UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA

Repositorio Digital USM **https://repositorio.usm.cl**

Tesis USM TESIS de Pregrado de acceso ABIERTO

2022-08

Evaluación del factor de modificación de la respuesta de muros de corte acoplados compuestos por placas de acero rellenos de hormigón CC-PSW/CF

Cifuentes Bastías, Claudio Jesús

https://hdl.handle.net/11673/53973

Repositorio Digital USM, UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA

UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

Departamento de Obras Civiles

EVALUACIÓN DEL FACTOR DE MODIFICACIÓN DE LA RESPUESTA DE MUROS DE CORTE ACOPLADOS COMPUESTOS POR PLACAS DE ACERO RELLENOS DE HORMIGÓN CC-PSW/CF

Memoria de Título presentada por

Claudio Jesús Cifuentes Bastías

como requisito parcial para optar al título de la carrera de

Ingeniería Civil

Profesor Guía
Matthias Breytmann Schulze

Profesor Correferente
Ramiro Bazaez Gallardo

AGOSTO, 2022

UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

TÍTULO DE LA TESIS:

EVALUACIÓN DEL FACTOR DE MODIFICACIÓN DE LA RESPUESTA DE MUROS DE CORTE ACOPLADOS COMPUESTOS POR PLACAS DE ACERO RELLENOS DE HORMIGÓN CC-PSW/CF

AUTOR:

Claudio Jesús Cifuentes Bastías

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

Nombre Profesor Guía: .....

Nombre Miembro 1 Comisión: .....

Nombre Miembro 2 Comisión: .....

Valparaíso, Chile, Junio de 2022

EVALUACIÓN DEL FACTOR DE MODIFICACIÓN DE LA RESPUESTA DE MUROS DE CORTE ACOPLADOS COMPUESTOS POR PLACAS DE ACERO RELLENOS DE HORMIGÓN CC-PSW/CF

Claudio Cifuentes[1], Matthias Breytmann[1], Ramiro Bazaez[1]

1 Universidad Técnica Federico Santa María

Resumen

En el presente trabajo se evalúa, según la metodología especificada en el documento FEMA P-695, el factor de modificación de la respuesta utilizado por Vera, R. [1] para edificios chilenos estructurados mediante el uso del sistema estructural CC-PSW/CF (Coupled Composite Plate Shear Wall Concrete Filled). Se realizan más de 700 análisis no lineal tiempo historia a un arquetipo representativo de un edificio de 12 pisos y, según los valores obtenidos, se concluye que el factor adoptado por el autor es válido. Sin embargo, puede ser demasiado conservador.

Palabras claves: SpeedCore, CC-PSW/CF, FEMA P-695, Factor de modificación de la respuesta

1. Introducción

Tradicionalmente en edificios chilenos, el sistema estructural resistente a las solicitaciones sísmicas y horizontales son los muros de hormigón armado, los cuales, gracias a la resistencia combinada del acero y el hormigón, destacan por su comportamiento ante sismos. Sin embargo, esta resistencia combinada no solo es posible de lograr mediante el uso de barras de acero embebidas en el hormigón, sino que también se puede lograr a través del uso de placas de acero que estén rellenas de hormigón lo cual da paso a una nueva forma de construcción y a un nuevo sistema estructural.

Actualmente, se encuentra en estudio el uso del sistema CC-PSW/CF (Coupled Composite Plate Shear Wall Concrete Filled) también conocido como "SpeedCore", el cual corresponde al uso de un núcleo resistente dentro de los edificios, constituido por muros de corte acoplados compuestos por placas de acero rellenos de hormigón, los cuales presentan ciertas ventajas que permiten disminuir los tiempos de construcción en hasta un 40 % respecto a las prácticas tradicionales de construcción.

Anteriormente, Rodrigo Vera presenta el estudio de la respuesta sísmica de edificios estructurados mediante este sistema [1] y concluye que estos poseen un adecuado comportamiento ante las demandas sísmicas generadas hasta por sismos con un periodo de retorno de 975 años. Sin embargo, el factor de modificación de respuesta utilizado queda pendiente por investigar, ya que este no se presenta en la norma que rige el diseño sísmico de edificios que es la NCh 433.Of 1996 Mod 2009 "Diseño sísmico de edificios" [15]. De esta manera, en la presente memoria se estudia según la metodología especificada en el documento FEMA P-695 si el valor del factor de modificación de la respuesta adoptado por el autor ($R = 7$) corresponde a un valor razonable a la realidad nacional o es necesario realizar ajustes.

2. Objetivos

A continuación, se presentan los objetivos que motivan la realización de la memoria.

2.1. Objetivo General

El objetivo general es evaluar el factor de modificación de respuesta utilizado para los sistemas estructurales de muros de corte acoplados compuestos por placas de acero rellenos de hormigón de acuerdo a la realidad sísmica chilena.

2.2. Objetivos específicos

Los objetivos específicos que se han propuesto para lograr el objetivo general son los siguientes:

- Implementar un análisis dinámico incremental a través del software OpenSees considerando registros sísmicos chilenos a un arquetipo que represente una estructura común en Chile.
- Determinar la aceleración media en función de la probabilidad de colapso a través de una curva de fragilidad que represente los datos obtenidos.
- Evaluar el margen de colapso según el procedimiento FEMA P-695 considerando las incertidumbres estructurales y de los registros.
- Evaluar el factor de modificación de la respuesta propuesto para los sistemas estructurales CC-PSW/CF.

3. Marco teórico

El factor de modificación de la respuesta que se utiliza en Chile para los distintos sistemas estructurales reconocidos en la norma que rige el diseño sísmico de edificios, lo determinan los expertos que trabajan en la redacción de cuya norma, a través de estudios, experiencia, adaptación de normas internacionales, etc., pero no en base a procedimientos estandarizados como se realiza, por ejemplo, en Estados Unidos. Debido a esto, para verificar el valor utilizado de factor de modificación de la respuesta del sistema CC-PSW/CF, se hace necesario recurrir al procedimiento especificado en el documento FEMA P-695 "Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors" [9], creado por la Agencia Federal de Manejo de Emergencias de los Estados Unidos (FEMA), el cual proporciona una base racional para determinar los factores de desempeño sísmico.

3.1. Procedimiento FEMA P-695

El procedimiento que se detalla en del documento FEMA P-695 [9] proporciona una base racional para cuantificar tres factores globales de desempeño sísmico. Estos factores son: el factor de modificación de la respuesta (R), el factor de ductilidad basado en el periodo (μ_T) y el factor de sobre resistencia (Ω_0).

Existen cuatro pasos clave para determinar los factores de desempeño, los cuales son:

1. Desarrollo de arquetipos con el sistema estructural CC-PSW/CF
2. Desarrollo de modelos constitutivos que representen el comportamiento de los materiales
3. Análisis estáticos y dinámicos no lineales (dinámicos incrementales y pushover)

4. Evaluación del desempeño del sistema en base a evaluación probabilística de colapso

El procedimiento anterior se resume en el diagrama de flujo de la Figura 1, en donde para poder determinar el factor de modificación de la respuesta se debe realizar un análisis dinámico incremental no lineal "IDA" mediante el cual se puede crear una gráfica de la medida de intensidad "IM" vs el parámetro de demanda estructural "EDP" para un conjunto de movimientos sísmicos y relacionar los datos de la gráfica con la respuesta que se espera para la demanda del máximo terremoto considerando "MCE" y de esta manera determinar la relación de margen de colapso "CMR".

Para evaluar el desempeño y con ello el factor de modificación de la respuesta, se especifican margenes de colapso aceptables en función de la incertidumbre del colapso total del sistema, los cuales deben ser comparados con los resultados obtenidos.

