



UNIVERSIDAD TÉCNICA  
FEDERICO SANTA MARÍA

Departamento de Obras Civiles

# **Evaluación de la vulnerabilidad sísmica y del riesgo de colapso en sistemas estructurales combinados: Impacto de la correlación entre parámetros del modelo**

Memoria de Título presentada por

**Vicente Alonso Escobar Tiznado**

como requisito parcial para optar al título de la carrera de

**Ingeniería Civil**

Profesor Guía  
Pablo Camilo Heresi Venegas

Profesor Correferente  
Cristian Emanuel Cruz Doggenweiler

Marzo de 2026



## CONSTANCIA DE VALIDACIÓN Y CONFIDENCIALIDAD DE MONOGRAFÍA A REPOSITORIO ACADÉMICO

### 1.- IDENTIFICACIÓN DEL TRABAJO ACADÉMICO

**Tipo de monografía (marcar una opción):**  Memoria o trabajo de título  Tesis de Postgrado

**Título del trabajo:** Evaluación de la vulnerabilidad sísmica y del riesgo de colapso en sistemas estructurales combinados: Impacto de la correlación entre parámetros del modelo.

**Nombre del candidato(a):** Vicente Alonso Escobar Tiznado

**Carrera / Grado:** Ingeniería Civil

**Campus:** San Joaquín **Departamento:** Obras Civiles

### 2.- VALIDACIÓN DEL PROFESOR GUÍA/DIRECTOR DE TESIS

Yo, Pablo Camilo Heresi Venegas, en mi calidad de profesor(a) guía/director(a) del trabajo académico mencionado anteriormente **DEJO CONSTANCIA** que:

- He revisado esta versión del documento y corresponde a la versión final aprobada del trabajo.
- El trabajo cumple con los requisitos académicos y de formato establecidos por la institución.

### 3.- EVALUACIÓN DE CONFIDENCIALIDAD POR PROPIEDAD INDUSTRIAL (marcar una opción)

El trabajo **NO contiene** información que amerite confidencialidad y puede ser publicado de inmediato en repositorio con acceso abierto.

El trabajo **CONTIENE** información con potenciales implicancias de propiedad industrial o intelectual y requiere un periodo de confidencialidad (**embargo**) por (**marcar una opción**):

6 meses  12 meses  2 años  3 años  5 años  10 años

**Fundamentación de la necesidad de confidencialidad (obligatorio si se solicita embargo):**

---

---

---

### 4.- FIRMAS

**Profesor(a) guía o director(a) de memoria o tesis:**

**Fecha:** 28 de abril, 2026

**Firma:** \_\_\_\_\_

Pablo Camilo  
Heresi Venegas  
16.657.190-1  
28/04/2026 - 11:55  
UNIVERSIDAD DE CHILE  
ESTE DOCUMENTO CONTIENE FIRMA ELECTRÓNICA AVANZADA  
<https://ceropapel.uchile.cl/validacion/verificador>  
CV: knnzb8c5771jaddkcb3mf5gy

**Estudiante o Candidato(a):**

**Fecha:** 28 de abril, 2026

**Firma:** 

*Este formulario debe ser insertado como página 2 de la memoria o tesis, completado y firmado por estudiante y profesor(a) antes de la entrega en portal PRISMA de Biblioteca USM.*



UNIVERSIDAD TECNICA  
FEDERICO SANTA MARIA

TITULO DE LA MEMORIA:

**Evaluación de la vulnerabilidad sísmica y del riesgo de colapso en sistemas estructurales combinados: Impacto de la correlación entre parámetros del modelo**

AUTOR:

**VICENTE ALONSO ESCOBAR TIZNADO**

TRABAJO DE MEMORIA, presentado como requisito parcial para optar al título de la carrera de INGENIERIA CIVIL de la Universidad Técnica Federico Santa María.

	<u>Nombre</u>	<u>Firma</u>
Prof. Guía	Pablo Heresi	.....
Miembro 1 Comisión	Cristian Cruz	.....
Miembro 2 Comisión	.....	.....

Santiago, Chile, Marzo de 2026

# EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA Y DEL RIESGO DE COLAPSO EN SISTEMAS ESTRUCTURALES COMBINADOS: IMPACTO DE LA CORRELACIÓN ENTRE PARÁMETROS DEL MODELO

Vicente Escobar<sup>1</sup>, Pablo Heresi<sup>2</sup>, Cristian Cruz<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Departamento de Obras Civiles, Universidad Técnica Federico Santa María, Santiago, Chile.

<sup>2</sup> Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.

## Resumen

El análisis de riesgo sísmico en zonas altamente expuestas ha impulsado el desarrollo de enfoques basados en el desempeño. En este contexto, un desafío relevante es estimar la fragilidad de colapso de sistemas estructurales compuestos, por ejemplo, marcos o muros que trabajan en paralelo en una misma dirección resistente. En la práctica, una misma dirección resistente suele modelarse mediante un único sistema representativo con parámetros de modelación determinísticos. Esta simplificación omite la variabilidad inherente de los distintos subsistemas que componen dicho eje, los cuales poseen parámetros sujetos a incertidumbres de diseño, materiales, construcción y modelación numérica. Adicionalmente, al formar parte de una misma estructura, estos subsistemas comparten fuentes comunes de incertidumbre que inducen una dependencia estadística entre sus propiedades. Por ello, esta investigación cuantifica cómo distintos esquemas de correlación entre los parámetros histeréticos de distintos subsistemas modifican la curva de fragilidad de colapso y el riesgo de colapso del sistema global.

Se evalúan sistemas de un grado de libertad con periodos entre 0.1 y 4 s, donde el sistema global se modela como la combinación en paralelo de dos SDOF con igual desplazamiento lateral. Cada subsistema se representa mediante una curva de capacidad trilineal tipo IMK, con parámetros histeréticos lognormales. En el espacio logarítmico se generan muestras con distribución normal multivariante bajo cuatro esquemas de correlación. Para cada caso se ejecutan análisis dinámicos incrementales con 274 registros PEER NGA representativos de un sitio de alta sismicidad en Los Ángeles, usando la pseudo-aceleración espectral  $S_a(T,5\%)$  como medida de intensidad. Con ello se ajustan curvas de fragilidad de colapso y se integran con la amenaza para estimar la tasa anual media y la probabilidad de colapso en 50 años.

Los resultados muestran que la correlación afecta principalmente la dispersión de la curva de fragilidad de colapso, mientras que su efecto sobre la mediana es menor. El esquema de Correlación Total entrega sistemáticamente las mayores probabilidades de colapso y puede interpretarse como análogo a representar la dirección resistente mediante un único subsistema. En cambio, modelar explícitamente subsistemas distintos con correlación parcial o nula reduce de manera importante la dispersión y, en la mayoría de los periodos, también el riesgo de colapso. En consecuencia, representar una dirección resistente mediante un único subsistema puede resultar en estimaciones conservadoras del riesgo.

Palabras clave: Riesgo de colapso, Incertidumbre de modelación, Correlación de parámetros

*Dedicado a la Pili,  
al Rodi y al Gonza*

## Agradecimientos

Muchas personas han sido parte importante de este camino y han contribuido, de distintas maneras, a mi formación tanto personal como profesional. Aunque seguramente el espacio no alcanza para nombrarlas a todas como quisiera, no quiero dejar de agradecer a quienes me acompañaron y apoyaron durante este proceso.

Quisiera agradecer, en primer lugar, a todos los profesores que fueron parte de mi formación académica y personal. Cada clase, conversación o consejo dejó una huella importante en el camino que hoy culmina con este trabajo.

En especial, agradezco al profesor Pablo Heresi, quien fue mi profesor guía, por su disposición, dedicación y apoyo constante durante el desarrollo de esta investigación. Gracias por la paciencia, la confianza y por compartir sus conocimientos con tanta generosidad. Más allá de ser un gran académico y profesional, también es una gran persona.

A mis amigos del colegio y de la universidad les doy las gracias por haber sido un apoyo en esta etapa. Gracias por estar presentes en los momentos difíciles y también en los buenos, por escuchar, acompañar, ayudar y dar ánimo cuando más lo necesitaba.

A mi familia: Pilar, Rodolfo y Gonzalo. Gracias por su amor, su apoyo incondicional y por estar siempre a mi lado, incluso en los momentos de mayor cansancio e incertidumbre. Nada de esto habría sido posible sin ustedes. Este logro también es suyo, porque fueron la motivación y la fuerza que me acompañó durante todo este camino. Por lejos, son lo más grande y lindo que tengo en la vida.

Finalmente, agradezco al Proyecto Anillo EASER por el apoyo entregado durante el desarrollo de esta investigación, así como por la oportunidad de participar en actividades de difusión y en espacios de diálogo en torno a problemáticas asociadas al riesgo sísmico.

# Índice

1	Introducción.....	7
1.1	Motivación.....	7
1.2	Objetivos.....	9
1.2.1	Objetivo general.....	9
1.2.2	Objetivos específicos.....	9
2	Marco teórico.....	9
2.1	Capacidad de colapso y fuentes de incertidumbre.....	9
2.2	Composición de subsistemas.....	10
3	Metodología.....	12
3.1	Ubicación del sitio de estudio.....	12
3.2	Amenaza sísmica del sitio.....	13
3.3	Registros sísmicos.....	13
3.4	Modelos estructurales.....	15
3.4.1	Modelo histerético y parámetros.....	15
3.4.2	Distribuciones de los parámetros del modelo.....	15
3.4.3	Periodo objetivo T.....	16
3.4.4	Modelo mediano y calibración del coeficiente $C_y$ .....	17
3.4.5	Estructura de correlación entre parámetros.....	17
3.5	Modelos estructurales combinados.....	18
3.6	Esquemas de correlación.....	19
3.7	Generación de sistemas combinados aleatorios.....	20
3.8	Criterio de colapso.....	21
3.9	Escalamiento de registros en el análisis dinámico incremental (IDA).....	21
3.10	Curvas de fragilidad de colapso.....	21
3.11	Desagregación y frecuencia anual media de colapso.....	22
3.12	Probabilidad de colapso.....	22
4	Resultados.....	23
4.1	Coficiente sísmico $C_y$ .....	23
4.2	Curvas de capacidad sistemas combinados para $T = 0.5s$ .....	24
4.3	Curvas de fragilidad de colapso y parámetros estadísticos para $T = 0.5s$ .....	25
4.4	Resultados en función del periodo de análisis T.....	27
4.4.1	Dispersión de curva de fragilidad de colapso normalizada.....	27
4.4.2	Probabilidad de colapso en 50 años normalizada.....	28
5	Conclusiones.....	29
6	Referencias.....	31

# 1 Introducción

## 1.1 Motivación

Las regiones ubicadas en el Cinturón de Fuego del Pacífico constituyen una de las zonas de mayor actividad sísmica a nivel mundial, al concentrar gran parte de la sismicidad asociada a límites de placa y zonas de subducción (Bird & Kagan, 2004; Ruff & Kanamori, 1983). A lo largo de la historia, esta franja —que abarca zonas críticas como la costa oeste de Estados Unidos y Alaska— ha experimentado terremotos de gran magnitud (San Francisco 1906, Alaska 1964, Northridge 1994, entre otros), que evidencian el potencial destructivo de la amenaza sísmica (Haselton et al., 2007; Mahin, 1998). Esta condición ha impulsado la adopción de normas sismorresistentes exigentes, como el International Building Code (IBC, 2018) y ASCE 7-16 (ASCE, 2016), orientadas a resguardar la vida y evitar el colapso bajo sismos severos (Haselton et al., 2011), en línea con la evolución de disposiciones sísmicas de diseño en códigos modernos (Ghosh, 2014). Sin embargo, sigue existiendo la necesidad de mejorar las metodologías de evaluación del desempeño para fortalecer la seguridad y la resiliencia de las edificaciones frente a eventos de gran intensidad.

En las últimas décadas, la ingeniería sísmica ha evolucionado hacia la ingeniería sísmica basada en el desempeño (PBEE), un marco probabilístico que permite cuantificar explícitamente las incertidumbres de amenaza, la demanda estructural, el daño y las consecuencias (Moehle & Deierlein, 2004). En paralelo, guías de aplicación como FEMA-P58 (FEMA, 2012) han formalizado procedimientos para estimar pérdidas y métricas de desempeño que incorporan incertidumbre, mientras que FEMA-P695 (FEMA, 2009) ha estandarizado evaluaciones de seguridad frente a colapso basadas en análisis no lineales y curvas de fragilidad de colapso.

