



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA**  
**INGENIERÍA CIVIL – INGENIERÍA SÍSMICA**

**DISEÑO SÍSMICO DE MARCOS DE ACERO CON CONEXIONES SEMI-  
RÍGIDAS, BASADO EN ENERGÍA**

TESIS  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
DOCTOR EN INGENIERÍA

PRESENTA:  
ARTURO LÓPEZ BARRAZA

TUTORES PRINCIPALES  
DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA  
DR. ALFREDO REYES SALAZAR, PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO  
EN INGENIERÍA

COMITÉ TUTOR  
DR. LUIS ESTEVA MARABOTO, INSTITUTO DE INGENIERÍA  
DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA  
DR. RODOLFO ERNESTO VALLES MATTOX, FACULTAD DE INGENIERÍA

MÉXICO, D. F. JUNIO 2014



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: DR. LUIS ESTEVA MARABOTO

Secretario: DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ

Vocal: DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ

1<sup>er.</sup> Suplente: DR. ALFREDO REYES SALAZAR

2<sup>do.</sup> Suplente: DR. RODOLFO ERNESTO VALLES MATTOX

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

**TUTORES DE TESIS:**

Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez

Dr. Alfredo Reyes Salazar

-----

-----

## DEDICATORIA

*A mi madre, por ser un ejemplo de dedicación y valentía, y por su gran amor desinteresado. Gracias mamá Esther.*

*A mi esposa, por su paciencia y gran inteligencia para sobrellevar esta etapa que implicó periodos de mal humor. Gracias Elvia, eres grande.*

*Para mis hijos Viridiana, Arturo y G. Esther. Son la razón principal para continuar esta lucha sin fin por la superación.*

*A Diego, mi primer nieto. Llegó ya iniciada esta etapa de mi vida y de inmediato se convirtió en el faro que me iluminó el camino hasta alcanzar esta meta.*

## AGRADECIMIENTOS

A mis tutores **Dra. Sonia E. Ruiz Gómez** y el **Dr. Alfredo Reyes Salazar** por su apoyo, sus consejos, su paciencia, por compartir sus conocimientos y sobre todo por brindarme su amistad.

A mis sinodales **Dr. Luis Esteva Maraboto**, **Dr. José Alberto Escobar Sánchez** y **Dr. Rodolfo Valles Mattox**, por sus valiosos comentarios que enriquecieron este trabajo de tesis.

A mis compañeros profesores en la Facultad de Ingeniería de la UAS, **Dr. Edén Bojórquez Mora**, **Dra. Juana Luz Rivera** y al **M.I. Luis Federico Sainz López** por compartir su valioso tiempo y conocimientos.

A mis jóvenes compañeros del Instituto de Ingeniería **Juan Bojórquez Mora**, **José Francisco Lizárraga** y **Dante Tolentino**, por su amistad y apoyo.

A la **Secretaría de Educación Pública** que a través de **PROMEP** apoyó económicamente la realización de este trabajo.

A la **Universidad Autónoma de Sinaloa**, mi *alma mater*, por considerarme el permiso y apoyo económico para realizar mis estudios de doctorado.

*“sursum versus”*

A la **DGAPA** de la **Universidad Nacional Autónoma de México** su apoyo a través del Programa de Apoyo a Proyectos de Investigación e Innovación Tecnológica (**PAPIIT**).

Al **Instituto de Ingeniería de la UNAM**, por permitirme usar sus instalaciones para desarrollar buena parte de este trabajo.

A la **Universidad Nacional Autónoma de México**, por brindarme la oportunidad de formarme como investigador.

*“por mi raza hablará el espíritu”*

## RESUMEN

Se propone un método de diseño sísmico basado en energía para marcos de acero postensados con conexiones semi-rígidas y disipadores histeréticos. El método toma en cuenta los aspectos particulares que contribuyen al mejor desempeño de este tipo de estructuras. Para lograr aplicarlo, fue necesario construir nuevas ecuaciones para calcular capacidad y demanda de energía histerética, distorsiones de entrepiso, rotación de las conexiones, y demandas de ductilidad entre otros parámetros de respuesta. Los resultados muestran que el desempeño de este tipo de marcos postensados es superior al de los marcos convencionales con conexiones soldadas. Al comparar el desempeño de los dos tipos de estructura, se observa en los marcos postensados una importante reducción en las demandas de distorsión de entrepiso, en la distorsión residual, en el cortante basal y en las fuerzas y momentos flexionantes en las barras. Adicionalmente se observa que las vigas no disipan energía histerética. La distribución en la altura de la energía en las conexiones es, básicamente del tipo lognormal. Las demandas máximas de energía se presentan entre 0.25 y 0.5 de la altura. En los pisos superiores la participación de las conexiones crece cuando se incrementa la demanda de intensidad sísmica. Se observa también que únicamente las columnas del primer entrepiso disipan energía y solo cuando están empotradas en su base.

## ABSTRACT

A method of seismic design based on energy for steel frames with post-tensioned semi-rigid connections and hysteretic dissipaters is proposed. The method takes into account the particular aspects that contribute to the improved performance of this type of structures. To apply it, it was necessary to develop new equations to calculate capacity and demand of energy hysteretic, interstory drifts, rotations of the connections, and ductility demands in addition to other response parameters. The results show that the performance of this type of frames is superior to that of the conventional frames with welded connections. While comparing the performance of these two types of structure, a significant reduction in the demands of interstory drifts, residual drifts, in the basal shear, and forces and bending moments in bars of the post-tensioned frames is observed. Additionally, it is observed that the beams do not dissipate energy hysteretic. The distribution of the height of the energy in the connections is basically lognormal type. The maximum demands occurs 0.25 and 0.5 of height. The participation of the connections of the upper floor increase when the demand of seismic intensity increases. Only the columns of the base dissipate energy and this is only when they are fixed.

RESUMEN

ABSTRACT

INDICE

Página

INTRODUCCIÓN .....	1
1 JUSTIFICACIÓN, OBJETIVOS Y ORGANIZACIÓN DE LA TESIS .....	3
1.1 JUSTIFICACIÓN.....	3
1.2 OBJETIVOS.....	4
1.3 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS .....	4
2 ANTECEDENTES.....	6
2.1 INVESTIGACIONES PREVIAS SOBRE CONEXIONES SEMI-RÍGIDAS POSTENSADAS.....	6
2.2 COMPORTAMIENTO BÁSICO.....	7
2.3 CONEXIONES EN MARCOS DE ACERO POSTENSADOS CON CABLES DE ACERO Y ÁNGULOS SUPERIOR Y DE ASIENTO ATORNILLADOS.....	10
3 ENERGÍA HISTERÉTICA EN CONEXIONES SEMI-RIGIDAS POSTENSADAS .....	13
3.1 INTRODUCCIÓN.....	13
3.2 ESTUDIOS EXPERIMENTALES .....	14
3.2.1 Especímenes de prueba .....	14
3.2.2 Instrumentación.....	15
3.2.3 Secuencia de carga .....	16
3.2.4 Ductilidad.....	17
3.2.5 Patrones de falla y ciclos histeréticos.....	18
3.2.6 Rigidez de los ángulos .....	19
3.2.7 Fatiga en los ángulos .....	20
3.2.8 Capacidad de energía histerética de los ángulos .....	21
3.3 MODELO ANALÍTICO PARA LA RIGIDEZ INICIAL .....	23
3.4 MODELO HISTERÉTICO FUERZA-DESPLAZAMIENTO .....	26
3.5 MODELO HISTERÉTICO MOMENTO-ROTACIÓN RELATIVA.....	28
3.5.1 Modelo estructural de la conexión .....	28
3.5.2 Contribución de los tendones de postensado. ....	29

3.5.3	Contribución de los ángulos.....	31
3.5.4	Modelo combinado de ángulos más tendones.....	32
3.5.5	Comparación con resultados experimentales .....	33
3.6	CAPACIDAD DE $E_H$ EN ELEMENTOS DE ACERO CON SECCIÓN $W$ .....	34
4	ENERGÍA HISTERÉTICA EN MARCOS SEMI-RIGIDOS POSTENSADOS CON DISIPADORES DE ENERGÍA (MPDE) .....	36
4.1	INTRODUCCIÓN.....	36
4.2	MODELOS ESTRUCTURALES .....	36
4.3	REGISTROS SISMICOS .....	39
4.4	ENERGÍA HISTERÉTICA EN LOS MPDE.....	40
4.5	PARTICIPACIÓN DE LAS CONEXIONES EN LA DISIPACIÓN DE $E_H$ .....	44
4.6	FACTORES DE DISTRIBUCIÓN DE ENERGÍA HISTERÉTICA ( $FD_{EH}$ ).....	45
4.6.1	Procedimiento para calcular $FD_{EH}$ .....	45
4.6.2	Ecuación para los $FD_{EH}$ .....	47
5	DISTORSIONES Y DEMANDAS DE DUCTILIDAD EN MPDE .....	50
5.1	INTRODUCCIÓN.....	50
5.2	DISTORSIÓN DE ENTREPISO .....	51
5.3	DISTORSION GLOBAL .....	55
5.4	DISTORSIÓN RESIDUAL.....	55
5.5	ROTACIÓN EN LAS CONEXIONES DE LOS MPDE .....	58
5.6	DUCTILIDAD .....	58
5.7	COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO DE MPDE vs. MRM .....	59
6	FACTORES DE TRANSFORMACIÓN (MODIFICACIÓN) ENTRE LA $E_H$ DEL MPDE Y SU SISTEMA EQUIVALENTE DE UN GRADO DE LIBERTAD .....	60
6.1	INTRODUCCIÓN.....	60
6.2	MODELO DEL SUGLE .....	60
6.3	ALGORITMO PARA OBTENER LA RESPUESTA DEL SUGLE CON CONEXIONES PTDE 64	
6.4	FACTORES DE TRANSFORMACIÓN DE $E_H$ .....	65
6.5	ESPECTROS DE ENERGIA HISTERÉTICA .....	68
6.6	SECUENCIA DEL CÁLCULO DE $E_H$ DE UN MPDE A PARTIR DEL SUGLE .....	70
7	MÉTODO DISEÑO SÍSMICO DE MPDE BASADO EN ENERGÍA .....	71



7.1	INTRODUCCIÓN.....	71
7.2	MÉTODO DE DISEÑO.....	72
7.3	EJEMPLO DE APLICACIÓN.....	75
7.4	COMPARACIÓN CON EL DISEÑO CONVENCIONAL.....	81
	CONCLUSIONES .....	85
	Referencias.....	88

## APÉNDICES

APÉNDICE A. **López-Barraza A.**, Ruiz S. E., Reyes-Salazar A. and Bojórquez, E., “Experimental hysteretic model of angle connections for self-centering steel frames”, *Steel and Composite Structures, An International Journal* (en revisión).

APÉNDICE B. **López-Barraza A.**, Bojórquez E., Ruiz S. E. and Reyes-Salazar A. "Reduction of Maximum and Residual Drifts on Post tensioned Steel Frames with Semirigid Connections," *Advances in Materials Science and Engineering*, vol. 2013, Article ID 192484, 11 pages,. <http://dx.doi.org/10.1155/2013/192484>. Hindawi Publishing Corporation

APÉNDICE C. **López-Barraza A.**, Ruiz S. E., Reyes Salazar A. And Bojórquez E. “Demands and distribution of hysteretic energy in moment resistant self-centering steel frames”, *Journal Steel & Composite Structures* (en revisión).

## INTRODUCCIÓN

Los marcos de acero postensados con conexiones semi-rígidas y disipadores de energía (MPDE), son sistemas estructurales propuestos en años recientes como una alternativa adecuada a los marcos resistentes a momento con conexiones soldadas (MRM) en zonas sísmicas (Ricles et al., 2001, 2002, 2010; Christopoulos et al., 2002, 2003; Christopoulos y Filiatrault, 2002, 2003; Garlock et al., 2005, 2007; Rojas et al., 2005). Las conexiones se diseñan para prevenir fracturas frágiles en la zona de los nudos lo que lo que puede ocasionar una fuerte reducción en la ductilidad, como ocurrió en muchos casos durante el sismo de Northridge en 1994.

El comportamiento del sistema MPDE es no lineal debido a la manera en que se deforma, la unión viga-columna permanece “cerrada” bajo condiciones de servicio y se “abre” bajo la acción de un sismo fuerte. La disipación de energía es a través de elementos colocados para tal propósito, usualmente llamados sistema disipador de energía (DE). El mecanismo de disipación puede ser por deformaciones inelásticas, o por fricción. De esta manera se previene el daño en las vigas y columnas concentrándolo en los elementos DE. La capacidad de auto-centrado es provista por el sistema de postensado (PT) construido con cables o barras de acero de alta resistencia, los cuales se tensan en el intervalo elástico. Durante sismos severos, debido a que se abren las conexiones, la longitud de los tendones se incrementa, en consecuencia, la acción elástica tiende a restablecer su longitud original, “cerrando” la conexión después de la acción sísmica.

En la Fig. 1 se muestra un ensamblaje típico de un marco de acero postensado. Se pueden identificar los elementos de postensado así como los elementos disipadores de energía que en este caso son ángulos atornillados, con los que se logra la conexión viga-columna.

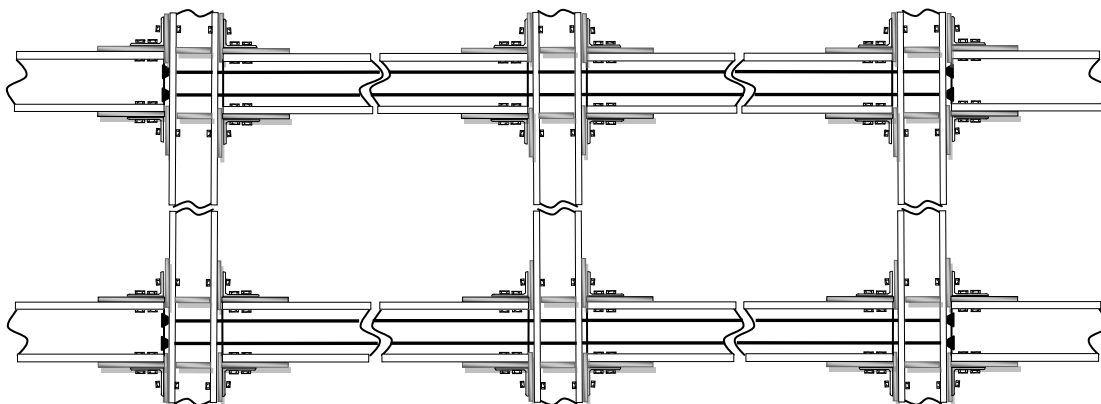


Fig. 1 Esquema de una estructura postensada con conexiones semi-rígidas

Como resultado de lo anterior, cuando se tiene un MPDE adecuadamente diseñado, este puede soportar sismos severos, ya sea sin daño, o con poco daño acumulado en los elementos de la estructura principal, con desplazamientos de entrepiso reducidos, y sin desplazamientos residuales. Es importante considerar los desplazamientos residuales en el desempeño sísmico de la estructura. En MRM con conexiones soldadas se esperan grandes deformaciones residuales después de un sismo fuerte, lo que puede ocasionar una respuesta estructural no deseada durante sismos subsecuentes incluyendo la posibilidad de colapso parcial o total. Pueden además, incrementarse los costos de reparación o reemplazo de elementos no estructurales, debido a las deformaciones permanentes.

Las principales ventajas que ofrecen los MPDE se resumen a continuación (Ricles et al. (2001):

- No se requiere soldadura de campo, por tanto se previene la posibilidad de fractura frágil.
- Son suficientes los materiales y habilidades convencionales para ensamblar las conexiones, a diferencia de las conexiones soldadas que requieren cuidado especial.
- La rigidez inicial de la conexión es similar a la de la conexión soldada.
- Los elementos estructurales principales, vigas y columnas, permanecen esencialmente elásticos.
- El daño se concentra en dispositivos localizados en la conexión, los cuales son diseñados para disipar la energía.
- Las conexiones se auto-centran sin deformaciones residuales, de modo que se espera que no tengan desplazamientos laterales permanentes, si se previene que no ocurran deformaciones residuales significativas en la base de las columnas.
- Los dispositivos dañados (elementos disipadores que sufren grandes deformaciones inelásticas) son fácilmente reemplazables, de manera que el desempeño de la estructura en futuros sismos severos será prácticamente el mismo que el inicial, habiendo sustituido previamente los dispositivos dañados. Lo anterior implica un bajo costo en la reparación.

# 1 JUSTIFICACIÓN, OBJETIVOS Y ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

## 1.1 JUSTIFICACIÓN

La distorsión máxima de entrepiso ( $\gamma$ ) es uno de los principales parámetros utilizados por los códigos de diseño para medir el desempeño sísmico de las estructuras; sin embargo, en dicho parámetro no se contempla de manera explícita el efecto que tiene la acumulación del daño estructural. Dicha acumulación puede ser muy importante en estructuras sometidas a sismos de larga duración, como los que ocurren en el valle de México y cuando el periodo de vibración es cercano al periodo dominante del suelo (Terán-Gilmore, 2001; Bojórquez y Ruiz, 2004). Algunos investigadores promueven la actualización del diseño sísmico aplicando una metodología de diseño que contemple el efecto acumulativo de las demandas de deformación plástica, y con ello el efecto que tiene el tiempo de duración del movimiento sobre las estructuras (Akiyama, 1985; Cosenza y Manfredi, 1996; Terán-Gilmore, 1996). Una forma de considerar el daño acumulado de manera explícita, es a través de conceptos de energía sísmica. Los métodos basados en conceptos de energía consisten en suministrar a la estructura una capacidad de energía superior o igual a la energía que le demandan los sismos (Uang y Bertero, 1990). Se han desarrollado metodologías de diseño sísmico que se basan exclusivamente en el uso de la energía histerética disipada ( $E_H$ ) (Akbas et al., 2001; Choi y Kim, 2006), y se han propuesto indicadores de daño en función exclusivamente de la  $E_H$  (Bojórquez et al., 2010), ya que está íntimamente relacionada con el daño estructural.

Al inicio de este proyecto de investigación, se hizo un estudio comparativo del desempeño de marcos de acero con conexiones rígidas (soldadas) y sus equivalentes semi-rígidos postensados con disipadores histeréticos, en términos de  $\gamma$  y de distorsión de entrepiso residual ( $\gamma_R$ ) (López-Barraza et al., 2013). En ambos tipos de marcos, se realizaron análisis dinámicos incrementales no lineales, se consideraron marcos de 4, 6, 8, 10 y 14 niveles, sometidos a la acción de 30 sismos de banda angosta y larga duración, escalados con intensidades sísmicas crecientes en términos de  $S_a(T_1)$ , iniciando en 0.1g hasta 2.0g con incrementos de 0.1g. Los registros sísmicos corresponden a suelo blando de la Ciudad de México (Zona IIIb). Los resultados numéricos indican, que en todos los casos las distorsiones máximas son menores en los marcos postensados que su equivalente con conexiones soldadas, esta reducción es de 47% en promedio. Lo mismo sucede con  $\gamma_R$ , donde la reducción es de 51%. También se observó que en todos los casos de MPDE, las  $\gamma_R$  son menores a 0.5%, el cual es el límite para garantizar el confort de los ocupantes del edificio y que sea viable la reparación en términos de costo (McCormick, 2008). Por estas razones, los resultados sugieren que los MPDE son más eficientes para controlar el desempeño sísmico en términos de  $\gamma$  y  $\gamma_R$ . Esto es válido para marcos con diferentes alturas y diferentes intensidades sísmicas. Es importante enfatizar que la reducción de las máximas  $\gamma$  implica menos daño estructural. De igual forma, la reducción de  $\gamma_R$  influye en la

reducción de los costos de reparación y en la posibilidad de evitar la interrupción del funcionamiento del edificio.

## 1.2 OBJETIVOS

El objetivo principal de la presente tesis es proponer un método de diseño sísmico de MPDE, basado en conceptos de energía. Para ello se alcanzan metas particulares que a continuación se refieren:

- Hacer ver las ventajas en el desempeño sísmico de los MPDE respecto a los marcos de acero tradicionales.
- Proponer un modelo histerético de las conexiones de los MPDE, que permita calcular con precisión la energía histerética disipada.
- Implementar el modelo histerético propuesto en un programa especializado de análisis sísmico (RUAUMOKO).
- Proponer una ecuación para calcular la distorsión de entrepiso en MPDE en función de la demanda sísmica y el periodo fundamental.
- Proponer una ecuación para calcular el desplazamiento de azotea en función de la distorsión máxima del MPDE.
- Proponer una ecuación para calcular la rotación relativa en las conexiones en función de la distorsión de entrepiso del MPDE.
- Proponer una ecuación para calcular la rigidez inicial y de post-fluencia de los ángulos de la conexión.
- Proponer una ecuación para calcular la capacidad de  $E_H$  de las conexiones del MPDE.
- Construir modelos de un grado de libertad equivalentes a los MPDE, para calcular la  $E_H$  de manera más sencilla.
- Construir espectros de energía histerética.
- Con base en lo anterior, proponer y aplicar un método de diseño sísmico de MPDE.
- Comparar un diseño realizado aplicando el método propuesto con el mismo diseño usando el método convencional.

## 1.3 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

Este trabajo está organizado en 7 capítulos. Primero se presenta una breve introducción, donde se resalta la importancia de los marcos postensados de acero con disipadores de energía, como una opción viable para ser usados en zonas sísmicas.

Capítulo 1. Se presentan aquí argumentos que justifican la conveniencia de proponer un método de diseño sísmico basado en energía. Además, se presentan resultados de un

estudio comparativo del desempeño sísmico en términos de distorsiones máximas y distorsiones residuales, entre marcos de acero tradicionales y marcos de acero postensados con disipadores hysteréticos. Posteriormente se describen los objetivos principales de la presente investigación.

Capítulo 2. Se indican investigaciones previas realizadas con varios tipos de conexiones postensadas con disipadores de energía hysteréticos o por fricción. Se muestra de manera detallada el comportamiento básico de conexiones con disipadores hysteréticos en general. Se presentan detalles de la geometría y comportamiento hysterético de conexiones con ángulos atornillados en los patines de la viga, que funcionan como disipadores hysteréticos y cables de alta resistencia para el postensado.

Capítulo 3. Se presentan los resultados de un estudio experimental, a partir del cual se propusieron ecuaciones para calcular la capacidad de energía hysterética de la conexión, la rigideces inicial y de post-fluencia, nuevos modelos hysteréticos fuerza-desplazamiento y momento-rotación relativa en las conexiones. Estos modelos se compararon con otros resultados experimentales encontrados en la literatura.

Capítulo 4. Se estudian aquí, mediante análisis paso a paso no lineal, las demandas de energía hysterética y las distorsiones en marcos postensados con distintos periodos fundamentales sujetos a la acción de 30 sismos, escalados en términos de pseudo-aceleración. Se obtienen ecuaciones para calcular tanto el factor de participación de las conexiones como los factores de distribución de energía hysterética en la altura.

Capítulo 5. Se proponen ecuaciones para calcular la distorsión máxima en función del periodo fundamental y la intensidad sísmica, la demanda de distorsión en todos los entrepisos en términos de la distorsión máxima, la distorsión residual en términos de la distorsión de entrepiso y la rotación relativa de la conexión en términos de la distorsión de entrepiso.

Capítulo 6. En este capítulo se plantea utilizar un modelo de un grado de libertad equivalente, con el propósito de facilitar el cálculo de la energía hysterética en los marcos postensados. Se calculan factores de modificación para determinar la energía hysterética en el marco postensado a partir de la energía calculada en el sistema de un grado de libertad. Además, se construye un espectro de energía en términos del periodo fundamental y la intensidad sísmica.

Capítulo 7. Se propone una metodología basada en energía para diseñar marcos de acero postensados con disipadores hysteréticos. Se diseña un marco postensado y se compara con su equivalente con conexiones soldadas diseñado, con el reglamento del Distrito Federal.

Se comentan las conclusiones obtenidas de esta investigación.

## 2 ANTECEDENTES

### 2.1 INVESTIGACIONES PREVIAS SOBRE CONEXIONES SEMI-RÍGIDAS POSTENSADAS

La primera aproximación hacia una conexión postensada fue propuesta por Pristley y Tao (1993) en marcos de concreto pretensado, los tendones fueron concebidos como parcialmente restringidos de tal manera que su alargamiento se produjo principalmente en la unión, cuidando que permanezcan en el rango elástico. Tal solución conduce a las conexiones que se caracterizan por un comportamiento cíclico elástico bi-lineal, con capacidad de auto-centrado pero no disipan energía. Posteriormente, Stanton et al (1997) mejoraron este sistema adicionándole barras de acero dúctil en la parte superior e inferior de las vigas, destinadas a disipar energía por deformación. Esta solución representa a las primeras conexiones postensadas con disipadores de energía (CPDE), de comportamiento cíclico en forma de bandera. Se desarrollaron estudios experimentales en el NIST (National Institute of Standard and Technology) y en el PRESS (PREcast Seismic Structural Systems) (Nakani et al, 1999).

En el ámbito de los edificios de acero, para facilitar un comportamiento dúctil de la estructura, se diseñan con el criterio de columna fuerte viga débil, el desempeño esperado consiste en la formación de mecanismos estables a través de la formación articulaciones plásticas en las vigas, en la zona del panel o una combinación de ambas. Desafortunadamente para lograr lo anterior son necesarios requisitos especiales que incrementan los costos de fabricación de los marcos de acero. Ricles et al. (2001, 2002) y Garlock et al. (2005) han estudiado CPDE en marcos de acero. En este sistema de conexión el postensado es a base de cables de alta resistencia, colocados de manera simétrica, paralelos al eje de la viga y unidos a los extremos del marco. Los elementos que disipan energía por deformación son ángulos atornillados a la columna y a los patines superior e inferior de la viga. Para estudiar este tipo de conexión Ricles et al. (2001) desarrollaron pruebas experimentales con un ensamble de vigas y columna en forma de cruz, comprobando la efectividad de la conexión. También encontraron que: a) son necesarias placas de refuerzo en los patines de la viga y columna para prevenir deformaciones inelásticas, b) que el tamaño y geometría de los ángulos tiene influencia en la capacidad de momento y disipación de energía de la conexión, y c) que los cables deben permanecer elásticos para garantizar la capacidad de auto-centrado y la de soportar nuevas cargas en la estructura.

Los estudios desarrollados por Garlock et al. (2005) son una extensión del trabajo de Ricles et al. (2002), enfocándose en diferentes parámetros como son: el efecto de la magnitud inicial del postensado, la influencia de placas de sujeción en los tornillos (“washer plates”) en la rigidez, resistencia, capacidad de disipar energía y resistencia al bajo ciclaje. Garlock et al. (2005) observaron que la rigidez inicial permanece constante en ciclos subsecuentes,

y que la rigidez de post-fluencia se reduce significativamente pero no es igual a cero. Apreciaron un significativo endurecimiento por la geometría y el material. También observaron que valores grandes de tensado inicial incrementan la capacidad de momento, pero al mismo tiempo, puede llevar al fenómeno de pandeo de la viga, con la consecuente pérdida de fuerza de postensado; este fenómeno puede ser evitado colocando largas placas de refuerzo o con un tensado inicial pequeño. La fluencia de los tendones puede prevenirse usando un mayor número de tendones con lo cual se consiguen grandes momentos resistentes y una mayor ductilidad.

Un sistema similar fue propuesto por Christopoulos et al. (2002), usa barras de alta resistencia como elementos de postensado y los elementos disipadores consisten en barras confinadas en cilindros de acero, que son soldadas a los patines de la viga y a la placa de continuidad de la columna. Sistemas a base de cables y dispositivos de fricción con distintos arreglos han sido propuestos Rojas et al. (2005), Wolski et al (2006) y Tsai et al. (2007). Chou et al. (2006) propusieron una conexión viga-columna que consiste en cables de alta resistencia para el postensado y una reducción en la sección de los patines de la viga que funciona como disipador de energía.

## 2.2 COMPORTAMIENTO BÁSICO

Los ciclos histeréticos de las conexiones MPDE tienen la típica forma de una bandera (Fig. 2.1) la cual caracteriza la no linealidad, capacidad de auto centrado y capacidad de disipación de energía.

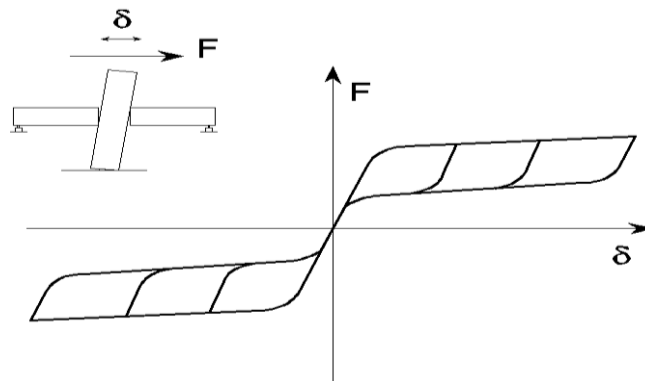


Fig. 2.1 Comportamiento histerético típico en la conexión MPDE

En marcos MPDE, la transmisión de fuerzas internas se garantiza por la acción del postensado, el cual genera una distribución de esfuerzos de compresión en la superficie de contacto entre la viga y la columna (Fig. 2.2). La fuerza cortante se transmite por la fricción entre la viga y la columna debido a los esfuerzos normales de contacto. La presencia del



ángulo superior y el de asiento o de cualquier otro dispositivo que contribuyan a resistir cortante, se considera como redundante.

Después de la aplicación de la fuerza PT el contacto entre la viga y la columna es completo (Fig. 2.2) y el nudo se comporta como un nudo rígido. En un inicio, la transmisión de momento y cortante se da sin rotación relativa. El valor de la fuerza resultante en los elementos PT es  $F_{PTi}$  y los dispositivos disipadores de energía (DE) no están deformados.

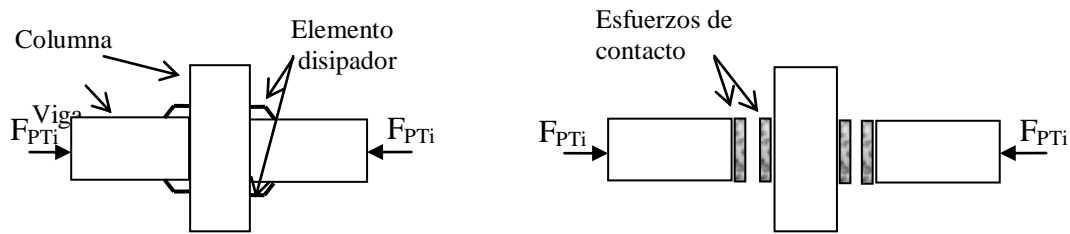


Fig. 2.2 Conexión viga-columna con MPDE, ensamblaje completo y diagrama de cuerpo libre

Cuando el momento se incrementa, los esfuerzos de contacto en la zona de compresión en la interface viga-columna se incrementan, mientras que los esfuerzos en la zona de tensión disminuyen, hasta hacerse igual a cero (Fig. 2.3). El correspondiente valor del momento es denominado momento de descompresión ( $M_d$ ). En este estado el contacto entre la viga y la columna es todavía completo y el comportamiento de la conexión es lineal, la fuerza en los PT es aun  $F_{PTi}$ , ya que no han sufrido elongación adicional.

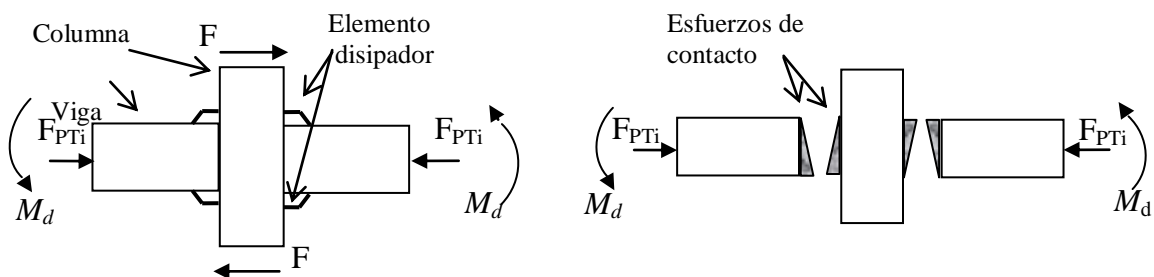


Fig. 2.3 Conexión viga-columna con MPDE en descompresión: ensamblaje completo y diagrama de cuerpo libre.

Para valores grandes de momento flexionante, la conexión se abre, esto causa una reducción significativa en el área de compresión de la viga provocando que se incrementen los esfuerzos (Fig. 2.4). Al abrirse la conexión ocurren dos fenómenos:

- Los elementos PT se alargan en el rango elástico, la correspondiente fuerza ( $F_{PT}$ ) se incrementa, la acción elástica tiende a regresar la conexión a su configuración inicial.
- Se deforman los DE, se disipa energía y el posible daño es confinado en los elementos DE.

Cuando la conexión se abre, su comportamiento es no lineal. El comportamiento de vigas, columnas y elementos PT es lineal. La fuente principal de la no linealidad es el cambio en las condiciones de restricción en la interface viga-columna y las deformaciones inelásticas de los elementos DE.

Después de la abertura de la conexión, su rigidez depende esencialmente de la rigidez elástica de los elementos PT y de la rigidez pre- o post-elástica de los dispositivos DE, dependiendo de la demanda de deformaciones.

El sistema de PT debe ser diseñado para garantizar el contacto total en la interface viga-columna bajo condiciones de servicio, además de proporcionar la resistencia a la fricción suficiente para resistir el cortante. Debe permanecer en el rango elástico en el caso de sismos fuertes, ya que de ocurrir la ruptura, se pierde la capacidad de auto centrado del sistema, y peor aún, la estructura puede colapsar al perder la capacidad de transmitir el cortante producido por las cargas gravitacionales.

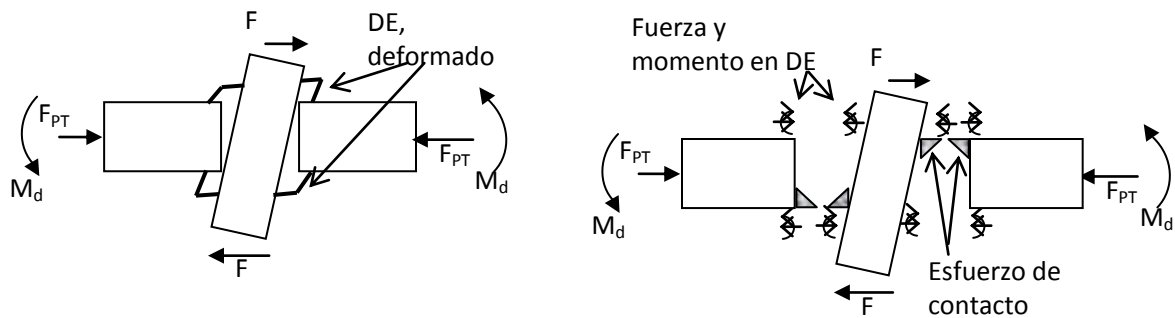


Fig. 2.4 Conexión viga-columna con MPDE después que se abre: ensamblaje completo y diagrama de cuerpo libre

### 2.3 CONEXIONES EN MARCOS DE ACERO POSTENSADOS CON CABLES DE ACERO Y ÁNGULOS SUPERIOR Y DE ASIENTO ATORNILLADOS

Se han estudiado las conexiones viga-columna en MPDE, en las cuales el sistema PT se basa en una serie de tendones de acero de alta resistencia, mientras que el sistema DE está compuesto por ángulos atornillados tanto en la parte superior como el de asiento de la viga (Ricles et al. 2001 y 20002b, Garlock et al 2005), En la Fig. 2.5 se muestran ejemplos de un arreglo típico para un nudo exterior y uno interior. El mecanismo de disipación de energía actúa cuando la conexión se abre. Este consiste en la formación de tres articulaciones plásticas cilíndricas en cada ángulo: una junto a la cabeza del tornillo que lo une a la columna y las otras localizadas en cada filete del ángulo (ver Fig. 2.6).

Además de disipar energía (que es su función principal), los ángulos son útiles durante la fase de construcción. Proporcionan capacidad para soportar cargas verticales antes del postensado. Aunque las conexiones del MPDE se diseñaron para soportar fuerzas cortantes solo por fricción en la interface viga-columna, adicionalmente los ángulos pueden actuar como sistema redundante para soportar cortante, lo cual podría prevenir el colapso estructural debido a cargas verticales en el caso no deseado que se fracturen los tendones.

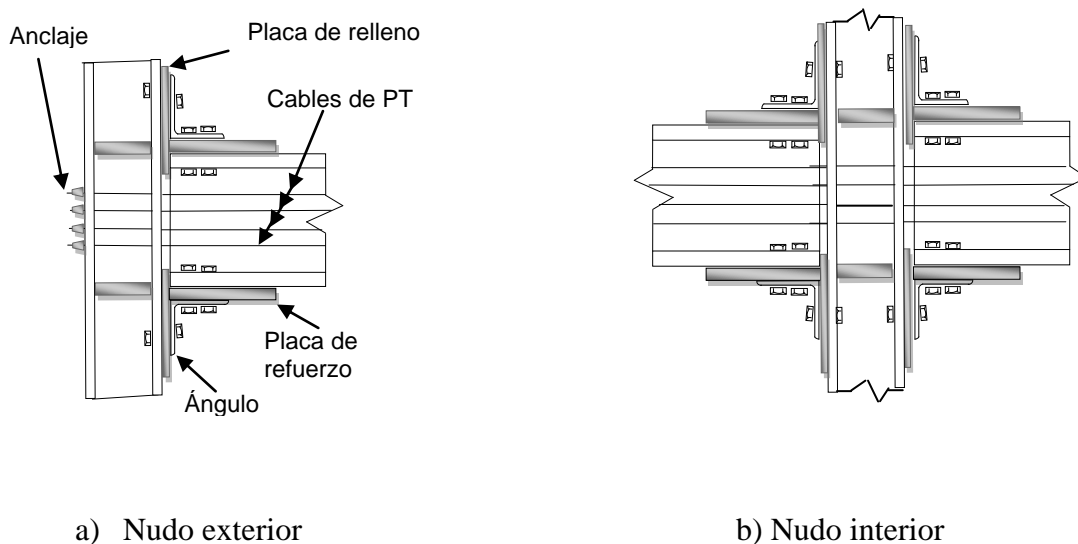


Fig. 2.5. Conexiones con ángulos y postensado

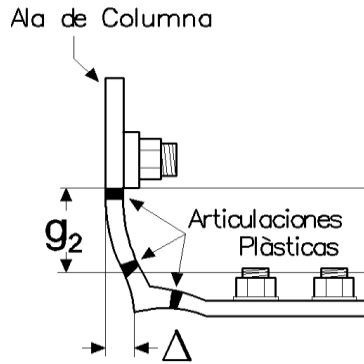


Fig. 2.6 Articulaciones plásticas en el ángulo

La conexión ha sido estudiada tanto experimental como numéricamente. Los experimentos han sido enfocados a determinar la influencia que sobre el comportamiento de la conexión tienen el tipo de ángulo, la presencia de placas de relleno, placas de refuerzo en los patines de la viga, número de tendones y la fuerza de postensado. Los experimentos han evidenciado que las placas de relleno y de refuerzo son necesarias para el control de deformaciones inelásticas en las vigas, que el tamaño y geometría de los ángulos tienen influencia en el momento resistente de la conexión y la capacidad de disipar energía, y que los tendones deben ser diseñados para permanecer en el rango elástico, para asegurar la capacidad de autocentrado y la de soportar las cargas.

En pruebas experimentales desarrolladas por Ricles et al. (2002b) y Garlock et al. (2003 y 2005) con conexiones postensadas y DE a base de ángulos atornillados, se estudió el efecto que tienen en el desempeño de la conexión el tamaño del ángulo, las placas de relleno, la longitud de las placas de refuerzo en los patines en la viga, el número de tendones y la fuerza de tensado inicial. Las pruebas evidenciaron los siguientes resultados importantes: la rigidez inicial permanece constante para los ciclos subsecuentes. El mecanismo de fluencia es consistente con la formación de las tres articulaciones plásticas en los ángulos. La rigidez de post-fluencia es sensiblemente menor que la elástica, pero no es igual a cero, mostrando un significativo endurecimiento por deformación asociado al material y la geometría. Valores grandes del postensado inicial incrementan la capacidad de la conexión para soportar grandes momentos flexionantes, pero al mismo tiempo, puede llevar a la condición no deseada de pandeo en los patines de la viga, con la consecuente reducción de la fuerza de postensado. El pandeo puede ser prevenido usando placas de refuerzo y/o usando pequeñas fuerzas de postensado inicial. La fluencia de los tendones puede evitarse usando un mayor número de tendones, lo que permite alcanzar momentos elevados en la conexión y mayor ductilidad.

El comportamiento a flexión de la conexión PT es caracterizado por la abertura y cerrado en la interface viga-columna bajo carga cíclica. La relación teórica se muestra esquemáticamente en la Fig. 2.7, donde  $\theta_r$  es la rotación relativa que se desarrolla entre la

viga y la columna. Al aplicar el momento flexionante  $M$  de manera creciente se observa que la rigidez inicial de la conexión es la misma que la de la conexión soldada.  $\theta_r$  es cero hasta que la conexión se abre. El momento que abre la conexión es llamado *momento de descompresión* ( $M_d$ ) (punto 1 en la Fig. 2.7). Después de la abertura, la rigidez de la conexión es asociada con la rigidez de los ángulos y de los tendones de postensado. Al incrementarse  $M$ , los ángulos inician la fluencia (punto 2), después se forman las articulaciones plásticas en los ángulos (punto 3) y por último si se sigue incrementando  $M$ , eventualmente los tendones fluyen (punto 5). La relación  $M-\theta_r$  es casi lineal entre los puntos 3 y 5, la rigidez es asociada a la rigidez elástica de los tendones y al endurecimiento por deformación de los ángulos. Si la descarga ocurre en el punto 4, los ángulos disiparán energía entre los puntos 4 y 8 hasta que se cierra la conexión (en el punto 8  $\theta_r$  es igual a cero). La fluencia en el proceso de descarga inicia en el punto 6 y es necesaria para el cierre de la conexión. Al aplicar el momento creciente en sentido contrario, resulta un comportamiento similar en dirección opuesta como se muestra en la Fig. 2.7.

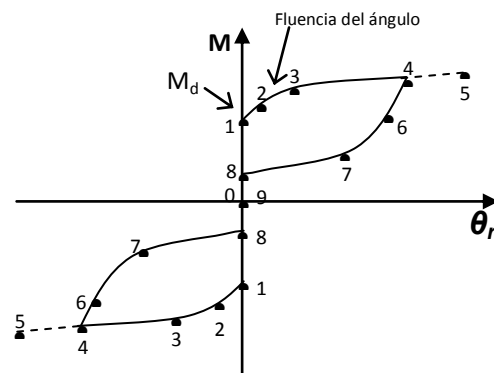


Fig. 2.7 Comportamiento cíclico momento-rotación de conexión postensada

### 3 ENERGÍA HISTERÉTICA EN CONEXIONES SEMI-RIGIDAS POSTENSADAS

#### 3.1 INTRODUCCIÓN

El análisis riguroso de los MPDE es más complejo que el de los marcos con conexiones consideradas rígidas o articuladas. Es difícil capturar el comportamiento de las conexiones atornilladas por la gran cantidad de componentes que la forman y que influyen en su desempeño como son: ángulos o placas que se atornillan, la existencia o no de placas de refuerzo, el tamaño, resistencia, apriete y posición (gramil) de los tornillos. Adicionalmente, es necesario determinar la influencia y contribución de los elementos del postensado.

La presencia de la conexión semi-rígida ha sido abordada principalmente de dos maneras; la primera, considera la conexión como una sola pieza, y describe su comportamiento mediante la curva momento-rotación relativa ( $M-\theta_r$ ) (Richard y Abbott, 1975; Yang y Yeon, 2009), ajustando los parámetros de la ecuación mediante resultados experimentales. La segunda opción es modelar con elemento finito las partes que forman la conexión (elementos fibra), asignándole a cada fibra una relación fuerza-desplazamiento (Ricles et al, 2001; Shen y Astaneh, 2000). La primera opción tiene la ventaja que al implementarla en un programa de análisis de marcos se reduce el número de elementos necesarios y la desventaja que no da información del desempeño de las partes que componen la conexión.

Con el propósito de determinar el desempeño y evaluar la influencia de los elementos que componen la conexión semi-rígida postensada, se han desarrollado experimentos de prototipos (Ricles et al, 2001, 2002; Garlock, 2005; Chou y Chen, 2010), encontrado que el comportamiento es no lineal desde el inicio de las deformaciones. La curva  $M-\theta_r$  tiene forma de bandera la cual caracteriza su capacidad de auto-centrado y de disipación de energía. En estos estudios, los modelos histeréticos propuestos han sido ajustados con segmentos rectos (bi-lineal o multi-lineal). Cabe reiterar que el comportamiento no-lineal es debido principalmente a la deformación plástica de los ángulos que inicia desde valores imperceptibles de deformación (Shen y Astaneh, 1999).

Por su influencia en el comportamiento de la conexión, es muy importante conocer el desempeño de los ángulos que la conforman. Se han realizado experimentos con ángulos aislados (Shen y Astaneh, 1999; Garlock et al, 2003), con el propósito de determinar las rigideces inicial y de post-fluencia, resistencia, ductilidad, fatiga de bajo ciclaje y capacidad de disipar energía histerética en ángulos de 8, 10, 13, 16 y 19 mm de espesor. Se hicieron variar el gramil, tamaño y resistencia de los tornillos y el tipo de carga. Se encontró que la resistencia última es 3 veces la resistencia de fluencia, los ciclos de histéresis son estables y no hay degradación de resistencia y de rigidez y que la ductilidad es entre 8 y 10 (Shen y Astaneh, 1999). También se encontró que la rigidez y energía histerética disipada crece cuando el gramil decrece (Garlock et al, 2003).

Esta parte de la tesis se orienta a mejorar la comprensión del desempeño de las conexiones con ángulos atornillados en el patín superior e inferior de la viga (TS), por su designación en inglés (“top and seat”). Para el post-tensado se usan cables de alta resistencia.

## 3.2 ESTUDIOS EXPERIMENTALES

### 3.2.1 *Especímenes de prueba*

Los ángulos en la conexión son los elementos disipadores, por tanto, es necesario conocer su resistencia, rigidez, ductilidad y capacidad de disipar energía. Con el fin de observar el desempeño de los ángulos usados en la conexión, se desarrollaron en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Fig. 3.1), una serie de 15 experimentos con ángulos de 152x152x10 mm con distintos valores de gramil, sujetos a carga cíclica, con demandas de ductilidad creciente.



Fig. 3.1 Laboratorio de Estructuras del Instituto de Ingeniería de la UNAM

La configuración general de los especímenes de prueba se muestra en la Fig. 3.2(a). Para lograr simetría, cada espécimen consiste en dos ángulos colocados espalda con espalda. En cada ángulo se usaron 2 tornillos para fijarlos a una placa muy rígida que simula el patín de la columna, y 4 para fijarlos a una placa de acero de 25 mm de espesor que simula el patín de la viga. Todos los tornillos son de acero A490 y de 25 mm de diámetro. Los ángulos son de acero G50, con dimensiones de 152x152x10 mm y 152 mm de longitud. Sus propiedades mecánicas, obtenidas del promedio de 2 probetas cortadas longitudinalmente son: esfuerzo de fluencia,  $F_y=382$  MPa; resistencia última,  $F_u=552$  MPa; módulo de elasticidad,  $E=213$  Gpa; y deformación de fluencia,  $\xi=0.002$ .

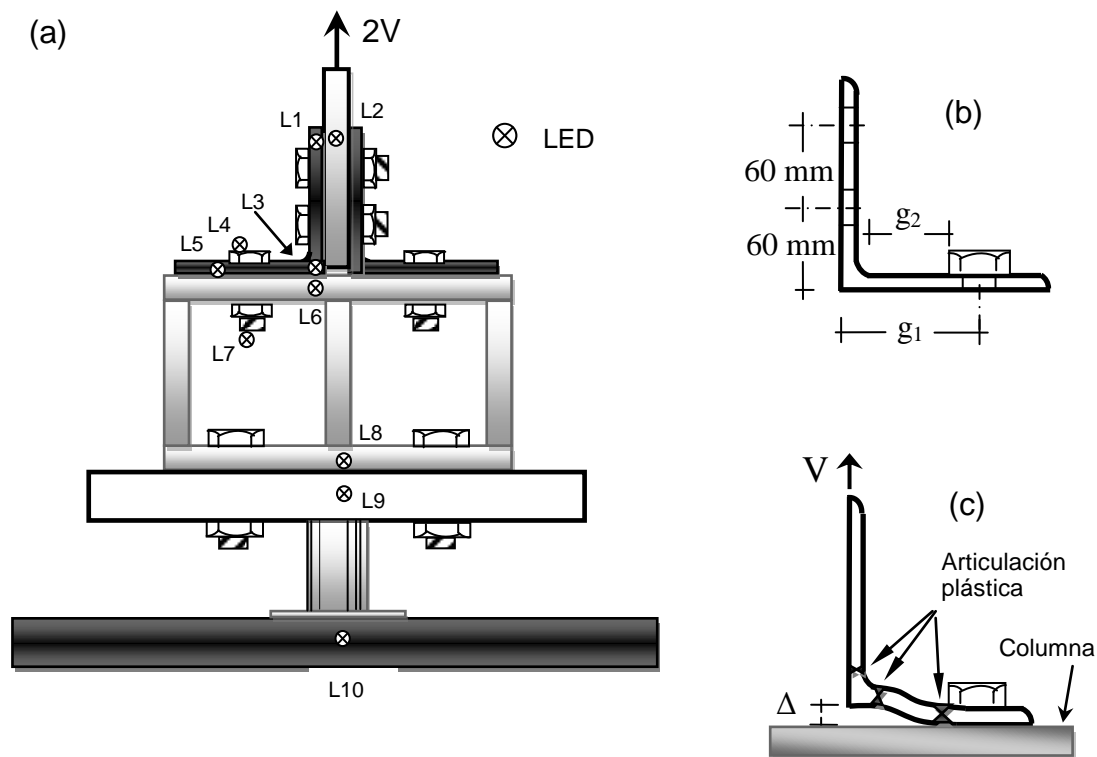


Fig. 3.2 Modelo de prueba

### 3.2.2 Instrumentación

La carga de  $2V$  se aplica con un actuador como se muestra en la Fig. 3.2(a). Por simetría, cada ángulo soporta una carga  $V$ . El desplazamiento del talón del ángulo respecto al patín de la columna ( $\Delta$ ), ver Fig. 1(c), se mide usando un LVDT de 25 mm. Para medir desplazamientos en varios puntos de interés se usó una cámara KRYPTON K600. La Fig. 3.2(a) muestra la ubicación de diez sensores LED. A partir de sus desplazamientos relativos se puede medir lo siguiente:

- L3 y L6 mide  $\Delta$  (comprueba los desplazamiento del LVDT)
- L4 y L7: Deformación axial del tornillo.
- L1 y L3, L3 y L5: Deformación axial de las alas del ángulo.
- L1 y L2, L5 y L6: Deslizamiento relativo del ángulo respecto a los patines de viga y columna respectivamente.
- L6 y L8: Deformación de la columna simulada.



- L8 y L9: Deformación de tornillos de unión del modelo con la maquina MTS
- L9 y L10: El desplazamiento del pistón del actuador (comprueba los desplazamientos del medidor interno de la MTS).

### 3.2.3 Secuencia de carga

Se hicieron pruebas monotónicas y cíclicas para un total de 15 especímenes, con gramil ( $g_1$ ) de 80, 90, 100 y 108 mm. Para cada  $g_1$ , se hizo una prueba monotónica para determinar el desplazamiento de fluencia ( $\Delta_y$ ), como se define adelante; la fuerza de fluencia, ( $V_y$ ); el desplazamiento máximo, ( $\Delta_{max}$ ); y la fuerza máxima, ( $V_{max}$ ). Una vez obtenido  $\Delta_y$ , se realizaron pruebas cíclicas para cada gramil con demandas de ductilidad máxima de 3, 6, 12 y 18. La Tabla 3.1 muestra el patrón de carga cíclica controlado por desplazamientos, el cual es similar al propuesto por la SAC (SAC/BD-97/02). Las amplitudes se modifican en cada ciclo de manera proporcional a  $\Delta_y$ , hasta obtener el  $\Delta_{max}$  correspondiente a la demanda de ductilidad impuesta en cada prueba. Los ciclos se repiten con  $\Delta_{max}$  hasta la falla. La velocidad de carga en todos los casos fue de 1.5 mm/s.