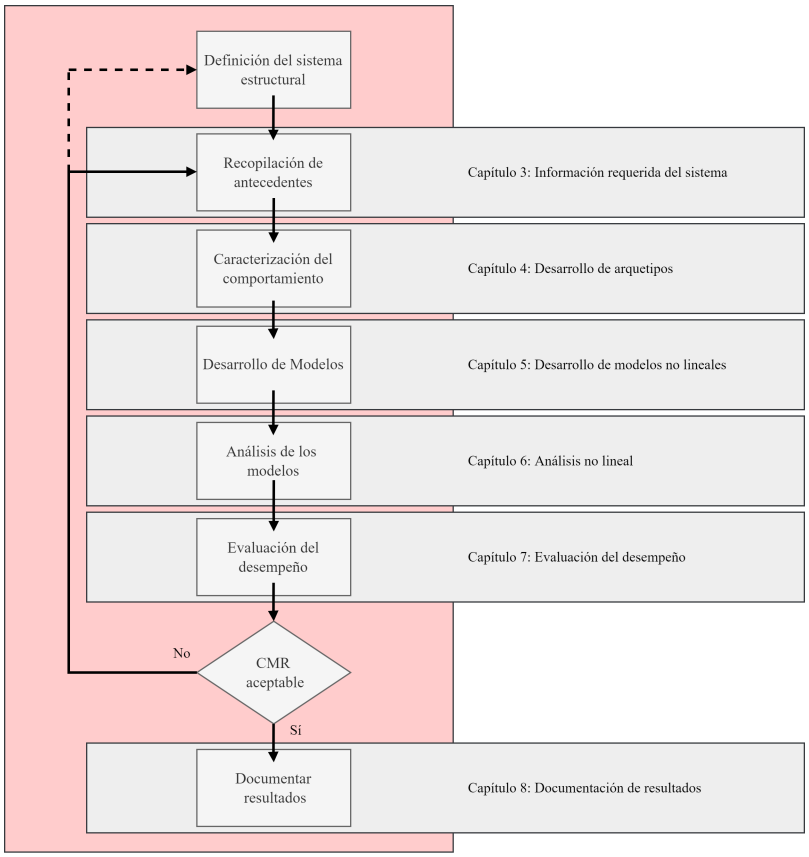

Figura 1: Esquema del proceso para determinar cuantitativamente los factores de desempeño sísmico

Fuente: Evaluation of the FEMA P-695 [2]

3.1.1. Análisis dinámico incremental no lineal

El análisis dinámico incremental no lineal, consiste en realizar varios análisis no lineales tiempo historia a un modelo estructural en donde, mediante el incremento de la intensidad de los registros sísmicos, se evalúa la respuesta hasta el colapso de la estructura. Ahora, el colapso de la estructura se puede definir como el punto de la curva "IM vs EDP" en el cual ante un leve incremento de la medida de intensidad (IM), se genera un gran aumento en el parámetro de demanda estructural (EDP). Por otro lado, también se debe contar con una

cota máxima que refleje el “colapso”, ya que para cierta deriva de entre pisos los daños a los elementos no estructurales, fachada y la incursión en el rango no lineal de los elementos estructurales permite clasificar la estructura como no operacional.

El escalamiento de los registros se realiza mediante un escalar que amplifica o reduce los registros sísmicos según la Ecuación 1.

$$a(t)_\lambda = \lambda \times a(t) \tag{1}$$

Donde:

- $a(t)$ corresponde al registro seleccionado para el análisis dinámico incremental
- $a(t)_\lambda$ corresponde al registro sísmico amplificado o reducido por el factor lambda.

3.1.2. Registros sísmicos y espectro de diseño

La respuesta dinámica de los arquetipos se realiza para un conjunto de movimientos sísmicos que se escalan según lo mencionado en el punto 3.1.1. Este conjunto de movimientos sísmicos debe contar con cierta cantidad de eventos y presentar ciertas características para poder ser utilizado, las cuales se detallan en la metodología ATC 63 [4], siendo la magnitud y distancia de estos eventos las más destacadas.

Cabe destacar que un registro sísmico es medido a través de un sismógrafo, el cual puede incorporar ruidos (señales no deseadas) en sus mediciones y, además, puede presentar ciertos valores residuales de desplazamiento. Es por esto que las señales deben ser procesadas a través de dos métodos:

- **Corrección por línea base:** La corrección por línea base se realiza debido a los errores que presentan los acelerogramas cuando se encuentran desplazados respecto a la línea cero de aceleración. Esto puede ocurrir debido a problemas de nivelación o calibración del instrumento y se puede corregir mediante distintos métodos los cuales se basan en que la velocidad al final del evento debe ser cero y la gráfica del desplazamiento debe ser paralela a la abscisa al finalizar el evento [13].
- **Corrección por rango de frecuencias:** la corrección de los registros por rango de frecuencias se realiza a través del método de Butterworth, el cual filtra las señales no deseadas que pueden generar otros fenómenos naturales como el viento, personas, etc. Este filtro se realiza entre la banda de frecuencias propias de los sismos y con ello se evitan los errores que puede contener el registro sísmico.

Respecto al espectro de diseño que se debe considerar, el procedimiento FEMA P-695 [9] especifica que se debe contar con el espectro que represente el máximo terremoto considerado (MCE), por las siglas en ingles de “Maximum Considered Earthquake”, el cual se puede considerar como 1.3 veces el espectro especificado en la norma que rige el diseño sísmico de edificios según el punto 3.5.2 del documento “ Diseño sísmico basado en desempeño” [6]. Sin embargo, un valor de 1.5 veces el espectro de la norma representa de manera más conservadora este parámetro.

3.1.3. Evaluación del desempeño

Para evaluar el desempeño de los arquetipos y determinar si el factor de modificación de la respuesta utilizado ($R = 7$) es adecuado, el procedimiento especifica los criterios de aceptación que se presentan en las Ecuaciones 2 y 3.

$$\overline{ACMR_i} \geq ACMR\,10\,\% \tag{2}$$

$$ACMR_i \geq ACMR\,20\,\% \tag{3}$$

En donde los valores calculados de ACMR (Adjusted Collapse Margin Ratio) se comparan en promedio para un grupo de desempeño o individualmente para cada arquetipo. Este valor de ACMR se obtiene multiplicando el "CMR" (Collapse Margin Ratio), que se detalla en la Ecuación 4, por el "SSF" (Spectral Shape Factor) que se detalla en la Ecuación 5, el cual depende del periodo fundamental del arquetipo y de la ductilidad basada en el periodo que se determina a partir de la ecuación 6.

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \tag{4}$$

$$ACMR_i = SSF_i(T, \mu_T) \times CMR_i \tag{5}$$

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \tag{6}$$

Donde:

- $\hat{S}_{CT}$ corresponde a la aceleración que provoca un 50 % de probabilidad de colapso según el análisis dinámico incremental realizado.
- S_{MT} corresponde a la aceleración espectral obtenida del espectro de diseño que corresponde al terremoto máximo considerado (MCE).
- δ_u corresponde al desplazamiento ultimo de techo según la Figura 2.
- $\delta_{y,eff}$ corresponde al desplazamiento de fluencia efectivo según la Figura 2.

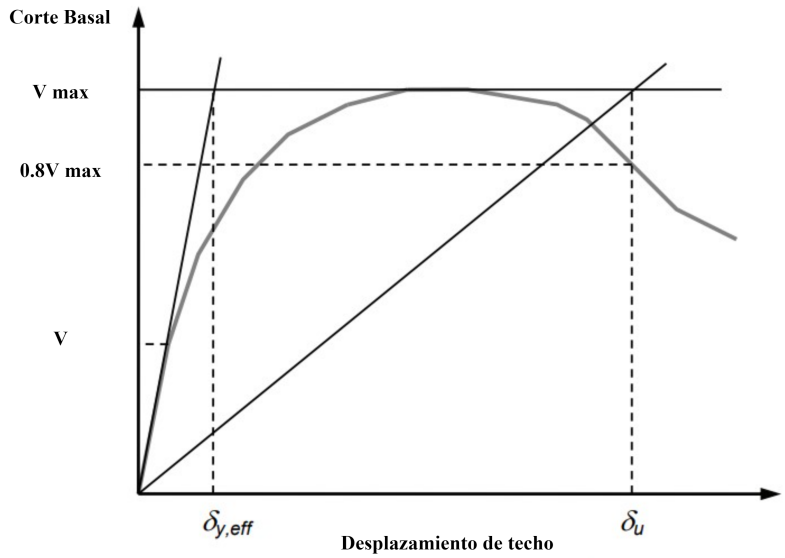

Figura 2: Curva idealizada análisis estático no lineal

Fuente: FEMA P-695 [9]

Cabe destacar que el valor que se debe utilizar para el término $\hat{S}_{CT}$ se obtiene de un análisis probabilístico, realizado a través de una curva de fragilidad y, por otro lado, los valores de $ACMR\,10\,\%$ y $ACMR\,20\,\%$ se obtienen del documento FEMA P-695 [9], los cuales dependen de la "incertidumbre de colapso del sistema" (β_{TOT}), la cual se determina a partir de la ecuación 7.