A su vez, el análisis del riesgo sísmico se ha extendido a escalas regionales; por ejemplo, Heresi & Miranda (2023) formalizaron matemáticamente el marco de ingeniería sísmica basada en el desempeño a nivel regional (RPBEE), extendiendo la metodología de PEER para evaluar grupos de estructuras distribuidas espacialmente. Aunque estas aproximaciones entregan una visión macro del riesgo, en la práctica de diseño y evaluación estructural sigue siendo clave el análisis a escala individual, donde la configuración, los detalles y las interacciones internas condicionan la vulnerabilidad sísmica (Karapetrou et al., 2016). Esto resulta especialmente relevante porque métricas fundamentales para el diseño y la evaluación, como el drift máximo, la probabilidad de colapso o la estimación de pérdidas, se obtienen a partir de modelos estructurales y análisis no lineales que representan de manera simplificada el comportamiento real de la estructura. En esa representación influyen decisiones de modelación, como la definición de la rigidez inicial, resistencia, degradación cíclica, capacidad de deformación, entre otros. Por ello, la respuesta estimada no depende solo de la amenaza sísmica y de la variabilidad registro-a-registro, sino también de los modelos adoptados y de los supuestos asociados.

Precisamente porque estas métricas dependen de modelos estructurales y de decisiones de modelación, en los últimos años se ha puesto énfasis en la incertidumbre de modelación, entendida como una fuente de incertidumbre típicamente epistémica distinta de la variabilidad aleatoria del movimiento del suelo (Kiureghian & Ditlevsen, 2009). Bradley (2013) argumenta que, incluso en ejercicios numéricos muy controlados, distintos modelos pueden producir respuestas sísmicas con coeficientes de variación significativos y sesgos medianos no despreciables en los desplazamientos máximos, evidenciando que el modelo estructural es una fuente importante de incertidumbre que a menudo se subestima. De forma complementaria, el concurso de predicción ciega de la respuesta de una columna de puente reportado por Terzic et al. (2015) ilustró cuantitativamente esta situación: aun analizando el mismo elemento y los mismos registros sísmicos, las predicciones de 41 equipos investigadores mostraron una fuerte dispersión, con coeficiente de variación cercano a 0.4 y sesgos medianos entre un 5 % y un 35 %. En conjunto, estas evidencias muestran que diferencias aparentemente pequeñas en la modelación estructural pueden traducirse en variaciones relevantes en la respuesta sísmica estimada. En consecuencia, la incertidumbre de modelación debe considerarse de manera explícita dentro del marco probabilístico, como un componente adicional a la variabilidad del movimiento del suelo (FEMA, 2012; Kiureghian & Ditlevsen, 2009).

Además de la variabilidad de los propios parámetros de modelación, estudios previos han demostrado que la correlación asumida entre dichos parámetros puede afectar significativamente la incertidumbre

en la capacidad de colapso (Celarec & Dolšek, 2013; Celik & Ellingwood, 2010; Haselton & Deierlein, 2008; Liel et al., 2009). Más recientemente, Gokkaya et al. (2016, 2017) aportaron evidencia empírica, estimando correlaciones mediante regresión de efectos aleatorios sobre bases experimentales de columnas de hormigón armado. Estos estudios demostraron que, si bien el efecto sobre la respuesta mediana es limitado, considerar dichas correlaciones aumenta significativamente la dispersión de la respuesta dinámica y eleva la probabilidad de colapso respecto de suponer independencia total.

Considerando lo anterior, un desafío central consiste en evaluar la fragilidad sísmica de sistemas compuestos por múltiples subsistemas que actúan en paralelo en una misma dirección resistente. En este tipo de configuraciones, el comportamiento global no depende únicamente de la respuesta individual de cada subsistema, sino también de la variabilidad entre ellos y del grado de dependencia estadística que comparten. Aunque estudios previos han cuantificado la incertidumbre de modelación y la correlación entre parámetros dentro de un mismo subsistema, el efecto de estas dependencias entre múltiples subsistemas en paralelo no ha sido abordado. En la práctica, la dirección resistente suele modelarse mediante un único sistema representativo, en lugar de representar explícitamente varios marcos, muros u otros subsistemas que participan dentro de un mismo eje.

Un ejemplo de esta simplificación se observa en el estudio de Gokkaya et al. (2016), donde el edificio tridimensional se idealiza mediante un solo marco por dirección, considerado representativo del conjunto de marcos que participan en ese eje. Esta aproximación asume que los marcos en una misma dirección resistente presentan un comportamiento idéntico y, por tanto, que se encuentran perfectamente correlacionados. Los propios autores reconocen que este supuesto introduce una fuente adicional de incertidumbre de modelación que no es abordada en su estudio. En consecuencia, permanece sin cuantificar el efecto que puede tener, sobre la fragilidad y el riesgo del sistema global, la existencia de múltiples subsistemas resistentes en paralelo con propiedades similares, pero no idénticas, y con distintos niveles de correlación.

Para abordar esta limitación y cuantificar dicho efecto, esta investigación propone un modelo simplificado que permite estudiar la vulnerabilidad de un sistema estructural compuesto por dos subsistemas en paralelo con periodos entre 0.1 y 4 s, incorporando la dependencia estadística entre sus parámetros. Específicamente, cada subsistema se representa mediante un modelo no lineal de un grado de libertad con comportamiento histerético tri-lineal (Ibarra et al., 2005). Luego, estos componentes individuales se ensamblan en un modelo único mediante una composición en paralelo, lo que genera una respuesta histerética combinada y permite definir criterios de colapso a nivel global.

Sobre este sistema global se aplica análisis dinámico incremental (IDA), usando como medida de intensidad la pseudo-aceleración espectral  $S_a(T)$  con 5 % de amortiguamiento crítico. Para cada caso, se considera un conjunto de 274 registros sísmicos representativos de un sitio de alta sismicidad en Los Ángeles, California, los cuales se escalan progresivamente hasta alcanzar el colapso. Con ello se obtienen curvas de fragilidad de colapso del sistema combinado bajo distintos esquemas de correlación entre subsistemas, permitiendo analizar cómo la correlación entre las subestructuras afecta la mediana y la dispersión de la fragilidad de colapso global, y evaluar qué tan conservador resulta representar la dirección resistente mediante un único subsistema representativo, como en Gokkaya et al. (2016, 2017).

## 1.2 Objetivos

### 1.2.1 Objetivo general

Evaluar el efecto de la correlación entre parámetros del modelo en la vulnerabilidad sísmica y el riesgo de colapso de sistemas estructurales compuestos por dos subsistemas de un grado de libertad en paralelo, considerando distintos niveles de correlación y cuantificando su impacto en la mediana y la dispersión de la curva de fragilidad de colapso global.

### 1.2.2 Objetivos específicos

1. Cuantificar el impacto de distintos niveles de correlación entre los parámetros del modelo no lineal sobre la mediana y la desviación estándar de las curvas de fragilidad de colapso del sistema combinado, evaluando su variación en función del periodo.
2. Evaluar cómo la incertidumbre de modelación estructural afecta el riesgo de colapso para un horizonte de tiempo de 50 años, analizando la influencia del periodo fundamental del sistema global.

## 2 Marco teórico

### 2.1 Capacidad de colapso y fuentes de incertidumbre

La estimación de la capacidad estructural bajo sismos requiere una adecuada caracterización de las fuentes de incertidumbre que afectan la respuesta (Kiureghian & Ditlevsen, 2009; Moehle & Deierlein, 2004). En el marco de la ingeniería sísmica basada en el desempeño, el desempeño estructural se describe usualmente mediante curvas de fragilidad, que relacionan una medida de intensidad sísmica (IM) con la probabilidad de exceder un estado límite de daño (e.g., severo o colapso) (Celik & Ellingwood, 2010; Eads et al., 2013; Moehle & Deierlein, 2004). En esta investigación se estudian curvas de fragilidad de colapso, y para que estas sean representativas, no basta con considerar una única curva de capacidad determinista, sino que es necesario incorporar explícitamente las variaciones en la demanda sísmica y en el propio modelo estructural (Haselton & Deierlein, 2008; Liel et al., 2009; Vamvatsikos & Cornell, 2002).

Diversos estudios han mostrado que la capacidad de colapso de una estructura no es un valor fijo, sino una variable aleatoria que concentra varias fuentes de incertidumbre: diferencias entre registros sísmicos que comparten una misma IM, simplificaciones del modelo numérico, dispersión en propiedades mecánicas de los materiales, detalles constructivos no modelados y posibles sesgos asociados a modelos empíricos y a simplificaciones de la metodología de modelación, que pueden desplazar las estimaciones de la capacidad (Bradley, 2013; Celarec & Dolšek, 2013; Celik & Ellingwood, 2010). En particular, trabajos recientes orientados a estructuras de hormigón armado han evidenciado que los parámetros que definen el comportamiento histerético (rigidez inicial, resistencia de fluencia, resistencia máxima, ductilidad, degradación cíclica, etc.) presentan variabilidad significativa y, además, correlaciones estadísticamente significativas entre sí (Gokkaya et al., 2016, 2017; Ibarra et al., 2005).

En este contexto, una forma práctica de representar la capacidad de colapso es asumir que la variable  $C$  sigue una distribución lognormal, descrita por una mediana y una dispersión en el espacio logarítmico. Bajo esta formulación, la dispersión total de la capacidad se compone principalmente de dos fuentes de incertidumbre:

### a) Variabilidad registro-a-registro ( $\varepsilon$ )

Corresponde a la variabilidad natural de las características del movimiento del suelo (e.g., duración, contenido de frecuencias, número y forma de pulsos, entre otros) que no son capturadas por la medida de intensidad (IM) seleccionada. Debido a esto, distintos registros con un mismo valor de IM pueden inducir respuestas estructurales muy diferentes. Esta fuente de incertidumbre, conocida como variabilidad registro-a-registro (RTR), se ve reflejada como una dispersión en la capacidad de colapso (Gokkaya et al., 2017).

### b) Incertidumbre del modelo estructural ( $\eta$ )

Representa la variabilidad inherente de los parámetros que definen al modelo histerético (e.g., rigidez elástica inicial, fuerza de fluencia, capacidades de deformación, etc.), la cual se debe principalmente a la incapacidad de evaluar con precisión cada una de las variables que lo definen (Gokkaya et al., 2017; Ibarra et al., 2005; Liel et al., 2009)

Ambas fuentes, debido a su naturaleza, se modelan como variables aleatorias independientes en el espacio logarítmico de modo que la capacidad de colapso  $C$  se representa como:

$$\ln(C) = \mu_{\ln(C)} + \varepsilon + \eta \quad (1)$$

donde  $e^{\mu_{\ln(C)}}$  es la capacidad mediana de la estructura,  $\varepsilon \sim N(0, \beta_{RTR}^2)$  es el residual debido a la variabilidad registro a registro y  $\eta \sim N(0, \beta_M^2)$  es el residual debido a la incertidumbre del modelo estructural. Se asume independencia entre  $\varepsilon$  y  $\eta$  ya que la primera componente depende del movimiento del terreno y la segunda de la estructura, de modo que la covarianza entre ambas es nula. En consecuencia, la dispersión total de la capacidad  $C$  en el espacio logarítmico puede expresarse como:

$$\beta_T = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_M^2} \quad (2)$$

donde  $\beta_T$  es la dispersión logarítmica total de la capacidad.

## 2.2 Composición de subsistemas

En edificaciones con diafragma rígido, la resistencia lateral en una dirección suele estar aportada por varios ejes resistentes que comparten los mismos entrepisos. Bajo esta configuración, cada línea resistente puede idealizarse como un subsistema lateral, mientras que el conjunto completo puede interpretarse como un sistema en paralelo. Esta idealización es particularmente útil para estudiar estructuras en las que la respuesta global en una dirección depende de la interacción de varios marcos, muros o cualquier tipo de ejes resistentes que comparten la misma historia de desplazamientos de piso.

