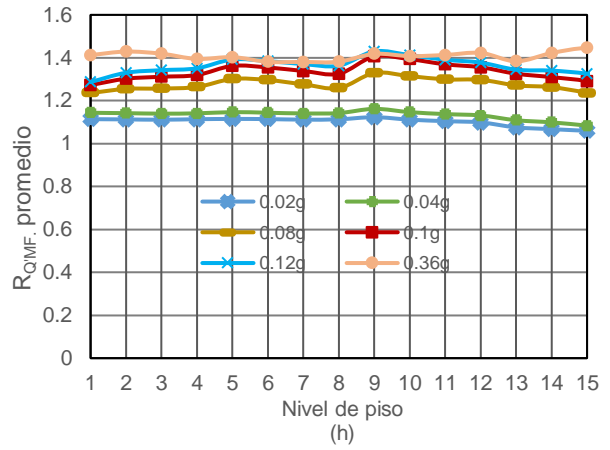
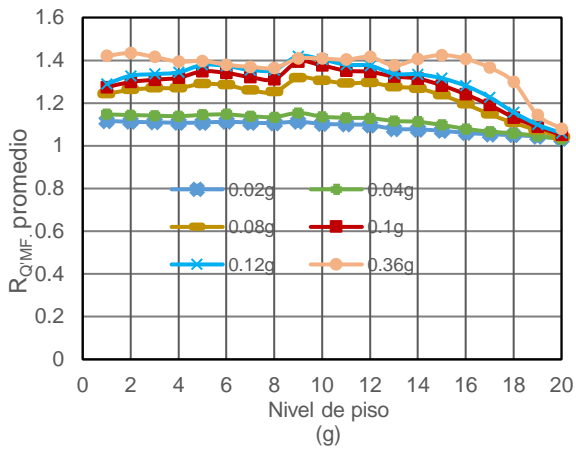
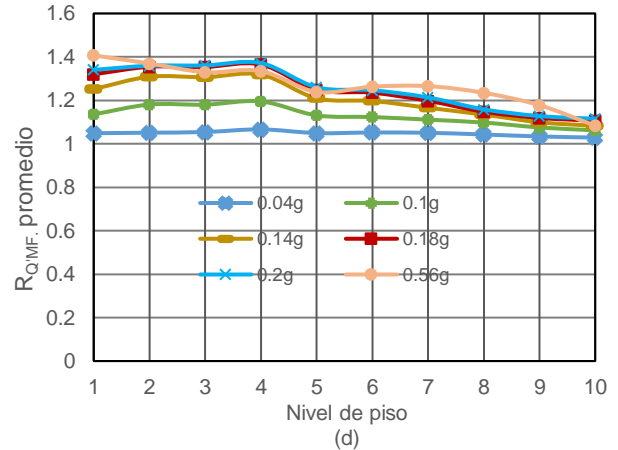
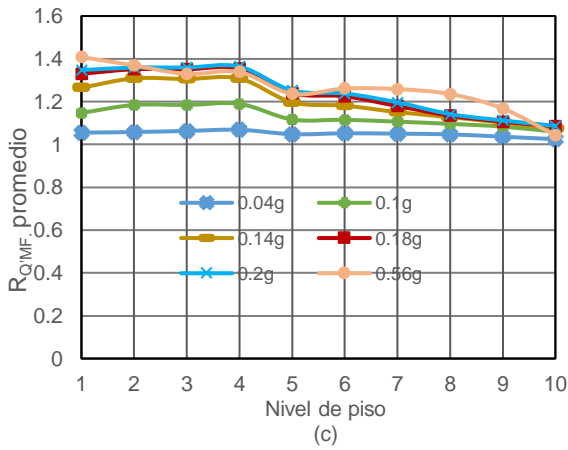
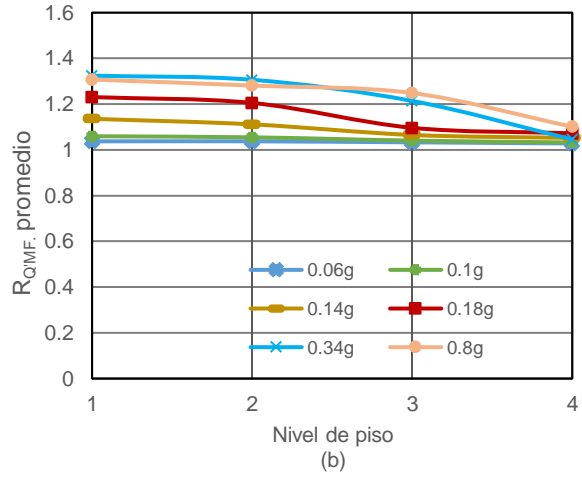
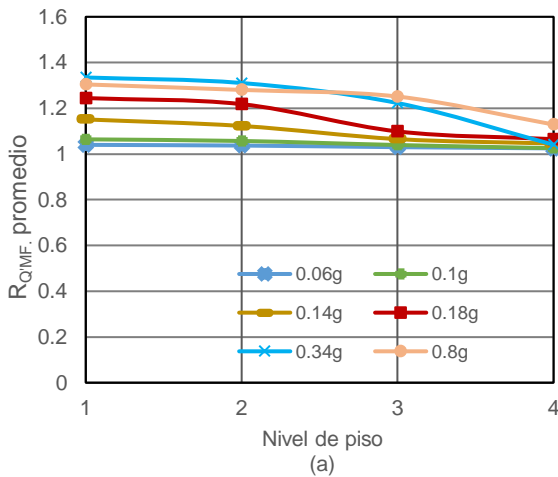


Fig. 28. Valores promedio de R_{QMF} , vigas, dirección NS: (a), (c), (e) y (g) → exterior para M4, M10, M15 y M20; (b), (d), (f) y (h) → interior para M4, M10, M15 y M20.



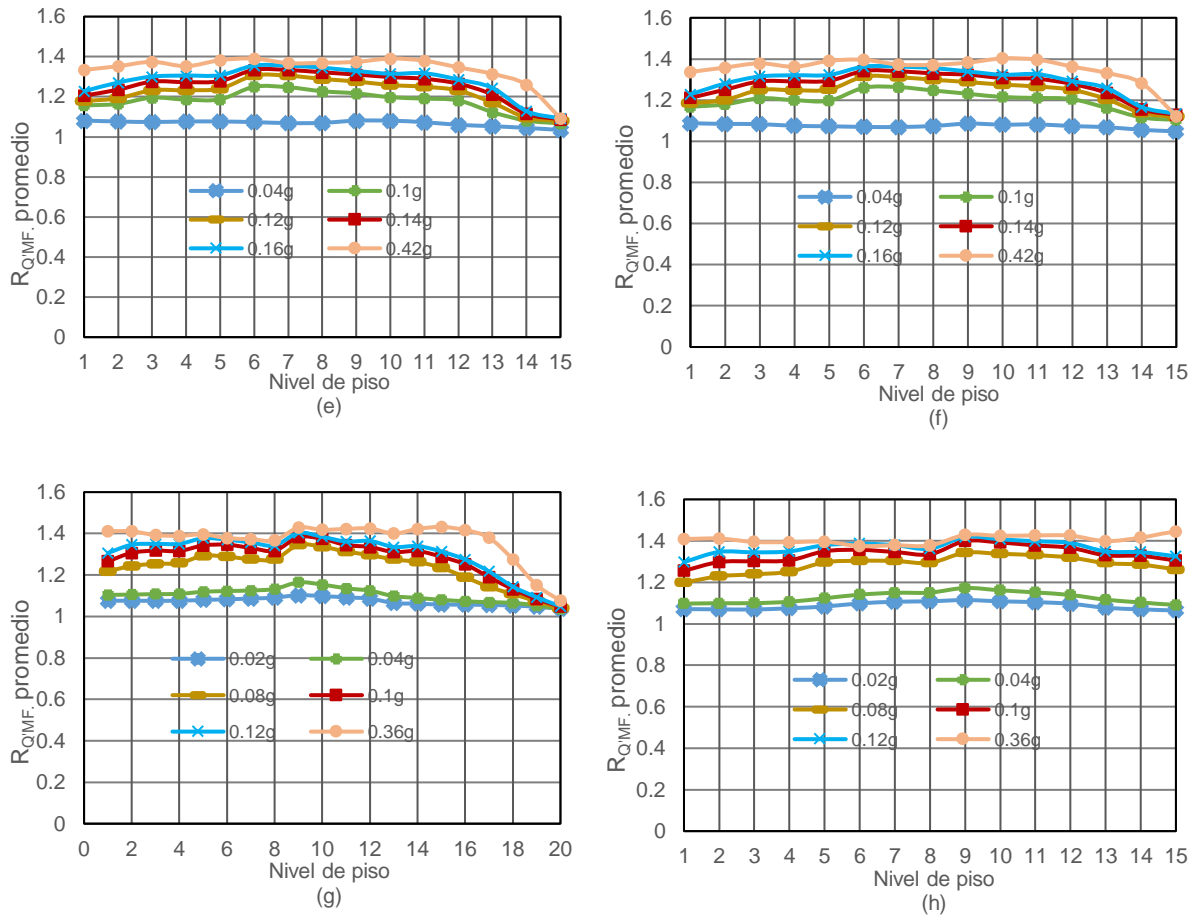
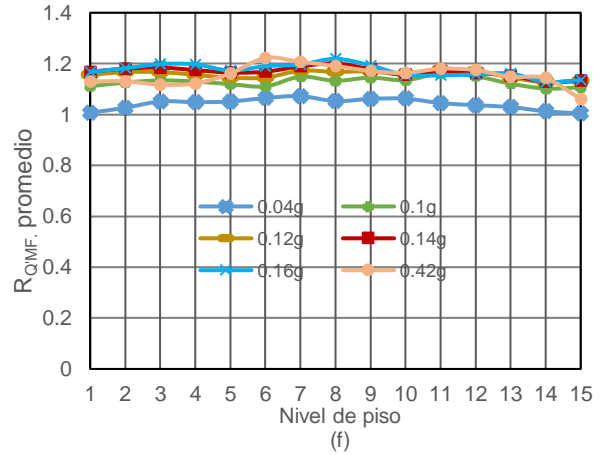
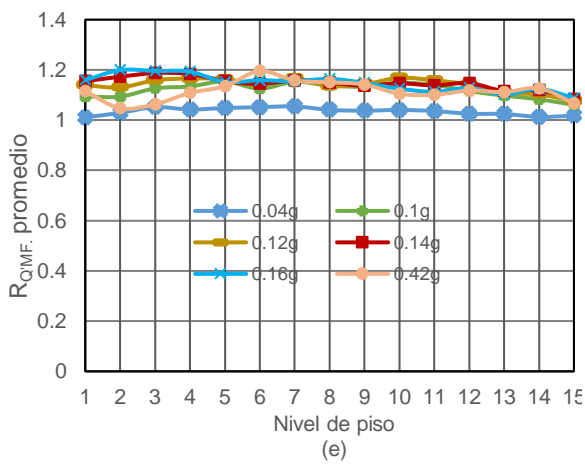
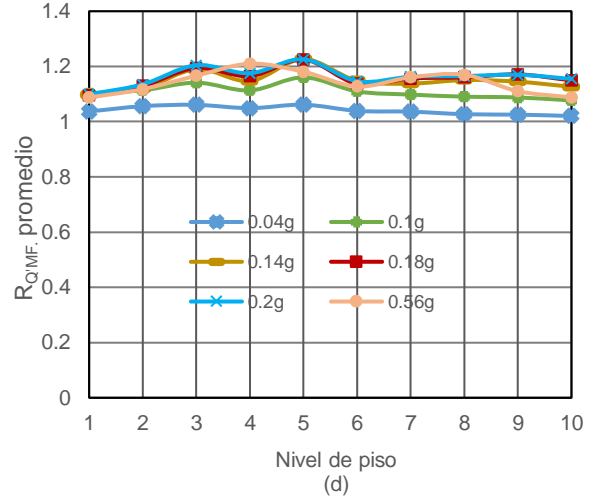
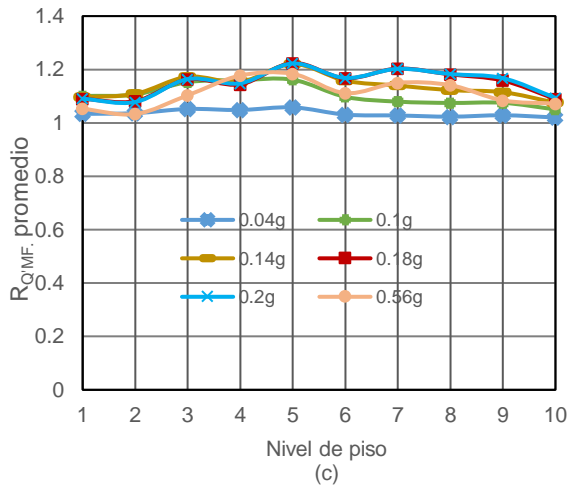
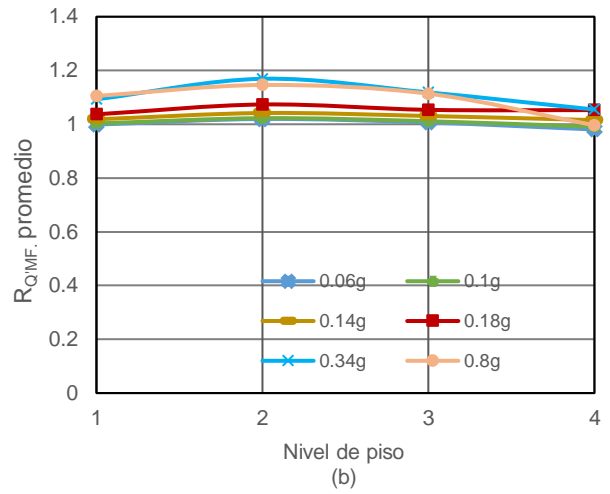
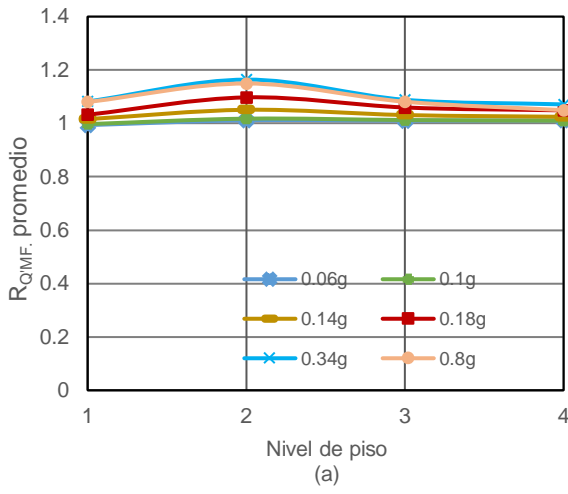


Fig. 29. Valores promedio de R_{QMF} , vigas, dirección EO: (a), (c), (e) y (g)→exterior para M4, M10, M15 y M20; (b), (d), (f) y (h)→interior para M4, M10, M15 y M20.

Los valores medios de la relación R_{QMF} para el caso de las columnas pueden verse en las Figs. 30 y 31. La mayoría de las observaciones realizadas para los momentos flexionantes en vigas se aplican al caso de los momentos flexionantes en columnas. La única observación adicional que puede hacerse es que los valores promedio de R_{QMF} para las columnas son menores que los de las vigas. Los valores máximos observados son 1.15, 1.25, 1.27 y 1.30 para los modelos M4, M10, M15 y M20, respectivamente.