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \tag{7}$$

Donde:

- β_{RTR}: Por las siglas de "Record-to-record", corresponde a la incertidumbre debido a la variabilidad en la respuesta de los arquetipos frente a diferentes registros sísmicos.
- β_{DR}: Por las siglas de "Design requirements" corresponde a la incertidumbre relacionada con los requisitos de diseño según la Tabla 1.
- β_{TD}: Por las siglas de "Test data", corresponde a la incertidumbre que está relacionada al modelado de los arquetipos según la Tabla 2.
- β_{MDL}: Por las siglas de "Modeling", corresponde a la incertidumbre del modelado según la Tabla 3.

Tabla 1: Calificación de la calidad de los requisitos de diseño - β_{DR}

Integridad y robustez	Confianza en la base de los requisitos de diseño		
	Alto	Medio	Bajo
Alto. Amplias salvaguardias contra fallos imprevistos.Todas las cosas importantes de diseño y garantía de calidad se abordan.	(A) Superior β_{DR}=0.1	(B) Bueno β_{DR}=0.2	(C) Justo β_{DR}=0.35
Medio. Razonable salvaguardias contra modos de fallo imprevistos. Se abordan la mayoría de los problemas importantes de diseño y garantía de calidad.	(B) Bueno β_{DR}=0.2	(C) Justo β_{DR}=0.35	(D) Pobre β_{DR}=0.5
Bajo. Salvaguardias cuestionables contra modos de fallo imprevistos. No se abordan muchos problemas importantes de diseño y garantía de calidad.	(C) Justo β_{DR}=0.35	(D) Pobre β_{DR}=0.5	-

Fuente: FEMA P-695 [9].

Tabla 2: Calificación de la calidad de los datos de prueba de un programa de investigación experimental - β_{TD}

Integridad y robustez	Confianza en la base de los requisitos de diseño		
	Alto	Medio	Bajo
Alto. El comportamiento de los materiales, componentes, conexiones, ensamblajes y el sistema bien entendido y contabilizado. Se abordaron todos, o casi todos, los problemas importantes de las pruebas.	(A) Superior β_{TD}=0.1	(B) Bueno β_{TD}=0.2	(C) Justo β_{TD}=0.35
Medio. El comportamiento de los materiales, componentes, conexiones, ensamblajes y sistemas generalmente comprendidos y representados. Lo más importante es abordado	(B) Bueno β_{TD}=0.2	(C) Justo β_{TD}=0.35	(D) Pobre β_{TD}=0.5
Bajo. El comportamiento de los materiales, componentes, conexiones, ensamblajes y sistemas se comprende y se tiene en cuenta de manera justa. Varios problemas importantes de las pruebas no se abordaron.	(C) Justo β_{TD}=0.35	(D) Pobre β_{TD}=0.5	-

Fuente: FEMA P-695 [9].

Tabla 3: Calificación de la calidad del modelado - β_{MDL}

Representación de las Características de Colapso	Confianza en la base de los requisitos de diseño		
	Alto	Medio	Bajo
Alto. Los modelos capturan la gama completa del espacio de diseño del arquetipo y los efectos de comportamiento estructural que contribuyen al colapso.	(A) Superior β_{MDL}=0.1	(B) Bueno β_{MDL}=0.2	(C) Justo β_{MDL}=0.35
Medio. Los modelos de índice son generalmente integrales y representativos del espacio de diseño y los efectos de comportamiento que contribuyen al colapso.	(B) Bueno β_{MDL}=0.2	(C) Justo β_{MDL}=0.35	(D) Pobre β_{MDL}=0.5
Bajo. Los aspectos significativos del espacio de diseño y/o el comportamiento de colapso no se capturan en los modelos.	(C) Justo β_{MDL}=0.35	(D) Pobre β_{MDL}=0.5	-

Fuente: FEMA P-695 [9].

Una vez obtenido el valor de β_{TOT} es posible obtener los valores límite de $ACMR\ 10\,\%$ y $ACMR\ 20\,\%$ según la Tabla 4 para evaluar el desempeño sísmico.

Tabla 4: Valores aceptables del margen de colapso ajustado $ACMR\ 10\,\%$ y $ACMR\ 20\,\%$

$\beta_{TOT}\,\%$	ACMR10 %	ACMR20 %	$\beta_{TOT}\,\%$	ACMR10 %	ACMR20 %
0.275	1.42	1.26	0.625	2.23	1.69
0.300	1.47	1.29	0.650	2.30	1.73
0.325	1.52	1.31	0.675	2.38	1.76
0.350	1.57	1.34	0.700	2.45	1.80
0.375	1.62	1.37	0.725	2.53	1.84
0.400	1.67	1.40	0.750	2.61	1.88
0.425	1.72	1.43	0.775	2.70	1.92
0.450	1.78	1.46	0.800	2.79	1.96
0.475	1.84	1.49	0.825	2.88	2.00
0.500	1.90	1.52	0.850	2.97	2.04
0.525	1.96	1.56	0.875	3.07	2.09
0.550	2.02	1.59	0.900	3.17	2.13
0.575	2.09	1.62	0.925	3.27	2.18
0.600	2.16	1.66	0.950	3.38	2.22

Fuente: FEMA P-695 [9].

3.1.4. Curva de fragilidad

Uno de los parámetros que se utilizan para evaluar el desempeño es el $\hat{S}_{CT}$, el cual es posible de obtener a través de una curva de fragilidad. Una curva de fragilidad describe la probabilidad de alcanzar o sobrepasar diferentes estados de daño dada una respuesta del edificio ante una medida de intensidad (IM) sísmica determinada [7].

A menudo se utiliza una función de probabilidad acumulada (CDF) lognormal [11] que está dada por la ecuación 8

$$P(C|IM = x) = \Phi\left(\frac{ln(x/\theta)}{\beta}\right) \tag{8}$$

Donde:

- $P(C|IM = x)$ es la probabilidad que un registro sísmico con una medida de intensidad $IM = x$ provoque que la estructura colapse.
- Φ es la función de distribución acumulada (CDF)
- θ corresponde a la mediana (la IM con 50 % de probabilidad de colapso).
- β corresponde a la desviación estándar.

Cabe destacar que la ecuación 8 posee solo dos incógnitas, por lo que basta con contar solo con dos ecuaciones para poder determinarlas. Sin embargo, mediante un IDA es posible obtener más de dos ecuaciones y se debe encontrar el valor de θ y β, tal que produzcan la mayor probabilidad de obtener los datos observados según la ecuación 9.

$$P(C|IM = x_j)_{observada} = \left(\frac{\text{Cantidad de colapsos cuando } IM = x_j}{\text{Cantidad de movimientos sísmicos}}\right) \tag{9}$$

Al asumir que las n observaciones de "colapso" o "no colapso" son independientes, se puede escribir la probabilidad de obtener z_j colapsos a partir de n_j movimientos del suelo con $IM = x_j$ según una distribución binomial dada por la ecuación 10.

$$P(z_j \text{ colapsos en } n_j \text{ movimientos sísmicos}) = \binom{n_j}{z_j} p_j^{z_j} (1 - p_j)^{n_j - z_j} \tag{10}$$

Si se toma el producto de las probabilidades binomiales en cada nivel de IM y se escribe la probabilidad p_j según la función de probabilidad acumulada (CDF), se puede obtener la probabilidad de todo el conjunto de datos tal como se presenta en la ecuación 11.

$$\prod_{i=1}^{m} \binom{n_j}{z_j} \Phi\left(\frac{ln(x_j/\theta)}{\beta}\right)^{z_j} \cdot \left(1 - \Phi\left(\frac{ln(x_j/\theta)}{\beta}\right)\right)^{n_j - z_j} \tag{11}$$

Finalmente, para estimar los parámetros de la función de fragilidad, se utiliza el método de máxima verosimilitud en el cual se debe maximizar la función de probabilidad descrita en la ecuación 11. Sin embargo, es numéricamente más conveniente maximizar el logaritmo de cuya función de probabilidad según la ecuación 12.

$$\left\{\hat{\theta}, \hat{\beta}\right\} = argmax \sum_{j=1}^{m} \left\{ \ln\binom{n_j}{z_j} + \ z_j \ln \Phi\left(\frac{ln(x_j/\theta)}{\beta}\right) + (n_j - z_j) \cdot \ln\left(1 - \Phi\left(\frac{ln(x_j/\theta)}{\beta}\right)\right)\right\} \tag{12}$$

Con lo anterior, es posible obtener los valores de $\hat{\theta}$ y $\hat{\beta}$ estimados, los cuales presentan la mayor probabilidad de que la curva de fragilidad contenga los datos experimentales.