Desde el punto de vista probabilístico, cuando dos o más subsistemas pertenecen a una misma estructura y son sometidos al mismo registro sísmico, la componente asociada a la variabilidad registro-a-registro puede modelarse como un efecto común para una realización dada. Así, para dos subsistemas  $i$  y  $j$ , la capacidad de colapso puede escribirse como:

$$\ln(C_i) = \mu_{\ln C, i} + \varepsilon + \eta_i \quad (3)$$

$$\ln(C_j) = \mu_{\ln C, j} + \varepsilon + \eta_j \quad (4)$$

donde  $\varepsilon$  representa el efecto común del registro sísmico aplicado, mientras que  $\eta_i$  y  $\eta_j$  representan las contribuciones asociadas a la incertidumbre del modelo en cada subsistema. Así, al analizar varios subsistemas sometidos a un mismo registro, la variabilidad inducida por la excitación sísmica aparece como una componente común. En consecuencia, esta investigación se centra en la componente  $\eta$ , con el fin de estudiar cómo la dependencia estadística entre los parámetros del modelo estructural, tanto dentro de un mismo subsistema como entre distintos subsistemas, modifica la dispersión de la capacidad de colapso y, por ende, la fragilidad y el riesgo del sistema combinado.

Desde el punto de vista mecánico, la idealización de subsistemas en paralelo implica dos condiciones fundamentales: compatibilidad de desplazamientos y equilibrio de fuerzas.

#### a) Compatibilidad de desplazamientos (drift)

Debido al diafragma rígido, todos los subsistemas conectados al mismo piso experimentan el mismo desplazamiento lateral (y por tanto la misma deriva de entrepiso). Para el piso  $k$ :

$$u_k = u_{k,i} = u_{k,j} = \dots \quad (5)$$

donde  $u_k$  es el desplazamiento lateral del piso  $k$ , y  $u_{k,i}$ ,  $u_{k,j}$ , etc., corresponden a los desplazamientos laterales del mismo piso en los subsistemas  $i$ ,  $j$ , etc.

#### b) Equilibrio de fuerzas (corte de piso)

El corte total del entrepiso es la suma de los aportes de cada subsistema:

$$V_k = \sum_{m=1}^n V_{k,m} \quad (6)$$

donde  $V_k$  es el corte total en el piso  $k$ ,  $V_{k,m}$  es el aporte de corte del subsistema  $m$  en dicho piso, y  $n$  es el número total de subsistemas resistentes en la dirección analizada. Esta ecuación no implica que todos los aportes sean iguales; en general  $V_{k,i} \neq V_{k,j}$ , porque cada eje resistente tiene distinta rigidez y resistencia, y puede entrar a no linealidad en instantes diferentes.

En el rango elástico, esta superposición implica que la rigidez lateral global puede aproximarse como la suma de las rigideces de todos los subsistemas:

$$k_e = \sum_{m=1}^N k_{e,m} \quad (7)$$

donde  $k_e$  representa la rigidez elástica del sistema combinado y  $k_{e,m}$  es la rigidez elástica del subsistema  $m$ .

Como cada subsistema presenta un comportamiento histerético tri-lineal, la envolvente global del sistema se obtiene sumando, en cada instante de tiempo, las contribuciones fuerza–desplazamiento de todos los sistemas individuales para un mismo desplazamiento de entrepiso. Si los elementos tienen diferentes resistencias o deformaciones de fluencia, el sistema muestra una secuencia escalonada: primero fluye el subsistema más débil (disminuyendo la rigidez de la curva global según su pendiente post-fluencia), luego fluyen los siguientes, y así sucesivamente hasta entrar en las zonas de capping y post-capping de cada uno.

A partir de esta envolvente sumada es posible identificar parámetros equivalentes del sistema completo —rigidez inicial global, resistencia de fluencia equivalente, desplazamientos característicos y pendientes post-fluencia y post-capping— que luego se emplean en el análisis y en la construcción de las curvas de fragilidad de colapso del sistema combinado.

Aunque estas configuraciones irregulares requerirían modelos de múltiples grados de libertad para capturar efectos como torsión o diafragmas flexibles, en esta investigación se adopta un enfoque simplificado que permite aislar y cuantificar el efecto de la correlación estadística entre parámetros sobre la fragilidad de colapso, evitando la complejidad numérica de un modelo completo de múltiples grados de libertad.

### 3 Metodología

#### 3.1 Ubicación del sitio de estudio

El sitio de interés corresponde al utilizado por Eads et al. (2013), quienes definieron como lugar representativo de alta sismicidad el Bulk Mail Center ( $33.996^\circ$  N,  $-118.162^\circ$  W) ubicado en Los Ángeles, California. La localización del sitio se muestra en la Figura 1.

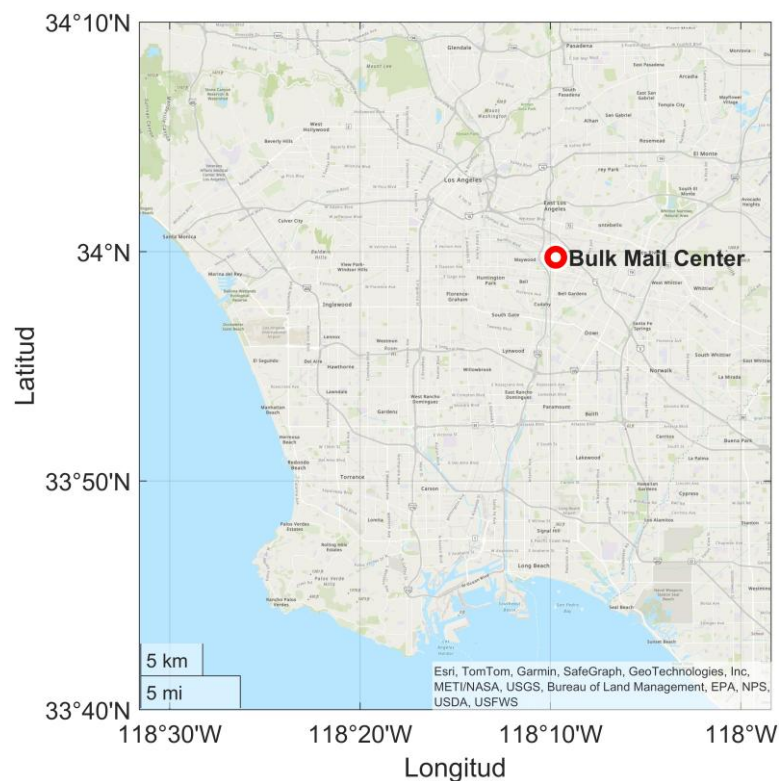


Figura 1: Ubicación del sitio de estudio (Bulk Mail Center, Los Ángeles, California).

### 3.2 Amenaza sísmica del sitio

La caracterización de la amenaza sísmica se incorpora mediante curvas de amenaza para la medida de intensidad  $IM = S_a(T)$ , mostradas en la Figura 2. En particular, se emplean las curvas obtenidas mediante el USGS Ground Motion Calculator, utilizando la edición “Dynamic: Conterminous U.S. 2014 (update)” y considerando condiciones de sitio NEHRP tipo C.

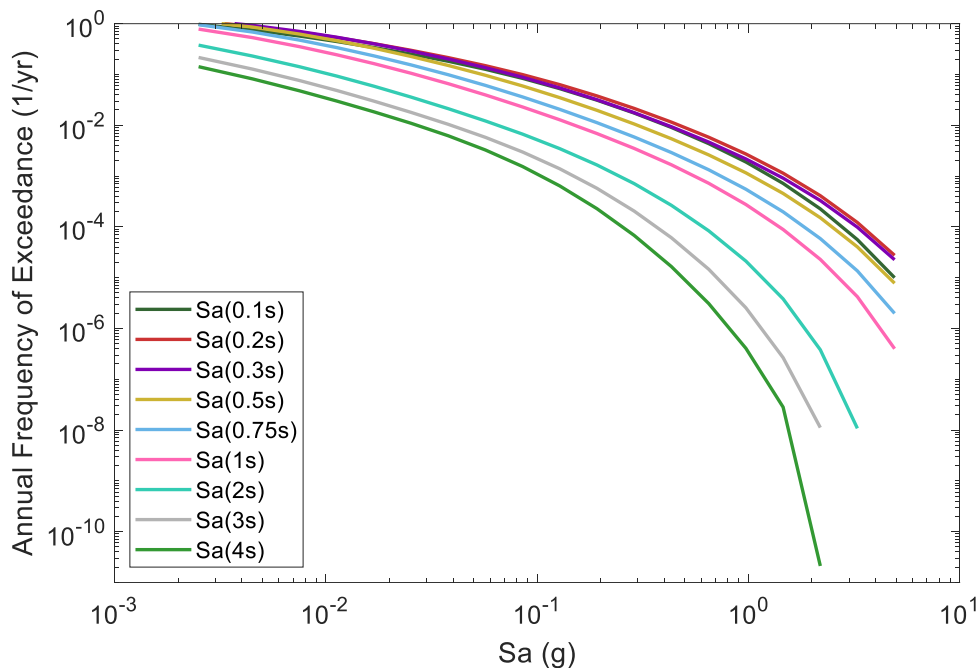


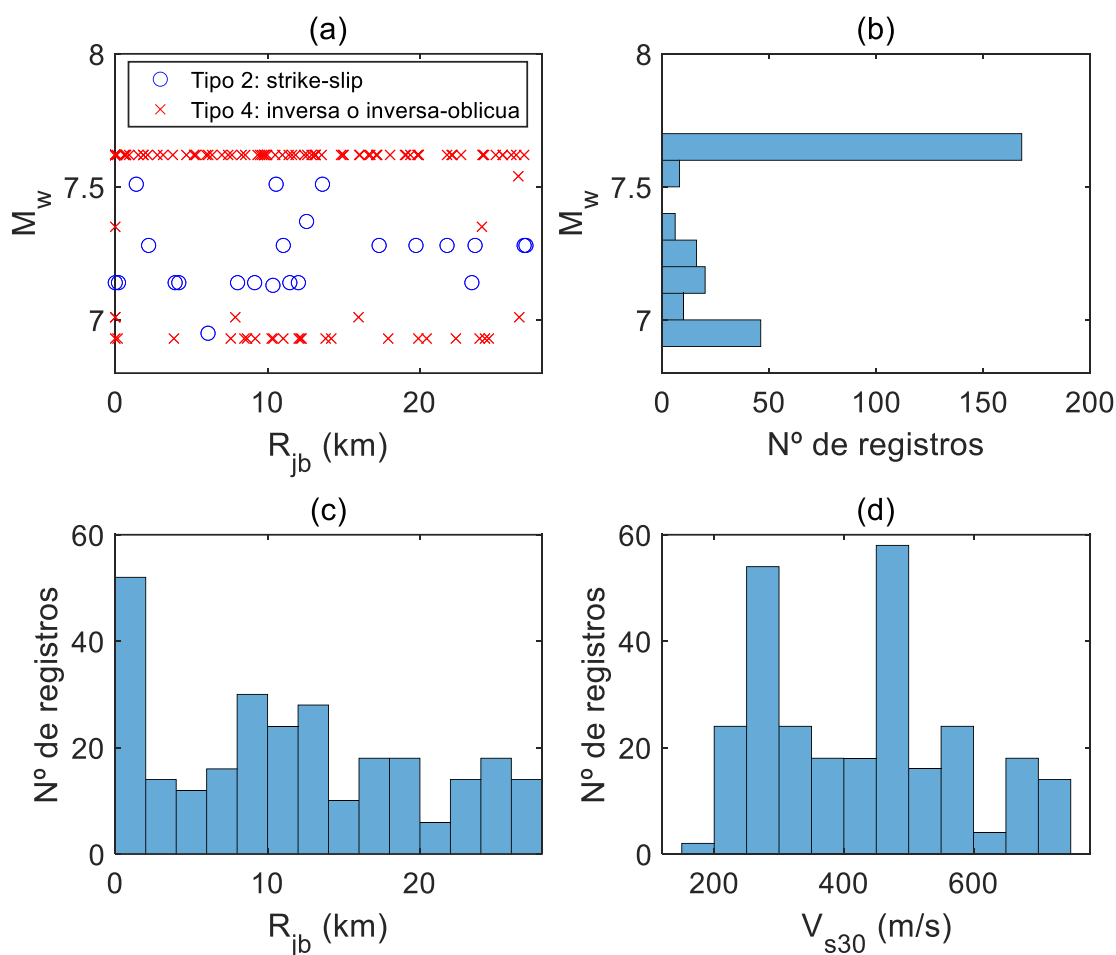
Figura 2: Curvas de amenaza sísmica para sitio de interés en Los Ángeles, California.

### 3.3 Registros sísmicos

Los registros sísmicos corresponden al conjunto de 274 acelerogramas en dos componentes horizontales (137 pares) empleado por Eads et al. (2013), obtenido desde la base de datos PEER NGA. Este conjunto considera únicamente movimientos que cumplen condiciones específicas de magnitud, distancia, mecanismo de falla y condiciones de sitio, con el objetivo de representar registros compatibles con escenarios que aportan significativamente a la demanda sísmica del sitio de estudio.