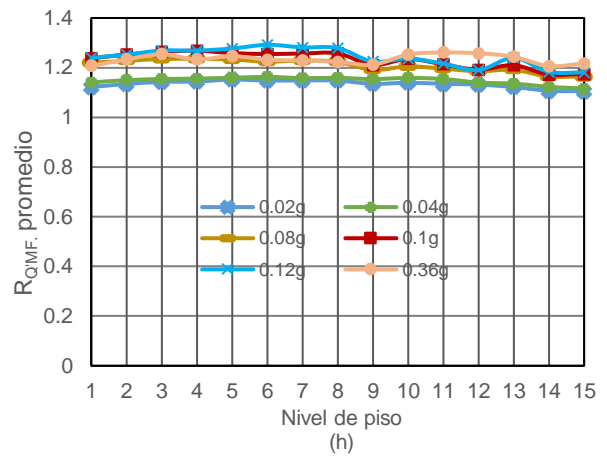
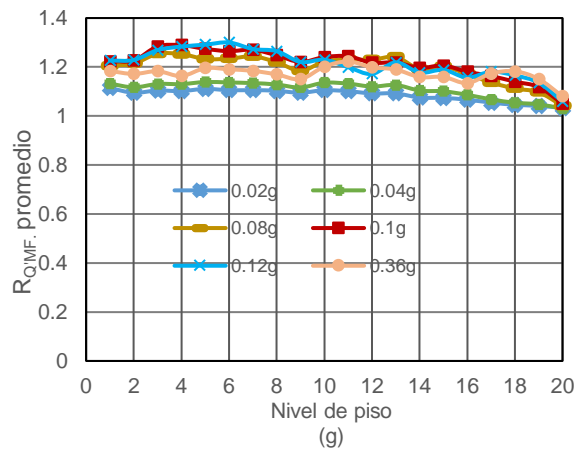
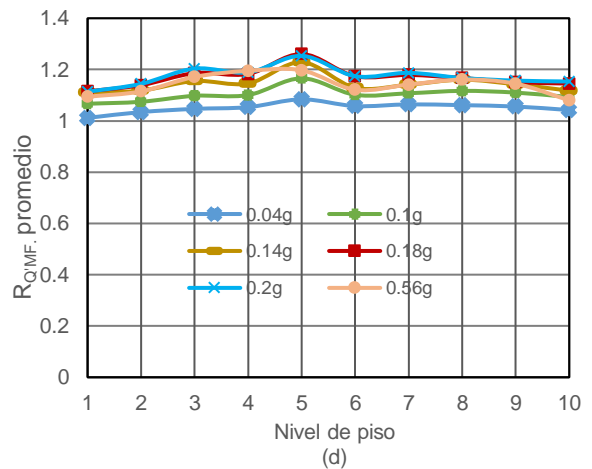
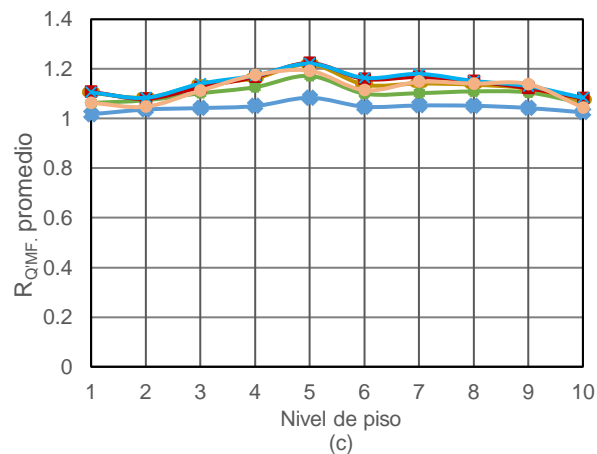
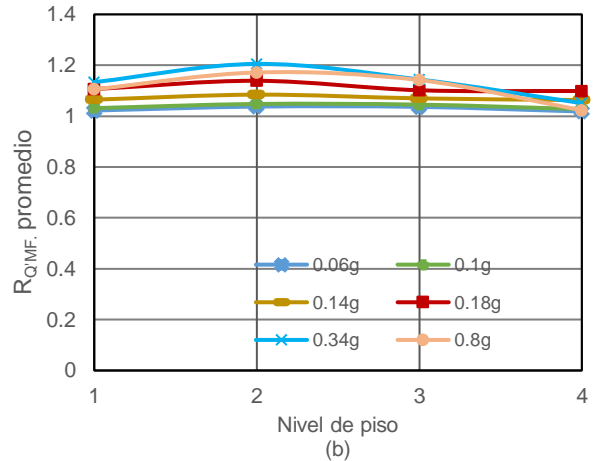
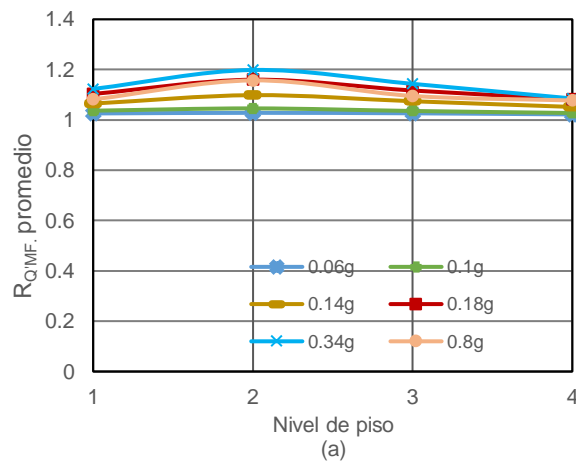


Fig. 30. Valores promedio de R_{QMF} , columnas, dirección NS: (a), (c), (e) y (g) → exterior para M4, M10, M15 y M20; (b), (d), (f) y (h) → interior para M4, M10, M15 y M20.



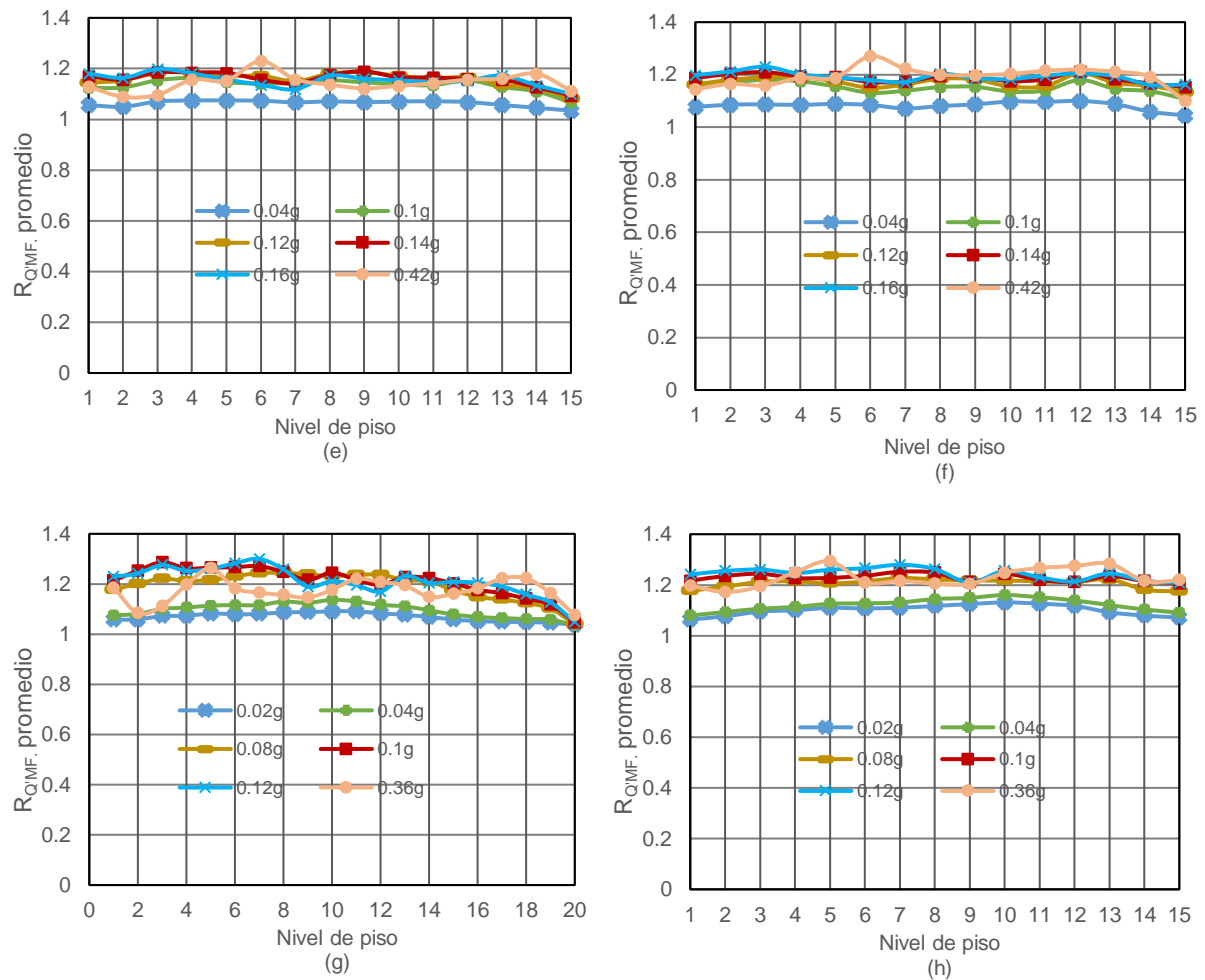
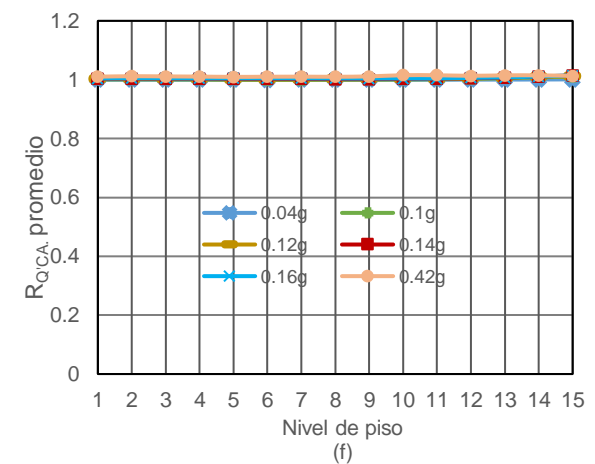
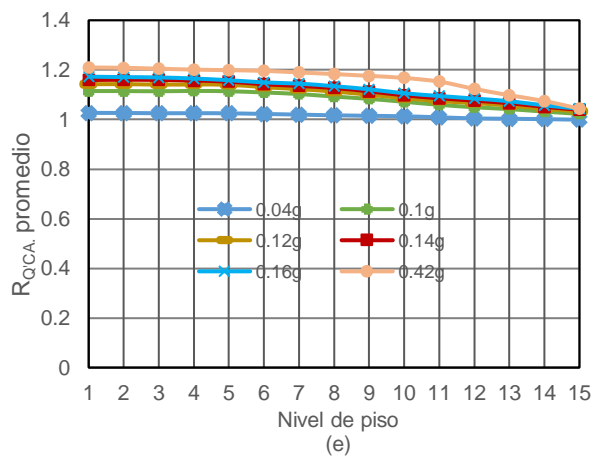
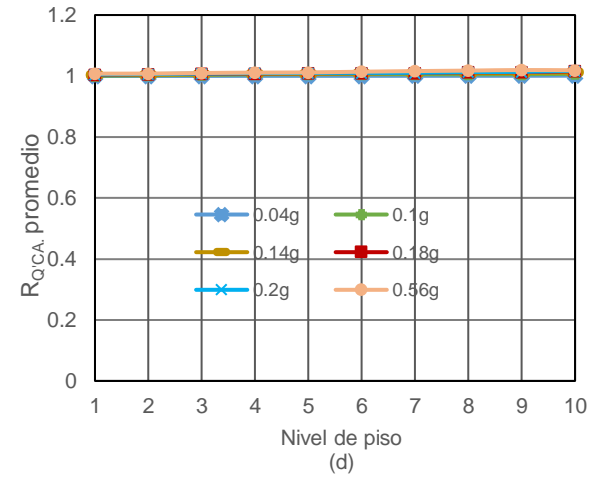
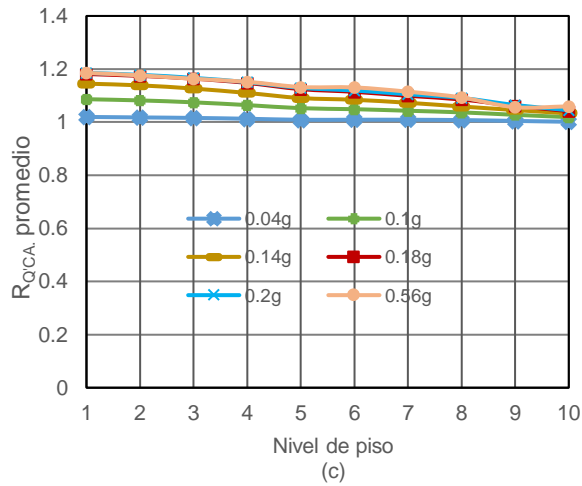
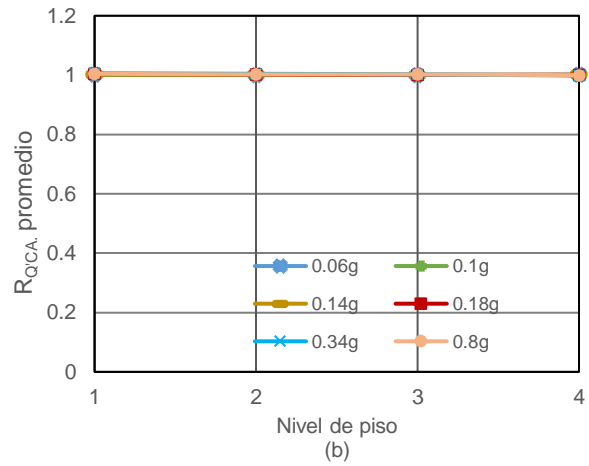
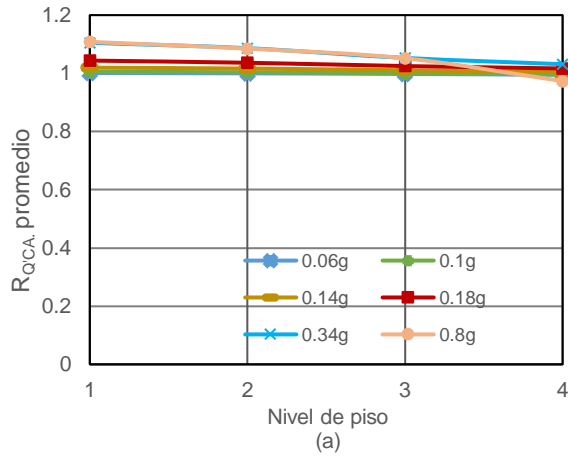


Fig. 31. Valores promedio de R_{QMF} , columnas, dirección EO: (a), (c), (e) y (g) → exterior para M4, M10, M15 y M20; (b), (d), (f) y (h) → interior para M4, M10, M15 y M20.

7.2.3 Carga axial

Los valores promedio de R_{QCA} para las direcciones NS y EO se dan en las Figs. 32 y 33, respectivamente. Muchas de las observaciones realizadas anteriormente en las secciones 7.2.1 y 7.2.2 se aplican a esta relación. Los valores máximos son 1.11, 1.19, 1.21 y 1.28 indicando que, como para otros parámetros de respuesta, el factor de reducción en términos de carga axial se sobreestima si se utiliza el enfoque PC conduciendo a diseños no conservadores.

Para las columnas interiores, los valores promedio de $R_{Q'CA}$, como era de esperarse, están muy próximos a la unidad, ya que el numerador (mostrado en la sección 7.1.3) y el denominador (no mostrado) de la Ec. 16 resultan ser muy próximos a la unidad.



