



Ingeniería, investigación y tecnología

ISSN: 1405-7743

Facultad de Ingeniería, UNAM

León-Escobedo, David De; Trueba-Albino, Juan Carlos
Comparación entre 3 tipos alternativos de conexión en un edificio de acero bajo cargas sísmicas
Ingeniería, investigación y tecnología, vol. XXI, núm. 3, 00008, 2020, Julio-Septiembre
Facultad de Ingeniería, UNAM

DOI: <https://doi.org/10.22201/ii.25940732e.2020.21.3.028>

Disponible en: <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=40471792008>

- Cómo citar el artículo
- Número completo
- Más información del artículo
- Página de la revista en [redalyc.org](https://www.redalyc.org)

 redalyc.org

Sistema de Información Científica Redalyc
Red de Revistas Científicas de América Latina y el Caribe, España y Portugal
Proyecto académico sin fines de lucro, desarrollado bajo la iniciativa de acceso
abierto



Comparación entre 3 tipos alternativos de conexión en un edificio de acero bajo cargas sísmicas

Comparison between 3 types of alternative connections for a steel building under seismic load

De León-Escobedo David

Universidad Autónoma del Estado de México

Facultad de Ingeniería

Correo: davideleonescobedo@yahoo.com.mx

<https://orcid.org/0000-0002-3533-8103>

Trueba-Albino Juan Carlos

Universidad Autónoma Metropolitana

Correo: trual91@hotmail.com

<https://orcid.org/0000-0001-6957-2769>

Resumen

Se presenta un procedimiento simplificado basado en simulaciones de Monte Carlo y resultados experimentales previos, el cual compara la efectividad en costo de tres tipos de conexiones alternativas de acero, considerando las incertidumbres en la carga sísmica y resistencias. Dicha efectividad se mide a través de la probabilidad de falla y el costo esperado en el ciclo de vida del edificio. El procedimiento consta de tres etapas: 1) Análisis no lineal de la respuesta máxima, del marco crítico del edificio, ante escenarios predefinidos de aceleraciones sísmicas típicas en la Ciudad de México para identificar la junta crítica y la relación funcional entre la respuesta máxima y las aceleraciones sísmicas; 2) Identificación, mediante análisis de elemento finito, del estado límite crítico de cada conexión en términos de la respuesta máxima y 3) Simulación de Monte Carlo del estado límite de cada conexión para calcular la probabilidad de falla de cada tipo de conexión. Con estas probabilidades de falla se calcula el costo esperado en el ciclo de vida del edificio, para cada tipo de conexión, incluyendo las principales consecuencias de falla. Se observa que las tres conexiones tienen un comportamiento histerético estable y la que tiene cartelas conduce a una menor probabilidad de falla y, aunque su costo es mayor que las otras dos, genera los menores costos esperados en el ciclo de vida, y es recomendable para zonas de alta sismicidad. Las otras dos pueden recomendarse para zonas de baja sismicidad o sismicidad media. Una de las limitaciones del estudio es que solo se consideró un tipo de estructuración y tamaño de planta y elevación, conviene analizar otros tipos estructurales y otros tamaños del edificio. Los diseñadores podrán contar con un ejemplo que les oriente para las condiciones de tipo estructural, demanda sísmica y costos que correspondan a sus casos.

Descriptores: Conexiones de acero, cargas sísmicas, comportamiento histerético, probabilidad de falla, costo esperado en el ciclo de vida.

Abstract

A simplified procedure based on Monte Carlo simulations and previous experimental results, to assess the economic effectiveness of 3 alternative steel connections, considering the uncertainty on the seismic load and resistances, is presented. The effectiveness is assessed through the building failure probability and the expected life-cycle cost. The procedure is based on 3 steps: 1) Nonlinear analyses of the building maximum response, for the critical frame, under predefined scenario typical seismic accelerations in Mexico City in order to identify the critical joint and the resulting functional relationship between maximum response and seismic acceleration, 2) Identification, through Finite Element Analysis, of the critical limit state per connection in terms of the maximum response, and 3) Monte Carlo simulation of the limit state function, per connection, to calculate the failure probability. With the failure probability, the building expected life-cycle cost is calculated, for each connection type, including the main failure consequences. It is observed that the 3 connection types show stable hysteretic behavior and the connection type with brackets produces the lowest failure probability. Therefore, even though this is the most expensive connection, it generates the lowest expected life-cycle cost and it is recommended for sites with high seismicity. The other 2 connection types may be recommended for zones with medium or low seismicity. One of the shortcomings of the study is that it was performed only for a single building and other structural types and sizes must be considered before making general recommendations. Designers may count now with an example that serves as an orientation to their connection type selection according to their conditions on seismic environment and structural type.

Keywords: Steel connections, seismic loading, hysteretic behavior, failure probability, expected life-cycle costs.

INTRODUCCIÓN

En 1994 el temblor de Northridge, California generó inesperadas fallas frágiles en conexiones soldadas de acero y desató un proceso de cuestionamiento y revisión de los estándares y prácticas en el diseño de conexiones de acero ante condiciones sísmicas (Trembley *et al.*, 1996; Bruneau *et al.*, 1998). Este acontecimiento renovó el interés de los investigadores en revisar las hipótesis y generalizaciones que, en la práctica, subyacen en la selección de determinados tipos de conexiones y se publicaron estudios analíticos y experimentales tendientes a dar guías y a recomendar ciertos tipos de conexiones.

Una de las propuestas más estudiadas fue la placa de extremo, en particular, en 1994 se analizaron placas de extremo con comportamiento bilineal y endurecimiento por deformación, así como tornillos con comportamiento trilineal (Bahaari & Sherbourne, 1994). En otras propuestas, se realizaron modificaciones a tipos de conexiones recomendadas antes del temblor de Northridge, como la adición de placas niveladoras (Meng & Murray, 1995). En otra línea de investigación, buscando darle mayor flexibilidad a la conexión, en vez de propiciar grandes esfuerzos, se analizaron con mayor detalle modelos en 3D de tornillos sin placa extremo y considerando deformaciones excesivas (Choi & Chung, 1996). Hasta aquí, ya se sospechaba de un mejor comportamiento por parte de las conexiones semi-rígidas.