La Figura 3 presenta un resumen estadístico del conjunto, mostrando la distribución de  $M_w$ , la distancia  $R_{jb}$ , los tipos de mecanismo focal y la distribución de  $V_{s30}$ . En particular, los registros seleccionados presentan magnitudes de momento  $M_w$  entre 6.93 y 7.62, distancias Joyner–Boore  $R_{jb}$  entre 0 y 27 km, y mecanismos de falla strike-slip, inversa o inversa-oblicua. Respecto de las condiciones de sitio, el conjunto incluye registros asociados principalmente a clases NEHRP C y D (según  $V_{s30}$ ), lo que permite cubrir variabilidad realista de suelos cercanos al umbral entre ambas categorías y ampliar el tamaño muestral.

La Tabla 1 resume los terremotos que conforman el conjunto de 274 acelerogramas utilizado en este estudio. Para cada evento se indica el año, la magnitud, el mecanismo focal, la localización (latitud y longitud del epicentro) y el número de registros aportados al conjunto total. En términos generales, se observa que el conjunto está dominado por algunos eventos con alta disponibilidad de registros, en particular Chi–Chi (1999) y Loma Prieta (1989), mientras que otros terremotos aportan un número reducido de registros.



**Figura 3: Caracterización de 274 registros sísmicos desde Eads et al. (2013): (a)  $M_w$  vs  $R_{jb}$  por tipo de falla; (b) histograma de  $M_w$ ; (c) histograma de  $R_{jb}$ ; (d) histograma de  $V_{s30}$ .**

**Tabla 1: Resumen de terremotos considerados para la selección de registros sísmicos.**

Evento	Año	Magnitud	Tipo de falla	Latitud [°]	Longitud [°]	Nº de registros
Chi-Chi, Taiwán	1999	7.60	Reverse / thrust	23.85	120.81	168
Tabas, Irán	1978	7.40	Thrust	33.39	57.43	4
Manjil-Rudbar, Irán	1990	7.40	Strike-slip	36.96	49.41	2
Loma Prieta, EE.UU.	1989	6.90	Reverse-oblique	37.04	-121.88	44
Cape Mendocino, EE.UU.	1992	7.10	Reverse / thrust	40.58	-124.26	10
Landers, EE.UU.	1992	7.30	Strike-slip	34.22	-116.43	16
Hector Mine, EE.UU.	1999	7.10	Strike-slip	34.60	-116.27	2
El Centro – Imperial Valley, EE.UU.	1940	6.90	Strike-slip	32.84	-115.38	2
Imperial Valley, EE.UU.	1979	6.50	Strike-slip	32.66	-115.33	2
Kocaeli (Izmit), Turquía	1999	7.40	Strike-slip	40.70	29.99	6
Düzce, Turquía	1999	7.20	Strike-slip	40.83	31.15	18

### 3.4 Modelos estructurales

#### 3.4.1 Modelo histérico y parámetros

Para estudiar las correlaciones descritas se emplean modelos de un grado de libertad (SDOF) con comportamiento histérico tri-lineal, amortiguamiento crítico del 5% y curva de capacidad representada mediante el modelo IMK (Ibarra et al., 2005) que representa un sistema resistente en la dirección de análisis. La envolvente se define a partir de cinco parámetros base: rigidez elástica  $k_e$ , fuerza de fluencia  $F_y$ , fuerza máxima  $F_c$ , desplazamiento de capping  $\Delta_{capp,y}$  y desplazamiento último post-capping  $\Delta_{u,capp}$ . Estos parámetros conforman el vector de muestreo y su ubicación en la envolvente se muestra en la Figura 4. Los modelos no consideran degradación cíclica ni efectos  $P-\Delta$ .

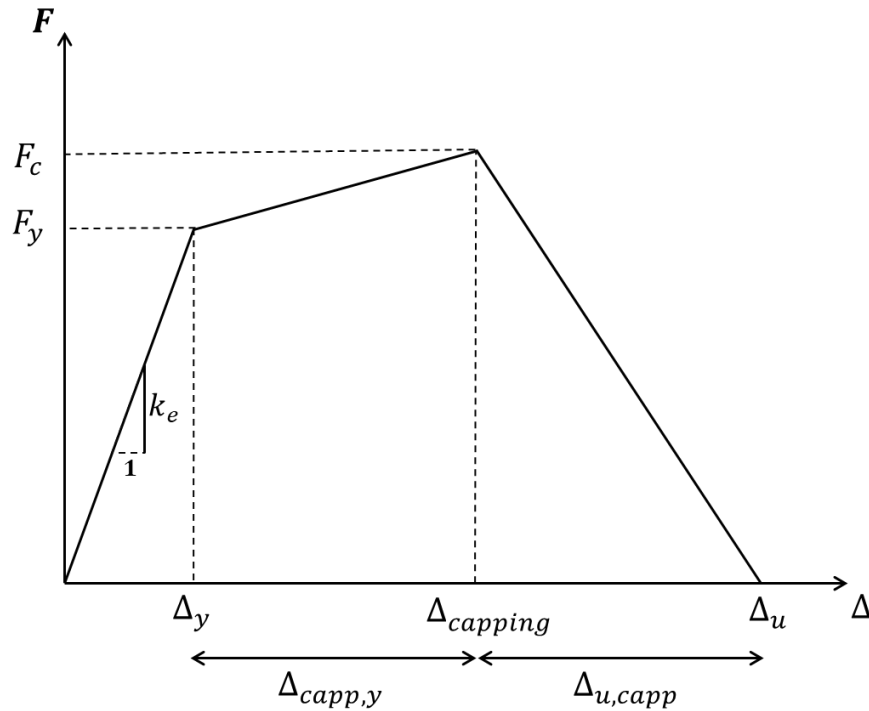


Figura 4: Curva de capacidad sistema tri-lineal de cada subsistema especificando los parámetros principales que definen la envolvente.  $\Delta_u$  corresponde al desplazamiento de colapso.

#### 3.4.2 Distribuciones de los parámetros del modelo

Siguiendo a Gokkaya et al. (2016), se asume que los parámetros histéricos siguen distribuciones lognormales, la Tabla 2 resume las medianas y desviaciones estándar logarítmicas de cada uno. Como cada parámetro se asume lognormal, al aplicar la transformación logarítmica se obtienen variables normalmente distribuidas. Bajo esta formulación, la estructura de correlación entre parámetros se incorpora asumiendo que el vector de sus logaritmos sigue una distribución normal multivariante.

**Tabla 2: Medianas y desviaciones estándar logarítmicas para cada parámetro de la curva de capacidad.**

Parámetro	Valor mediano $\mu$	Desviación estándar $\sigma$
$F_y$	$C_y(T) \cdot W$	0.3
$F_c$	$1.15 \cdot F_y$	0.1
$\Delta_{capp,y}$	$1.5 \cdot \frac{F_y}{k_e(T)}$	0.59
$\Delta_{u,capp}$	$2.5 \cdot \frac{F_y}{k_e(T)}$	0.73
$k_e$	$\frac{4 \cdot \pi^2 \cdot W}{g \cdot T^2}$	0.27

Para la resistencia máxima, se adopta  $F_c = 1.15 F_y$ , ya que calibraciones tipo IMK (Ibarra et al., 2005) para columnas de hormigón armado reportadas por Haselton et al. (2007) y reportadas en FEMA-P695 (FEMA, 2009) muestran que la relación entre  $M_c/M_y$  es del orden de 1.13 para una columna interior típica de un marco especial, mientras que en ejemplos calibrados del mismo tipo de modelación aparecen valores cercanos a 1.20. En consecuencia, usar  $1.15 F_y$  constituye un valor representativo para un modelo de histéresis equivalente en fuerza-desplazamiento.

Respecto de las capacidades de deformación, estos valores no corresponden a una mediana experimental única para un sistema de un grado de libertad traslacional, sino a una idealización simplificada coherente con la formulación del modelo histerético IMK (Ibarra et al., 2005), en el cual la capacidad plástica y la capacidad posterior al punto de degradación controlan la evolución de la resistencia y la degradación de rigidez. La selección de estos valores se apoya en evidencia experimental utilizada en la calibración del modelo IMK, donde ensayos cíclicos de columnas de hormigón armado dúctiles muestran capacidades plásticas medianas del orden de 0.05–0.08 rad, mientras que recomendaciones empleadas en FEMA-P695 (FEMA, 2009) consideran valores cercanos a 0.085 rad para la rotación plástica y 0.1 rad para la rotación asociada al deterioro post-capping. Dado que estas capacidades corresponden a rotaciones locales y su conversión a desplazamientos globales en un sistema SDOF no es única, se adoptan factores simplificados respecto del desplazamiento de fluencia, considerando el inicio del deterioro en torno a 1.5 veces dicho desplazamiento y una capacidad última 5 veces este valor, lo que corresponde a una ductilidad del orden de 5. Esta elección representa una capacidad de deformación inelástica moderada y resulta moderadamente conservador.

### 3.4.3 Periodo objetivo T

Cada caso de análisis se define a partir de un periodo objetivo  $T$ , el cual se adopta como parámetro de referencia para construir los modelos estructurales, obtener su resistencia y evaluar su desempeño sísmico. Se consideran valores de  $T$  entre 0.1 y 4 s, con el propósito de analizar un rango amplio de sistemas equivalentes, desde respuestas dominadas por periodos cortos hasta sistemas más flexibles de periodo largo.

A partir de  $T$ , se establece la mediana de la rigidez elástica  $k_e$  y se calibra el coeficiente sísmico  $C_y$  del modelo mediano (sección 3.4.4). Una vez fijado este periodo, se generan realizaciones aleatorias de los subsistemas  $i$  y  $j$  mediante el muestreo de los parámetros del modelo histerético (sección 3.7). Como la rigidez elástica de cada realización puede diferir de su valor mediano, los periodos de los subsistemas generados,  $T_i$  y  $T_j$ , no necesariamente coinciden con el periodo objetivo  $T$ . En este sentido,  $T$  no

representa el periodo exacto de cada subsistema en una realización particular, sino el periodo de referencia en torno al cual se definen las propiedades medianas del caso de análisis. Por ello, el sistema combinado también exhibe variabilidad en sus propiedades dinámicas, aunque todas las realizaciones se evalúan respecto de un mismo periodo de referencia. Esta distinción entre  $T$  y los periodos  $T_i$  y  $T_j$  es importante para interpretar correctamente los resultados, ya que tanto el escalamiento de los registros (sección 3.9) como la construcción de las curvas de fragilidad de colapso (sección 3.10) se realizan de forma consistente respecto de  $T$ , utilizando siempre la pseudo-aceleración espectral  $S_a(T)$  como medida de intensidad, y no valores espectrales asociados a los periodos particulares de cada subsistema.

### 3.4.4 Modelo mediano y calibración del coeficiente $C_y$

Además de los modelos con incertidumbre, se define un modelo mediano en el que todos los parámetros del modelo histerético se fijan en sus valores medianos (Tabla 2), sin dispersión ni correlación. Este modelo se utiliza como referencia para comparar el efecto de la incertidumbre y de los distintos esquemas de correlación.

El coeficiente  $C_y$  se adopta como un coeficiente de resistencia normalizada (fuerza de fluencia sobre peso), consistente con la formulación del procedimiento estático equivalente de ASCE 7, donde el corte basal se expresa como  $V = C_s W$  (ASCE, 2016). Para cada periodo objetivo  $T$  del modelo mediano, se calibra  $C_y$  de modo que presente una probabilidad de colapso aproximada de  $P_c(50) \approx 1\%$ . Este objetivo es coherente con el enfoque de *risk-targeting* adoptado en ASCE 7 para la definición del MCER, cuyo fundamento técnico busca que las edificaciones diseñadas conforme a estos criterios presenten una probabilidad de colapso del orden de 1 % en 50 años (Luco et al., 2007).