3.2. Medida de intensidad y parámetro de demanda estructural

Al realizar un análisis dinámico incremental se debe definir la medida de intensidad que se debe utilizar, la cual se incrementa mediante el escalamiento de los registros según lo especificado en el punto 3.1.1. Cabe mencionar que existen diversas medidas de intensidad que pueden ser utilizadas, sin embargo, para un IDA no

se puede utilizar, por ejemplo, la magnitud como medida de intensidad ya que no es escalable.

Generalmente en los IDA, las medidas de intensidad más utilizadas son dos: (1) la aceleración espectral al periodo fundamental "$SA(T_1)$" y (2) la máxima aceleración del suelo "PGA". Sin embargo, según el estudio realizado por "Vamvatsikos D." [8], al utilizar la aceleración espectral como medida de intensidad en un análisis dinámico incremental se obtiene una menor dispersión en la respuesta de la estructura, tal como se presenta en la Figura 3.

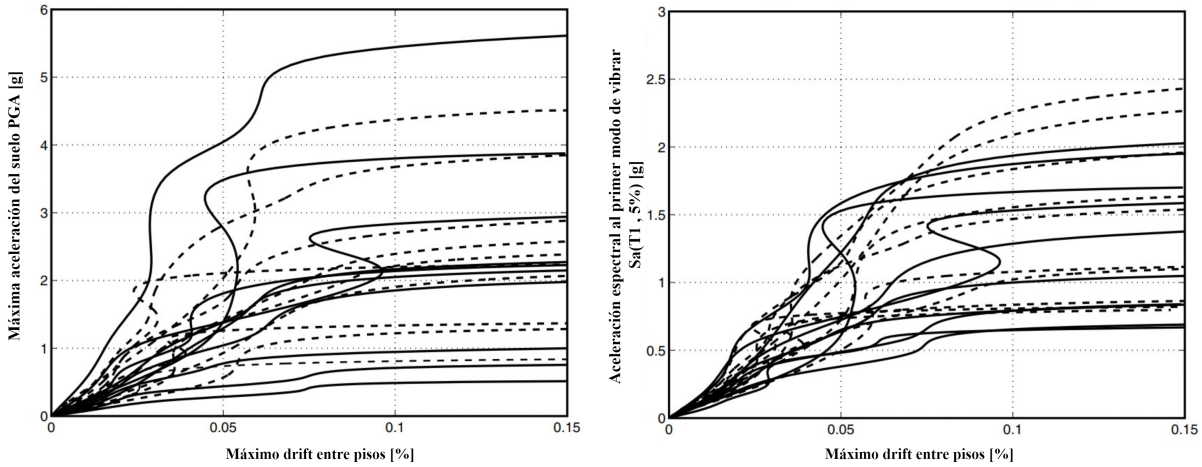

Figura 3: Comparación entre dos medidas de intensidad al realizar un IDA

Fuente: Dimitrios Vamvatsikos, C.Allin Cornell (2002) [8].

Por otro lado, el parámetro de demanda estructural "EDP" o también conocido como la medida de daño "DM" corresponde a una medida observable y medible que puede ser obtenida del análisis no lineal realizado. Generalmente el parámetro más utilizado es la aceleración máxima de piso si se desea evaluar el daño de los elementos no estructurales y el drift entre piso si se desea evaluar el daño en los elementos estructurales.

Según el estudio realizado por "Kizilarslan, E" [3], un drift entre piso igual a 5 % para el sistema CC-PSW/CF representa el "colapso" de la estructura a pesar de que los modelos pueden presentar una deriva entre pisos aún mayor sin incurrir en una inestabilidad dinámica.

4. Modelo de estudio

Los arquetipos que se desarrollaron son modelos no lineales de dos dimensiones para 8, 12 y 16 pisos, en donde los materiales, perfiles, dimensiones, cargas y elementos utilizados se presentan en el estudio realizado por Vera R. [1]. Cabe destacar que sólo se asigna propiedades no lineales a los muros del primer piso y a los extremos de las vigas de acople, tal como se muestra en la Figura 4 ya que es ahí donde se espera que se generen las mayores demandas sísmicas.

La configuración anterior es conocida como "modelación de plasticidad concentrada" y es utilizada para disminuir los tiempos de análisis computacional, los cuales son bastante elevados en un análisis dinámico

incremental. Por otro lado, cabe destacar que esta configuración también ha sido utilizada por “Kizilarslan, E” [3] para describir el comportamiento de este sistema estructural.

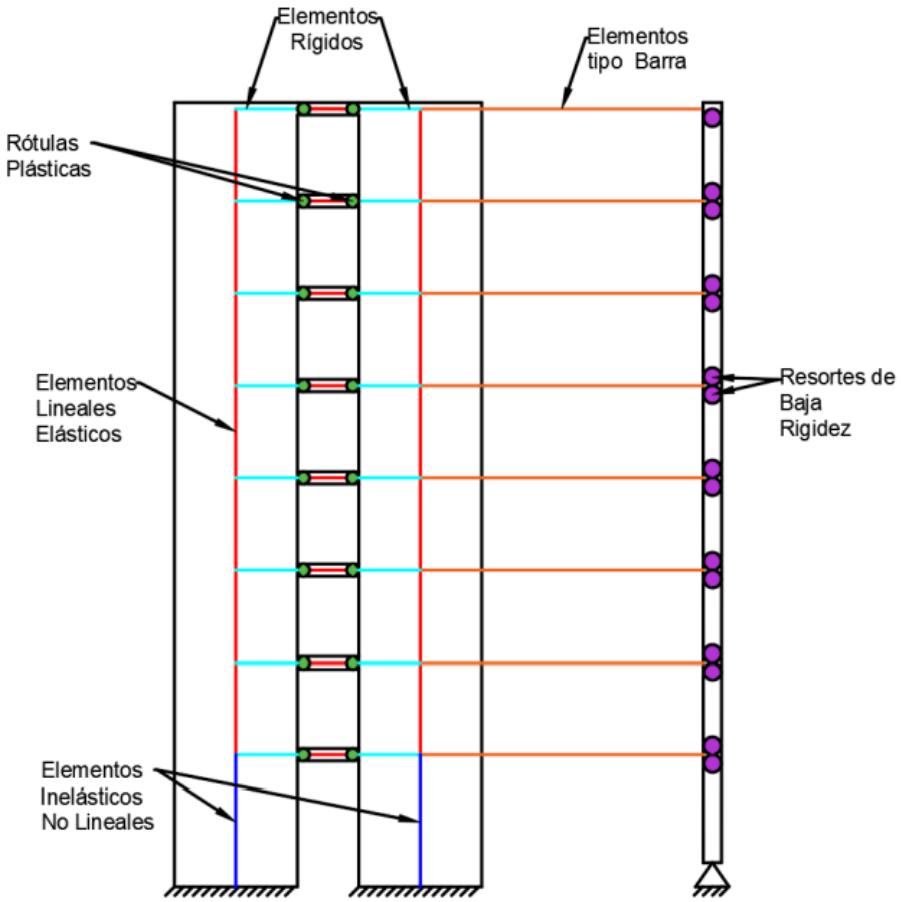

Figura 4: Esquema de modelación

Fuente: Vera R (2021) [1].

En la presente memoria, se estudia el modelo que representa a un edificio típico de oficinas de 12 pisos, con una altura total de 37.5 [m] que posee las propiedades que se presentan en la tabla 5 y posee la configuración de plasticidad concentrada, presentada anteriormente.

Tabla 5: Propiedades del modelo de estudio

Cantidad de pisos	12
Altura total	37.5 [m]
Masa sísmica	3250 [tonf]
Periodo fundamental	1.12 [s]

5. Análisis

Para poder llevar a cabo un análisis dinámico incremental, es importante verificar la convergencia del modelo ante altas demandas de desplazamiento. Esto se puede realizar a través de un análisis estático no lineal conocido como "Pushover" para, posteriormente, realizar los análisis no lineal tiempo historia con los registros escalados según la aceleración espectral a la que se desea realizar el análisis.