Tratando de caracterizar la capacidad de absorción de energía inelástica, se generaron curvas momento-rotación para conexiones de placa de extremo (Bursi & Jaspart, 1998). También, se evaluó la ductilidad y disipación de energía de 22 especímenes de secciones "T" (Nemati *et al.*, 2000).

Explorando la causa de las fallas sucedidas en Northridge, se estudió la fractura frágil de filetes de soldadura bajo un número pequeño de ciclos de carga (Bursi *et al.*, 2002). También, se extendieron los estudios a los análisis paramétricos de curvas momento-rotación para conexiones semi-rígidas, con placa de extremo para varias rigideces iniciales, varias rigideces de endurecimiento por deformación y varios factores de forma (Kishi *et al.*, 2004).

La conexión entre el alma de la columna y una placa atiesadora también fue evaluada para comparar la diferencia entre una conexión rigidizada y una no rigidizada (Guo *et al.*, 2006) y, en cuanto al desarrollo de análisis de vulnerabilidad para estructuras de acero, se propusieron curvas de vulnerabilidad para el marco crítico de edificios con excitaciones registradas en Northridge (Li & Ellingwood, 2008). En el presente estudio se adapta este análisis de vulnerabilidad para obtener la probabi-

lidad de falla de la conexión bajo aceleraciones sísmicas de diseño recomendadas para la Ciudad de México.

Entre los estudios de laboratorio, se han analizado combinaciones de placas de extremo con 8 tornillos y se han comparado los resultados del comportamiento con estudios analíticos considerando propiedades 3D elasto-plásticas, sin endurecimiento por deformación para columnas, vigas y placas de extremo donde el sismo se ha simulado como una carga monotónica (Shi *et al.*, 2006).

Diversas agencias en los Estados Unidos han propuesto conexiones precalificadas, con el ánimo de proporcionar guías básicas para estructuras de acero construidas en los Estados Unidos (AISC, 2010; FEMA, 2000; NEHRP, 2009). Sin embargo, esto no garantiza un comportamiento adecuado ante otros tipos de temblores como los que se presentan en la Ciudad de México, que producen altas amplificaciones de desplazamientos y un alto número de ciclos de disipación de energía, por lo que el presente trabajo pretende aportar en esta dirección.

Se utilizarán también, resultados de trabajos previos para introducir las incertidumbres en cargas y resistencias y para plantear la esperanza del costo en el ciclo de vida (Ang & De León, 2005; De León, 2007; Aguirre & Carvajal, 2010) incluyendo la estimación explícita de consecuencias de falla como, por ejemplo, el costo asociado a fatalidades el cual, más que asignar un valor a la vida humana, sigue la aproximación del capital humano, que calcula la pérdida que sufre la sociedad al dejar de aportar a la misma los ingresos que hubiese obtenido de no fallecer en el colapso del edificio y haber trabajado hasta el momento de su retiro laboral.

La incertidumbre en las respuestas mecánicas derivadas de la demanda sísmica, usualmente medida a través del coeficiente de variación, así como las correspondientes a las capacidades respectivas, se toman de trabajos previos (Rosenblueth, 1986; Hancock, 2001). Las cargas muerta y viva se consideran deterministas.

Para establecer las alternativas de tipos de conexiones y los estados límite asociados a los mismos, se toma como base lo planteado en una investigación previa (De León *et al.*, 2013).

El presente trabajo se basa en una tesis de maestría desarrollada previamente (Trueba, 2017).

MÉTODO PROPUESTO

DESCRIPCIÓN GENERAL

La metodología propuesta se basa en un proceso simplificado de simulación de Monte Carlo que incluye, principalmente:

1. Modelación probabilística de la excitación sísmica por medio del uso de espectros de aceleración recomendados en normas mexicanas para el sitio.
2. Cálculo de la respuesta máxima de la estructura para aceleraciones prescritas, para generar una función que relacione la respuesta máxima con la aceleración prescrita.
3. Simulación de Monte Carlo para obtener ensayos de aceleraciones, con distribución lognormal (LN), y respuestas máximas usando la función encontrada en el paso 2.
4. Simulación de Monte Carlo para obtener ensayos de capacidades, con distribución lognormal (LN).
5. Cálculo de probabilidades de falla condicional e incondicional a la ocurrencia del sismo.
6. Cálculo de costos esperados en el ciclo de vida.

De manera esquemática, la Figura 1 muestra los pasos 3 al 6. Los pasos 1 y 2 son generales, válidos para las 3 conexiones, mientras que los pasos 3 al 6 se repiten para cada conexión.

La formulación analítica se plantea en la próxima sección y los valores específicos de los parámetros mecánicos (geometría y propiedades mecánicas de los materiales del edificio) y costos correspondientes al edificio y las pérdidas consideradas dentro de las consecuencias de falla, se presentan y discuten en la siguiente sección.

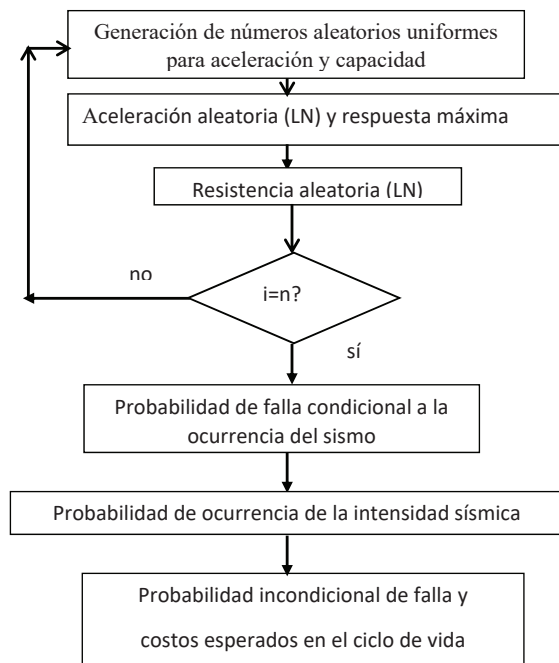


Figura 1. Representación esquemática del procedimiento para cada tipo de conexión, para los pasos 3 a 6