### 3.4.5 Estructura de correlación entre parámetros

Además de la variabilidad individual de cada parámetro, distintos estudios han mostrado que la dependencia estadística entre parámetros de modelación puede modificar de manera relevante las estimaciones de desempeño, particularmente en evaluaciones a nivel de colapso (Gokkaya et al., 2016; Haselton & Deierlein, 2008). Para incorporar este efecto, en este trabajo se distinguen dos tipos de correlación asociados a los subsistemas muestreados:

- a) **Correlación intra-sistema ( $\rho_{i,i}$ ):** Describe la correlación entre parámetros dentro de un mismo subsistema, por ejemplo, relación estadística entre rigidez, resistencia y capacidades de deformación del modelo histerético.
- b) **Correlación inter-sistema ( $\rho_{i,j}$ ):** Describe la correlación entre parámetros de sistemas distintos  $i$  y  $j$ , que representan subsistemas diferentes pero pertenecientes a una misma estructura global y dirección resistente. En términos físicos, captura fuentes comunes de variabilidad (criterios de diseño, especificaciones, materiales, etc.) que hacen que los sistemas no sean idénticos, pero tampoco completamente independientes.

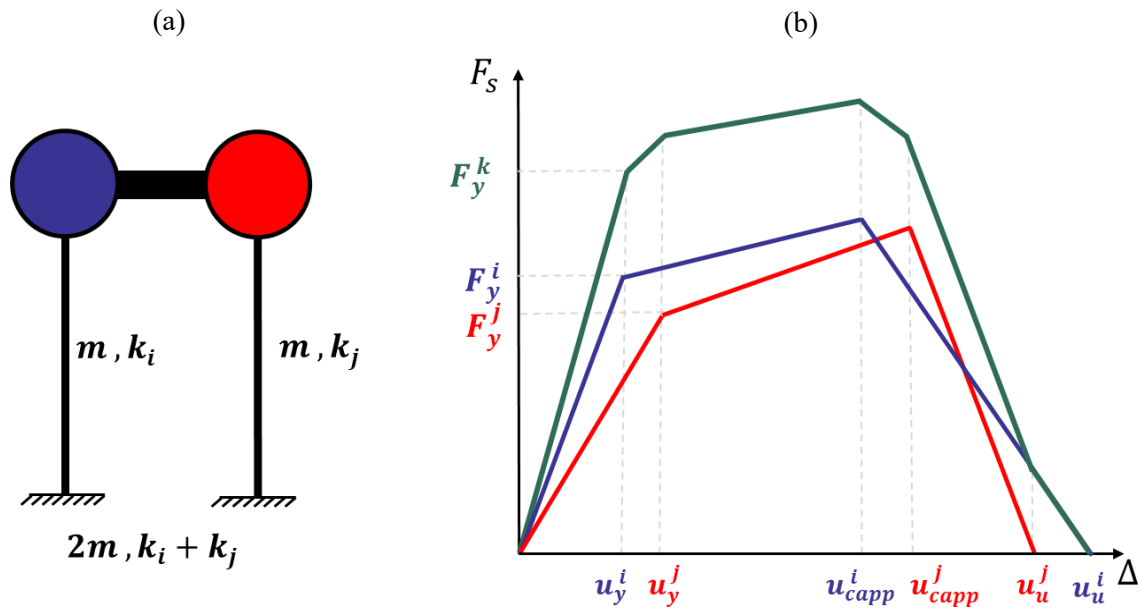
Los coeficientes de correlación adoptados se toman de Ugurhan et al. (2014), quienes estiman estas dependencias a partir de una base de datos extensa de ensayos de columnas de hormigón armado, mediante modelos estadísticos que permiten caracterizar simultáneamente la variabilidad de los parámetros y su estructura de correlación. Estas matrices se emplean como una aproximación práctica para representar la correlación intra- e inter-subsistema de los parámetros histeréticos. La Tabla 3 resume los coeficientes adoptados: a la izquierda se muestran las correlaciones intra-componente  $\rho_{i,i}$  y a la derecha las inter-componente  $\rho_{i,j}$ .

**Tabla 3: Correlaciones entre parámetros de un mismo sistema ( $\rho_{i,i}$ ) y correlaciones entre parámetros de sistemas diferentes ( $\rho_{i,j}$ ).**

Sistema $i$	Sistema $i$					Sistema $j$				
	$\Delta_{capp,y}$	$k_e$	$F_y$	$F_c/F_y$	$\Delta_{u,capp}$	$\Delta_{capp,y}$	$k_e$	$F_y$	$F_c/F_y$	$\Delta_{u,capp}$
$\Delta_{capp,y}$	1	0	0.1	0.3	0.2	0.7	0	0	0.1	0.1
$k_e$		1	0.1	-0.1	0		0.7	0.1	-0.1	0
$F_y$			1	0.3	0.1			0.9	0.2	0.1
$F_c/F_y$		(sym.)		1	0		(sym.)		0.7	0
$\Delta_{u,capp}$					1					0.3

### 3.5 Modelos estructurales combinados

Para cada par de muestras de subsistemas  $(\theta_i, \theta_j)$  se define un sistema estructural combinado  $(\theta_k)$  mediante la composición en paralelo como se describió en la sección 2.2. La Figura 5 presenta una representación esquemática del modelo IMK aplicado a las subestructuras  $i$  y  $j$ , y al sistema combinado  $k$ , destacando las diferencias en rigidez, fluencia y post-fluencia.



**Figura 5: (a) Esquema del sistema combinado  $k$  con masa  $2m$  y rigidez equivalente  $k_i + k_j$ . (b) Curvas de capacidad de los sistemas  $i, j$  y su respuesta combinada para caso genérico.**

### 3.6 Esquemas de correlación

Con el fin de cuantificar el efecto de la dependencia estadística entre parámetros de modelación en la fragilidad del sistema combinado del punto 3.5, se analizan cuatro esquemas de correlación, ordenados desde el caso base de independencia hasta un caso extremo de dependencia total. Esta clasificación permite separar el efecto de (i) la correlación dentro de cada subsistema y (ii) la correlación entre subsistemas, en concordancia con la distinción *within-component* y *between-component* discutida en la literatura (e.g., Haselton et al., 2007). En particular, se analizan los casos (a) – (d) que se describen a continuación.

#### a) Sin correlación

Se asume independencia total entre todos los parámetros, tanto dentro de cada subsistema como entre subsistemas. En este caso:

$$\rho = I_{10} = \begin{bmatrix} I & 0 \\ 0 & I \end{bmatrix}_{10 \times 10} \quad (8)$$

donde  $I$  es la matriz identidad. Este esquema define la línea base del estudio, permitiendo aislar el efecto de la variabilidad de los parámetros y cuantificar el cambio en la fragilidad al introducir dependencia estadística.

#### b) Correlación intra-sistema (Parcial A)

Se incorporan correlaciones entre parámetros dentro de un mismo subsistema, por separado para  $i$  y para  $j$ . La matriz de correlación se expresa como:

$$\rho = \begin{bmatrix} R_{ii} & 0 \\ 0 & R_{ii} \end{bmatrix}_{10 \times 10} \quad (9)$$

donde  $R_{ii}$  es la matriz de correlación intra-sistema ( $\rho_{i,i}$ ). Este esquema introduce dependencia interna dentro de cada sistema resistente, sin incorporar aún dependencia entre sistemas distintos.

#### c) Correlación intra e inter-sistema (Parcial B)

Se consideran correlaciones tanto dentro de cada subsistema como entre subsistemas, representando que sistemas en una misma dirección resistente pueden compartir fuentes comunes de variabilidad como se describió en la sección 3.4. En este caso:

$$\rho = \begin{bmatrix} R_{ii} & R_{ij} \\ R_{ij}^T & R_{ii} \end{bmatrix}_{10 \times 10} \quad (10)$$

donde  $R_{ij}$  representa la correlación inter-sistema entre parámetros de  $i$  y  $j$  ( $\rho_{i,j}$ ). Este es el esquema central para evaluar el efecto de la dependencia parcial entre subsistemas sobre la fragilidad global.

#### d) Correlación total

Se adopta un caso extremo de dependencia perfecta entre todos los parámetros del sistema combinado que se expresa como:

$$\rho_{ab} = 1, \quad \forall a \neq b. \quad (11)$$

y en la práctica numérica, para evitar problemas de singularidad, se usa un valor cercano a uno:

$$\rho = (1 - \varepsilon)I_{10 \times 10} + \varepsilon \mathbf{1}_{10 \times 10} \mathbf{1}_{10 \times 10}^T, \quad \varepsilon \approx 1 \quad (12)$$

Este esquema maximiza la dependencia estadística entre los parámetros del sistema combinado y representa un caso límite de análisis. De forma teórica, aproxima la situación en que la dirección resistente se representa mediante un único subsistema, sin considerar directamente la modelación de subsistemas en paralelo.

### 3.7 Generación de sistemas combinados aleatorios

Una vez definido el esquema de correlación (es decir, la matriz  $\rho$  correspondiente a cada caso) y el periodo objetivo de interés, se procede a generar realizaciones aleatorias de los parámetros de los subsistemas  $i$  y  $j$  preservando simultáneamente: (i) sus distribuciones lognormales y (ii) la dependencia estadística impuesta por  $\rho$ . Para ello, se trabaja en el espacio logarítmico, definiendo el vector aleatorio de valores medianos:

$$Y = \begin{bmatrix} \ln X_i \\ \ln X_j \end{bmatrix} \in \mathbb{R}^{10}, \quad X_i = \begin{bmatrix} F_{y,i} \\ F_{c,i} \\ \Delta_{capp-y,i} \\ \Delta_{u-capp,i} \\ k_{e,i} \end{bmatrix}, \quad X_j = \begin{bmatrix} F_{y,j} \\ F_{c,j} \\ \Delta_{capp-y,j} \\ \Delta_{u-capp,j} \\ k_{e,j} \end{bmatrix} \quad (13)$$

Por lo cual, se asume que  $Y$  sigue una distribución normal multivariante:

$$Y \sim N(\mu, \Sigma) \quad (14)$$

y a partir de las medias  $\mu$ , las desviaciones estándar logarítmicas  $\sigma$  y el esquema de correlación  $\rho$ , se construye la matriz de covarianza  $\Sigma$  en el espacio logarítmico mediante:

$$\Sigma = D \rho D, \quad D = \text{diag}(\sigma_1, \dots, \sigma_{10}) \quad (15)$$

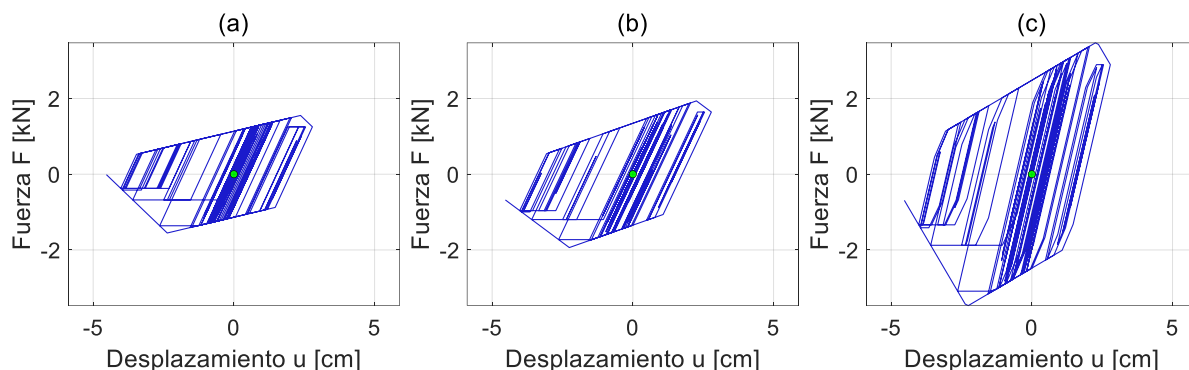
Las realizaciones aleatorias se generan en MATLAB mediante muestreo normal multivariante usando `mvnrnd`, obteniendo  $N$  muestras  $Y^{(n)}$ . Posteriormente, cada muestra se transforma al espacio físico aplicando la exponencial:

$$X^{(n)} = \exp(Y^{(n)}) \quad (16)$$

Este procedimiento genera pares de subsistemas  $(i, j)$  con parámetros lognormales y con dependencia estadística controlada por  $\rho$ , permitiendo representar simultáneamente la correlación intra-sistema  $\rho_{i,i}$  y la correlación inter-sistema  $\rho_{i,j}$ .

### 3.8 Criterio de colapso

El colapso del sistema combinado se define cuando cualquiera de los subsistemas  $(i$  o  $j)$  alcanza su desplazamiento último  $\Delta_u$  en la rama post-capping de la curva tri-lineal. En las historias fuerza–desplazamiento (e.g., Figura 6), este instante se reconoce por una pérdida marcada de rigidez y un aumento rápido de desplazamiento.