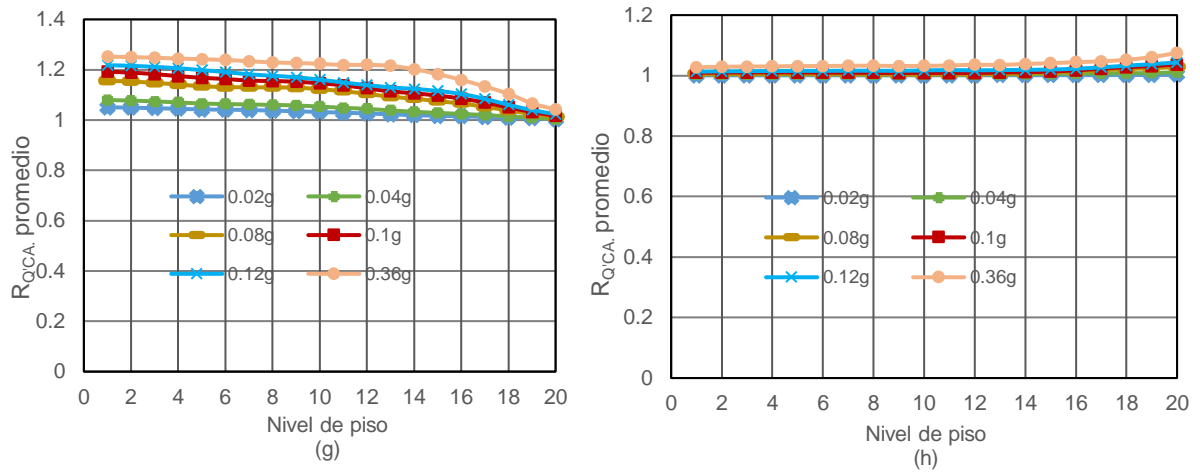
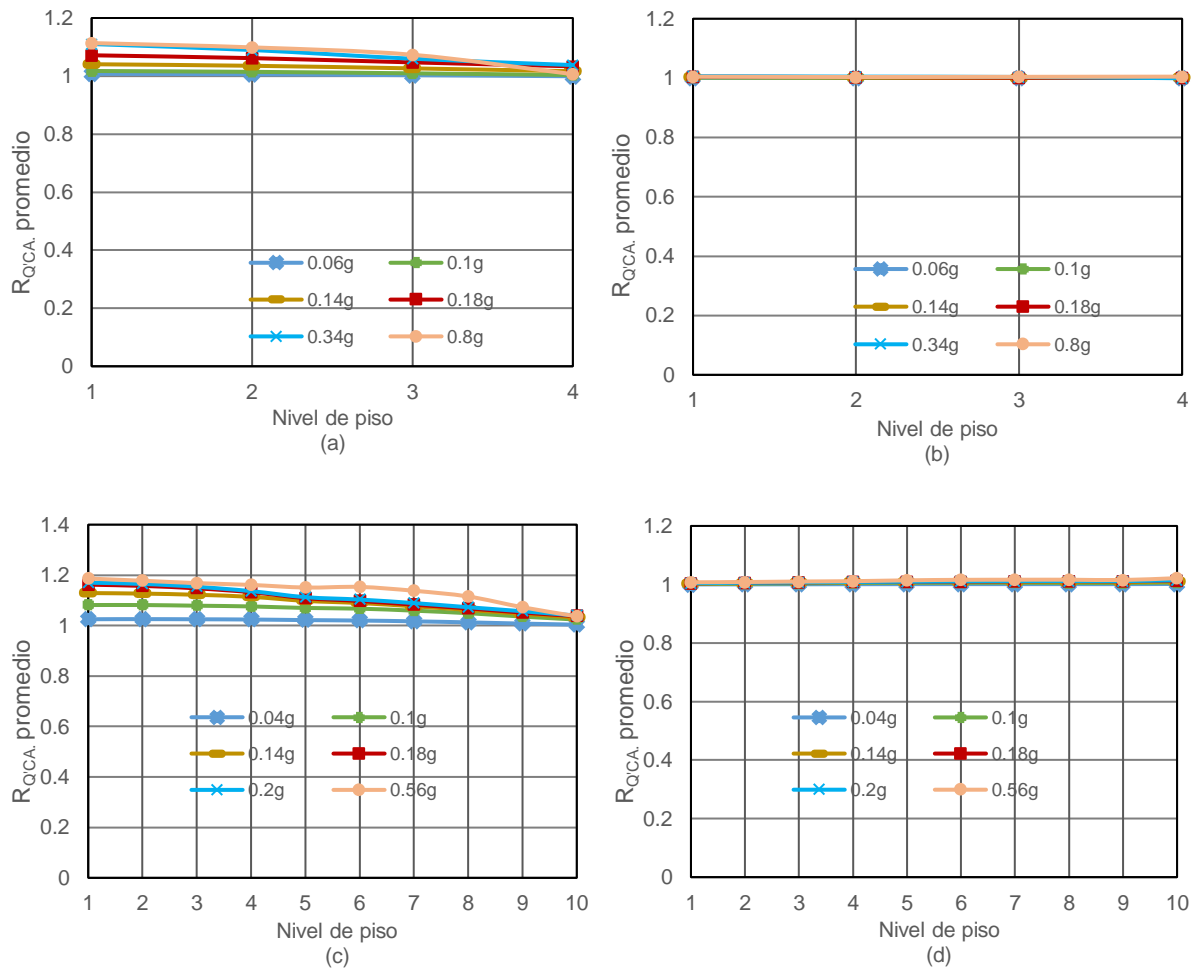


Fig. 32. Valores promedio de R_{QCA} , columnas, dirección NS: (a), (c), (e) y (g) → exterior para M4, M10, M15 y M20; (b), (d), (f) y (h) → interior para M4, M10, M15 y M20.



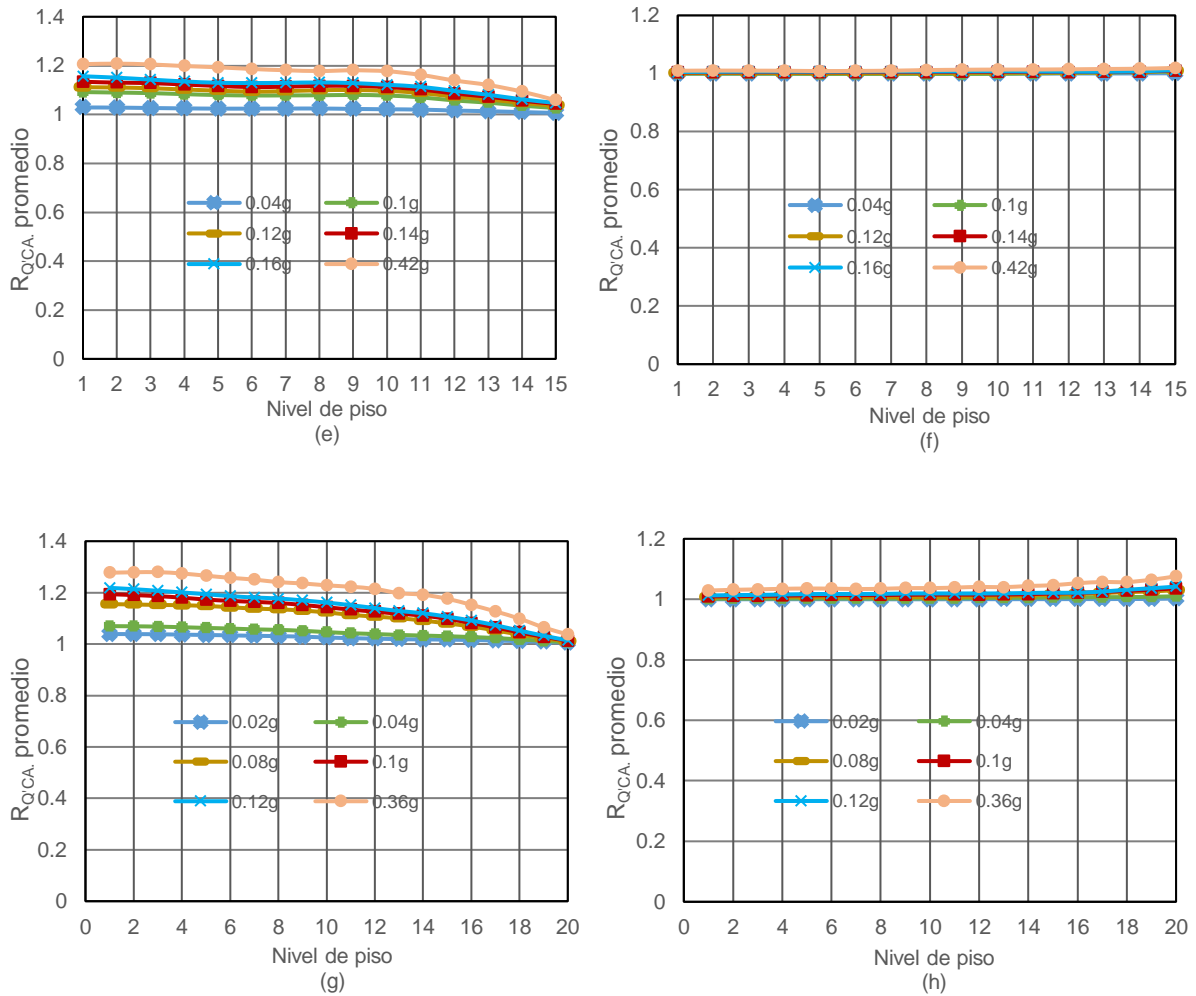


Fig. 33. Valores promedio de R_{QCA} , columnas, dirección EO: (a), (c), (e) y (g) → exterior para M4, M10, M15 y M20; (b), (d), (f) y (h) → interior para M4, M10, M15 y M20.

8. VALORES NUMÉRICOS DE Q' VS ESPECIFICADOS EN EL CÓDIGO Q'_c (RCDF) (OBJETIVO 3)

Se mencionó en la Sección 7.1.1 del documento que para los propósitos de esta tesis los factores de reducción de interés son aquellos asociados con un nivel de deformación cercano al de un mecanismo de colapso. También se comentó (Sección 4.4) que el valor máximo de $S_{a, prom}$ para un modelo dado se seleccionó de tal manera que el valor máximo del desplazamiento de

entrepiso, promediado sobre todos los registros sísmicos, fuera de alrededor de 0.05, para algunos registros sísmicos, sin embargo, se observaron distorsiones alrededor de 0.07; si aumenta la intensidad sísmica en alrededor de 5% sobre el valor que produce la distorsión de 7%, se desarrolla un mecanismo de colapso (de nudo o lateral de piso). Por lo tanto, como se indicó anteriormente, este nivel de deformación está en el límite de un mecanismo de colapso. En esta sección del documento, los factores de reducción asociados a este gran nivel de deformación mencionados en la Sección 7 se comparan directamente con los especificados en el código RCDF (denominado aquí Q'_C). Las preguntas a las que hay que dar respuesta aquí son (a) ¿Pueden alcanzarse los valores de Q'_C especificados en el código en términos de cortantes de entrepiso si los modelos se deforman hasta el nivel de deformación mencionado? (b) Se asume implícitamente en el Método Estático Equivalente y en el Análisis Dinámico Modal, que la reducción de los momentos flexionantes y cargas axiales en los miembros estructurales es la misma que la del cortante de entrepiso. ¿Es una suposición razonable?

Los valores de Q'_C en el código RCDF se calculan con la Ec. 17. Dicha ecuación es la Ec. 3.4.1 de las "Normas Complementarias de Diseño por Sismo" del código[3].

$$Q'_C = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}} & \text{si } T < T_b \end{cases} \quad (17)$$

En la ecuación Q y β , son el factor de comportamiento sísmico (o ductilidad) y el factor de reducción que considera el amortiguamiento. Para los modelos considerados en este estudio estos parámetros son $Q=4$ y $\beta=1$. Por otra parte, $k=1.5$ que depende del periodo del suelo,

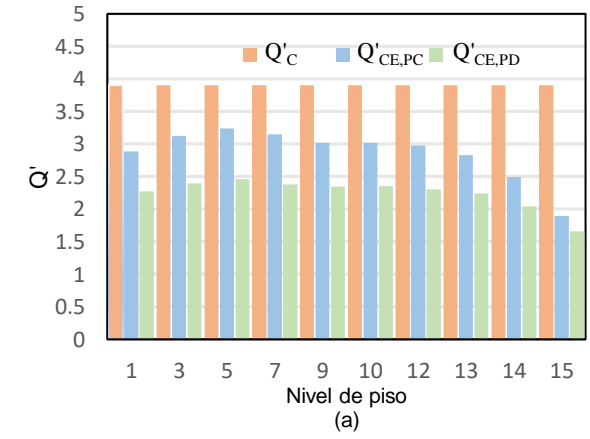
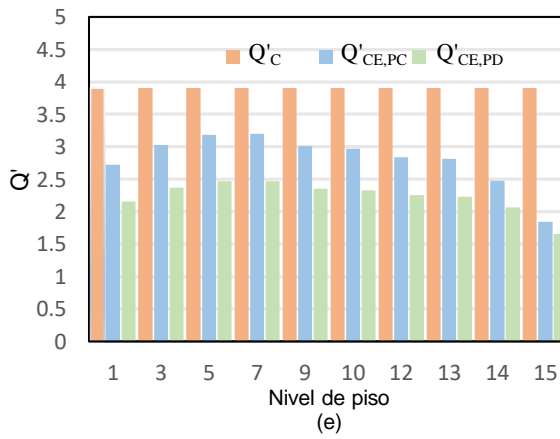
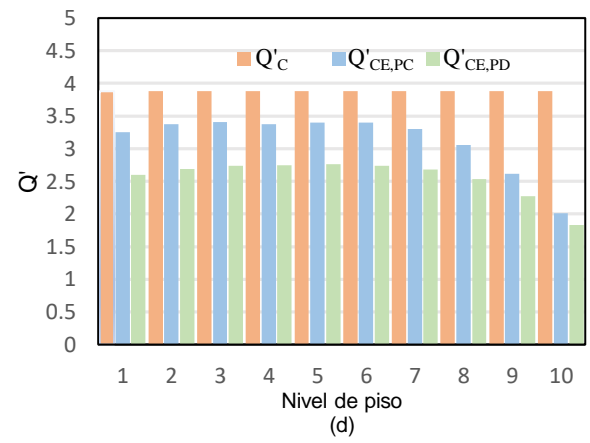
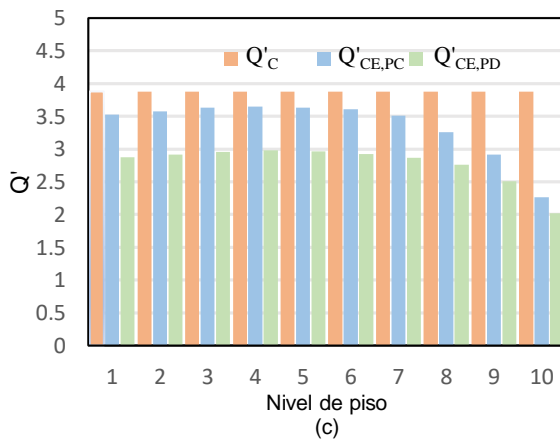
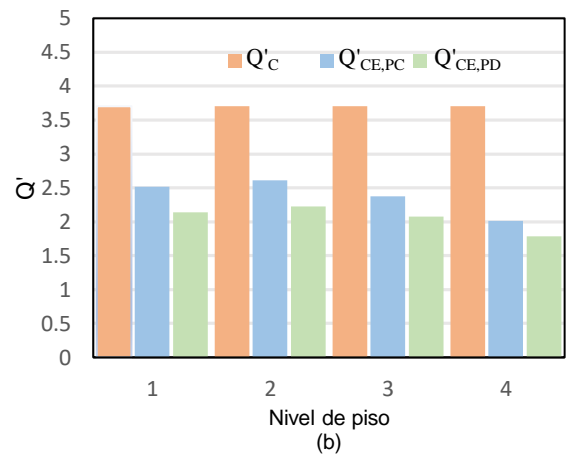
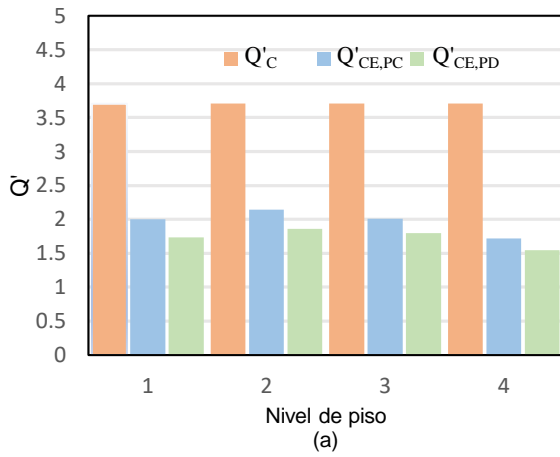
$T_a=0.35$ y $T_b=1.38$ son los periodos característicos de la meseta espectral, datos tomados del SASID. T nos indica el periodo del marco y $p=1.22$ calculado con cómo se indica en el código RCDF del capítulo 3, ecuación 3.1.3. Después de sustituir estos valores el parámetro Q'_C resultó ser 3.70,3.87,3.90 y 3.95 para los Modelos M4, M10, M15 y M20, respectivamente.