Tabla 3.1 Historia de carga

Paso	No. de ciclos	Ciclos	$\Delta$
1	6	1 - 6	$0.3\Delta_y$
2	6	7-12	$0.6\Delta_y$
3	4	13-16	$1.0\Delta_y$
4	2	17-18	$1.5\Delta_y$
5	2	19-20	$2.0\Delta_y$
6	2 <sup>a</sup>	21-22 (21→)	$3.0\Delta_y$
7	2 <sup>a</sup>	23-24 (23→)	$6.0\Delta_y$
8	2	25-26	$9.0\Delta_y$
9	2 <sup>a</sup>	27-29 (27→)	$12.0\Delta_y$
10	... <sup>a</sup>	30→	$18.0\Delta_y$

<sup>a</sup>Ciclo repetido hasta la falla del espécimen

La Tabla 3.2 muestra los especímenes ensayados y algunos resultados experimentales. El nombre del espécimen contiene información relevante, por ejemplo, L152-10-g90-D6 significa que es un ángulo de lados iguales de 152 mm, 10 mm de espesor, gramil de 90 mm y que la máxima demanda de ductilidad fue de 6 en la prueba cíclica. La letra M en el nombre corresponde a una prueba monotónica. El parámetro  $g_2$ , es denominado gramil efectivo. Como se ve en la Fig. 3.2 (b), es la distancia desde el filete del ángulo hasta la

cara de la cabeza del tornillo. Localiza precisamente los puntos donde se forman articulaciones plásticas.  $g_2$  depende de  $g_1$ , del tamaño de los tornillos y del espesor del ángulo, por lo que define en gran medida la rigidez, la ductilidad y la capacidad de disipar energía histerética.

Tabla 3.2 Resultados experimentales

Espécimen		$g_2/t$	$\Delta_y$	$\Delta_{max}$	$\mu$	$V_y$	$V_{max}$	$K_{ei}$	$K_p$	Num. ciclos	$E_H$
No.	Nombre	(mm)	(mm)		(kN)	(kN)	(kN/mm)	(kN/mm)		(kN.m)	
1	L152-10-g80-M	3.9	0.60	12.7	*	65.0	110.4	45.79	6.67	*	*
2	L152-10-g80-D12	3.9	*	7.2	12	*	95.2	68.15	*	118	33.05
3	L152-10-g80-D18	3.9	*	11.0	18	*	103.7	140.40	*	61	23.60
4	L152-10-g90-M	5.0	1.00	19.8	*	50.0	103.2	24.66	3.10	*	*
5	L152-10-g90-D3	5.0	*	3.0	3	*	57.0	57.56	*	1559	51.00
6	L152-10-g90-D6	5.0	*	6.0	6	*	73.0	77.44	*	213	42.50
7	L152-10-g90-D12	5.0	*	12.0	12	*	88.6	76.61	*	43	24.65
8	L152-10-g90-D18	5.0	*	18.0	18	*	99.3	60.25	*	25	17.35
9	L152-10-g100-M	6.0	1.70	18.0	*	47.5	87.7	26.40	2.32	*	*
10	L152-10-g100-D3	6.0	*	5.1	3	*	74.8	49.43	*	359	48.10
11	L152-10-g100-D6	6.0	*	10.2	6	*	67.9	28.91	*	116	42.25
12	L152-10-g100-D11	6.0	*	18.0	11	*	89.0	29.11	*	43	29.55
13	L152-10-g108-M	6.9	1.75	22.0	*	40.0	78.1	14.41	2.00	*	*
14	L152-10-g108-D6	6.9	*	10.5	6	*	64.8	29.67	*	90	33.90
15	L152-10-g108-D10	6.9	*	18.0	10	*	78.1	20.75	*	32	29.70

### 3.2.4 Ductilidad

En el contexto de la respuesta de sistemas típicos de un grado de libertad, la ductilidad ( $\mu$ ) se define como la razón del desplazamiento de fluencia y el desplazamiento máximo. Con esta definición para el caso de los experimentos aquí discutidos, se pueden tener distintos valores aparentes de ductilidad, ya que existen varias alternativas para definir el desplazamiento de fluencia en los ángulos.  $\Delta_y$  puede ser considerado como el

desplazamiento cuando se produce la primera fluencia, o bien, el que produce el mecanismo en el ángulo, dichos desplazamientos corresponden respectivamente al inicio y final de la zona de transición, en la grafica  $V-\Delta$ , delimitada por los puntos 1 y 2 que se muestran en la Fig. 3.3. Shen considera a  $\Delta_y$  como el correspondiente a la formación del mecanismo. Así, reporta valores de ductilidad entre 8 y 10 (Shen y Astaneh, 1999). Dado que para los primeros niveles de carga, los esfuerzos en los ángulos son debidos a flexión y cortante, la plastificación de la sección se da de manera gradual y ocurre en proporciones diferentes en cada sección. Por tanto, no se observa una pérdida súbita de rigidez, sino que se da en un rango amplio de desplazamiento definido ya como zona de transición. Además, considerando que la capacidad de disipar  $E_H$  de los ángulos es un parámetro importante, en este estudio se propone un valor de  $\Delta_y$  obtenido de la intersección de dos líneas rectas como se ve en la Fig. 3.3, de tal manera que se igualen las áreas encerradas por dichas líneas y la curva  $V-\Delta$  de la prueba monotónica. En la Tabla 3.2 se muestran los valores de  $\Delta_y$  obtenidos con esta definición.

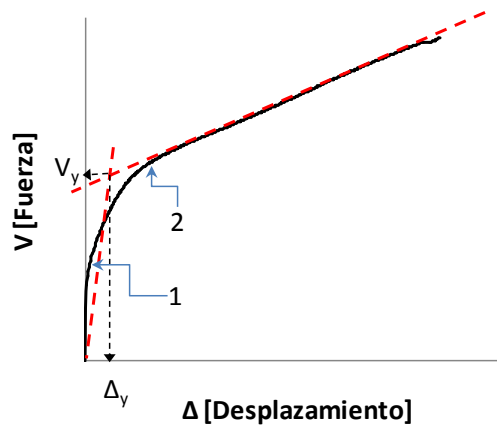


Fig. 3.3 Curva Monotónica

### 3.2.5 Patrones de falla y ciclos histeréticos

En todos los casos la falla se presentó por fatiga en los ángulos. Se formó un mecanismo con tres articulaciones plásticas. La primera, paralela a la cara de los tornillos de columna; las otras dos se formaron en los filetes del ángulo (Fig. 3.2(c)). Como se ve en la Fig. 3.4(a) y (b), las fracturas ocurrieron en el filete del ángulo por el lado de la columna, excepto en los especímenes 5 y 10. En estos casos, los tornillos se aflojaron perdiendo algo de sujeción con la columna, lo que permitió mayor libertad de rotación y la fractura ocurrió en el filete por el lado de la viga. En las pruebas monotónicas,  $\Delta$  correspondiente a la primera fluencia

es casi imperceptible. Cuando se forma el mecanismo se observaron valores  $\Delta$  de 2.3, 3.3, 4.5 y 5.5 mm de los especímenes con gramil de 80, 90, 100 y 108 mm respectivamente. A partir de los desplazamientos registrados por los LED, se observa que los tornillos permanecen elásticos, las deformaciones axiales en las alas de los ángulos son muy pequeñas, insignificantes en comparación con  $\Delta$ . No hubo deslizamiento relativo de los ángulos respecto a la viga. En los especímenes 5 y 10 se observaron pequeños desplazamientos relativos al patín de columna, ya que, como se mencionó antes, los tornillos perdieron parte del apriete original debido al elevado número de ciclos. A pesar de lo anterior no se observó influencia significativa en los ciclos de histéresis.

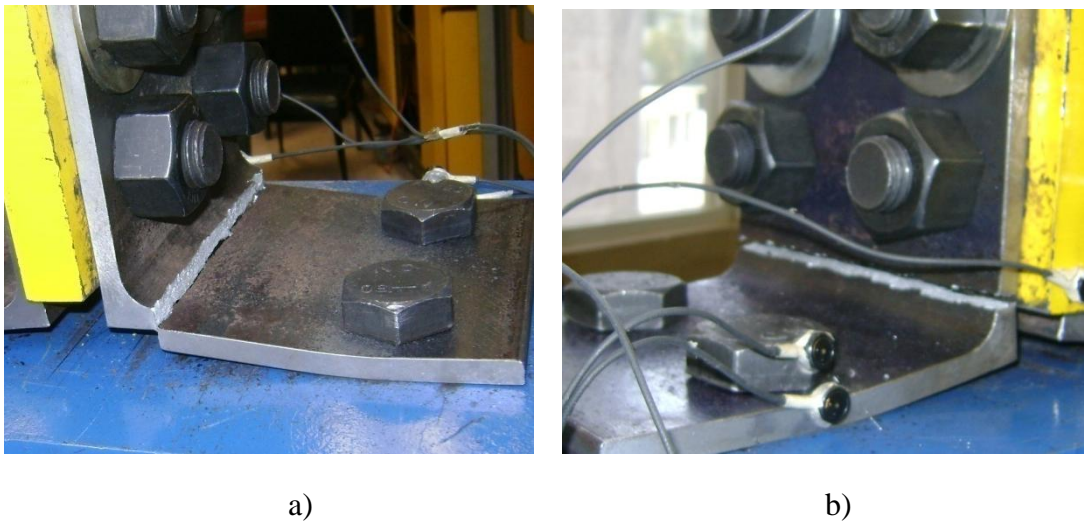


Fig. 3.4 Patrones de falla en los ángulos; a) ala de columna, b) ala de viga

### 3.2.6 Rigidez de los ángulos

La rigidez inicial ( $K_{ei}$ ) corresponde al comportamiento elástico. Se determinó promediando la rigidez obtenida en los primeros ciclos de carga en un rango de desplazamientos muy pequeño antes de la zona de transición. Todos inician en 0.05 mm y terminan entre 0.2 y 0.6 mm, según crece el gramil. La rigidez de post-fluencia ( $K_p$ ) se calcula después de la zona de transición. Esta se mantiene prácticamente constante hasta el desplazamiento máximo del ciclo. La razón de  $K_p$  y  $K_{ei}$  ( $r_p$ ) varía de 0.09 a 0.15 con un promedio de 0.13. De las pruebas cíclicas desarrolladas se observa que: cuando los ciclos se repiten con el mismo  $\Delta_{max}$ ,  $K_p$  se mantiene constante.  $K_{ei}$  y  $K_p$  decrecen cuando la longitud del gramil crece. En la Fig. 3.5 se muestran los resultados de los especímenes 9 y 12, los cuales corresponden respectivamente a una prueba monotónica y a una cíclica con el mismo gramil y la misma demanda de ductilidad. En la Fig. 3.5 se puede observar que:

- La gráfica fuerza- desplazamiento ( $V-\Delta$ ) es no lineal desde desplazamientos muy pequeños.
- La curva de la prueba monotónica es la envolvente de los ciclos histeréticos.
- Al aumentar la amplitud del ciclo, el origen de la curva de recarga no es el mismo aunque siempre pasa por el punto final del ciclo previo. Como consecuencia hay un corrimiento de los ciclos histeréticos, debido al efecto Bauschinger.
- No hay pérdida apreciable de rigidez inicial y resistencia.
- Existe un incremento en  $K_p$  en los ciclos con grandes desplazamientos debido al endurecimiento por deformación y geometría (Shen y Astaneh, 1999; Garlock et al. 2003).
- La rigidez inicial ( $k_i$ ) crece cuando el gramil disminuye.
- La rigidez de post-fluencia ( $k_p$ ) varía entre 9 y 15% de  $k_i$ . Crece cuando el gramil decrece.

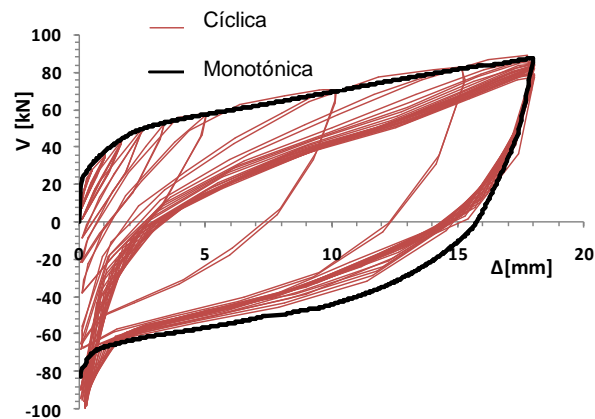


Fig.3.5 Prueba monotónica y cíclica (especímenes 9 y 12)

### 3.2.7 Fatiga en los ángulos

En algunas zonas del mundo se presentan sismos fuertes de larga duración, como sucedió en 1985 en la Ciudad de México, en Chile 2010 y Japón en 2011. Esto implica que las estructuras se ven sujetas a un gran número de ciclos de carga y descarga y a cambios en el sentido de los esfuerzos en elementos estructurales y conexiones. En la Tabla 3.2 se muestra el número de ciclos hasta la falla de los ángulos ensayados, se observa claramente que el número de ciclos que soporta decrece rápidamente cuando crece la demanda de ductilidad ( $\mu$ ). La Fig. 3.6 muestra el número de ciclos ( $NC$ ) obtenidos de los experimentos y su relación con  $\mu$ . La distribución de los resultados tiende a ser asintótica; esto es, el número de ciclos tiende a cero cuando la demanda de ductilidad tiende infinito. Por otro lado, el número de ciclos tiende a infinito cuando la ductilidad tiende a cero. Mediante un análisis de regresión de los resultados experimentales se obtiene la Ec. (3.1), con la cual se

puede calcular el máximo número de ciclos que el ángulo soporta para una demanda de ductilidad específica. La gráfica de la Ec. (1) se muestra en la Fig. 3.6 y se le conoce como, curva de fatiga.

$$NC = 3149\mu^{-1.63} \quad (3.1)$$

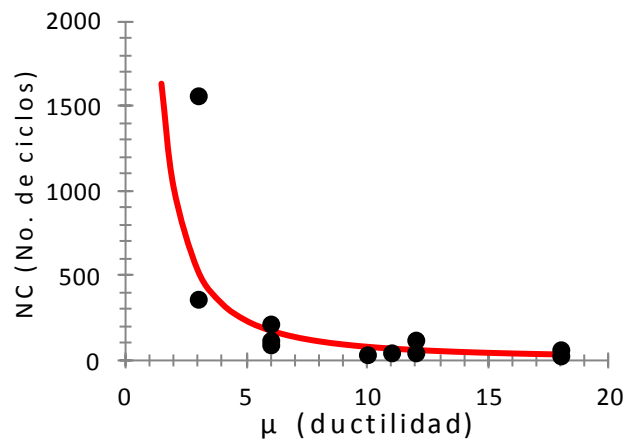


Fig. 3.6 Curva de fatiga

### 3.2.8 Capacidad de energía histerética de los ángulos

La capacidad para disipar energía es primordial en el desempeño sísmico de las estructuras. En el caso de los MPDE y conexiones TS, los ángulos son los principales elementos disipadores de  $E_H$ . Es una cuestión importante conocer cuáles son las variables significativas que afectan esta capacidad. La  $E_H$  disipada, es la suma del área encerrada en los ciclos de histéresis hasta la falla. Se sabe que la  $E_H$  disipada es función directa del volumen de material que se plastifica. Entonces, esta se incrementa con el tamaño del ángulo utilizado y crece más rápido con el incremento del espesor (Shen y Astaneh, 1999; Garlock et al. 2003). En la Fig. 3.7 se muestran las gráficas de  $E_H$  vs  $\mu$  para cada gramil registrado de la Tabla 3.2. Se puede observar que:

- Con  $\mu$  constante y gramil variable, la  $E_H$  es prácticamente constante.
- Con gramil constante, al aumentar  $\mu$ , la  $E_H$  disminuye.

- En todos los casos, cuando disminuye  $\mu$  crece  $E_H$ , debido a que, aún cuando los ciclos son pequeños, soporta un número mayor antes de la falla.
- Hay una variación lineal entre  $E_H$  y  $\mu$ .

Mediante un análisis de regresión de los resultados experimentales, se obtiene la Ec. (3.2), con la cual se puede calcular la  $E_H$  en función de  $\mu$ , válida solo para ángulos de acero G50, de 152x152x10 mm y longitud  $b=152$  mm.

$$E_H = 51.84 - 1.849\mu \text{ kN.m} \quad (3.2)$$

Se puede calcular la energía histerética disipada por unidad de longitud del ángulo ( $E_{Hb}$ ) como:

$$E_{Hb} = \frac{E_H}{b} \quad (3.3)$$

Donde  $b$  es la longitud del ángulo. Aplicando la Ec. (3.3) con  $b=152$  mm a los resultados del presente estudio, se obtiene la Ec. (3.4), válida para calcular la capacidad de energía histerética por unidad de longitud, en ángulos de 10 mm de espesor y cualquier gramil.

$$E_{Hb} = 0.341 - 0.012\mu \text{ kN. m/mm} \quad (3.4)$$

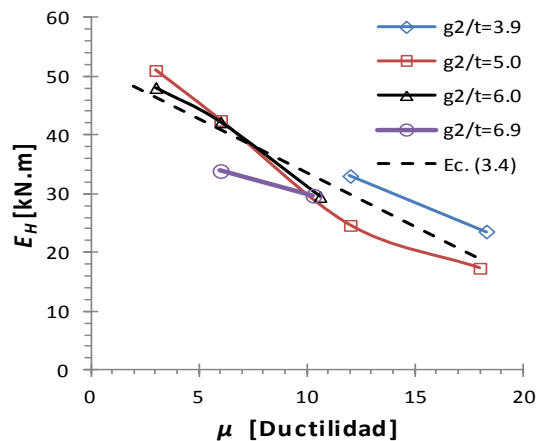


Fig. 3.7 Capacidad de  $E_H$  de los ángulos

### 3.3 MODELO ANALÍTICO PARA LA RIGIDEZ INICIAL

Para estimar la rigidez inicial se idealiza el ángulo atornillado como una estructura reticular y se usa el método de desplazamientos (Waver y Gere, 1980) para encontrar la relación entre fuerza y desplazamiento en el rango elástico. La Fig. 3.8 muestra el modelo usado. Sin considerar deformación axial tiene 2 grados de libertad: un desplazamiento lineal en  $y$  ( $\Delta$ ) y un desplazamiento angular ( $\theta$ ). El nudo A es fijo y representa la acción de los tornillos de columna. El nudo B es libre y C tiene restricción al desplazamiento en dirección  $x$  y al giro, está libre para desplazarse en dirección  $y$ . La rigidez  $EI$  es constante para las porciones AB y BC. Las longitudes  $g_c$  y  $g_v$  son paralelas a columna y viga respectivamente. La fuerza  $V$  se aplica al extremo C del elemento BC. Las Ecs. (3.5) y (3.6) se han obtenido para calcular los desplazamientos correspondientes a los grados de libertad de la Fig. 3.8.

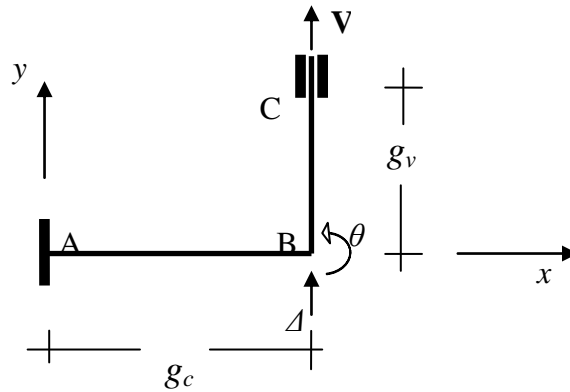


Fig. 3.8 Ángulo idealizado

$$\Delta = \frac{g_c^3}{3EI} \frac{\left(1 + \frac{g_c}{g_v}\right)}{\left(1 + \frac{4g_c}{g_v}\right)} V \quad (3.5)$$

$$\theta = \frac{g_c}{2EI} \frac{1}{\left(1 + \frac{4g_c}{g_v}\right)} V \quad (3.6)$$

En la ecuaciones anteriores,  $E$  es el módulo de elasticidad e  $I$  es el momento de inercia de la sección longitudinal del ángulo. Los momentos en los extremos de las barras se consideran



positivos anti-horarios y están dados por las Ec. (3.7), (3.8) y (3.9). Nótese que el momento  $M_{AB}$  es el de mayor magnitud seguido del  $M_{BA}$ , por lo que se formará primero la articulación plástica en el punto A y posteriormente dos articulaciones simultaneas en B, una por cada lado del talón del ángulo, tal y como se observó en los experimentos.

$$M_{AB} = -\frac{Vg_v \left(1 + \frac{2g_c}{g_v}\right)}{\left(\frac{g_v}{g_c} + 4\right)} \quad (3.7)$$

$$M_{BC} = -M_{BA} = \frac{2Vg_v}{\left(\frac{g_v}{g_c} + 4\right)} \quad (3.8)$$

$$M_{CB} = \frac{Vg_v}{\left(\frac{g_v}{g_c} + 4\right)} \quad (3.9)$$

De la Ec. (3.5) se puede establecer la relación entre fuerza y desplazamiento en el ángulo,  $V=K_i\Delta$ , de donde se desprende que  $K_i$  es la rigidez inicial y está dada por:

$$K_i = \frac{3EI}{g_c^3} \frac{\left(1 + \frac{4g_c}{g_v}\right)}{\left(1 + \frac{g_c}{g_v}\right)} \quad (3.10)$$

Para calcular  $K_i$  con la Ec. (3.10), las longitudes  $g_c$  y  $g_v$ , se miden de la cara del tornillo a la parte externa del ángulo. Con esto se logró la mejor aproximación a los resultados experimentales ( $K_{exp}$ ).  $K_{exp}$  se calcula como el promedio de  $K_{ei}$  para cada grupo con igual

gramil de los resultados experimentales mostrados en la Tabla 3.2. En general la Ec. (3.10) sobreestima la rigidez inicial, en promedio 8.5%. En la Fig. 3.9 se grafica  $CK$  el cual se define como la razón de  $K_{exp}$  y  $K_i$ , contra  $g_c/t$ . Mediante un análisis de regresión se obtiene la Ec. (3.11), a partir de la cual se puede calcular el factor de corrección  $CK$ . Al multiplicar  $K_i$  por  $CK$  se obtiene la rigidez inicial corregida ( $K_i^*$ ), acercándola a los valores experimentales. Con esto, el error promedio se reduce al 2%. La Tabla 3.3 muestra los valores de  $CK$ ,  $K_i$  y  $K_i^*$ . La última columna muestra el error de  $K_i^*$  respecto a  $K_{exp}$ . La Ec. (3.10) junto con la Ec. (3.11) representan una opción sencilla para calcular la rigidez inicial en este tipo de ángulos.

La rigidez inicial muestra una variación lineal con respecto a  $g_c/t$  según se observa en la Fig. 3.10, donde se grafican los valores de  $K_{exp}$  y  $K_i^*$  vs.  $g_c/t$ .

$$CK = -0.063\left(\frac{g_c}{t}\right)^2 + 0.882\left(\frac{g_c}{t}\right) - 2.036 \quad (3.11)$$

Tabla 3.3 Rigidez inicial

Especímenes	$K_i$ (kN/mm)					
	$g_c/t$	$CK$	$K_{exp}$ (kN/mm)	$K_i$	$CK * K_i$	% Error
1_3	6.25	1.016	84.78	85.51	86.86	2.4
4_8	7.31	1.045	59.30	55.72	58.23	-1.8
9_12	8.36	0.935	33.46	38.37	35.87	6.7
13-15	9.20	0.746	21.61	29.37	21.91	1.4

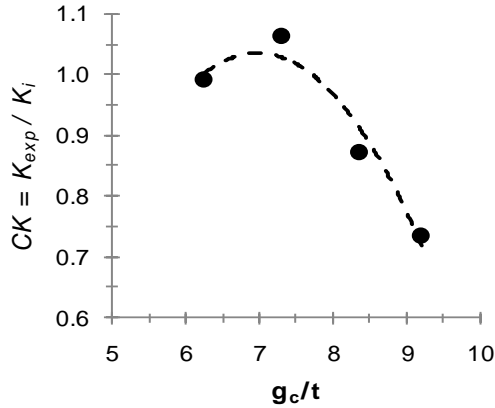


Fig. 3.9 Factor de corrección  $K_i$

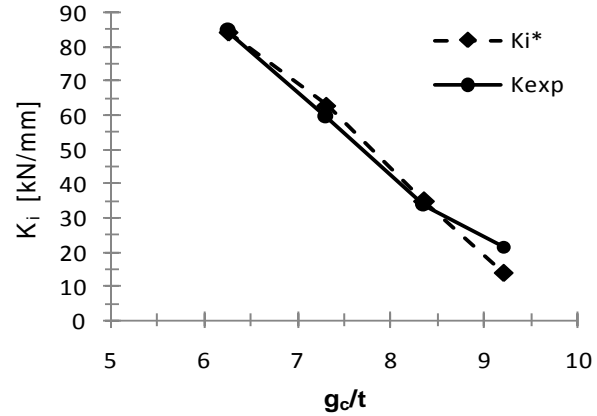


Fig. 3.10 Variación de la rigidez inicial

### 3.4 MODELO HISTERÉTICO FUERZA-DESPLAZAMIENTO

Para realizar análisis dinámicos que reflejen el comportamiento real de los marcos de acero con conexiones TS, es de primordial importancia establecer un modelo matemático que reproduzca lo mejor posible el comportamiento histerético de los ángulos en la conexión. Basados en resultados experimentales, se han propuesto algunos modelos para representar los ciclos histeréticos. Shen and Astaneh (2000) propusieron un modelo multi-lineal intentando capturar los cambios que suceden al incrementarse los desplazamientos inelásticos; Garlock et al (2003) propusieron un modelo bi-lineal envolvente de los ciclos histeréticos; Chou and Shen (2011) sustituyen los ángulos por placas de acero y proponen un comportamiento bi-lineal. De los resultados experimentales se pudo observar que los ciclos de histéresis son estables y se mantienen constantes para una demanda de ductilidad constante, que existe una amplia zona de transición entre la primera fluencia y la formación del mecanismo (porción curva de la gráfica  $V-\Delta$ ), lo que hace difícil la aproximación con funciones lineales. Por lo anterior, en este trabajo se propone una ecuación exponencial que es una extensión de la propuesta por Richard y Abbott (1975). Con esta función continua se modelan los ciclos de carga y descarga de los ángulos. Este modelo se presenta en la Ec. (3.12).

$$V = V_a - \frac{k(1-r_p)(\Delta_a - \Delta)}{\left[1 + \left|\frac{k(1-r_p)(\Delta_a - \Delta)}{\phi V_y}\right|^N\right]^{\frac{1}{N}}} - r_p k(\Delta_a - \Delta) \quad (3.12)$$

donde  $V$ = fuerza,  $\Delta$ =desplazamiento,  $k$ =rigidez inicial,  $r_p$ =razón de la rigidez inicial y la rigidez de post-fluencia,  $V_y$  fuerza de fluencia,  $N$ = parámetro que define la curvatura de la zona de transición,  $\varphi$ =define la trayectoria de los ciclos de descarga y recarga,  $V_a$  y  $\Delta_a$  son la fuerza y desplazamiento donde inicia el ciclo de carga o descarga, según sea el caso. Nótese que debido al efecto Buchinger se modifica el punto de inicio del ciclo de carga después de un ciclo con grandes desplazamientos, y es evidente que el inicio del ciclo de descarga se modifica al demandar distintos desplazamientos máximos. Por claridad, de la Fig. 3.5, se aislaron algunos ciclos histeréticos con distintas demandas de ductilidad. Estos se muestran con línea continua en la Fig. 3.11, y con línea discontinua se presenta la grafica de la Ec. (3.12). Los valores de los parámetros usados en la ecuación se obtienen de la siguiente manera:  $k = 38$  kN/mm calculado con la Ec. (3.10) y (3.11),  $r_p = 0.08$ ,  $V_y = kD_y = 44.6$  kN,  $N = 2.5$  y  $\varphi = 2.0$ . Se puede observar una buena aproximación entre los ciclos histeréticos obtenidos experimentalmente y los obtenidos con la Ec. (3.12).

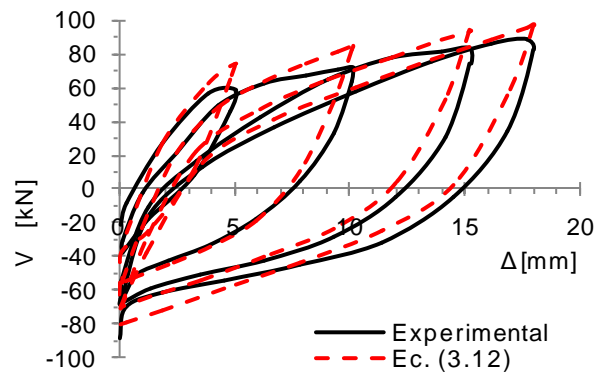


Fig.3.11 Ciclos histeréticos del espécimen 9

Como ya se comentó, para especímenes idénticos, la curva monotónica es la envolvente de los ciclos histeréticos. Esta curva puede ajustarse con la Ec. (3.12) haciendo ligeros cambios en los parámetros  $r_p$  y  $\varphi$ : para el tramo de carga (curva virgen)  $r_p = 0.06$ ,  $\varphi = 1$ ,  $\Delta_a = 0$  y  $V_a = 0$ . Para la descarga  $r_p = 0.06$ ,  $\varphi = 2.5$ ,  $\Delta_a$  y  $V_a$  son los valores máximos alcanzados en el tramo de carga.  $k$ ,  $N$  y  $V_y$  permanecen sin cambio. La Fig. 3.12 muestra con línea continua la curva monotónica obtenida experimentalmente del espécimen 9 (es parte de la Fig. 3.5), con línea discontinua se muestra la gráfica de la Ec. (3.12).

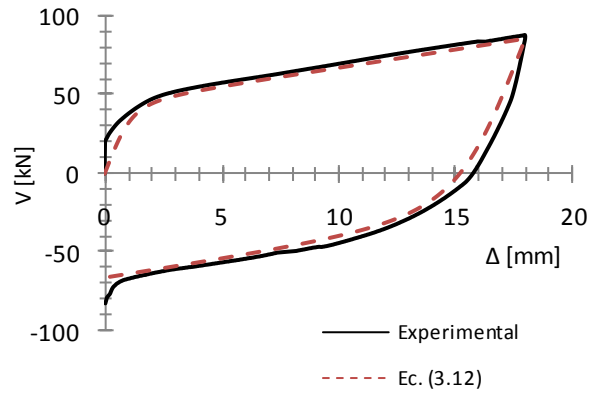


Fig. 3.12 Curva monótonica del espécimen 10

### 3.5 MODELO HISTERÉTICO MOMENTO-ROTACIÓN RELATIVA

#### 3.5.1 Modelo estructural de la conexión

Una forma común de representar el comportamiento histerético de una conexión es mediante la curva momento-rotación ( $M-\theta_r$ ). En las Figs. 3.13(a) y (b) se muestra un ensamble típico de una conexión postensada y cómo se deforma por flexión.  $\theta_r$  es la rotación relativa del eje de la viga respecto a la cara de la columna, y  $M$  es el momento flexionante en el extremo de la viga.

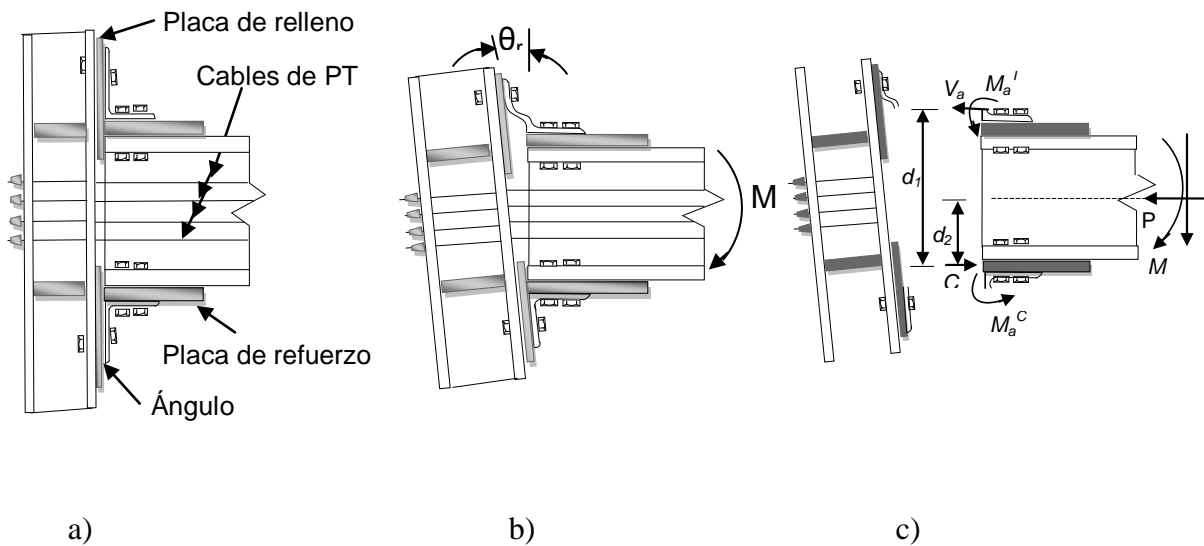


Fig. 3.13. Conexión semi-rígida postensada

En la Fig. 3.13(c) se muestran las fuerzas y momentos presentes en la conexión, donde se puede identificar a  $V_a$  como la fuerza en el ángulo que puede calcularse con la Ec. (3.12),  $M_a^T$  y  $M_a^C$  son los momentos en los ángulos de tensión y compresión respectivamente,  $P$  es la resultante de fuerza axial en la viga (aquí está incluida la fuerza axial de los tendones de postensado),  $C$  es la resultante de compresión actuando en el centro de rotación. Según estudios experimentales realizados por Garlock (Garlock et al, 2007), el centro de rotación se ubica a la mitad del espesor de la placa de refuerzo del patín a compresión. Las distancias  $d_1$  y  $d_2$  son los brazos de palanca medidos desde el centro de rotación a la línea de acción de las fuerzas  $V_a$  y  $P$ , respectivamente.

La resultante de fuerza axial de la viga está dada por

$$P = T_s + F \quad (3.13)$$

donde  $T_s$  es la resultante de fuerzas de los tendones y  $F$  en la fuerza inducida por la interacción del sistema de piso con la viga. Haciendo sumatoria de momentos respecto al centro de rotación, sin considerar a  $F$ , se tiene

$$M = T_s d_2 + V d_1 + M_a^T + M_a^C \quad (3.14)$$

La Ec. (3.14) muestra que tendones y ángulos trabajan como resortes en paralelo, el termino  $T_s d_2$  representa la contribución de los tendones de postensado al momento que resiste la conexión, el resto de los términos representan la contribución de los ángulos. En resumen, se puede plantear que la resistencia a flexión de la conexión es la superposición de la contribución de los tendones más la de los ángulos.

### 3.5.2 Contribución de los tendones de postensado.

Para obtener la curva  $M-\theta_r$  de los tendones de postensado, es necesario transformar la rigidez axial ( $k_s$ ) de los tendones a una rigidez rotacional equivalente ( $k_{s\theta}$ ), lo cual se puede hacer de la siguiente manera:

La tensión en los tendones ( $T_s$ ) es la suma de la tensión inicial impuesta ( $T_0$ ) y la tensión adicional ( $T_A$ ) producida por la deformación resultado de la abertura de las conexiones:

$$T_s = T_0 + T_\Delta \quad (3.15)$$

La ecuación que relaciona fuerza con desplazamiento es

$$T_s = T_0 + k_s \Delta_s \quad (3.16)$$

donde:  $\Delta_s$  es la elongación de los tendones debido a la abertura de la conexión. En la Fig. (3.13c) se observa que  $d_2$  es la distancia del centro de rotación a la resultante de fuerzas axiales en la viga, entonces se puede plantear la siguiente relación:

$$\Delta_s = 2d_2\theta_r \quad (3.17)$$

El factor 2 en la Ec. (3.17) es debido a que son dos las conexiones que tienen influencia en la deformación de los tendones al interior de una cruzija. Sustituyendo la Ec. (3.17) en la Ec. (3.16) se tiene

$$T_s = T_0 + 2k_s d_2 \theta_r \quad (3.18)$$

La Ec. (3.18) es la relación entre la fuerza en los tendones y la rotación de la conexión. Multiplicando ambos miembros de la Ec. (18) por  $d_2$  se obtiene:

$$M_s = T_0 d_2 + 2k_s d_2^2 \theta_r \quad (3.19)$$

De donde se concluye que

$$k_{s\theta} = 2k_s d_2^2 \quad (3.20)$$

$k_{s\theta}$  en la Ec. (3.20) es la contribución de los tendones a la rigidez rotacional de la conexión. En resumen, la Ec. (3.19) se puede escribir como:

$$M_s = M_d + k_{s\theta} \theta_r \quad (3.21)$$

La Ec. (3.21) es la relación momento-rotación de los tendones en una conexión semi-rígida postensada.  $M_d = T_0 d_2$  es conocido como momento de descompresión y es resultado de la tensión inicial, por lo que es una constante. Además, representa el valor del momento justo cuando la conexión comienza a abrirse.

### 3.5.3 Contribución de los ángulos

La contribución de los ángulos al momento resistente en la conexión, puede calcularse como:

$$M_v = V d_1 \quad (3.22)$$

donde  $V$  es la fuerza en el ángulo, y  $d_1$  es la distancia del filete del ángulo al centro de rotación, como se ve en la Fig. (3.13c). En el rango elástico  $V = K_i \Delta$ , donde  $K_i$  es la rigidez inicial y  $\Delta$  el desplazamiento (“gap”). Se puede establecer que  $\Delta = d_1 \theta_r$ ; entonces  $V = K_i d_1 \theta_r$ . Sustituyendo en la Ec. (3.22):

$$M_v = K_i d_1^2 \theta_r \quad (3.23)$$

De la Ec. (3.23) se concluye que la contribución de los ángulos a la rigidez rotacional de la conexión es:



$$k_{v\theta} = K_1 d_1^2 \quad (3.24)$$

### 3.5.4 Modelo combinado de ángulos más tendones

Dado que solo los ángulos exhiben comportamiento no lineal, la forma de los ciclos histeréticos de la conexión postensada es similar a la definida previamente en la Ec. (3.12). Tomando como base esta ecuación y sumando la contribución de los tendones se puede escribir la Ec. (3.25), la cual define la curva  $M-\theta_r$  de los ciclos histeréticos de la conexión semi-rígida postensada.

$$M = M_a - \frac{k_{v\theta}(1-r_p)(\theta_a - \theta_r)}{\left[1 + \left| \frac{k_{v\theta}(1-r_p)(\theta_a - \theta_r)}{\varphi M_y} \right|^N\right]^{\frac{1}{N}}} - (r_p k_{v\theta} + k_{s\theta})(\theta_a - \theta_r) \quad (3.25)$$

$M_a$  y  $\theta_a$  son los valores al inicio de cada ciclo de carga o descarga, tomando los siguientes valores: para los ciclo de carga y recarga  $M_a=M_d$  y  $\theta_a=0.0$ . Para el ciclo de descarga  $M_a$  y  $\theta_a$  toman los valores máximos del ciclo de carga que le precede.  $M_y=V_y d_1$ ,  $r_p$ ,  $N$  y  $\varphi$  tienen el mismo significado que en la Ec. (3.12).

Para probar el uso de la Ec. (3.25), se diseñó una conexión usando ángulos similares al espécimen 12, la viga es un perfil W18x46 con placas de refuerzo en los patines de 25 mm de espesor, 4 tendones de alta resistencia, cada uno de 150 mm<sup>2</sup> de área, 279 kN de carga máxima y 8m de longitud. La tensión inicial  $T_0=433.8$  kN,  $d_2=242$  mm ( $M_d=105$  kN-m),  $d_1=519$  mm,  $k_{s\theta}=1757.8$  kN-m/rad,  $k_{v\theta}=10235$  kN-m/rad,  $r_p=0.06$ ,  $M_y=23.2$  kN-m. Sustituyendo estos valores en la Ec. (3.25) con  $M_a=M_d=105$  kN.m,  $\theta_a=0$  y  $\varphi=1$  para el ciclo de carga, y  $M_a=222$  kN.m,  $\theta_a=0.033$  rad y  $\varphi=2$  para el ciclo de descarga, se obtiene la gráfica que se muestra en la Fig. 12.

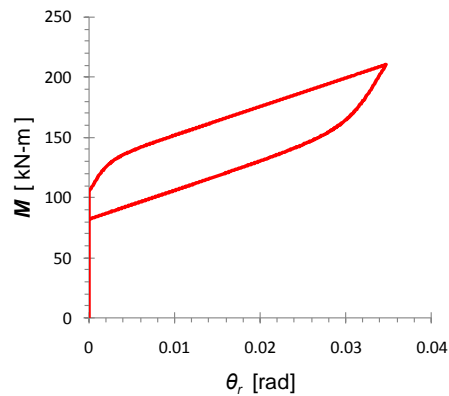


Fig. 3.15 Gráfica  $M-\theta_r$  de una CSPT.

### 3.5.5 Comparación con resultados experimentales

Estudios de seis ensamblajes viga-columna postensados (conexión semi-rígida postensada) fueron desarrollados por Garlock (Garlock et al., 2005). Estos resultados se usan aquí con el propósito de validar la precisión de la Ec. (3.25). Se comparan los especímenes Spec. 16s-45, Spec. 20s-18 y Spec. 36S-30, ensayados bajo carga cíclica para distintos niveles de distorsión. Los especímenes son prototipos de una conexión interior, están formados por vigas W36x150, columna W14x398, ángulos de 8x8x3/4 de 16" de largo, placas de refuerzo en los patines de las vigas de 25x356 mm con longitud variable., Todo lo anterior es de acero con  $F_y=345$  MPa. Los tendones son de 140 mm<sup>2</sup> de área y de acero A-416, su número es variable. El nombre que identifica al espécimen obedece la siguiente regla; por ejemplo "Spec. 16s-18" significa 16 "strad" y 18 es la tensión inicial de cada tendón en kip. A partir de la información de geometría y materiales reportados, se calcularon los parámetros necesarios de la Ec. (3.25). La Fig. (3.16) reportada por Garlock et al (2005) muestran con líneas negras los resultados experimentales, con líneas en color azul, rojo y verde se superponen las gráficas obtenidas con la Ec. (3.25) para los especímenes Spec. 16s-18, Spec. 20s-18 y Spec. 30s-36, respectivamente. En la Fig. (3.16) se puede observar muy buena aproximación de la Ec. (3.25) con los resultados experimentales que representan distintas combinaciones de contribución relativa de ángulos y tendones a la resistencia y rigidez de las conexiones semi-rígidas postensadas. La implementación de este modelo en un programa de cómputo para el análisis dinámico de marcos postensados con conexiones semi-rígidas, se logra de manera sencilla y eficiente, con solo considerar la conexión como un único elemento adicional a la estructura, conservando los parámetros que tienen influencia en la resistencia, rigidez y capacidad de disipar energía.

Una alternativa muy útil y de gran alcance para calcular los parámetros asociados a la contribución de los ángulos en el modelo histerético propuesto, es el uso del programa PRCONN desarrollado por Richard y asociados (Richard, 1993). Cabe también destacar que gracias a la colaboración del Dr. Atol Carr, Profesor de la Universidad de Canterbury en Nueva Zelanda, el modelo histerético de la Ec. (3.25) fue incorporado en 2013 al programa RUAUMOKO con la designación IHYST=71.

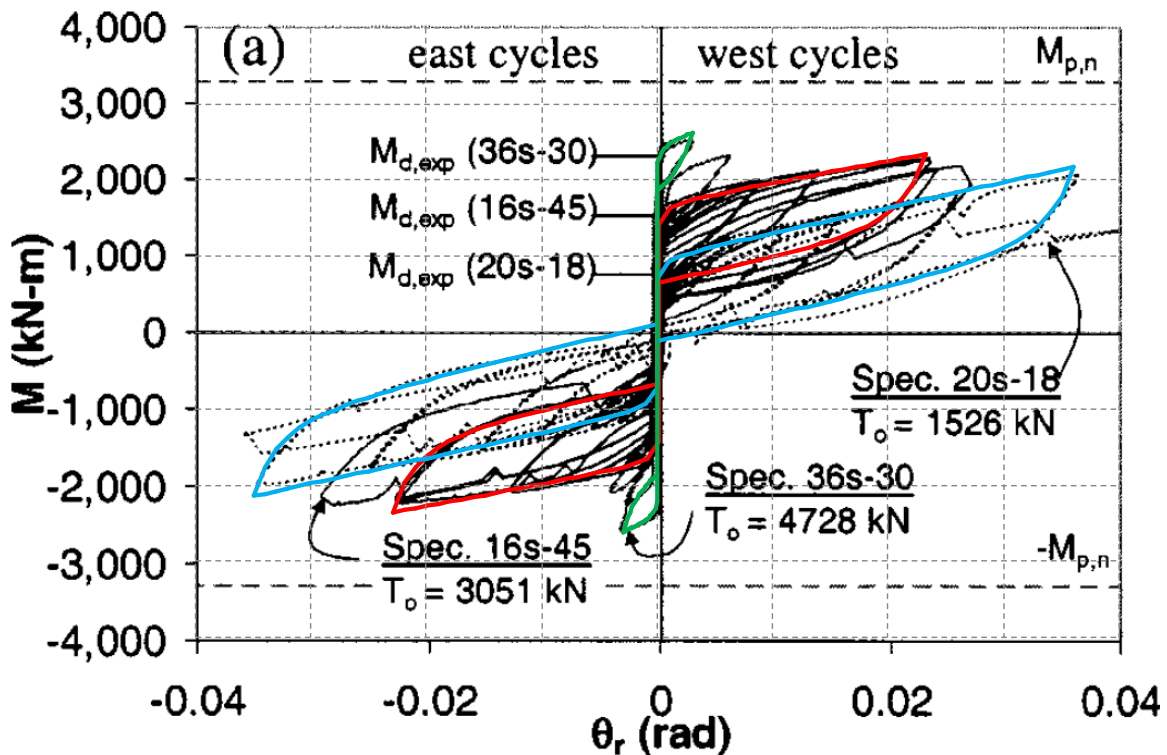


Fig. 13 Comparación entre los resultados Experimentales de Garlock et al (2005) y el modelo histerético de la Ec. (3.25)

### 3.6 CAPACIDAD DE $E_H$ EN ELEMENTOS DE ACERO CON SECCIÓN W.

Para evaluar la capacidad de disipación de energía histerética en vigas o columnas, se usara la Ec. (3.26) propuesta por Akbas para elementos de acero con sección W (Akbas *et al.*, 1997)

$$E_{He} = 2Mp\theta_{pa} = 2Z_f F_y \theta_{pa} \quad (3.26)$$

donde,  $Z_f$  es el módulo de sección de los patines,  $F_y$  es el esfuerzo de fluencia y  $\theta_{pa}$  es la capacidad de rotación plástica acumulada. Esta ecuación considera que sólo los patines disipan energía por deformación plástica. Dado que es difícil calcular  $\theta_{pa}$  se toma con un valor de 0.05, el cual corresponde al límite inferior de capacidad de rotación obtenido de pruebas experimentales (Akbas *et al*, 1997; Choi y Shen, 2001).

## 4 ENERGÍA HISTERÉTICA EN MARCOS SEMI-RIGIDOS POSTENSADOS CON DISIPADORES DE ENERGÍA (MPDE)

### 4.1 INTRODUCCIÓN

Un aspecto importante al utilizar como parámetro de desempeño estructural la energía histerética disipada, es conocer como se distribuye ésta en una edificación. Algunos investigadores han propuesto alternativas sobre la forma en la que se distribuyen las demandas de energía en una estructura. Por ejemplo, Akbas et al. (2001) propone utilizar una distribución lineal a lo largo de la altura. Estudios desarrollados por Bojórquez et al. (2008) en marcos de acero con conexiones rígidas, sugieren que cuando la energía disipada por comportamiento plástico se concentra en las vigas de un marco estructural, una función del tipo log-normal representa con mejor aproximación la distribución de la energía a lo largo de la altura.

Los MPDE se diseñan de manera que las demandas de  $E_H$  se concentren en las conexiones. En el Capítulo 3 se propuso una nueva expresión para el comportamiento histerético de las conexiones semi-rígidas postensadas, validada mediante pruebas experimentales. Una parte importante de una metodología de diseño sísmico de edificios radica en la consideración de la distribución de energía histerética en la altura, en este capítulo, se estudian las demandas de  $E_H$  en las columnas, vigas y conexiones de marcos postensados y se proponen ecuaciones para calcular factores de distribución de energía histerética en la altura ( $FD_{EH}$ ) en función de la demanda de distorsión máxima de entrepiso.

### 4.2 MODELOS ESTRUCTURALES

Los factores de distribución de la energía histerética a lo largo de la altura se proponen en esta investigación a partir del análisis de cinco marcos estructurales de acero postensados. La conexión semi-rígida se logra conectando los patines de tensión y compresión de la viga a la columna mediante ángulos atornillados. Estos ángulos son los que disipan  $E_H$  en la conexión. Para diseñar los cinco MPDE se usó el procedimiento propuesto por Garlock et al (2007), que consiste en diseñar vigas y columnas del marco considerando las conexiones rígidas, posteriormente se diseñan las conexiones y los elementos de postensado de manera que se cumplan los requerimientos de resistencia y de servicio. Los marcos fueron diseñados cumpliendo con los requisitos de diseño sísmico del Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, de México (RCDF, 2004). Las edificaciones se localizan en la zona IIIb de la Ciudad de México, considerando su uso como oficinas, tienen tres crujiás y son de 4, 6, 8, 10 y 14 niveles. En lo sucesivo se identificarán como F4PT, F6PT, F8PT, F10PT y F14PT, respectivamente. Las dimensiones se indican en la Fig. 4.1. Las vigas y columnas son secciones W de acero A36, se consideró un modelo de

comportamiento bilineal con 3% de rigidez de post-fluencia, el porcentaje de amortiguamiento utilizado fue 3% del crítico ( $\xi=3\%$ ), las secciones de vigas y columnas obtenidas del diseño de cada marco se resumen en la Tabla 4.1. En el diseño de las conexiones se usaron ángulos de acero grado 50, tornillos A490 de 25 mm de diámetro, la longitud de los ángulos se tomó igual al ancho del patín de la viga ( $b_f$ ), se probaron distintos ángulos quedando los siguientes: en todas las conexiones del marco de 4 niveles los ángulos son 152x16 mm, en el resto de los marcos son de 152x13 mm. Para prevenir el aplastamiento y pandeo local de los patines, en los extremos de las vigas se soldaron placas de refuerzo de 25 mm de espesor y 1000 mm de longitud. Los cables de postensado son paralelos al eje de la viga, pasan a través de las columnas interiores y se fijan a la cara exterior de las columnas en los extremos del marco, están formados con 7 alambres con un área de  $150 \text{ mm}^2$  y soportan una carga máxima de 279 kN. En la Tabla 4.2 se muestra el número de cables y la tensión inicial del diseño. En la Fig. 4.2 se muestra un ensamblaje típico de un marco de acero. Se pueden identificar los elementos de postensado y los elementos disipadores de energía, que en este caso son ángulos atornillados. Los periodos fundamentales ( $T_1$ ) son 0.89, 1.03, 1.25, 1.37 y 2.10 segundos, para los marcos de 4, 6, 8, 10 y 14 niveles, respectivamente.