**Figura 6: Respuestas histeréticas fuerza–desplazamiento al colapso utilizadas para definir la medida de intensidad de colapso: (a) subsistema  $i$ ; (b) subsistema  $j$ ; (c) sistema combinado  $k$ .**

La Figura 6 ilustra este criterio: en (a) y (b) se muestran las historias fuerza–desplazamiento de cada subsistema, donde el colapso se asocia al ingreso en la rama post-capping y al crecimiento acelerado del desplazamiento. En (c) se presenta la respuesta del sistema combinado, obtenida al sumar las fuerzas resistentes de ambos subsistemas para un desplazamiento común en cada instante de tiempo. Así, el colapso global ocurre cuando uno de los componentes alcanza su capacidad última; en el ejemplo mostrado, colapsa primero el subsistema  $i$ .

### 3.9 Escalamiento de registros en el análisis dinámico incremental (IDA)

Una vez definido el criterio de colapso, el modelo combinado se analiza escalando progresivamente el registro sísmico hasta identificar el nivel a partir del cual el sistema colapsa. De este procedimiento se obtiene el factor de escala de colapso,  $SF_{col}$  y con dicho valor se calcula la medida de intensidad asociada,  $IM_{col} = S_{a,col}(T)$ .

### 3.10 Curvas de fragilidad de colapso

Dado que la capacidad varía tanto por la variabilidad registro-a-registro como por la incertidumbre del modelo, para cada nivel de correlación se realizan análisis dinámicos incrementales (Vamvatsikos & Cornell, 2002) mediante simulaciones de Monte Carlo con muestreo aleatorio, emparejando cada registro con una muestra del modelo estructural  $\theta_k$ . El conjunto de intensidades obtenido permite ajustar una curva de fragilidad de colapso con distribución lognormal:

$$P(C | IM = im) = \Phi\left(\frac{\ln(im) - \mu_{\ln(C)}}{\beta_T}\right) \quad (17)$$

donde  $\Phi$  es la función de distribución acumulada normal estándar,  $\mu_{\ln(C)}$  es la media logarítmica de la capacidad de colapso y  $\beta_T$  es la desviación estándar logarítmica (o “dispersión”) de la distribución.

### 3.11 Desagregación y frecuencia anual media de colapso

Para estimar el riesgo a nivel global, se combina la curva de fragilidad de colapso  $P(C | IM = im)$  con la curva de amenaza sísmica del sitio  $\lambda_{IM}(im)$ , definida como la tasa anual media de excedencia de la medida de intensidad  $im$ . La frecuencia media anual de colapso  $\lambda_c$  se obtiene mediante:

$$\lambda_c = \int_0^{\infty} P(C | IM = im) \left| \frac{d\lambda_{IM}(im)}{d(im)} \right| d(im) \quad (18)$$

donde  $\frac{d\lambda_{IM}(im)}{d(im)}$  es la pendiente de la curva de amenaza. El término integrado de la ecuación (18) entrega la desagregación del riesgo de colapso respecto de la medida de intensidad, es decir, ayuda a identificar las intensidades que más contribuyen a la estimación de  $\lambda_c$  (Eads et al., 2013), y permitiendo además analizar cómo los distintos niveles de correlación entre sistemas modifican dichas contribuciones.

### 3.12 Probabilidad de colapso

Asumiendo que la ocurrencia de sismos sigue un proceso de Poisson, la probabilidad de colapso en un horizonte de tiempo  $t$  (en años) se calcula a partir de la frecuencia anual media de colapso  $\lambda_c$  como:

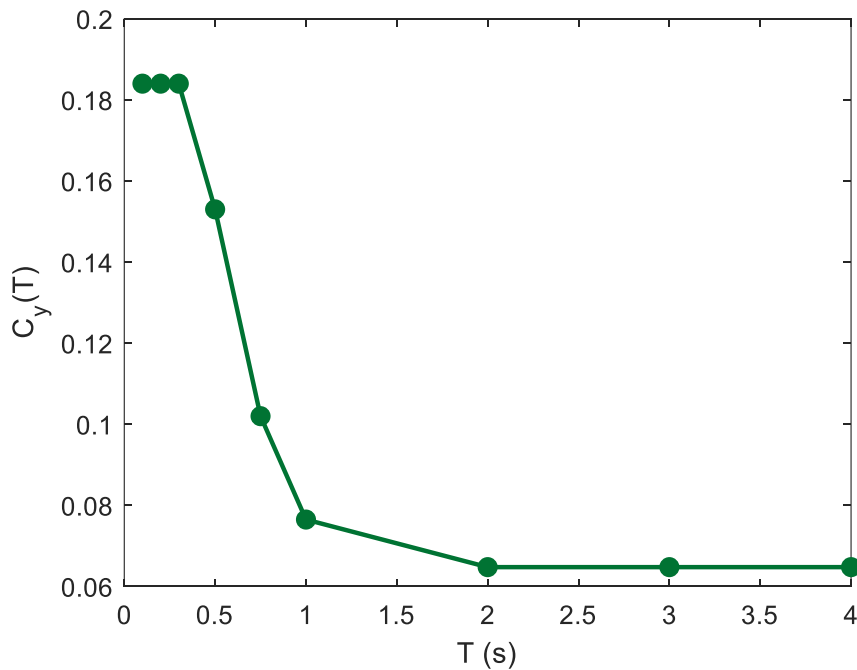
$$P_c(t) = 1 - e^{-\lambda_c \cdot t} \quad (19)$$

de modo que  $P_c(t)$  entrega la probabilidad de que el sistema colapse al menos una vez en el intervalo considerado. En esta investigación se adopta  $t = 50$  años, por lo que  $P_c(50)$  corresponde a la probabilidad de colapso en el horizonte de tiempo de interés.

## 4 Resultados

### 4.1 Coeficiente sísmico $C_y$

De acuerdo con el procedimiento descrito en la Sección 3.4.4, para cada periodo analizado se determinó un valor de  $C_y$  tal que el modelo mediano alcanzara una probabilidad de colapso en 50 años del orden de  $P_c(50) \approx 1\%$ . Esta calibración permite establecer una referencia consistente a lo largo de todo el rango de periodos y comparar de forma directa el efecto de los distintos esquemas de correlación sobre el riesgo de colapso. La Figura 7 presenta la variación de  $C_y$  en función del periodo objetivo  $T$ .



**Figura 7: Variación del coeficiente sísmico  $C_y$  calibrado en función del periodo fundamental  $T$  para el modelo mediano.**

Se observa una tendencia decreciente de  $C_y$  a medida que aumenta  $T$ , con un comportamiento que puede describirse en tres tramos: (i) para periodos cortos ( $T = 0.1 - 0.3$  s)  $C_y$  se mantiene prácticamente constante en torno a 0.184; (ii) entre  $T = 0.3$  y 1.0 s se aprecia una disminución marcada (hasta 0.0765); y (iii) para periodos largos ( $T \geq 2$  s) tiende a estabilizarse en torno a 0.064. Este patrón es coherente con el hecho de que, bajo el criterio adoptado para la calibración, se requiere menor resistencia normalizada para mantener un nivel de riesgo objetivo cuando el periodo aumenta.

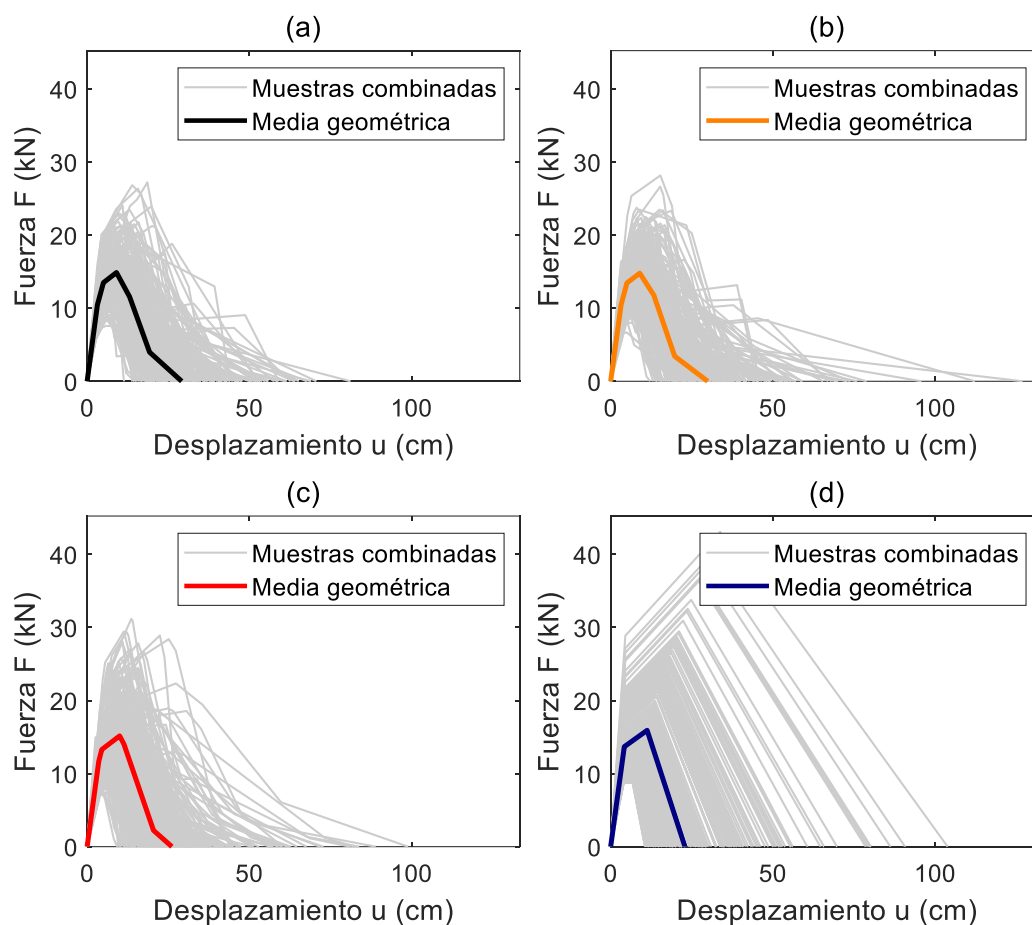
En paralelo, la Tabla 4 resume los valores calibrados de  $C_y$  junto con la probabilidad de colapso obtenida para cada periodo. Los resultados confirman que la calibración se cumple:  $P_c(50)$  se mantiene cercano al 1% para todos los periodos (entre 1.03% y 1.06%). Las pequeñas diferencias se deben principalmente a efectos numéricos del procedimiento (discretización e integración amenaza-fragilidad), y no a cambios reales en el nivel de riesgo objetivo.

**Tabla 4: Valores calibrados de  $C_y$  y probabilidad de colapso en 50 años  $P_c(50)$  para cada periodo de análisis (Modelo Mediano).**

$T$	$C_y$	$P_c(50)$ [%]
0.1	0.184	1.03
0.2	0.184	1.06
0.3	0.184	1.06
0.5	0.153	1.05
0.75	0.102	1.04
1	0.0765	1.03
2	0.064	1.04
3	0.064	1.06
4	0.064	1.04

#### 4.2 Curvas de capacidad sistemas combinados para $T = 0.5$ s

Para cada esquema de dependencia se generaron 274 realizaciones del sistema combinado para el periodo objetivo de análisis  $T$ . La Figura 8 muestra las curvas fuerza–desplazamiento obtenidas para  $T=0.5$  s en los cuatro esquemas de correlación.