8.1 Cortante de entrepiso

Los valores especificados en el código y los valores numéricos del factor de reducción para cortantes de entrepiso se presentan en las Figs. 34; se observa que los gráficos son bastante similares para las direcciones NS y EO. Se puede observar que, para el caso del Modelo M4, los valores de $Q'_{CE,PC}$ y $Q'_{CE,PD}$ son casi constantes para los pisos 1 a 3, pero menores que Q'_C . La máxima diferencia que resulta entre los especificados en el código y los resultados numéricos ocurre para el piso superior; valores de Q'_C , $Q'_{CE,PC}$ y $Q'_{CE,PD}$ son 3.70, 1.72 y 1.55, respectivamente.

Para los modelos M10 y M15, excepto para los dos últimos pisos, los factores de reducción numéricos son esencialmente constantes a lo largo de la altura de los modelos. Como para el caso del Modelo M4, Q'_C es mayor que $Q'_{CE,PC}$ y $Q'_{CE,PD}$ pero las diferencias son ahora mucho menores. La diferencia máxima se produce en el piso superior; en el caso del modelo M10, los valores de Q'_C , $Q'_{CE,PC}$ y $Q'_{CE,PD}$ son 3.88, 2.27 y 2.02, respectivamente. Los valores correspondientes para el modelo M15 son 3.91, 1.84 y 1.65.

Los resultados obtenidos para los tres primeros modelos se asemejan a los del modelo M20 en el sentido de que, salvo en los pisos superiores, los factores de reducción numéricos son esencialmente constantes a través de la altura del modelo. Sin embargo, a diferencia de los otros modelos, para el Modelo M20, los valores de $Q'_{CE,PC}$ pueden ser mayores que los especificados en el código para muchos pisos (ejemplo, 4.20 contra 3.95). La máxima diferencia observada se da en el piso superior, donde los valores de Q'_C , $Q'_{CE,PC}$ y $Q'_{CE,PD}$ son 3.95, 2.09 y 2.83, respectivamente.



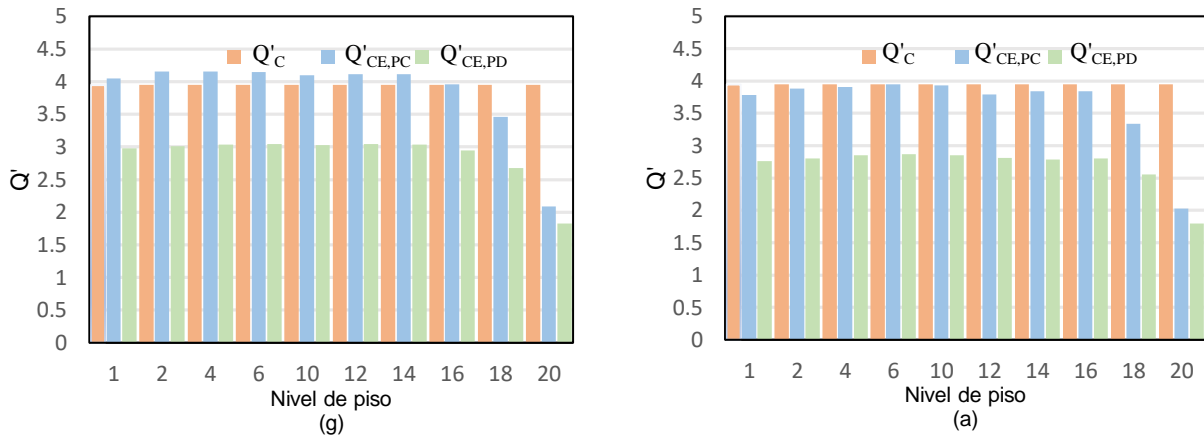
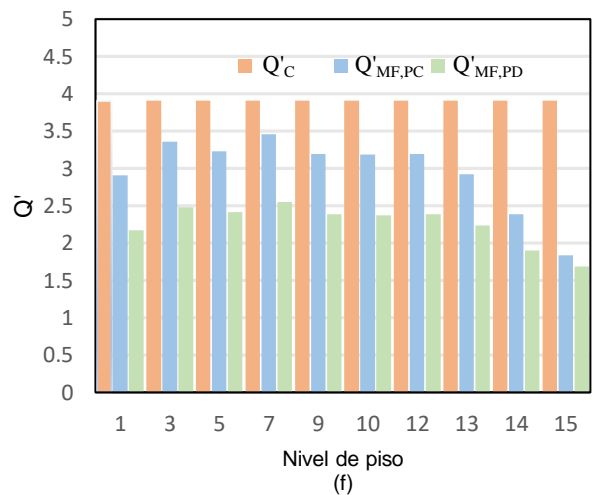
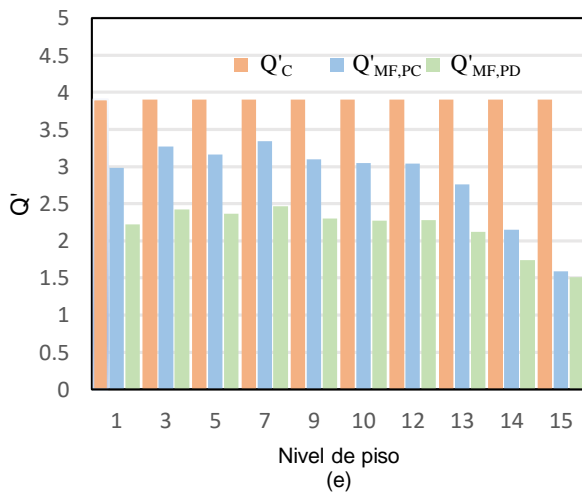
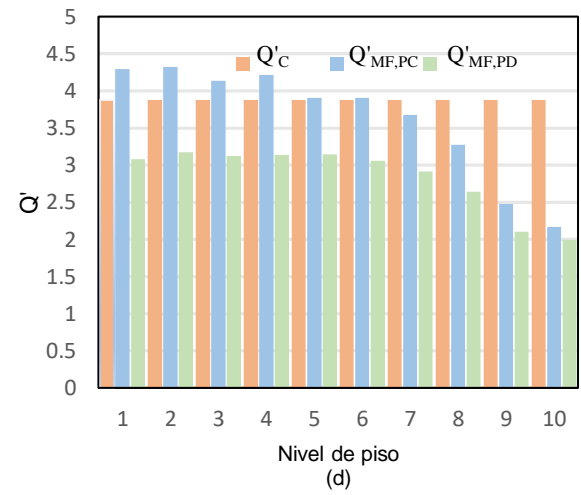
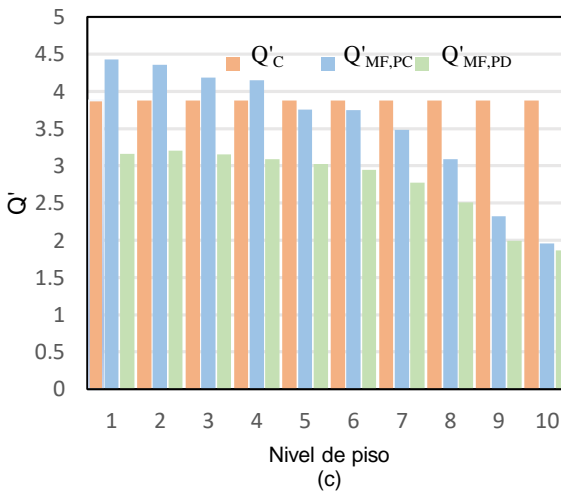
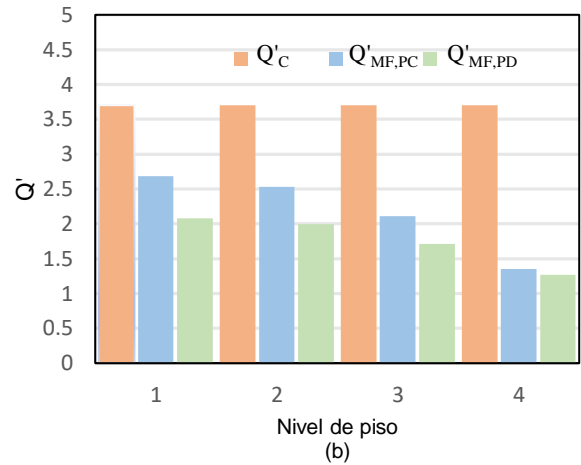
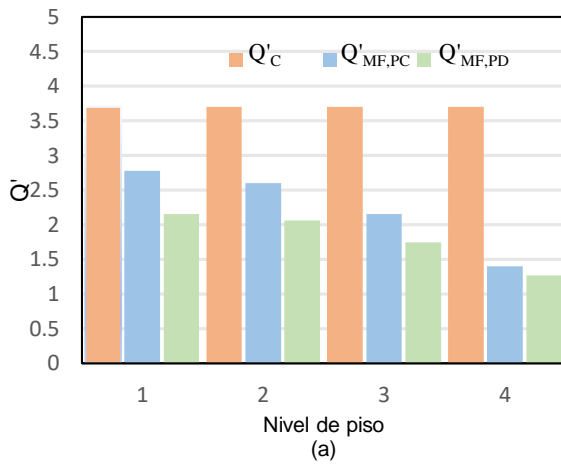


Fig. 34 Valores de Q'_c , $Q'_{ce,pc}$ y $Q'_{ce,pd}$ (a), (c), (e) y (g) \rightarrow direcci3n NS para M4, M10, M15 y M20; (b), (d), (f) y (h) \rightarrow direcci3n EO para M4, M10, M15 y M20.

8.2 Momento flexionante

Los factores de reducci3n num3ricos para momentos flexionantes ($Q'_{mf,pc}$ y $Q'_{mf,pd}$) en vigas se comparan con Q'_c en las Figs. 35 y 36 para la direcci3n NS y EO, respectivamente. La comparaci3n correspondiente para momentos flexionantes en columnas se realiza en las Figs. 37 y 38. Muchas de las observaciones realizadas para cortantes de entrepiso se aplican al caso de los momentos flexionantes en vigas en el sentido de que los resultados son similares para las direcciones NS y EO y que los valores de $Q'_{mf,pc}$ son mayores que los de $Q'_{mf,pd}$ en todos los casos. Adem3s, para los modelos M4 y M15, Q'_c puede ser significativamente mayor que $Q'_{mf,pc}$ y $Q'_{mf,pd}$, en particular para el piso superior; para el modelo M4 los valores son 3.70, 1.40 y 1.27, respectivamente; los factores de reducci3n correspondientes para el modelo M15 son 3.91, 1.59 y 1.51. Para los modelos M10 y M20, en cambio, Q'_c es inferior a $Q'_{mf,pc}$ en muchos casos; por ejemplo, para el primer piso del modelo M10 y la direcci3n NS, sus valores son 3.88 y 4.43, respectivamente.



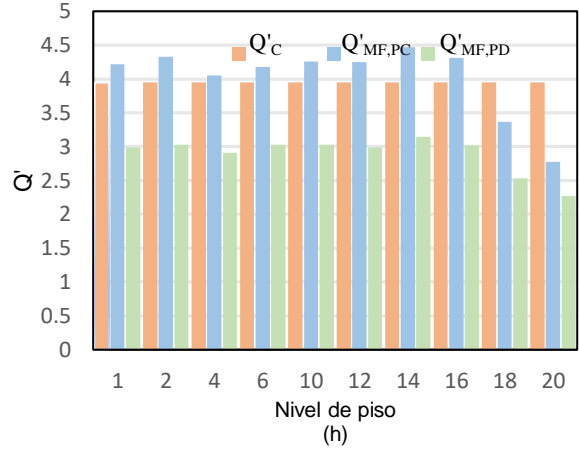
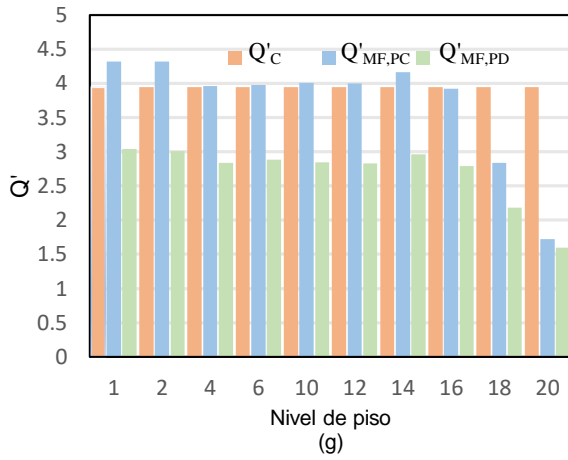
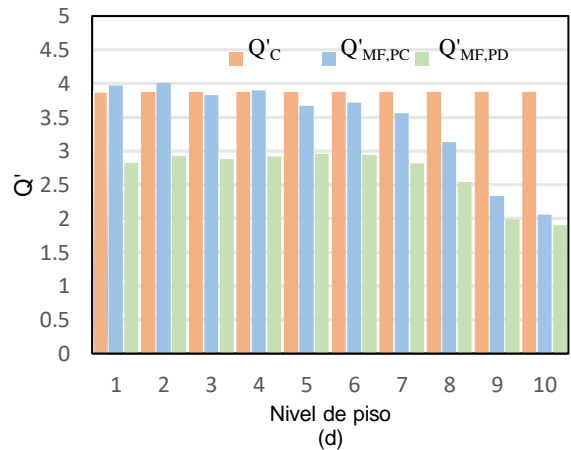
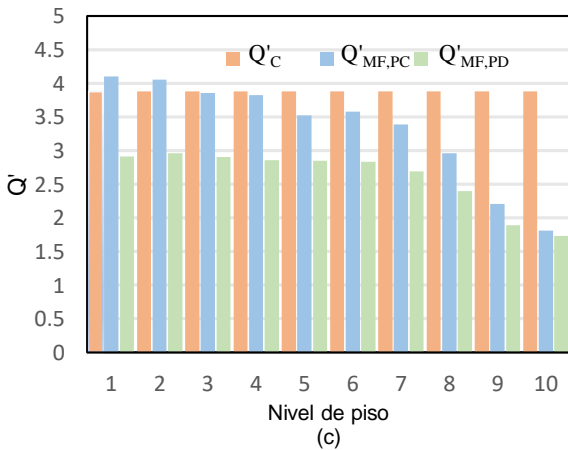
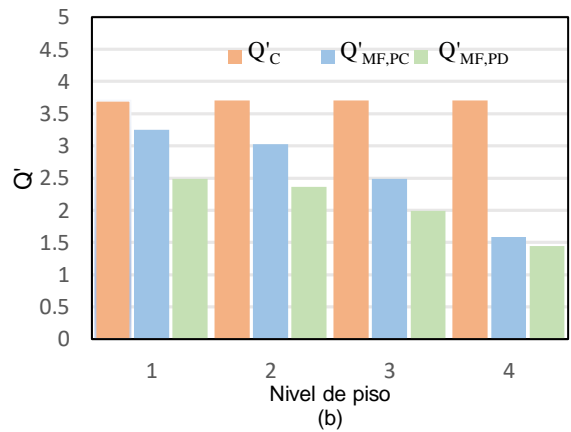
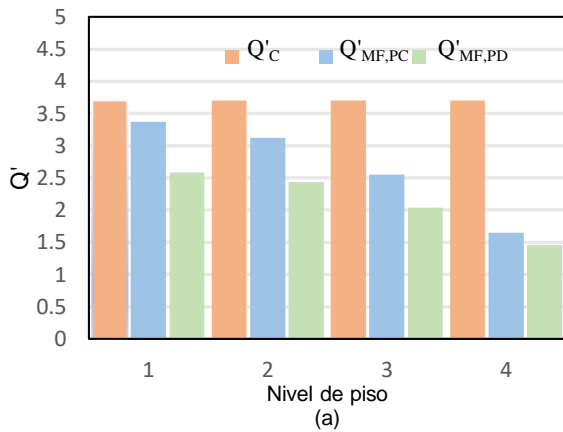


Fig. 35. Valores de Q'_C , $Q'_{MF,PC}$, y $Q'_{MF,PD}$, vigas dirección NS: (a), (c), (e) y (g)→exterior para M4, M10, M15 y M20; (b), (d), (f) y (h)→interior para M4, M10, M15 y M20.