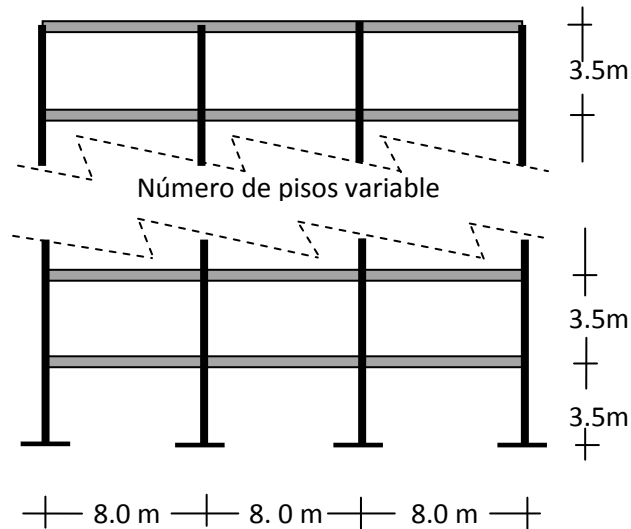


Fig. 4.1- Marco tipo

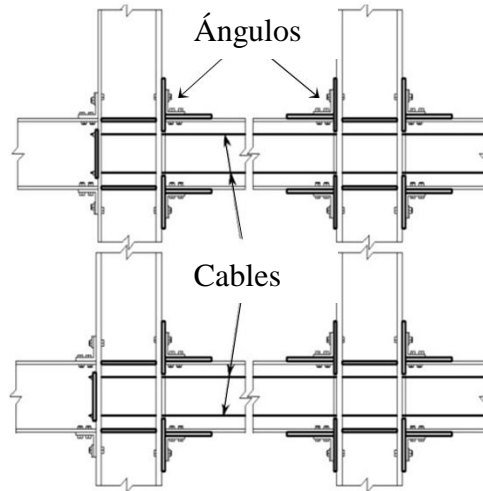


Fig. 4.2 Arreglo básico del marco postensado conectado con ángulo

Tabla 4.1 Secciones estructurales de los marcos de acero

piso	F4	F6	F8	F10
Columnas Interiores				
1	W21x122	W30x173	W36x210	W36x280
2	W21x122	W30x173	W36x210	W36x280
3	W21x111	W30x148	W36x194	W36x245
4	W21x111	W30x148	W36x194	W36x245
5		W30x124	W36x170	W36x210
6		W30x124	W36x170	W36x210
7			W36x160	W36x182
8			W36x160	W36x182
9				W36x150
10				W36x150
Columnas Exteriores				
1	W18x97	W27x146	W36x194	W36x280
2	W18x97	W27x146	W36x194	W36x280
3	W18x86	W27x129	W36x182	W36x245
4	W18x86	W27x129	W36x182	W36x245
5		W27x114	W36x160	W36x210
6		W27x114	W36x160	W36x210
7			W36x135	W36x182
8			W36x135	W36x182
9				W36x150
10				W36x150
Vigas				
1	W16x67	W18x71	W21x83	W21x68
2	W16x57	W18x76	W21x93	W21x93
3	W16x45	W18x76	W21x93	W21x101
4	W16x40	W16x67	W21x83	W21x101
5		W16x50	W18x71	W21x101
6		W16x45	W18x65	W21x93
7			W18x55	W21x73
8			W18x46	W21x68
9				W21x57
10				W21x50

Tabla4. 2 Número de cables y tensión inicial

PISO	F4PT		F6PT		F8PT		F10PT	
	NS	To kN	NS	To kN	NS	To kN	NS	To kN
1	16	1283.7	12	983.4	12	983.4	12	987.4
2	16	1256.4	16	1314.4	12	992.1	12	1002.5
3	16	1271.6	16	1311.6	14	1018.2	18	1443.9
4	16	1205.7	16	1267.7	14	1042.6	18	1457.2
5			16	1262.5	16	1182.9	18	1466.7
6			14	1150.1	16	1196.4	14	1101.7
7					16	1180.5	14	1104.6
8					14	1022.5	14	1110.1
9							14	1076.2
10							12	925.2

### 4.3 REGISTROS SISMICOS

Los modelos estructurales descritos antes se someten a la acción de varios registros sísmicos de banda angosta y larga duración. Los movimientos sísmicos de banda angosta tienen la característica especial de afectar considerablemente estructuras específicas en un corto intervalo de periodos (especialmente, estructuras que sufren “ablandamiento” o con periodos estructurales cercanos al periodo dominante del suelo). Este tipo de registros demandan grandes cantidades de energía a las estructuras, comparados con movimientos de banda ancha (Terán y Jirsa, 2007). Un caso especial donde se generan este tipo de movimientos corresponde a la zona del lago de la ciudad de México. En este estudio se utilizará un conjunto de 30 movimientos sísmicos registrados en el suelo blando de la ciudad de México. El intervalo de magnitudes varía de 6.9 a 8.1 (incluyendo el registro obtenido en la estación de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte durante el evento sísmico del 19 de septiembre de 1985). En la Tabla 4.3 se muestran la magnitud, aceleración, velocidad máxima y tiempo de duración de cada registro sísmico. Los registros se utilizaron previamente por Bojórquez y Rivera (2008), y corresponden a eventos sísmicos de subducción. Fueron tomados en suelo con periodo de vibrar cercano a 2 segundos, dentro de la zona donde ocurrieron los mayores daños en la ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985.



Tabla 4.3 Características de los acelerogramas utilizados

Registro	Fecha	Magnitud	Estación	$A_{ms}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$V_{ms}$ (cm/s <sup>2</sup> )
1	19/09/1985	8.1	SCT	178.0	59.5
2	21/09/1985	7.6	Tlahuac deportivo	48.7	14.6
3	25/04/1989	6.9	Alameda	45.0	15.6
4	25/04/1989	6.9	Garibaldi	68.0	21.5
5	25/04/1989	6.9	SCT	44.9	12.8
6	25/04/1989	6.9	Sector Popular	45.1	15.3
7	25/04/1989	6.9	Tlatelolco TL08	52.9	17.3
8	25/04/1989	6.9	Tlatelolco TL55	49.5	17.3
9	14/09/1995	7.3	Alameda	39.3	12.2
10	14/09/1995	7.3	Garibaldi	39.1	10.6
11	14/09/1995	7.3	Liconsa	30.1	9.62
12	14/09/1995	7.3	Plutarco Elías Calles	33.5	9.37
13	14/09/1995	7.3	Sector Popular	34.3	12.5
14	14/09/1995	7.3	Tlatelolco TL08	27.5	7.80
15	14/09/1995	7.3	Tlatelolco TL55	27.2	7.40
16	09/10/1995	7.5	Cibeles	14.4	4.60
17	09/10/1995	7.5	CU Juárez	15.8	5.10
18	09/10/1995	7.5	Centro urbano Presidente Juárez	15.7	4.80
19	09/10/1995	7.5	Córdoba	24.9	8.60
20	09/10/1995	7.5	Liverpool	17.6	6.30
21	09/10/1995	7.5	Plutarco Elías Calles	19.2	7.90
22	09/10/1995	7.5	Sector Popular	13.7	5.30
23	09/10/1995	7.5	Valle Gómez	17.9	7.18
24	11/01/1997	6.9	CU Juárez	16.2	5.90
25	11/01/1997	6.9	Centro urbano Presidente Juárez	16.3	5.50
26	11/01/1997	6.9	García Campillo	18.7	6.90
27	11/01/1997	6.9	Plutarco Elías Calles	22.2	8.60
28	11/01/1997	6.9	Est. # 10 Roma A	21.0	7.76
29	11/01/1997	6.9	Est. # 11 Roma B	20.4	7.10
30	11/01/1997	6.9	Tlatelolco TL08	16.0	7.20

#### 4.4 ENERGÍA HISTERÉTICA EN LOS MPDE

Uno de los objetivos que se debe cumplir al diseñar los MPDE es que las deformaciones plásticas se concentren en los ángulos de las conexiones, mientras vigas y columnas permanecen esencialmente elásticas ante la acción de sismos fuertes; esto es, que el daño se concentre en los ángulos, ya que pueden ser reemplazados fácilmente. Para determinar la  $E_H$  se efectúan análisis dinámicos incrementales de cada marco, sometiénolos al conjunto de 30 registros sísmicos escalados para distintos valores de intensidad sísmica, en términos de la aceleración espectral, en el modo fundamental de vibración de la estructura  $Sa(T_1)$ . La intensidad sísmica varía de 0.1g hasta 2.0g, con incrementos de 0.1g. Para hacer los análisis dinámicos no lineales paso a paso se usó el programa RUAUMOKO (Carr A., 2011).

Con propósito de conocer el promedio de la  $E_H$  disipada en los marcos por la acción de los 30 sismos, para algún valor objetivo de  $\gamma$ , cada MPDE se somete al conjunto de registros sísmicos escalados. Después se grafican los valores de  $\gamma$  contra el correspondiente valor de  $Sa(T_1)$  y se calcula la media de la distorsión máxima de entrepiso ( $\bar{\gamma}$ ). A partir dicha curva se obtiene el valor necesario de  $Sa(T_1)$  que produce el valor objetivo de la distorsión máxima de entrepiso; es decir, se obtiene la relación entre intensidad sísmica y distorsión máxima de entrepiso. En la Fig. 4.3 se muestran los resultados para el marco F10PT. Los valores discretos de  $\gamma$  se obtienen a partir del análisis de las estructuras sometidos a la acción de los treinta sismos escalados para  $Sa(T_1)$  de 0.1 a 2.0g. La línea continua representa  $\bar{\gamma}$ , a partir de la cual se pueden leer los valores de  $Sa(T_1)$  correspondiente a los valores de  $\gamma$  objetivo. En la Tabla 4.4 se muestran las magnitudes de  $Sa(T_1)$  para cinco valores de distorsión de entrepiso para todos los MPDE, de donde se puede observar que para alcanzar la misma  $\gamma$ , los marcos más altos requieren mayores magnitudes de intensidad sísmica.

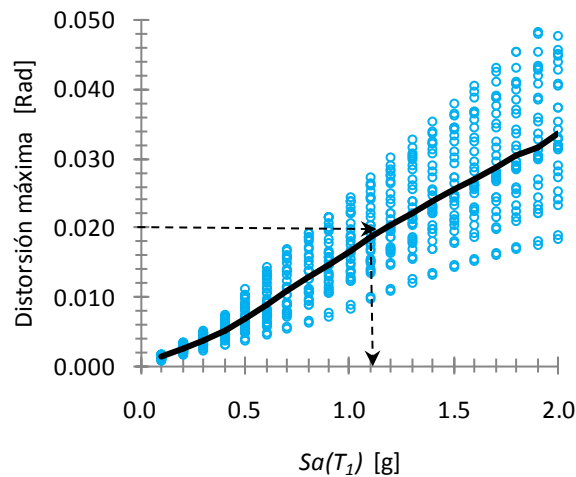


Fig 4.3 Media de la distorsión máxima de entrepiso de F10PT

Tabla 4.4. Relación entre la la media de la distorsión máxima de entrepiso y la intensidad sísmica

$\bar{\gamma}$	$Sa(T_1)$				
	<i>F4PT</i>	<i>F6PT</i>	<i>F8PT</i>	<i>F10PT</i>	<i>F14PT</i>
0.015	0.7g	0.9g	0.8g	0.9g	2.0g
0.020	0.8g	1.0g	1.0g	1.1g	-
0.030	1.0g	1.3g	1.3g	1.8g	-
0.050	1.4g	1.9g	1.9g	-	-

Cada elemento que conforma el sistema estructural tiene capacidad de disipar cierta cantidad de  $E_H$ . En la Tabla 4.5 se muestra la  $E_H$  disipada por las columnas, vigas y conexiones de los MPDE para distintas demandas de distorsión máxima. Los resultados en la Tabla 4.5 son el promedio de la  $E_H$  demandada por los 30 sismos escalados a la misma intensidad sísmica y se expresan en términos de porcentaje respecto a la  $E_H$  total del marco. La participación de las vigas es muy pequeña, en todos los casos son las conexiones y las columnas las que disipan la mayor cantidad de energía, observándose que al aumentar el número de niveles aumenta la participación relativa de las conexiones mientras disminuye la de las columnas.

Tabla 4.5  $E_H$  en columnas, vigas y conexiones para distintas demandas de  $\gamma$

Marco	Distorsión	$E_H$ %		
		Columnas	Vigas	Conexiones
F4PT	$\gamma=0.015$	70.9	0.4	28.7
	$\gamma=0.020$	69.0	3.2	27.8
	$\gamma=0.030$	64.6	8.2	27.2
	$\gamma=0.050$	59.6	13.2	27.3
F6PT	$\gamma=0.015$	53.4	2.1	44.4
	$\gamma=0.020$	54.4	3.2	42.4
	$\gamma=0.030$	53.9	6.3	39.8
	$\gamma=0.050$	50.9	13.4	35.6
F8PT	$\gamma=0.015$	36.7	0.3	63.0
	$\gamma=0.020$	42.9	0.7	56.4
	$\gamma=0.030$	48.0	2.8	49.2
	$\gamma=0.050$			
F10PT	$\gamma=0.015$	19.0	0.4	80.6
	$\gamma=0.020$	27.7	0.3	72.0
	$\gamma=0.030$	40.2	0.2	59.6
	$\gamma=0.050$			
F14PT	$\gamma=0.015$	1.0	0.7	98.2
	$\gamma=0.020$	-	-	-
	$\gamma=0.030$	-	--	-
	$\gamma=0.050$	-		-

Para ejemplificar cómo se distribuyen las demandas de  $\gamma$  y de  $E_H$  en la altura, se somete el F10PT a la acción del sismo 1 escalado a  $Sa(T_1)=1.3g$ . Las demandas de distorsión máxima de entrepiso se muestran en la Fig. 4.4. El valor máximo es 0.020 y ocurre en el piso 4. En la Fig. 4.5(a) se muestra la  $E_H$  disipada por los elementos estructurales. Del total de la  $E_H$ , las conexiones disiparon el 72%, las columnas el 28% y las vigas no disiparon energía, lo

que comprueba que estas últimas no sufrieron deformaciones plásticas. La Fig. 4.5(b) muestra la  $E_H$  disipada por las columnas en cada entrepiso. Se observa que las columnas de la base son las únicas que disipan energía, lo anterior sucede porque el apoyo de estas columnas es empotrado, lo que ocasiona que se formen articulaciones plásticas en la base aun para demandas sísmica moderadas. Las conexiones disipan energía en todos los pisos, las mayores demandas se presentan en los pisos 3, 4 y 5 como se observa en la Fig. 4.5(c). En las Figs. 4.4 y 4.5(c) se puede observar una distribución muy similar de las demandas de  $\gamma$  y de  $E_H$ .

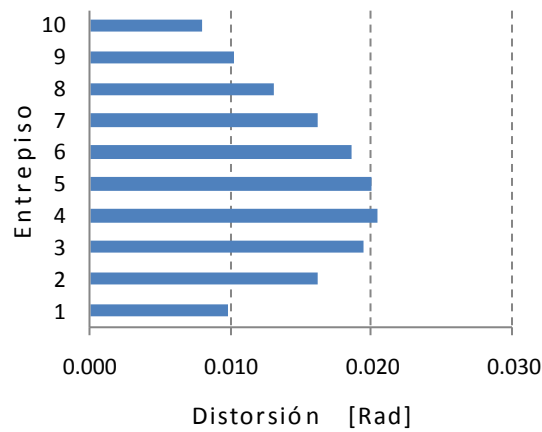


Fig. 4.4 Distorsión de entrepiso del marco F10PT para  $Sa(T_1)=1.3g$

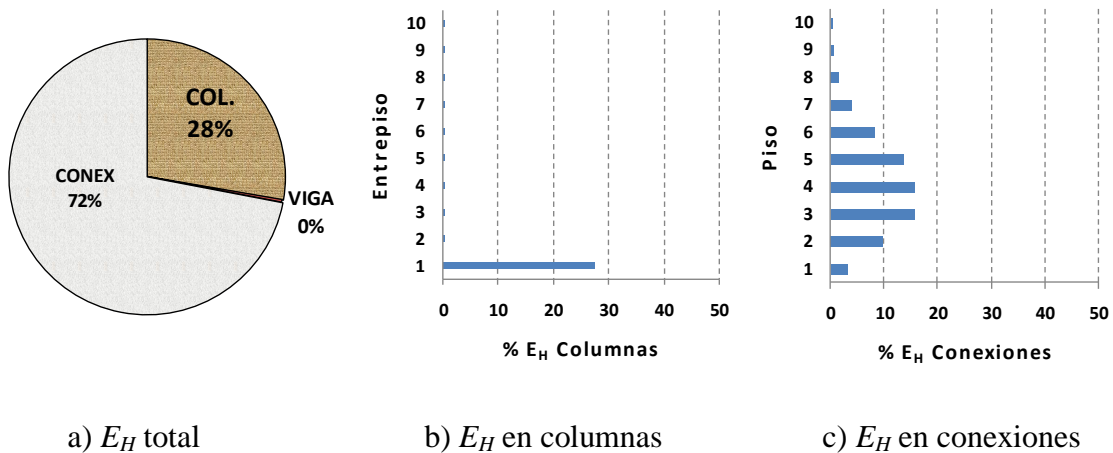


Fig. 4.5 Demandas de  $E_H$  en el marco F10PT para  $Sa(T_1)=1.3g$

La distribución en la altura de demandas de  $E_H$  de las conexiones, presenta una distribución del tipo log-normal según se observa en la Fig. 4.5(c). El mismo patrón de distribución se observó en todos los marcos y distintas intensidades sísmicas. Se puede ver que la participación de las conexiones para disipar la energía histerética es mayor conforme aumenta el número de niveles en los marcos, esto es debido a que aumenta el número de conexiones.

#### 4.5 PARTICIPACIÓN DE LAS CONEXIONES EN LA DISIPACIÓN DE $E_H$

Como ya se mencionó, los MPDE se diseñan para que los elementos disipadores colocados en las conexiones sean los que disipan la mayor cantidad de  $E_H$ . Cuando las columnas de la base están empotradas a la cimentación es inevitable que en este punto de unión se formen articulaciones plásticas, disipando  $E_H$ . Algo similar puede suceder en otros puntos de la estructura cuando las demandas sísmicas crecen de manera importante. Con el propósito de evaluar la cantidad de energía que disipan las conexiones respecto a la  $E_H$  total del marco, se calculan factores de participación de  $E_H$  para las conexiones ( $FPC$ ). Estos factores se definen como la razón de la  $E_H$  de las conexiones entre la  $E_H$  total. En la Tabla 4.6 se muestran los valores de  $FPC$  calculados a partir de los resultados mostrados en la Tabla 4.5.

Tabla 4.6  $E_H$  en las conexiones respecto a la  $E_H$  total

$\gamma$	MPT4	MPT6	MPT8	MPT10	MPT14
0.02	0.287	0.444	0.630	0.806	0.982
0.02	0.278	0.424	0.564	0.720	--
0.03	0.272	0.398	0.492	0.596	--
0.05	0.273	0.356	--	--	--

Para calcular la participación relativa de conexiones y barras en la disipación de la  $E_H$  en marcos similares a los aquí estudiados, se propone la Ec. (4.1a), expresada en función de la demanda de distorsión. Las ecuaciones para estimar los coeficientes  $a_1$  y  $a_2$  (Ecs. (4.1b) y (4.1c)) dependen del número de pisos del marco ( $Np$ ), y se obtuvieron mediante análisis de regresión de los resultados mostrados en la Tabla 4.6.

$$FPC = a_1 \gamma + a_2 \quad (4.1a)$$

$$a_1 = -0.172Np^2 + 0.065Np + 2.458 \quad (4.1b)$$

$$a_2 = 0.122Np - 0.222 \quad (4.1c)$$

En la Fig. 4.6 se muestra con línea continua los valores de  $FPC$  tomados de la Tabla 4.6 y con línea discontinua los calculados con la Ec. (4.1a), se observa una buena aproximación para todos los marcos. Nótese que los MPDE aquí estudiados están empotrados, lo que permite una contribución significativa de las columnas de la base en la disipación de  $E_H$ . En el caso de apoyos articulados la participación de estas columnas es mínima.

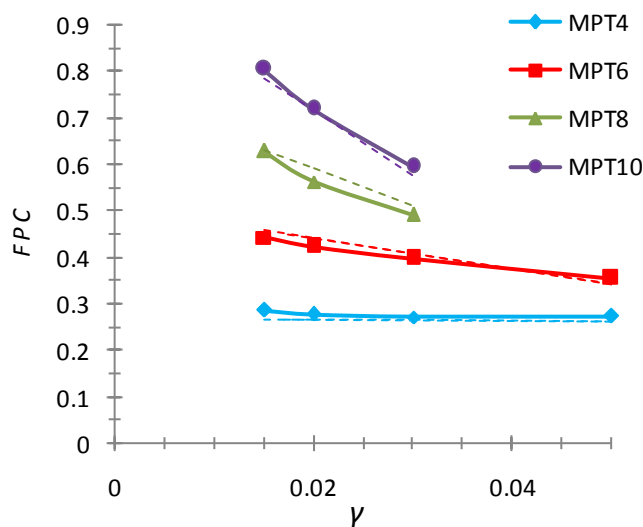


Fig. 4.6 Factores de participación de  $E_H$  de las conexiones ( $FPC$ )

## 4.6 FACTORES DE DISTRIBUCIÓN DE ENERGÍA HISTERÉTICA ( $FD_{EH}$ )

### 4.6.1 Procedimiento para calcular $FD_{EH}$

Una cuestión muy importante al proponer la metodología de diseño basado en  $E_H$  es conocer como se distribuyen las demandas de energía en la estructura. Es deseable contar con una expresión para estimar las demandas de  $E_H$  como una función de  $\gamma$  y de la altura de cada piso del edificio ( $h$ ). Con este propósito, los marcos en estudio se sometieron a la acción de todos los registros sísmicos, escalados hasta que la mediana de la distorsión máxima de entrepiso de todos los registros para una estructura en particular fuera igual al nivel de desempeño deseado. En la Tabla 4.4 se muestran los resultados para los marcos aquí estudiados.

El procedimiento para calcular los  $FD_{EH}$  es el siguiente:

Paso 1. Se efectúa análisis dinámico incremental del marco de acero sometiéndolo al conjunto de registros sísmicos escalados para distintos nivel de intensidad sísmica en términos de  $Sa(T_1)$ .

Paso 2. Se grafica la media de la distorsión máxima de entrepiso y mediante dicha curva se obtiene el valor necesario de  $Sa(T_1)$  que produce el valor objetivo de la distorsión máxima de entrepiso (Fig. 4.3).

Paso 3. Para los niveles de intensidad sísmica que dan lugar a los valores deseados de la distorsión máxima de entrepiso, se obtiene la distribución de energía histerética de la estructura a lo largo de la altura para cada registro sísmico y para cada nivel de intensidad sísmica, a continuación se determinan los promedios de la energía histerética en cada piso. Los factores de distribución de energía histerética ( $FD_{EH}$ ) se obtienen dividiendo el promedio de la energía histerética de cada piso entre el promedio de la energía histerética del piso que sufre mayor demanda de energía.

En la Fig. 4.7 se muestran los  $FD_{EH}$  para las conexiones en cada piso y varios niveles de demanda distorsión de los marcos de 6 y 10 niveles,  $h/H$  representa la altura de cada piso medida respecto al nivel del suelo normalizada por la altura total de la estructura ( $H$ ).

Se observa que la distribución de la  $E_H$  en la altura es básicamente log-normal para los distintos niveles de demanda de  $\gamma$ , lo mismo pasa para los marcos de 4, 8 y 14 pisos. Nótese además, que un incremento en la distorsión provoca que los pisos superiores tengan una mayor participación en la disipación de energía por comportamiento plástico.

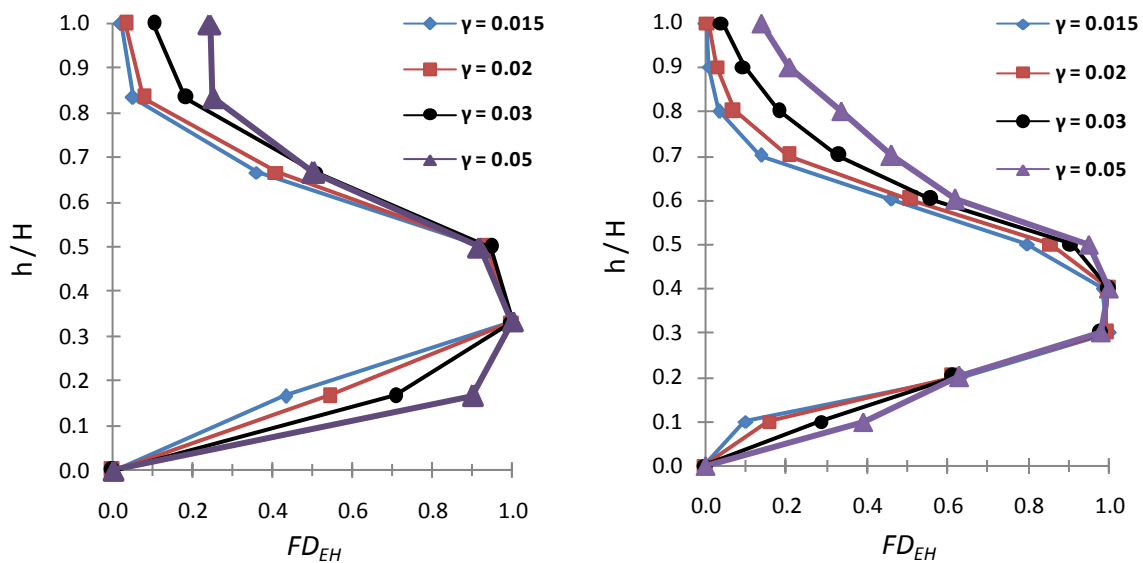


Fig. 4.7  $FD_{EH}$  en los marcos F6PT y F10PT

#### 4.6.2 Ecuación para los $FD_{EH}$

De los resultados obtenidos para los marcos regulares de acero postensados usados en este estudio, se observa para todos los casos, que la distribución de energía histerética disipada a lo largo de la altura puede representarse de manera razonable mediante una función de distribución log-normal. Por lo anterior se propone la Ec. (4.2a) para estimar  $FD_{EH}$  en función de la altura del edificio y la demanda de distorsión máxima de entrepiso:

$$FD_{EH} = \frac{1}{\frac{h}{H}f_1(\gamma)} \exp \left\{ -\frac{1}{2} \left[ \frac{\ln\left(\frac{h}{H}\right) - \ln(f_2(\gamma))}{f_3(\gamma)} \right]^2 \right\} \quad (4.2a)$$

Donde los parámetros  $f_1(\gamma)$ ,  $f_2(\gamma)$  y  $f_3(\gamma)$  son función de la demanda de distorsión máxima de entrepiso, y se obtienen a partir del análisis de regresión de los  $FD_{EH}$  calculados para todos los marcos analizados y sus respectivos niveles de demanda de distorsión. Las Ecs. (4.2b), (4.2c) y (4.2d), definen los parámetros de la Ec. (4.2a).

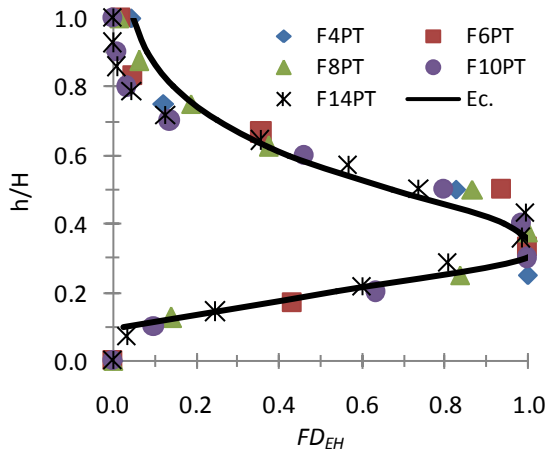
$$f_1(\gamma) = 2.07\gamma + 2.499 \quad (4.2b)$$

$$f_2(\gamma) = 2.06\gamma + 0.374 \quad (4.2c)$$

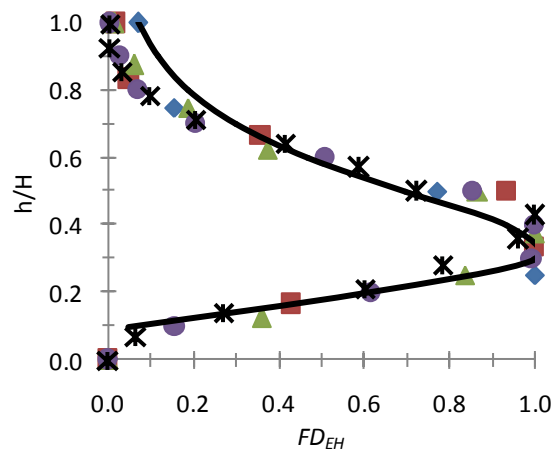
$$f_3(\gamma) = 7.642\gamma + 0.331 \quad (4.2d)$$

En la Fig. 4.8 se muestra con línea continua la gráfica de la Ec. (4.2a) junto con los valores discretos de  $FD_{EH}$  obtenidos de los análisis de todos los marcos y distorsiones máximas de 0.015, 0.020, 0.030 y 0.050. Se observa que el número de niveles de los marcos no influye en la forma de distribución de la  $E_H$  en la altura. Las mayores demandas se dan para  $0.25 \leq h/H \leq 0.5$ . La Ec. (4.2a) se ajusta muy bien a los valores calculados de  $FD_{EH}$ , aunque los sobreestima ligeramente en los pisos superiores. En la Tabla 4.7 se muestran los valores de  $FD_{EH}$  calculados con la Ec. (4.2a) para distintas demandas de distorsión de entrepiso. Se puede ver que la demanda máxima de  $E_H$  se da para  $h/H=0.3$  para todos los valores de  $\gamma$ . También se observa que se incrementan los valores de  $FD_{EH}$  en los otros niveles de los marcos cuando se incrementa el valor de  $\gamma$ . La Ec. (4.2a) se ajusta con buena aproximación a la distribución de  $E_H$  obtenida de los análisis dinámicos paso a paso, lo que indica que dicha expresión puede utilizarse para estimar de manera razonable la distribución de energía de las conexiones a lo largo de la altura en marcos de acero regulares. Además, se pudo observar que en todos los casos las vigas disipan muy poca  $E_H$  y que las columnas solo disipan en la base (esto es debido al empotramiento del apoyo).

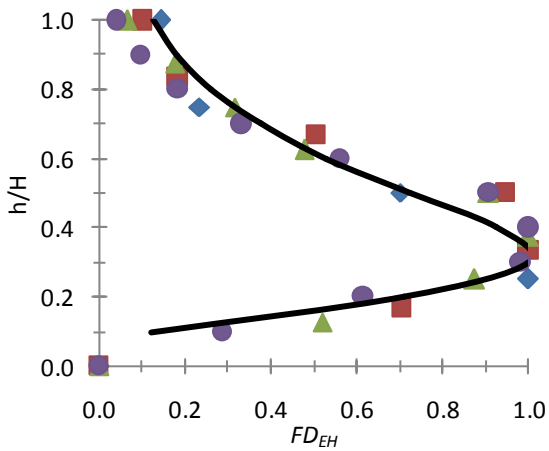




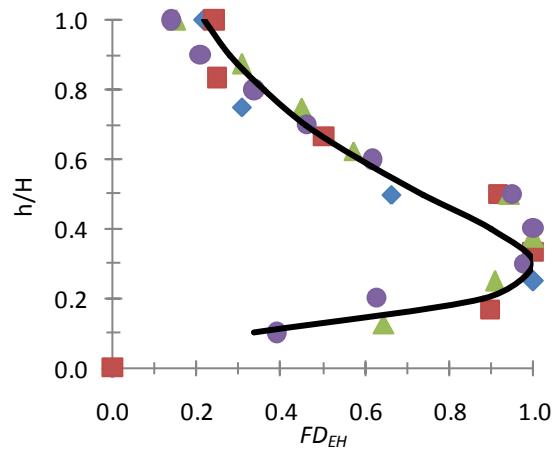
a)  $\gamma=0.015$



b)  $\gamma=0.020$



c)  $\gamma=0.030$



d)  $\gamma=0.050$

Fig. 4.8  $FD_{EH}$  para todos los marcos y distintos valores de  $\gamma$

Tabla 4.7  $FD_{EH}$  calculados con la Ec. (4.2).

$h/H$	$\gamma = 0.015$	$\gamma = 0.02$	$\gamma = 0.03$	$\gamma = 0.05$
0.1	0.027	0.050	0.119	0.336
0.2	0.538	0.601	0.713	0.882
0.3	1.000	1.000	1.000	1.000
0.4	0.940	0.937	0.926	0.899
0.5	0.673	0.698	0.727	0.740
0.6	0.425	0.469	0.531	0.587
0.7	0.253	0.300	0.374	0.458
0.8	0.146	0.188	0.260	0.356
0.9	0.084	0.116	0.180	0.277
1.0	0.048	0.072	0.125	0.216

## 5 DISTORSIONES Y DEMANDAS DE DUCTILIDAD EN MPDE

### 5.1 INTRODUCCIÓN

Los MPDE son una alternativa viable a los marcos de acero con conexiones soldadas convencionales. Son eficaces para controlar los daños estructurales y para mejorar el desempeño de las estructuras de acero en zonas sísmicas. El sistema es diseñado para prevenir las fracturas frágiles en las áreas de nodos de los marcos de acero. Tal fractura frágil puede causar una reducción en la capacidad de ductilidad del marco (como ocurrió en muchos casos durante el terremoto de Northridge 1994). En cada piso, las vigas se postensan a las columnas mediante cables de alta resistencia anclados a la cara exterior de las columnas en ambos extremos del marco, los cables se colocan de manera simétrica y están orientados paralelamente al eje de la viga, esto proporciona la capacidad de auto-centrado del marco y una reducción en las distorsiones de entrepiso y residuales. Al mismo tiempo, proporciona capacidad para disipar energía a través de dispositivos especiales colocados en las conexiones. El control de la distorsión máxima de entrepiso es importante ya que es uno de los principales parámetros limitados por los códigos de diseño sísmico, asociados al desempeño de las estructuras.

El daño estructural se relaciona con la distorsión de entrepiso, distorsión residual y las deformaciones plásticas. Por otra parte, la distorsión residual es un indicador importante para tomar la decisión de si la estructura se repara o se demuele después de la ocurrencia de un terremoto severo. MacRae y Kawashima (1997) estudiaron los desplazamientos residuales de sistemas inelásticos con un solo grado de libertad e ilustran la importante dependencia de la relación entre rigidez inicial y de post-fluencia. Christopoulos et al. (2003) estudiaron los desplazamientos residuales de cinco sistemas de un grado de libertad utilizando diferentes reglas de histéresis y sugieren que los desplazamientos residuales disminuyen al aumentar la relación de rigidez post-fluencia. Ruiz-García y Miranda (2006) mostraron que los desplazamientos residuales son más sensibles a los cambios en las condiciones locales, la magnitud del terremoto y el comportamiento de histéresis de los desplazamientos máximos. Pampanin et al. (2003) estudiaron la respuesta sísmica de los sistemas de varios grados de libertad (MDOF) y destacaron que la regla de histéresis usada, relación de rigidez post-fluencia y el mecanismo plástico global, tienen influencia significativa en las distorsiones residuales. McCormick et al. (2008) abordaron el tema de la incomodidad de los ocupantes del edificio debido a las deformaciones residuales; se informó que los ocupantes de edificios con inclinación residual por encima de 0.8 % experimentan un malestar significativo. Sobre la base de experiencias pasadas en construcciones que han sufrido asentamientos diferenciales, se ha propuesto un límite de distorsión residual de 0.5 % en el diseño sísmico basado en el desempeño. También reportaron que la reparación de las estructuras dañadas después del sismo Hyogoken-Nanbu en 1995, con distorsión residual mayor de 0.5 % no era viable financieramente. En este capítulo se presentan ecuaciones para calcular: a) la distorsión máxima de entrepiso, b) las

distorsiones de cada entrepiso, c) la distorsión global, d) la distorsión residual, e) la rotación de las conexiones, f) la demanda de ductilidad en las conexiones. Estas ecuaciones son una herramienta indispensable en el método de diseño propuesto en esta tesis para trasladar las respuestas de sistemas de un grado de libertad a la estructura real.

## 5.2 DISTORSIÓN DE ENTREPISO

Puesto que la distorsión máxima ( $\gamma$ ) es uno de los principales parámetros usados por los códigos de diseño para medir el desempeño de edificios ante la acción sísmica, es necesario entonces, proponer un procedimiento sencillo para determinar la distorsión de MPDE en función de su periodo fundamental y la demanda de intensidad sísmica. En la Fig. 5.1 se muestran con línea continua los promedios de distorsiones máximas de los marcos de 4, 6, 8, 10 y 14 niveles. Se observa que, excepto para el marco de 4 niveles, existe una variación prácticamente lineal de  $\gamma$  con  $S_a(T_1)$ . Mediante un análisis de regresión se obtiene la siguiente ecuación

$$\gamma_D = (0.102e^{-1.245T_1})S_a + 0.005T_1 - 0.009 \quad (5.1)$$

donde:  $\gamma_D$  es la distorsión calculada expresada en radianes,  $S_a$  es la pseudo-aceleración expresada en términos de  $g$ , y  $T_1$  es el periodo fundamental de la estructura.

En la Fig. 5.1 se muestran con líneas discontinuas los valores de  $\gamma_D$  obtenidos con la Ec. (5.1) para cada uno de los marcos estudiados. Se observa una buena aproximación en todos los casos, aunque mejor en los marcos de mayor periodo (mayor altura), debido a que los marcos de menor altura experimentan comportamiento no lineal para intensidades sísmicas menores, como sucedió en los marcos de 4 y 6 niveles que fallaron para algunos sismos, antes de alcanzar la intensidad máxima de 2.0g.

La Fig. 5.2 muestra la variación con la altura de las distorsiones de entrepiso de los marcos de 6 y 10 niveles para una intensidad sísmica de 1.0g. Resultados similares son obtenidos en todos los marcos y todos los niveles de intensidades sísmicas. Se observa una variación log-normal con la altura, muy similar a la distribución de  $E_H$  ya comentada. También en este caso, la distorsión máxima se encuentra en el segundo cuarto de la altura. Conocida la variación de la distorsión y la ubicación de su valor máximo, se puede calcular la distorsión de cada entrepiso en función de  $\gamma_D$  calculado con la Ec. (5.1). Para lograr lo anterior, se define un factor de distribución de distorsión de entrepiso ( $F\gamma_i$ ), el cual es obtenido del cociente de la distorsión del entrepiso  $i$  ( $\gamma_i$ ), entre  $\gamma_D$ .

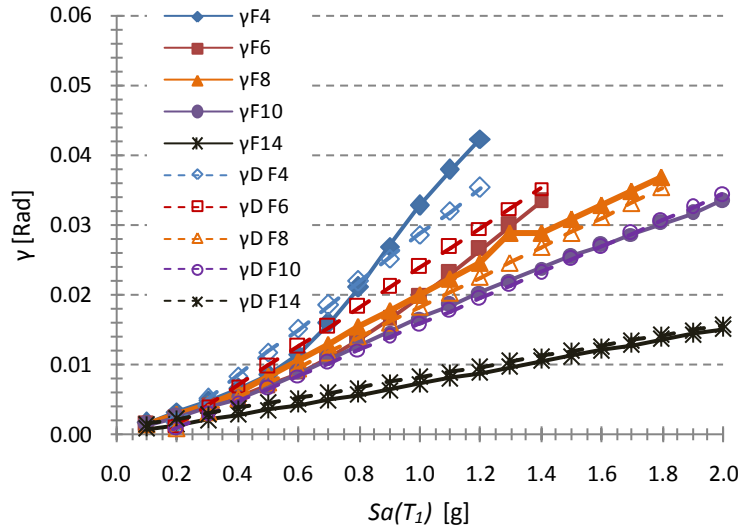


Fig. 5.1. Distorsión máxima calculada de los MPDE

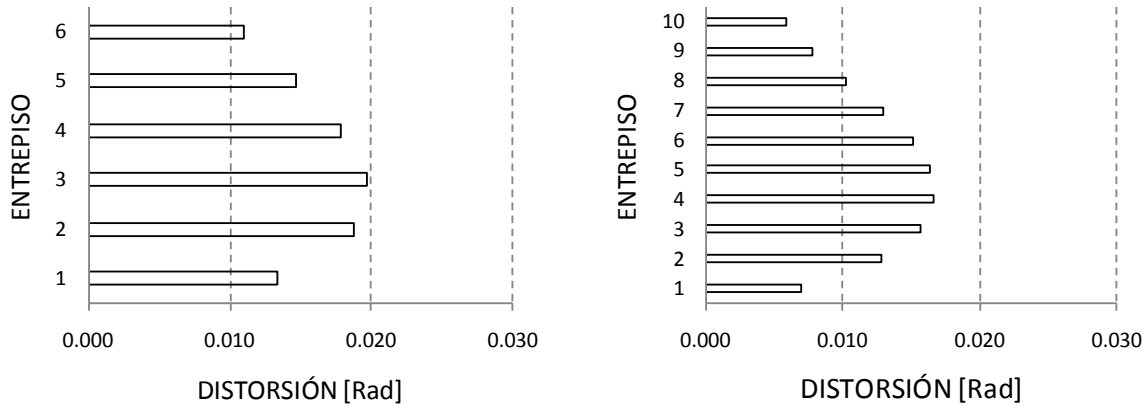


Fig. 5.2 Distorsión de entrepiso en los marcos de 6 y 10 niveles para  $Sa(T_1)=1.0g$

Dado que los resultados obtenidos de los marcos regulares de acero postensados muestran, en todos los casos, que la demanda de distorsión a lo largo de la altura puede representarse de manera razonable mediante una función de distribución log-normal, se propone la Ec. (5.2a) para estimar  $F\gamma_i$  en función de la altura del edificio y la intensidad sísmica.

$$F\gamma_i = \frac{1}{\frac{h_i}{H}f_1(Sa)} \exp \left\{ -\frac{1}{2} \left[ \frac{\ln\left(\frac{h_i}{H}\right) - \ln(f_2(Sa))}{f_3(Sa)} \right]^2 \right\} \quad (5.2a)$$

donde  $H$  es la altura total,  $h_i$  es la altura del piso  $i$  medido desde el nivel 0, los parámetros  $f_1(Sa)$ ,  $f_2(Sa)$  y  $f_3(Sa)$  son función de la demanda de intensidad sísmica, y se obtienen a

partir del análisis de regresión de los  $F\gamma_i$  calculados para el conjunto de marcos analizados con intensidades sísmicas de 0.1 hasta 2.0g. Con la Ec. (5.2a) junto con las ecuaciones (5.2b), (5.2c) y (5.2d) que la complementan, se calculan los  $F\gamma_i$  para marcos con periodos menores o iguales a 1.25 s (en este estudio son los marcos de 4, 6 y 8 niveles). Para periodos mayores a 1.25 s (marcos de 10 y 14 niveles), se usa la Ec. (5.2a) junto con las ecuaciones (5.2e), (5.2f) y (5.2g).

$$T_l \leq 1.25 \text{ s} \begin{cases} f_1(Sa) = -0.440 Sa + 1.798 & (5.2b) \\ f_2(Sa) = 1.289 Sa + 0.191 & (5.2c) \\ f_3(Sa) = -0.416 Sa + 0.643 & (5.2d) \end{cases}$$

$$T_l > 1.25 \text{ s} \begin{cases} f_1(Sa) = 0.094 Sa + 1.824 & (5.2e) \\ f_2(Sa) = -0.088 Sa + 0.804 & (5.2f) \\ f_3(Sa) = 0.095 Sa - 0.914 & (5.2g) \end{cases}$$

En la Fig. 5.3 se muestran los valores discretos de  $F\gamma_i$  obtenidos de los análisis de todos los marcos con intensidades sísmicas de 0.3, 0.6, 0.9, 1.2, 1.5 y 1.8g. En la misma figura, se muestra con línea discontinua la gráfica de la Ec. (5.2), válida para los marcos de 4, 6 y 8 niveles; y con línea continua la gráfica para los marcos de 10 y 14 niveles. Se observa que el número de niveles de los marcos no influye en la forma de distribución de los  $F\gamma_i$  en la altura. Las mayores demandas se presentan para  $0.25 \leq h/H \leq 0.5$ .

Una vez que se han obtenido los  $F\gamma_i$ , la distorsión en cada entrepiso se calcula con la Ec. (5.3)

$$\gamma_i = F\gamma_i\gamma_D \quad (5.3)$$

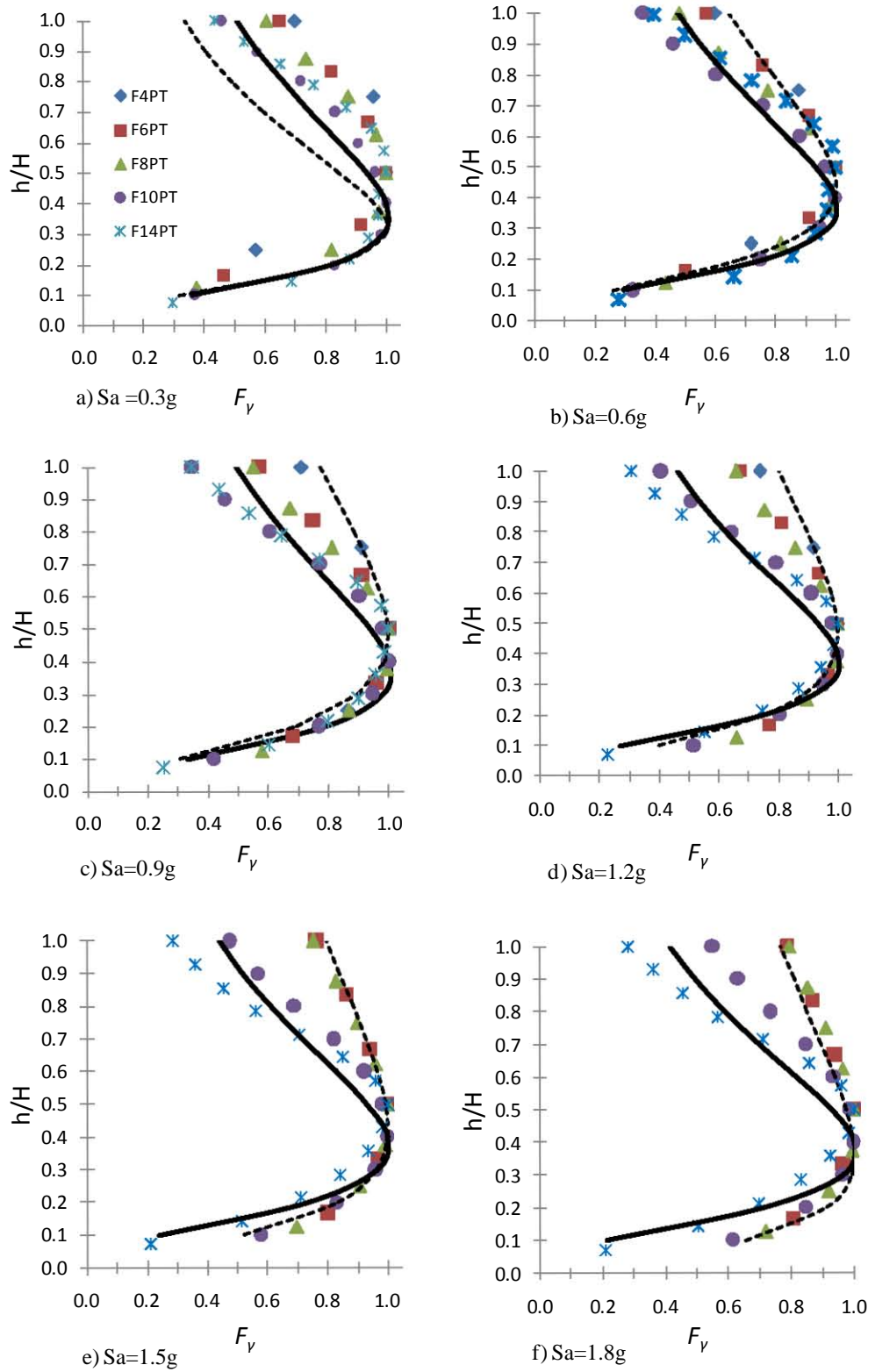


Fig. 5.3 Variación de  $F_\gamma$  en la altura para intensidades sísmicas de 0.3, 0.6, 0.9, 1.2, 1.5 y 1.8g

### 5.3 DISTORSION GLOBAL

A partir de los resultados de los análisis paso a paso de los MPDE aquí estudiados, se puede observar una relación prácticamente lineal entre la distorsión máxima de azotea ( $\gamma_a$ ) y la distorsión máxima de entrepiso. En la Fig. 5.4 se muestran los valores de todos los cocientes de  $\gamma_a$  entre  $\gamma$  para todos los MPDE sujetos a demandas sísmicas entre 0.1g y 1.8g. Se observa que la variación es lineal. Mediante un análisis de regresión se obtiene la Ec. (5.4) para calcular  $\gamma_a$  en función de la distorsión máxima de entrepiso. La gráfica de la Ec. (5.4) se muestra con línea discontinua en la Fig. 5.4.

$$\gamma_a = 0.8 \gamma \quad (5.4)$$

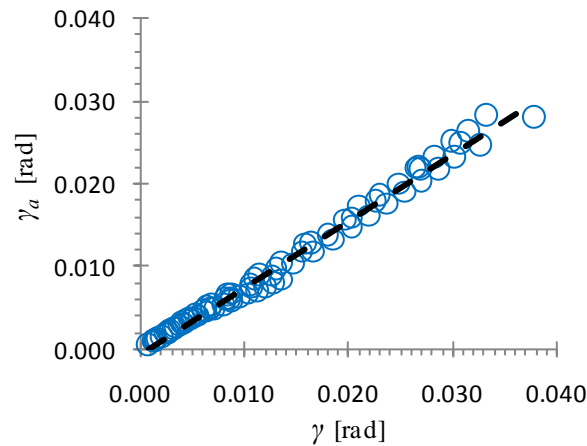


Fig. 5.4 Relación entre  $\gamma_a$  y  $\gamma$

### 5.4 DISTORSIÓN RESIDUAL

Los promedios de las máximas distorsiones de cada entrepiso ( $\gamma_i$ ), y de las distorsiones residuales ( $\gamma_R$ ), del MPDE de 10 niveles, se presentan en la Figs. 5.5a, b, c y d, para intensidades sísmicas de 0.8g, 1.0g, 1.2g y 1.5g, respectivamente. Tal y como se espera, las magnitudes de  $\gamma_i$  crecen cuando  $Sa(T_1)$  se incrementa. Se observa que la magnitud de  $\gamma_R$  es proporcional a la magnitud de  $\gamma_i$ . Se encuentra el mismo comportamiento para los otros marcos, por lo que es posible calcular las  $\gamma_R$  en términos de  $\gamma_i$  y el periodo fundamental de cada marco.