FUNDAMENTO ANALÍTICO

La probabilidad de falla de la conexión, base para el cálculo de la probabilidad de falla del edificio, se expresa en términos del efecto mecánico de la carga (que incluye carga muerta, viva y de sismo) C y la resistencia o capacidad R :

$$P f_c = P(C > R) \quad (1)$$

Se supone como condición de colapso del edificio la falla de tres niveles del mismo en las conexiones de ambos extremos de la misma bahía. Esto, con el fin de asociar la falla del edificio con una condición de daño extensivo, que provocaría la perturbación de la operación de las actividades del mismo de manera significativa. Así, la probabilidad de falla del edificio quedaría definida como se observa en la Ecuación (2):

$$P f_e = 3P_{f_c}^2 \quad (2)$$

Para obtener los elementos mecánicos máximos C en la conexión, primero deben obtenerse conforme se describió en la metodología, las respuestas máximas en la junta crítica, bajo la combinación de cargas que producen los resultados más desfavorables en el edificio.

Los datos de geometría del edificio, secciones de los miembros, propiedades mecánicas del acero, cargas vivas, espectro de aceleraciones y costos se detallan más adelante.

Las incertidumbres en cargas C y resistencias R se modelan de la siguiente manera:

La aceleración espectral correspondiente a la zona central del espectro recomendado por las Normas de Diseño sísmico en la Ciudad de México, el cual se describe en el siguiente apartado, se toma como lognormal. Si la masa es constante, la fuerza sísmica será también lognormal. Por ejemplo, para el escenario con intensidad sísmica $a = 0.4 g$:

$$\mu_c = a = 0.4 g \quad (3)$$

De acuerdo con una investigación previa (Nemati *et al.*, 2000):

$$CV_c = 0.3 \quad (4)$$

Es conocido que:

$$\sigma_c = \mu_c CV_c \quad (5)$$

Y los parámetros de la distribución lognormal:

$$\zeta_c^2 = \ln \left(1 + \frac{\zeta_c^2}{\mu_c^2} \right) \quad (6)$$

$$\lambda_c = \ln \mu_c - 1/2 \zeta_c^2 \quad (7)$$

Una vez que se tienen los parámetros de la distribución lognormal, los ensayos para la aceleración sísmica aleatoria, con distribución lognormal, se obtienen generando números con distribución uniforme y luego aplicando la Ecuación (8):

$$a_z = \exp(z * \lambda_c * \zeta_c) \quad (8)$$

Las resistencias se simulan también con distribución lognormal, considerando $CVR = 0.1$ NERHP (2009) y aplicando:

$$\sigma_R = \mu_R * CVR \quad (9)$$

Las medias de las resistencias se obtienen de las capacidades nominales de tornillos o soldadura, de acuerdo con el tipo de conexión considerado y al estado límite que rijan.

Finalmente, aplicando técnicas de simulación de Monte Carlo, con 10 000 ensayos, se obtiene la probabilidad de falla de la conexión, calculando:

$$P_{fc} = \frac{\text{Núm. de fallas}}{\text{Núm. de ensayos}} \quad (10)$$

Donde el número de fallas es el número de veces en que $C > R$ en los ensayos realizados.

El costo esperado en el ciclo de vida $E[CT]$ del edificio se expresa usualmente (Kishi *et al.*, 2004) como:

$$E[CT] = C_i + E[Cd] \quad (11)$$

Donde C_i es el costo inicial del edificio y $E[Cd]$ el costo de daño/falla del edificio, expresado en el ciclo de vida y en términos de valor presente, y se suele representar (Guo *et al.*, 2006) como:

$$E[Cd] = FVP * Cd * P_{fe} \quad (12)$$

Donde:

FVP es el factor de valor presente:

$$FVP = (1 - \exp(-rT))/r \quad (13)$$

Donde:

r = tasa anual neta de descuento

T = vida útil del edificio

Y Cd es el costo de daño/falla que incluye las pérdidas asociadas a fatalidades, el edificio, los contenidos y los ingresos no obtenidos por la suspensión de actividades económicas en el edificio.

DATOS DEL EDIFICIO, CARGAS Y COSTOS

El edificio considerado tiene 11 niveles y su planta no regular, con 8 paneles de 7.2 m x 7.2 m, tiene un cubo hueco de 21.6 m x 21.6 m casi al centro de la planta y una abertura de esquina de 21.6 m x 14.4 m, como se observa en la Figura 2.

Las cargas muertas se determinan con los pesos de los elementos estructurales y no estructurales del edificio. Las secciones transversales de los miembros estructurales se muestran en la Tabla 1.

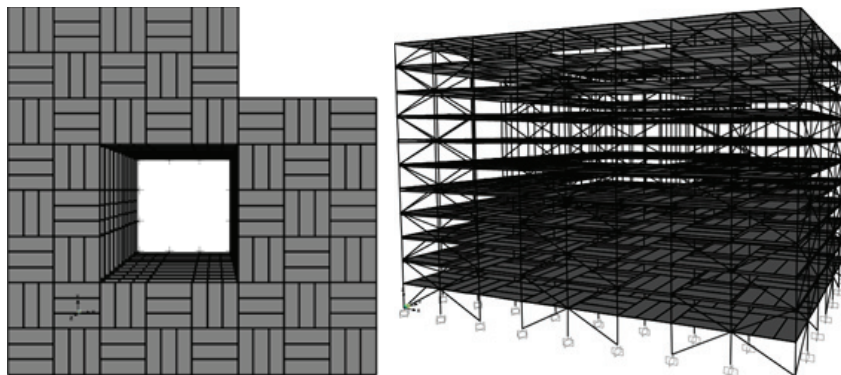


Figura 2. Vistas superior y lateral del edificio

Tabla 1. Localización y tipo de perfil de miembros estructurales

Localización	Miembro	Niveles	Perfil	Dimensiones	Unidades
Perímetro del edificio	Columnas	1 a 3	Cajón cuadrado	25x25x2	in
		4 a 7		20x20x1 1/2	
		8 a 11		18 x 18 1 1/2	
	Contravientos	1 a 3	HSS	12 x 10 3/4	
		4 a 7		10 x 8 x 5/8	
		8 a 11		8 x 8 x 1/2	
	Vigas primarias	1 a 3		18 x 311	
		4 a7		18 x 258	
		8 a 11		16 x 100	
	Interior del edificio	Columnas	1 a 3	W	27 x 539
4 a 7			21 x 201		
8 a 11			18 x311		
Vigas primarias		1 a 3		14 x 82	
		4 a 7		14 x 53	
		8 a 11		14 x 38	
Vigas secundarias		1 a 3		12 x 58	
		4 a 7		12 x 50	
		8 a 11		12 x 40	