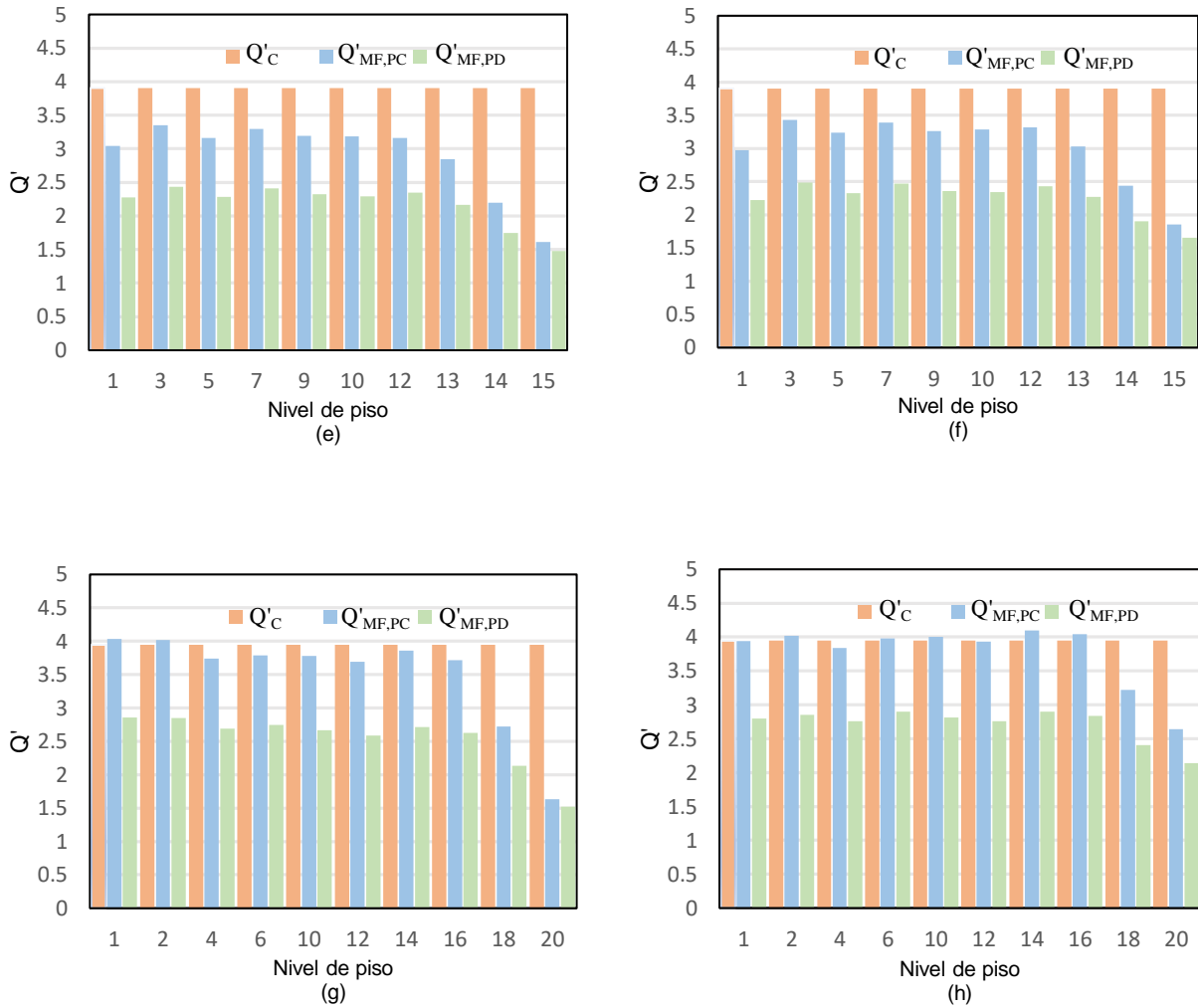
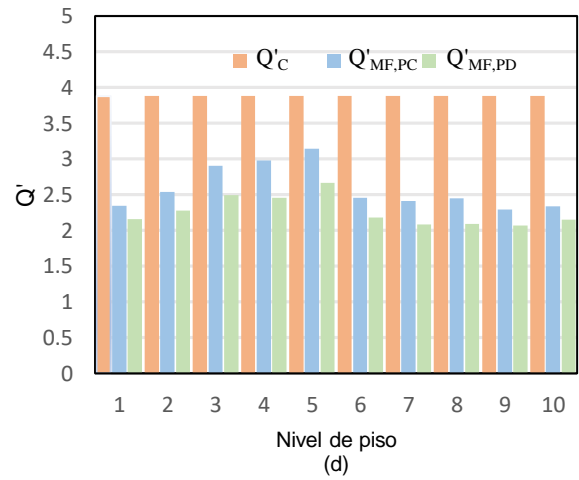
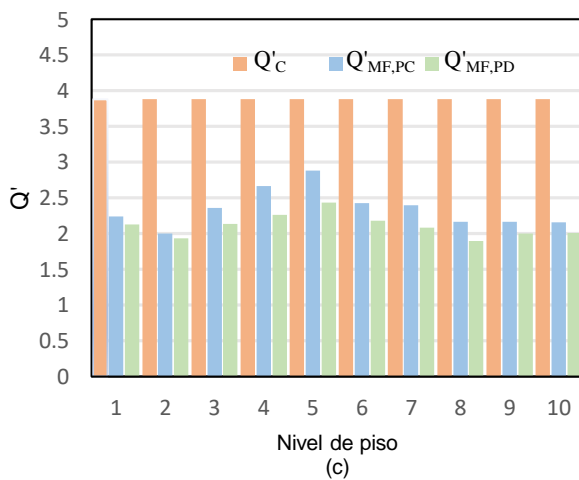
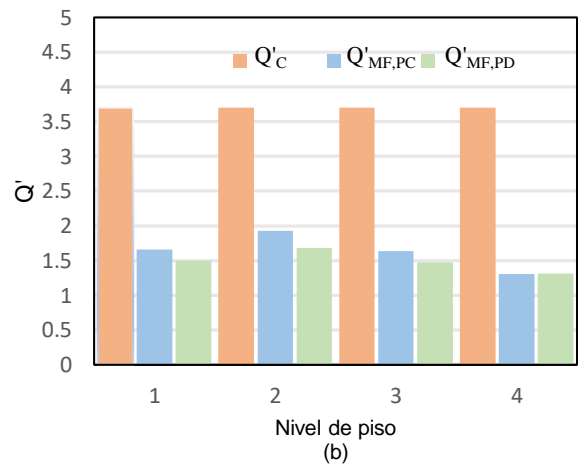
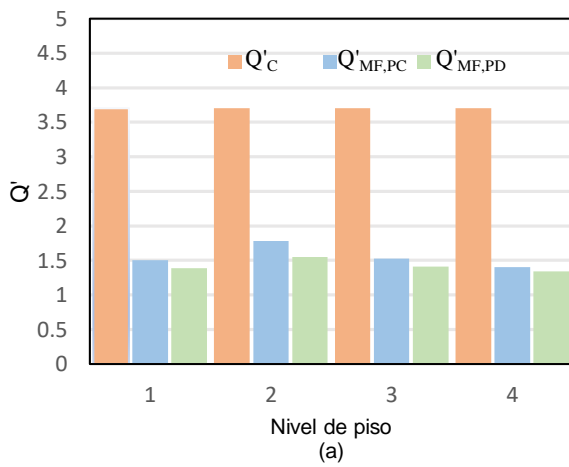


Fig. 36. Valores de Q'_C , $Q'_{MF,PC}$, y $Q'_{MF,PD}$, vigas dirección EO: (a), (c), (e) y (g)→exterior para M4, M10, M15 y M20; (b), (d), (f) y (h)→interior para M4, M10, M15 y M20.

Los factores de reducción para el caso de momentos flexionantes en columnas son bastante diferentes a los de las vigas, en el sentido de que los factores de reducción numéricos no sólo son menores que los del código, sino que son mucho menores para todos los pisos. Además, a diferencia de los momentos flexionantes en vigas, la mayor diferencia entre el código y los

valores numéricos puede no producirse en los pisos superiores. Para el Modelo M4 la mayor diferencia ocurre para el piso superior; los valores de Q'_C , $Q'_{MF,PC}$ y $Q'_{MF,PD}$ son 3.70, 1.31 y 1.31, respectivamente. Los valores correspondientes son 3.88, 1.84 y 1.77 (segundo piso); 3.91, 1.65 y 1.51 (décimo piso); y 3.95, 1.65 y 1.52 (piso superior), para los modelos M10, M15 y M20, respectivamente.



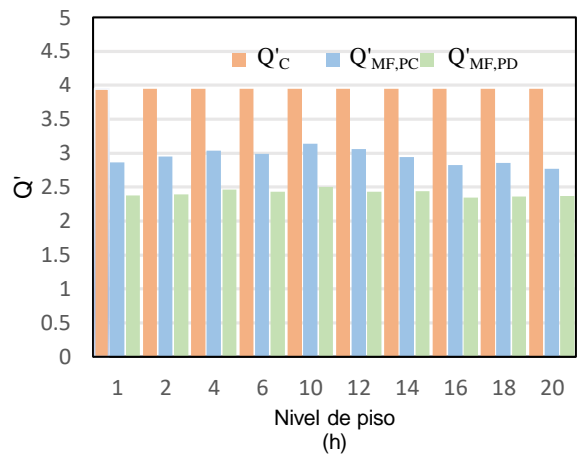
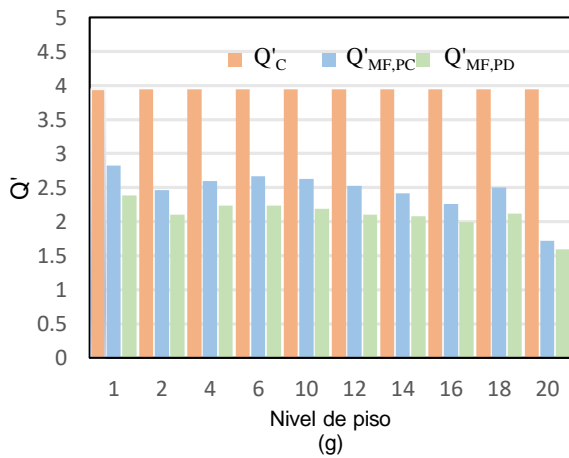
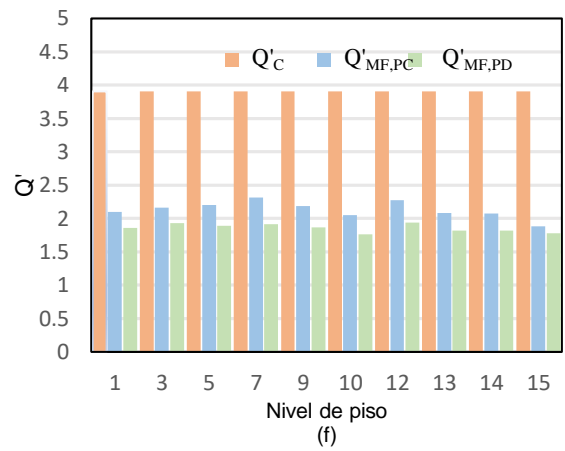
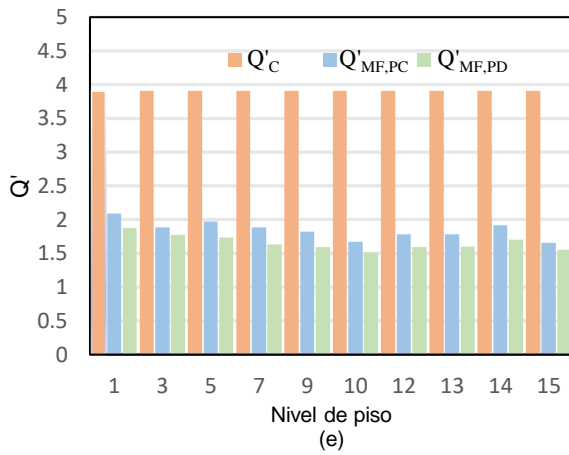
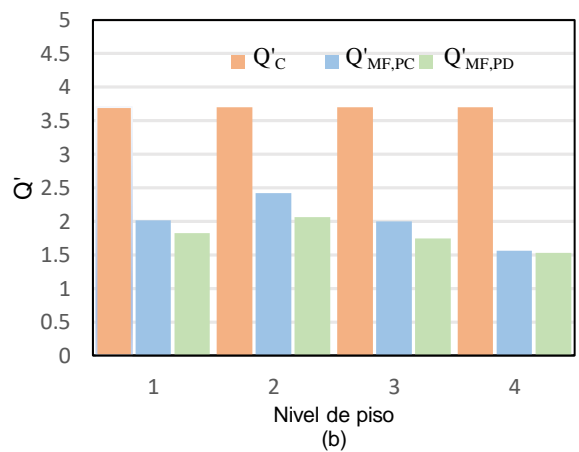
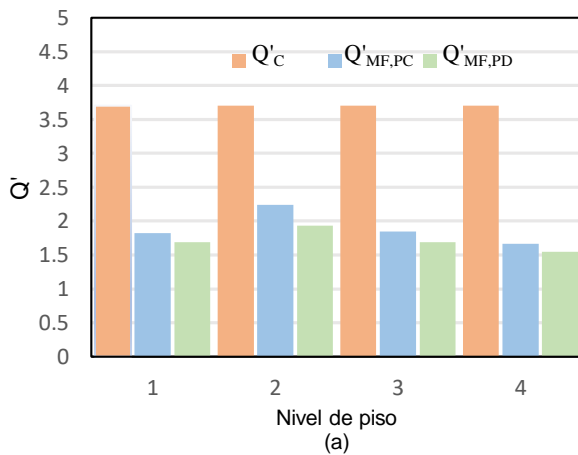


Fig. 37. Valores de Q'_C , $Q'_{MF,PC}$, y $Q'_{MF,PD}$, columnas dirección NS: (a), (c), (e) y (g)→exterior para M4, M10, M15 y M20; (b), (d), (f) y (h)→interior para M4, M10, M15 y M20.