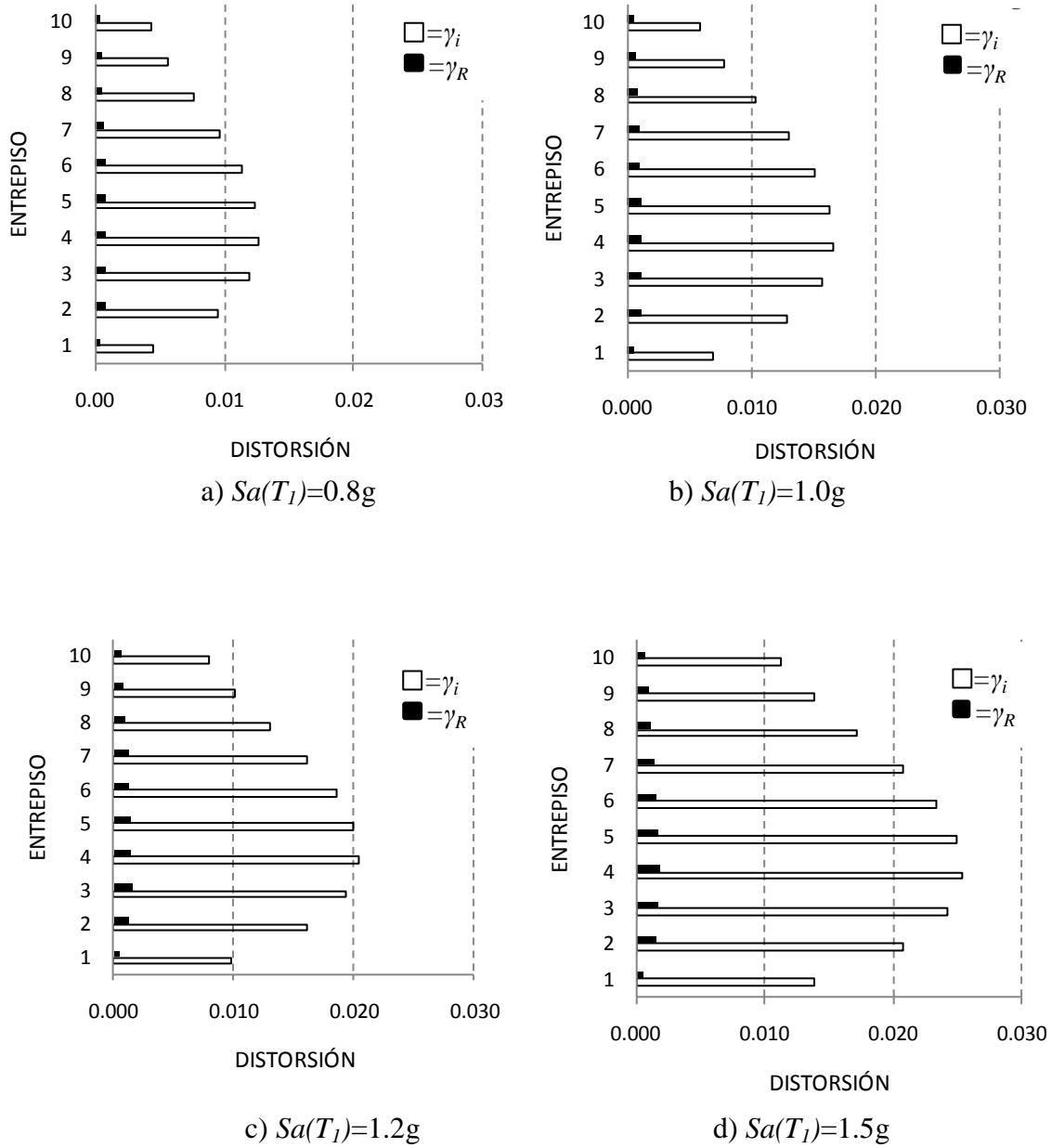
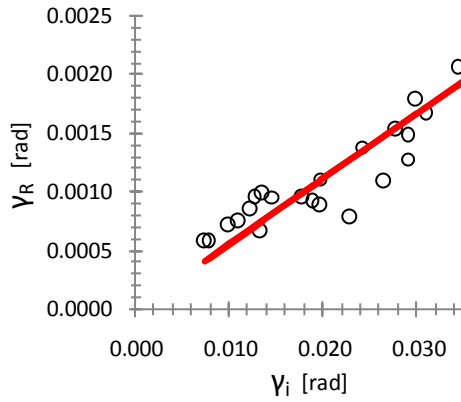


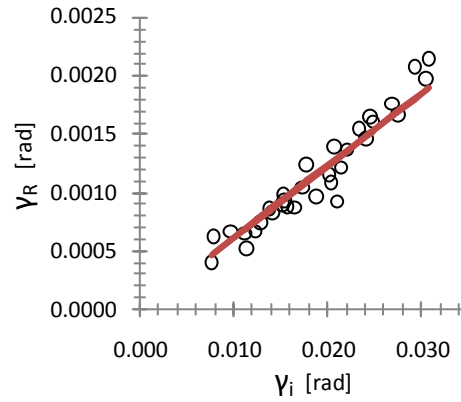
Fig. 5.5 Demandas máximas de  $\gamma_i$  y  $\gamma_R$  en el F10PT para  $Sa(T_1)$  de 0.8g, 1.0g, 1.2g y 1.5g

Los pequeños círculos en las Figs. 5.6a, b, c y d representan los valores de  $\gamma_i$  y su correspondiente  $\gamma_R$  de los MPDE de 6, 8, 10 y 14 niveles, para intensidades sísmicas de 0.8g, 1.0g, 1.2g y 1.5g, respectivamente. En cada figura, se observa una relación lineal entre  $\gamma_R$  y  $\gamma_i$  independiente de  $Sa(T_1)$ . Mediante un análisis de regresión se obtiene la Ec. (5.5) con la cual se puede calcular la  $\gamma_R$  en cualquier entrepiso en función del periodo fundamental del MPDE y de  $\gamma_i$ .

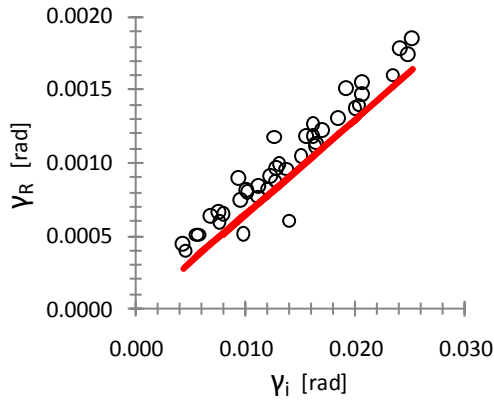
$$\gamma_R = (0.026 T_l + 0.029) \gamma_i \quad (5.5)$$



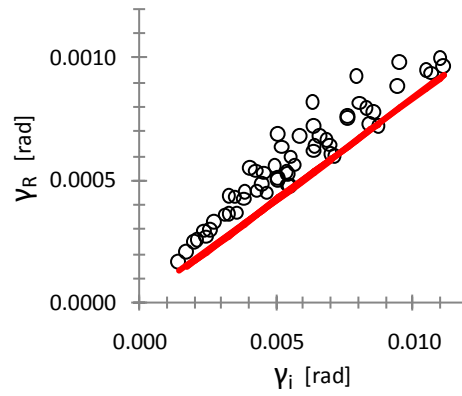
a) F6PT, T=1.03 s



b) F8PT, T=1.25 s



c) F10PT, T=1.37 s



d) F14PT, T=2.10 s

Fig.5.6 Relación entre distorsiones y distorsiones residuales de entrepiso

De las Figuras 5.5 y 5.6 se puede observar que para todos los MPDE y todas las  $Sa(T_l)$  aquí estudiadas, las  $\gamma_R$  son menores a 0.005 rad, valor propuesto como límite de confort para los ocupantes del edificio y para que su reparación sea costeable en términos económicos (McCormick et al. 2008).

## 5.5 ROTACIÓN EN LAS CONEXIONES DE LOS MPDE

Las deformaciones en los elementos disipadores dependen fundamentalmente de la rotación de la conexión. La rotación en la conexión semi-rígida postensada ( $\theta_r$ ), es debido principalmente a la rotación relativa de la columna y el extremo de la viga que conecta. En los MPDE aquí estudiados, se observa que los valores máximos de  $\theta_r$  se presentan en los pisos superior o inferior que corresponden al entrepiso donde la distorsión es máxima, independientemente del valor de  $Sa(T_1)$ . La Fig. 5.7 muestra los valores máximos de las rotaciones de conexión y distorsión de entrepiso obtenidos ambos de los análisis paso a paso de los MPDE para distintas intensidades sísmicas. Nótese la clara dependencia lineal entre estos parámetros de respuesta. Mediante un análisis de regresión se determina la Ec. (5.5) para calcular  $\theta_r$  en función de  $\gamma_D$ .

$$\theta_r = 0.946 \gamma_D - 0.002 \quad (5.5)$$

La Ec. (5.5) es válida para valores  $\gamma_D \geq 0.0031$ , justo cuando los elementos disipadores en la conexión (en este caso ángulos) inician la fluencia. En el intervalo de valores  $0 \leq \gamma < 0.0031$  los ángulos muestran comportamiento lineal y aplica la ecuación:  $\theta_r = 0.311\gamma_D$ .

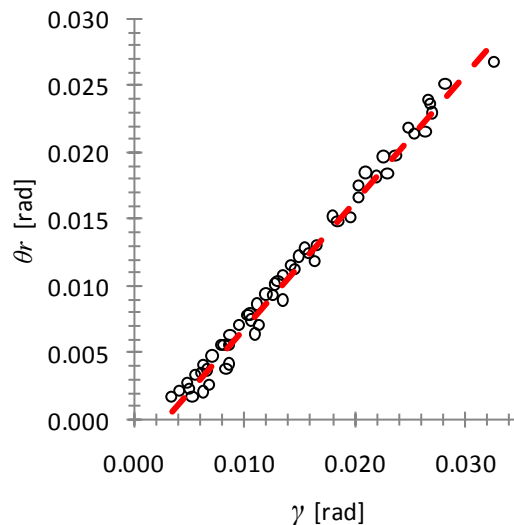


Fig. 5.7 Relación entre los máximos valores de  $\theta_r$  y de  $\gamma$  en los MPDE

## 5.6 DUCTILIDAD

Los MPDE poseen una capacidad de ductilidad global elevada, debido a su concepción misma del diseño. Se establece que vigas y columnas permanecerán esencialmente elásticos ante la acción del sismo de diseño, y que las deformaciones plásticas quedarán confinadas a los elementos disipadores colocados en la conexión (Garlock et al 2007). Lo anterior es cierto, excepto en el apoyo de las columnas de planta baja cuando se encuentran

empotradas. En este caso, la sección fluye a intensidades sísmicas menores. La demanda de ductilidad en tales columnas influye de manera significativa en la distorsión residual, esta última crece cuando crece la demanda de ductilidad. Los MPDE en este estudio están empotrados en la base. De los análisis paso a paso se observa que en dichas columnas se inicia la fluencia para valores máximos de distorsión de entrepiso entre 0.0082 y 0.0087 rad, con intensidades sísmicas de 0.5g hasta 1.5g, para los marcos de 4 a 14 niveles.

La ductilidad del marco depende fundamentalmente de la ductilidad de las conexiones. Estas a su vez, dependen exclusivamente de la ductilidad de los ángulos. En el capítulo 3 ésta y otras capacidades de los ángulos se discutieron en términos de fuerza y desplazamiento ( $V-\Delta$ ), recuérdese que  $\Delta$  es la abertura de la conexión, que a su vez es igual a la elongación del ángulo. Con la relación  $\Delta = d_1 \theta_r$ , planteada a partir de la Fig. 3.13c, con  $\Delta$  correspondiente a la fluencia ( $\Delta_y$ ), se puede calcular la rotación de fluencia de la conexión ( $\theta_{ry}$ ) (Ec. (5.6)). Con lo anterior y la demanda de rotación máxima se calcula la demanda de ductilidad de la conexión ( $\mu_c$ ) (Ec. (5.7)). Es importante señalar que con valores de gramil en los ángulos, similares a los propuesto en el Manual de Construcción en Acero del Instituto Mexicano de Construcciones de Acero (IMCA, 1987), el límite en la capacidad de rotación de la conexión semi-rígida postensada, lo impone la capacidad de deformación axial de los cables de postensado que deben permanecer elásticos y no las deformaciones plásticas de los ángulos.

$$\theta_{ry} = d_1 / \Delta_y \quad (5.6)$$

$$\mu_c = \theta_r / \theta_{ry} \quad (5.7)$$

## 5.7 COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO DE MPDE vs. MRM

Con el propósito de demostrar el mejor desempeño de los MPDE, se realizó un estudio comparativo entre MPDE y sus equivalentes marcos resistentes a momento (MRM) diseñados convencionalmente con conexiones soldadas (López-Barraza et al. 2013a) y se muestra en el Anexo A de esta tesis. Los resultados numéricos demuestran en todos los casos que las distorsiones máximas son menores en los MPDE que en los MRM Tal reducción es del orden del 47%. En las distorsiones residuales sucede algo similar, en este caso la reducción es de 51%. Los resultados demuestran que los MPDE controlan de manera eficiente el desempeño sísmico en términos de distorsiones máximas y distorsiones residuales en marcos sujetos a sismos de banda angosta y de larga duración

## 6 FACTORES DE TRANSFORMACIÓN (MODIFICACIÓN) ENTRE LA $E_H$ DEL MPDE Y SU SISTEMA EQUIVALENTE DE UN GRADO DE LIBERTAD

### 6.1 INTRODUCCIÓN

Una forma de tomar en cuenta el daño acumulado explícitamente, es mediante el concepto de energía histerética. Para incorporar la  $E_H$  al diseño, es necesario contar con herramientas que faciliten su cálculo. Una opción es usar sistemas de un grado de libertad equivalente (SUGLE) y con ellos construir espectros de energía histerética. Es importante reconocer que para obtener la respuesta real de sistemas de múltiples grados de libertad (SMGL), se requiere de factores que transformen la respuesta del SUGLE a la respuesta del SMGL. Esto es particularmente necesario en el caso de  $E_H$ , ya que esto solo aplica cuando el comportamiento de la estructura es inelástico, lo que hace difícil un modelo simplificado sencillo. Por lo anterior, para calcular la  $E_H$ , en este trabajo se propone un SUGLE que toma en cuenta por separado la no linealidad de barras y de conexiones del marco original. Con las  $E_H$  calculadas de los SMGL en el capítulo 4, y las calculadas con los correspondientes SUGLE en este capítulo, se obtienen factores de transformación de  $E_H$  ( $FT_{EH}$ ) que relacionan la  $E_H$  del SUGLE y la del SMGL. Mediante un análisis de regresión con estos  $FT_{EH}$ , se propone una ecuación para calcular factores de transformación en función de la demanda sísmica. En capítulos anteriores ya se propusieron ecuaciones para determinar  $\gamma_D$ , en función de la demanda sísmica, para calcular el factor de participación relativa de las conexiones en la  $E_H$ , y una ecuación en función de  $\gamma_D$  para calcular los factores de distribución de  $E_H$  en la altura. Con todo lo anterior, se tiene la herramienta necesaria para determinar la demanda y distribución de  $E_H$  en marcos de acero postensados con disipadores de energía, a partir de un SUGLE.

### 6.2 MODELO DEL SUGLE

El modelo utilizado para representar a la estructura está formado por el oscilador con dos resortes que trabajan en paralelo, uno representa la participación de vigas y columnas, el cual se referirá como sistema principal, y el otro representa a las conexiones postensadas con disipadores de energía (PTDE). El uso de dos resortes se debe a que vigas y columnas tienen un modelo histerético distinto al de las conexiones. Lo anterior se ilustra en la Fig. 6.1.

La ecuación de movimiento del SUGLE con conexión PTDE bajo carga sísmica está dada por:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + (k_{est} + k_c)x = -m\ddot{x}_g \quad (6.1)$$

donde  $\ddot{x}$ ,  $\dot{x}$  y  $x$  son la aceleración, velocidad y desplazamiento, respectivamente;  $m$  es la masa,  $c$  es el amortiguamiento,  $k_{est}$  y  $k_c$  son las rigideces del sistema principal (vigas y columnas) y de la conexión, respectivamente. La suma de las rigideces anteriores es la rigidez del sistema estructural completo.

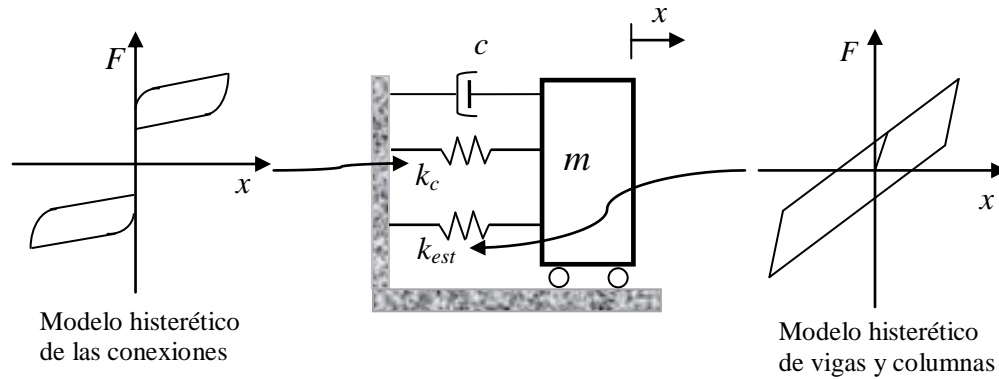


Fig. 6.1 Modelo del sistema principal con PTDE

La ecuación no lineal correspondiente al sistema combinado es:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + k_{est}\alpha_2x + (1 - \alpha_2)k_{est}z + F = -m\ddot{x}_g \quad (6.2)$$

Los términos  $k_{est}\alpha_2x + (1 - \alpha_2)k_{est}z$  (Wen, 1976), representan la fuerza restauradora en un sistema no lineal histerético. El primer término depende del desplazamiento  $x$  y el segundo de su componente histerética  $z$ . El término  $F$  describe el comportamiento histerético con forma de bandera de la conexión en términos de fuerza versus desplazamientos (Richard and Abbott (1975), López-Barraza et al, 2013b); y está dado por las ecuaciones (6.3) y (6.4) para los ciclos de carga y descarga respectivamente:

$$F = F_d + \frac{(k_c + k_{cp})x}{\left[1 + \left|\frac{(k_c - k_{cp})x}{F_0}\right|^N\right]^{\frac{1}{N}}} + k_{cp}x \quad (6.3)$$

$$F = F_a - \frac{(k_c + k_{cp})(x_a - x)}{\left[1 + \left|\frac{(k_c - k_{cp})(x_a - x)}{\beta F_0}\right|^N\right]^{\frac{1}{N}}} - k_{cp}(x_a - x) \quad (6.4)$$

donde:  $x$  es el desplazamiento en la conexión (que es el mismo del sistema principal ya que se supone que trabajan en paralelo);  $k_c$  y  $k_{cp}$  son la rigideces inicial y de post-fluencia de la conexión;  $N$  define la zona de transición de comportamiento elástico a inelástico;  $\beta$  define el ancho de la bandera;  $F_d$  es la fuerza de descompresión (justo cuando abre la conexión);  $F_0 = F_y - F_d$ , en la que  $F_y$  es la fuerza de fluencia;  $x_a$  y  $F_a$  son el desplazamiento y fuerza máximos alcanzado en cada ciclo de carga. La Ec. (6.3) se utiliza para los ciclos de carga positiva o negativa; la Ec. (6.4) es para descarga. En la Fig. 6.2 se muestra un ciclo histerético de la conexión semi-rígida postensada, donde se interpreta la definición de los parámetros antes mencionados. También se identifica a  $F_c$ , que es la fuerza cuando cierra la conexión. Las Ecs. (6.3) y (6.4) se basan en resultados de pruebas experimentales (López Barraza et al (2013a); Garlock et al (2003)).

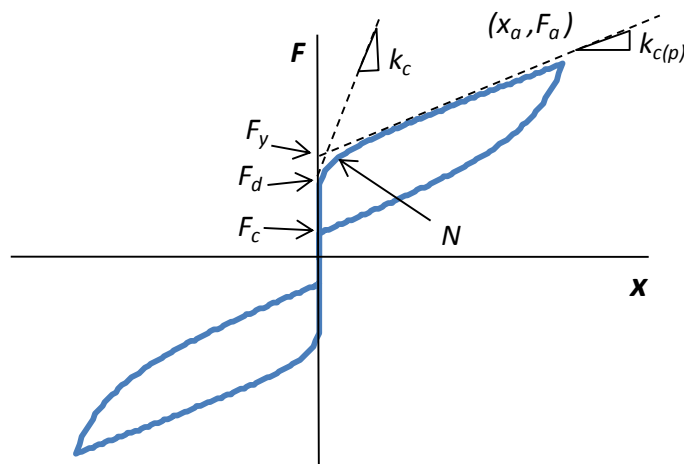


Fig. 6.2 Modelo histerético de la conexión

Dividiendo la ecuación (6.2) entre  $m$  y expresándola mediante el siguiente sistema de ecuaciones diferenciales, se tiene lo siguiente:

$$\ddot{x} = -\frac{c}{m}\dot{x} - \frac{k_{est}}{m}\alpha_2 x - (1-\alpha_2)\frac{k_{est}}{m}z - \frac{M}{m} - \ddot{x}_g$$

$$\dot{z} = \frac{\alpha_3\dot{x} - \nu(\alpha_4 z|\dot{x}|z|^{\alpha_6-1} + \alpha_5\dot{x}|z|^{\alpha_6})}{\eta}$$
(6.5)

donde  $\alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$  y  $\alpha_6$  son parámetros del modelo propuesto por Bouc (1967) y modificado por Baber y Wen (1981) que controlan la amplitud, la forma del ciclo histérico y la suavidad de la transición entre la parte elástica e inelástica;  $\eta$  y  $\nu$  son parámetros que controlan el deterioro de la rigidez y resistencia. Para estructuras de acero, Casciati y Faravelli (1991) sugieren tomar:

$$\alpha_4 = \alpha_5 = \frac{1}{2\nu} \left( \frac{k_{est}}{F_{est}} \right)^{\alpha_6}$$

El sistema de ecuaciones (6.5) se puede escribir como un sistema de ecuaciones diferenciales de primer orden, haciendo el siguiente cambio de variable  $y_1 = x$ ,  $y_2 = \dot{x}$ ,  $y_3 = z$ , quedando de la siguiente forma (Rivera y Ruiz, 2007):

$$\dot{y}_1 = y_2$$

$$\dot{y}_2 = -\frac{c}{m}y_2 - \frac{k_{est}}{m}\alpha_2 y_1 - (1-\alpha_2)\frac{k_{est}}{m}y_3 - \frac{M}{m} - \ddot{x}_g$$

$$\dot{y}_3 = \frac{\alpha_3 y_2 - \nu(\alpha_4 y_3|y_2||y_3|^{\alpha_6-1} + \alpha_5 y_2|y_3|^{\alpha_6})}{\eta}$$
(6.6)

Resolviendo el sistema de ecuaciones (6.6) se pueden obtener el desplazamiento, velocidad y aceleración, así como los ciclos de histéresis tanto del sistema principal como de las conexiones PTDE. Calculando el área de dichos ciclos se obtienen las  $E_H$  correspondientes. Sumando ambos valores obtendremos la energía total que disipa el sistema combinado.



### 6.3 ALGORITMO PARA OBTENER LA RESPUESTA DEL SUGLE CON CONEXIONES PTDE

El algoritmo que aquí se propone es como sigue:

- 1) Se asignan las características dinámicas del SMGL al SUGLE por estudiar; esto es, el mismo periodo fundamental ( $T$ ) y amortiguamiento ( $c$ ), además de la fuerza de fluencia del sistema principal ( $F_{est}$ ), las rigideces elásticas y plásticas del sistema principal ( $k_{est}$ ,  $k_{estp}$ ) y las correspondientes a las conexiones ( $k_c$ , y  $k_{cp}$ ). Los valores de  $F_{est}$  y de las rigideces, se obtienen a partir de análisis estáticos incrementales (“push-over”) del SMGL con conexiones PTDE y alternativamente con conexiones articuladas.

- 2) Se calcula la masa del SUGL equivalente  $m = \frac{k_T T^2}{(2\pi)^2}$ , donde  $k_T = k_{est} + k_c$

- 3) Se obtiene el desplazamiento de fluencia de sistema estructural mediante la relación

$$d_{est} = \frac{F_{est}}{k_{est}}.$$

- 4) Se establecen los parámetros de los modelos histeréticos del sistema principal

(Baber-Wen (1981)),  $\alpha_2 = \frac{k_{estp}}{k_{est}}$ ,  $\alpha_4 = \alpha_5 = \frac{1}{2\nu} \left( \frac{k_{est}}{F_{est}} \right)^{\alpha_6}$  y de las conexiones

(Ecs. (6.3) y (6.4)).

- 5) Se escalan los sismos registrados en el terreno en la zona blanda del D.F de manera que cubran la intensidad de interés ( $S_a$ ) correspondiente al periodo estructural fundamental (Shome y Cornell, 1999).

- 6) Se calcula la respuesta del SUGL combinado empleando un método “paso a paso” en el tiempo (aquí se utilizó el método Runge-Kutta de cuarto orden). Resolviendo el sistema de ecuaciones (6.6), se obtienen la energía histerética disipada, fuerza restauradora máxima y desplazamiento máximo

- 7) Una vez que se han calculado las repuestas del SMGL y de su SUGLE se pueden obtener factores que relacionan las respuestas de ambos sistemas estructurales de la siguiente manera:

$$FT_{EH} = \frac{R_{SMGL}}{R_{SUGL}} \quad (6.7)$$

Donde,  $FT_{EH}$  es el factor de transformación del parámetro de respuesta del SUGLE para obtener el del SMGL. R es el parámetro de respuesta, que en este estudio es la

energía histerética, pero podría ser cortante basal, distorsión máxima o demanda de ductilidad.

#### 6.4 FACTORES DE TRANSFORMACIÓN DE $E_H$

En este estudio se determinan factores de transformación de energía histerética ( $FT_{EH}$ ). Cada uno de los marcos descritos en la Tabla 4.1, se somete a la acción de los 30 sismos que se listan en la Tabla 4.3. En el Capítulo 4 se calculó la  $E_H$  de los SMGL. Siguiendo el procedimiento descrito en la sección anterior, se analizan los SUGLE correspondientes a cada MPDE sujetos a la acción de los sismos escalados. A partir de la respuesta en términos de  $E_H$  se procede a determinar los  $FT_{EH}$ , sustituyendo en la Ec. (6.7). En las Fig. 6.3 a, b, c, d y e, se muestran los factores de transformación obtenidos para los marcos de 4, 6, 8, 10 y 14 niveles, respectivamente. Nótese que para los primeros valores de  $Sa(T_1)$  no existen valores de los factores de transformación ya que no hay disipación de  $E_H$ . En el otro extremo, algunas gráficas están truncadas para valores grandes de  $Sa(T_1)$ , debido a que los modelos experimentaron desplazamientos muy grandes que indican la falla de la estructura, provocando la suspensión del análisis dinámico. A partir de las figuras 6.3a a la 6.3e se pueden hacer las siguientes observaciones: 1) la magnitud de  $FT_{EH}$  depende de la intensidad sísmica  $Sa(T_1)$ . Para  $Sa(T_1)$  pequeñas,  $FT_{EH}$  tiende a cero. Cuando  $Sa(T_1)$  se incrementa, también lo hace  $FT_{EH}$ . 2) La dispersión aumenta cuando  $Sa(T_1)$  también aumenta. 3) No es clara la influencia del periodo fundamental de los marcos (en este caso, la altura) con los valores máximo de la media de  $FT_{EH}$ .

En las Figs. 6.3a a la e, se observa que el promedio de los  $FT_{EH}$  de cada marco, ( $\mu FT_{EH}$ ), puede ajustarse de manera razonable mediante una función lineal, por lo que se propone la siguiente ecuación:

$$FT_{EH}^* = b_1 Sa + b_2 \quad (6.8a)$$

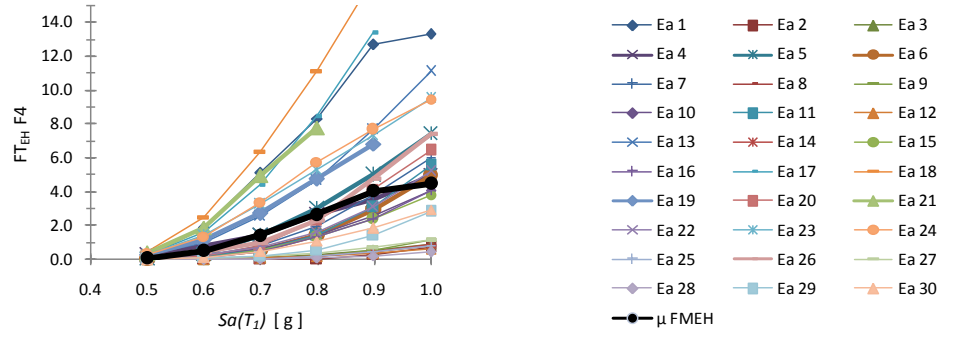
donde  $Sa$  está dada como fracción de la aceleración de la gravedad,  $b_1$  y  $b_2$  se calculan en términos del periodo fundamental del marco en estudio con las siguientes ecuaciones:

$$b_1 = 4.45T^2 - 17.31T + 20.24 \quad (6.8b)$$

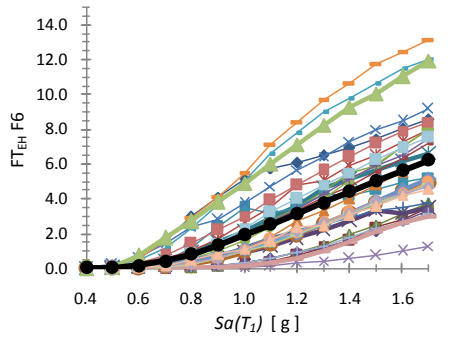
$$b_2 = -3.343T^2 + 12.14T - 12.65 \quad (6.8c)$$

En la Fig. 6.4, con línea continua se muestran las gráficas de los promedios de  $FT_{EH}$  obtenidos a partir de los resultados de los análisis dinámicos, y con línea discontinua los

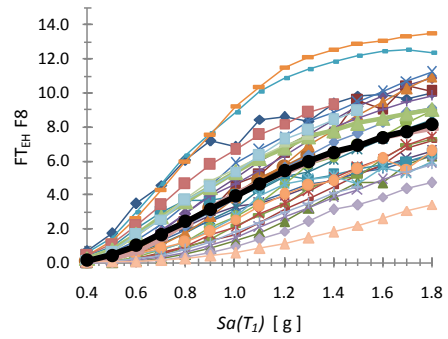
valores  $FT_{EH}^*$  obtenidos con la Ec. (6.8a), para cada modelo de este estudio. Se observa que el ajuste obtenido con la Ec. (6.8a) es adecuado, siendo mejor para los marcos F10 y F14, debido a que en estos últimos, las demandas de no linealidad son menores para las intensidades sísmicas consideradas.



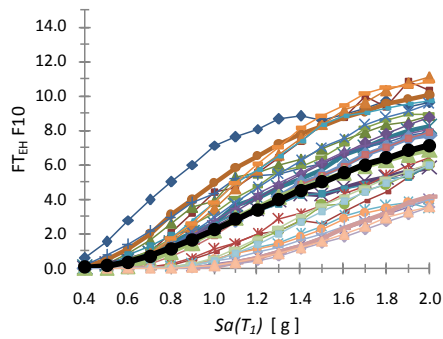
a) F4PT



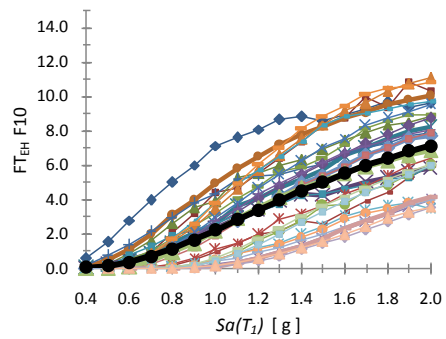
b) F6PT



c) F8PT



d) F10PT



e) F14PT

Fig.6.3. Factores de transformación de  $E_H$  de los marcos F4 a F14

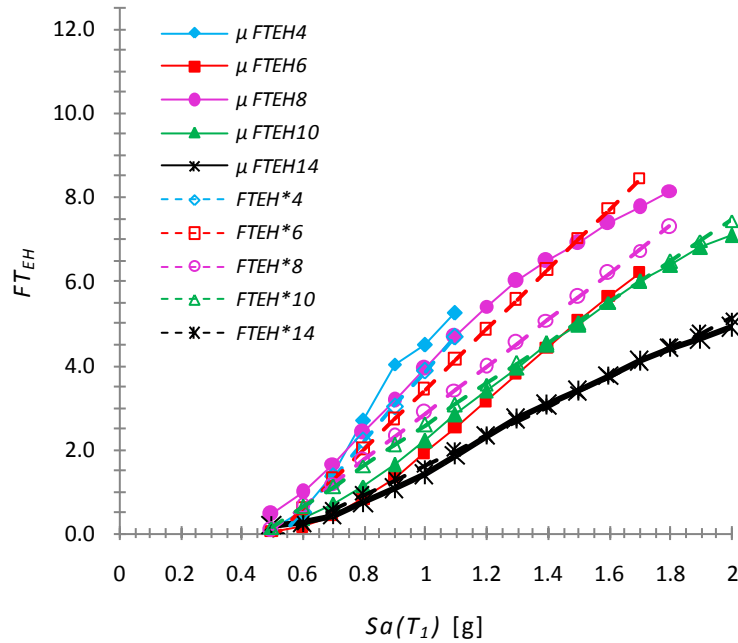


Figura 6.4.  $FT_{EH}$  de los SUGLE

### 6.5 ESPECTROS DE ENERGIA HISTERÉTICA

Con el uso exclusivo de la  $E_H$  se pueden determinar distintas combinaciones del número y magnitud promedio de los ciclos histeréticos en la estructura, por lo que resulta insuficiente para estimar el daño acumulado por deformaciones plásticas, tan importantes en el desempeño sísmico de la estructura. Se pueden tener valores similares de energía histerética, correspondientes a sistemas que tienen grandes deformaciones plásticas y pocos ciclos de carga, y sistemas que tienen pequeñas deformaciones plásticas con muchos ciclos de carga. Sin embargo, el daño que se presenta en ambos sistemas es completamente diferente. Un parámetro que se correlaciona bien con las demandas acumuladas y con el daño que estas pueden causar, es la energía histerética normalizada respecto al desplazamiento ( $D_y$ ) y fuerza de fluencia ( $F_y$ ). Varios investigadores han utilizado la energía histerética normalizada ( $E_{HN}$ ) para desarrollar recomendaciones para el diseño y detallado de elementos de concreto reforzado (Gosain et al., 1977; Scribner y Wight, 1980; Darwin y Nmai, 1985); además, se han formulado algunas metodologías de diseño que consideran explícitamente el efecto de los ciclos plásticos a través de la energía histerética (Krawinkler y Nassar, 1992; Terán-Gilmore y Simon, 2006). En base a ello el uso de la  $E_{HN}$  se ha considerado y se asume en esta investigación.

La  $E_{HN}$  se calcula con la Ec. (6.9).  $D_y$  y  $F_y$  se obtienen mediante un análisis incremental no lineal (“pushover”) de la estructura. La tabla 6.1 muestra los valores de  $D_y$  y  $F_y$  calculados para los MPDE de 4, 6, 8, 10 y 14 niveles.

$$E_{EN} = \frac{E_H}{D_y F_y} \quad (6.9)$$

Tabla 6.1 Desplazamiento y fuerza de fluencia

	F4	F6	F8	F10	F14
$D_y$ (m)	0.050	0.072	0.073	0.082	0.100
$F_y$ (kN)	1030	1570	1570	1766	1373

En la Fig. 6.5 se muestran los espectros promedio de  $E_{HN}$  para distintas demandas de intensidad sísmica, los valores graficados son de la energía demandada por los 30 sismos a los SUGLE con periodo fundamental igual al del correspondiente MPDE ( $T_I=0.89, 1.03, 1.25, 1.37$  y  $2.1$  s).

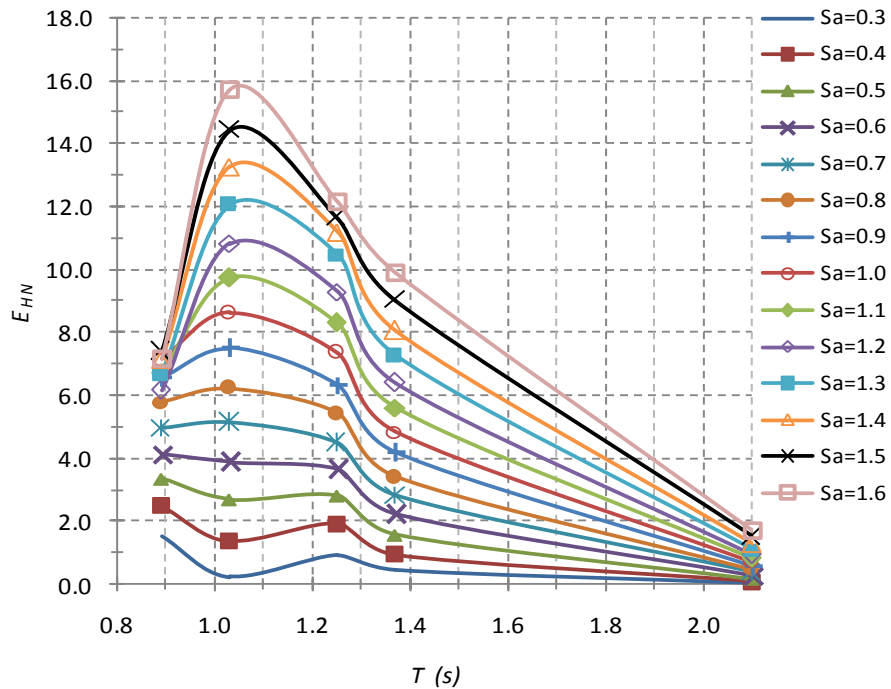


Fig. 6.5 Espectro de energía histerética normalizada,  $\xi=3\%$

## 6.6 SECUENCIA DEL CÁLCULO DE $E_H$ DE UN MPDE A PARTIR DEL SUGLE

Se ha propuesto un conjunto de ecuaciones para estimar la  $E_H$  en MPDE a partir de SUGLE. A continuación se resumen los pasos a seguir.

1. Calcular la  $E_{HN}$  total del SUGLE ( $E_{HS}$ ). A partir de un espectro como el de la Fig. 6.5 o resolviendo las Ecs. (6.5).
2. Con  $Sa = Sa(T_1)$  en la Ec. (6.8a), junto con las Ecs. (6.8b) y (6.8c), calcular  $FT_{EH}$ .
3. Calcular la  $E_{HN}$  total del MPDE multiplicando  $FT_{EH}$  por  $E_{HS}$ .
4. Con la Ec. (5.1), calcular la  $\gamma_D$  (distorsión máxima) correspondiente a  $Sa(T_1)$ .
5. Con  $\gamma_D$  en la Ec. (4.1a), junto con las Ecs. (4.1b) y (4.1c), calcular el  $FPC$  (factor de participación de las conexiones).
6. Calcular la  $E_H$  que disipan las conexiones, ( $E_{HU}$ ), multiplicando  $FPC$  por  $E_{HN}$ .
7. Con  $\gamma = \gamma_D$  y las Ecs. (4.2a) a (4.2d), calcular los  $FD_{EH}$  correspondiente a cada piso del MPDE, ( $FD_{EHi}$ ).
8. Calcular la demanda de  $E_H$  en cada piso, ( $E_{HUi}$ ) multiplicando  $E_{HC}$  por cada  $FD_{EHi}$ .
9. La diferencia entre  $E_{HN}$  y  $E_{HU}$  es la  $E_H$  que disipan las columnas, ( $E_{HC}$ ), principalmente las de la base cuando están empotradas.

## 7 MÉTODO DISEÑO SÍSMICO DE MPDE BASADO EN ENERGÍA

### 7.1 INTRODUCCIÓN

Los resultados catastróficos ocasionados por eventos sísmicos severos como los de México 1985, Northridge 1994, Kobe 1995 y Chile 2010, han dejado de manifiesto la necesidad de mejorar las metodologías de diseño sísmico de estructuras, ya que una cantidad importante de estructuras diseñadas bajo códigos sísmicos actuales no exhibieron un comportamiento satisfactorio durante dichos eventos. La mayoría de los reglamentos de diseño sísmico de estructuras se basan en el uso de espectros de diseño derivados de sistemas de un grado de libertad equivalente para garantizar los requerimientos de resistencia lateral de las estructuras, y en el control de las distorsiones máximas de entrepiso como parámetro principal para medir el desempeño estructural. Sin embargo, tanto los espectros de diseño, como las distorsiones máximas de entrepiso representan demandas máximas sobre las estructuras, y pueden resultar insuficientes al no considerar las demandas acumuladas por deformaciones plásticas. Las demandas acumuladas son muy importantes en estructuras con baja capacidad de disipación de energía, o en estructuras con alta capacidad de disipación de energía sujetas a sismos de larga duración, como los que ocurren en el valle de México, especialmente en aquellas con periodos cercanos al periodo dominante del suelo (Terán-Gilmore, 2001; Bojórquez y Ruiz, 2004). Una mejor predicción de las demandas acumuladas y el daño que estas pueden causar, la proporciona la energía histerética normalizada respecto al producto del desplazamiento y fuerza de fluencia. Se han formulado metodologías de diseño que toman en cuenta de manera explícita el efecto de los ciclos plásticos a través de la energía histerética (Krawinkler y Nassar, 1992; Terán-Gilmore y Simon, 2006).

El uso de modelos simplificados como sistemas de un grado de libertad, son una buena alternativa para lograr esta condición. En este capítulo, mediante factores de transformación, se estiman las respuestas de los MPDE, a partir de la respuesta del SUGLE. Es importante mencionar que para el caso de sistemas con disipadores de energía, donde esta se disipa por deformación del material, comúnmente se expresa el sistema equivalente de un grado de libertad como un sistema de una masa con dos resortes en paralelo, para considerar la contribución de la estructura y los disipadores los cuales exhiben un comportamiento histerético distinto. Los procedimientos descritos para obtener el sistema equivalente de un grado de libertad se plantearon en términos de las propiedades dinámicas del MPDE. La práctica actual del diseño sísmico, indica que los ingenieros utilizan las propiedades dinámicas obtenidas de una estructura con conexiones rígidas en el intervalo elástico. Bajo cargas gravitacionales y al inicio de las demandas sísmicas, los MPDE permanecen en el rango elástico, sus conexiones permanecen cerradas y se desempeñan como conexiones soldadas. Es por ello que las propiedades dinámicas elásticas son prácticamente iguales en ambos tipos de marcos. La Tabla 7.1 muestra los periodos fundamentales ( $T_1$ ) de marcos con conexiones soldadas y sus equivalentes MPDE usados en este estudio. La pequeña diferencia en  $T_1$  entre los marcos con el mismo número de niveles es debido a las placas de refuerzo en los patines de los extremos de las vigas en los MPDE, que los hace inicialmente más rígidos.



En este capítulo, se propone un método basado en energía para el diseño sísmico de marcos de acero postensados con disipadores histeréticos.

Tabla 7.1 Periodo fundamental de los marcos

No. de pisos	T <sub>1</sub> (s)	
	M. rígido	MPDE
4	0.90	0.89
6	1.07	1.03
8	1.20	1.25
10	1.37	1.37
14	1.91	2.10

## 7.2 MÉTODO DE DISEÑO

Las metodologías de diseño sísmico basadas en energía consisten en suministrar a las estructuras capacidad de disipación de energía mayor o igual a las demandas de energía sísmica (Akiyama, 1985; Uang y Bertero, 1990). Los requerimientos de diseño de una estructura sismo-resistente en estos términos se pueden formular mediante la siguiente expresión:

$$\textit{Capacidad de Energía} \geq \textit{Demanda de Energía} \quad (7.1)$$

De todos los tipos de energía introducidos y disipados por una estructura, la energía histerética es la que más se relaciona con el daño estructural, en particular, si la energía histerética se normaliza con respecto al producto de la fuerza y desplazamiento de fluencia. Por esta razón, es importante expresar la ecuación anterior en términos de la energía histerética normalizada. Entonces la Ec. (7.1) toma la forma de la Ec. (7.2):

$$E_{HNC} \geq E_{HND} \quad (7.2)$$

Donde:  $E_{HNC}$  y  $E_{HND}$  son la capacidad y demanda de  $E_H$  normalizada de la estructura, respectivamente. En este estudio se propone un criterio de diseño sísmico de MPDE utilizando SUGLE basado en la Ec. (7.2), lo que implica el uso de tres herramientas: 1) análisis de empuje lateral estático no-lineal (“push-over”), 2) sistemas de un grado de libertad equivalentes, y 3) espectros de energía histerética normalizada.

El criterio de diseño propuesto se basa en garantizar cuatro condiciones de diseño: 1) resistencia lateral (a través del coeficiente sísmico); 2) control de distorsión máxima de entrepiso; 3) control de  $E_H$  en conexiones, vigas y columnas, y 4) revisión de la ductilidad de los elementos disipadores y fuerza en los cables de postensado. El algoritmo de diseño sísmico propuesto en este estudio se muestra en la Fig. 7.1 y se describe a continuación:

Paso 1. Propuesta inicial, pre-dimensionamiento de vigas y columnas considerando conexiones rígidas en la edificación (e.g. mediante algún código o procedimiento simplificado. Aquí se parte de considerar un coeficiente sísmico  $c$ ).

Paso 2. Se diseñan las conexiones semi-rígidas postensadas usando el procedimiento propuesto por Garlock y colaboradores para detallar las dimensiones de ángulos, tornillos, placas de refuerzo, cables y tensado inicial (Garlock et al. 2007).

Paso 3. Los elementos estructurales y las conexiones obtenidas en los pasos 1 y 2, respectivamente, constituyen el MPDE. Mediante un análisis de valores característicos se determina el periodo fundamental ( $T_{PT}$ ), y con un análisis estático incremental no lineal se calculan el desplazamiento de fluencia ( $D_y$ ) y la fuerza de fluencia ( $F_y$ ). Con esta última y el peso de la estructura se calcula el coeficiente sísmico real ( $c_{yPT}$ ).

Paso 4. *Primer control*: se verifica que  $c_{yPT} \leq c$ , si se cumple, se sigue con el paso 5; de lo contrario se regresa al paso 1.

Paso 5. Calcular la demanda de distorsión máxima de entrepiso ( $\gamma_D$ ) con la Ec. (5.1), el valor  $S_a$  necesario se determina a partir de  $c$ . *Segundo control*: si se cumple que  $\gamma_D \leq \gamma_{perm}$ , se continúa en el paso 6; de lo contrario se regresa al paso 1.

Paso 6. Se calcula la demanda de  $E_{HN}$  en el SUGLE, al cual se le asignan la misma rigidez, periodo fundamental y nivel de amortiguamiento del MPDE, sometido a una intensidad sísmica  $S_a(T_1) = c$  (se pueden usar espectros de  $E_{HN}$  construidos para tal propósito).

Paso 7. Calcular la demanda de  $E_{HN}$  en el MPDE ( $E_{HND}$ ), usando el factor de transformación de energía ( $FT_{EH}$ ), para pasar del SUGLE a la estructura real. El  $FT_{EH}$  se calcula con la Ec. (6.8a).

Paso 8. Calcular la  $E_H$  que disipan las conexiones, ( $E_{H DU}$ ), y las columnas, ( $E_{H DC}$ ), del MPDE, usando el factor de participación de las conexiones, ( $FPC$ ), Ec. (4.1a).

Paso 9. Calcular la demanda de  $E_H$  en cada piso, ( $E_{H DU i}$ ), mediante los factores de distribución de energía histerética ( $FD_{EH i}$ ), Ec(4.2a).

Paso 10. Calcular la capacidad de  $E_H$  de cada piso, ( $E_{H NC i}$ ), Ec(3.4).

Paso 11. *Tercer control*: verificar que  $E_{H CU i} \geq E_{H DU i}$ . Si se cumple, se continúa con el paso 12; de lo contrario se regresa al paso 1.

Paso 12. Calcular la capacidad de  $E_H$  de las columnas de la base, ( $E_{H CC}$ ), Ec. (3.26).

Paso 13. *Cuarto control*: verificar que  $E_{H CC} \geq E_{H DC}$ . Si se cumple, se continúa con el paso 12; de lo contrario se regresa al paso 1.

Paso 14. *Quinto control*: verificar la ductilidad en los disipadores y que no fluyan los cables de postensado. Si cumple, el diseño es adecuado, de lo contrario se regresa al paso 1.

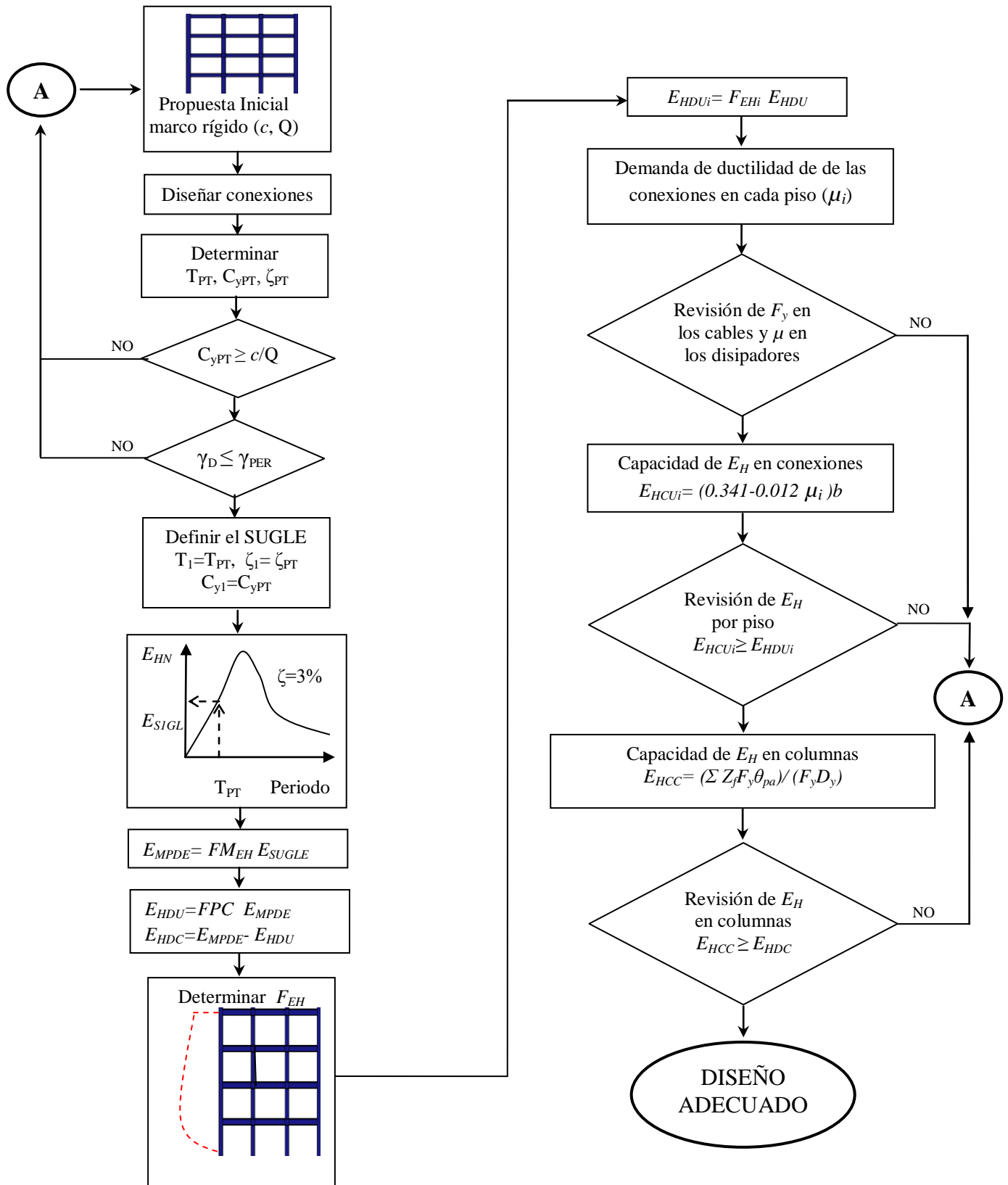


Fig. 7.1 Algoritmo de diseño sísmico basado en energía

### 7.3 EJEMPLO DE APLICACIÓN

Para ilustrar el procedimiento de diseño propuesto, se muestra su aplicación con un marco estructural de acero de 6 niveles y tres crujiás ubicado en la zona IIIb del valle de México. El uso y condiciones de carga son las mismas que las de los MPDE definidos en el capítulo 4. La geometría del marco se muestra en la Fig. 7.1. A continuación se muestra método propuesto paso a paso.

#### 1. Propuesta inicial como marco rígido.

Aquí se sigue un procedimiento convencional de diseño considerando las conexiones soldadas, con el criterio de columna fuerte y viga débil. En este paso, las secciones de vigas y columnas pueden quedar un poco escasas y aprovechar el mejor desempeño que el marco tendrá cuando sea equipado con las conexiones semi-rígidas postensadas (ya se realizó un estudio comparativo del desempeño, ver Anexo A). Para el pre-diseño se usó el cuerpo principal del RCDF-2004, con un coeficiente sísmico  $c=1.2$ ,  $Q=4$ ,  $\beta=1$  y  $k=0.35$  se tiene que  $Q'=6$ . En la tabla 7.1 se muestran las secciones obtenidas en la propuesta inicial.

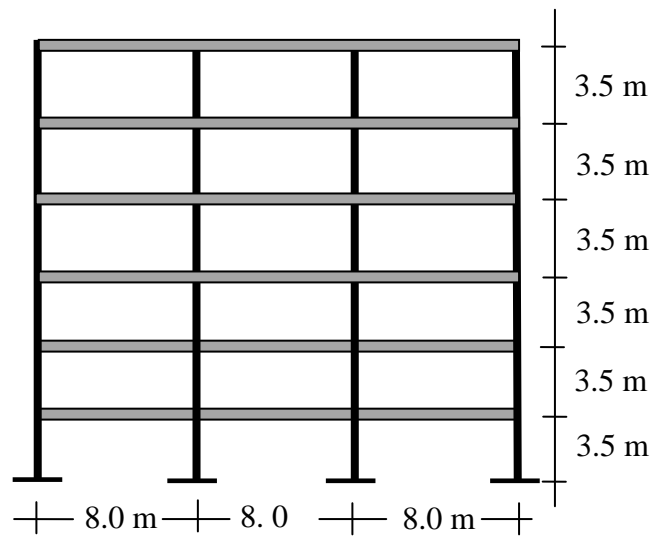


Fig. 7.1 Geometría del marco estructural.