5.1. Análisis estático no lineal

Antes de realizar un análisis dinámico incremental se debe verificar que el modelo estructural de los arquetipos en Opensees esté bien realizado. Para esto, se realiza un análisis estático no lineal "Pushover" con el fin de verificar que ante grandes desplazamientos horizontales y por ende, drift de entre pisos, el modelo converja. Este procedimiento consiste en aplicar cargas laterales que se incrementan de manera monotónica hasta que el sistema alcanza su capacidad máxima de deformación. De esta manera, si se realiza el procedimiento incrementando la carga hasta que se produzca un desplazamiento cercano a los 1800 [mm] se puede obtener la Figura 5, en donde se verifica que el modelo presenta una convergencia adecuada incluso para un desplazamiento de techo excesivo.

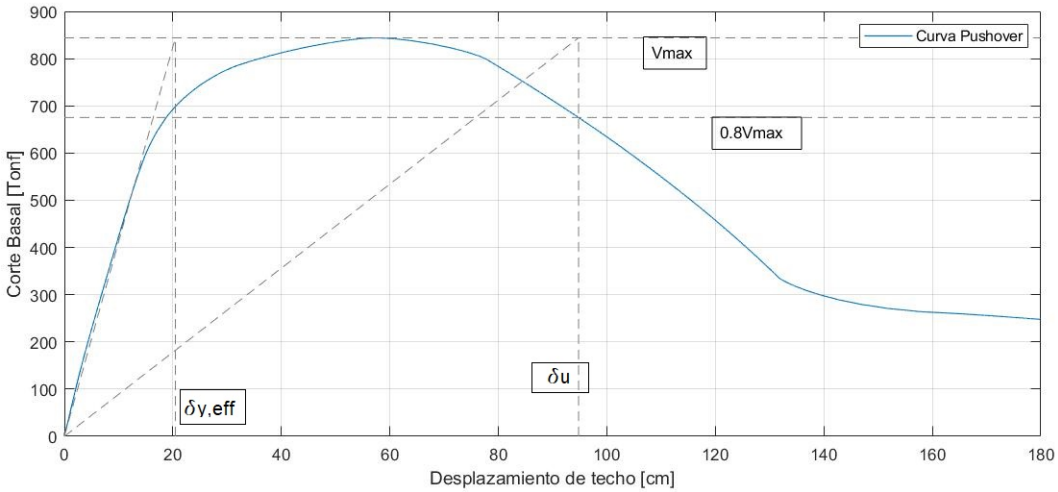

Figura 5: Análisis estático no lineal "Pushover"

Por otro lado, del análisis realizado se puede obtener el valor de la ductilidad basada en el periodo μ_T que presenta el arquetipo según la ecuación 6, la cual depende de los valores que se presentan en la Tabla 6.

Tabla 6: Valores obtenidos del análisis estático no lineal

V_{max} [tonf]	$0.8V_{max}$ [tonf]	$\delta_{y,eff}$ [cm]	δ_u [cm]
844.05	675.20	20.46	94.79

De este modo, la ductilidad basada en el periodo μ_T que se obtiene para el arquetipo de 12 pisos es la que se presenta en la ecuación 13.

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} = \frac{94.9}{20.46} = 4.63 \tag{13}$$

5.2. Análisis dinámico incremental

Luego de verificar la convergencia del modelo ante incursiones no lineales, se somete el arquetipo en estudio a los 22 pares de registros sísmicos de los eventos que se presentan en la Tabla 7. Cabe destacar que se consideran solo 12 eventos pero mediciones en distintas zonas con el motivo de lograr la cantidad de registros necesarios según la ATC 63 [].

Tabla 7: Eventos Considerados

Evento	Magnitud (MW)	Ubicación
01-09-2020	7.0	Huasco
03-06-2020	6.9	San Pedro de Atacama
20-01-2019	6.7	Coquimbo
24-04-2017	6.9	Valparaiso
25-12-2016	7.6	Chiloé
07-11-2015	6.8	Coquimbo
21-09-2015	6.7	Coquimbo
17-09-2015	6.6	Coquimbo
16-09-2015	8.4	Coquimbo
03-04-2014	7.6	Iquique
27-02-2010	8.8	Constitución
03-03-1985	7.9	Valparaiso

Fuente: SIBER-RISK Strong Motion Database [10].

Para verificar que los registros sísmicos adoptados presenten una aceleración espectral cercana a la del MCE, se escalan los registros de tal manera que la aceleración espectral en el periodo fundamental sea igual a la del espectro. Posteriormente se grafica el espectro mediano y el espectro del MCE, tal como se puede observar en la figura 6. Algo importante de notar, es que cerca del periodo fundamental de la estructura, las aceleraciones espectrales son bastante cercanas y no solo en ese rango si no que entre un periodo de 0.5 [s] y 1.7 [s] también se tiene una muy buena correlación. Con lo anterior es posible disminuir incertidumbres del modelado ya que si el periodo de la estructura varía, el cambio en la aceleración espectral sería en un bajo porcentaje.

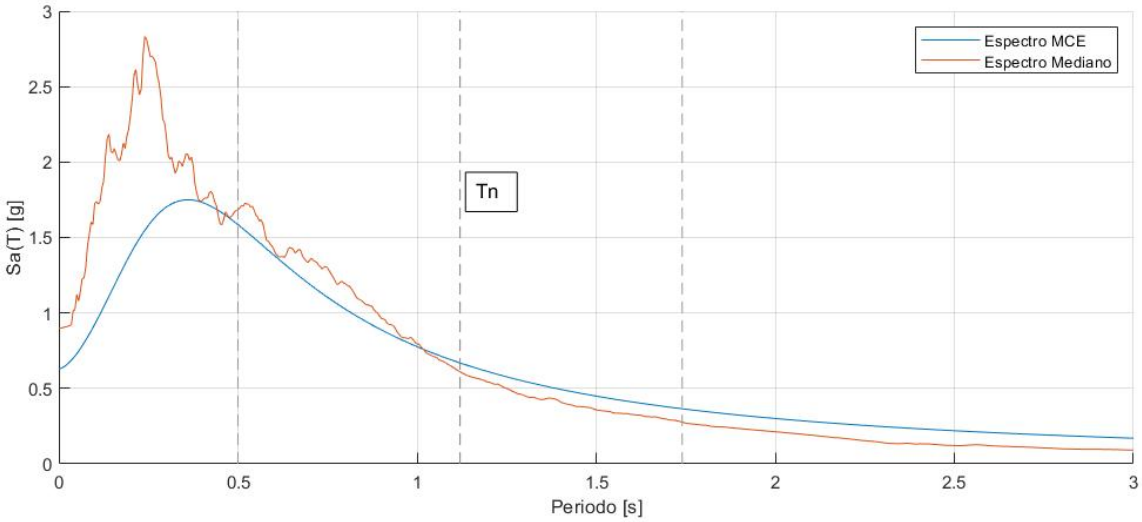

Figura 6: Comparación espectro MCE y espectro medio de los registros escalados

Al someter a la estructura a los 22 pares de registros escalados cada $0.3g$ hasta el colapso, es posible obtener la gráfica que se presenta en la Figura 7 en donde se puede notar que existen distintos comportamientos de la estructura ante estas solicitaciones sísmicas.