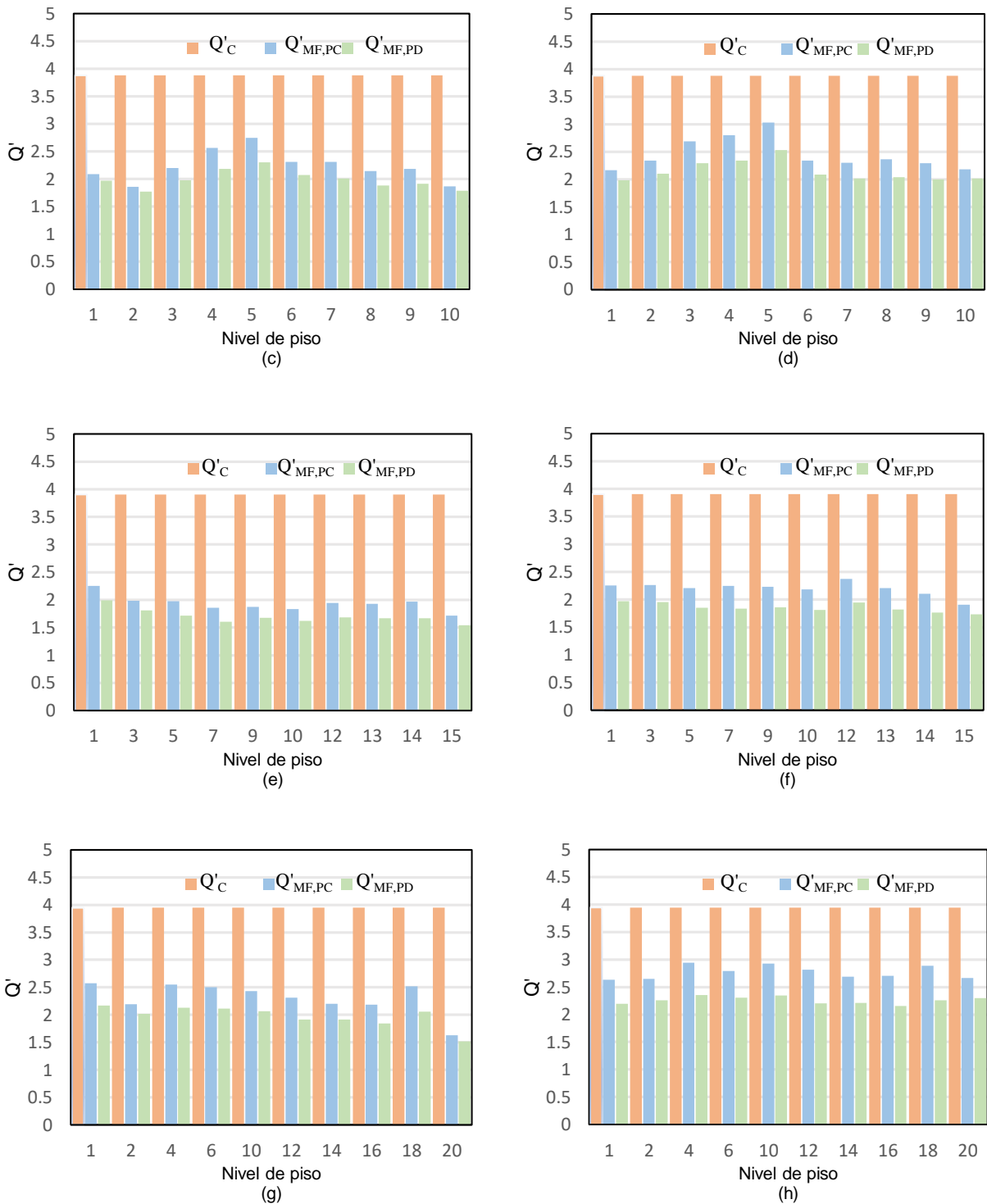
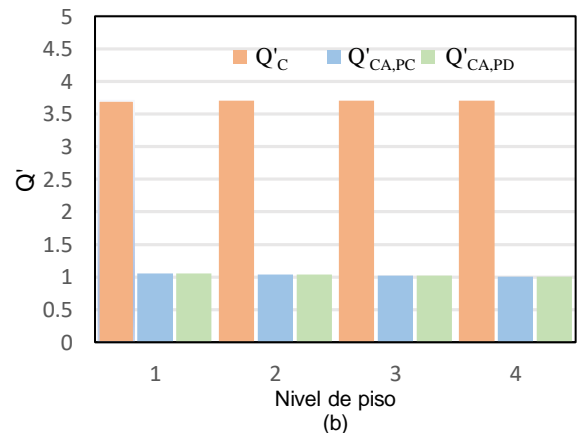
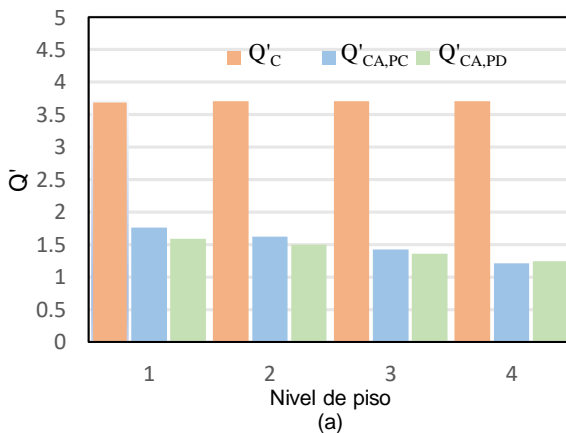


Fig. 38. Valores de Q'_C , $Q'_{MF,PC}$, y $Q'_{MF,PD}$, columnas dirección EO: (a), (c), (e) y (g)→exterior para M4, M10, M15 y M20; (b), (d), (f) y (h)→interior para M4, M10, M15 y M20.

8.3 Carga axial

Los factores de reducción para cargas axiales en columnas pueden verse en las Figs. 39 y 40, para las direcciones NS y EO, respectivamente. Para las columnas exteriores, se observa que, como en el caso de los cortantes de entrepiso y momentos flexionantes en columnas, los factores de reducción son bastante similares para las direcciones NS y EO y los factores de reducción del código son mayores en todos los casos que los numéricos. Sin embargo, para cualquiera de los modelos, a diferencia del caso de $Q'_{CE,PC}$ y $Q'_{MF,PD}$ los valores de $Q'_{CA,PC}$ y $Q'_{CA,PD}$ disminuyen monótonicamente a través de la altura del modelo. En cuanto al momento flexionante en columnas, se observan diferencias significativas entre los factores de reducción del código y los numéricos. Las diferencias máximas se dan para el piso superior; para el modelo M4 los valores de Q'_C , $Q'_{MF,PC}$ y $Q'_{MF,PD}$ son 3.70, 1.21 y 1.24, respectivamente. Los conjuntos de valores correspondientes son 3.88, 1.58 y 1.52; 3.91, 1.42 y 1.36; y 3.95, 1.65 y 1.52, para los modelos M10, M15 y M20, respectivamente.

A diferencia de los resultados para las columnas exteriores, los valores de $Q'_{CA,PC}$ y $Q'_{CA,PD}$ son casi constantes a lo largo de la altura del edificio para el caso de las columnas interiores, siendo las diferencias con respecto a los factores de reducción del código mayores que de las columnas exteriores. Además, para un modelo determinado, las magnitudes de $Q'_{CA,PC}$ y $Q'_{CA,PD}$ están próximas entre sí; son aproximadamente 1.05, 1.12, 1.08 y 1.30 para los modelos M4, M10, M15 y M20, respectivamente.



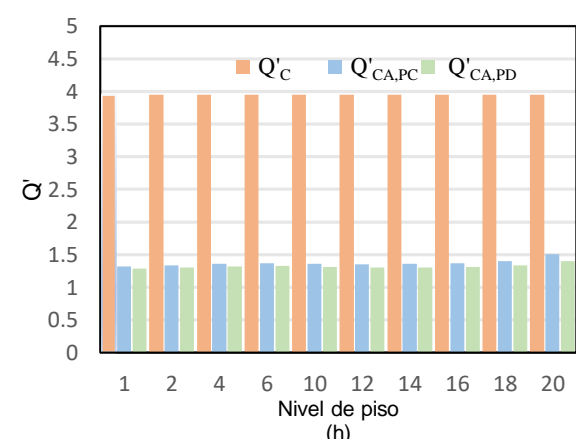
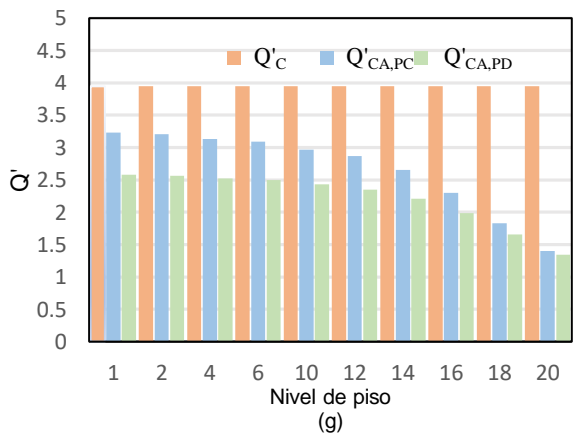
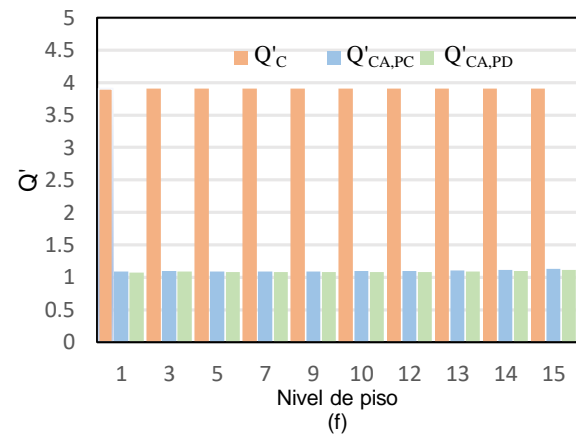
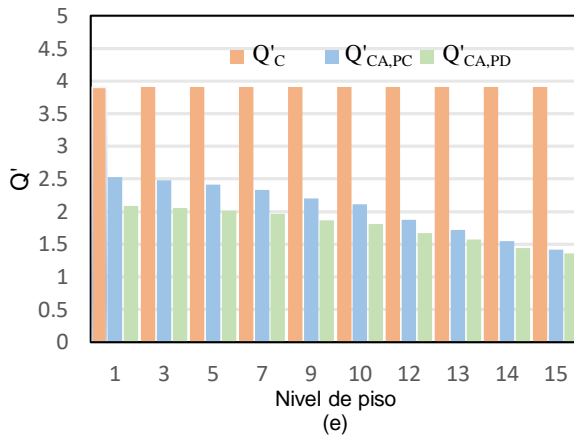
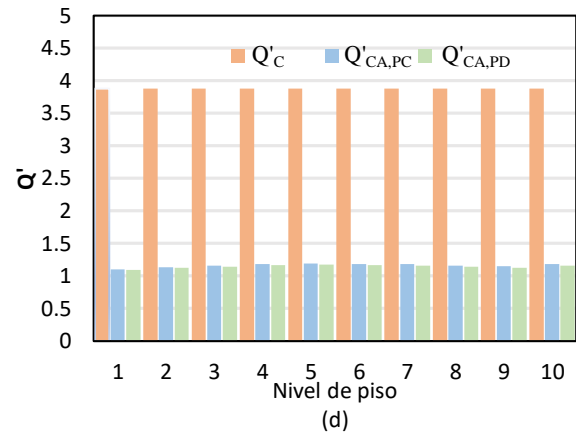
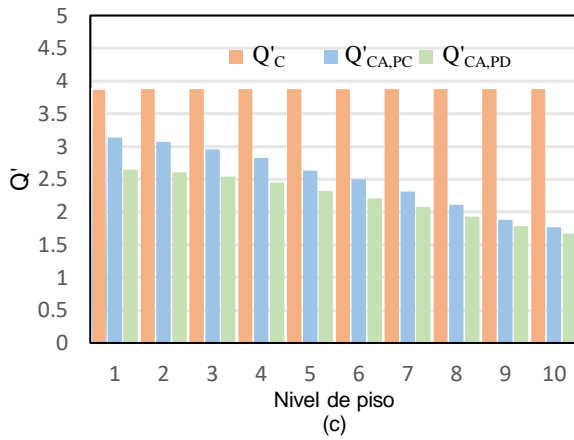
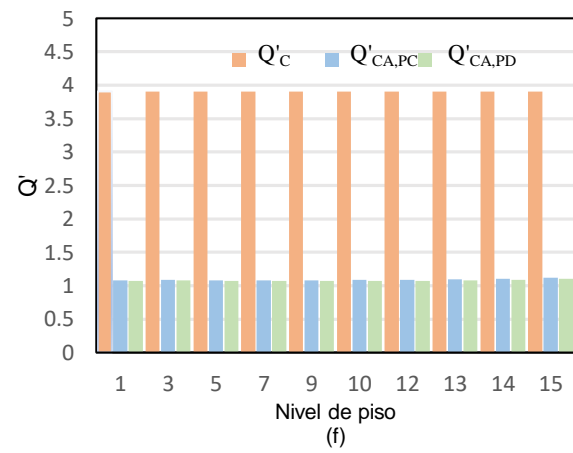
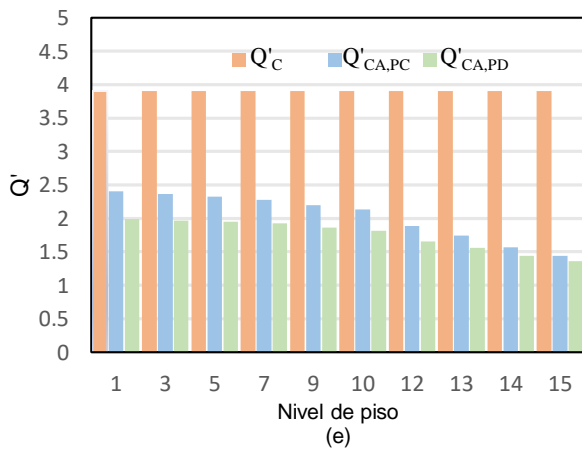
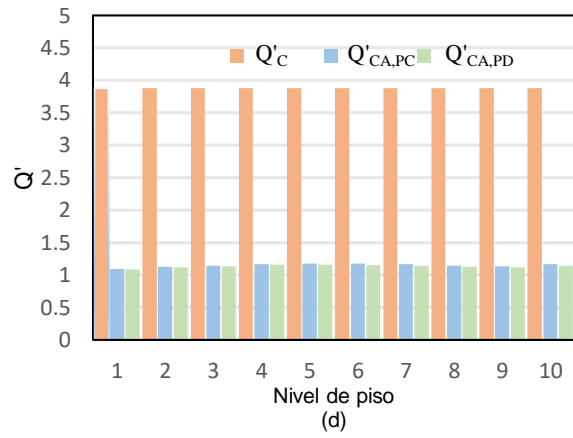
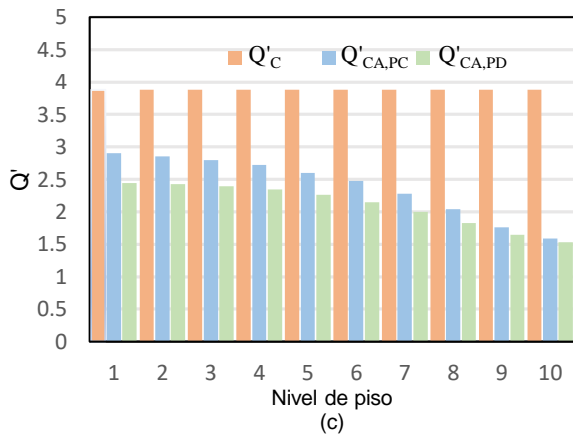
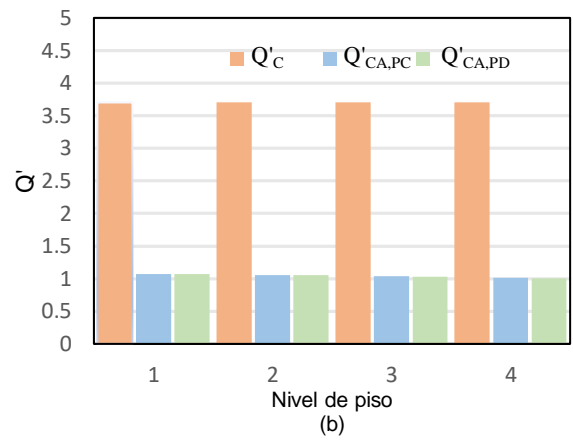
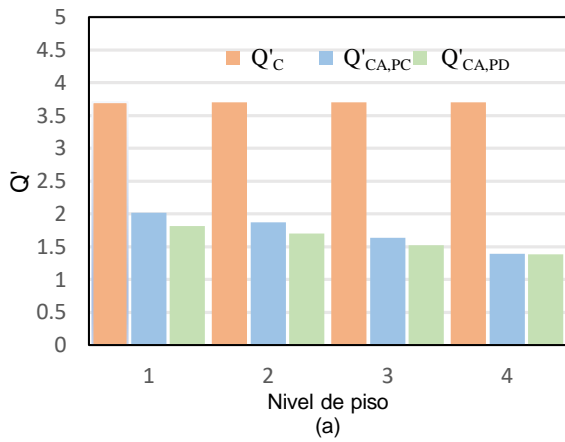


Fig. 39. Valores de Q'_C , $Q'_{CA,PC}$, y $Q'_{CA,PD}$, columnas dirección NS: (a), (c), (e) y (g)→exterior para M4, M10, M15 y M20; (b), (d), (f) y (h)→interior para M4, M10, M15 y M20.