Las cargas vivas, obtenidas de normas vigentes en México (GDF, 2004) se muestran en la Tabla 2:

Tabla 2. Cargas vivas para edificios, de acuerdo con normas mexicanas (GDF, 2004)

Localización	Valor
Azotea	100 kg/m ²
Azotea, instantánea	70 kg/m ²
Entrepisos	250 kg/m ²
Entrepisos, instantánea	180 kg/m ²

El espectro de sismo recomendado para la zona IIIc de la Ciudad de México, de acuerdo con la zonificación prevista en la misma norma y según la localización del edificio (zona de la Av. Paseo de la Reforma) se expresa, como fracción de “g”, la aceleración de la gravedad, como:

$$a = a_0 + (c - a_0) T / T_a \quad T < T_a \quad (14)$$

$$a = c \quad T_a < T < T_b \quad (15)$$

$$a = qc \quad T > T_b \quad (16)$$

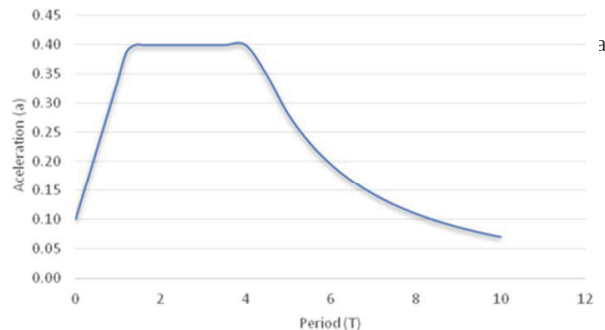
$$q = T_b / T^r \quad (17)$$

Donde los parámetros c , a_0 , T_a , T_b y r aparecen en la Tabla 3.

Tabla 3. Parámetros para calcular el espectro de aceleraciones (GDF, 2004)

Zona	c	a_0	T_a	T_b	r
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
III _a	0.40	0.10	0.53	1.8	2.0
III _b	0.45	0.11	0.85	3.0	2.0
III _c	0.40	0.10	1.25	4.2	2.0
III _d	0.30	0.10	0.85	4.2	2.0

El espectro resultante para la zona IIIc, se observa en la Figura 3, donde la meseta central con aceleración constante tiene como rango de abscisas $[T_a, T_b]$ y a_0 es la aceleración ordenada en el origen, en roca.



la zona IIIc de la Ciudad de México (GDF, 2017)

De acuerdo con estudios previos (Goel & Chopra, 1997) el periodo fundamental de la estructura se estima con la Ecuación (18), si la altura h del edificio se encuentra en m:

$$T = 0.085 h^{0.75} \quad (18)$$

Con ello, para el edificio en cuestión, el periodo fundamental resulta en 1.31 seg.

En la siguiente sección se presentan las propiedades mecánicas del tipo de acero utilizado y los tipos de conexiones empleados en el presente trabajo.

MATERIALES Y TIPOS DE CONEXIONES CONSIDERADAS

Para todos los miembros estructurales, se utilizaron las siguientes propiedades mecánicas:

- Acero A-36, ($F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$), $E = 2\,050\,000 \text{ kg/cm}^2$
- $F_u = 4\,080 \text{ kg/cm}^2$
- Criterio de Von Mises para endurecimiento por deformación
- Tornillos de alta resistencia A-325, $E = 2\,110\,000 \text{ kg/cm}^2$, $F_y = 6,330 \text{ kg/cm}^2$, $F_u = 8\,440 \text{ kg/cm}^2$

Las siguientes conexiones se emplearon como alternativas de conexión 1, 2 y 3 como se observa en la Figura 4.