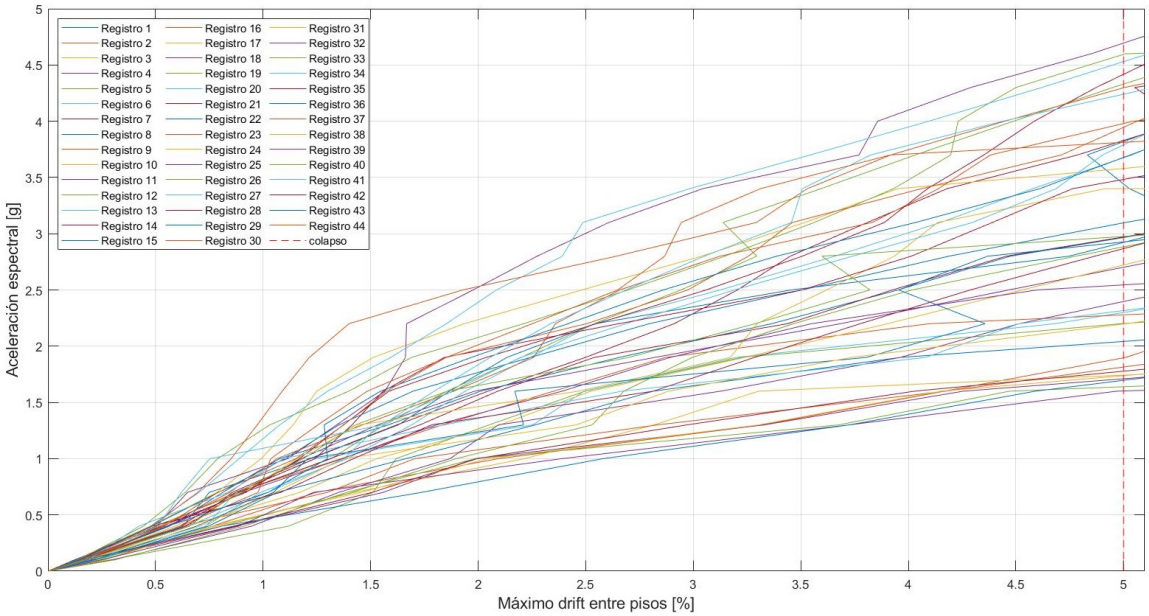

Figura 7: Análisis dinámico incremental

Según el estudio "Incremental dynamic analysis" realizado por Vamvatsikos Cornell (2002) [8], existen cuatro comportamientos que se pueden observar en un IDA:

1. **Comportamiento con reblandecimiento:** Caracterizado por una zona elástica inicial y luego un aumento casi permanente de las deformaciones a medida que se incrementa levemente la medida de intensidad. Como se puede observar en la Figura 8, el registro 35 presenta una zona inicial elástica y cada vez se necesita un pequeño incremento en la medida de intensidad para ir aumentando el parámetro de demanda estructural.

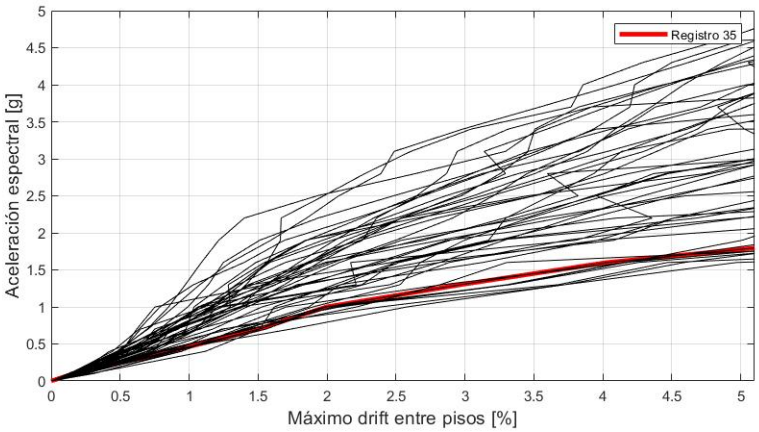

Figura 8: Comportamiento con reblandecimiento

2. **Comportamiento con poco endurecimiento:** Este comportamiento está caracterizado por tener, luego de la zona elástica, un leve incremento de rigidez antes de llegar a plastificación completa. Como se puede observar en la Figura 9, el registro 14 presenta una zona inicial elástica y cuando se llega a un drift cercano al 2.3 % se produce el endurecimiento, haciendo que sea necesario aumentar la medida de intensidad en mayor medida para lograr un aumento en el parámetro de demanda estructural.

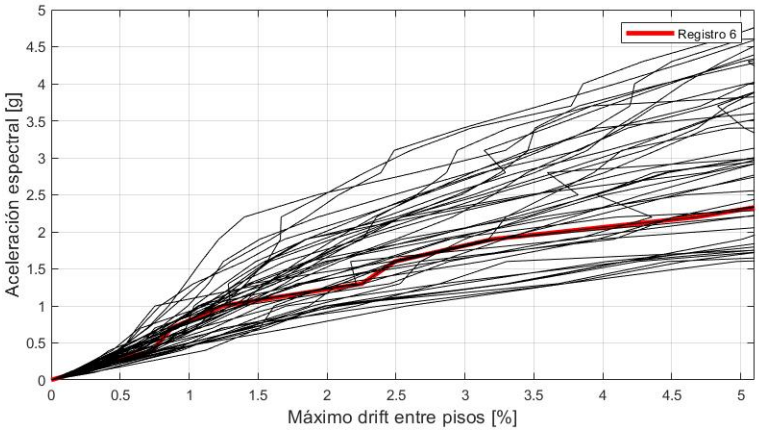

Figura 9: Comportamiento con poco endurecimiento

3. **Comportamiento con fuerte endurecimiento:** El comportamiento con fuerte endurecimiento se caracteriza por no presentar una clara zona de fluencia. Como se puede observar en la Figura 10, en la gráfica del registro 14 no existe una zona en la que la curva se vuelva un poco más horizontal, verificando que no existe una clara zona de fluencia.

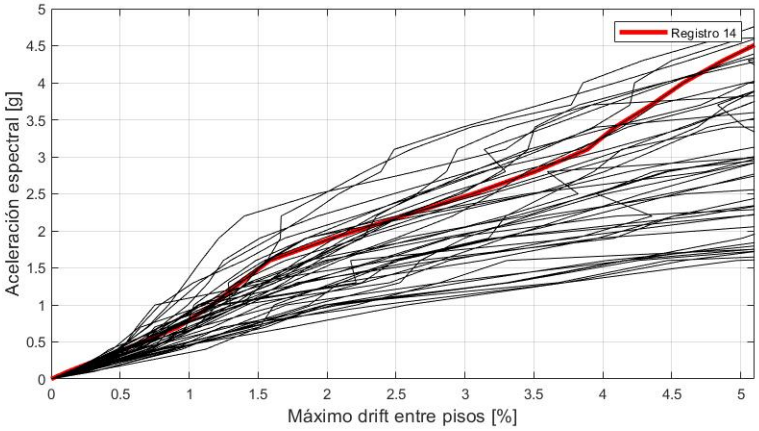

Figura 10: Comportamiento con fuerte endurecimiento

4. **Comportamiento ondulatorio:** El comportamiento ondulatorio está caracterizado por presentar zonas en las que al aumentar la intensidad de medida, el parámetro de demanda estructural no aumenta de manera análoga. Como se puede observar en la Figura 11, el registro 29 presenta una zona inicial elástica, la cual se ve interrumpida por el endurecimiento y una posterior fluencia. Sin embargo, al llegar a una aceleración espectral de 1.4 [g] se puede observar que un aumento en esta aceleración no

produce un aumento en el parámetro de demanda estructural, sino que se produce la disminución de este.

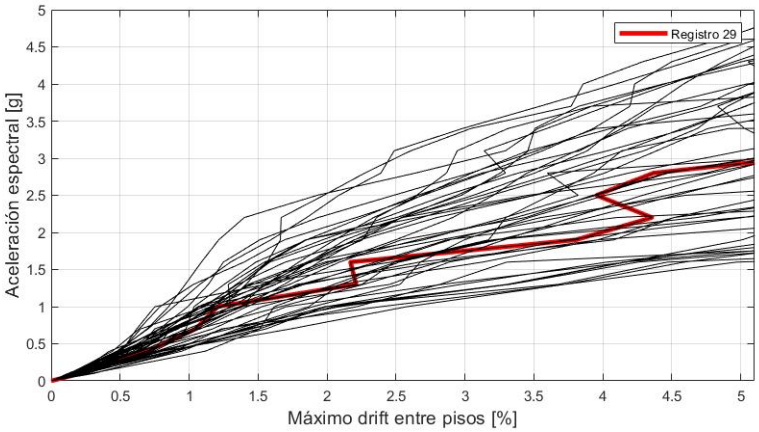

Figura 11: Comportamiento ondulatorio

Como se pudo observar, los cuatro comportamientos que fueron mencionados por Dimitrios Vamvatsikos, C.Allin Cornell (2002) [8] se pueden observar en el análisis realizado, siendo el cuarto comportamiento el más destacado.