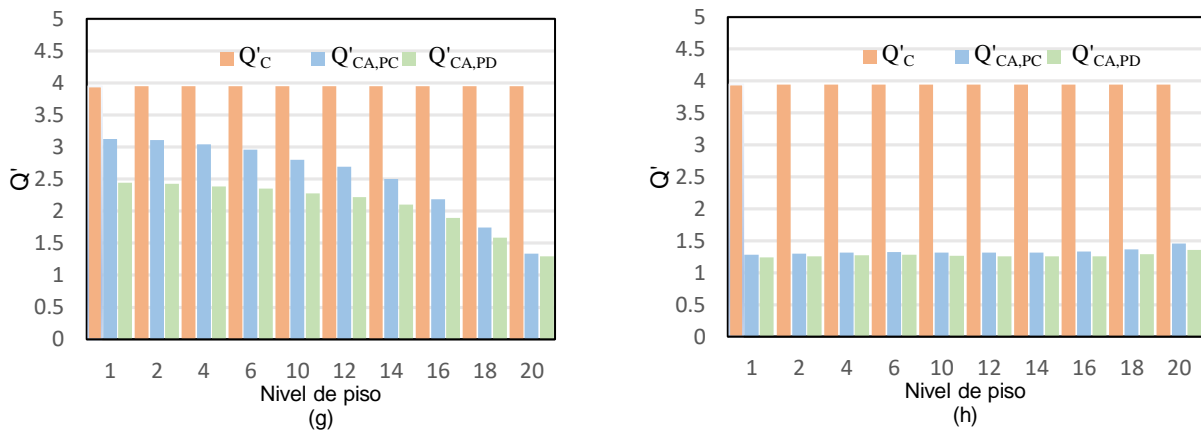


Fig. 40. Valores de Q'_c , $Q'_{CA,PC}$, y $Q'_{CA,PD}$, columnas dirección EO: (a), (c), (e) y (g)→exterior para M4, M10, M15 y M20; (b), (d), (f) y (h)→interior para M4, M10, M15 y M20.

Los resultados presentados en las secciones 8.1 a 8.3 indican claramente que la magnitud del factor de reducción por comportamiento sísmico especificado en el RCDF, dependiendo del parámetro considerado, la altura del modelo, la ubicación del miembro estructural considerado y la formulación no lineal adoptada en los análisis, puede ser mayor, mucho mayor o similar a los calculados numéricamente. Sin embargo, los casos "mayor" o "mucho mayor" se aplican en el caso general. La razón de esto es, en parte, que los factores de reducción fueron derivados usando sistemas de un grado de libertad en donde la energía disipada es sobreestimada lo que conlleva a la obtención de valores grandes del factor de reducción. esto implica que la respuesta sísmica estimada de los procedimientos de Análisis Modal Estático y Dinámico dados el RCDF, son, en general, subestimadas, lo que puede llevar a diseños no conservadores. El nivel de subestimación es mayor si se utiliza la formulación PD en el análisis sísmico. La subestimación es mayor en los pisos superiores. Las subestimaciones máximas se observan para los casos de momentos flexionantes en columnas y cargas axiales en columnas interiores, donde la reducción especificada en el código es superior al doble y superior al triple de las calculadas numéricamente, respectivamente.

9.CONCLUSIONES

En este trabajo se obtienen las respuestas sísmicas lineales y no lineales, usando Análisis dinámico no lineal paso a paso, de varios marcos de acero resistentes a momento modelados como sistemas complejos de varios grados de libertad (VGL) diseñados de acuerdo al RCDF, en términos de varios parámetros globales y locales, asumiendo plasticidad concentrada (PC) primero y plasticidad distribuida (PD) después, con el objetivo de evaluar la precisión de usar el modelo de PC y la magnitud del Factor de Reducción por comportamiento sísmico (Q_c) establecida en el reglamento. El Software OpenSees se usa para realizar las simulaciones numéricas requeridas. Cuatro modelos, con 4, 10, 15 y 20 niveles, diseñados en suelo firme, y veinte registros sísmicos, representativos de la sismicidad del lugar, se usan en el estudio. Las principales conclusiones son:

1. Los momentos flexionantes en vigas pueden subestimarse significativamente. Valores de subestimación promedio de hasta 30% se observan en algunos casos, aunque se tienen subestimaciones de hasta 40% para algunos registros sísmicos. Los momentos flexionantes en columnas también pueden ser subestimados. Aunque menores que en las vigas el nivel de subestimación es también considerable; el valor promedio de subestimación puede ser de hasta 22%.
2. Las cargas axiales en columnas y los cortantes de entrepiso también pueden subestimarse significativamente. En promedio, estos pueden subestimarse hasta en un 20% y 28%, respectivamente.
3. La razón de dicha subestimación consiste en que la energía disipada en los modelos se sobreestima al considerar la formulación PC. La implicación de esto es que al usar momentos flexionantes y cargas axiales menores que las reales puede resultar en diseños no conservadores.
4. En los Métodos simplificados de análisis sísmico (Método Estático Equivalente) o en el Análisis Dinámico Modal, implícitamente se asume que los cortantes de entrepiso, los momentos flexionantes en vigas y columnas, y cargas axiales en columnas, se reducen en la misma proporción. Los resultados de este estudio indican que la reducción no se da en la misma

proporción. En otras palabras, la reducción no es la misma, por ejemplo, para cortante de entepiso que para carga axial en columnas.

5. Además, los resultados muestran claramente que la magnitud del factor de Q_c es en general mayor, y en algunos casos mucho mayor, que los obtenidos numéricamente. La razón de esto es, en parte, que los factores de reducción fueron derivados usando sistemas de un grado de libertad en donde la energía disipada es sobreestimada, lo que conlleva a la obtención de valores grandes del factor de reducción.

6. La implicación de lo anterior es que las respuestas sísmicas estimadas según el RCDF son, en general, subestimadas, lo que puede llevar a diseños no conservadores. El nivel de subestimación es mayor si se utiliza la formulación PD. Las subestimaciones máximas se observan para los casos de momentos flexionantes en columnas y cargas axiales en columnas interiores, donde la reducción especificada en el código es mayor que doble y que el triple de las calculadas numéricamente, respectivamente.

7. Por lo anterior el uso del modelo PD y del Análisis dinámico no lineal paso a paso son altamente recomendados para estimar la respuesta sísmica del sistema estructural estudiado.

8. Es importante extender el estudio considerando otros parámetros como otros tipos de suelo y otros sistemas estructurales, para tratar de llegar a conclusiones más generales.

10. REFERENCIAS

- [1] "IBC, International Code Council, International Building Code, International Code Council, Falls Church, VA, USA." 2021.
- [2] "NBCC, Canadian Commission on Building and Fire Codes, National Building Code of Canada National Research Council, Ottawa, Canada." 2020.
- [3] "MFDC, Government of the Federal District, Complementary Technical Norms for Seismic Design, Mexico," 2017.
- [4] "EC, Committee European de Normalization, European Standard, Eurocode 8, Design of Structures for Earthquake Resistance." 2005.

- [5] W. F. Chen, Yoshiaki Goto, and J. Y. Richard Liew, *Stability Design of Semi-Rigid Frames*. New York, 1995.
- [6] L. Gao and A. Haldar, "Nonlinear Seismic Analysis of Space Structures with Partially Restrained Connections.," *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, vol. 10, no. 1, pp. 27–37, Jan. 1995, doi: 10.1111/j.1467-8667.1995.tb00383.x.
- [7] D. W. White, "Plastic-Hinge methods for advanced analysis of steel frames," *J Constr Steel Res*, vol. 24, no. 2, pp. 121–152, Jan. 1993, doi: 10.1016/0143-974X(93)90059-2.
- [8] R. D. Ziemian, W. McGuire, and G. G. Deierlein, "Inelastic Limit States Design. Part I: Planar Frame Studies," *Journal of Structural Engineering*, vol. 118, no. 9, pp. 2532–2549, Sep. 1992, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1992)118:9(2532).
- [9] M. J. Clarke, *Advanced Analysis of Steel Frame, Plastic Zone Analysis of Frames*. Boca Raton: CRC Press Taylor & Francis Group, 1994.
- [10] E. Spacone, F. C. Filippou, y F. F. Taucer, "Fibre beam-column model for non-linear analysis of r/c frames: part 1. formulation," *Earthq Eng Struct Dyn*, vol. 25, no. 7, pp. 711–725, Jul. 1996, doi: 10.1002/(SICI)1096-9845(199607)25:7<711::AID-EQE576>3.0.CO;2-9.
- [11] M. Terrenzi, E. Spacone, and G. Camata, "Comparison Between Phenomenological and Fiber-Section Non-linear Models," *Front Built Environ*, vol. 6, Apr. 2020, doi: 10.3389/fbuil.2020.00038.
- [12] R. W. Clough, K. L. Benuska, and E. L. Wilson, "Inelastic earthquake response of tall buildings. Inelastic Earthquake Response of Tall Buildings." 1965.
- [13] S. Lai, G. T. Will, and S. Otani, "Model for Inelastic Biaxial Bending of Concrete Members," *Journal of Structural Engineering*, vol. 110, no. 11, pp. 2563–2584, Nov. 1984, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1984)110:11(2563).
- [14] G. H. Powell and P. F. Chen, "3D Beam-Column Element with Generalized Plastic Hinges," *J Eng Mech*, vol. 112, no. 7, pp. 627–641, Jul. 1986, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399(1986)112:7(627).
- [15] W. S. King, D. W. White, and W. F. Chen, "Second-Order Inelastic Analysis Methods for Steel-Frame Design," *Journal of Structural Engineering*, vol. 118, no. 2, pp. 408–428, Feb. 1992, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1992)118:2(408).
- [16] J. Y. R. Liew, D. W. White, and W. F. Chen, "Second-Order Refined Plastic-Hinge Analysis for Frame Design. Part I," *Journal of Structural Engineering*, vol. 119, no. 11, pp. 3196–3216, Nov. 1993, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1993)119:11(3196).
- [17] M. A. Dides and J. C. de la Llera, "A comparative study of concentrated plasticity models in dynamic analysis of building structures," *Earthq Eng Struct Dyn*, vol. 34, no. 8, pp. 1005–1026, Jul. 2005, doi: 10.1002/eqe.468.

- [18] A. Reyes-Salazar, A. López-Barraza, A. López-López, and A. Haldar, "Multi-Component Seismic Response Analysis – A Critical Review," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 12, no. 5, pp. 779–799, Jun. 2008, doi: 10.1080/13632460701672979.
- [19] A. Reyes-Salazar, M. E. Soto-Lopez, E. Bojorquez-Mora, and A. Lopez-Barraza, "Effect of modeling assumptions on the seismic behavior of steel buildings with perimeter moment frames," *Structural Engineering and Mechanics*, vol. 41, no. 2, pp. 183–204, Jan. 2012, doi: 10.12989/sem.2012.41.2.183.
- [20] H. Bechtoula, S. Kono, F. Watanabe, Y. Mehani, A. Kibboua, and M. Naili, "Performance of HSC columns under severe cyclic loading," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 13, no. 2, pp. 503–538, Feb. 2015, doi: 10.1007/s10518-014-9617-x.
- [21] S. Otani, "Inelastic Analysis of R/C Frame Structures," *Journal of the Structural Division*, vol. 100, no. 7, pp. 1433–1449, Jul. 1974, doi: 10.1061/JSDEAG.0003821.
- [22] Z. P. Bažant and P. D. Bhat, "Prediction of Hysteresis of Reinforced Concrete Members," *Journal of the Structural Division*, vol. 103, no. 1, pp. 153–167, Jan. 1977, doi: 10.1061/JSDEAG.0004524.
- [23] S. Kaba and S. Mahin, "Refined modeling of reinforced concrete columns for seismic analysis." Apr. 01, 1984.
- [24] H. Abou-Elfath, "Simplified fiber beam-column model for inelastic analysis of moment-resisting steel frames," *Alexandria Engineering Journal*, vol. 57, no. 4, pp. 2865–2877, Dec. 2018, doi: 10.1016/j.aej.2018.02.001.
- [25] F. Liang, H. Chen, and M. Huang, "Accuracy of three-dimensional seismic ground response analysis in time domain using nonlinear numerical simulations," *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, vol. 16, no. 3, pp. 487–498, Jul. 2017, doi: 10.1007/s11803-017-0401-1.
- [26] M. Farahi and S. Erfani, "Employing a fiber-based finite-length plastic hinge model for representing the cyclic and seismic behaviour of hollow steel columns," *Steel and Composite Structures*, vol. 23, no. 5, pp. 501–516, Apr. 2017, doi: 10.12989/scs.2017.23.5.501.
- [27] M. R. Attalla, G. G. Deierlein, and W. McGuire, "Spread of Plasticity: Quasi-Plastic-Hinge Approach," *Journal of Structural Engineering*, vol. 120, no. 8, pp. 2451–2473, Aug. 1994, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1994)120:8(2451).
- [28] P. Avery and M. Mahendran, "Distributed plasticity analysis of steel frame structures comprising non-compact sections," *Eng Struct*, vol. 22, no. 8, pp. 901–919, Jun. 2000, doi: 10.1016/S0141-0296(99)00038-3.
- [29] L.-J. Leu and C.-H. Tsou, "Second-order analysis of planar steel frames considering the effect of spread of plasticity," *Structural Engineering and Mechanics*, vol. 11, no. 4, pp. 423–442, Apr. 2001, doi: 10.12989/sem.2001.11.4.423.