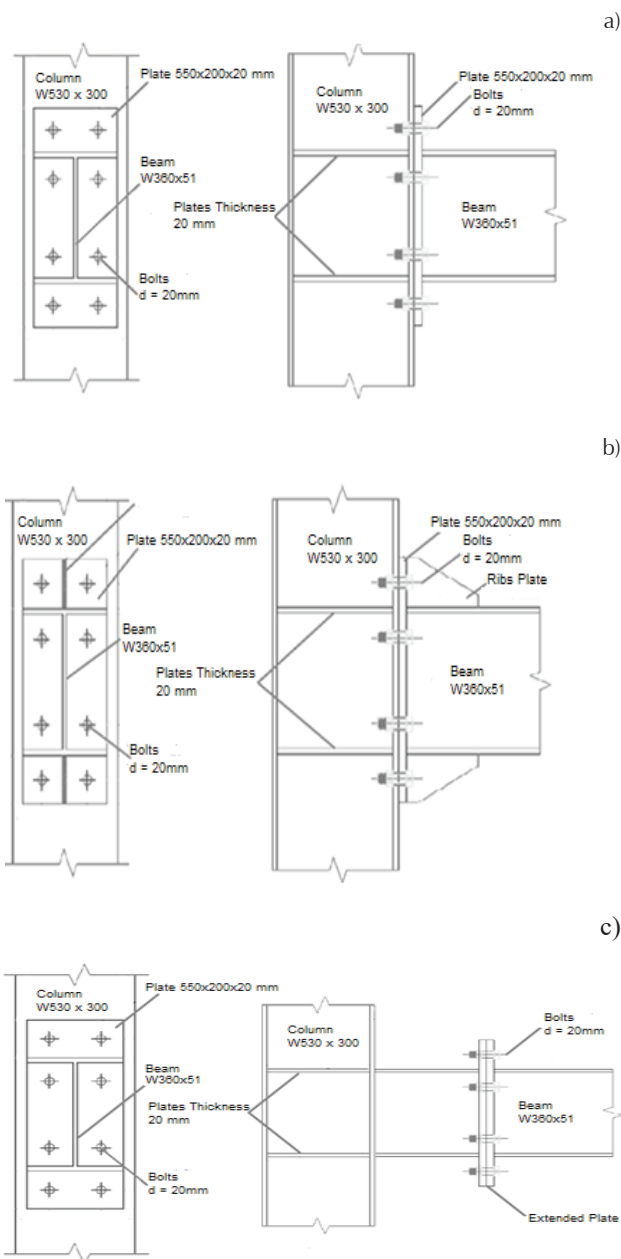


Figura 4. Tipos de conexión: a) CPT-01, b) CPT-02 y c) CPT-03

RESULTADOS

Siguiendo el procedimiento antes descrito, se calculan los momentos máximos por nivel, mediante análisis no lineales bajo carga gravitacional y sismo para el espectro medio de la Figura 3. Los momentos máximos M_1 y M_2 , en el plano del marco y transversales a él, son las respuestas asociadas al espectro medio, pero pueden calcularse también para otras aceleraciones obtenidas

factorizando el espectro de la Figura 3. Así se obtiene la función de momentos máximos en términos de la aceleración. Como un ejemplo, la Tabla 4 muestra los momentos máximos para el espectro recomendado para la zona donde se encuentra el edificio considerado en el estudio.

Por otra parte, los estados límite de las conexiones se exploran mediante análisis de elemento finito sometiendo cada conexión a valores crecientes de momentos hasta alcanzar la capacidad en cada tipo de estado límite, como se observan en la Tabla 5.

De la Tabla 5 se puede identificar el estado límite más desfavorable. Con esta información, se grafican los resultados de los modelos de elemento finito, momentos y rotaciones para generar curvas momento rotación ante carga cíclica para las tres conexiones y para el estado límite más desfavorable, asimismo, se utilizan como valores medios de las capacidades de las conexiones. Las curvas se muestran en la Figura 5.

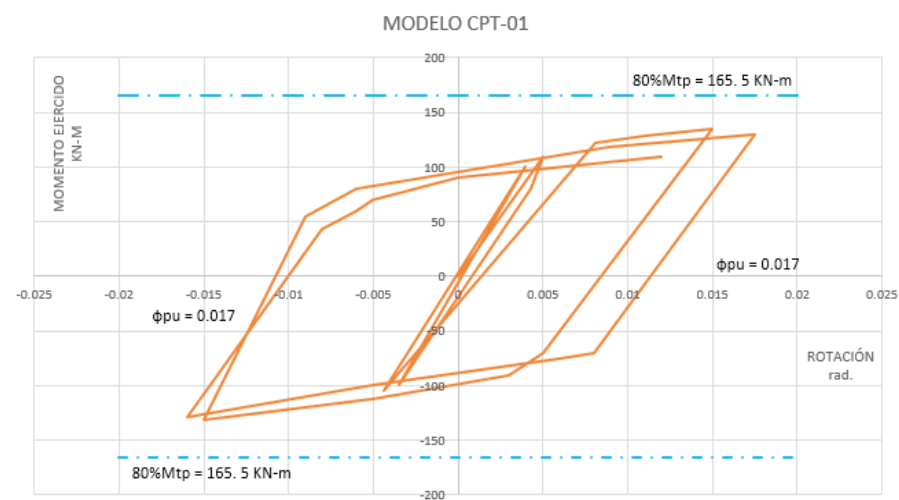
De acuerdo con las expresiones (3) a (10), se procede al análisis probabilista de las conexiones. La caracterización de las resistencias se sintetiza en la Tabla 6 y las demandas máximas en la Tabla 7.

Tabla 4. Momentos máximos para el espectro de aceleraciones de la norma

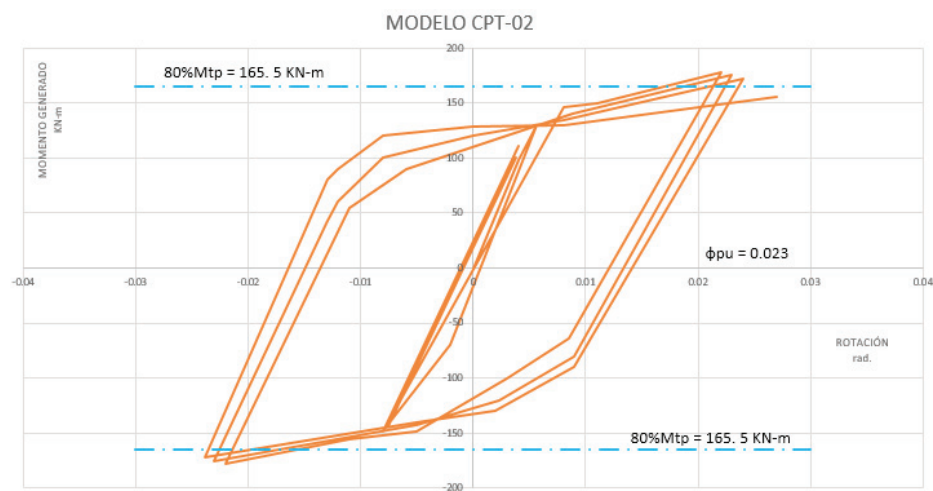
Nivel	Momentos máximos [Tn-m]	
	M ₁	M ₂
1	10.43	14.34
2	11.24	14.88
3	11.56	15.67
4	11.98	15.97
5	12.12	17.23
6	12.02	17.54
7	11.88	17.66
8	11.65	15.87
9	10.44	14.22
10	9.32	12.18
11	9.21	11.09