Según el estudio realizado por Luis García y Jhon Calderón el año 2018 [14], en el cual se estudia la evaluación y la aplicación de la metodología del análisis dinámico incremental, se comenta que los segmentos oscilatorios en las curvas IDA son segmentos sucesivos de “reblandecimiento” y “endurecimiento”. Por otro lado, también se menciona que no necesariamente tener una medida de intensidad alta significa en tener una respuesta elevada en el parámetro de demanda estructural ya que estas respuestas dependen en gran medida del patrón de las oscilaciones. Además, dado que el acelerograma está escalado, los ciclos de respuesta que debían ser débiles se convierten en demasiado fuertes ocasionando fluencia en la estructura, alterando las propiedades de la estructura para los siguientes ciclos fuertes.

Por otro lado, cabe destacar que para la misma demanda de aceleración espectral, todas las respuestas del mismo arquetipo en estudio son distintas. Es decir, al someter a la estructura a la misma “fuerza”, su comportamiento es completamente distinto en todos los casos. Esto se debe principalmente a dos motivos:

1. No se puede comparar la respuesta global de un arquetipo solo en función del primer modo de vibrar, ya que aunque este tenga la mayor participación modal, los modos superiores también aportan en la respuesta aunque sea en menor medida.

2. Al analizar un espectro, se está trabajando en el espacio de las frecuencias, en donde parámetros del tiempo desaparecen. Es decir, la duración del evento no se ve reflejada en un espectro pero claramente afecta en la respuesta que puede presentar un arquetipo.

5.3. Análisis probabilístico

Mediante el análisis probabilístico especificado en el punto 3.1.4 se puede obtener la Figura 12 que contiene la curva de fragilidad ajustada. Como se puede notar, la curva se ajustó de tal manera que se maximiza la probabilidad de obtener el conjunto de los datos del análisis dinámico incremental, obteniendo una mediana "θ" y desviación estándar "β" que se presentan en la Tabla 8.

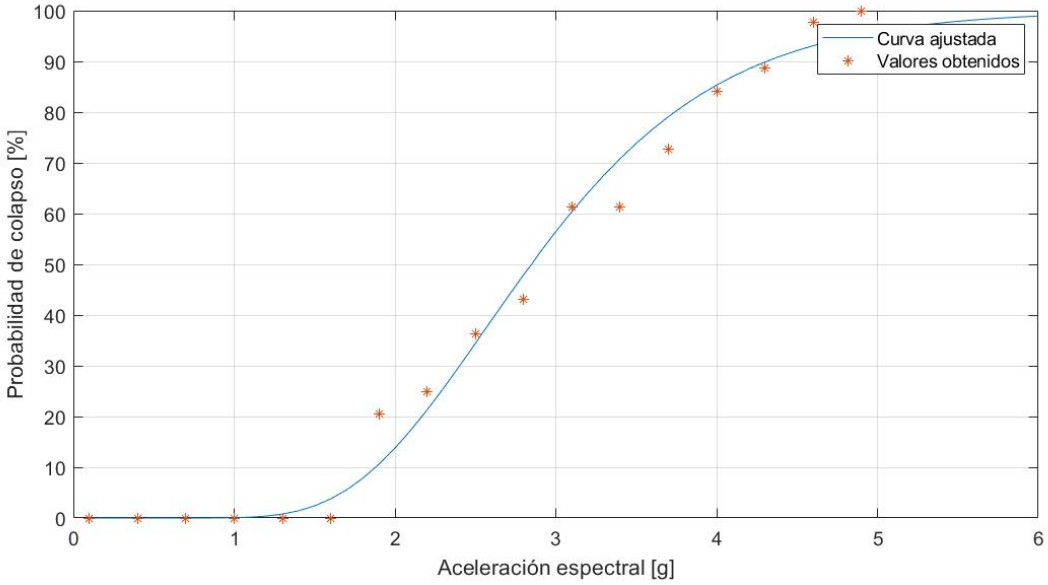

Figura 12: Curva de fragilidad ajustada

Tabla 8: Parámetros de la curva de fragilidad ajustada

Mediana θ	Desviación Estándar β
2.85	0.324

Como se puede observar en la Figura 12, existen valores obtenidos del análisis que presentan una probabilidad de colapso mayor y menor a la de la curva de fragilidad, lo cual siempre va a suceder ya que los datos presentan una tendencia y no un comportamiento. Sin embargo, los valores obtenidos no deben estar muy alejados de la curva ya que se puede dar el caso en el que la curva no esté bien ajustada.

Uno de los test para verificar la bondad de ajuste de las distribuciones de probabilidad es la prueba de Kolmogorov-Smirnov, en donde según el nivel de significancia es posible obtener la máxima diferencia entre los datos observados y los valores teóricos que se puede tener. De esta manera, si se considera un nivel de significancia de 0.2, la máxima diferencia entre los datos teóricos y experimentales es 0.25 según Chakravarti, et al. (1967) [12]. Según la Figura 12 la máxima diferencia entre los valores es de 0.12 por lo que se puede asegurar mediante el test de Kolmogorov-Smirnov que los datos si presentan una distribución lognormal.

Por otro lado, si se observa el caso que se presenta en la Figura 13, en donde si se mantiene la desviación estándar y se disminuye la mediana a 2.6 [g], la curva presenta un ajuste que sigue siendo válido ya que la máxima diferencia que se presenta entre los datos observados y la función teórica es igual a 0.19. Sin embargo,

se puede observar que la función es más conservadora dado que la gráfica de la curva está un poco más arriba de los datos medidos en comparación con la de la Figura 12.

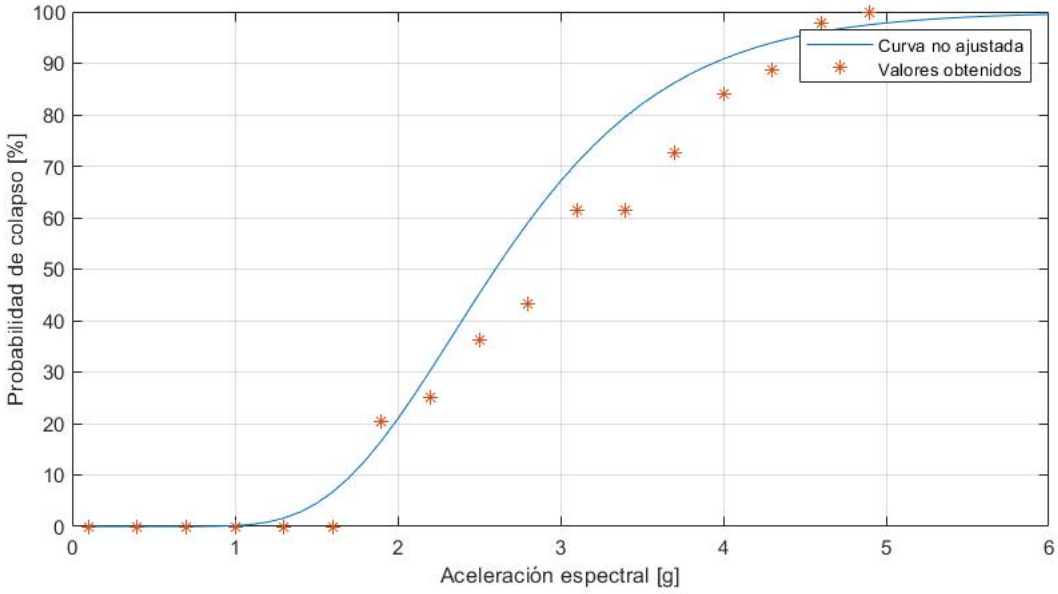

Figura 13: Curva de fragilidad no ajustada

Es necesario destacar que no por tener la función con la menor mediana posible, a pesar de tener un ajuste no óptimo (o que no maximice la probabilidad del conjunto de datos obtenidos), es el caso que debe controlar el análisis. Esto se debe a que los valores obtenidos son lo que de verdad uno espera que ocurran y no se debe tratar de ser conservador y disminuir la mediana ya que no se está siguiendo el procedimiento que especifica Jack Baker en su estudio [11] y se pierde el sentido del análisis realizado.