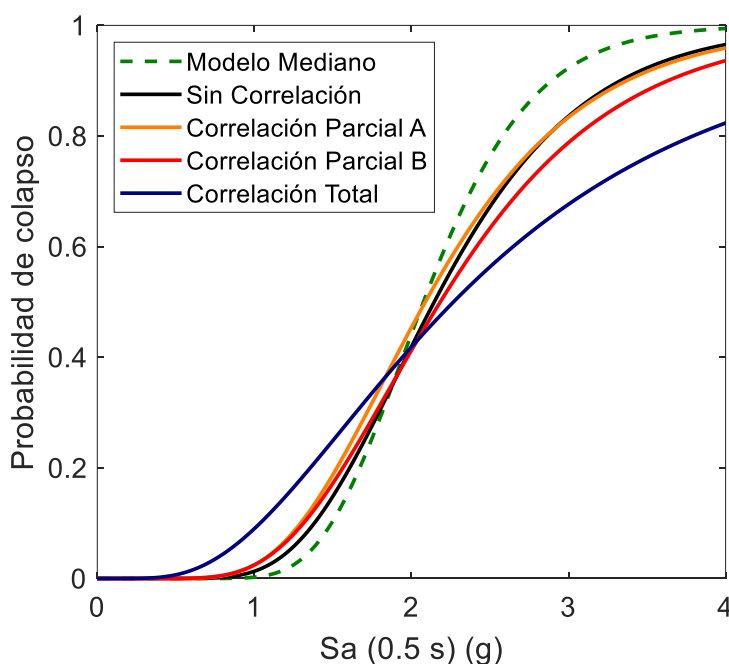
**Figura 8: Curvas de capacidad de sistemas combinados para un periodo objetivo de  $T = 0.5$  s, para los niveles (a) Sin Correlación; (b) Correlación Parcial A; (c) Correlación Parcial B; (d) Correlación Total**

En el caso sin correlación (Figura 8a), las capacidades de los sistemas combinados presentan variaciones relativamente independientes, lo que se refleja en una nube de curvas con degradación moderada y una disminución de resistencia progresiva. Para la correlación parcial A (Figura 8b), la respuesta global se mantiene muy cercana al caso (a): la media geométrica prácticamente conserva el mismo nivel de resistencia máxima y la degradación ocurre en rangos de desplazamiento similares, indicando que este patrón de correlación no altera de manera relevante la capacidad central del sistema combinado.

Al pasar a correlación parcial B (Figura 8c), la media geométrica sigue siendo comparable en magnitud, pero se aprecia una mayor presencia de historias con degradación más temprana, reflejada en una caída de resistencia más marcada a desplazamientos relativamente menores respecto de (a) y (b). Finalmente, en el escenario de correlación total (Figura 8d) se observa el cambio más notorio en la dispersión: las trayectorias se organizan en un abanico más amplio, con mayor variabilidad en rigidez y resistencia inicial, junto con una dispersión más marcada en la evolución post-fluencia. En conjunto, esto sugiere que el incremento del nivel de correlación no modifica de forma drástica la capacidad media, pero sí aumenta la dispersión y la ocurrencia de degradación anticipada.

### 4.3 Curvas de fragilidad de colapso y parámetros estadísticos para $T = 0.5$ s

A partir de las muestras generadas anteriormente y de los parámetros asociados a la curva de capacidad mostrada en la Figura 8, se obtuvieron las curvas de fragilidad de colapso presentadas en la Figura 9. Estas curvas representan la probabilidad de colapso en función de la medida de intensidad  $S_a(T)$ , distinguiendo cada esquema de correlación. Los parámetros estadísticos ajustados de cada curva — mediana, dispersión  $\beta_T$ , tasa anual media de colapso  $\lambda_c$  y probabilidad de colapso en 50 años  $P_c(50)$  — se resumen en la Tabla 5.



**Figura 9: Curvas de fragilidad de colapso sistema combinado, para  $T = 0.5$  s usando la medida de intensidad  $S_a(T)$  considerando distintos niveles de correlación y modelo mediano.**

Al analizar el comportamiento, se observa que todas las curvas se cruzan cerca de una probabilidad de colapso igual a 0.5, en un rango de  $S_a \approx 2.1 - 2.3$  g. Este cruce indica que las medianas son muy próximas entre sí, variando levemente entre 2.08 g (modelo mediano) y 2.27 g (correlación total). Esto es esperable ya que el valor central de la respuesta estructural es poco sensible a las incertidumbres; es decir, la correlación modifica principalmente la dispersión de los datos, pero no desplaza significativamente el centro de la distribución.

**Tabla 5: Resumen parámetros estadísticos (mediana, desviación estándar logarítmica, tasa anual media de colapso y probabilidad de colapso) para las curvas de fragilidad de colapso de  $T = 0.5s$ .**

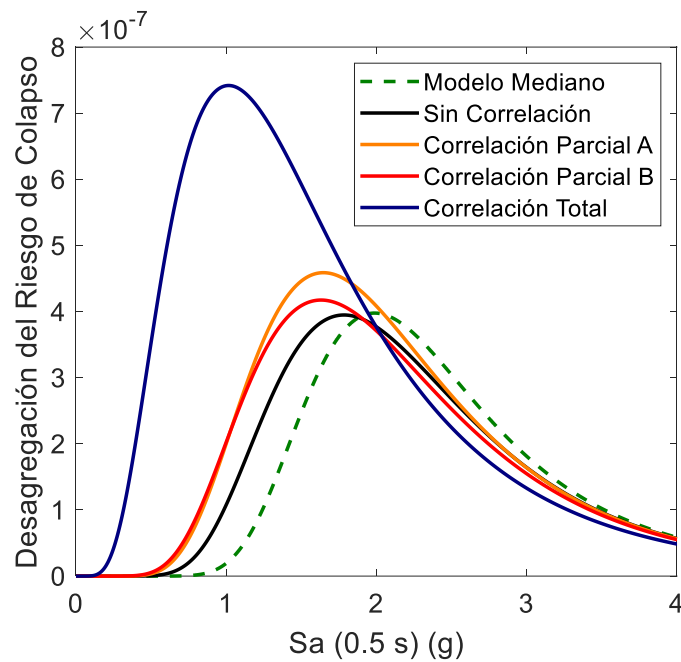
Modelo	Mediana	$\beta_T$	$\lambda_c \cdot (10^{-4})$	$P_c(50)$ [%]
Modelo mediano	2.08	0.26	2.11	1.05
Sin correlación	2.14	0.34	2.28	1.13
Correlación Parcial A	2.09	0.37	2.61	1.3
Correlación Parcial B	2.18	0.40	2.46	1.22
Correlación total	2.27	0.61	3.93	1.95

La diferencia fundamental entre los modelos radica en la pendiente de las curvas, la cual representa la desviación estándar logarítmica ( $\beta_T$ ). Como se resume en la Tabla 5, la dispersión cambia de forma progresiva según el esquema de correlación: pasa de 0.26 en el modelo mediano a 0.34 sin correlación y se mantiene similar con Correlación Parcial A (0.37). Al incorporar correlación entre distintos subsistemas,  $\beta_T$  aumenta levemente en Parcial B (0.40) y crece de manera marcada en Correlación Total (0.61), lo que se refleja en curvas de fragilidad cada vez más anchas y con menor pendiente. En el modelo mediano, al fijarse de forma determinista los parámetros del modelo, la dispersión  $\beta_T$  refleja principalmente la variabilidad registro-a-registro ( $\beta_{RTR}$ ) bajo la descomposición de la ecuación (1), con  $\eta = 0$ . En cambio, los escenarios con incertidumbre de modelación, la componente  $\eta$  deja de ser nula y pasa a contribuir a la dispersión total de la capacidad.

Dado que, para cada par de subsistemas, ambos están sometidos al mismo registro sísmico, la componente registro-a-registro  $\varepsilon$  actúa como un efecto común en una misma realización. Por ello, las diferencias observadas entre esquemas de correlación se asocian principalmente a la forma en que se representa la dependencia estadística de  $\eta$  entre subsistemas como lo indican las ecuaciones (3) y (4). Por ejemplo, cuando los parámetros de ambos subsistemas presentan una alta correlación positiva (i.e., Figura 8d), las realizaciones tienden a agruparse en estados extremos, de modo que ambos subsistemas resultan simultáneamente más fuertes o más débiles. Esto reduce los efectos de compensación entre subsistemas, es decir, la posibilidad de que un subsistema más fuerte compense parcialmente a otro más débil, dando como resultado un aumento en la variabilidad de la capacidad global (modelo de Correlación Total).

Con lo anterior, los resultados indican que mantener el supuesto implícito de correlación total —equivalente a representar la dirección resistente mediante un único subsistema— conduce a una estimación más dispersa y riesgosa que la obtenida al modelar subsistemas distintos con correlación parcial o nula. Esta tendencia es consistente con lo reportado por Gokkaya et al. (2017), quienes muestran que una mayor correlación incrementa la dispersión de la respuesta dinámica y produce mayores probabilidades de colapso.

Estas diferencias en la dispersión también se reflejan en el riesgo sísmico estimado, como se muestra en la desagregación del riesgo de colapso de la Figura 10.



**Figura 10: Desagregación del riesgo de colapso en función de  $Sa(0.5s)$  para los cuatro escenarios de correlación y modelo mediano, el área bajo cada curva representa la tasa anual media de colapso  $\lambda_c$ .**

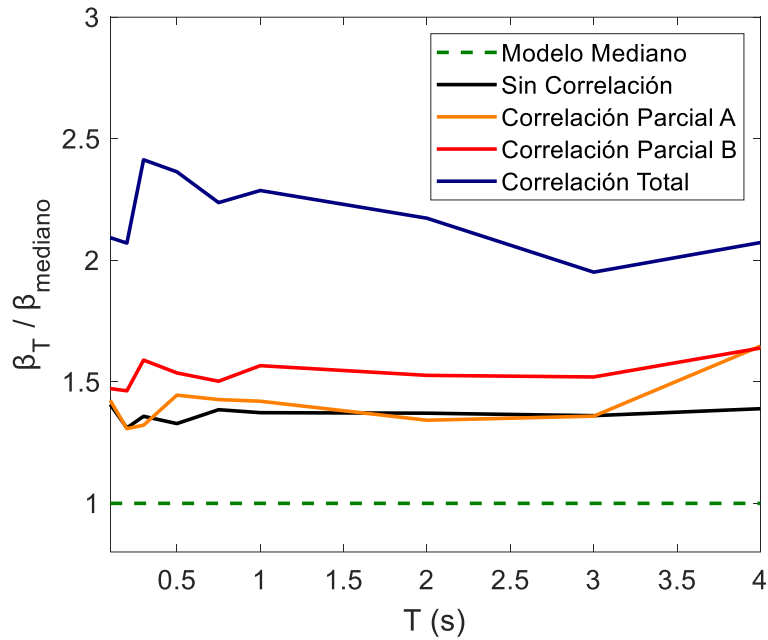
A medida que las curvas de la Figura 9 se hacen más dispersas, intensidades más bajas comienzan a contribuir relativamente más a la tasa anual media de colapso  $\lambda_c$ . Como resultado, al combinar estas curvas con la amenaza sísmica, la probabilidad de colapso en 50 años aumenta desde 1.05% en el Modelo Mediano hasta 1.95% en el escenario de Correlación total.

#### 4.4 Resultados en función del periodo de análisis T

Con el fin de complementar el análisis desarrollado para  $T = 0.5$  s, en este apartado se evalúa el efecto de la incertidumbre y de la dependencia entre parámetros en todo el rango  $T = 0.1 - 4$  s. Para facilitar la comparación entre periodos y aislar el efecto relativo de cada escenario, los resultados se presentan normalizados respecto del modelo mediano, utilizando los cocientes  $\beta_T/\beta_{T,mediano}$  y  $P_c(50)/P_{c,mediano}(50)$ . De este modo, el valor 1 representa el caso base (modelo mediano), y valores mayores que 1 indican incrementos respecto a esa referencia.

##### 4.4.1 Dispersión de curva de fragilidad de colapso normalizada

En primer lugar, se analiza la evolución de la dispersión de las curvas de fragilidad a lo largo del rango de periodos. La Figura 11 presenta la razón entre  $\beta_T/\beta_{T,mediano}$  para cada escenario de correlación, permitiendo identificar si la correlación modifica sistemáticamente la dispersión de las fragilidades y si dicho efecto depende del periodo.