Tabla 7.1 Secciones propuestas para el marco estructural

Nivel	Vigas	Columnas Internas	Columnas Externas
1	W16x45	W24x131	W24x131
2	W16x57	W24x117	W24x117
3	W16x57	W24x94	w24x84
4	W16x50	W24x94	w24x84
5	W16x40	W24x76	W24x76
6	W16x40	W24X76	W24x76

## 2. Diseño de las conexiones.

A partir de la geometría de las vigas y con los momentos obtenidos en condiciones de servicio (carga muerta más viva) y de diseño (carga muerta más viva más sismo factorizadas), se diseñan las conexiones siguiendo el procedimiento propuesto por Garlock et al. (2007). Se usaron ángulos de lados iguales de 152 mm, y espesor de 10 mm, de acero G50 y cables de acero de alta resistencia de 15.7 mm de diámetro, con una capacidad máxima de 279 kN (28440 kgf). Los patines en los extremos de las vigas se reforzaron con placas exteriores de 25 mm de espesor, ancho igual al patín de la viga y longitud de 1000 mm. La tabla 7.2 muestra los resultados obtenidos. El parámetro  $\alpha$  en la tabla es para controlar la capacidad de momento de fluencia de las conexiones en cada nivel. Con valores mayores de  $\alpha$  se incrementa la capacidad relativa de la conexión. Obsérvese que se proponen valores mayores en los pisos altos, con el fin de reducir la influencia de los modos de vibrar superiores.  $M_d$  es el momento de descompresión justo cuando la conexión se abre, y  $To_i$  es la tensión inicial en cada cable.

Tabla 7.2 Diseño de las conexiones

Nivel	Mserv. (kgf-m)	Mdiseño (kgf-m)	$\alpha$	Md (kgf-m)	Ángulos		Cables		$To_i$ (kgf)	$d_2$ mm
					tamaño	long. (mm)	Diámetro	Cantidad		
N1	12390	27840	0.8	19220	152 x 10	180	15.7	8	11044	218
N2	12810	36400	0.9	19220	152 x 10	180	15.7	8	10854	221
N3	13240	37040	0.9	19862	152 x 10	180	15.7	8	11216	221
N4	13440	31910	1	20153	152 x 10	180	15.7	10	9194	219
N5	13460	25970	1.1	20183	152 x 10	180	15.7	8	11679	216
N6	10630	19650	1.2	15948	152 x 10	180	15.7	6	12304	216

### 3. Ensamble del MPDE.

Con los elementos obtenidos en los pasos 1 y 2 se integra el MPDE, se determina el periodo fundamental de vibración ( $T_{PT}$ ), y mediante un análisis estático incremental no lineal se determinan la fuerza de fluencia, ( $F_y$ ) (cortante basal) y desplazamiento de fluencia, ( $D_y$ ). El coeficiente sísmico real ( $c_{yPT}$ ) se calcula con  $F_y$  y el peso de la estructura ( $W$ ) que es de 495600 kgf. Los valores calculados para este ejemplo son:

$$T_{PT} = 1.34 \text{ seg.}$$

$$F_y = 109000 \text{ kgf}$$

$$D_y = 0.082 \text{ m}$$

$$c_{yPT} = F_y/W = 0.220$$

### 4. Control de resistencia

$c_{yPT} = 0.220 > c/Q' = 0.200$ ; la condición se satisface, por lo que se continúa con el paso 5.

### 5. Control de distorsión máxima de entrepiso.

De la Ec. (5.1), con  $S_a=1.2$  y  $T=1.34$  seg., se tiene que:

$$\gamma_D=0.017$$

$\gamma_D < 0.030$ : La condición se satisface, por lo que se continúa con el paso 6.

### 6. Cálculo de la $E_{HNS}$ en el SUGLE.

Para la zona IIIb, se cuenta con el espectro de  $E_{HN}$  para los SUGLE, el cual se muestra en la Fig. 6.5. Con  $S_a=1.2g$ ,  $T=1.34$  seg. y  $\xi=3\%$ , del espectro se obtiene:

$$E_{HNS}=7.1$$

### 7. Cálculo la demanda de $E_{HN}$ en el MPDE ( $E_{HND}$ ).

Con  $T=1.34$  seg. en las Ecs. (6.8b), (6.8c) y (6.8a) se calcula el factor de modificación de  $E_H$ , resultando:

$$b_1=5.035$$

$$b_2= -2.385$$

$$FM_{EH}=3.657$$

La  $E_{HND}$  se calcula multiplicando  $E_{HNS}$  por  $FM_{EH}$  y se obtiene:

$$E_{HND} = 25.96$$

8. Cálculo de la  $E_{HN}$  que disipan las conexiones ( $E_{H DU}$ ) y las columnas ( $E_{H DC}$ ) del MPDE.

El factor de participación de  $E_H$  de las conexiones se obtiene con la Ecs. (4.1a), (4.1b) y (4.1c), en función del número de pisos del marco ( $N_p$ ) y la demanda de distorsión. Con  $N_p=6$  y  $\gamma_D=0.017$  se obtiene:

$$a_1 = -3.337$$

$$a_2 = 0.509$$

$$FPC = 0.452$$

$$E_{H DU} = FPC E_{HND} = 11.734$$

$$E_{H DC} = E_{HND} - E_{H DU} = 14.226$$

9. Cálculo de la demanda de  $E_{HN}$  en cada piso ( $E_{H DUi}$ ).

De las Ecs. (4.2a) a la (4.2d) se calculan los factores de distribución de  $E_H$  ( $FD_{EH}$ ) correspondiente a cada piso. Con  $\gamma=0.017$  se tiene:

$$f_1(\gamma) = 2.534$$

$$f_2(\gamma) = 0.409$$

$$f_3(\gamma) = 0.459$$

Sustituyendo los valores anteriores en la Ec. (4.2a) y la relación  $h/H$  correspondiente a cada piso, se obtienen los valores de  $FD_{EH}$  para cada piso normalizados respecto al mayor valor de  $FD_{EH}$ . El factor  $FD_{EHi}$  necesario para calcular  $E_{H DUi}$  se obtiene dividiendo cada  $FD_{EH}$  entre la suma de todos los  $FD_{EH}$ . La  $E_{H DUi}$  se calcula multiplicando  $E_{H DU}$  por el  $FD_{EHi}$  correspondiente. Los valores calculados de los factores de distribución y de demanda de energía histerética en cada piso se muestran en la Tabla 7.3.

Tabla 7.3 Demanda de  $E_H$  en cada piso.

Nivel	$h/H$	$FD_{EH}$	$FD_{EHi}$	$E_{H DUi}$
1	0.167	0.328	0.131	1.533
2	0.333	1.000	0.401	4.677
3	0.500	0.668	0.268	3.122
4	0.667	0.312	0.125	1.461
5	0.833	0.132	0.053	0.618
6	1.000	0.055	0.022	0.257

10. Cálculo de la capacidad de  $E_H$  de cada piso ( $E_{HNCi}$ )

Dada la demanda de ductilidad  $\mu$ , la capacidad de  $E_H$  por cada mm de longitud de ángulos de 10 mm de espesor de acero grado 50, se calcula con la Ec. (3.4). La longitud de todos los ángulos usados es de 180 mm.  $\mu$  se define como la razón de  $\delta$  entre  $\delta_y$  (en la Fig. 3.8 está definido  $\delta$  y representa la abertura de la conexión). De los resultados experimentales se obtuvo que  $\delta_y=1.0$  mm El valor de  $\delta$  en cada piso se calcula en función de  $\theta_r$  de las conexiones,  $\theta_r$  a su vez, se calcula en función de la distorsión de entrepiso con la Ec. (5.5). Por último, la distorsión del entrepiso  $i$  ( $\gamma_i$ ) se calcula en función de  $\gamma_D$  y con los factores  $F\gamma_i$  con la Ec. (5.3). Los factores  $F\gamma_i$  se obtuvieron en función de  $Sa$  con la Ec. (5.2) y las Ecs. (5.2a) a (5.2c) si  $T \leq 1.25$  seg. o con las Ecs. (5.2d) a (5.2f) si  $T > 1.25$  seg. En la Tabla 7.4 se resumen los valores calculados, donde  $d_l$  se define en la Fig. 3.13 y se obtiene al diseñar las conexiones.  $E_{Hi}$  es la capacidad de energía en el piso  $i$  en kgf-m, en este caso es la suma de la proporcionada por los 12 ángulos del piso  $i$ .  $E_{HNCi}$  se obtiene al normalizar  $E_{Hi}$  respecto a  $F_y=109000$  kgf y  $D_y=0.082$  m.

Tabla 7.4 Capacidad de  $E_H$  en cada piso

Nivel	$h/H$	$F\gamma_i$	$\gamma_i$	$d_l$	$\theta_r$	$\delta$	$\mu$	$E_{Hi}$	$E_{HNCi}$
1	0.167	0.617	0.010	470	0.008	3.657	3.66	65421	7.319
2	0.333	1.000	0.017	477	0.014	6.610	6.61	57617	6.446
3	0.500	0.937	0.016	477	0.013	6.132	6.13	58881	6.588
4	0.667	0.765	0.013	473	0.010	4.795	4.79	62414	6.983
5	0.833	0.599	0.010	467	0.007	3.499	3.50	65839	7.366
6	1.000	0.462	0.008	467	0.005	2.488	2.49	68508	7.665

11. Verificar que la capacidad de  $E_H$  en las conexiones es mayor que la demanda.

Comparando la última columna de las Tablas 7.3 y 7.4 se observa que se cumple en todos los pisos la condición  $E_{HNCi} \geq E_{HDCi}$ , por lo que se continúa con el paso 12.

12. Cálculo de la capacidad de  $E_H$  de las columnas de la base ( $E_{HCC}$ ).

Para evaluar la capacidad de disipación de energía histerética en las columnas de la base, se usa la Ec. (3.26). Esta se normaliza respecto a  $F_y$  y  $D_y$ . Las columnas en la base son perfiles W24x131, con  $Z_f = 6063.2$  cm<sup>3</sup>,  $F_y = 2833$  kgf/cm<sup>2</sup>. Considerando  $\theta_{pa} = 0.05$  y sustituyendo en la Ec.(3.26), se obtiene

$$E_{HNe} = 2Z_f F_y \theta_{pa} / F_y D_y = 192.18$$



Dado que son 4 columnas, la capacidad total es:

$$E_{HCC} = 768.72$$

13. Verificar que la capacidad de  $E_H$  de las columnas en la base es mayor que la demanda.

$E_{HCC} = 768.72 > E_{HDC} = 14.293$ . Se cumple esta condición, por lo que se continúa con el paso 14.

14. Verificar la demanda de ductilidad en los ángulos de la conexión y la fuerza de fluencia de los cables de postensado.

El valor máximo de  $\mu$  para los ángulos en cada nivel se muestra en la Tabla 7.4. La mayor demanda se presenta en el nivel 2, con un valor de 6.61. Respecto a la capacidad de ductilidad de los ángulos, en los estudios experimentales discutidos en el capítulo 3 se tienen pruebas satisfactorias con demandas de ductilidad de 18; entonces, para este tipo de ángulos se puede tomar una capacidad de ductilidad ( $\mu_c$ ) igual a 18. Comparando la  $\mu_c=18$  con los valores de  $\mu$  de la Tabla 7.4 se concluye que en ningún piso la demanda excede a la capacidad.

En la Tabla 7.2 se tienen las tensiones iniciales ( $T_{0i}$ ) de los cables de postensado en cada nivel, y en la Tabla 7.4 se tienen las rotaciones de las conexiones en cada nivel. Con esta información se calcula la tensión máxima que experimentan los cables. En este ejemplo todas las vigas tienen el mismo peralte, por lo que el mayor incremento en la tensión adicional en los cables se presenta en el piso con mayor rotación en las conexiones. Por lo tanto, primero se verifica la tensión de los cables del nivel 2.

Las siguientes ecuaciones fueron desarrolladas en el capítulo 3:

$$T_s = T_0 + k_s \Delta_s \quad (3.16 \text{ repetida})$$

$$\Delta_s = 2d_2 \theta_r \quad (3.17 \text{ repetida})$$

De la Tabla 7.2 se tiene que  $d_2=221$  mm, y de la Tabla 7.4,  $\theta_r = 0.014$ . Sustituyendo en la Ec. (3.17) se obtiene:  $\Delta_s=3.094$  mm.

$k_s$  es la rigidez axial del cable y se calcula con la siguiente ecuación:

$$k_s = \frac{EA_s}{L_s}$$

donde  $A_s$  es el área y  $L_s$  la longitud del cable.  $E$  es el módulo de elasticidad del acero. Se tiene que:  $A_s = 150 \text{ mm}^2$ ,  $E = 20000 \text{ kgf/mm}^2$ , y debido a que en el cálculo de  $\Delta_s$  se

consideró una sola crujía se toman  $L_s = 8000$  mm. Sustituyendo estos valores en la ecuación anterior se obtiene:

$$k_s = 382.26 \text{ kgf/mm.}$$

Sustituyendo  $k_s$  y con  $T_0 = 10854$  kgf obtenido de la Tabla 7.2, en la Ec. (3.16) se obtiene:

$$T_s = 10854 + (382.26)(3.094) = 12037 \text{ kgf}$$

La tensión máxima que el cable soporta es de  $T_u = 28440$  kgf y es mucho mayor que la demanda máxima. En los otros niveles el incremento en la tensión de los cables es menor, garantizando que no excederán la capacidad de tensión. Se concluye entonces que el diseño de los cables es adecuado, y con esto termina el proceso de diseño del MPDE.

#### 7.4 COMPARACIÓN CON EL DISEÑO CONVENCIONAL

Se comparan los resultados en términos de energía histerética, distorsiones de entrepiso, distorsiones residuales y fuerzas en las barras, para tres propuestas de diseño de un marco de 6 niveles. Todos los diseños fueron realizados usando el RCDF-2004 y se emplearon secciones W de acero A36 para vigas y columnas. La propuesta 1 (MCR1), fue desarrollada en un prestigiado despacho de cálculo de la Ciudad de México (García Jarque Ingenieros), y consiste en un marco con conexiones soldadas, las secciones W resultantes se muestran en la Tabla 4.1. La propuesta 2 (MCR2), consiste también en un marco con conexiones soldadas pero se consideran secciones más ligeras, las secciones W resultantes se muestran en la Tabla 7.1. En la propuesta 3 (MPDE) (corresponde al ejemplo desarrollado en la sección 7.3 de este capítulo). Se usan las vigas y columnas de la propuesta 2, sustituyendo las conexiones soldadas por conexiones semi-rígidas postensadas, el diseño de las conexiones se resume en la Tabla 7.2. Los tres marcos fueron sujetos a la acción de los 30 sismos que se muestran en la Tabla 4.3, escalados para una intensidad sísmica de 1.2g.

Los resultados que se analizan a continuación son el promedio correspondiente a los 30 sismos. Se observa que la  $E_H$  disipada es muy diferente en los tres marcos, el que mayor cantidad de energía disipa es el MCR2 ( $1.4E6$  kgf-m), seguido por MCR1 y MPDE. En la Fig. 7.2 se muestran la  $E_H$  de los tres marcos normalizada respecto a la de MCR2. Se puede observar que MCR1 y MPDE disipan respectivamente 48% y 16% de la  $E_H$  que disipa MCR2.

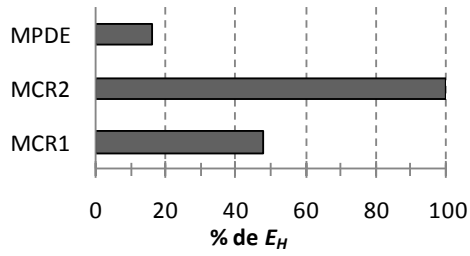


Fig. 7.2  $E_H$  total disipada normalizada respecto a MCR2

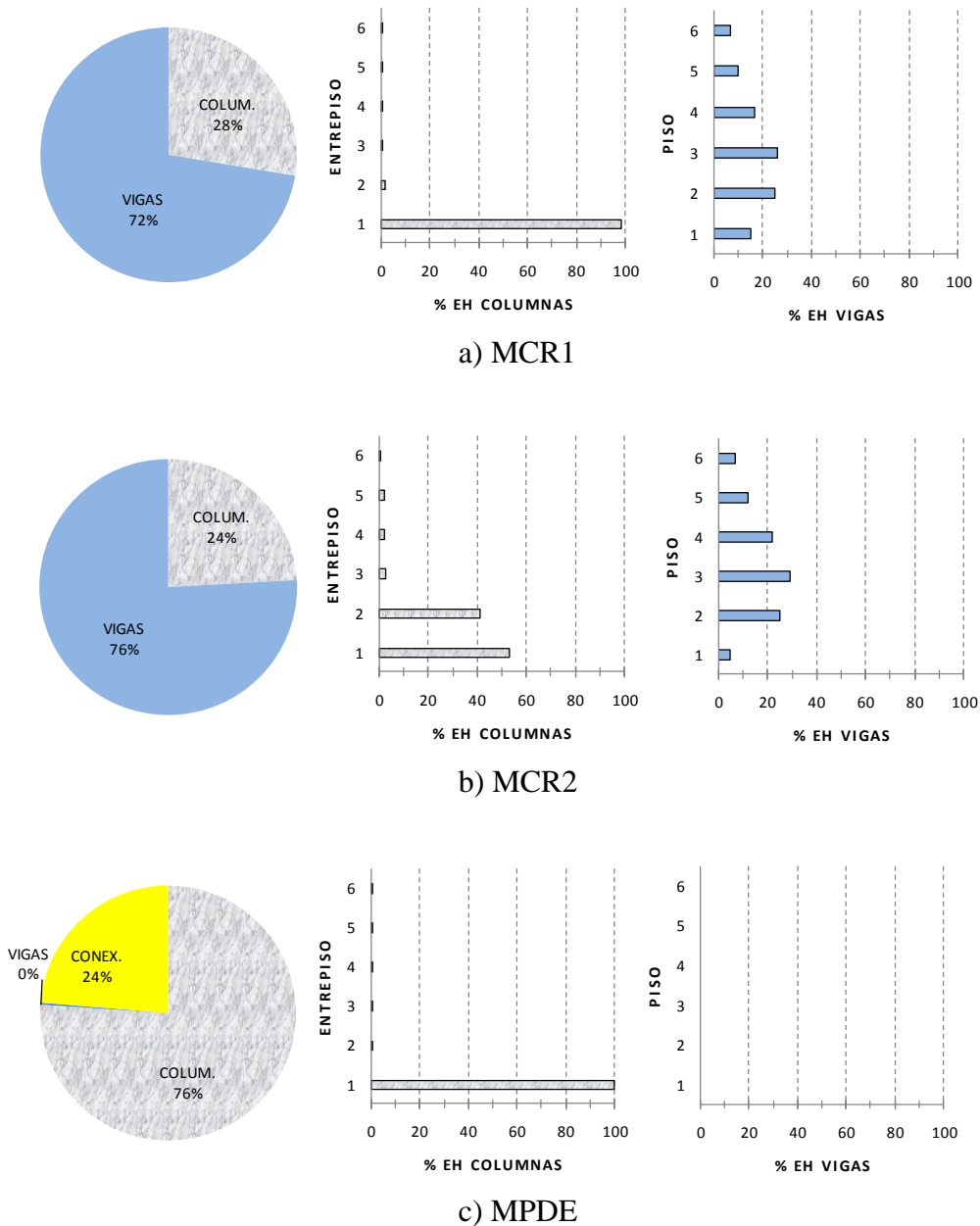


Fig. 7.3 Demandas de  $E_H$  en los marcos de 6 niveles; a) MPDE, b) MCR1, c) MCR2

La Fig. 7.3 muestra la manera en que se distribuyen las demandas de  $E_H$ . Las gráficas circulares muestran la contribución de columnas, vigas y conexiones a la disipación de la  $E_H$  total de cada marco. Los marcos MCR1 y MCR2 (Fig. 7.3a y 7.3b) tienen distribuciones similares, aun cuando los elementos del MCR1 son más robustos. Solo disipan  $E_H$  las columnas en la base, excepto en el marco MCR2 que también disipa en el entrepiso 2. Nótese que el marco MPDE (Fig. 7.3c), aun cuando tiene las mismas vigas y columnas que MCR2, solo disipa  $E_H$  en el extremo apoyado en la cimentación de las columnas de la base. Por lo anterior se puede concluir que el MPDE es más eficiente en términos de demandas  $E_H$ .

El desempeño del MPDE en términos de distorsión de entrepiso, distorsión residual y desplazamiento máximo de azotea, es superior a la de los marcos con conexiones soldadas (MCR1 y MCR2). En la Tabla 7.5 se muestran los valores de las distorsiones para cada entrepiso y el desplazamiento de azotea de los tres marcos aquí estudiados, en todos los casos, las menores demandas se tienen para el MPDE. Nótese también que solo el marco MPDE experimenta distorsiones menores que 0.005, que es un límite propuesto para que sea viable reparar el edificio (McCormick et al, 2008).

Tabla 7.5 Distorsiones de entrepiso, distorsiones residuales y desplazamiento de azotea

ENTREPISO	1	2	3	4	5	6	$D_{\text{azotea}}$ (m)
Distorsión de entrepiso (rad.)							
MCR1	0.024	0.031	0.034	0.035	0.034	0.033	0.659
MCR2	0.021	0.047	0.053	0.054	0.050	0.045	0.909
MPDE	0.021	0.029	0.032	0.031	0.028	0.024	0.557
Distorsión residual de entrepiso (rad.)							
MCR1	0.004	0.005	0.006	0.006	0.006	0.005	
MCR2	0.003	0.007	0.009	0.009	0.008	0.007	
MPDE	0.001	0.002	0.002	0.002	0.001	0.001	

Con el propósito de comparar el desempeño de los marcos en términos de demanda de resistencia, la fuerza axial ( $P$ ), momento flexionante en el extremo inicial ( $M_i$ ) y el cortante en columnas de la base ( $V_b$ ), se muestran en la Tabla 7.6. Las unidades usadas son toneladas y metros. Los valores tabulados son los de mayor magnitud de las envolventes positiva o negativa. Con excepción de la fuerza axial en las columnas interiores, se observa que la demanda de resistencia, es menor en las columnas del MPDE que en las correspondientes en MCR1 y MCR2, esto es más evidente en la columna exterior. Adicionalmente, nótese la gran diferencia entre los cortantes en la base de las columnas inferiores entre MCR1 y MPDE. En el caso de la fuerza axial en las vigas no se observa

ninguna tendencia, aunque con excepción de la viga exterior del nivel 1 en el MCR1, los valores son mayores en el MPDE. Los momentos flexionantes en todos los casos son menores en MPDE. En general se puede concluir que los MPDE experimentan menores demandas de resistencia que sus equivalentes con conexiones soldadas, por lo que podrán usarse secciones más ligeras con el consecuente ahorro en peso y económico.

Tabla 7.6 Fuerzas y momentos flexionantes en columnas y vigas (Ton, m)

COLUMNAS										
	Nivel/Entrepiso 1				Nivel/Entrepiso 4				Cortante en la base	
	Exterior		Interior		Exterior		Interior		Exterior	Interior
	P	Mi	P	Mi	P	Mi	P	Mi	V <sub>b</sub>	V <sub>b</sub>
MCR1	-169.8	-226.9	-166.0	-269.2	-74.9	-44.7	-81.9	-108.7	-176.1	-117.9
MCR2	-144.1	-215.5	-167.0	-200.0	-68.9	-45.1	-82.3	-79.6	49.0	50.0
MPDE	-126.1	-176.9	-170.2	-153.6	-64.3	34.6	-85.5	-46.6	39.5	34.6
VIGAS										
MCR1	-28.0	-63.7	-8.9	-63.6	-2.5	61.3	1.0	61.3		
MCR2	-16.5	-36.6	-5.9	-36.5	-5.7	-44.9	-1.1	-44.8		
MPDE	-25.8	28.5	-16.0	28.4	-7.4	32.4	-7.7	32.3		

Cabe resaltar que en el MPDE se demandó menos  $E_H$ ; aun así, su desempeño en términos de desplazamientos y fuerzas fue mejor. Las conclusiones más importantes surgen de la comparación de los modelos MCR2 y MPDE, ya que la única diferencia entre ellos es el tipo de conexión entre vigas y columnas. Es muy evidente el mejor desempeño del MPDE. Cabe mencionar que al usar ángulos de mayor espesor se mejora el desempeño, ya que se incrementa la capacidad de disipar energía en cada ciclo. El hecho de haber usado ángulos de 10 mm de espesor en este ejemplo, se debe a que las ecuaciones para calcular la capacidad de  $E_H$ , se obtuvieron a partir de estudios experimentales usando este tipo de ángulos. El espesor del ángulo es una de las variables más significativas en el cálculo de  $E_H$ , por lo que es difícil extrapolar los resultados a otros espesores.

## CONCLUSIONES

Los MPDE tienen múltiples ventajas respecto a los marcos tradicionales, entre las que destacan: a) no se requiere soldadura de campo, b) para construirlos se usa material y mano de obra convencional, c) la rigidez inicial es similar a la del marco con conexiones soldadas (ligeramente mayor), d) las vigas y columnas permanecen esencialmente en el rango elástico, e) las deformaciones plásticas se concentran en los elementos disipadores colocados en las conexiones, f) las conexiones se auto centran sin deformaciones residuales importantes, y g) en caso de que los elementos disipadores se dañen son fácilmente reemplazables de manera que el marco recupere su capacidad original para soportar nuevos sismos.

Con el propósito de hacer viable en la práctica profesional el uso de los marcos de acero postensados con disipadores, se desarrolló un método de diseño sísmico basado en energía. El método toma en cuenta los aspectos particulares que contribuyen al mejor desempeño de este tipo de estructuras. Para lograr aplicarlo, fue necesario construir nuevas ecuaciones para calcular algunos parámetros de respuesta de la estructura. Cada una de estas ecuaciones representa una contribución y se presentan a continuación:

- Con base en resultados experimentales se propone un modelo histerético para las conexiones, con el cual se pueden calcular con buena aproximación las demandas de energía histerética ( $E_H$ ). Este modelo histerético fue incorporado en 2013 al programa RUAUMOKO con la designación IHYST=71.
- Con base en resultados experimentales se propone una ecuación en función de la demanda de ductilidad para calcular la capacidad de  $E_H$  de los ángulos usados en la conexión. En la ecuación se encuentra implícito el número máximo de ciclos de carga que soporta el ángulo.
- Se propone una ecuación para calcular la rigidez inicial en los ángulos de la conexión. La ecuación fue validada con los resultados experimentales.
- Se propone una ecuación para calcular la distorsión máxima de entrepiso en los MPDE, en función de la demanda de intensidad sísmica y el número de pisos del marco.
- Se proponen ecuaciones para calcular la distorsión en todos los entrepisos en función de la distorsión máxima, demanda de intensidad sísmica y altura de cada piso.
- Se propone una ecuación para calcular las distorsiones residuales en función de la distorsión de entrepiso y el periodo fundamental del marco.
- Se propone una ecuación para calcular la distorsión global en función de la distorsión máxima de entrepiso (en la ecuación está implícito el desplazamiento de azotea).
- Se propone una ecuación para calcular la rotación relativa de las conexiones en función de la distorsión de entrepiso.
- Se construye un modelo de un grado de libertad equivalente a los MPDE, el cual consiste en una masa, un amortiguador y dos resortes. Cada resorte tiene diferente

comportamiento histerético, con uno se modelan las conexiones y con el otro se modelan las vigas y las columnas.

- Se propone la metodología para construir espectros de energía histerética normalizada respecto al producto de la fuerza y desplazamiento de fluencia. La metodología se aplica para construir un espectro correspondiente a la zona IIIb de la Ciudad de México.
- Se proponen ecuaciones para calcular factores de transformación de  $E_H$  en función de la intensidad sísmica y el periodo fundamental. Con estos factores se calcula la  $E_H$  en el MPDE a partir de de la  $E_H$  obtenida del sistema de un grado de libertad equivalente.
- Se propone una ecuación para calcular un factor que al multiplicarlo por la  $E_H$  total del MPDE se obtiene la  $E_H$  que disipan las conexiones.

A partir de los resultados obtenidos del estudio experimental con los ángulos que se usan en la conexión, se concluye que los ángulos tienen una gran capacidad de ductilidad (por lo menos igual a 18); que los ciclos histeréticos son estables sin pérdida apreciable de resistencia y rigidez; que la rigidez después de la fluencia es en promedio 12% de la rigidez en el rango elástico; que el mecanismo de falla en los ángulos se forma con tres articulaciones plásticas; y que la capacidad de  $E_H$  depende principalmente de la demanda de ductilidad.

Respecto al desempeño de las estructuras se puede concluir que la demanda de  $E_H$  disipada en los MPDE es menor que en los correspondientes marcos con conexiones soldadas cuando están sujetos a la misma acción sísmica. Lo anterior se explica en parte por el hecho que los MPDE comienzan a disipar  $E_H$  en las conexiones ante intensidades sísmicas menores, previniendo que se acumule toda la energía de entrada; además, las demandas se distribuyen en todas las conexiones, evitando la concentración de deformaciones plásticas y la pérdida brusca de rigidez y resistencias de la estructura. Esta reducción en la demanda de  $E_H$  también explica el mejor desempeño de los MPDE en todos los demás parámetros de respuesta, como las distorsiones de entrepiso, cortante basal y fuerzas en las barras. Adicionalmente se observa que las vigas no disipan  $E_H$ ; que la distribución en la altura de la  $E_H$  en las conexiones es básicamente del tipo lognormal; que las demandas máximas se presentan entre 0.25 y 0.5 de la altura; que la participación de las conexiones de los pisos superiores crece cuando se incrementa la demanda de intensidad sísmica; y que únicamente las columnas de la base disipan  $E_H$  y esto es sólo cuando están empotradas.

En términos de distorsiones de entrepiso y distorsiones residuales, el desempeño de los MPDE es mejor que el de los marcos con conexiones soldadas. Se obtuvieron reducciones promedio de 47 % en distorsiones de entrepiso y de 51% en distorsiones residuales. La distribución en la altura de las distorsiones y distorsiones residuales de entrepiso siguen el mismo patrón (ya comentado para la  $E_H$ ). En todos los casos estudiados, la distorsión residual máxima fue menor que 0.005 el cual es el límite para garantizar el confort de los ocupantes del edificio y la viabilidad de reparación en términos de costos.

Las demandas de resistencia en vigas y columnas es menor en los MPDE que en los marcos soldados, la reducción de fuerza axial, cortante y momento flexionante es más significativa en las columnas que en las vigas; además el cortante basal también se reduce. Lo anterior implica que podrán usarse secciones más ligeras disminuyendo el peso de la estructura



## REFERENCIAS

- Akbas, B., Shen, J. and Hao, H. (2001). "Energy approach in performance-based design of steel moment resisting frames for basic safety objective", *The Structural Design of Tall Buildings*, **10**, 193-217.
- Akiyama, H. (1985). "Earthquake-Resistant Limit-State Design for Buildings", *University of Tokyo Press*, Tokyo.
- Baber, T.T. and Wen, Y.K. (1981). "Random vibration of hysteretic, degrading systems", *Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol. 107, p. 1069-1087.
- Bojórquez, E. and Ruiz, S. E. (2004). "Strength reduction factors for the valley of Mexico taking into account low cycle fatigue effects", *13<sup>o</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, paper 516, Vancouver, Canada 2004 (CD-ROM).
- Bojórquez, E. and Rivera, J.L. (2008), "Effects of degrading models for ductility and dissipated hysteretic energy in uniform annual failure rate spectra", *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China .
- Bojórquez, E., Ruiz S. E. and Terán-Gilmore A. (2008). "Reliability-based evaluation of steel structures using energy concepts", *Engineering Structures*. **30**(6), 1745-1759.
- Bojórquez, E., Reyes-Salazar A., Terán-Gilmore A. and Ruiz S.E. (2010), "Energy-based damage index for steel structures", *Journal Steel and Composite Structures*. **10**(4), 343-360.
- Bouc, R. (1967). "Forced vibration of mechanical system with hysteresis", *proceedings 4th. International Conference Nonlinear Oscillations*, Praha, Czech Republic.
- Carr A. (2011) "RUAUMOKO" *Inelastic Dynamic Analysis Program*, University of Canterbury, Department of Civil Engineering.
- Casciati F. y Faravelli L. (1991), "Fragility analysis of complex structural systems", *Research Studies Press*, Taunton, UK.
- Choi, H. and Kim, J. (2006). "Energy-based seismic design of buckling-restrained braced frames using hysteretic energy spectrum", *Engineering Structures*, **28**, 304-311.
- Chou, C.-C., Chen, J.-H., Chen, Y.-C. and Tsai, K.-C. (2006). "Evaluating performance of post-tensioned steel connections with strands and reduced flange plates", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 35, p. 1167-1185.
- Chou C-C, Chen JH. (2011). "Analytical model validation and influence of column bases for seismic responses of steel post-tensioned self-centering MRF system", *Engineering Structures*, Vol.33, p. 2628–2643.
- Christopoulos, C., Filiatrault, A. and Uang, C.M. (2002). "Self-centering post-tensioned energy dissipating (PTED) steel frames for seismic regions", *University of California*, Report No. SSRP-2002/06.
- Christopoulos, C. and Filiatrault, A. (2002). "Seismic response of posttensioned energy dissipating moment resisting steel frames", *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering*, London, UK, paper No. 61.
- Christopoulos, C., Filiatrault, A., and Uang, C.-M. (2003). "Seismic demands on post-tensioned energy dissipating moment-resisting steel frames." *Proc., Steel Structures in Seismic Areas (STESSA)*, Naples, Italy.
- Cosenza E, Manfredi G. (1996), "Seismic design based on low cycle fatigue criteria". XI *World Conference on Earthquake Engineering (CD)*, paper 1141, Acapulco, México.

- Darwin D, Nmai CK. (1985 ) “Energy dissipation in RC beams under cyclic loading”. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 112, No. 8, 1829-1846.
- Garlock, M., Ricles, J., and Sause, R. (2003).Cyclic load tests and analysis of bolted top-and-seat angle connections. *J. Struct. Eng.*, **129**(12), 1615–1625.
- Garlock, M, Ricles, J., and Sause, R. (2005) “Experimental Studies on Full-Scale Post Tensioned Steel Connections”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **131**(3), 438-448.
- Garlock, M, Sause, R.and Ricles, J., (2007). “Behavior and Design of Posttensioned Steel Frames System” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **133**(3), 389-399.
- Garlock, M, Sause, R.and Ricles, J., (2008). “Influence of design parameter on seismic response of post-tensioned steel MRF systems ”, *Engineering Structures*, **30**, 1037-1047.
- Gosain NK, Brown RH, Jirsa JO. (1977) “Shear requirements for load reversals on RC members”. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 103, No. ST7, 1461-1476.
- Krawinkler H, Nassar A. “Seismic design based on ductility and cumulative damagedemands and capacities”. *Nonlinear Seismic Analysis and Design of ReinforcedConcrete Buildings 1992* (Editors: H. Krawinkler and P. Fajfar), Elsevier Applied Science, U.K., pp. 95-104.
- López-Barraza A., Ruiz S.E., Bojórquez E., Reyes-Salazar A.,(2012).“Seismic performance of steel frames with pos-tensioned connections”, *15 World Conference on Earthquake Engineering*.
- López-Barraza A, Edén Bojórquez, Sonia E. Ruiz and Reyes-Salazar A.(2013a) "Reduction of Maximum and Residual Drifts on Posttensioned Steel Frames with Semirigid" Connections," *Advances in Materials Science and Engineering*, vol. 2013, Article ID 192484, 11 pages,. <http://dx.doi.org/10.1155/2013/192484>.
- López-Barraza A, Ruiz S.E., Reyes-Salazar A., Bojórquez E. (2013b) “Experimental hysteretic model of angle connections for self-centering steel frames” *Steel and Composite Structures An International Journal* (en revision).
- McCormick, J., Aburano, H., Ikenaga, M. and Nakashima, M. (2008). “Permissible residual deformation levels for building structures considering both safety and human elements”, *14th Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China, 12-17 October.
- MacRae, G.A. and Kawashima, K. (1997). “Post-earthquake residual displacements of bilinear oscillators”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 26, p. 701-716.
- Nakaki S.D., Stanton J.F. and Sritharan S. (1999). “An overview of the PRESSS five-story precast test building”, *PCI Journal*, Vol. 44, No. 2, p. 26-39.
- Pampanin, S., Christopoulos, C. and Priestley, M.J.N. (2003). “Performance-based seismic response of frame structures including residual deformations. Part II: Multi-degree of freedom systems”. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 7, No. 1, p. 119-147.
- Priestley, M.J.N. and Tao, J.R. (1993). “Seismic response of precast prestressed concrete frames with partially debonded tendons”, *PCI Journal*, Vol. 38, No. 1, p. 58-69.
- RCDF (2004). “Reglamento de Construcciones del Distrito Federal”.
- Reyes-Salazar A. and Haldar, A (2001). “Seismic Response and Energy Dissipation in Partially Restrained and Fully Restrained Steel Frames: an Analytical Study, *Steel and Composite Structures an International Journal*, **1**(4), 459-480.
- Richard, R.M. and Abbott, B.J. (1975). “Versatile elastic-plastic stress-strain formula”, *J. Eng. Mech. Div.*, **101**(4), 511-515.

- Richard R.M., PRCONN (1993), “Moment-rotation curves for partially restrained connections”, *RMR Design Group*, Tucson, Arizona.
- Ricles, J.M., Sause, R., Garlock, M.M. and Zhao, C. (2001). “Posttensioned seismic-resistant connections for steel frames”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, **127**(2), 113-121.
- Ricles, J.M., Sause, R., Peng, S.W. and Lu, L.W. (2002). “Experimental evaluation of earthquake resistant posttensioned steel connections”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, **128**(7), 850-859.
- Ricles, J.M., Sause, R., Lin, Y. C. and Seo, C. Y. (2010). “Self-Centering Moment Connections for Damage-Free Seismic Response of steel MRFs”, *2010 structures congress ASCE*, 955-966.
- Rivera J.L. y Ruiz S:E. (2007) “Design Approach Based on UAFR Spectra for Structures with Displacement-Dependent Dissipating Elements”, *Earthquake Spectra*, Vol. 23, No. 2, pp. 417-439
- Rojas, P., Ricles, J.M. and Sause, R. (2005). “Seismic performance of posttensioned steel moment resisting frames with friction devices”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 131, No. 4, p. 529-540.
- Ruiz-García, J. y Miranda, A. (2006). “Residual displacement ratios for assessment of existing structures”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 35, p. 315-336.
- SAC/BD-97/02 “Protocol for Fabrication, Inspection, Testing, and Documentation of Beam-Column Connection Tests and Other Experimental Specimens”, by P. Clark, K. Frank, H. Krawinkler, and R. Shaw. Appendix E “Loading Protocol For Stepwise Increasing Cyclic Test”.
- Scribner CF, Wight JK. (1980) “Strength decay in R/C beams under load reversals”. *Journal of Structural Division*, Proc. ASCE; 106, No. ST4, 861-876.
- Shen, J., and Astaneh-Asl, A. (2000). Hysteretic model of bolted-angle connections. *J. Constr. Steel Res.*, Vol 54, p. 317–343.
- Shen, J., and Astaneh-Asl, A. (1999). “Hysteretic behavior of bolted angle connections.” *J. Constr. Steel Res.*, **51**, 201–218.
- Shome N. and Cornell C.A. (1998). “Simulation of nonstationary random process”, *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, Vol. 93, p. 11-40.
- Stanton, J., Stone, W.C. and Cheok, G.S. (1997). “A hybrid reinforced precast frame for seismic regions”, *PCI Journal*, Vol. 42, No. 2, p. 20-32.
- Terán-Gilmore A. (1996), “Performance-Based Earthquake-Resistant Design of Framed Buildings Using Energy Concepts”. Tesis (PhD in Civil Engineering) University of California, Berkeley.
- Terán-Gilmore, A. (2001). “Consideraciones del uso de la energía plástica en el diseño sísmico”, *Revista de ingeniería Sísmica*, SMIS, **65**, 81-110.
- Teran-Gilmore A, Simon R. “Use of constant cumulative ductility spectra for performance-based seismic design of ductile frames”. *8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering (CD)*, Paper 1781, 2006.
- Terán-Gilmore, A. and Jirsa, J.O. (2007), “Energy demands for seismic design against low-cycle fatigue”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **36**, 383-404.
- Tsai, K.-C., Chou, C.-C., Lin, C.-L., Chen, P.-C. and Jhang, S.-J. (2007). “Seismic self-centering steel beam-to-column moment connections using bolted friction devices”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, doi: 10.1002/eqe.779.

- Uang C. M. and Bertero, V. V. (1990). "Evaluation of seismic energy in structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **19**, 77-89.
- Weaver W. and Gere J.M. (1980). "Matrix Analysis of Framed Structures (Second Edition)". *Van Nostran Reinhold Company*.
- Wen, Y. K. (1976). "Method for random vibration of hysteretic systems", *Journal of the Engineering Mechanics Division (ASCE)*, Vol. 102, p. 249-263.
- Wolski, M., Ricles, J.M. and Sause, R. (2006). "Seismic resistant selfcentering steel moment resisting frames with bottom flange friction devices", *Proceedings of the 5th International Conference on the Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas (STESSA 2006)*, Yokohama, Japan, p. 481-487.
- Yang J.G and Jeon S.S. (2009). "Analytical Model for the Initial Stiffness and Plastic Moment Capacity of an Unstiffened Top and Seat Connection under a Shear Load", *International Journal Steel Structures*, Vol. 9, No. 3, p.195-205

# APENDICE A

# Experimental hysteretic model of angle connections for self-centering steel frames

A. López Barraza<sup>\*,1</sup>, S. E. Ruiz<sup>1,a</sup>, A. Reyes Salazar<sup>2,b</sup>, E. Bojórquez<sup>2,c</sup>

<sup>1</sup>Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México City, México

<sup>2</sup>Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Sinaloa, Culiacán, Sinaloa, México

**Abstract.** Steel frames with post-tensioned bolted connections are a viable option in high seismicity areas due to the fact that brittle failure is prevented and also because of their self-centering connection capacity. The elements formed by steel angles have a dominant influence on the performance of the post-tensioned semi-rigid connections; therefore, it is necessary to know their capabilities in terms of stiffness, strength, ductility and energy dissipation. In this paper a set of 15 experiments with angles of 152x152x10 mm and different gage values were developed. For this aim, monotonic and cyclic tests with increasing ductility demands were performed. The results obtained are used to propose equations to calculate the initial and post-yielding stiffness. An alternative definition of “ductility” is proposed, and fatigue curves and hysteretic energy ( $E_H$ ) capacity are estimated. Additionally, it is proposed a function that reproduces with good accuracy the hysteretic cycles obtained experimentally. The results were extended for the application to post-tensioned top and seat connections, and a continuous function which defines the Moment-Rotation hysteretic curve is suggested. The proposed equations fit well also with the experimental results found in the literature. It is concluded that 1) the capacity  $E_H$  decreases as the ductility demand increases; 2) the total hysteretic energy capacity in the steel angles is constant for different gages, and 3) the number of cycles of load to failure decreases as the ductility demand increases.

**Keyword:** steel frames, self-centering, hysteretic cycle, hysteretic energy, fatigue curve, ductility

## 1. Introduction

Due to the need of preventing brittle failure in welded connections of moment resisting frames (MRF), after the 1994 Northridge Earthquake, various researchers suggested replacing welded connections for semi-rigid connections (SRC) because they are more effective to prevent this type of damage. In fact, analyses of steel frames with semi-rigid connections (SRF) under earthquake ground motions have shown that the maximum values of the base shear and drifts are reduced compared with their counterparts with rigid connections; moreover, they dissipate more energy (Nader and Astaneh 1991, Leon and Shin 1995, Reyes-Salazar 2000). In order to increase the rigidity of the connections and to reduce the residual drift, Ricles *et al.* (2001) proposed post-tensioning the SRF with high strength strands symmetrically positioned parallel to the axis of the beams and anchored at the ends of the frames. It was observed that the performance of this new type of structure is

superior compared with the traditional MRF (Ricles *et al.* 2002, Christopoulos and Filiatrault 2002b, Garlock *et al.* 2009, Chou and Chen 2010a, 2011, López-Barraza, *et al.* 2013).

The post-tensioned steel frames (PTSF) are a viable alternative to replace frames with welded connections in high seismic areas. There are two types of common devices used to dissipate energy in PTSF which depends on the relative rotation of the beam-column joint ( $\theta_r$ ). The first consists of elements that dissipate energy by plastic deformation (hysteretic dissipators), which can be angles, plates or bars bolted to the connection (Ricles *et al.* 2001, Christopoulos *et al.* 2002a, Garlock *et al.* 2005, 2007, Chou and Chen 2010b). The other devices are usually plates placed on the flange or the web of the beam and connected to the column, which dissipate energy by friction (Rojas *et al.* 2005, Wolski *et al.* 2009, Guo *et al.* 2011). There are numerous advantages of PTSF, such as: preventing brittle fracture of the connection, field welding is not required, the connection is made with conventional materials and skills, and the damage is concentrated in the dissipating elements, maintaining essentially elastic the beams and columns after the action of intense earthquakes. The connection has an initial stiffness similar to that of a typical welded connection, and it is self-centering without residual deformation. In some studies of this type of structural system it has been found that drifts and residual drifts are small, avoiding higher costs of repairing or permanent loss of functionality of the building after a strong earthquake (McCormick *et al.* 2008, López-Barraza *et al.* 2013). If required, it is economical and easy to replace the damaged angles, shortening the time of interference in the use of the building.

The rigorous analysis of the PTSF is more complex than that of frames with rigid or pinned connections. It is difficult to capture the behavior of the bolted connections due to their large number of components that have a large influence on the performance. These components are: angles or bolted plates; the presence or absence of reinforcing plates; the size, strength, torque and position (gage) of the screws. Additionally, it is necessary to determine the influence and contribution of post-tensioned elements.

PTSF connections are basically SRC with post-tensioned (PT) elements which can be idealized as two springs in parallel, one nonlinear and one linear, representing the SRC and the PT elements, respectively.

The presence of the SRC has been studied mainly in two ways; the first considers the connection as a single piece, and describes its behavior using the moment-rotation curve ( $M-\theta_r$ ) (Richard and Abbott 1975, Yang and Jeon 2009). The parameters of the corresponding equations are usually obtained from experimental results. In the second option, the parts of the connection are modeled with finite elements using fiber elements, assigning to each fiber a force-displacement relationship (Shen and Astanek 2000, Ricles *et al.* 2001). The first option has the advantage that when implemented it in a frame analysis program the number of elements required is small. However, the disadvantage is that no information is provided about the performance of the parts of the connection.

With the purpose of determining the performance and evaluating the influence of the elements that compose the semi-rigid post-tensioned connection, experiments have been developed finding that the behavior is nonlinear beginning at the start of the deformation (Ricles *et al.* 2001, 2002, Garlock *et al.* 2005, Chou and Chen 2010b). The typical  $M-\theta_r$  curve is as a shaped flag, which characterizes the self-centering capacity as well as the energy dissipation. In the studies mentioned above the proposed hysteretic models have been fitted with straight segments (bi-linear or multi-linear). It is noticed that in the case of

connections with bolted angles, it is very important to know the performance of the angles due to its influence on the behavior of the connection. With the aim of determining their initial and post-yielding stiffness, strength, ductility, low cycle fatigue and hysteretic energy dissipation capacity, experiments have been conducted with isolated angles of 8, 10, 13, 16 and 19 mm thick (Shen and Astaneh 1999, Garlock *et al.* 2003) by changing the gage, size and strength of screws and the type of load. It has been found that the ultimate strength is 3 times the yield strength, that the hysteresis loops are stable, that degradation of strength and stiffness do not occur, and that the ductility capacity ranges between 8 and 10.

The present study aims to improve the understanding of the performance of connections with bolted top and seat angles, post-tensioned with high strength strands. In order to observe the performance of the angles used in the connections, the authors performed a series of 15 experiments with angles of 152x152x10 mm for different gage values, subjected to cyclic loading, increasing the ductility demands. From the results, equations to calculate initial and post-yield stiffness are proposed. A new definition of “ductility” is suggested, fatigue and hysteretic energy capacity curves are built as function of ductility demand. Additionally, it is proposed a continuous function that accurately reproduces the hysteretic cycles obtained experimentally. The results obtained for isolated angles, were extended for the application to the post-tensioned top and seat connection and a continuous function which defines the  $M-\theta_r$  curve of the hysteretic cycles is proposed. The proposed equation satisfactorily fits the experimental results found in the literature.

## 2. Experimental program

### 2.1 Test specimen and instrumentation

The general configuration of the test specimens is shown in Fig. 1(a); to achieve symmetry each specimen consists of two angles placed back to back. An A490 steel screw with diameter of 25.4 mm is used to attach the angles to the loading machine. The mechanical properties, obtained from the average of two coupons, are: yield stress ( $F_y$ ) = 382 MPa, ultimate strength ( $F_u$ ) = 552 MPa, modulus of elasticity ( $E$ ) = 213 GPa and yield strain ( $\xi_y$ ) = 0.002. A load of magnitude  $2V$  is applied with an actuator as shown in Fig. 1 a, by symmetry each angle support a load of magnitude  $V$ . The displacement of the heel angle with respect to the column flange ( $\Delta$ ) is measured using a LVDT of 25 mm (see Fig. 1(c)). To measure displacements at various points of interest, a camera KRYPTON K600 was used, Fig. 1(a) shows the location of ten LED sensors. Based on their relative displacements the following can be measured:

- L3 and L6 measure  $\Delta$  (check the LVDT displacements)
- L4 and L7 measure axial strain of the bolts.
- L1 and L3, L3 and L5 measure the axial deformation of the angle wings.
- L1 and L2, L5 and L6, measure the relative angle sliding with respect to the beam and column flanges respectively.
- L6 and L8 measure the deformation of the simulated column.
- L8 and L9 measure the axial strain of the bolt.
- L9 and L10 measure the displacement of the actuator piston (check the displacements of the internal meter of the MTS machine).



## 2.2 Ductility definition

Ductility ( $\mu$ ) is usually defined as the ratio of  $\Delta_{max}$  to  $\Delta_y$ . There are several alternatives to define the yield displacement at the angles.  $\Delta_y$  may be regarded as the displacement when the first fiber yield, or that produced when the angle mechanism occurs. Such deformation states correspond to the beginning and the end of the transition zone respectively in the  $V-\Delta$  graph, bounded by Points 1 and 2 shown in Fig. 2. Shen and Astaneh (1999) assume that  $\Delta_y$  corresponds to the plastic mechanism formation from which ductility values from 8 to 10 are reported. Since for the first load levels, the stresses in the angles are due to bending and shear; yielding of the material gradually occurs with different intensity in each section, therefore, it is not observed a sudden loss of rigidity, but it occurs in a wide range of displacements already defined as the transition zone. Considering that the capacity to dissipate  $E_H$  of the angles is an important parameter, a value of  $\Delta_y$  obtained from the intersection of two straight lines as shown in Fig. 2 is suggested in this study, in such a way that the enclosed areas by these lines and the  $V-\Delta$  monotonic are the same. Table 2 shows the values of  $\Delta_y$  obtained according to this definition.

## 2.3 Test sequence

Monotonic and cyclic tests for a total of 15 specimens were developed, with gage ( $g_1$ ) of 80, 90, 100 and 108 mm. For each  $g_1$ , a test was carried out monotonically from which the yield displacement ( $\Delta_y$ ), the yield strength ( $V_y$ ), the maximum displacement ( $\Delta_{max}$ ) and the maximum force ( $V_{max}$ ) were determined, as defined below.

After obtaining  $\Delta_y$ , cyclic tests were performed for each gage with maximum ductility demands of 3, 6, 12 and 18. Table 1 shows the pattern of cyclic loading controlled by displacements, which is similar to that proposed by SAC (Structural Engineers Association of California, Applied Technology Council, California Universities for Research in Earthquake Engineering) (SAC/BD 1997) The amplitudes in each cycle are modified in proportion to  $\Delta_y$ , until the  $\Delta_{max}$  corresponding to the ductility demand imposed on each test is reached. For the ductility of 3, 6, 12 and 18 the loading and reloading process is maintained until failure occurs. The loading speed in all cases was 1.5 mm/s.

Table 2 shows the results of some specimens tested. The parameter used in the specimen names are self-explaining, for example L152-10-g90-D6 means that a sided angle of 152 mm, 10 mm thick, 90 mm gage and a ductility demand of 6, were considered. The letter M in the Table 2 corresponds to a monotonic load test. Fig. 1(b) shows the gage ( $g_1$ ) and the effective gage ( $g_2$ ), the first is defined as the distance from angle heel to the screw center, and the second as the distance from the fillet side angle to the screw head, which is precisely the point where plastic hinges are formed.  $g_2$  largely defines the stiffness and the ductility and depends on the thickness of the angle, the size of the screws, and  $g_1$ .