- [30] F. Mazza, "A distributed plasticity model to simulate the biaxial behaviour in the nonlinear analysis of spatial framed structures," *Comput Struct*, vol. 135, pp. 141–154, Apr. 2014, doi: 10.1016/j.compstruc.2014.01.018.
- [31] Y. S. Chen, B. Wu, and T. L. Pan, "A novel sectional constitutive model for beam-column element," *Engineering Review*, vol. 36, pp. 41–52, 2016.
- [32] N. Mohammadgholibeyki and M. Banazadeh, "The Effects of Viscous Damping Modeling Methods on Seismic Performance of RC Moment Frames Using Different Nonlinear Formulations," *Structures*, vol. 15, pp. 232–243, Aug. 2018, doi: 10.1016/j.istruc.2018.07.009.
- [33] M. Farahi and S. Erfani, "Efficiency of employing fiber-based finite-length plastic hinges in simulating the cyclic and seismic behavior of steel hollow columns compared with other common modelling approaches," *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, vol. 18, no. 4, pp. 777–794, Oct. 2019, doi: 10.1007/s11803-019-0536-3.
- [34] O. Yapıcı, A. N. Gündüz, and C. Aksoylar, "Experimental and numerical investigation of material non-linearity in steel elements under different loading protocols," *Structures*, vol. 20, pp. 74–87, Aug. 2019, doi: 10.1016/j.istruc.2019.03.003.
- [35] Y. Jiang, A. Silva, L. Macedo, J. M. Castro, R. Monteiro, and T.-M. Chan, "Concentrated-plasticity modelling of circular concrete-filled steel tubular members under flexure," *Structures*, vol. 21, pp. 156–166, Oct. 2019, doi: 10.1016/j.istruc.2019.01.023.
- [36] E. Bruschi, P. M. Calvi, and V. Quaglini, "Concentrated plasticity modelling of RC frames in time-history analyses," *Eng Struct*, vol. 243, p. 112716, Sep. 2021, doi: 10.1016/j.engstruct.2021.112716.
- [37] W. F. Chen, Goto Y., and Richard Liew J.Y., "Stability Design of Semi-Rigid Frames." John Wiley and Sons, New York. , 1996.
- [38] M. Inel and H. B. Ozmen, "Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings," *Eng Struct*, vol. 28, no. 11, pp. 1494–1502, Sep. 2006, doi: 10.1016/j.engstruct.2006.01.017.
- [39] Alireza Rahai and S. Fallah Nafari, "A comparison between lumped and distributed plasticity approaches in the pushover analysis results of a pc frame bridge," *International Journal of Civil Engineering 11(4A):217-225 Authors:*, vol. 11, no. 4A, pp. 217–225, Dec. 2013.
- [40] P.-C. Nguyen and S.-E. Kim, "Distributed plasticity approach for time-history analysis of steel frames including nonlinear connections," *J Constr Steel Res*, vol. 100, pp. 36–49, Sep. 2014, doi: 10.1016/j.jcsr.2014.04.012.
- [41] M. Izadpanaha and A. Habibi, "Evaluating the spread plasticity model of IDARC for inelastic analysis of reinforced concrete frames," *Structural Engineering and Mechanics*, vol. 56, no. 2, pp. 169–188, Oct. 2015, doi: 10.12989/sem.2015.56.2.169.

- [42] A. Moshref, M. Tehranizadeh, and M. Khanmohammadi, "Investigation of the reliability of nonlinear modeling approaches to capture the residual displacements of RC columns under seismic loading," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 13, no. 8, pp. 2327–2345, Aug. 2015, doi: 10.1007/s10518-014-9718-6.
- [43] R. Allahvirdizadeh and Y. Gholipour, "Reliability evaluation of predicted structural performances using nonlinear static analysis," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 15, no. 5, pp. 2129–2148, May 2017, doi: 10.1007/s10518-016-0062-x.
- [44] A. Greco, F. Cannizzaro, and A. Pluchino, "A novel procedure for the assessment of the seismic performance of frame structures by means of limit analysis," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 18, no. 9, pp. 4363–4386, Jul. 2020, doi: 10.1007/s10518-020-00859-3.
- [45] F. Kazemi, M. Miari, and R. Jankowski, "Investigating the effects of structural pounding on the seismic performance of adjacent RC and steel MRFs," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 19, no. 1, pp. 317–343, Jan. 2021, doi: 10.1007/s10518-020-00985-y.
- [46] N. Gremer, C. Adam, and T. Furtmüller, "Effect of damping model and inelastic deformation on the prediction of vertical seismic acceleration demand on steel frames," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 21, no. 1, pp. 207–235, Jan. 2023, doi: 10.1007/s10518-022-01530-9.
- [47] "ATC-3-06. Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings ," 1978.
- [48] Newmark N. and Hall W., " Earthquake Spectra and Design, California, United States of America. Earthquake Engineering Research Institute. ." 1982.
- [49] A. H. Hadjian, "An evaluation of the ductility reduction factor q in the 1976 regulations for the federal district of Mexico," *Earthq Eng Struct Dyn*, vol. 18, no. 2, pp. 217–231, Feb. 1989, doi: 10.1002/eqe.4290180207.
- [50] B. Borzi and A. S. Elnashai, "Refined force reduction factors for seismic design," *Eng Struct*, vol. 22, no. 10, pp. 1244–1260, Oct. 2000, doi: 10.1016/S0141-0296(99)00075-9.
- [51] L. Sanchez-Ricart, "Reduction factors in seismic codes: on the components to be taken into account for design purposes," *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, vol. 4, no. 4, pp. 208–229, Dec. 2010, doi: 10.1080/17499511003676671.
- [52] C. Julián, H.-B. Hugo, and R.-F. Astrid, "Analysis of the Earthquake-Resistant Design Approach for Buildings in Mexico," *Ingeniería, Investigación y Tecnología*, vol. 15, no. 1, pp. 151–162, Jan. 2014, doi: 10.1016/S1405-7743(15)30013-5.
- [53] E. Miranda and V. V. Bertero, "Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design," *Earthquake Spectra*, vol. 10, no. 2, pp. 357–379, May 1994, doi: 10.1193/1.1585778.

- [54] M. Ordaz and L. E. Pérez-Rocha, "Estimation of strength-reduction factors for elastoplastic systems: a new approach," *Earthq Eng Struct Dyn*, vol. 27, no. 9, pp. 889–901, Sep. 1998, doi: 10.1002/(SICI)1096-9845(199809)27:9<889::AID-EQE755>3.0.CO;2-W.
- [55] D. ARROYO-ESPINOZA and A. TERAN-GILMORE, "STRENGTH REDUCTION FACTORS FOR DUCTILE STRUCTURES WITH PASSIVE ENERGY DISSIPATING DEVICES," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 7, no. 2, pp. 297–325, Apr. 2003, doi: 10.1080/13632460309350450.
- [56] R. Levy, A. Rutenberg, and Kh. Qadi, "Equivalent linearization applied to earthquake excitations and the relationships," *Eng Struct*, vol. 28, no. 2, pp. 216–228, Jan. 2006, doi: 10.1016/j.engstruct.2005.07.004.
- [57] D. Karmakar and V. K. Gupta, "A parametric study of strength reduction factors for elasto-plastic oscillators," *Sadhana*, vol. 31, no. 4, pp. 343–357, Aug. 2006, doi: 10.1007/BF02716781.
- [58] A. Ayoub and M. Chenouda, "Response spectra of degrading structural systems," *Eng Struct*, vol. 31, no. 7, pp. 1393–1402, Jul. 2009, doi: 10.1016/j.engstruct.2009.02.006.
- [59] R. Rupakhety and R. Sigbjörnsson, "A note on the L'Aquila earthquake of 6 April 2009: Permanent ground displacements obtained from strong-motion accelerograms," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 30, no. 4, pp. 215–220, Apr. 2010, doi: 10.1016/j.soildyn.2009.10.008.
- [60] M. Izadinia, M. A. Rahgozar, and O. Mohammadrezaei, "Response modification factor for steel moment-resisting frames by different pushover analysis methods," *J Constr Steel Res*, vol. 79, pp. 83–90, Dec. 2012, doi: 10.1016/j.jcsr.2012.07.010.
- [61] E. Bojórquez, S. E. Ruiz, A. Reyes-Salazar, and J. Bojórquez, "Ductility and Strength Reduction Factors for Degrading Structures Considering Cumulative Damage," *The Scientific World Journal*, vol. 2014, pp. 1–7, 2014, doi: 10.1155/2014/575816.
- [62] L. Macedo, A. Silva, and J. M. Castro, "A more rational selection of the behaviour factor for seismic design according to Eurocode 8," *Eng Struct*, vol. 188, pp. 69–86, Jun. 2019, doi: 10.1016/j.engstruct.2019.03.007.
- [63] Nassar A. and H. Krawinkler, "Seismic demands for SDOF and MDOF systems, John Blume Earthquake Engineering. Ctr. Dept. of Civil Engineering, Rep. 95, Stanford University, Stanford, California. ." <http://purl.stanford.edu/qt582bc4669>, 1991.
- [64] A. M. MWFY and A. S. ELNASHAI, "CALIBRATION OF FORCE REDUCTION FACTORS OF RC BUILDINGS," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 6, no. 2, pp. 239–273, Apr. 2002, doi: 10.1080/13632460209350416.
- [65] A. Reyes-Salazar, "Ductility and ductility reduction factor for MDOF systems," *Structural Engineering and Mechanics*, vol. 13, no. 4, pp. 369–385, Apr. 2002, doi: 10.12989/sem.2002.13.4.369.

- [66] T. L. Karavasilis, N. Bazeos, and D. E. Beskos, "Seismic response of plane steel MRF with setbacks: Estimation of inelastic deformation demands," *J Constr Steel Res*, vol. 64, no. 6, pp. 644–654, Jun. 2008, doi: 10.1016/j.jcsr.2007.12.002.
- [67] Chopra A. K., *Dynamics of Structures.*, Third Edition. New Jersey: Prentice Hall, 2008.
- [68] J. Cai, J. Zhou, and X. Fang, "Seismic Ductility Reduction Factors for Multi-Degree-of-Freedom Systems," *Advances in Structural Engineering*, vol. 9, no. 5, pp. 591–601, Oct. 2006, doi: 10.1260/136943306778827547.
- [69] B. Asgarian and H. R. Shokrgozar, "BRBF response modification factor," *J Constr Steel Res*, vol. 65, no. 2, pp. 290–298, Feb. 2009, doi: 10.1016/j.jcsr.2008.08.002.
- [70] Vahid Mohsenian and Alireza Mortezaei, "Evaluation of seismic reliability and multi level response reduction factor (R factor) for eccentric braced frames with vertical links," *Earthquakes and Structures*, vol. 14, no. Number 6, pp. 537–549, Jun. 2018.
- [71] A. Reyes-Salazar, E. Bojórquez, J. Bojorquez, F. Valenzuela-Beltran, and M. D. Llanes-Tizoc, "Energy Dissipation and Local, Story, and Global Ductility Reduction Factors in Steel Frames under Vibrations Produced by Earthquakes," *Shock and Vibration*, vol. 2018, pp. 1–19, Oct. 2018, doi: 10.1155/2018/9713685.
- [72] M. D. Llanes-Tizoc, A. Reyes-Salazar, S. E. Ruiz, E. Bojorquez, J. Bojorquez, and J. M. Leal Graciano, "Ductility demands and reduction factors for 3D steel structures with pinned and semi-rigid connections," *Earthquakes and Structures*, vol. 16, no. 4, p. 469-485, Apr. 2019, Accessed: Apr. 27, 2023. [Online]. Available: <http://koreascience.or.kr/article/JAKO201914260134133.page>
- [73] P. Ogguz, K. Gopikrishna, and A. Nagariya, "Seismic behavior and response reduction factors for concrete moment-resisting frames," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 19, no. 13, pp. 5643–5663, Oct. 2021, doi: 10.1007/s10518-021-01184-z.
- [74] A. Whittaker, G. Hart, and C. Rojahn, "Seismic Response Modification Factors," *Journal of Structural Engineering*, vol. 125, no. 4, pp. 438–444, Apr. 1999, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1999)125:4(438).
- [75] R. S. Jalali and M. D. Trifunac, "A note on strength-reduction factors for design of structures near earthquake faults," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 28, no. 3, pp. 212–222, Mar. 2008, doi: 10.1016/j.soildyn.2007.06.010.
- [76] B. Ganjavi and H. Hao, "Effect of structural characteristics distribution on strength demand and ductility reduction factor of MDOF systems considering soil-structure interaction," *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, vol. 11, no. 2, pp. 205–220, Jun. 2012, doi: 10.1007/s11803-012-0111-7.

- [77] G. Abdollahzadeh and M. Banihashemi, "Response modification factor of dual moment-resistant frame with buckling restrained brace (BRB)," *Steel and Composite Structures*, vol. 14, no. 6, pp. 621–636, Jun. 2013, doi: 10.12989/scs.2013.14.6.621.
- [78] G. R. Abdollahzadeh and Hadi Faghihmaleki, "Response modification factor of SMRF improved with EBF and BRBs," *Journal of Advanced Research in Dynamical and Control Systems*, vol. 6, no. 4, pp. 42–55, Jan. 2014.
- [79] A. Reyes-Salazar, E. Bojórquez, J. I. Velazquez-Dimas, A. López-Barraza, and J. L. Rivera-Salas, "Ductility reduction factors for steel buildings considering different structural representations," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 13, no. 6, pp. 1749–1771, Jun. 2015, doi: 10.1007/s10518-014-9676-z.
- [80] M. H. Serror, R. A. Diab, and S. A. Mourad, "Seismic force reduction factor for steel moment resisting frames with supplemental viscous dampers," *Earthquakes and Structures*, vol. 7, no. 6, pp. 1171–1186, Dec. 2014, doi: 10.12989/eas.2014.7.6.1171.
- [81] H. Hou and B. Qu, "Influence of cumulative damage on seismic response modification factors of elastic perfectly plastic oscillators," *Advances in Structural Engineering*, vol. 19, no. 3, pp. 473–487, Mar. 2016, doi: 10.1177/1369433216630119.
- [82] H. Abdi, F. Hejazi, R. Saifulnaz, I. A. Karim, and M. S. Jaafar, "Response modification factor for steel structure equipped with viscous damper device," *International Journal of Steel Structures*, vol. 15, no. 3, pp. 605–622, Sep. 2015, doi: 10.1007/s13296-015-9008-4.
- [83] F. Aliakbari and H. Shariatmadar, "Seismic response modification factor for steel slit panel-frames," *Eng Struct*, vol. 181, pp. 427–436, Feb. 2019, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.12.027.
- [84] A. K. Kazantzi, E. Miranda, and D. Vamvatsikos, "Strength-reduction factors for the design of light nonstructural elements in buildings," *Earthq Eng Struct Dyn*, vol. 49, no. 13, pp. 1329–1343, Oct. 2020, doi: 10.1002/eqe.3292.
- [85] L. Eads, E. , Miranda, and G. Lignos, "SEISMIC COLLAPSE RISK ASSESSMENT OF BUILDINGS: EFFECTS OF INTENSITY MEASURE SELECTION AND COMPUTATIONAL APPROACH," *Stanford University*. Laura Catherine Eads. All Rights Reserved, 2013.
- [86] A. Elkady and D. G. Lignos, "Effect of gravity framing on the overstrength and collapse capacity of steel frame buildings with perimeter special moment frames," *Earthq Eng Struct Dyn*, vol. 44, no. 8, pp. 1289–1307, Jul. 2015, doi: 10.1002/eqe.2519.
- [87] Mazzoni S, McKenna F, Michael H. Scott, and Gregory L. Fenves, "OpenSees Command Language Manual." 2006.
- [88] S. M. Kostic and F. C. Filippou, "Section Discretization of Fiber Beam-Column Elements for Cyclic Inelastic Response," *Journal of Structural Engineering*, vol. 138, no. 5, pp. 592–601, May 2012, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000501.

- [89] M. H. Scott and G. L. Fenves, "Plastic Hinge Integration Methods for Force-Based Beam–Column Elements," *Journal of Structural Engineering*, vol. 132, no. 2, pp. 244–252, Feb. 2006, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2006)132:2(244).
- [90] M. H. Scott and K. L. Ryan, "Moment-Rotation Behavior of Force-Based Plastic Hinge Elements," *Earthquake Spectra*, vol. 29, no. 2, pp. 597–607, May 2013, doi: 10.1193/1.4000136.
- [91] Filippou F.C, E. P. , Popov, and V. V. Bertero, "Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints". Report EERC 83-19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.,” 1983.
- [92] Federal Emergency Management Agency, "Quantification of Building Seismic Performance Factors: Component Equivalency Methodology [FEMA P695]." Redwood, 2009.