Tabla 5. Estados límite y capacidades (Kg-m) de los 3 tipos de conexión

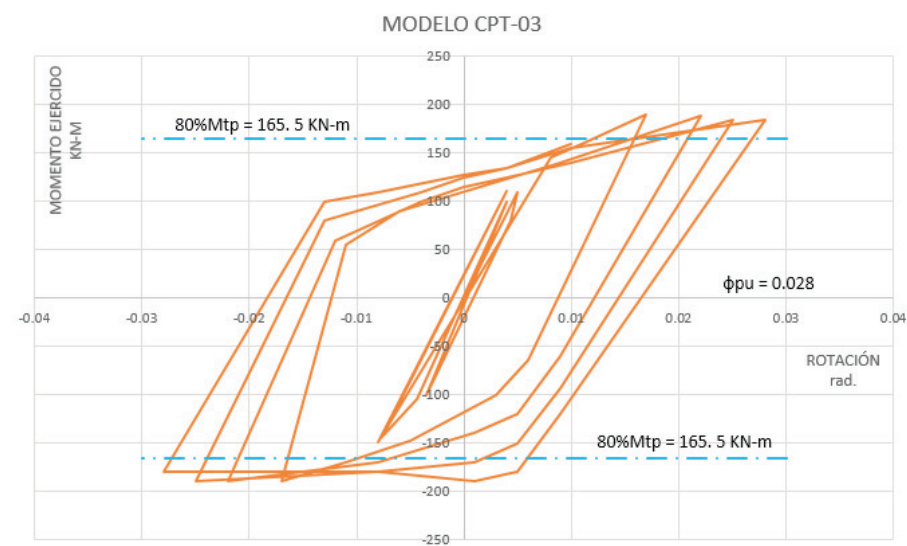
Identificador	Estado límite	Conexión		
		CPT-01	CPT-02	CPT-03
I	Momento plástico de viga (AISC)	21 110		
II	Momento plástico de viga (NTC)	19 000		
III	Capacidad a flexión placa de extremo	19 720	32 920	45 500
IV	Capacidad de flexión patín de columna	12 250	12 250	-
V	Capacidad a flexión alma de columna	6 717	6 717	8 410
VI	Fluencia de alma de columna	-	-	4 480
VII	Desgarramiento de alma de columna	-	-	8 210
VIII	Flexión de patín de columna	-	-	5 900



a) Conexión CPT-01



b) Conexión CPT-02



c) Conexión CPT-03

Figura 5. Comportamiento cíclico de las conexiones

Tabla 6. Media, coeficiente de variación y desviación estándar de resistencias para las tres conexiones

Modelo de conexión	Momentos máximos [μ_R]	Coeficiente de variación [CV_R]	Desviación estándar [σ_R]
	Tn - m		Tn - m
CPT-01	13.37	0.1	1.337
CPT-02	17.58	0.1	1.758
CPT-03	18.95	0.1	1.895

Tabla 7. Media, coeficiente de variación y desviación estándar de demandas máximas para las tres conexiones

Modelo de conexión	Momentos máximos [μ_C]	Coeficiente de variación [CV_C]	Desviación estándar [σ_C]
	Tn - m		Tn - m
CPT-01	12.03	0.3	3.609
CPT-02	13.49	0.3	4.047
CPT-03	15.08	0.3	4.524

Las probabilidades condicionales de falla de las tres conexiones, que se calculan con 10,000 simulaciones de Monte Carlo, resultan: 0.2732, 0.1224 y 0.1766 para las conexiones 1, 2 y 3, respectivamente. Considerando la probabilidad de ocurrencia de la aceleración 0.4 g (la más probable, de acuerdo con un trabajo previo), es de 0.0385. Por tanto, las probabilidades incondicionales de falla para las conexiones 1, 2 y 3 son: 0.1766, 0.0047 y 0.0067, respectivamente.

De acuerdo con lo descrito en la sección de la metodología, se calculan las probabilidades de falla del edificio, considerando alternativamente las tres conexiones. Los costos esperados se calculan en términos de dicha probabilidad de falla.

Finalmente, los costos se calculan con base en costos del acero y mano de obra usuales en México, considerando que el edificio es de oficinas y la renta es de \$ 400 pesos por m² por mes. El costo de las conexiones (suponiendo todas son iguales en el edificio) se observa en la

Figura 6. Asimismo, el costo esperado de fatalidades (de un estudio previo) varía de 80 a 180 millones de pesos. El costo esperado en el ciclo de vida se compara para los tres tipos de conexión, Figura 7.

Como se observa en la Figura 6, el costo esperado en el ciclo de vida mínimo es el de la conexión 2. En la Figura 8 se comparan los costos esperados de fatalidades y de pérdida económica, para los tres tipos de conexiones.

DISCUSIÓN

De los resultados de la sección previa, el tipo óptimo de conexión para el peligro sísmico de la zona IIIc de la Ciudad de México, el tipo estructural, número de niveles y nivel de utilidades del edificio considerado aquí, es el CPT-02. De la comparación entre costos y desempeño de los tres tipos de conexión, se infieren las siguientes observaciones:

TIPO DE CONEXIÓN CPT-01

Aunque esta conexión tiene un costo inicial bajo, debido a los elementos metálicos y proceso constructivo involucrados, tiene un alto número de fatalidades para zonas de alto peligro sísmico y, por tanto, no es la mejor opción por tener una alta probabilidad de falla. Quizás para edificios en sitios de baja sismicidad, con poca ocupación o donde no haya ocupantes, y con bajo nivel de utilidades, esta conexión podría ser la mejor opción.

TIPO DE CONEXIÓN CPT-02

Debido al uso de cartelas, la conexión tipo CPT-02 resulta más resistente que las otras y tiene, en consecuencia, una menor probabilidad de falla y un menor costo esperado de fatalidades. De ahí que tenga el menor costo esperado en el ciclo de vida.