## 3. Experimental results

### 3.1 Failure patterns

Fatigue failure occurred in the angles in all cases. Because of the large size and strength of the bolts, they remained perfectly elastic. A mechanism with three plastic hinges was

formed; the first, parallel to the face of the column screws, and the others, in the angle fillets (see Fig. 1(c)). Fractures occurred in the fillet angle on the side of the column, except for the Specimens 5 and 10; in these cases the screws are loosened, losing clamping with the column, allowing greater freedom of rotation and the fracture at the fillet on the side of the beam. In the monotonic tests,  $\Delta$  corresponding to the first flow, is almost unnoticeable. When the mechanism is formed,  $\Delta$  values were observed to be 2.3, 3.3, 4.5 and 5.5 mm in the specimens, for gages of 80, 90, 100 and 108 mm, respectively. From the displacements recorded by the LEDs, it is observed that the bolts remain elastic, axial strains in the wings of the angles are negligible compared to  $\Delta$ . There was no sliding of the angles relative to the beam. In the Specimens 5 to 10 small displacements relative to the column flange were observed since, as already mentioned, due to the number of cycles the bolts lost some tightening. In spite of this, no significant influence was observed in the hysteresis loops.

### 3.2 Stiffness

The initial stiffness ( $K_{ei}$ ) corresponds to the elastic behavior, it was determined by averaging the rigidity obtained in the first cycles of loading in the range of very small deformations before the transition. All of these cycles start at 0.05 mm and finalize between 0.2 and 0.6 mm, according to the gage increment. The post-yielding stiffness ( $K_p$ ) is calculated after the transition zone, this remains practically constant up to the maximum displacement of the cycle. Table 2 shows the values of  $K_{ei}$  and  $K_p$ . The reason of  $K_p$  to  $K_{ei}$  ( $r_p$ ) varies from 0.09 to 0.15. Fig. 3 shows the results of Specimens 9 and 12, which correspond to a monotonic and a cyclic test with the same gage, respectively, and the same ductility demand. It can be observed that:

- The monotonic test curve is the envelope of the hysteretic cycles.
- The origin of the reloading curve changes when increasing the cycle amplitude, however, it always cross the end point of the previous cycle. It indicates a hysteretic cycle shift which is produced by the Bauschinger effect.
- There is no appreciable loss of initial stiffness.
- There is an increment of  $K_p$  for the cycles with large displacements due to strain and geometry hardening (also found by Shen and Astaneh 1999, and Garlock *et al.* 2003).

### 3.3 Number of load cycles

Some zones of the world are exposed to strong earthquakes of large duration, as those occurred in Mexico City in 1985, in Chile in 2010 and in Japan in 2011. This implies that the structures are subjected to a large number of loading and unloading cycles and changes in the direction of the stresses in structural elements and connections. Table 2 shows the number of cycles to failure of the tested angles; it is clear that the capacity of number of cycles decreases rapidly as  $\mu$  increases. Fig. 4 shows the number of cycles (CN) obtained from the experiments for each  $\mu$ . The distribution of the results become asymptotic to the axes, that is, the number of cycles tends to zero as the ductility demand tends to infinity. By using regression analysis of the experimental results Eq. (1) is obtained. With this equation the maximum number of cycles that the angle supports can be calculated for a specified ductility demand. Eq. (1), known as the fatigue curve, is plotted in Fig. 4.

$$CN = 3149\mu^{-1.63} \quad (1)$$

### 3.4 Hysteretic energy

In the case of PTSF with top and seat connection, the angles are the main elements that dissipate the energy. It is important to know the significant variables that affect its energy dissipation capacity,  $E_H$ , which is defined as the sum of the areas enclosed in the hysteresis cycles up to failure. It is known to be a direct function of the volume of material that yields, then,  $E_H$  increases when the size of the angle increases, and grows faster with increasing the angle thickness (Shen and Astaneh 1999, Garlock *et al.* 2003). Fig. 5 shows graphs of  $E_H$  vs.  $\mu$  for each gage obtained from Table 2. It can be observed that:

- For a given  $\mu$ ,  $E_H$  does not vary with  $g_2$ .
- For a given  $g_2$ ,  $E_H$  decreases as  $\mu$  increases.
- In all cases, when  $\mu$  decreases  $E_H$  increases. The reason for this behavior, is that, although the cycle amplitudes are small, the number of cycles to failure increases.
- There is a linear variation between  $E_H$  and  $\mu$ .

By regression analysis of the experimental results Eq. (2), to calculate the  $E_H$  as a function of  $\mu$ , is obtained. It is noticed that Eq. 2 is only valid for steel G50 angles of 152x152x10 mm and 152 mm length.

$$E_H = 51.84 - 1.849\mu \text{ kN.m} \quad (2)$$

The hysteretic energy dissipated per unit length of the angles ( $E_{Hb}$ ) can be calculated as follows:

$$E_{Hb} = \frac{E_H}{b} \quad (3)$$

where  $b$  is the length of the angle. By taking  $b=152$  mm and applying Eq. (3) to the results of this study, Eq. (4) is obtained, which is valid to calculate the hysteretic energy capacity per unit length, for angles of 10 mm thickness and any gage amplitude.

$$E_{Hb} = 0.341 - 0.012\mu \text{ kN m/mm} \quad (4)$$

### 4. Analytical model for initial stiffness

In order to estimate the initial stiffness, the angle is idealized as a structure frame and then the displacement method (Weaver and Gere 1980) is used to find the relationship between force and displacement in the elastic range. Fig. 6 shows the model used; without considering axial deformation it has two degrees of freedom in the node B: a linear displacement in  $y$  direction ( $\delta$ ) and the angular displacement ( $\theta$ ). The node A is fixed and represents the action of the column screw, the node C is restricted in  $x$  direction and to rotation; but it is free in the  $y$  direction.

The rigidity  $EI$  is constant for the portions AB and BC of the idealized angle. The lengths  $g_c$  and  $g_v$  are parallel to the column and beam axis, respectively. The force  $V$  is applied to

the end C of the member BC. The details of the analysis procedure are shown in (López-Barraza 2013), where is found that the displacements  $\delta$  and  $\theta$  can be calculated as

$$\delta = \frac{g_c^3}{3EI} \frac{\left(1 + \frac{g_c}{g_v}\right)}{\left(1 + \frac{4g_c}{g_v}\right)} V \quad (5)$$

$$\theta = \frac{g_c}{2EI} \frac{1}{\left(1 + \frac{4g_c}{g_v}\right)} V \quad (6)$$

where,  $E$  is the elasticity modulus and  $I$  is the moment of inertia of the longitudinal section of the angle. The moments at the ends of the bars are considered positive anticlockwise and are given by Eqs. (7), (8) and (9). It must be noted that the moment  $M_{AB}$  has the largest magnitude followed by  $M_{BA}$ , so that first plastic hinge will be formed at point A, and then, two plastic hinges will be simultaneously developed at point B, one at each side of the angle heel, as observed in the experiments.

$$M_{AB} = - \frac{Vg_v \left(1 + \frac{2g_c}{g_v}\right)}{\left(\frac{g_v}{g_c} + 4\right)} \quad (7)$$

$$M_{BC} = -M_{BA} = \frac{2Vg_v}{\left(\frac{g_v}{g_c} + 4\right)} \quad (8)$$

$$M_{CB} = \frac{Vg_v}{\left(\frac{g_v}{g_c} + 4\right)} \quad (9)$$

Eq. (5) can be expressed as  $V=K_i\delta$  which relates the force and displacement of the angle, where the initial stiffness  $K_i$  is given by:

$$K_i = \frac{3EI}{g_c^3} \frac{\left(1 + \frac{4g_c}{g_v}\right)}{\left(1 + \frac{g_c}{g_v}\right)} \quad (10)$$

To calculate  $K_i$  from Eq. (10),  $g_c$  and  $g_v$  lengths are measured from the face of the screw to the outside of the angle, it leads to the best approximation of the experimentally measured stiffness ( $K_{exp}$ ).  $K_{exp}$  is calculated as the average of  $K_{ei}$  values for each group with the same gage by using the experimental results shown in Table 2. In general Eq. (10) overestimates the initial stiffness by about 8.5%. In Fig. 7 the ratio ( $CK$ ) of  $K_{exp}$  and  $K_i$  is plotted against  $g_c/t$ . By a regression analysis the Eq. (11) is obtained, from which one can calculate the correction factor  $CK$ . Multiplying  $K_i$  per  $CK$  the corrected initial stiffness ( $K_i^*$ ) is obtained, which is closer to the experimental values, and the average error is reduced to 2%. Table 3 shows the values of  $CK$  calculated with Eq. (11) together with  $K_i$  and  $K_i^*$ , the last column shows the error of  $K_i^*$  with respect to  $K_{exp}$ . Eq. (10) and Eq. (11) constitute a simple option to calculate the initial stiffness of such angles. There is a linear variation of the initial stiffness with respect to  $g_c/t$ , which is shown in Fig. 8 where the values of  $K_{exp}$  vs.  $g_c/t$  are plotted.

$$CK = -0.063\left(\frac{g_c}{t}\right)^2 + 0.882\left(\frac{g_c}{t}\right) - 2.036 \quad (11)$$

## 5. Analytical model for the hysteretic cycles

The dynamic analyses that reflect the actual behavior of steel frames with top and seat connections is very important in order to establish a mathematical model to properly reproduce the hysteretic behavior of the connection angles. Based on experimental results, some models have been proposed to represent the hysteretic cycles; Shen and Astanteh (2000) proposed a multi-linear model to capture the changes that occur when inelastic displacements are increased, Garlock (2003) proposed an envelope bi-linear model of the hysteretic cycles, Chou Chen (2011) proposed a bi-linear model too using plates instead of angles. From the experimental results it was observed that the hysteresis loops are stable and remain constant for a constant ductility demand, and that there is a wide transition zone between the first yield and the formation of the mechanism (curved portion of the graph  $V-\Delta$ ), which makes it difficult to approximate by means of linear functions. To avoid this problem, in this paper an exponential equation is proposed based on the Richard model (Richard and Abbott 1975). With this continuous function, the loading and unloading cycles of the angles are modeled. This model is given by Eq. (12).

$$V = V_a - \frac{k(1-r_p)(\Delta_a - \Delta)}{\left[1 + \left|\frac{k(1-r_p)(\Delta_a - \Delta)}{\phi V_y}\right|^N\right]^{\frac{1}{N}}} - r_p k(\Delta_a - \Delta) \quad (12)$$

Where,  $V$  = force,  $\Delta$  =displacement,  $r_p$  = ratio of the initial stiffness and rigidity of post-yielding,  $V_y$  = yield force,  $N$  = parameter that defines the curvature of the transition zone,  $\phi$  = path of the unloading and reloading cycles,  $V_a$  and  $\Delta_a$  are the force and displacement where the cycle starts loading or unloading, and  $k$  represents the stiffness at initial loading, which can be  $k_{ei}$  or  $k_i$ .

For additional explanation some hysteretic cycles with different ductility demands, were separated from Fig. 3, which are shown with continuous line in Fig. 9; the plot of Eq. (12) is shown with dashed line. The values of the parameters used in the equation are:  $k = 35.9$  kN/mm (calculated using Eq. (10) and (11)),  $r_p=0.09$ ,  $V_y = kD_y=61.0$  kN,  $N=1.5$  and  $\varphi=2.0$ . Fig. 9 shows good approximation between the hysteretic cycles obtained experimentally and those obtained from Eq. (12).

As earlier mentioned, for identical specimens, monotonic curves constitute the envelope of the hysteretic cycles. The monotonic curve can be adjusted with Eq. (12) by slightly changing the values of the parameters: for the first loading (virgin curve)  $\varphi=1.0$ ,  $\Delta_a=0$  and  $V_a=0$ . For unloading,  $\varphi = 2.5$ ,  $\Delta_a$  and  $V_a$  are the maximum values achieved in the loading cycle.  $k$ ,  $r_p$ ,  $N$  and  $V_y$  are unchanged. Fig. 10 shows with continuous line the monotonic curve obtained experimentally for the Specimen 9 (part of Fig. 3); the dashed line is the plot of Eq. (12).

## 6. Hysteretic model for post-tensioned connection

### 6.1 Structural model of the connection

One common way of representing the hysteretic behavior of a connection is through the moment-rotation curve ( $M-\theta_r$ ). Figs. 11(a)-(b) show a typical assembly of a post-tensioned connection and how it is deformed by bending.  $\theta_r$  is the relative rotation of the beam axis with respect to the column and  $M$  is the bending moment at the end of the beam.

Forces and moments acting on the connection are presented in Fig. 11(c);  $V_a$  is identified as the force in the angle and can be calculated using Eq. (12),  $M_a^T$  and  $M_a^C$  are the moments at the angles under tension and compression respectively,  $P$  is the resultant axial force on the beam (axial strength PT strands system is included), and  $C$  is the resultant of compression acting on the center of rotation. According to experimental studies (Garlock *et al.* 2007), the rotation center is located at half thickness of the reinforcement plate of compression flange. The distances  $d_1$  and  $d_2$  are the lever arms measured from the center of rotation to the line of action of the forces  $V_a$  and  $P$  respectively.

The resultant axial force at the beam is given by:

$$P = T_s + F \quad (13)$$

where  $T_s$  is the resultant of tendon force and  $F$  is the force induced by the interaction of the floor system with the beam. By making moment summation about the center of rotation, without considering  $F$ , it is obtained:

$$M = T_s d_2 + V_a d_1 + M_a^T + M_a^C \quad (14)$$

Eq. (14) shows that angles and tendons work as springs in parallel, the  $T_s d_2$  term represents the contribution of the post-tensioned tendon to the moment of the connection, the remaining terms are the contributions of angles. In summary, it can be stated that the flexural strength of the connection is the superposition of the contribution of the tendons and that of the angles.

## 6.2 Contribution of post-tensioned tendons

To obtain the  $M$ - $\theta_r$  curve of the post-tensioned tendons, it is necessary to transform the axial stiffness ( $k_s$ ) of the tendons into a rotational equivalent stiffness ( $k_{s\theta}$ ), which can be done as follows:

The tension in the tendons ( $T_s$ ) is the sum of the initial tension imposed ( $T_0$ ) and the additional tension caused by the connection gap ( $T_d$ ). Thus,

$$T_s = T_0 + T_d \quad (15)$$

By expressing  $T_d$  in terms of the connection gap (tension elongation)

$$T_s = T_0 + k_s \Delta_s \quad (16)$$

where  $\Delta_s$  is the elongation of the tendons due to the gap. From Fig. 11(c),  $d_2$  is the level arm of the resultant axial force in the beam with respect to center of rotation. Then, the following relationship can be established:

$$\Delta_s = 2d_2\theta_r \quad (17)$$

The factor 2 in Eq. (17) is to consider the two connections which influence the deformation of the tendons in the interior of a bay. Substituting Eq. (17) into Eq. (16) it gives:

$$T_s = T_0 + 2k_s d_2 \theta_r \quad (18)$$

Eq. (18) is the relationship between the strength of the tendons and the rotation of the connection. Multiplying both sides of Eq. (18) per  $d_2$ , it is obtained:

$$M_s = T_0 d_2 + 2k_s d_2^2 \theta_r \quad (19)$$

by considering

$$k_{s\theta} = 2k_s d_2^2 \quad (20)$$

and

$$M_d = T_0 d_2 \quad (21)$$

Eq. (19) can be written as

$$M_s = M_d + k_{s\theta} \theta_r \quad (22)$$

$k_{s\theta}$  in Eq. (22) is the contribution of the tendons to the rotational stiffness of the connection and  $M_d$  is known as the decompression moment. The later is the result of the

initial tension so it is a constant, moreover, it represents the value of the moment just when the connection starts opening.

### 6.3 Contribution of the angles

The contribution of the angles to the connection resistant moment can be calculated as follows:

$$M_v = V_a d_1 \quad (23)$$

In the elastic range,  $V_a = K_i \Delta$ , where  $K_i$  is the initial stiffness and  $\Delta$  of the gap in the connection. It can be established that  $\Delta = d_1 \theta_r$ , then  $V_a = K_i d_1 \theta_r$ . Substituting Eq. (23) it is obtained:

$$M_v = K_i d_1^2 \theta_r \quad (24)$$

From Eq. (24) it is observed that the contribution of the angles to the rotational stiffness of the connection is:

$$k_{v\theta} = K_i d_1^2 \quad (25)$$

### 6.4 Combined model for tendons and angles

Since only the angles exhibit nonlinear behavior, the shape of the hysteretic cycle of a post-tensioned connection is similar to that previously defined in Eq. (12). Based on this equation, and adding the contribution of tendons, Eq. (26) can be written, which defines the  $M-\theta_r$  curve, for the hysteretic cycles of the post-tensioned semi-rigid connection.

$$M = M_a - \frac{k_{v\theta}(1-r_p)(\theta_a - \theta_r)}{\left[1 + \left| \frac{k_{v\theta}(1-r_p)(\theta_a - \theta_r)}{\varphi M_y} \right|^N\right]^{\frac{1}{N}}} - (r_p k_{v\theta} + k_{s\theta})(\theta_a - \theta_r) \quad (26)$$

$M_a$  and  $\theta_a$  are the moment and rotation at the beginning of each cycle of loading or unloading, respectively, for the initial loading cycle  $M_a = M_d$  and  $\theta_a = 0.0$ , for the unloading phase  $M_a$  and  $\theta_a$  takes the maximum preceding values,  $M_y = V_y d_1$ .  $r_p$ ,  $N$  and  $\varphi$  have the same meaning as defined before.

To illustrate the use of Eq. (26), a connection was designed, similar angles to that of Specimen 12, were considered. The beam section is a W18x46 with plates 25 mm thick placed in the flanges as reinforcement. Four tendons of 150 mm<sup>2</sup>, resistance of 279 kN and 8 m in length are used. The values of  $T_\theta$ ,  $d_2$ ,  $d_1$ ,  $M_d$ ,  $k_{s\theta}$ ,  $k_{v\theta}$ ,  $r_p$  and  $M_y$ , are 433.8, kN, 242 mm, 519 mm, 105 kN-m, 1757.8 kN-m/rad, 10235 kN-m/rad, 0.06, and 23.2 kN-m, respectively. Substituting these values in Eq. (26) with  $M_a = M_d = 105$  kN.m,  $\theta_a = 0$  and  $\varphi = 1$  for the loading cycle, and  $M_a = 222$  kN.m,  $\theta_a = 0.033$  rad and  $\varphi = 2$  for the unloading cycle the



graph shown in Fig. 12 is obtained, which resembles the typical form of flag found in previous experimental studies (Ricles *et al.* 2002, Garlock *et al.* 2005).

## 6.5 Comparison with experimental results

For the purpose of validating the accuracy of Eq. (26) it is plotted and compared with experimental results of post-tensioned beam-column assemblies (semi-rigid post-tensioned connection) developed by Garlock *et al.* (2005). The specimens considered are: Spec. 16s-45, Spec. 20s-18 and Spec. 36s-30, tested under cyclic loading for different levels of drift. The specimens correspond to an interior connection.

The sections of the beam and the column are W36x150 and W14x398, respectively. Angles 203x203x19 mm of 406 mm long, and plates of 25x356 mm with variable length are placed as reinforcement in the flanges, both of steel  $F_y=345$  MPa. The tendons are of 140 mm<sup>2</sup>, steel A-416 and their number is variable. In the specimens notation "16s-18", "16s" refers to sixteen strands and "18" to the initial tension of each strand in kips.

Based on the geometry and material information reported, the required parameters in Eq. (26) are calculated. Fig. 13 reported by Garlock *et al.* (2005) shows the experimental results, the graphics obtained with Eq. (26) for specimens Spec. 16s-18, Spec. 20s-18 and Spec. 30s-36 are also presented in the Figure. This indicates a very good approximation between the equation plot and the experimental results that represent different combinations of relative contribution of angles and tendons, to the strength and stiffness of post-tensioned semi-rigid connections. The implementation of this model in a computer program for the dynamic analysis of post-tensioned frames with semi-rigid connections is simple and efficient since it is sufficient to consider the connection as an additional element of the structure while retaining the parameters that influence the strength, stiffness and energy dissipation capacity. An alternative very useful and powerful tool for calculating the parameters associated to the contribution of the angles in the proposed hysteretic model is the use PRCONN computer program developed by Richard and his collaborators (Richard, 1993).

## 7. Conclusions

To improve the knowledge of the performance of steel angles used in bolted connections under cyclic loading, a set of experiments with isolates steel angles with different gages ( $g_2$ ) was developed in order to know the rigidity, capacity to dissipate hysteretic energy ( $E_H$ ), and number of load cycles to failure for different ductility demands ( $\mu$ ). Mathematical models (Eq. 12) were built to represent the connections and the force-displacement hysteretic cycles ( $V-\Delta$ ). The results of the isolates angles were extended to post-tensioned semi-rigid connection and a continuous function (Eq. 26) that accurately models the moment-rotation ( $M-\theta r$ ) hysteretic cycles was proposed. Some important observations are:

- For a given  $\mu$ ,  $E_H$  does not vary with  $g_2$ .
- For a given  $g_2$ ,  $E_H$  decreases as  $\mu$  increases.
- In all cases, when  $\mu$  decreases  $E_H$  increases.
- There is a linear variation between  $E_H$  and  $\mu$ .

- There is a large variation while obtaining  $K_i$  in the experimental results, but its influence is small when compared with the large inelastic deformations, therefore, it does not significantly affect the final  $E_H$  capacity.
- The post-yielding stiffness in the angles varies from 0.09 to 0.15 of  $K_i$ .
- Hysteretic cycles are stable and no significant degradation in strength and stiffness occurs.
- Eq. (12) models with good accuracy the hysteretic cycles ( $V-\Delta$ ) of angles.
- Eq. (26) reproduces with good accuracy the hysteretic cycles ( $M-\theta_r$ ) of post-tensioned semi-rigid connections, so it is a good option to implement it as a hysteretic model in computer programs of nonlinear dynamic analysis.

## Acknowledgments

The support given by PROMEP of the Secretaría de Educación Pública de México, the Universidad Nacional Autónoma de México under Project PAPIIT-IN107011-3 and the Universidad Autónoma de Sinaloa is greatly appreciated.

## References

- Chou C-C, Chen JH. (2010). Column restraint in post-tensioned self-centering moment frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **39**( 7), 751–774.
- Chou C-C, Chen JH. (2010). Tests and analyses of a full-scale post-tensioned RCS frame subassembly. *Journal Constructional Steel Research*, **66**(11), 1354–1365.
- Chou C-C, Chen JH. (2011). Analytical model validation and influence of column bases for seismic responses of steel post-tensioned self-centering MRF system. *Engineering Structures*, **33**, 2628–2643.
- Chou C-C, Chen J-H. (2011). Seismic design and shake table test of a steel post-tensioned self-centering moment frame with a slab accommodating frame expansion. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **40**, 1241-1261.
- Christopoulos, C., Filiatrault, A. and Uang, C.M. (2002a). Self-centering post-tensioned energy dissipating (PTED) steel frames for seismic regions, *University of California*, Report No. SSRP-2002/06.
- Christopoulos, C. and Filiatrault, A. (2002b). Seismic response of post-tensioned energy dissipating moment resisting steel frames, *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering*, London, UK, paper No. 61.
- Garlock, M., Ricles, J., and Sause, R. (2003).Cyclic load tests and analysis of bolted top-and-seat angle connections. *J. Struct. Eng.*, **129**(12), 1615–1625.
- Garlock, M., Ricles, J., and Sause, R. (2005). Experimental studies on full-scale post tensioned steel connections. *ASCE Journal of Structural Engineering*, **131**(3), 438-448.
- Garlock, M., Sause, R. and Ricles, J. (2007). Behavior and design of post-tensioned steel frames system. *ASCE Journal of Structural Engineering*, **133** (3), 389.
- Guo, T., Song, L. and Zhang, G. (2011). Numerical simulation of the seismic behavior of self-centering steel beam-column connections with bottom flange friction devices, *Eathquake Engineering and Engineering Vibration*, **10**, 229-238. DOI: 10.107/s11803-011-0061-5.
- Leon, R.T. and Shin, K.J. (1995). Performance of Semi-rigid Frames, *Proceedings of Structure Congress*, p. 1020-1035, April.
- López-Barraza, A., Bojórquez, E., Ruiz, S.E. and Reyes-Salazar,A. (2013). Reduction of maximum and residual drifts on post-tensioned steel frames with semi-rigid connections, *Advances in Materials Science and Engineering*, **2013**, ID 192484, doi:10.1155/2013/192484.
- López-Barraza, A. (2013) “Diseño sísmico de marcos de acero con conexiones semi-rígidas, basado en energía.” Ph.D. dissertation, Universidad Nacional Autónoma de México, México City (in progress).

- McCormick, J., Aburano, H., Ikenaga, M. and Nakashima, M. (2008). Permissible residual deformation levels for building structures considering both safety and human elements. *14th Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China, 12-17 October.
- Nader, M.N. and Astaneh, A. (1991). Dynamic behavior of flexible, simirigid and rigid frames, *Journal of Construction Steel Research*, **18**, 179-192.
- Reyes-Salazar, A. (2000). Dissipation of energy in steel frames with PR connections, *Structural Engineering and Mechanics*, **9**(3), 241-256.
- Richard, R.M., and Abbott, B.J. (1975). Versatile elastic plastic stress-strain formula, *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, **101**(4), 511-515.
- Richard R.M., PRCONN (1993), Moment-rotation curves for partially restrained connections, *RMR Design Group*, Tucson, Arizona.
- Ricles, J.M., Sause, R., Garlock, M. and Zhao, C. (2001). Post-tensioned seismic-resistant connections for steel frames, *ASCE Journal of Structural Engineering*, **127**(2), 113-121.
- Ricles, J.M., Sause, R., Peng, S.W. and Lu, L.W. (2002). Experimental evaluation of earthquake resistant post-tensioned steel connections, *ASCE Journal of Structural Engineering*, **128**(7), 850-859.
- Rojas, P., Ricles, J.M. and Sause, R. (2005). Seismic performance of post-tensioned steel moment resisting frames with friction devices. *ASCE Journal of Structural Engineering*, **131**(4), 529-540.
- SAC/BD-97/02 “Protocol for fabrication, inspection, testing, and documentation of beam-column connection tests and other experimental specimens”, by P. Clark, K. Frank, H. Krawinkler, and R. Shaw. Appendix E “Loading protocol for stepwise increasing cyclic test”
- Shen, J., and Astaneh-Asl, A. (2000). Hysteretic model of bolted-angle connections. *J. Constr. Steel Res.*, **54**, 317–343.
- Shen, J., and Astaneh-Asl, A. (1999). Hysteretic behavior of bolted angle connections. *J. Constr. Steel Res.*, **51**, 201–218.
- Weaver W. and Gere J.M. (1980). *Matrix analysis of framed structures* (Second Edition). Van Nostran Reinhold Company.
- Wolski, M., Ricles, J.M. and Sause, R. (2009). Experimental study of a self-centering beam-column connection with bottom flange friction device. *ASCE Journal of Structural Engineering*, **135**(5), 479-488.
- Yang J.G and Jeon S.S. (2009). Analytical model for the initial stiffness and plastic moment capacity of an unstiffened top and seat connection under a shear load, *International Journal Steel Structures*, **9**(3), 195-205.

## FIGURES AND TABLES

- Fig. 1 Experimental model
- Fig. 2 Transition zone on the monotonic curve
- Fig. 3 Monotonic and cyclic tests (specimen 9 and 12)
- Fig. 4 Fatigue curve
- Fig. 5 Hysteretic energy capacity of angles
- Fig. 6 Idealized angle
- Fig. 7 Correction factor of  $K_i$
- Fig. 8 Variation of initial stiffness
- Fig. 9 Hysteretic cycles of specimen L152-10-g100-D11
- Fig. 10 Monotonic curve of specimen L152-10-g100-M
- Fig. 11 Post-tensioned semi-rigid connection
- Fig. 12 Typical curve  $M-\theta$ , post-tensioned semi-rigid connection
- Fig. 13 Experimental results Garlock (2005) and analytical model
- Table 1 Loading History
- Table 2 Test specimens
- Table 3 Initial Stiffness

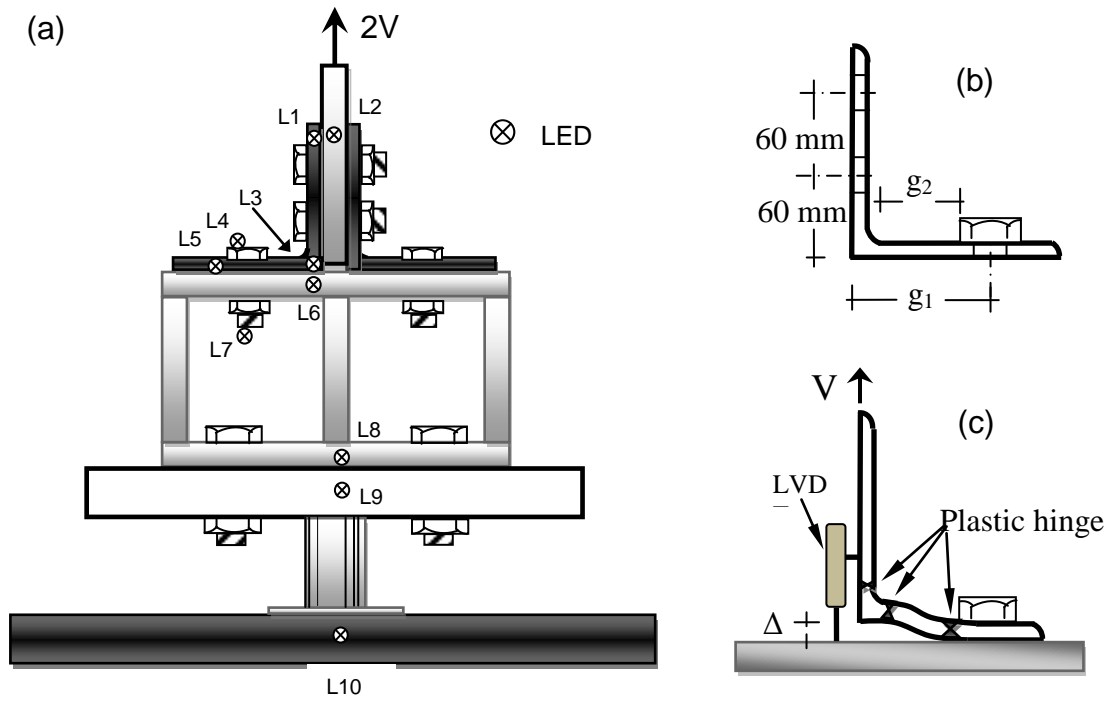


Fig. 1. Experimental model

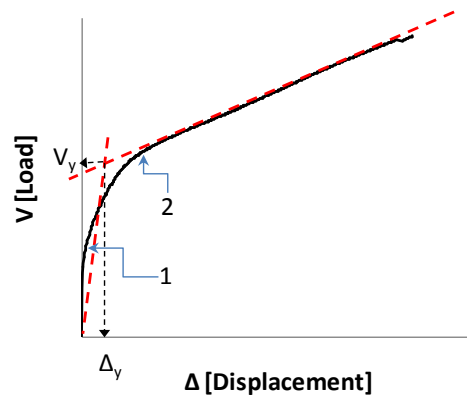


Fig. 2 Transition zone on the monotonic curve

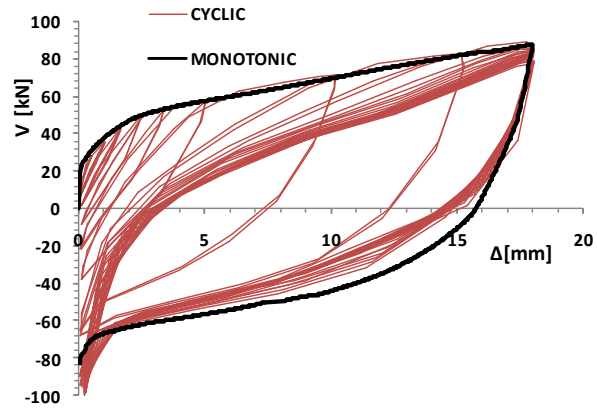


Fig. 3 Monotonic and cyclic tests (specimen 9 and 12)

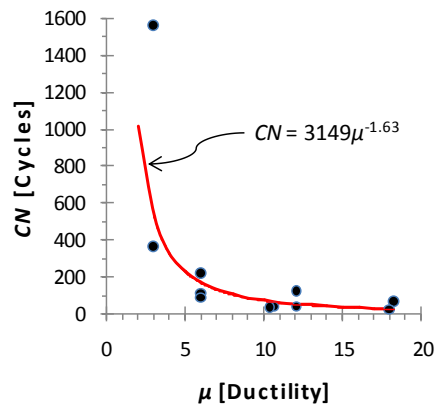


Fig. 4 Fatigue curve

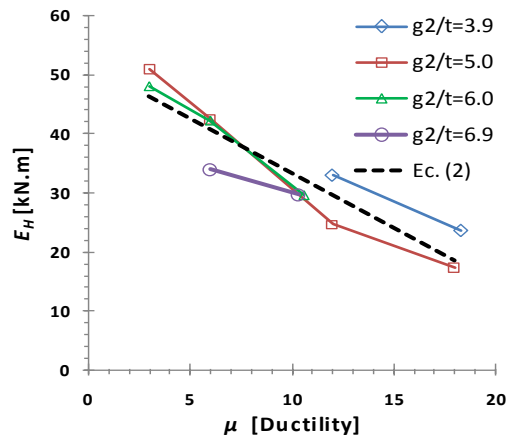


Fig. 5 Hysteretic energy capacity of angles

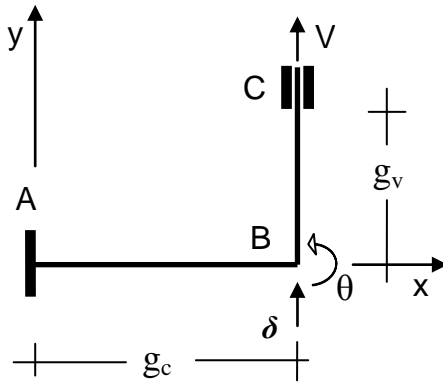


Fig. 6 Idealized angle

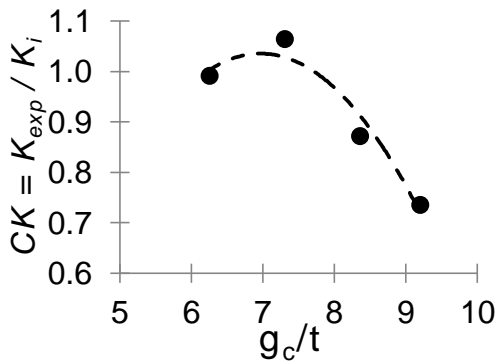


Fig. 7 Correction factor of  $K_i$

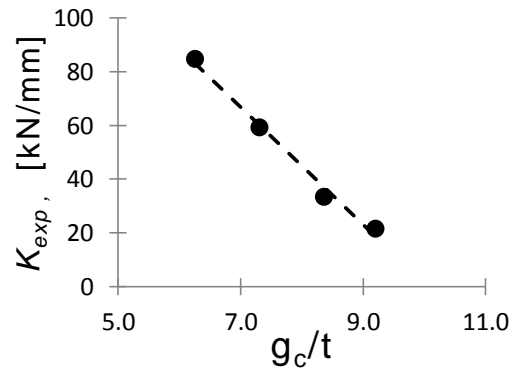


Fig. 8 Variation of initial stiffness

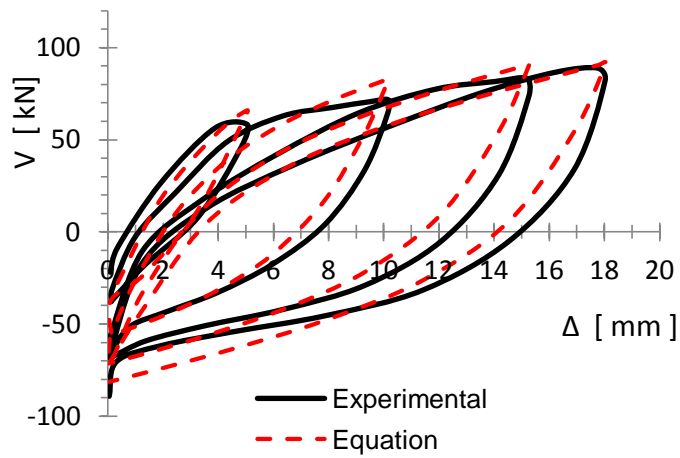


Fig.9 Hysteretic cycles of specimen L152-10-g100-D11

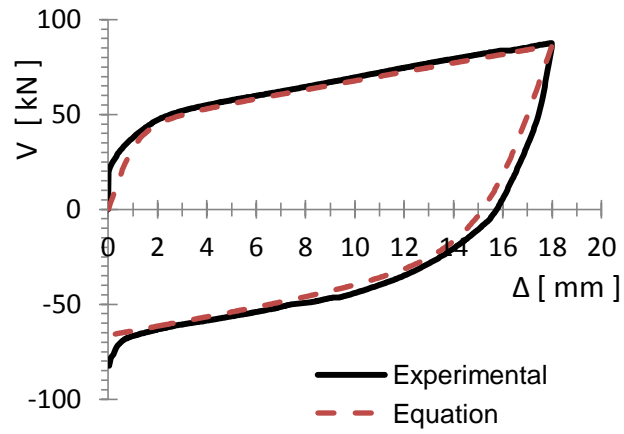


Fig. 10 Monotonic curve of specimen L152-10-g100-M

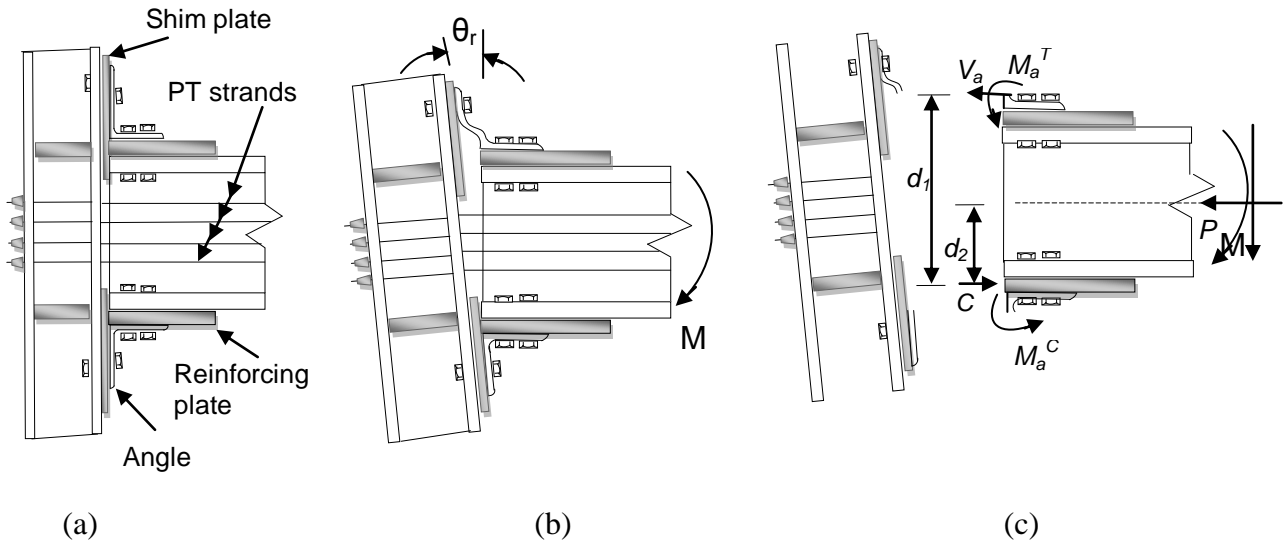


Fig. 11. Post-tensioned semi-rigid connection



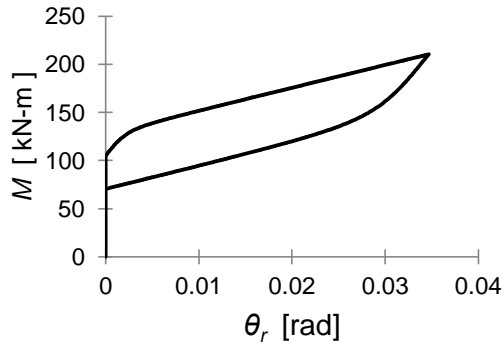


Fig. 12 Typical curve  $M-\theta_r$  post-tensioned semi-rigid connection

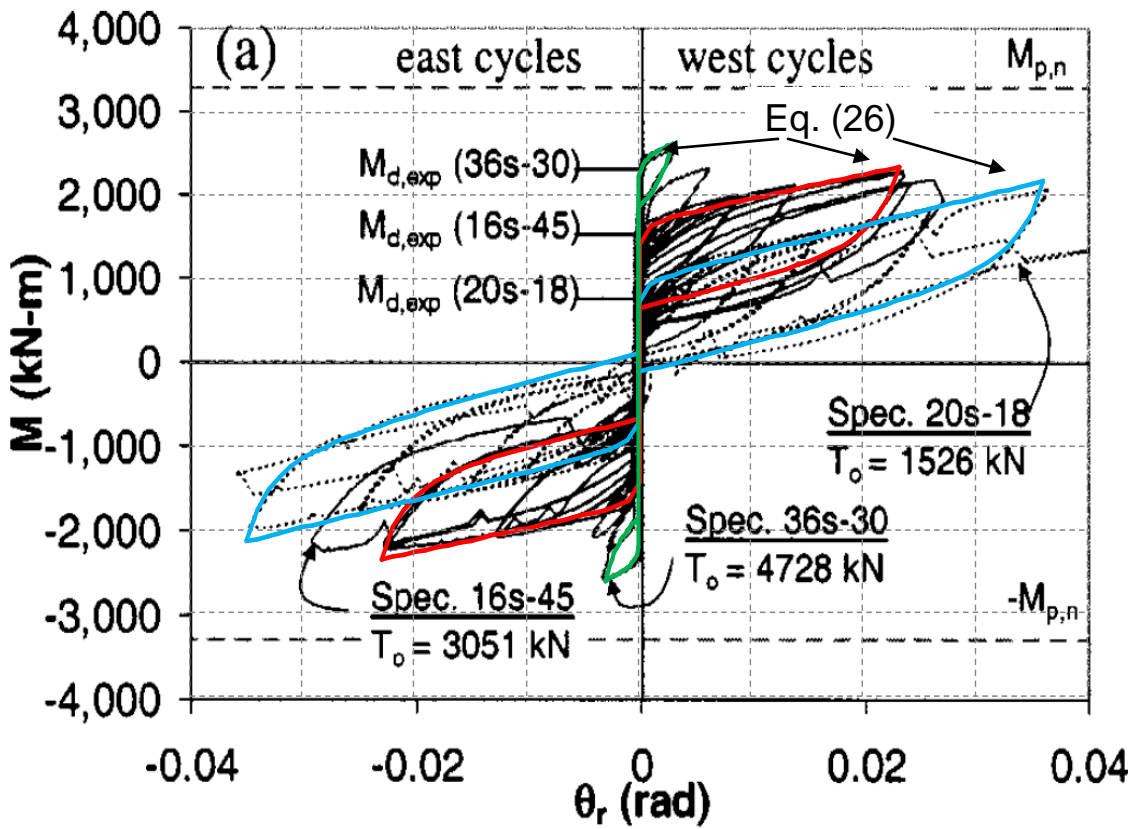


Fig. 13 Experimental results Garlock (2005) and analytical model

Table 1 Loading History

Load step	No. Of cycles	Cycle number	$\Delta$
1	6	1 - 6	$0.3\Delta_y$
2	6	7-12	$0.6\Delta_y$
3	4	13-16	$1.0\Delta_y$
4	2	17-18	$1.5\Delta_y$
5	2	19-20	$2.0\Delta_y$
6	2 <sup>a</sup>	21-22 (21→)	$3.0\Delta_y$
7	2 <sup>a</sup>	23-24 (23→)	$6.0\Delta_y$
8	2	25-26	$9.0\Delta_y$
9	2 <sup>a</sup>	27-29 (27→)	$12.0\Delta_y$
10	... <sup>a</sup>	30→	$18.0\Delta_y$

<sup>a</sup>Cycle was repeated until the specimen failed

Table 2 Test specimens

No	Specimen Name	$g_2/t$	$\Delta_y$ (mm)	$\Delta_m$ (mm)	$\mu$	$V_y$ (kN)	$V_m$ (kN)	$K_{ei}$ (kN/mm)	$K_p$ (kN/mm)	Cycles	$E_H$ (kN.m)
1	L152-10-g80-M	3.9	0.60	12.7	*	65.0	110.4	45.79	6.67	*	*
2	L152-10-g80-D12	3.9	*	7.2	12	*	95.2	68.15	*	118	33.05
3	L152-10-g80-D18	3.9	*	11.0	18	*	103.7	140.40	*	61	23.60
4	L152-10-g90-M	5.0	1.00	19.8	*	50.0	103.2	24.66	3.10	*	*
5	L152-10-g90-D3	5.0	*	3.0	3	*	57.0	57.56	*	1559	51.00
6	L152-10-g90-D6	5.0	*	6.0	6	*	73.0	77.44	*	213	42.50
7	L152-10-g90-D12	5.0	*	12.0	12	*	88.6	76.61	*	43	24.65
8	L152-10-g90-D18	5.0	*	18.0	18	*	99.3	60.25	*	25	17.35
9	L152-10-g100-M	6.0	1.70	18.0	*	47.5	87.7	26.40	2.32	*	*
10	L152-10-g100-D3	6.0	*	5.1	3	*	74.8	49.43	*	359	48.10
11	L152-10-g100-D6	6.0	*	10.2	6	*	67.9	28.91	*	116	42.25
12	L152-10-g100-D11	6.0	*	18.0	11	*	89.0	29.11	*	43	29.55
13	L152-10-g108-M	6.9	1.75	22.0	*	40.0	78.1	14.41	2.00	*	*
14	L152-10-g108-D6	6.9	*	10.5	6	*	64.8	29.67	*	90	33.90
15	L152-10-g108-D10	6.9	*	18.0	10	*	78.1	20.75	*	32	29.70

Table 3 Initial Stiffness

Specimen	$g_c/t$	$CK$	$K_{exp}$ (kN/mm)	$K_i$ (kN/mm)	$K_i^*$ (kN/mm)	% Error
1_3	6.25	1.016	84.78	85.51	86.86	2.4
4_8	7.31	1.045	59.30	55.72	58.23	-1.8
9_12	8.36	0.935	33.46	38.37	35.87	6.7
13-15	9.20	0.746	21.61	29.37	21.91	1.4

## APENDICE B

# Reduction of maximum and residual drifts on post-tensioned steel frames with semi-rigid connections

Arturo López-Barraza<sup>a</sup>, Edén Bojórquez<sup>b,\*</sup>, Sonia E. Ruiz<sup>a</sup> and Alfredo Reyes-Salazar<sup>b</sup>

<sup>a</sup>Coordinación de Mecánica Aplicada, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad Universitaria, Coyoacán, México D.F., C.P. 04510.

<sup>b</sup>Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Sinaloa, Calzada de las Américas y Boulevard Universitarios S/N, Ciudad Universitaria, Culiacán Rosales, Sinaloa, México, C.P. 80040.

\* Corresponding author. Tel.: 0052 6677134053; fax: 0052 6677134043

E-mail addresses: [eden@uas.edu.mx](mailto:eden@uas.edu.mx), [alopezb@uas.edu.mx](mailto:alopezb@uas.edu.mx), [reyes@uas.edu.mx](mailto:reyes@uas.edu.mx), [SRuizG@iingen.unam.mx](mailto:SRuizG@iingen.unam.mx)

## ABSTRACT

The aim of this paper is to study the seismic performance of self-centering moment resisting steel frames with post-tensioned connections taking into account nonlinear material behavior, for better understanding the advantages of this type of structural system. Further, the seismic performance of traditional structures with rigid connections is compared with the corresponding equivalent post-tensioned structures with semi-rigid connections. Non-linear time history analyses are developed for both types of structural systems to obtain the maximum and the residual inter-story drifts. Thirty long duration narrow-banded earthquake ground motions recorded on soft soil sites of Mexico City are used for the analyses. It is concluded that the structural response of steel buildings with post-tensioned connections subjected to intense earthquake ground motions is reduced compared with the seismic response of traditional buildings with welded connections. Moreover, residual inter-story drift demands are considerably reduced for the system with post-tensioned connections, which is important to avoid the demolition of the buildings after an earthquake.

## 1. INTRODUCTION

Moment resisting steel frames (MRSF) with post-tensioned connections (PTC) represent a viable alternative to traditional steel frames with welded beam-column connections (FWC). The post-tensioned frames with semi-rigid connections (FPTC) have been recently proposed as an alternative for controlling the structural damage and to improve the behavior of steel structures in seismic areas [1-12]. The system is designed to prevent brittle fractures in the nodes areas of steel frames, which may cause reduction in the ductility capacity of the frame (as occurred in many cases during the 1994 Northridge earthquake). The beams are post-tensioned to the columns by high strength post-tensioning

strands oriented in parallel to the axis of the beam, which provides capacity of self-centering of the frame, reducing the maximum and particularly the residual drifts and, at the same time, providing energy dissipation capacity through special devices placed in the connections.

While the control of maximum inter-story drift is very important because is one of the main parameters recommended by seismic design codes to assess the performance of structures, on the other hand, the energy dissipation capacity is crucial for structures subjected to long duration narrow-band ground motions [13-16]. Finally, residual drift demands are an important parameter to decide if a structure is repaired or demolished after the occurrence of an intense earthquake. This problem has been addressed by several authors. For example, MacRae and Kawashima [17] studied the residual displacements of inelastic single-degree-of-freedom (SDOF) systems and illustrated their significant dependence on the post-yielding stiffness ratio. Christopoulos et al. [18] studied residual displacements of five SDOF systems using different hysteretic rules and suggest that this type of displacements decrease when increases the post-yielding stiffness ratio. Ruiz-Garcia [19] showed that residual displacements are more sensitive to changes in local site conditions, earthquake magnitude, distance to the source range and hysteretic behavior than peak displacements. Pampanin et al. [20] studied the seismic response of multi-degree-of-freedom (MDOF) systems and highlighted a significant sensitivity of residual drifts to the hysteretic rule, post-yield stiffness ratio and global plastic mechanism. McCormick et al. [21] addressed the issue of discomfort of the occupants of the buildings due to residual deformations; they reported that significant discomfort is felt by occupants of building with residual inter-story drift around 0.8%. Based on past experiences of buildings that have undergone differential settlement they propose a residual drift limit of 0.5% to be considered in performance-based seismic design. They also reported that repairing damaged structures with residual story drifts greater than 0.5% after the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake was not financially viable. Moreover, in a recent study Bojórquez and Ruiz-García [22] concluded that the residual inter-story drift demands in traditional steel buildings are larger than 0.5% when subjected to long duration earthquake ground motions. Their study was developed considering buildings designed for controlling the maximum inter-story drift with new seismic design guidelines.

Motivated by the limitations of the traditional moment-resisting steel frames to achieve satisfactory seismic performance, and because most of the studies to estimate the seismic performance of structures with post-tensioned connections are developed using broad-band records [10, 12], while long-duration narrow-band earthquake ground motions recorded on very soft soil as those taken from Mexico City are not commonly used. The objective of the present study is to compare the seismic performance of traditional steel frames with post-tensioned structures with semi-rigid connections. For this aim, six moment-resisting steel frame models with different number of stories have been subjected to a set of thirty narrow-band earthquake ground motions recorded on soft soil of Mexico City. Three frames are representative of traditional MRSF with welded connections and the others to equivalent frames but post-tensioned and with semi-rigid connections. It is shown that the post-tensioned structural systems can reduce considerably the maximum and residual inter-story drift demands when subjected to long duration earthquake ground motions.