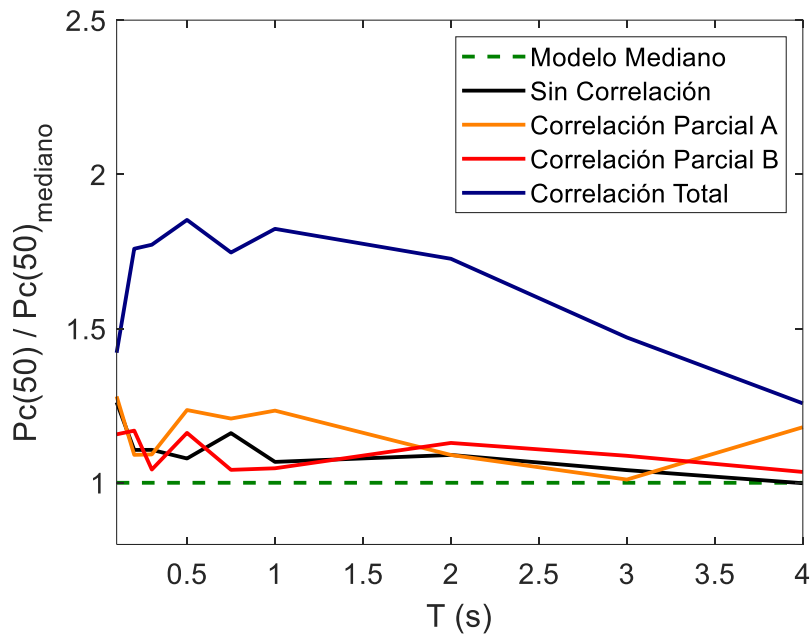


**Figura 11: Dispersiones de las curvas de fragilidad de colapso normalizadas por la dispersión del modelo mediano en todo el rango de periodos analizado.**

La Figura 11 muestra que el orden entre escenarios está dominado principalmente por el patrón de correlación, más que por el periodo. El caso sin correlación se ubica en torno a 1.3–1.4, mientras que los escenarios Parcial A y Parcial B presentan incrementos intermedios, en general entre aproximadamente 1.3 y 1.7. En contraste, la correlación total es consistentemente el caso más disperso, con razones cercanas a 2.0–2.4 en gran parte del rango de análisis. Esto indica que, dentro de los sistemas estudiados, el supuesto de correlación total produce sistemáticamente las mayores dispersiones, mientras que modelar subestructuras distintas con correlación parcial o nula reduce de manera apreciable  $\beta_T$ .

#### 4.4.2 Probabilidad de colapso en 50 años normalizada

En segundo lugar, se evalúa el impacto de la correlación sobre el riesgo de colapso en un horizonte de tiempo de 50 años. La Figura 12 presenta el cociente  $P_c(50)/P_{c,mediano}(50)$ , lo que permite cuantificar cuánto se amplifica (o reduce) el riesgo respecto del modelo base para cada periodo.



**Figura 12: Probabilidades de colapso para un horizonte de tiempo de 50 años normalizadas por la probabilidad de colapso del modelo mediano en todo el rango de periodos analizado.**

La Figura 12 muestra que el escenario de Correlación Total entrega sistemáticamente las mayores probabilidades de colapso en todo el rango de periodos, con razones del orden de 1.3–1.8 respecto del modelo mediano. Aunque esta amplificación disminuye hacia periodos largos, el modelo de Correlación Total permanece por sobre todos los demás escenarios en todo el intervalo analizado. En contraste, los casos Sin Correlación, Correlación Parcial A y Correlación Parcial B se mantienen mucho más próximos al Modelo Mediano, con razones en general entre 1.0 y 1.25, y muestran variaciones más moderadas con el periodo.

A diferencia de lo observado en la dispersión, el efecto sobre  $P_c(50)$  no sigue un orden monotónico claro entre los esquemas parciales. Dependiendo del periodo, Parcial A o Parcial B pueden ubicarse levemente por sobre o por debajo del caso Sin Correlación, e incluso cruzarse entre sí. Esto indica que, fuera del caso extremo de Correlación Total, no puede afirmarse que un mayor nivel de correlación implique siempre una mayor probabilidad de colapso, el resultado depende del patrón específico de dependencia impuesto y de su interacción con la dinámica del sistema y con la forma de la amenaza sísmica.

## 5 Conclusiones

En términos generales, los resultados indican que para sistemas estructurales combinados formados por dos subsistemas de un grado de libertad en paralelo, la correlación entre parámetros de modelación afecta principalmente la dispersión de la curva de fragilidad de colapso, mientras que su efecto sobre la capacidad central es menor. En todo el rango de periodos analizado, las medianas de colapso permanecen en intervalos relativamente acotados, lo que sugiere que la dependencia estadística no modifica de manera importante la mediana de la curva de fragilidad. En cambio, su efecto sobre  $\beta_T$  es sistemático: al aumentar la dependencia entre parámetros, aumenta la dispersión logarítmica de la curva de fragilidad y, como consecuencia, intensidades moderadas y bajas pasan a contribuir más al riesgo de colapso.

En particular, el esquema Correlación Total es el caso más crítico tanto en términos de dispersión como de probabilidad de colapso. En gran parte del rango de periodos, este escenario aproximadamente duplica la dispersión del modelo mediano y eleva  $P_c(50)$  en alrededor de 40%–80% respecto del caso base (mediano), por lo que esta forma de evaluación, simplificando el modelo, puede resultar más

exigente dentro del contexto aquí estudiado, en el sentido de que sobreestima  $\beta_T$ ,  $\lambda_c$  y  $P_c(50)$  respecto de una representación con subsistemas distintos y correlación parcial o nula. La consecuencia de ello es doble: por un lado, puede llevar a concluir que el sistema posee un riesgo de colapso mayor que el que efectivamente correspondería a una configuración con subsistemas no idénticos; por otro, puede inducir decisiones de diseño o evaluación más exigentes de lo necesario.

En cambio, los escenarios Sin Correlación y Correlación Parcial (A y B) producen incrementos mucho más moderados, en general del orden de 1.0–1.3 veces el modelo mediano. Esto sugiere que, dentro de los supuestos adoptados en este estudio, modelar subsistemas distintos —en lugar de asumir una correlación total implícita— reduce de manera significativa la dispersión de la fragilidad y, en la mayoría de los periodos, también el riesgo estimado de colapso. Asimismo, los resultados también muestran que los escenarios Parcial A y Parcial B no siguen un comportamiento monótonico claro respecto del caso sin correlación. Dependiendo del periodo, pueden ubicarse levemente por sobre o por debajo de este, e incluso cruzarse entre sí. Por ello, no es correcto concluir que cualquier aumento en el “nivel” de correlación implique automáticamente una mayor probabilidad de colapso. En este sentido, el principal hallazgo no es que toda correlación sea necesariamente desfavorable, sino que el supuesto extremo de correlación total domina claramente a los demás escenarios.

Finalmente, debe destacarse que los modelos de correlación parcial adoptados constituyen una representación admisible (pero no única ni definitiva) de la dependencia entre parámetros de modelación. Esto refuerza la necesidad de seguir investigando y caracterizando correlaciones intra- e inter-subsistema a partir de evidencia experimental y bases de datos más amplias. Aun así, los resultados ya permiten concluir que representar una dirección resistente mediante un único subsistema puede sobreestimar la dispersión de la fragilidad y el riesgo de colapso, mientras que modelar explícitamente sistemas distintos con correlación parcial o nula entrega una evaluación menos estricta del problema. En ese sentido, la Correlación Total puede interpretarse aquí como una cota superior práctica del efecto de la dependencia estadística, útil para comparación, pero no necesariamente como la representación más realista del sistema estructural.

## 6 Referencias

- ASCE. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers (ASCE). <https://doi.org/10.1061/9780784414248>
- Bird, P., & Kagan, Y. Y. (2004). Plate-tectonic analysis of shallow seismicity: Apparent boundary width, beta, corner magnitude, coupled lithosphere thickness, and coupling in seven tectonic settings. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 94(6), 2380–2399. <https://doi.org/10.1785/0120030107>
- Bradley, B. A. (2013). A critical examination of seismic response uncertainty analysis in earthquake engineering. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 42(11), 1717–1729. <https://doi.org/10.1002/eqe.2331>
- Celarec, D., & Dolšek, M. (2013). The impact of modelling uncertainties on the seismic performance assessment of reinforced concrete frame buildings. *Engineering Structures*, 52, 340–354. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.02.036>
- Celik, O. C., & Ellingwood, B. R. (2010). Seismic fragilities for non-ductile reinforced concrete frames – Role of aleatoric and epistemic uncertainties. *Structural Safety*, 32(1), 1–12. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2009.04.003>
- Eads, L., Miranda, E., Krawinkler, H., & Lignos, D. G. (2013). An efficient method for estimating the collapse risk of structures in seismic regions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42(1), 25–41. <https://doi.org/10.1002/eqe.2191>
- FEMA. (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors*. FEMA-P695. Federal Emergency Management Agency.
- FEMA. (2012). *Seismic Performance Assessment of Buildings*. FEMA-P58. Federal Emergency Management Agency.
- Ghosh, S. K. (2014). Significant changes from ASCE 7-05 to ASCE 7-10, part 1: Seismic design provisions. *PCI Journal*, 59(1), 60–82. <https://doi.org/10.15554/pcij.01012014.60.82>
- Gokkaya, B. U., Baker, J. W., & Deierlein, G. G. (2016). Quantifying the impacts of modeling uncertainties on the seismic drift demands and collapse risk of buildings with implications on seismic design checks. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(10), 1661–1683. <https://doi.org/10.1002/eqe.2740>
- Gokkaya, B. U., Baker, J. W., & Deierlein, G. G. (2017). Estimation and impacts of model parameter correlation for seismic performance assessment of reinforced concrete structures. *Structural Safety*, 69, 68–78. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2017.07.005>
- Haselton, C. B., & Deierlein, G. G. (2008). *Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Moment-Frame Buildings*. PEER - Pacific Earthquake Engineering Research Center 2007/08.
- Haselton, C. B., Goulet, C. A., Mitrani-Reiser, J., Beck, J. L., Deierlein, G. G., Porter, K. A., Stewart, J. P., Taciroglu, E., & Taciroglu, E. (2007). *An assessment to benchmark the seismic performance of a code-conforming reinforced concrete moment-frame building*. PEER - Pacific Earthquake Engineering Research Center 2007/12.
- Haselton, C. B., Liel, A. B., Deierlein, G. G., Dean, B. S., & Chou, J. H. (2011). Seismic Collapse Safety of Reinforced Concrete Buildings. I: Assessment of Ductile Moment Frames. *Journal of Structural Engineering*, 137(4), 481–491. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000318](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000318)
- Heresi, P., & Miranda, E. (2023). RPBEE: Performance-based earthquake engineering on a regional scale. *Earthquake Spectra*, 39(3), 1328–1351. <https://doi.org/10.1177/87552930231179491>
- Ibarra, L. F., Medina, R. A., & Krawinkler, H. (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(12), 1489–1511. <https://doi.org/10.1002/eqe.495>

- IBC. (2018). *International Building Code*. International Code Council (ISBN:978-1-60983-735-8).
- Karapetrou, S., Manakou, M., Bindi, D., Petrovic, B., & Pitilakis, K. (2016). “Time-building specific” seismic vulnerability assessment of a hospital RC building using field monitoring data. *Engineering Structures*, 112, 114–132. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.01.009>
- Kiureghian, A. Der, & Ditlevsen, O. (2009). Aleatory or epistemic? Does it matter? *Structural Safety*, 31(2), 105–112. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2008.06.020>
- Liel, A. B., Haselton, C. B., Deierlein, G. G., & Baker, J. W. (2009). Incorporating modeling uncertainties in the assessment of seismic collapse risk of buildings. *Structural Safety*, 31(2), 197–211. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2008.06.002>
- Luco, N., Ellingwood, B. R., Hamburger, R. O., Hooper, J. D., Kimball, J. K., & Kircher, C. a. (2007). Risk-targeted versus current seismic design maps for the conterminous united states. *Structural Engineering Association of California 2007 Convention Proceedings*.
- Mahin, S. A. (1998). Lessons from damage to steel buildings during the Northridge earthquake. *Engineering Structures*, 20(4–6), 261–270. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(97\)00032-1](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(97)00032-1)
- Moehle, J., & Deierlein, G. G. (2004). A FRAMEWORK METHODOLOGY FOR PERFORMANCE-BASED EARTHQUAKE ENGINEERING. In *13th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Ruff, L., & Kanamori, H. (1983). Seismic coupling and uncoupling at subduction zones. *Tectonophysics*, 99(2–4), 99–117. [https://doi.org/10.1016/0040-1951\(83\)90097-5](https://doi.org/10.1016/0040-1951(83)90097-5)
- Terzic, V., Schoettler, M. J., Restrepo, J. I., & Mahin, S. A. (2015). *Concrete Column Blind Prediction Contest 2010: Outcomes and Observations*. PEER - Pacific Earthquake Engineering Research Center 2015/01.
- Ugurhan, B., Baker, J. W., & Deierlein, G. G. (2014). Uncertainty estimation in seismic collapse assessment of modern reinforced concrete moment frame buildings. *NCEE 2014 - 10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering: Frontiers of Earthquake Engineering*. <https://doi.org/10.4231/D33R0PT8J>
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491–514. <https://doi.org/10.1002/eqe.141>