A primera vista, esta conexión con un mayor costo de mano de obra pareciera ser la solución más cara. Sin embargo, debido a su mayor capacidad para disipar energía y mayor resistencia a flexión, la probabilidad de falla es menor. Como consecuencia, los costos espe-

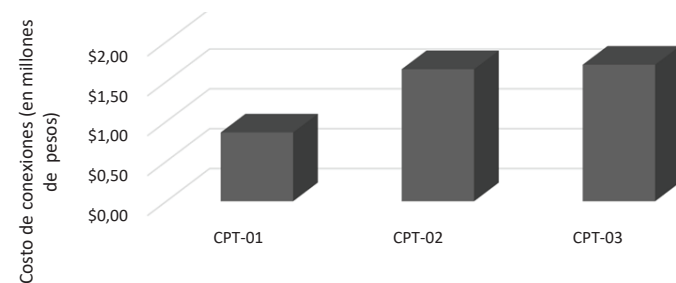


Figura 6. Costo de las conexiones en todo el edificio para cada tipo

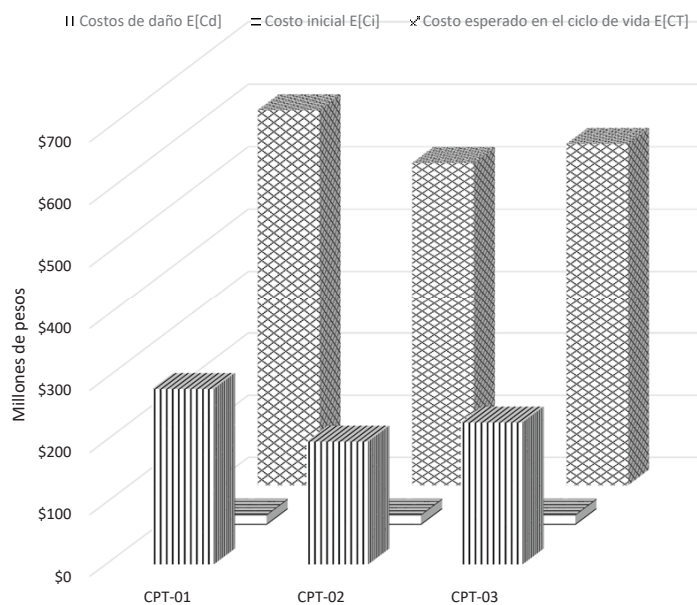


Figura 7. Costo de daño, costo inicial y costo esperado en el ciclo de vida para las tres conexiones

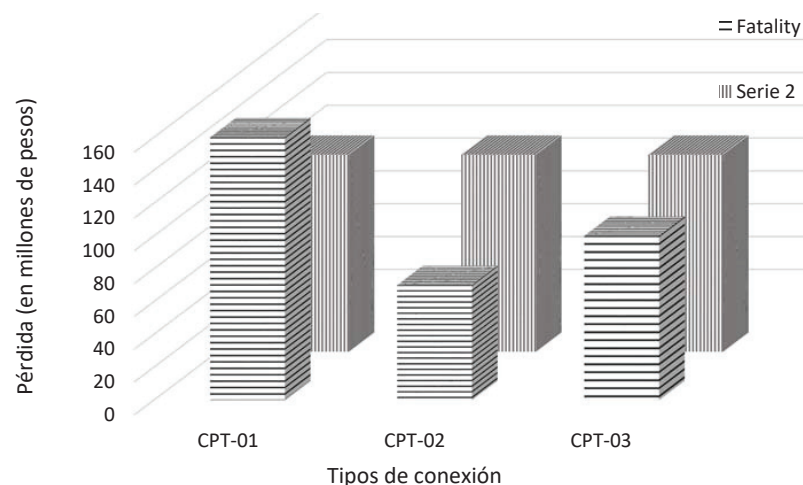


Figura 8. Pérdidas por fatalidades y por interrupción de servicios para los tres tipos de conexiones

radios de falla y el costo esperado en el ciclo de vida son menores. Este resultado es válido para el tipo de peligro, tipo estructural y nivel de utilidades derivados del servicio ofrecido en el edificio.

TIPO DE CONEXIÓN CPT-03

Este tipo de conexión tiene un costo de mano de obra similar al de la conexión tipo CPT-02 y su desempeño estructural es adecuado debido a que la placa de extremo posiciona la zona de falla potencial, lejos de la junta viga-columna. Esto produce una excursión inelástica con rotaciones inelásticas aceptables. Sin embargo, su probabilidad de falla es 30 % más alta que la de la conexión CPT-02 y en consecuencia, el costo esperado en

el ciclo de vida es un poco mayor que el de la conexión tipo CPT-02. Debido a ello, esta conexión puede ser recomendable para un sistema estructural irregular, pero con sismicidad moderada y con niveles de pérdidas por interrupción del servicio menores que las del tipo CPT-02.

CONCLUSIONES

- El uso de cartelas (superior e inferior) en la conexión tipo CPT-02 mejora su comportamiento histerético con ciclos estables de alta capacidad para disipar energía y niveles razonables de rotación inelástica. Lo anterior, produce un balance adecuado entre confiabilidad estructural y un bajo costo esperado

en el ciclo de vida. Esta conexión se recomienda para el nivel de sismicidad tipo estructural y nivel de utilidades del edificio considerado aquí.

- El uso de eslabones, como los de la conexión tipo 3, para poner la zona de falla lejos de la unión entre viga y columna es una estrategia útil para muchos casos y aunque no resultó ser la solución óptima para el caso considerado aquí, puede serlo para condiciones de sismicidad media y utilidades moderadas. Estudios paramétricos adicionales permitirán definir con mayor precisión los rangos de sismicidad y utilidades donde esta conexión se convierte en solución óptima.
- Dado que el tipo de conexión CPT-01 es la conexión más sencilla de las tres aquí consideradas, tuvo la mayor probabilidad de falla y, aunque el costo inicial es el menor, tiene los mayores costos esperados en el ciclo de vida. Para zonas de sismicidad baja, o donde la ocupación es baja o no hay ocupantes, este tipo de conexión puede ser la que se recomiende.
- Se ha presentado un modelo probabilista que mide el equilibrio y la efectividad económica entre tres alternativas de conexiones de acero, que incluye las incertidumbres en la intensidad sísmica y las resistencias, así como las consecuencias económicas de la interrupción del servicio del edificio y las fatalidades potenciales, para la sismicidad típica de la zona blanda en la Ciudad de México.
- Para otros niveles de peligro sísmico, otros tipos de estructuras, otros niveles de pérdidas y otros tipos de conexiones, deben hacerse los ajustes correspondientes antes de poder generalizar los resultados.
- La variable del tiempo de ejecución es una que no fue considerada y, en determinados proyectos, puede ser determinante.
- Se necesita explorar otros mecanismos de falla, así como la consideración de estados límite de servicio.
- Deben realizarse estudios para otras zonas sísmicas, otras construcciones, otros niveles de pérdidas y otros tipos de conexiones para actualizar la normatividad y la práctica de ingeniería de estructuras de acero en México.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece la beca proporcionada por el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología de México para los estudios de maestría del segundo autor.