## 2. STRUCTURAL MODELS

### 2.1 Steel frame models

Six structural steel frames are analyzed in the present study. Three corresponds to FWC and the rest are representative of FPTC. The first group of structures was designed according to the Mexico City Building Code [23]. The buildings are assumed to be for office occupancy. They have 6, 8 and 10 stories, and 3 bays; hereafter identified as F6WC, F8WC and F10WC, respectively. The dimensions of the frames are shown in Figure 1. The beams and columns are A36 steel W sections. A bilinear hysteretic model for accounting the nonlinear material behavior with 3% of post-yielding stiffness was considered for the analyses, and the damping used was 3% of critical. The fundamental periods of vibration ( $T_1$ ) are 1.07, 1.20 and 1.37s, respectively. On the other hand, the FPTC were designed in accordance with the recommendations proposed by Garlock et al. [6], which basically start with the design of the steel frames as usually is done (considering rigid connections), then, the semi-rigid post-tensioned connections are designed to satisfy the requirements of the serviceability and resistance conditions. The beam-column connections consists of two angles bolted to the flanges of the beam and to the column flange (top and seat). For the design of post-tensioned connections, steel grade 50 was used for the angles. The length of the angles was taken equal to the width of the flange of the beams ( $b_f$ ). Different angle sizes were tested. In the end, 152x152x13 mm angles were used in all the cases. Post-tensioned cables consist of seven wires with an area of 150 mm<sup>2</sup> and withstanding a load of 279 kN; they are parallel to the axis of the beam passing through the interior columns and fixed to the outer face of the columns at the ends of the frame. An initial tension of the cables less than 0.33 of their maximum capacity was used according with the suggestions given by Garlock et al. [6]. The three FPTC models are identified here as F6PTC, F8PTC and F10PTC, for the frames with 6, 8 and 10 stories, respectively. The FPTC models have fundamental periods of vibration of 1.03, 1.25 and 1.37s, respectively. The columns of the ground floor are fixed at the base without post-tensioned. The beam and column members used for all the frames are illustrated in Table 1. Note that the mechanical characteristics and dimensions of beams and columns are the same for both FWC and FPTC. Figure 2 shows a typical assembly of a post-tensioned steel frame, where the post-tensioned strands can be identified and the energy-dissipating elements (bolted angles) can be observed.

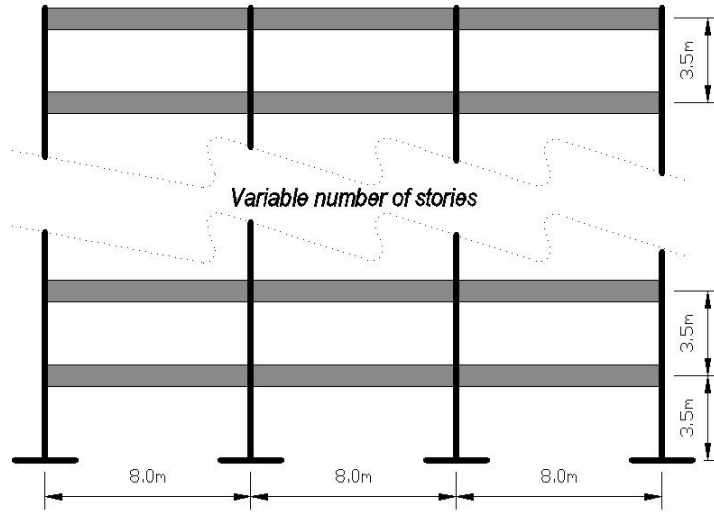


Figure 1. Geometrical characteristics of the frames.

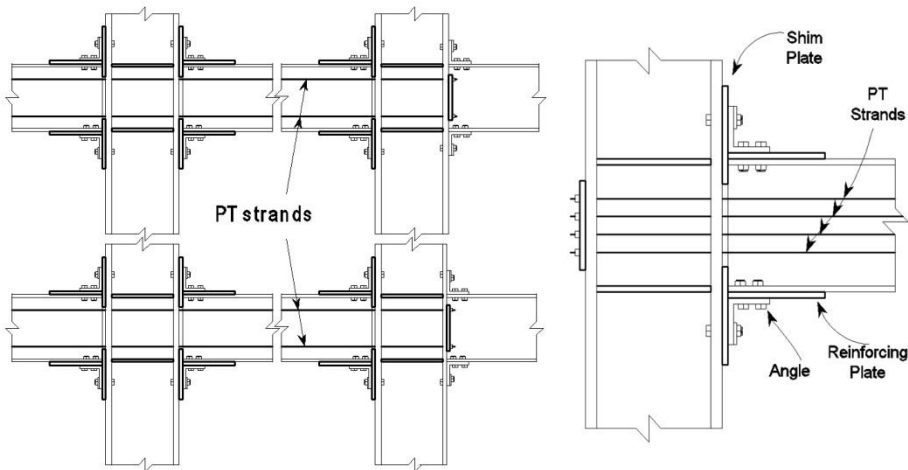


Figure 2. Angles and post-tensioned strands in FPTC.

Table 1 Relevant characteristics of the steel frames

FRAME	F6	F8	F10
Number of Stories	6	8	10
Internal columns			
Story 1	W30 × 173	W36 × 210	W36 × 280
Story 2	W30 × 173	W36 × 210	W36 × 280
Story 3	W30 × 148	W36 × 194	W36 × 245
Story 4	W30 × 148	W36 × 194	W36 × 245
Story 5	W30 × 124	W36 × 170	W36 × 210
Story 6	W30 × 124	W36 × 170	W36 × 210
Story 7		W36 × 160	W36 × 182
Story 8		W36 × 160	W36 × 182
Story 9			W36 × 150
Story 10			W36 × 150
External columns			
Story 1	W27 × 146	W36 × 194	W36 × 280
Story 2	W27 × 146	W36 × 194	W36 × 280
Story 3	W27 × 129	W36 × 182	W36 × 245
Story 4	W27 × 129	W36 × 182	W36 × 245
Story 5	W27 × 114	W36 × 160	W36 × 210
Story 6	W27 × 114	W36 × 160	W36 × 210
Story 7		W36 × 135	W36 × 182
Story 8		W36 × 135	W36 × 182
Story 9			W36 × 150
Story 10			W36 × 150
Beams			
Story 1	W18 × 71	W21 × 83	W21 × 68
Story 2	W18 × 76	W21 × 93	W21 × 93
Story 3	W18 × 76	W21 × 93	W21 × 101
Story 4	W16 × 67	W21 × 83	W21 × 101
Story 5	W16 × 50	W18 × 71	W21 × 101
Story 6	W16 × 45	W18 × 65	W21 × 93
Story 7		W18 × 55	W21 × 73
Story 8		W18 × 46	W21 × 68
Story 9			W21 × 57
Story 10			W21 × 50

## 2.2 Connection model: nonlinear behavior

The nonlinear behavior or hysteretic rules that represent the cyclic behavior of the semi-rigid connections of the post-tensioned frames are characterized by moment-rotation curves ( $M-\theta r$ ), which usually present shapes similar to a flag. This representation characterizes the nonlinearity, self-centering capability and energy dissipation capacity of the connection. Experimental tests with isolated angles, subjected to cyclic and monotonic loads conducted by Shen and Astaneh-Asl [24] showed a stable cyclic response and good capability of hysteretic energy dissipation. In general, ultimate strength exceeds 3 times the yield strength and ductility reached values between 8 and 10. The strength and stiffness in bending of the post-tensioned connections is provided by the contribution of the angles of the PTC and by post-tensioned strands. Wires and angles work as springs in parallel. Post-tensioned strands exhibit linear behavior, while connecting angles behave non-linearly. Figure 3 shows a typical example of a hysteretic curve corresponding to a post-tensioned connection. This behaviour was modeled by mean of Eqs. (1) and (2) which represent the



loading and unloading curves respectively, which were obtained from the superposition of the exponential equation proposed by Richard [25] for semi-rigid connections and the linear contribution of the strands, as well as decompression moments ( $M_d$ ) and the closing moment ( $M_c$ ) of the connection. The first function, given by Eq. (1), corresponds to the initial loading cycle; two types of variables are observed: 1) variables depending only on geometric and physical properties of angles, such as initial ( $k$ ) and post-yield ( $k_p$ ) stiffness, the reference moment ( $M_o$ ) and  $N$  that defines the curvature in the transition between the linear and plastic behavior and 2) variables depending on the number and type of tendons such as the rigidity of the post-tensioned tendons ( $k_{\theta S}$ ) and, the bending moment associated to the opening of the connection (named decompression moment,  $M_d$ ) which is a function of the resulting initial tension in the tendons. The second function, given by Eq. (2), defines the unloading and reloading process in the connection;  $M_a$  and  $\theta_a$  are the maximum values reached in each cycle, the parameter  $\varphi$  defines the magnitude of the closing moment of the connection ( $M_c$ ), which must be greater than zero in order to insure complete closure of the connection after getting complete unloading; moreover, this parameter largely defines the  $E_H$  dissipation capacity of the connection (enclosed area). The curves obtained with the modified model exhibit good accuracy in comparison with experiment results [5], and they were modeled in RUAUMOKO [26] as the flag-shaped bi-linear hysteresis.

$$M = M_d + \frac{(k - k_p)\theta_r}{\left[1 + \frac{|(k - k_p)\theta_r|^N}{M_o}\right]^{\frac{1}{N}}} + (k_p + k_{\theta S})\theta_r \quad (1)$$

$$M = M_a - \frac{(k - k_p)(\theta_a - \theta_r)}{\left[1 + \frac{|(k - k_p)(\theta_a - \theta_r)|^N}{\varphi M_o}\right]^{\frac{1}{N}}} - (k_p + k_{\theta S})(\theta_a - \theta_r) \quad (2)$$

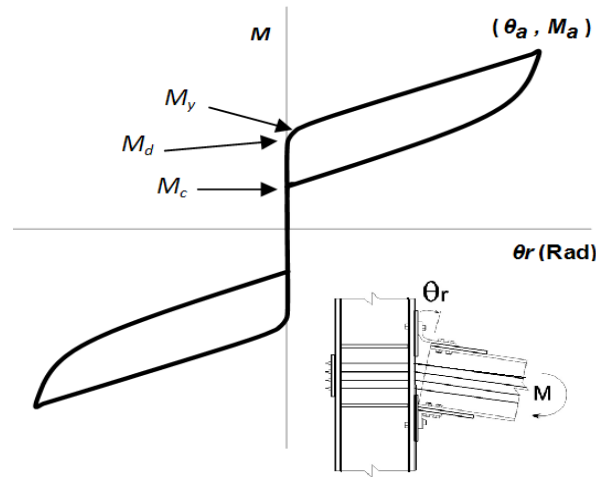


Figure 3. Moment-relative rotation hysteretic curve of the post-tensioned connection.

### 3. EARTHQUAKE GROUND MOTION RECORDS

A set of 30 long duration narrow-band ground motions recorded at Lake Zone sites of Mexico City was considered. Particularly, all motions were recorded at sites having soil periods of 2s, during seismic events with magnitudes near of seven or larger and having epicenters located at distances of 300 km or more from Mexico City. Some important characteristics of the records are summarized in Table 2. While *PGA* and *PGV* denote the peak ground acceleration and velocity, respectively; the duration ( $t_D$ ) was estimated according to Trifunac and Brady [27]. It should be mentioned that sites having soil periods of 2s are fairly common within the Lake Zone, and that the higher levels of shaking (in terms of *PGA*) have been consistently observed at these sites. Further, the long duration narrow-band ground motion records demand large amounts of energy to structures compared with those subjected to broad-band ground motion [14]. The ground motions were recorded in sites where most of the damage during the Mexico earthquake of september 19, 1985 occurred.

Table 2. Selected long duration narrow-band ground motions.

Records	Date	Magnitude	Station	<i>PGA</i> (cm/s <sup>2</sup> )	<i>PGV</i> (cm/s)	$t_D$ (s)
1	19/09/1985	8.1	SCT	178.0	59.5	34.8
2	21/09/1985	7.6	Tlahuac deportivo	48.7	14.6	39.9
3	25/04/1989	6.9	Alameda	45.0	15.6	37.8
4	25/04/1989	6.9	Garibaldi	68.0	21.5	65.5
5	25/04/1989	6.9	SCT	44.9	12.8	65.8
6	25/04/1989	6.9	Sector Popular	45.1	15.3	79.4
7	25/04/1989	6.9	Tlatelolco TL08	52.9	17.3	56.6
8	25/04/1989	6.9	Tlatelolco TL55	49.5	17.3	50.0
9	14/09/1995	7.3	Alameda	39.3	12.2	53.7
10	14/09/1995	7.3	Garibaldi	39.1	10.6	86.8
11	14/09/1995	7.3	Liconsa	30.1	9.62	60.0
12	14/09/1995	7.3	Plutarco Elías Calles	33.5	9.37	77.8
13	14/09/1995	7.3	Sector Popular	34.3	12.5	101.2
14	14/09/1995	7.3	Tlatelolco TL08	27.5	7.8	85.9
15	14/09/1995	7.3	Tlatelolco TL55	27.2	7.4	68.3
16	09/10/1995	7.5	Cibeles	14.4	4.6	85.5
17	09/10/1995	7.5	CU Juárez	15.8	5.1	97.6
18	09/10/1995	7.5	Centro urbano Presidente Juárez	15.7	4.8	82.6
19	09/10/1995	7.5	Córdoba	24.9	8.6	105.1
20	09/10/1995	7.5	Liverpool	17.6	6.3	104.5
21	09/10/1995	7.5	Plutarco Elías Calles	19.2	7.9	137.5
22	09/10/1995	7.5	Sector Popular	13.7	5.3	98.4
23	09/10/1995	7.5	Valle Gómez	17.9	7.18	62.3
24	11/01/1997	6.9	CU Juárez	16.2	5.9	61.1
25	11/01/1997	6.9	Centro urbano Presidente Juárez	16.3	5.5	85.7
26	11/01/1997	6.9	García Campillo	18.7	6.9	57.0
27	11/01/1997	6.9	Plutarco Elías Calles	22.2	8.6	76.7
28	11/01/1997	6.9	Est. # 10 Roma A	21.0	7.76	74.1
29	11/01/1997	6.9	Est. # 11 Roma B	20.4	7.1	81.6
30	11/01/1997	6.9	Tlatelolco TL08	16.0	7.2	57.5

Figure 4 shows the elastic response spectra for the records under consideration (where  $S_a$  denotes pseudo-acceleration) corresponding to 3% of critical damping. The narrow-banded records exhibit similar values of parameter  $N_p$ , which is an indicator of the characteristics of their spectral shape [28-30], further information of this parameter can be found in [29]. As a result, there is a strong similarity between their spectral shapes when they are scaled to the same spectral acceleration at first mode of vibration. Figure 4 shows seismic response spectra for all records scaled for an elastic spectral acceleration of 100 cm/s<sup>2</sup> for a period of 0.9s. The similitude exhibited by all spectra indicates that the spectral acceleration is a good indicator of the damage potential of the ground motions, and emphasizes the good correspondence that exists between parameter  $N_p$  and the spectral shape of the motions. Note that the spectral acceleration of 100 cm/s<sup>2</sup> was chosen only for illustrative purposes; and that the similitude exhibited by the spectra is valid for any level of scaling.

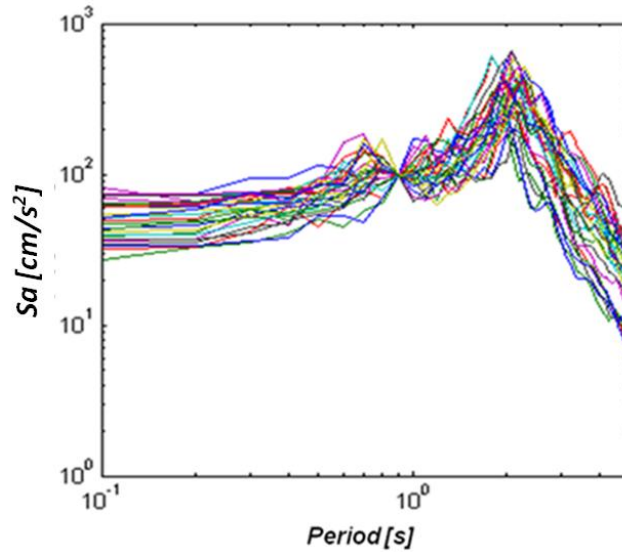


Figure 4. Elastic response spectra for the records scaled at the same spectral acceleration  $S_a(T_1)=100$  cm/s<sup>2</sup> for period equal to 0.9s, and 3% of critical damping.

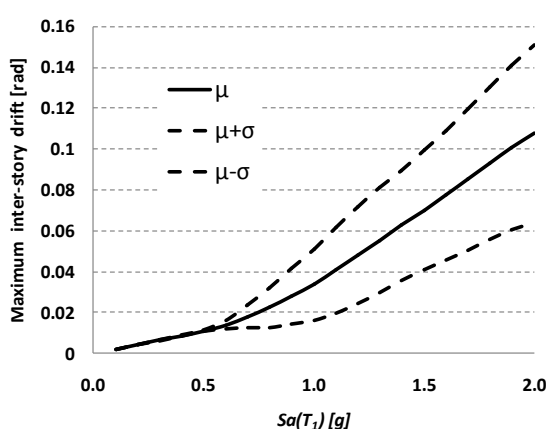
#### 4. METHODOLOGY

The comparison of maximum inter-story drift ( $IDR_{max}$ ) and peak residual inter-story drift ( $RIDR_{max}$ ) of the traditional and post-tensioned steel frames was estimated using incremental nonlinear dynamic analysis [31]. For this aim, the building frame models were subjected to the set of thirty long duration narrow-band earthquake ground motions, which were scaled at different values of the seismic intensity in terms of spectral acceleration at first mode of vibration of the structure  $S_a(T_1)$ . The selected seismic intensity values were from 0.1g to 2.0g with increments of 0.1g. The RUAUMOKO [26] computer program was used for the time history nonlinear dynamic analysis.

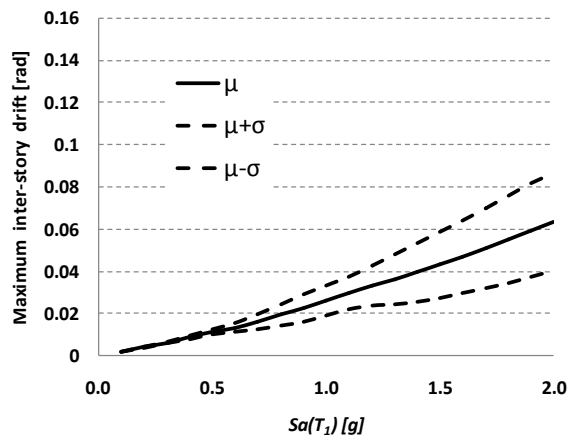
The seismic performance results considering nonlinear behavior are expressed in terms of maximum and residual inter-story drifts at the end of the earthquake motions for each scaling level.

#### ***4.1 Maximum inter-story drift results***

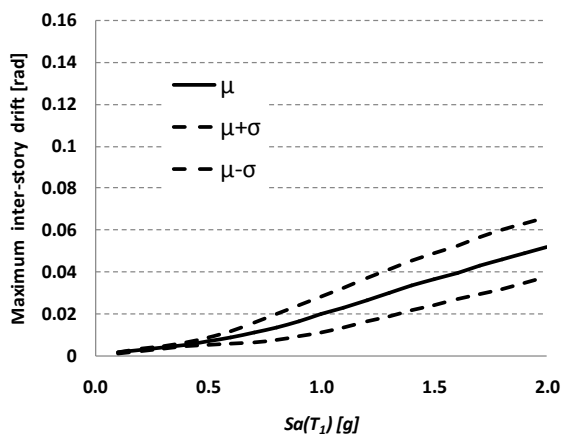
The median ( $\mu$ ) and standard deviation ( $\sigma$ ) of  $IDR_{max}$  for each frame and seismic intensity level are estimated in first place. Figures 5a, b, c and d show the values of  $IDR_{max}$  at different pseudo-spectral acceleration for frames F6WC, F10WC, F6PTC and F10PTC, respectively. It is observed that for frames of the same height and subjected to the same ground motion intensities; the median values of  $IDR_{max}$  are smaller for the FPTC than for the FWC. The difference tends to increase as the spectral acceleration also increases. Figures 5a-d also indicate that the maximum inter-story drift demands are smaller for the structures with fundamental periods equal to 1.37s than for those with periods around 1.07s due to the softening phenomenon that these structures suffer, it occurs because as the seismic intensity increases and the structure presents inelastic nonlinear behavior, the effective period of vibration becomes larger, which implies that it becomes closer to the peak ordinate of the spectrum. As a consequence, the structural response grows very rapidly. In other words, the structure is ‘softening’ into the peak of the spectrum, as it is shown in Montiel and Ruiz [32]. Note that the uncertainty in the estimation of maximum inter-story drift is larger for the steel frames with rigid connections compared with the FPTC (see figure 5). Moreover, for the FPTC models,  $IDR_{max}$  tend to increase almost linearly with  $Sa(T_1)$ . This can be explained observing that the strands remain elastic which significantly contribute to the stiffness capacity of the connection.



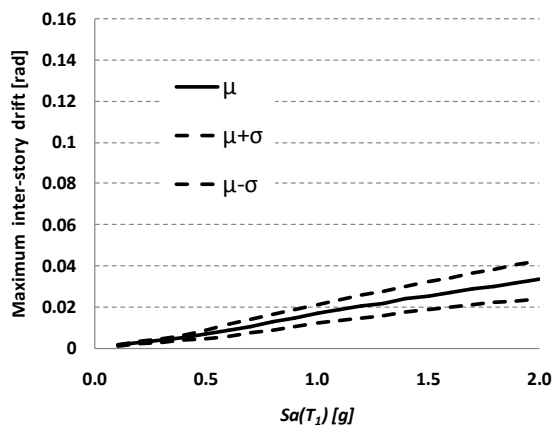
a) F6WC



b) F10WC



c) F6PTC



d) F10PTC

Figure 5. Median values of maximum inter-story drifts +/- one standard deviation for models: a) F6WC, b) F10WC, c) F6PTC, d) F10PTC.

Figure 6 shows the maximum inter-story drift for all frames and the ground motion intensities of 0.4g, 0.8g, 1.2g, 1.6g and 2.0g. The figure indicates that the maximum inter-story drift of the FPTC models are smaller than those of the corresponding FWC models, this difference increases as the intensity seismic demand increases. It suggests the advantages of using moment resisting steel frames with post-tensioned connections.

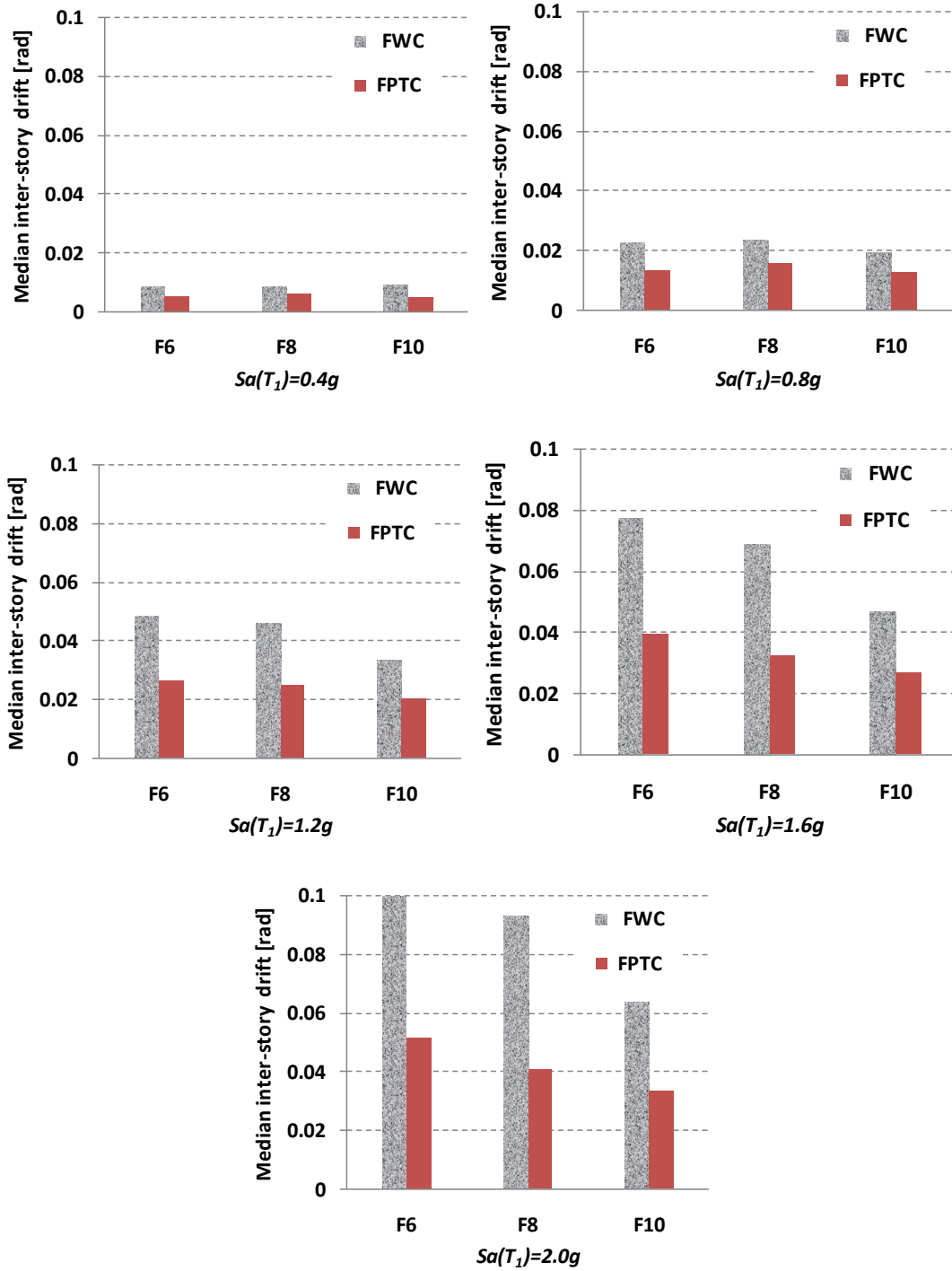


Figure 6. Median of maximum inter-story drift of the frames FWC and FPTC.

The ratio of the maximum inter-story drift of FPTC divided by the same parameter for FWC model (here defined as Ratio of Maximum Drifts  $RMD$ ) is illustrated in Figure 7 at different intensity levels. It is observed that  $RMD$  in all the cases is smaller than unity, indicating that the  $IDR_{max}$  values of the FPTC systems are smaller than those of the FWC

system. Furthermore, for larger values of nonlinear behavior, the ratio is almost the same for all the frames analyzed with magnitude about 50%, which represent an important reduction of the maximum seismic demands compared with the traditional structural steel frame models.

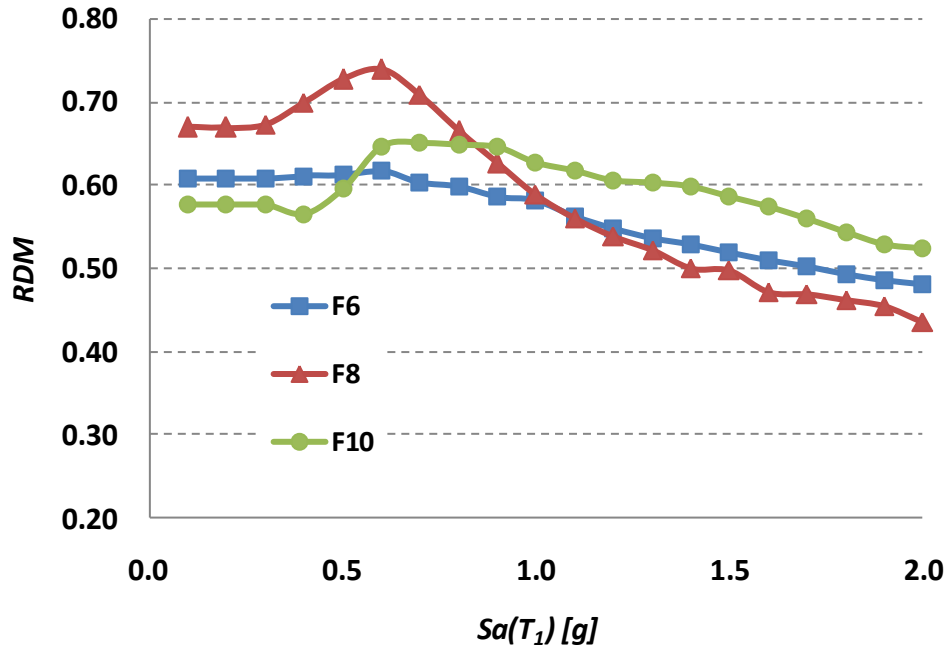


Figure 7 Ratio of median values of  $IDR_{max}$  for FPTC divided by  $IDR_{max}$  for FWC.

#### 4.2 Comparison of Maximum and Residual inter-story drift demands

Maximum and residual inter-story drift demands are compared at different intensity levels in terms of spectral acceleration in this section. The results of median values of the selected engineering demand parameters are compared in Figures 8 and 9 considering ground motion intensities of 0.8g, 1.0g, 1.2g and 1.5g, for the structural models F6PTC and F10PTC. As it was expected, the magnitudes of  $IDR_{max}$  tend to increase for larger values of spectral acceleration; on the other hand, the  $RIDR_{max}$  slightly increases when  $Sa(T_1)$  becomes larger. Moreover, the value of  $RIDR_{max}$  is smaller than 0.5% for  $Sa(T_1)$  equal to 1.5g, indicating that the buildings with post-tensioned steel connections do not necessarily must be demolished after an earthquake. Note that the value of 0.5% of residual inter-story drift was proposed by McCormick et al. [21] as the limit for feasible financial structures and to guarantee the comfort of the occupants of the buildings. Furthermore, the larger seismic demands in terms of maximum and residual deformations occur in the intermediate stories (between 0.3 and 0.6 of the height).

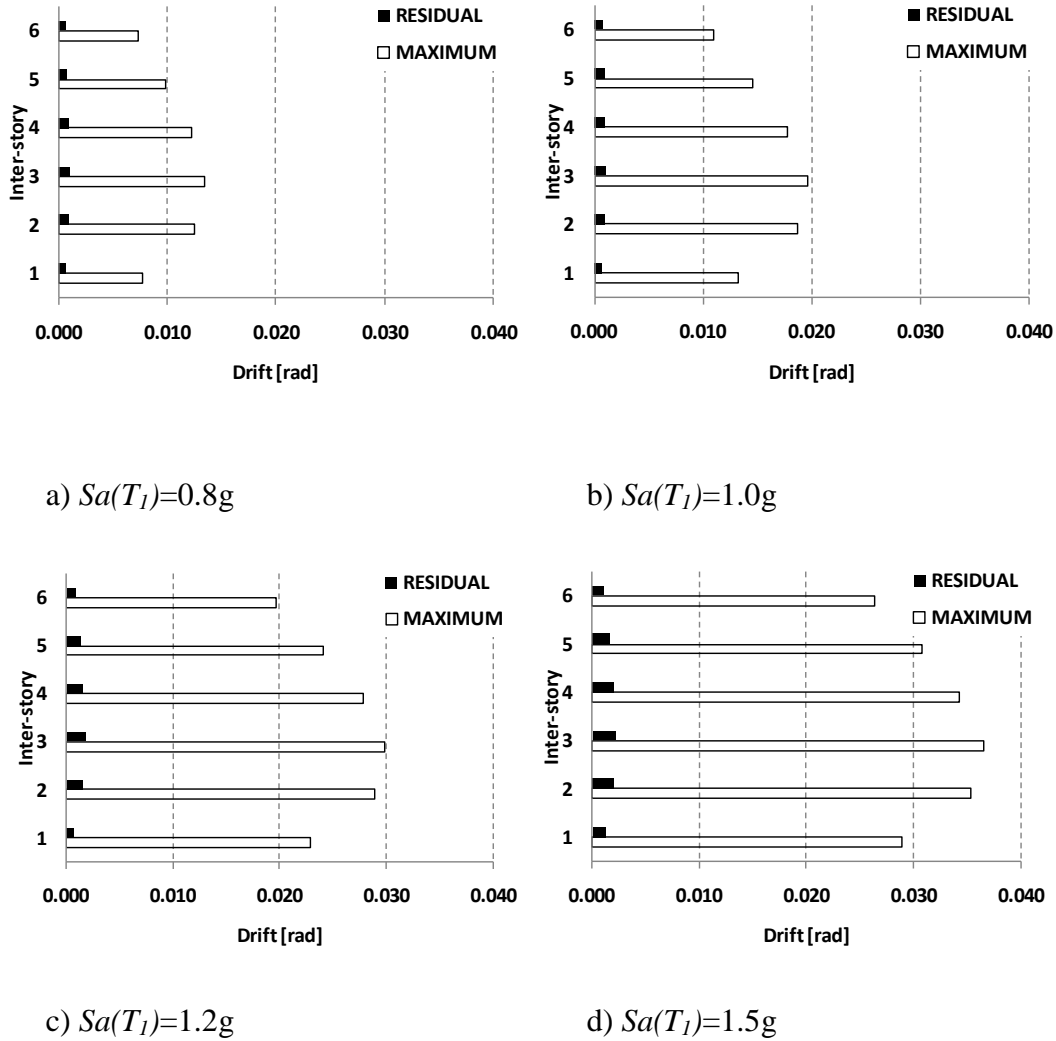


Figure 8 Median values of maximum and residual inter-story drifts for F6PTC at different spectral acceleration values: a) 0.8g, b) 1.0g, c) 1.2g and d) 1.5g.

Figure 10 shows the median values of  $RIDR_{max}$  for the frames with 6, 8 and 10 stories and spectral acceleration values from 0.1 to 2.0g. It can be observed that the magnitude of  $RIDR_{max}$  increases when  $Sa(T_1)$  becomes larger. For  $Sa(T_1) \geq 0.5g$  the  $RIDR_{max}$  of the FPTC models are smaller than those of the FWC systems. The difference increases when  $Sa(T_1)$  also increases. In the case of FWC, the residual inter-story drift strongly depends of the fundamental period of the frames being smaller for frames with larger fundamental period of vibration. Note that the results of the incremental dynamic analyses of the FPTC suggests that there is a lack of dependence of the fundamental period of structural vibration in the values of  $RIDR_{max}$  at different intensity scaling levels, in such a way that for FPTC with different stories the residual demands are similar for the same spectral acceleration intensity.



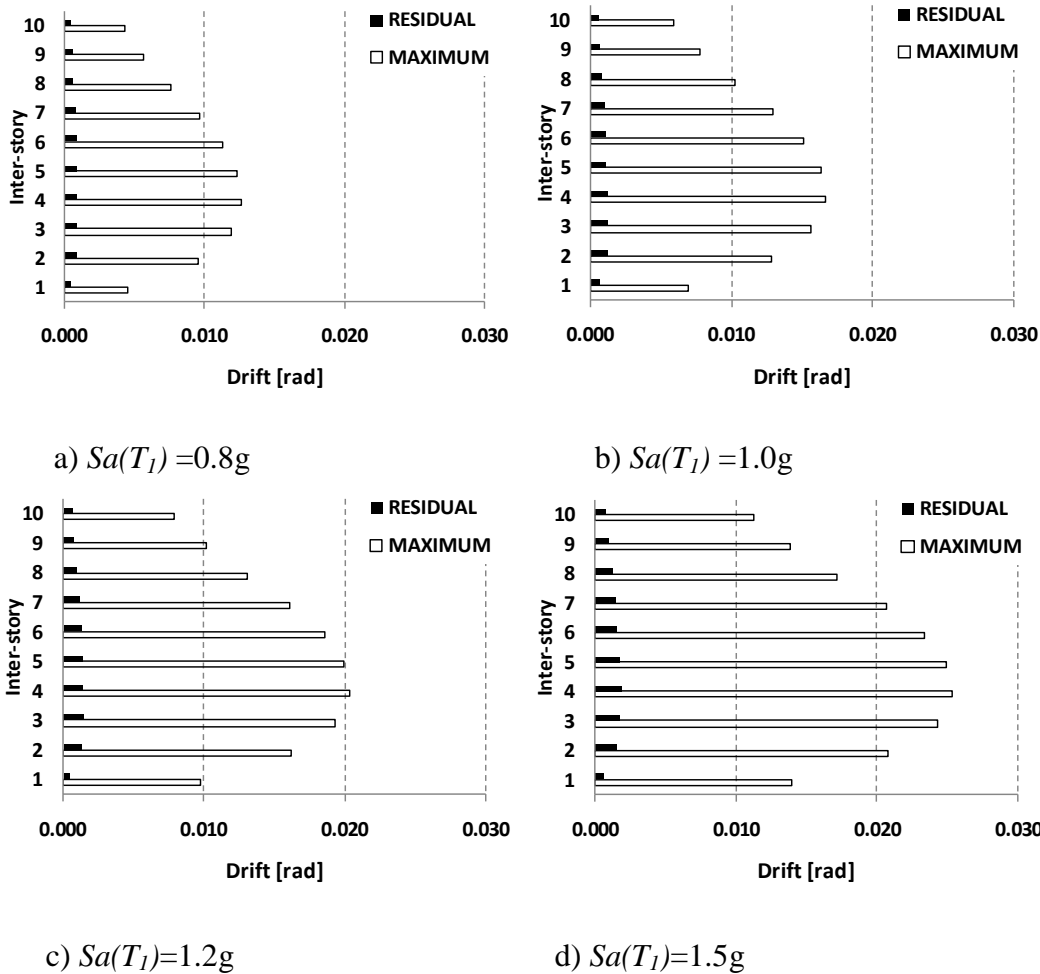


Figure 9 Median values of maximum and residual inter-story drifts for F10PTC at different spectral acceleration values: a) 0.8g, b) 1.0g, c) 1.2g and d) 1.5g.

The ratio of residual inter-story drift demands for the FWC and FPTC structural systems defined as  $RRD$  is introduced to compare the structural performance of both type of systems. Figure 11 shows the mean values of  $RRD$  for all the frames under consideration at different intensity scaling levels starting from 0.5g; for smaller values the structures exhibit elastic behaviour. Note that for a specific frame the ratio tends to be constant for all the intensity values under consideration; also, the ratio increases when the structural fundamental period is larger. This is summarized in Table 3, where the mean and standard deviation of  $RRD$  are presented for the frames obtained for all the scaling levels. Results indicate that the mean value increases and the standard deviation ( $\sigma$ ) decreases as the fundamental structural period increases, which implies a large difference in mean and in dispersion of the results corresponding to the frames under study. For the 6 stories frame the mean  $RRD$  is about 0.49, this implies that the average of the residual inter-story drift for F6PTC is about 51% smaller than the F6WC residual inter-story drift. In the same way, the reductions are of 36% and 28% for the 8- and 10-story frames, respectively. The results

show the advantage of using post-tensioned structural systems with energy dissipating connections.

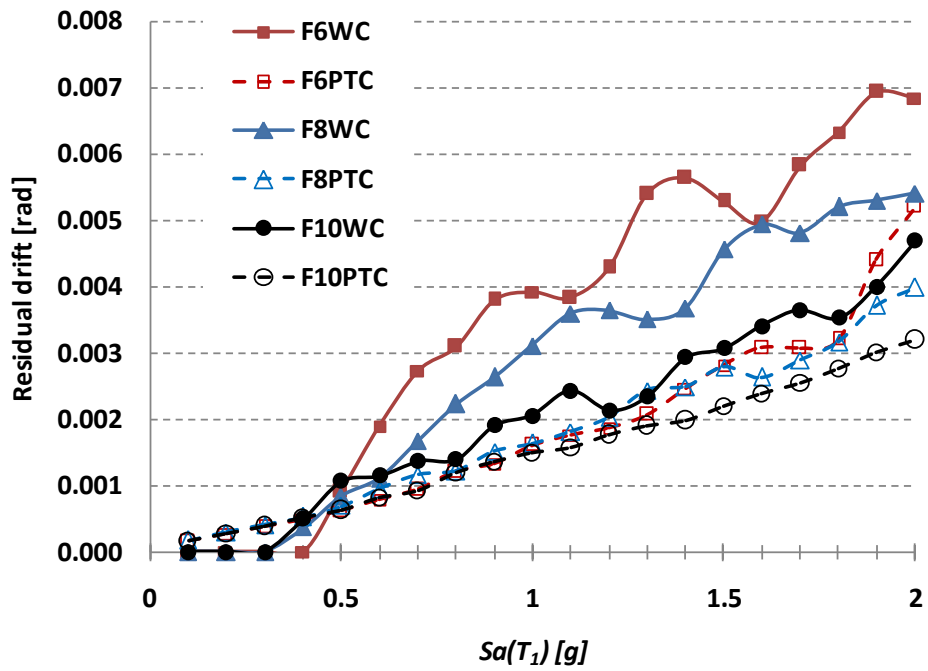


Figure 10 Median values of maximum residual inter-story drift of the frames FWC and FPTC.

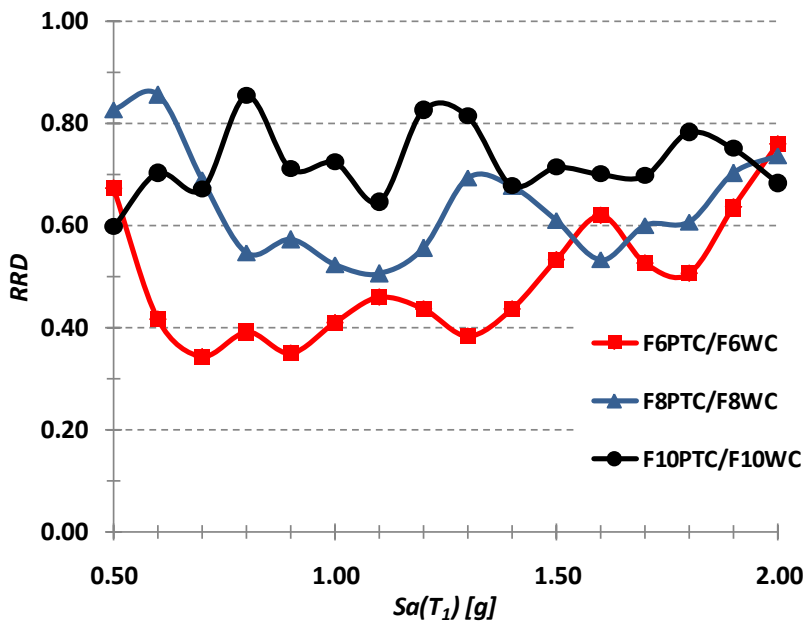


Figure 11 Ratios of mean values of  $RIDR_{max}$  for FPTC divided by  $RIDR_{max}$  for FWC.

Table 3. Mean and standard deviation of  $RRD$  values.

Ratio of $RIDR_{max}$	Mean	Standard deviation
F6PTC / F6WC	0.49	0.123
F8PTC / F8WC	0.64	0.106
F10PTC / F10WC	0.72	0.069

## 5. CONCLUSIONS

The study compares the seismic performance of buildings in terms of maximum and residual inter-story drifts demands of post-tensioned self-centering moment-resisting steel frames with traditional welded connection steel frames. Incremental nonlinear dynamic analysis was used to estimate the seismic assessment of six structural steel frames which were subjected to thirty long duration ground motion records scaled at different values of  $Sa(T_1)$ . For the analyses of the frames, nonlinear material behavior was considered. The numerical study indicates that; in the all cases, the maximum inter-story drifts of the FPTC are smaller than those of the FWC; in fact, reductions in the order of 47% were obtained when the FPTC was employed as structural system compared with the traditional system. Moreover, the residual inter-story drifts for the FPTC systems are smaller than 0.5% which is the limit for feasible financially structures and to guarantee the comfort of the occupants of the buildings, and this conclusion is valid for different intensity levels. Furthermore, the maximum residual inter-story drift was reduced at values as large as 51% when the frames have post-tensioned connections. For hits reason the results suggest that PT connections in structural frame buildings can control significantly the seismic performance in terms of peak and residual drift demands for structures subjected to long-duration narrow-band earthquake ground motions, and this is valid for frames with different story levels and at different intensity of the ground motion. Note that most of previously studies were developed using low-rise buildings which were subjected only to broad-band records.

Finally, it is important to say that the reduction of the maximum inter-story drift implies less structural damage in the buildings and, on the other hand, the reduction of the maximum residual inter-story drift is very important to reduce the economic consequences of repairing and interruption of the functionality of the buildings.

## AKNOWLEDGEMENTS

The support given by the Universidad Nacional Autónoma de México under project PAPIIT-IN109011-3 and PROMEP is appreciated. Financial support also was received from El Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología to the second author under grant CB-2011-01-167419, and the Universidad Autónoma de Sinaloa under grant PROFAPI 2012. Finally, the author wish to express their gratitude to the anonymous reviewers for their suggestions to improve the quality of the paper.

## REFERENCES

1. Ricles, J.M., Sause, R., Garlock, M. and Zhao, C. (2001). Post-tensioned seismic-resistant connections for steel frames, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 127, No. 2, p. 113-121.
2. Ricles, J.M., Sause, R., Peng, S.W. and Lu, L.W. (2002). Experimental evaluation of earthquake resistant post-tensioned steel connections, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 128, No. 7, p. 850-859.
3. Christopoulos, C., Filiatrault, A. and Uang, C.M. (2002a). Self-centering post-tensioned energy dissipating (PTED) steel frames for seismic regions, *University of California*, Report No. SSRP-2002/06.
4. Christopoulos, C. and Filiatrault, A. (2002b). Seismic response of post-tensioned energy dissipating moment resisting steel frames, *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering*, London, UK, paper No. 61.
5. Garlock, M., Ricles, J., and Sause, R. (2005). Experimental Studies on Full-Scale Post Tensioned Steel Connections. *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 131, No.3, p. 438-448.
6. Garlock, M., Sause, R. and Ricles, J. (2007). Behavior and Design of Post-tensioned Steel Frames System. *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 133, No. 3, p. 389.
7. Garlock, M., Sause, R. and Ricles, J. (2008). Influence of design parameter on seismic response of post-tensioned steel MRF systems. *Engineering Structures*, Vol. 30, p.1037-1047.
8. Rojas, P., Ricles, J.M. and Sause, R. (2005). Seismic Performance of Post-tensioned Steel Moment Resisting Frames with Friction Devices. *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 131, No. 4, p. 529-540.
9. Chou C-C, Chen JH. (2010). Column restraint in post-tensioned self-centering moment frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 39, No. 7, p. 751–774.
10. Chou C-C, Chen JH. (2010). Tests and analyses of a full-scale post-tensioned RCS frame subassembly. *Journal Constructional Steel Research*, Vol.66, No.11, p. 1354–1365.
11. Chou C-C, Chen J-H. (2011). Seismic design and shake table test of a steel post-tensioned self-centering moment frame with a slab accommodating frame expansion. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 40, p. 1241-1261.
12. Chou C-C, Chen JH. (2011). Analytical model validation and influence of column bases for seismic responses of steel post-tensioned self-centering MRF system. *Engineering Structures*, Vol.33, p. 2628–2643.

13. Bojórquez, E. and Ruiz, S.E. (2004). Strength reduction factors for the valley of Mexico taking into account low cycle fatigue effects, *13<sup>o</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, paper 516, Vancouver Canada (CD-ROM).
14. Terán -Gilmore, A. and Jirsa, J.O. (2007). Energy demands for seismic design against low-cycle fatigue, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 36, p. 383-404.
15. Bojórquez, E., Reyes-Salazar, A., Terán-Gilmore, A., and Ruiz, S.E.(2010)Energy-based damage index for steel structures. *Steel and Composite Structures*; Vol. 10, No. 4, p. 343-360.
16. Bojórquez, E., Terán-Gilmore, A., Ruiz, S.E. and Reyes-Salazar, A. (2011). Evaluation of structural reliability of steel frames: inter-story drifts versus plastic hysteretic energy. *Earthquake Spectra*, Vol. 27, No. 3, p. 661-682.
17. MacRae, G.A. and Kawashima, K. (1997). Post-earthquake residual displacements of bilinear oscillators. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 26, p. 701-716.
18. Christopoulos, C., Pampanin, S. and Priestley, M.J.N. (2003). Performance-based seismic response of frame structures including residual deformations. Part I: Single-degree of freedom systems. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 7, No. 1, p. 97-118.
19. Ruiz-García, J. and Miranda, A. (2006). Residual displacement ratios for assessment of existing structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 35, p. 315-336.
20. Pampanin, S., Christopoulos, C. and Priestley, M.J.N. (2003). Performance-based seismic response of frame structures including residual deformations. Part II: Multi-degree of freedom systems. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 7, No. 1, p. 119-147.
21. McCormick, J., Aburano, H., Ikenaga, M. and Nakashima, M. (2008). Permissible residual deformation levels for building structures considering both safety and human elements. *14th Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China, 12-17 October.
22. Bojórquez, E. and Ruiz-García. (2012). Residual Drift Demands in Moment-Resisting Steel Frames Subjected to Narrow-Band Earthquake Ground Motions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Under Review.
23. Mexico City Building Code (2004). Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (In Spanish)
24. Shen, J., and Astaneh-Asl, A. (1999). Hysteretic behavior of bolted angle connections. *J. Constr. Steel Res.*, Vol 51, p. 201–218.

25. Richard, R.M., and Abbott, B.J. (1975). Versatile Elastic Plastic Stress-Strain Formula, *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 101, No. 4, p. 511-515.
26. Carr, A. (2011). RUAUMOKO Inelastic Dynamic Analysis Program, *University of Canterbury, Department of Civil Engineering*.
27. Trifunac, M.D. and Brady, A.G. (1975). A study of the duration of strong earthquake ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*; Vol. 65, No. 3, p. 581-626.
28. Bojórquez, E., Iervolino, I. and Manfredi, G. (2008). Evaluating a new proxy for spectral shape to be used as an intensity measure. *2008 Seismic Engineering International Conference commemorating the 1908 Messina and Reggio Calabria Earthquake, MERCEA'08*.
29. Bojórquez, E. and Iervolino, I. (2011). Spectral shape proxies and nonlinear structural response. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 31, No. 7, p. 996-1008
30. Bojórquez, E., Iervolino, I., Reyes-Salazar, A. and Ruiz, S.E. (2012). Comparing vector-valued intensity measures for fragility analysis of steel frames in the case of narrow-band ground motions. *Engineering Structures*, Vol. 45, p. 472-480
31. Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. (2002b). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, No. 3, p. 491–514.
32. Montiel, M. A. and Ruiz, S. E. (2007). Influence of structural capacity uncertainty on seismic reliability of buildings under narrow-band motions, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 36, p.1915–1934

## APENDICE C

# Demands and distribution of hysteretic energy in moment resistant self-centering steel frames

A. López Barraza<sup>\*,1</sup>, S. E. Ruiz<sup>1,a</sup>, A. Reyes Salazar<sup>2,b</sup>, E. Bojórquez<sup>2,c</sup>

<sup>1</sup>*Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México City, México*

<sup>2</sup>*Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Sinaloa, Culiacán, Sinaloa, México*

**Abstract.** Post-tensioned (PT) steel moment resisting frames (MRFs) with semi-rigid connection (SRC) are a viable alternative to be used for earthquake resistant steel buildings. Their capacity of self-centering and ability to dissipate energy concentrating the damage on elements easily replaceable make them attractive for structures in seismic prone areas. Moreover, steel MRFs with PT connections can be used for the control of hysteretic energy demands and to reduce the maximum inter-story drift ( $\gamma$ ). In this study the seismic behavior of steel MRFs with PT connections is estimated by incremental nonlinear dynamic analysis in terms of dissipated hysteretic energy ( $E_H$ ) demands. For this aim, five PT steel MRFs are subjected to 30 long duration earthquake ground motions recorded on soft soil sites of Mexico City. To better assess the energy dissipated in the frames with PT connections, a new expression is proposed for the hysteretic behavior of SRC validated by experimental tests. The performance was estimated not only using the global  $E_H$  demands in the steel frames; further, the distribution and demands of hysteretic energy in beams, columns and connections were assessed at different demands of  $\gamma$ . The results show that  $E_H$  varies with  $\gamma$ , and that most of  $E_H$  is dissipated by the connections. It is observed in all the cases a log-normal distribution of  $E_H$  through the building height. The largest demand of  $E_H$  occurs between 0.25 and 0.5 of the height. Finally, an equation is proposed to calculate the distribution of  $E_H$  in terms of the normalized height of the stories ( $h/H$ ) and the inter-story drift.

**Keyword:** steel frames, self-centering, semi-rigid connections, hysteretic energy, inter-story drift, time history analysis, log-normal distribution

## 1. Introduction

Post-tensioned steel moment resisting frames are structural systems proposed in recent years as an appropriate alternative to welded connections of moment resisting frames in seismic zones (Ricles *et al.* 2001, 2002, 2010, Christopoulos *et al.* 2002a, 2002b, 2003, Garlock *et al.* 2005, 2007, 2008, Kim *et al.* 2009, Chung *et al.* 2009, Wolski *et al.* 2009, Tong *et al.* 2011). They are designed to prevent brittle fractures in the area of the nodes of steel frames, which can cause severe reduction in their ductility capacity, as occurred in many cases during the 1994 Northridge and the 1995 Kobe earthquakes. Under the action of an intense earthquake motion, beams and columns remain essentially elastic concentrating the damage on the energy dissipating elements, which can be easily replaced



at low cost. Moreover, they provide capacity of energy dissipation and self-centering reducing the residual displacements. It is important to consider the residual displacements on the buildings after a seismic event, as they may require heavy spending on repairs or the total demolition in the case of excessive structural damage. Recent studies of steel frames have shown that the maximum and residual drifts of PT steel MRFs are up to 50% of those of equivalent frames with welded connections (Lopez-Barraza *et al.* 2012).