REFERENCIAS

- Aguirre C. & Carvajal J. (2010). *Diseño de edificios de acero estructurados en base a marcos rígidos especiales*. Valparaíso, Chile: Departamento de obras civiles. Universidad Técnica Federico Santa María.
- AISC (2010). Extended end-plate moment connections seismic and wind applications, steel design guide. Chicago, IL: American Institute of Steel Construction, Inc.
- Ang A. H. S. & De León D. (2005). Modelling and analysis of uncertainties for risk-informed decisions in infrastructures engineering. *Journal of Structure and Infrastructure Engineering*, 1(1), 19-31. <https://doi.org/10.1080/15732470412331289350>
- Bahaari, M. R. & Sherbourne, A. N. (1994). Computer modelling of an extended end-plate bolted connection. *Computers and Structures*, 52, 879-893. [https://doi.org/10.1016/0045-7949\(94\)90073-6](https://doi.org/10.1016/0045-7949(94)90073-6)
- Bruneau M., Whittaker A. & Uang CH. M. (1998). *Ductile Design of Steel Structures*. McGraw Hill.
- Bursi, O. S. & Jaspart, J. P. (1998). Basic issues in the finite element simulation of extended end plate connections. *Computers and Structures*, 69(3), 361-382. [https://doi.org/10.1016/S0045-7949\(98\)00136-9](https://doi.org/10.1016/S0045-7949(98)00136-9)
- Bursi, O. S., Ferrario, F. & Fontanari, V. (2002). Non-linear of the low-cycle fracture behaviour of isolated tee stub connections. *Computers and Structures*, 80, 2333-2360.
- Choi, C. K. & Chung, G. T. (1996). Refined three-dimensional finite element model for end-plate connection. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 122(11), 1307-1316.
- De Leon, D. (2007). Cost-benefit ratios for risk mitigation on structures in Mexico. *Científica*, 11(3), 107-111. IPN, Mexico. <http://www.redalyc.org/pdf/614/61411302.pdf>
- De Leon D., Reyes A. & Cheng Yu (2013). Probabilistic assessment of connections for steel buildings on seismic zones. *Journal of Constructional Steel Research*, 88, pp. 15-20. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2013.04.003>
- FEMA (2000). FEMA-350, Recommended seismic design criteria for new steel moment frame buildings. Washington, DC, EUA: Federal Emergency Management Agency.
- GDF (2004). Normas técnicas complementarias. Normas de diseño Sísmico. Reglamento de construcciones del Distrito Federal. Ciudad de México, México.
- Goel R. K. & Chopra A. K. (1997). Period formulas for moment-resisting frame buildings. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 123(11), 1454-1461. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1997\)123:11\(1454\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123:11(1454))
- Guo, B., Gu, Q. & Liu, F. (2006). Experimental behavior of stiffened and unstiffened end-plate connections under cyclic loading. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 132(9), 1352-1357.
- Hancock G. (2001). Strength of fillet and flarebevel Welded connections in 2.5mm Duragal® Angle. Research Report No.

- R805. Centre for Advanced Structural Engineering. University of Sydney, Australia.
- Kishi, N. M., Komuro, M. M. & Chen, W. F. (2004). Four-parameter power model for M- θ R curves of end-plate connections. *Connections in Steel Structures V*. Amsterdam.
- Li, Q. & Ellingwood, B. (2008). Damage inspection and vulnerability analysis of existing buildings with steel moment-resisting frames. *Engineering Structures*, 30(2):338-351. <https://www.researchgate.net/deref/http%3A%2F%2Fdx.doi.org%2F10.1016%2Fj.engstruct.2007.03.018>
- Meng, R. L. & Murray, T. M. (1995). Seismic loading of moment end-plate connections: Some preliminary results. Third international workshop on connections in steel structures, Trento, Italy.
- Nemati, N., Le Houedec, D. & Zandonini, R. (2000). Numerical modelling of the cyclic behaviour of the basic components of steel end-plate connections. *Advances in Engineering Software*, 31, 837-849. [https://doi.org/10.1016/S0965-9978\(00\)00046-6](https://doi.org/10.1016/S0965-9978(00)00046-6)
- NERHP (2009), NIST GCR 09-917-3, Seismic design of steel special moment frames: A guide for practicing engineers. National Institute of Standards and Technology. Gaithersburg, MD.
- Rosenblueth E. (1986). Optimum reliabilities and optimum design. *Structural Safety*, 3 (2), 69-83.
- Shi, G., Shi Y. & Wang, Y. (2006). Behaviour of end-plate moment connections under earthquake loading. *Engineering Structures*, 29(5), 703-716. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.06.016>
- Tremblay, R., Bruneau, M., Nakashima, M., Prion H., Filiatrault, A. & Devall, R. (1996), Seismic design of steel buildings: Lessons from the 1995 Hyogo-Ken Nanbu (Kobe, Japan) Earthquake. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 23(3), 757-770.
- Trueba, J. C. (2017) *Análisis probabilístico y de costos de alternativas para conexiones en edificios de acero de la zona sísmica IIIc de la Ciudad de México*. (Tesis de maestría). Universidad Autónoma Metropolitana. Ciudad de México, México.