Although the maximum inter-story drift is one of the main parameters used in seismic design codes to guarantee a satisfactory seismic performance of structures, this parameter does not explicitly consider the effect of cumulative structural damage due to plastic deformation, which can be accounted by means of the dissipated hysteretic energy. The estimation of hysteretic energy demands is especially important for structures subjected to long duration earthquake ground motions such as those occurring in the Valley of Mexico (Terán-Gilmore 2001, Bojórquez and Ruiz 2004). Some researchers have proposed seismic design methodologies that consider the cumulative effect of plastic deformation demands and the effect of the duration on the structural response (Akiyama 1985, Cosenza and Manfredi 1996, Terán-Gilmore 1996, Hancock and Bommer 2006). One way to explicitly consider the accumulated damage is through concepts of seismic energy. Methods based on energy concepts are oriented to provide the system with an energy capacity greater than or equal to the energy demanded by the earthquakes (Uang and Bertero 1990). Seismic design methodologies exclusively based on dissipated hysteretic energy have been recently developed (Akbas *et al.* 2001, Choi and Shen 2001, Choi and Kim 2006, Bojórquez *et al.* 2008, Choi and Kim 2009); and damage indicators based only on  $E_H$  were proposed (Terán and Jirsa 2005, Bojórquez *et al.* 2010), since  $E_H$  is closely related to structural damage. A very important aspect of the hysteretic energy, when it is used as a structural performance parameter is its distribution through the height of the building. Several researchers have proposed some alternatives regarding the way of  $E_H$  is distributed in steel structures but they are exclusively applied to MRFs. For example, Akbas *et al.* (2001) proposed to use a linear distribution of hysteretic energy along the height. Studies conducted by Bojórquez *et al.* (2008) in steel frames with rigid connections, suggested that when the energy dissipated by plastic behavior is concentrated in the beams of a structural framework, a log-normal function represents the form in which the energy is dissipated through the height.

In this paper, the seismic behavior of PT steel MRFs is studied in terms of dissipated energy. The frames are designed so that the demands of  $E_H$  focus on the dissipator elements placed in the connections in the case angles as will be detailed below, while beams and columns remain essentially elastic. However, the demands of  $E_H$  in columns and beams are also estimated. Equations are proposed to calculate the distribution factors for hysteretic energy through height ( $F_{EH}$ ). They depend on the maximum inter-story drift demands. In order to calculate  $E_H$  in the post-tensioned semi-rigid connections, new equations that accurately represent the hysteretic cycles are proposed. These equations were validated by experimental tests carried out by the authors and other developed by Garlock (2005). They are continuous functions that depend only on a few parameters in order to facilitate their use. Knowing the hysteretic energy distribution through the height is an important aspect to propose seismic design procedures of buildings (Bojórquez *et al.* 2008).

## 2. Structural models

## 2.1 Self-centering steel frames

The hysteretic energy distribution along the height is characterized by a factor which is obtained from the analysis of five post-tensioned steel frames. The semi-rigid connection is achieved by connecting the flanges of tension and compression beam to the column by bolted angles (TS, top and seat connection); these angles dissipate energy through hysteretic behavior in the connection. To design the five steel MRFs with PT connections, a procedure proposed by Garlock *et al.* (2007) is used where beams and columns of the frame are designed by considering the connections as rigid. Later, connections and post-tensioning elements are designed to meet service and resistance requirements. The frames were designed according to the seismic regulations of the Mexican City Building Code (MCBC 2004). The structures, which are used as office occupancy buildings, are supposed to be located on the soft soils of Mexico City. They are 4-, 6-, 8-, 10- and 14- story buildings having 3 bays, hereafter identified as F4PT, F6PT, F8PT, F10PT and F14PT, respectively. Their fundamental periods ( $T_1$ ) are 0.89, 1.03, 1.25, 1.37 and 2.10s respectively. The dimensions of the structural frames are given in Fig. 1. The beams and columns are W sections of A36 steel. A bilinear model with 3% of post-yield stiffness and 3% of critical damping is considered for the analyses. In the design of the connections steel grade 50 was used for angles, and steel A490 for the screws, which have a diameter of 25 mm. The length of the angles was taken equal to the width of the flange of the beams ( $b_f$ ). Different angle sizes were tested. In the end, 152x16 mm angles were used in the connection of F4PT model while 152x13 angles were used in the remaining frames. To prevent collapse and local buckling of the flanges, reinforcing plates with a thickness of 25 mm, width equal to  $b_f$  and a length 1000 mm were placed by welding at the ends of the beams. Post-tensioned cables consist of seven wires with an area of 150 mm<sup>2</sup> and withstanding a load of 279 kN; they are parallel to the axis of the beam passing through the interior columns and fixed to the outer face of the columns at the ends of the frame. Fig. 2 shows a typical assembly in which the tensioned elements and the energy-dissipating elements for the case of screwed angles can be identify.

## 2.2 Hysteretic model for post-tensioned connections

The seismic behavior of post-tensioned connections is usually expressed in terms of  $M-\theta_r$  (moment-relative rotations) curves. Experimental tests with assemblies of beams and columns connected by post-tensioned screwed angles show that the  $M-\theta_r$  curves present a nonlinear behavior resembling a flag (Ricles *et al.* 2002, Garlock *et al.* 2005, Pirmoz and Danesh 2009, Kim *et al.* 2010), which characterizes the non-linearity, the self-centering capability and the capacity of energy dissipation. Experimental tests with isolated angles, subjected to cyclic and monotonic loads conducted by Shen and Astaneh-Asl (1999) showed a stable cyclic response and good capability of hysteretic energy dissipation. Ultimate strength exceeded 3 times the yield strength and ductility reached values between 8 and 10. The above observations were confirmed in a series of experiments with angles developed by the authors. 152x13 and 152x10 angles with gages ( $g_a$ ) of 80, 90, 100 and 108 mm were tested for monotonic and cyclic loading for ductility demands of 3, 6, 12 and 18. It was observed that the number of cycles to failure depends on the ductility demand and that there is a specific ductility demand value for which the hysteretic energy dissipation capacity of the angles is maximum; for the cases under consideration this ductility demand

is 6. Fig. 3 shows the results for the particular case of 152x10 angles with  $g_a = 100$  mm. It can be seen that the monotonic curve is the envelope of the curves of the hysteretic cycles. Moreover, for a given value of ductility demand, the hysteresis loops present a stable behavior.

Fig. 4 shows the main elements that are part of a post-tensioned connection including their deformation. The strength and stiffness for bending of the post-tensioned connection come from the contribution of the angles of the TS connection and those provided by the post-tensioned cables. Wires and angles work as springs in parallel. Post-tensioned wires exhibit linear behavior, while connecting angles behave non-linearly since the beginning of the deformation. There are numerous experimental and analytical studies of TS connections with bolted angles to model the angle participation. Bi-linear, polynomial and exponential functions have been proposed to characterize the  $M-\theta_r$  curve (Richard and Abbott 1975, El-Salti 1992). In order to numerically evaluate the  $E_H$  dissipated in a connection with acceptable precision, it is very important to have equations that represent with good approximation the  $M-\theta_r$  curve for loading and unloading cycles of semi-rigid post-tensioned connections. Two exponential functions are presented in this paper. The first function, given by Eq. (1), corresponds to the initial loading cycle; two types of variables are observed: 1) variables depending only on geometric and physical properties of angles, such as initial ( $k$ ) and post-yield ( $k_p$ ) stiffness, the reference moment ( $M_o$ ) and  $N$  that defines the curvature in the transition between the linear and plastic behavior and 2) variables depending on the number and type of tendons such as the rigidity of the post-tensioned tendons ( $k_{\theta S}$ ) and, the bending moment associated to the opening of the connection (named decompression moment,  $M_d$ ) which is a function of the resulting initial tension in the tendons. The second function, given by Eq. (2), defines the unloading and reloading process in the connection;  $M_a$  and  $\theta_a$  are the maximum values reached in each cycle, the parameter  $\varphi$  defines the magnitude of the closing moment of the connection ( $M_c$ ), which must be greater than zero in order to insure complete closure of the connection after getting complete unloading; moreover, this parameter largely defines the  $E_H$  dissipation capacity of the connection (enclosed area). The interpretation of some of the parameters described above is shown in Fig. 5a.

The accuracy of the proposed equations is compared with experimental results. Fig. 5a shows several complete cycles of loading and unloading obtained from Eqs. (1) and (2), together with experimental results obtained in this study. Equivalent graphs are shown in Fig. 5b together with experimental results of the 36s-20-P specimen published by Garlock *et al.* (2005).

$$M = M_d + \frac{(k - k_p)\theta_r}{\left[1 + \left|\frac{(k - k_p)\theta_r}{M_o}\right|^N\right]^{\frac{1}{N}}} + (k_p + k_{\theta S})\theta_r \quad (1)$$

$$M = M_a - \frac{(k - k_p)(\theta_a - \theta_r)}{\left[ 1 + \left| \frac{(k - k_p)(\theta_a - \theta_r)}{\varphi M_o} \right|^N \right]^{\frac{1}{N}}} - (k_p + k_{\theta S})(\theta_a - \theta_r) \quad (2)$$

### 3. Seismic ground motions

The structural models described above were subjected to 30 narrow-band long duration ground motions. The narrow-band earthquakes particularly affect structures within a short interval of periods (especially those suffering of softening or with structural periods close to the period of the soil). In fact, these records demand large amounts of energy to structures compared to broad-band records (Terán and Jirsa 2007). The ground motions were recorded in sites where the period of the soil was close to two seconds and the more severe damage on structures was observed, during the Mexico City Earthquake of September 19, 1985. Table 1 shows the magnitude, acceleration, velocity and duration of each of the seismic records considered. Note that the duration was computed according with Trifunac and Brady (1975).

### 4. Hysteretic energy distribution in the frames

One of the requirements in the design of steel MRFs with PT connections is to concentrate plastic deformations in the angles of the connections while beams and columns remain essentially elastic under strong earthquakes, in such a way that the angles can be easily replaced in the case of excessive structural damage. To determine the  $E_H$ , incremental dynamic analysis is performed for each frame subjected to a set of 30 seismic records scaled at different values of seismic intensity in terms of spectral acceleration at fundamental period of vibration of the structure  $Sa(T_1)$ . The seismic intensity varies from 0.1g to 3.0g with increments of 0.1g. RUAUMOKO program (Carr 2011) was used for non-linear, step-by-step dynamic analysis. To show how the demands of  $\gamma$  and  $E_H$  are distributed, the F10PT model is subjected to the earthquake ground motion 1 scaled to  $Sa(T_1)=1.3g$ , the maximum inter-story drift demands are shown in Fig. 6, the maximum value is 0.030 and occurs at 4th floor. Fig. 7a shows the  $E_H$  dissipated by the structural elements; the connections dissipate 57.8% and the columns 42.2%. The beams do not dissipate energy, implying that there is no plastic deformation on them. Fig. 7b shows the  $E_H$  dissipated by the columns for each inter-story; it is observed that the base columns are the only ones that dissipate energy, the reason for this is that the supports of these columns are fixed, resulting in the formation of plastic hinges in that location even for moderate seismic demands. The connections dissipate energy on every floor, being larger on Floors 3, 4 and 5, as shown in Fig. 7c. A similar distribution is observed for  $\gamma$  (Fig. 6) and for  $E_H$  (Fig. 7c).

The  $E_H$  is now estimated for a target value of  $\gamma$ . For each PT frame model, subjected to all earthquakes, scaled to different levels of seismic intensity, the values of  $\gamma$  and the corresponding value of  $Sa(T_1)$  are plotted and the median

of maximum inter-story drift ( $\bar{\gamma}$ ) is calculated. This curve gives the required value of  $Sa(T_1)$  to produce the target value of median maximum inter-story drift; that is, the relationship between seismic intensity and the median value of the maximum inter-story drift is obtained. Fig. 8 shows the results for the F10PT model, discrete values of  $\gamma$  are obtained for the thirty earthquakes scaled to  $Sa(T_1)$  varying from 0.1 to 3.0g. The solid line represents  $\bar{\gamma}$ , from which it is possible to read the values of  $Sa(T_1)$  for specific values of  $\bar{\gamma}$ . Table 2 shows the magnitudes of  $Sa(T_1)$  for four values of  $\bar{\gamma}$  for all models; it can be seen that for a given  $\bar{\gamma}$ , the seismic intensity magnitude increases as the height of the building increases. Note that values of  $Sa(T_1)$  are not reported for the F14PT model for  $\bar{\gamma}=0.03$  and 0.05 because the probability of having values greater than 3g is small.

Table 3 contains the  $E_H$  dissipated by the columns, beams and connections corresponding to different demands of maximum drift. The results are presented for the average values of  $E_H$ , in percentage, demanded by the 30 earthquakes scaled to the same seismic intensity normalized with respect to the total  $E_H$ . The participation of the beams is very small, implying that the connections and the columns mostly dissipate the energy. It is observed that the participation of connections increases and the participation of the columns decreases as the number of levels increases.

Fig. 9 shows the average dissipated  $E_H$  in the F10PT model for a maximum inter-story drift demand of 0.03 (earthquakes escalated to  $Sa(T_1)=1.8g$ ). It is observed that 59.6% of the total  $E_H$  is dissipated by connections, 40.2% by columns and only 0.2% by beams. Fig. 10 shows how the demands of  $E_H$  are distributed in columns, beams and connections for each level. The total energy dissipated by the columns is concentrated in the first story, because the columns are fixed supports in the base, as previously explained. The distribution of  $E_H$  in the beams is negligible. The connections dissipate energy on every floor, being larger on Floors 3, 4 and 5 and smaller on Floors 9 and 10. In this case, a lognormal distribution of  $E_H$  through the height is appropriate. Similar results were observed for the other models, where it was also observed that the participation of the connections in dissipating hysteretic energy increases when the number of stories increases; this is expected since the number of connections increases while the number of columns that dissipate energy remain the same (at the base).

## 5. Hysteretic energy distribution factors ( $F_{EH}$ )

The distribution of hysteretic energy demands in the structures is an important aspect that needs to be considered in seismic design methodologies based on this parameter. Since  $\gamma$  is the parameter commonly used to achieve satisfactory seismic performance, it is desirable to have an expression for estimating hysteretic energy demands and its distribution along the height as a function of  $\gamma$ . In order to obtain the distribution of hysteretic energy through height, the structures were subjected to all the seismic records under consideration which are scaled until a specific value of the median maximum inter-story drift is obtained. The procedure for estimating the  $F_{EH}$  is as follows:

Step 1. Incremental dynamic analysis of the steel frame is carried out using all the seismic records scaled to different levels of seismic intensity in terms of  $Sa(T_1)$ .

Step 2. The median maximum inter-story drift ( $\bar{\gamma}$ ) is plotted and the required value of  $Sa(T_I)$  that produces the target value of maximum inter-story drift is obtained.

Step 3. The hysteretic energy distribution is obtained for values of specific seismic intensity for each seismic record; then the average hysteretic energy on each floor is calculated. Hysteretic energy distribution factors  $F_{EH}$  are obtained by dividing the average hysteretic energy of each floor and the average hysteretic energy of the floor undergoing the largest energy demand.

Fig. 11 shows the  $F_{EH}$  values for each floor at several levels of inter-story drift demands of the F6PT and F10PT models;  $h/H$  is the height of each floor normalized by the total height of the structure ( $H$ ) relative to the ground level. It is observed that the distribution of  $E_H$  through height is essentially log-normal for different levels of inter-story drift demand, the same occurs for the F4PT, F8PT and F14PT models. It is observed also that an increment in the inter-story drift causes a greater participation of the upper floors in plastic energy dissipation.

## 6. Equation for the estimation of $F_{EH}$

From the results obtained from the analyses of the post-tensioned steel regular frames, it is observed for all cases that the distribution of dissipated hysteretic energy along the height can be represented in a reasonable manner by a log-normal distribution. Eq. (3) is proposed to estimate  $F_{EH}$  as a function of building height and the maximum demand of inter-story drift.

$$F_{EH} = \frac{1}{f_1\left(\frac{h}{H}\right)} \exp \left\{ -\frac{1}{2} \left[ \frac{\ln\left(\frac{h}{H}\right) - \ln(f_2(\gamma))}{f_3(\gamma)} \right]^2 \right\} \quad (3)$$

In equation 3, the parameters  $f_1(\gamma)$ ,  $f_2(\gamma)$  and  $f_3(\gamma)$  are a function of the maximum inter-story drift demand, and are obtained from regression analysis of  $F_{EH}$  calculated for all the frames analyzed and their respective levels of inter-story drift demand.

Eqs. (4), (5) and (6), obtained from regression analysis of  $F_{EH}$  for all the frames, define the parameters of Eq. (3).

$$f_1(\gamma) = 5.343 \gamma + 2.433 \quad (4)$$

$$f_2(\gamma) = 1.380 \gamma + 0.388 \quad (5)$$

$$f_3(\gamma) = 8.374 \gamma + 3.316 \quad (6)$$

Eq. (3) is plotted with solid lines in Fig. 12, together with the discrete values of  $F_{EH}$  obtained for maximum drifts of 0.015, 0.020, 0.030 and 0.050 for all frames. It is observed

that the number of levels or structural period of vibration of the frames does not affect the shape of the distribution of  $E_H$  through height; note also that the largest energy demands are obtained for  $0.25 \leq h/H \leq 0.5$ . Fig. 12 suggests that the calculated values of  $F_{EH}$  with the proposed equation can be obtained with good accuracy, although it is slightly overestimated for the upper floors. Table 5 shows the  $F_{EH}$  values calculated with Eq. (3) for different demands of inter-story drift; it can be seen that the peak demand of  $E_H$  is given for  $h/H = 0.3$  for all values of  $\gamma$ . It is also observed that the  $F_{EH}$  values increase at other levels of the frames as the values of  $\gamma$  increase. Eq. (3), together with the values given by Eqs. (4), (5) and (6), is fitted with good accuracy to the distribution of  $E_H$  obtained from the step-by-step nonlinear dynamic analysis, indicating that the expression can reasonably be used to estimate the energy distribution through the height of regular PT steel moment resisting frames.

## 7. Conclusions

The capacity of self-centering and ability to dissipate energy of post-tensioned moment resisting steel frames make them a viable alternative for steel buildings in earthquake zones. The concentrations of damage on elements, which can be easily replaceable, make them attractive for structures in seismic prone-areas. Because the maximum inter-story drift ( $\gamma$ ) is one of the main parameters used in seismic design codes to ensure a satisfactory seismic performance of structures, but this parameter does not explicitly contemplate the effect of accumulated structural damage caused by plastic deformation. In this paper, the seismic behavior of post-tensioned moment resisting steel frames is studied in terms of dissipated hysteretic energy, due to the ability of this parameter to incorporate cumulative damage. Five steel frames were subjected to 30 ground motion records of soft soil sites.

Firstly, an expression is proposed to estimate energy dissipated by hysteretic behavior of post-tensioned semi-rigid connections. The equation, which models the hysteretic cycles of this type of connections, exhibits an excellent accuracy when compared with experimental results.

The distribution and demands of hysteretic energy ( $E_H$ ) in beams, columns and connections were determined for different demands of  $\gamma$ . It is observed that  $E_H$  varies with  $\gamma$ , and that, except for the columns at the base,  $E_H$  is dissipated by plastic deformation of the angles in the connection; the other structural components remain elastic even for large demands of the inter-story drift. It is observed in all cases a log-normal distribution of  $E_H$  with height. The greatest demand of  $E_H$  occurs between 0.25 and 0.5 of height. The tallest buildings exhibit a smoother variation of  $E_H$  through height for all inter-story drift levels. This distribution does not depend on the fundamental periods of the models. In the case of the upper floors, the hysteretic energy demands tend to increase as the maximum inter-story drift increases. Based on these results, an equation is proposed to calculate the hysteretic energy distribution factors ( $F_{EH}$ ) in terms of the relative height of the stories ( $h/H$ ) and  $\gamma$ . The proposed equation can be used to accurately estimate the distribution of  $E_H$  demands in post-tensioned moment resisting steel frames.

## Acknowledgments

This study was supported by Secretaría de Educación Pública (PROMEP/103.5/10/5408), Universidad Nacional Autónoma de México (DGAPA-UNAM under project IN-107011), and by Universidad Autónoma de Sinaloa (under grant PROFAPI/2011/142). Any opinions, findings, conclusions, or recommendations expressed in this publication are those of the authors and do not necessarily reflect the views of the sponsors.

## References

- Akbas, B., Shen, J. and Hao, H. (2001). “Energy approach in performance-based design of steel moment resisting frames for basic safety objective”, *The Structural Design of Tall Buildings*, **10**, 193-217.
- Akiyama, H. (1985). “Earthquake-Resistant Limit-State Design for Buildings”, *University of Tokyo Press*, Tokyo.
- Arias, A. (1970), “A measure of earthquake intensity”, *Seismic Design for Nuclear Power Plants*, Eds. Hansen, R.J., MIT Press, Cambridge, MA, 438-483.
- Bojórquez, E. and Ruiz, S. E. (2004). “Strength reduction factors for the valley of Mexico taking into account low cycle fatigue effects”, *13<sup>o</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, paper 516, Vancouver, Canada 2004 (CD-ROM).
- Bojórquez, E. and Rivera, J.L. (2008), “Effects of degrading models for ductility and dissipated hysteretic energy in uniform annual failure rate spectra”, *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China .
- Bojórquez, E., Ruiz S. E. and Terán-Gilmore A. (2008). “Reliability-based evaluation of steel structures using energy concepts”, *Engineering Structures*. **30**(6), 1745-1759.
- Bojórquez, E., Reyes-Salazar A., Terán-Gilmore A. and Ruiz S.E. (2010), “Energy-based damage index for steel structures”, *Journal Steel and Composite Structures*. **10**(4), 343-360.
- Carr A. (2011) “RUAUMOKO” *Inelastic Dynamic Analysis Program*, University of Canterbury, Department of Civil Engineering.
- Choi, B. J. and Shen, J. H. (2001). “The establishing of performance level thresholds for steel moment-resisting frame using an energy approach”, *Estruct. Design Tall Build*, **10**, 53-67.
- Choi, H. and Kim, J. (2006). “Energy-based seismic design of buckling-restrained braced frames using hysteretic energy spectrum”, *Engineering Structures*, **28**, 304-311.
- Choi, H. and Kim, J. (2009). “Evaluation of seismic energy demand and its application on design of buckling-restrained braced frames”, *Structural Engineering and Mechanics*, **31**, 93-112.
- Christopoulos, C., Filiatrault, A. and Uang, C.M. (2002a). “Self-centering post-tensioned energy dissipating (PTED) steel frames for seismic regions”, University of California, Report No. SSRP-2002/06.
- Christopoulos, C. and Filiatrault, A. (2002b). “Seismic response of posttensioned energy dissipating moment resisting steel frames”, *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering*, London, UK, paper No. 61.



- Christopoulos, C., Filiatrault, A., and Uang, C.-M. (2003). "Seismic demands on post-tensioned energy dissipating moment-resisting steel frames." *Proc., Steel Structures in Seismic Areas (STESSA)*, Naples, Italy.
- Chung, C. C., Tsai, K.C. and Yang, W.C. (2009). "Self-centering steel connection with steel bars and a discontinuous composite slab", *Earthquake Engng Struc. Dyn.*, **38**, 403-422.
- Cosenza E, Manfredi G. (1996), "Seismic design based on low cycle fatigue criteria".XI World Conference on Earthquake Engineering (CD), paper 1141, Acapulco, México.
- El-Salti Maher Kh. (1992), "Design of Frames with Partially Restrained Connections" PhD dissertation, The University of Arizona
- Garlock, M, Ricles, J., and Sause, R. (2005) "Experimental Studies on Full-Scale Post Tensioned Steel Connections", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **131**(3), 438-448.
- Garlock, M, Sause, R. and Ricles, J., (2007). "Behavior and Design of Posttensioned Steel Frames System" *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **133**(3), 389-399.
- Garlock, M, Sause, R. and Ricles, J., (2008). "Influence of design parameter on seismic response of post-tensioned steel MRF systems ", *Engineering Structures*, **30**, 1037-1047.
- Hancock, J., and J. J. Bommer, (2006). A state-of-knowledge review of the influence of strong-motion duration on structural damage, *Earthquake Spectra*, **22**, 827-845.
- Kim, H.J and Christopoulos, C., (2009). "Seismic design procedure and seismic response of post-tensioned self-centering steel frames" *Earthquake Engng Struc. Dyn.*, **38**, 355-376.
- Kim, H.J., Ghaboussi, J. and Elnashai A.S., (2010). "Mechanical and informational modeling of steel beam-to-column connections" *Engineering Structures*, **32**, 449-458.
- López-Barraza A., Ruiz S.E., Bojórquez E., Reyes-Salazar A.,(2012). "Seismic performance of steel frames with post-tensioned connections", *15 World Conference on Earthquake Engineering*.
- Pirmoz, A. and Danesh, F., (2009). "The seat angle role on moment-rotation response of bolted angle connection" *Electronic of Structural Engineering*, **9**, 73-79.
- MCBC, (2004). "Reglamento de Construcciones del Distrito Federal". (In spanish)
- Reyes-Salazar A. and Haldar, A (2001). "Seismic Response and Energy Dissipation in Partially Restrained and Fully Restrained Steel Frames: an Analytical Study, *Steel and Composite Structures an International Journal*, **1**(4), 459-480.
- Richard, R.M. and Abbott, B.J. (1975). "Versatile elastic-plastic stress-strain formula", *J. Eng. Mech. Div.*, **101**(4), 511-515.
- Ricles, J.M., Sause, R., Garlock, M.M. and Zhao, C. (2001). "Posttensioned seismic-resistant connections for steel frames", *ASCE Journal of Structural Engineering*, **127**(2), 113-121.
- Ricles, J.M., Sause, R., Peng, S.W. and Lu, L.W. (2002). "Experimental evaluation of earthquake resistant posttensioned steel connections", *ASCE Journal of Structural Engineering*, **128**(7), 850-859.
- Ricles, J.M., Sause, R., Lin, Y. C. and Seo, C. Y. (2010). "Self-Centering Moment Connections for Damage-Free Seismic Response of steel MRFs", *2010 structures congress ASCE*, 955-966
- Shen, J., and Astaneh-Asl, A. (1999). "Hysteretic behavior of bolted angle connections." *J. Constr. Steel Res.*, **51**, 201-218.
- Terán-Gilmore A. (1996), "Performance-Based Earthquake-Resistant Design of Framed Buildings Using Energy Concepts". Tesis (PhD in Civil Engineering) University of California, Berkeley.

- Terán-Gilmore, A. (2001). “Consideraciones del uso de la energía plástica en el diseño sísmico”, *Revista de ingeniería Sísmica*, SMIS, **65**, 81-110.
- Terán-Gilmore, A. and Jirsa, J.O. (2005). A damage model for practical seismic design that accounts for low cycle fatigue. *Earthquake Spectra*. **21**(3), 803-832.
- Terán-Gilmore, A. and Jirsa, J.O. (2007), “Energy demands for seismic design against low-cycle fatigue”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **36**, 383-404.
- Tong G., Lianglong S. and Guodong Z. (2011) “Numerical simulation of the seismic behavior of self-centering steel beam-column connections with bottom flange friction devices” *Earthquake engineering and engineering vibration*, **10**, 229-238.
- Trifunac MD, Brady AG. (1975) “A study of the duration of strong earthquake ground motion”, *Bull Seismol Soc Am* ;**65**(3), 581–626.
- Uang C. M. and Bertero, V. V. (1990). “Evaluation of seismic energy in structures”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **19**, 77-89.
- Wolski, M., Ricles, J.M. and Sause R. (2009) “Experimental study of self-centering beam-column connection with bottom flange friction device”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, **135**(5).

## FIGURES AND TABLES

Fig. 1 Schematic structure

Fig. 2 Basic arrangement of a post-tensioned frame connected with bolted angles.

Fig. 3 Monotonic and cyclic response, angle L152x10,  $g_a=100$  mm.

Fig. 4 Connection PT a) Original configuration, b) Deformed configuration

Fig. 5 Comparison of the  $M-\theta r$  curves of Eqs.(1) and (2) with the experimental results.

Fig. 6 Inter-story drift in F10PT under record 1 scaled to  $Sa(T_1)=1.3g$

Fig. 7  $E_H$  in F10PT under record 1 scaled to  $Sa(T_1)=1.3g$

Fig. 8 Median maximum inter-story drift obtained for model F10PT

Fig. 9  $E_H$  dissipated by connections, beams and columns in F10PT for a target median  $\gamma=0.030$

Fig. 10  $E_H$  dissipated in each level of F10PT by columns, beams and connections for a target median  $\gamma = 0.030$

Fig. 11 Distribution of  $F_{EH}$  along the height for different values of  $\gamma$ .

Fig. 12 Comparison of  $F_{EH}$  using Eq. (3) with the result of the numerical analysis for all the models and several values of  $\gamma$ .

Table 1 Ground motion Records

Table 2 Relation between maximum inter-story drift and the seismic intensity

Table 3 Total  $E_H$  dissipated by columns, beams and connections corresponding to various demands of maximum inter-story drift

Table 4  $F_{EH}$  calculated using Eq. (3)

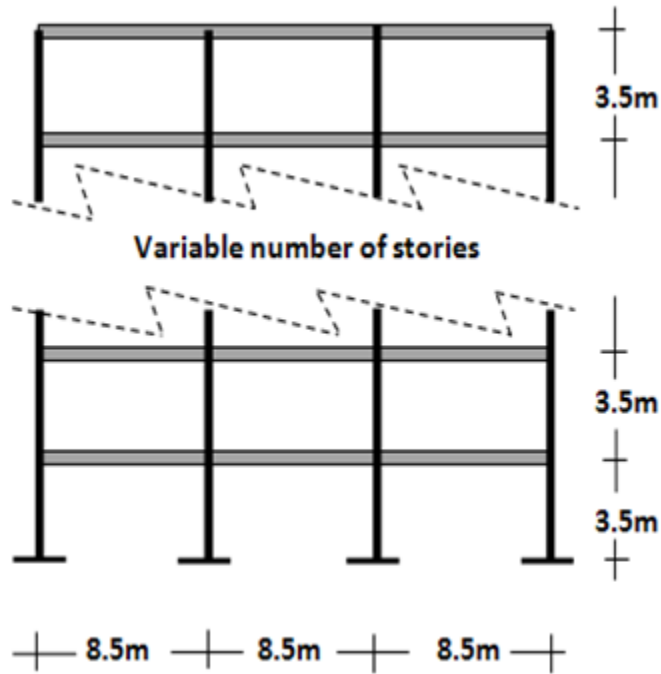


Fig. 1 Schematic structure

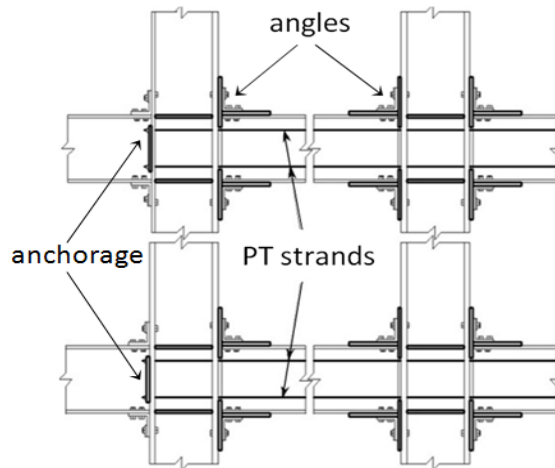


Fig. 2 Basic arrangement of a post-tensioned frame connected with bolted angles.

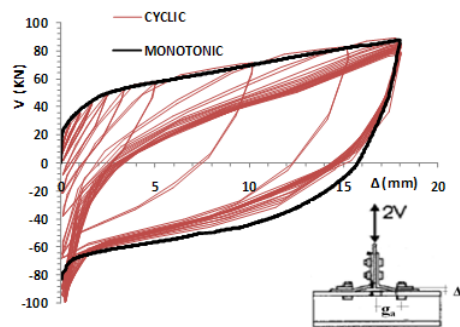


Fig.3 Monotonic and cyclic response, angle L152x10,  $g_a=100$  mm.

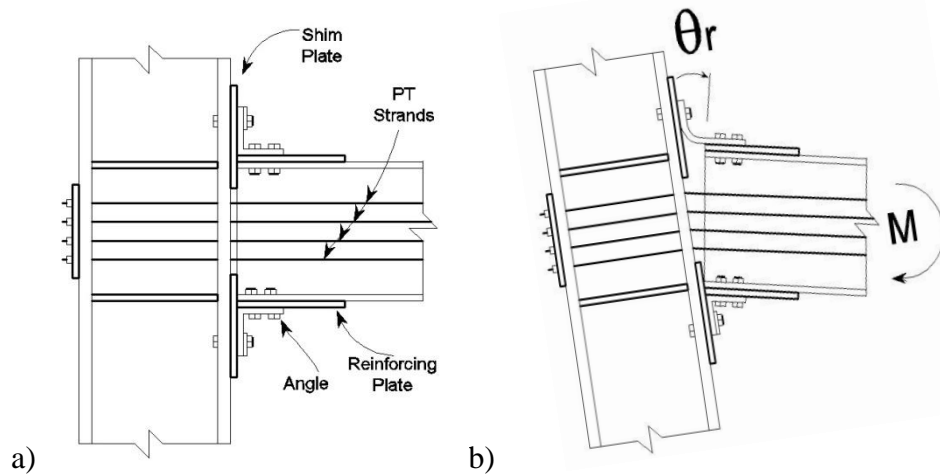
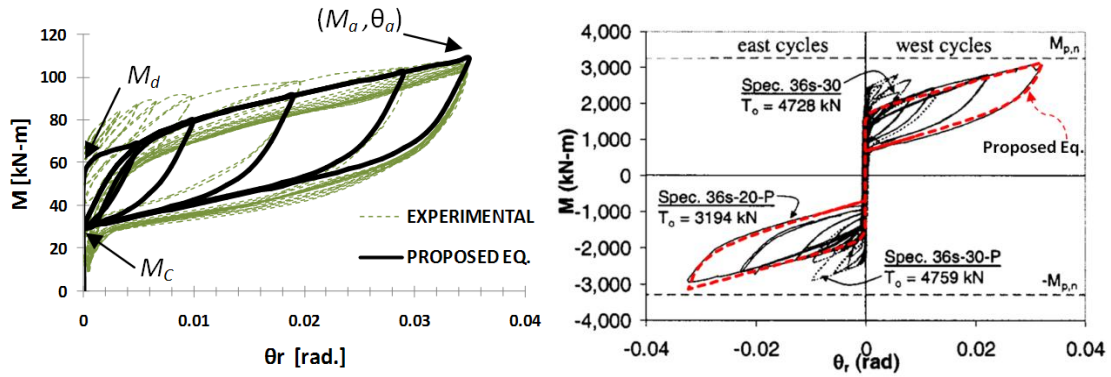


Fig. 4 Connection PT a) Original configuration, b) Deformed configuration



a) Proposed equations and experimental results      b) Proposed equations and Garlock results  
 Fig. 5 Comparison of the  $M-\theta_r$  curves of Eq. (1) and (2) with the experimental results

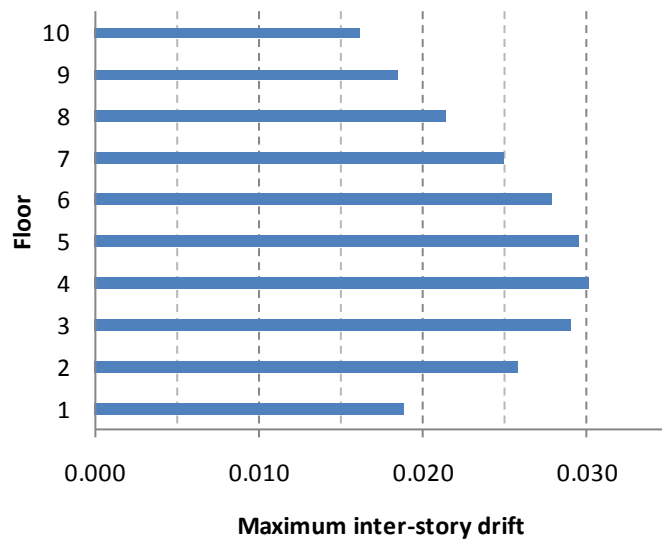


Fig. 6 Inter-story drift in F10PT under record 1 scaled to  $Sa(T_1)=1.3g$

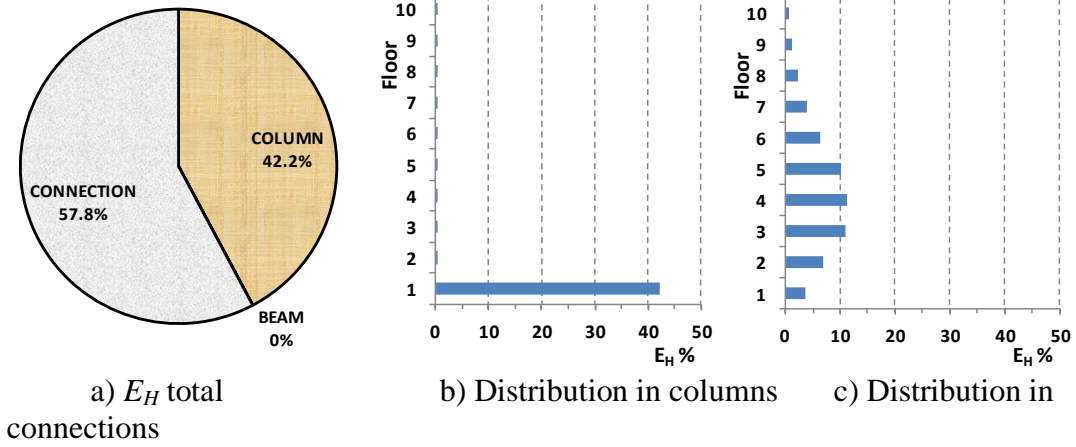


Fig. 7  $E_H$  in F10PT under record 1 scaled to  $Sa(T_1)=1.3g$

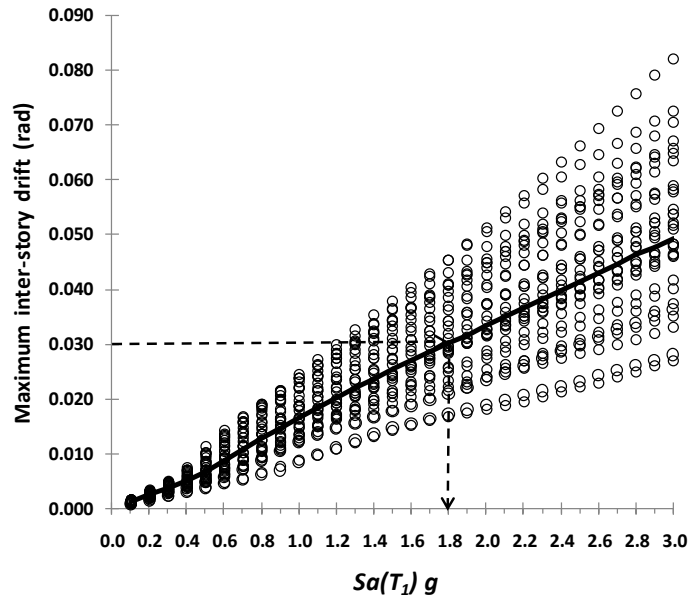


Fig. 8 Median maximum inter-story drift obtained for model F10PT

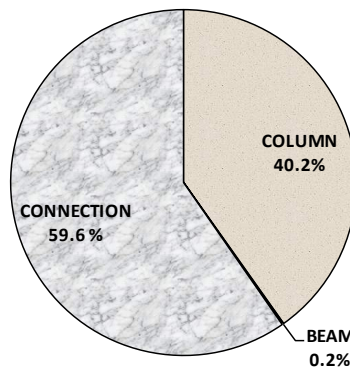
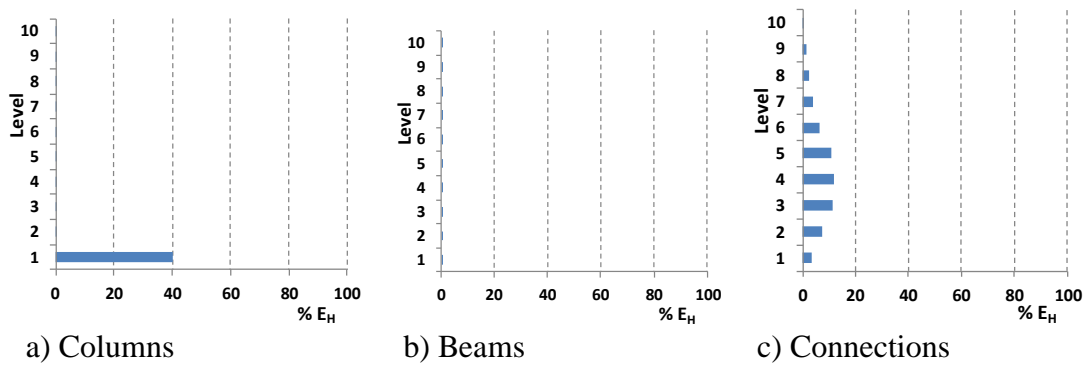
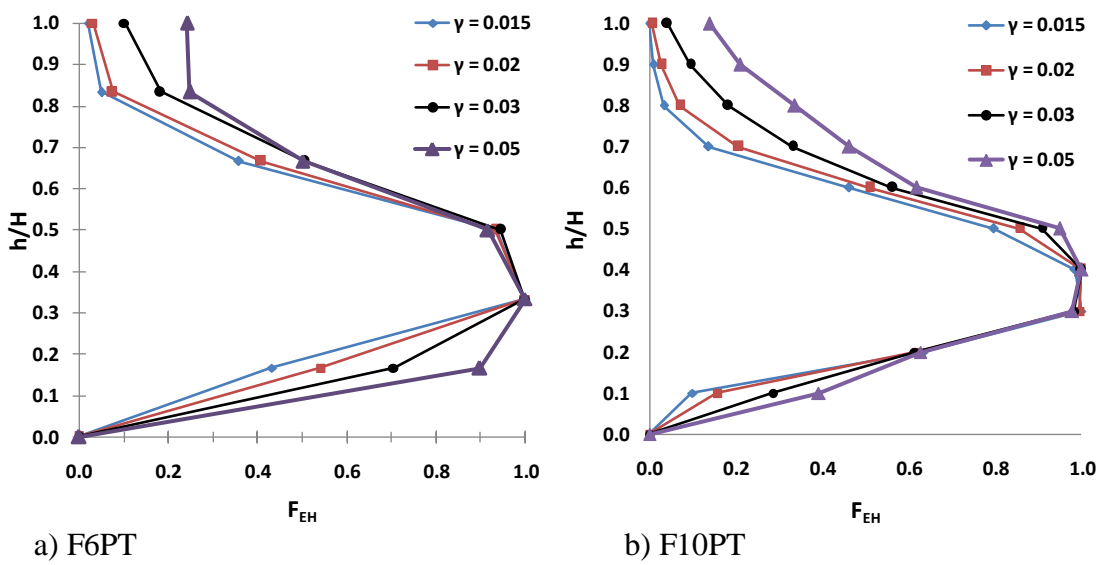


Fig. 9  $E_H$  dissipated by connections, beams and columns in F10PT for a target median  $\gamma=0.030$



a) Columns      b) Beams      c) Connections  
 Fig. 10  $E_H$  dissipated in each level of F10PT by columns, beams and connections for a target median  $\gamma = 0.030$



a) F6PT      b) F10PT  
 Fig. 11 Distribution of  $F_{EH}$  along the height for different values of  $\gamma$ .

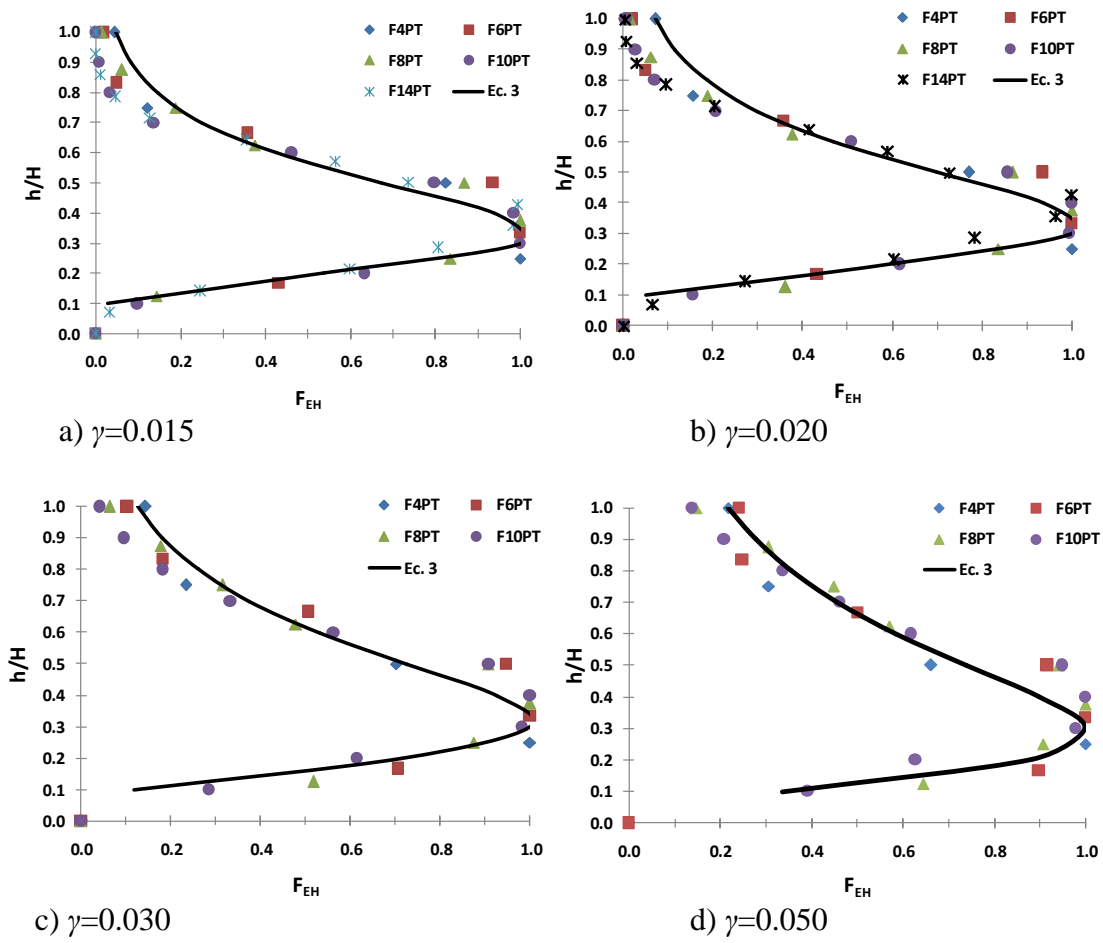


Fig. 12 Comparison of  $F_{EH}$  using Eq. (3) with the result of the numerical analysis for all the models and several values of  $\gamma$ .



Table 1 Ground motion Records

Record	Date	Magnitude	Station	A <sub>ms</sub> (cm/s <sup>2</sup> )	V <sub>ms</sub> (cm/s <sup>2</sup> )	Duration (s)
1	19/09/1985	8.1	SCT	178	59.5	164
2	21/09/1985	7.6	Tlahuac deportivo	48.7	14.6	109
3	25/04/1989	6.9	Alameda	45	15.6	93
4	25/04/1989	6.9	Garibaldi	68	21.5	106
5	25/04/1989	6.9	SCT	44.9	12.8	108
6	25/04/1989	6.9	Sector Popular	45.1	15.3	118
7	25/04/1989	6.9	Tlatelolco TL08	52.9	17.3	92
8	25/04/1989	6.9	Tlatelolco TL55	49.5	17.3	84
9	14/09/1995	7.3	Alameda	39.3	12.2	108
10	14/09/1995	7.3	Garibaldi	39.1	10.6	150
11	14/09/1995	7.3	Liconsá	30.1	9.62	130
12	14/09/1995	7.3	Plutarco Elías Calles	33.5	9.37	97
13	14/09/1995	7.3	Sector Popular	34.3	12.5	157
14	14/09/1995	7.3	Tlatelolco TL08	27.5	7.8	125
15	14/09/1995	7.3	Tlatelolco TL55	27.2	7.4	99
16	09/10/1995	7.5	Cibeles	14.4	4.6	105
17	09/10/1995	7.5	CU Juárez	15.8	5.1	125
18	09/10/1995	7.5	Centro urbano Presidente Juárez	15.7	4.8	106
19	09/10/1995	7.5	Córdoba	24.9	8.6	124
20	09/10/1995	7.5	Liverpool	17.6	6.3	126
21	09/10/1995	7.5	Plutarco Elías Calles	19.2	7.9	171
22	09/10/1995	7.5	Sector Popular	13.7	5.3	141
23	09/10/1995	7.5	Valle Gómez	17.9	7.18	79
24	11/01/1997	6.9	CU Juárez	16.2	5.9	77
25	11/01/1997	6.9	Centro urbano Presidente Juárez	16.3	5.5	122
26	11/01/1997	6.9	García Campillo	18.7	6.9	102
27	11/01/1997	6.9	Plutarco Elías Calles	22.2	8.6	115
28	11/01/1997	6.9	Est. # 10 Roma A	21	7.76	111
29	11/01/1997	6.9	Est. # 11 Roma B	20.4	7.1	123
30	11/01/1997	6.9	Tlatelolco TL08	16	7.2	76

Table 2 Relation between maximum inter-story drift and the seismic intensity

$\bar{\gamma}$	$Sa(T_1)$				
	<i>F4PT</i>	<i>F6PT</i>	<i>F8PT</i>	<i>F10PT</i>	<i>F14PT</i>
0.015	0.7g	0.9g	0.8g	0.9g	2.0g
0.020	0.8g	1.0g	1.0g	1.1g	2.7g
0.030	1.0g	1.3g	1.3g	1.8g	*
0.050	1.4g	1.9g	1.9g	3.0g	*

\* Not calculated, because the probability of having values greater than 3g is small.

Table 3 Total  $E_H$  dissipated by columns, beams and connections corresponding to various demands of maximum inter-story drift

Frame	Drift	$E_H$ %		
		Columns	Beams	Connection
F4PT	$\gamma=0.015$	70.9	0.4	28.7
	$\gamma=0.020$	69.0	3.2	27.8
	$\gamma=0.030$	64.6	8.2	27.2
	$\gamma=0.050$	59.6	13.2	27.3
F6PT	$\gamma=0.015$	53.4	2.1	44.4
	$\gamma=0.020$	54.4	3.2	42.4
	$\gamma=0.030$	53.9	6.3	39.8
	$\gamma=0.050$	50.9	13.4	35.6
F8PT	$\gamma=0.015$	36.7	0.3	63.0
	$\gamma=0.020$	42.9	0.7	56.4
	$\gamma=0.030$	48.0	2.8	49.2
	$\gamma=0.050$	48.2	8.2	45.6
F10PT	$\gamma=0.015$	19.0	0.4	80.6
	$\gamma=0.020$	27.7	0.3	72.0
	$\gamma=0.030$	40.2	0.2	59.6
	$\gamma=0.050$	45.3	2.8	52
F14PT	$\gamma=0.015$	1.0	0.7	98.2
	$\gamma=0.020$	6.6	0.5	92.9
	$\gamma=0.030$	*	*	*
	$\gamma=0.050$	*	*	*

Table 4  $F_{EH}$  calculated using Eq. (3)

h/H	$\gamma = 0.015$	$\gamma = 0.02$	$\gamma = 0.03$	$\gamma = 0.05$
0.1	0.024	0.049	0.135	0.416
0.2	0.517	0.600	0.739	0.939
0.3	1.000	1.000	1.000	1.000
0.4	0.957	0.938	0.909	0.869
0.5	0.691	0.700	0.707	0.702
0.6	0.438	0.470	0.513	0.550
0.7	0.261	0.301	0.361	0.427
0.8	0.151	0.188	0.251	0.331
0.9	0.086	0.117	0.174	0.257
1	0.049	0.072	0.121	0.200