Finalmente, cabe mencionar que un cambio en la desviación estándar sí genera una variación en el ajuste que presenta la curva de fragilidad, haciéndola más o menos suave en los tramos previos y post mediana. Sin embargo, este parámetro no tiene gran relevancia en el procedimiento que se realiza ya que la evaluación del desempeño especificada en el documento FEMA P-695 [2] no depende de la dispersión de los datos.

6. Evaluación del desempeño

Uno de los parámetros necesarios para evaluar el desempeño sísmico del arquetipo en estudio, es la aceleración S_{MT} que corresponde a la aceleración espectral que se obtiene del espectro del MCE. Como se puede observar en la Figura 14, la aceleración espectral S_{MT} que presenta el edificio de 12 pisos es igual a 0.669 [g], la cual es 1.5 veces mayor que la del espectro elástico definido en la norma.

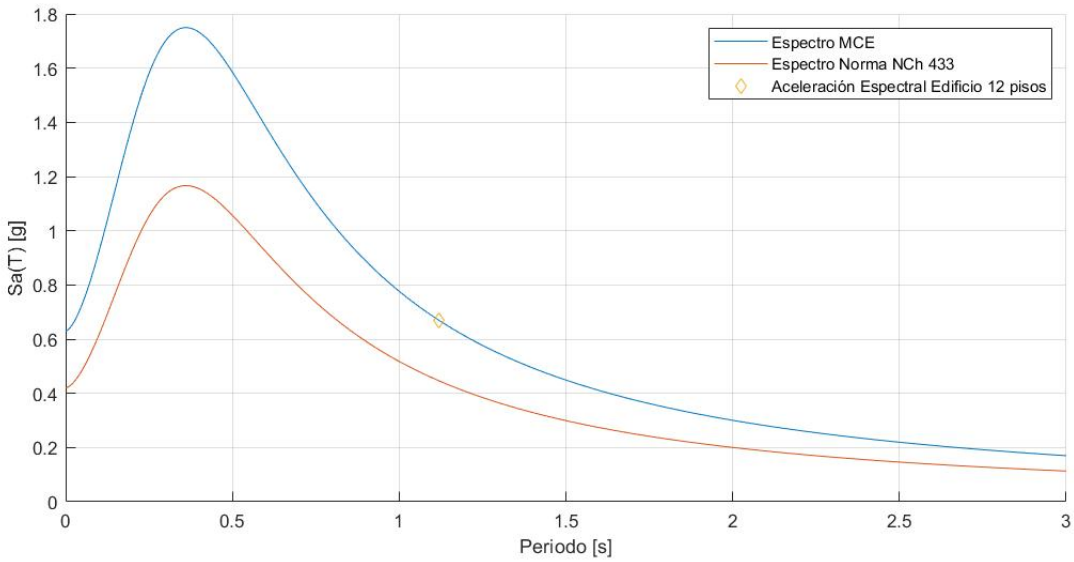

Figura 14: Espectro elástico NCh 433 y MCE

Con los valores obtenidos a través del análisis dinámico incremental, el análisis probabilístico de los datos y de la aceleración que entrega el espectro del máximo terremoto considerado, es posible obtener el "Collapse Margin Ratio" (CMR) según la ecuación 14.

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} = \frac{2.85g}{0.669g} = 4.26 \tag{14}$$

El valor obtenido de CMR expresa que, la aceleración que provoca un 50 % de probabilidad de colapso en las estructuras es más de cuatro veces la aceleración máxima que se puede esperar ante el terremoto máximo considerado. Si bien es un valor bastante alto, en el estudio realizado por "Kizilarslan, E" [3] se obtienen márgenes de colapso cercanos e incluso superiores.

La capacidad de colapso y el cálculo de la relación del margen de colapso pueden verse significativamente influenciados por el contenido de frecuencia del conjunto de registros de movimiento del suelo [2]. Es por esto que una vez obtenido el Collapse Margin Ratio, se debe calcular el Adjusted collapse margin ratio (ACMR), multiplicando el CMR por el factor de forma espectral "SSF"

El factor de forma espectral (SSF) se determina a partir de la Tabla 9 y depende del periodo de la estructura y de la ductilidad determinada a través del análisis estático no lineal. En este caso, la estructura presenta un periodo de 1.12 [s] y una ductilidad de 4.63, por lo que el factor de forma espectral es igual a 1.19.

De esta manera, el margen de colapso ajustado que presenta el arquetipo de estudio, es el que se presenta en la ecuación 15.

$$ACMR = SSF(T, \mu_T) \times CMR = 1.15 \times 4.26 = 5.06 \tag{15}$$

Tabla 9: Factor de Forma Espectral SSF

Periodo [s]	Ductilidad Basada en el periodo μ_T							
	1.0	1.1	1.5	2.0	3.0	4.0	6.0	8≥
≤0.5	1.00	1.02	1.04	1.06	1.08	1.09	1.12	1.14
0.6	1.00	1.02	1.05	1.07	1.09	1.11	1.13	1.16
0.7	1.00	1.03	1.06	1.08	1.10	1.12	1.15	1.18
0.8	1.00	1.03	1.06	1.08	1.11	1.14	1.17	1.20
0.9	1.00	1.03	1.07	1.09	1.13	1.15	1.19	1.22
1.0	1.00	1.04	1.08	1.10	1.14	1.17	1.21	1.25
1.1	1.00	1.04	1.08	1.11	1.15	1.18	1.23	1.27
1.2	1.00	1.04	1.09	1.12	1.17	1.20	1.25	1.30
1.3	1.00	1.05	1.10	1.13	1.18	1.22	1.27	1.32
1.4	1.00	1.05	1.10	1.14	1.19	1.23	1.30	1.35
1.5≥	1.00	1.05	1.11	1.15	1.21	1.25	1.32	1.37

Por otro lado, las incertidumbres que se consideran en el análisis son:

- Incertidumbre de los registros β_{RTR}: El valor de β_{RTR} se considera igual a 0.4 dado que la ductilidad del arquetipo es mayor o igual que 3.
- Incertidumbre de los requisitos de diseño β_{DR}: El valor de β_{DR} se considera igual a 0.35 dado que puede que no se esté considerado métodos de falla dentro del análisis y se tienen una confianza media de los requisitos de diseño.
- Incertidumbre de modelación de los arquetipos β_{TD}: El valor de β_{TD} se considera igual a 0.2 dado que el arquetipo está diseñado de manera correcta, considerando el comportamiento de los materiales y se tiene una confianza media de los requisitos de diseño.
- Incertidumbre de modelación β_{MDL}: El valor de β_{MDL} se considera igual a 0.2 dado que el arquetipo captura captura la gama completa del espacio de diseño, los efectos que contribuyen al colapso y se tiene una confianza media de los requisitos de diseño.

De este modo, la incertidumbre total del sistema β_{TOT} se detalla en la ecuación 7.

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} = \sqrt{0.4^2 + 0.35^2 + 0.2^2 + 0.2^2} = 0.6 \tag{16}$$

Finalmente, con el valor obtenido de la incertidumbre total del sistema se puede obtener el mínimo margen de colapso ajustado "ACMR" que debe presentar el modelo según la Tabla 4, para que el factor de modificación de la respuesta utilizado en el sistema estructural sea válido. Como se puede observar, el valor mínimo de "ACMR" es igual a 2.16 y el obtenido mediante el análisis es igual a 5.06 según la ecuación 15, por lo que se puede inferir que un factor de modificación de la respuesta $R = 7$ es válido para el sistema estructural CC-PSW/CF.

Cabe destacar que el valor determinado de "ACMR" en la ecuación 15 es cerca de dos veces el mínimo valor aceptable. Sin embargo, según el estudio realizado por Kizilarslan, E. [3] se obtienen relaciones superiores a tres en algunos casos, por lo que el valor obtenido del análisis no es alejado de lo que se ha obtenido en otros estudios.

7. Conclusiones

La evaluación del factor de modificación de la respuesta expuesta en la presente memoria de titulo, se realizó a través del procedimiento especificado en el documento FEMA P-695, realizando un análisis dinámico incremental "IDA" a un arquetipo representativo de un edificio de 12 pisos de altura estructurado mediante el sistema estructural CC-PSW/CF. Se sometió al arquetipo a más de 700 análisis no lineal tiempo historia, considerando 22 pares de registros sísmicos de campo lejano, escalados cada 0.3g hasta el colapso de la estructura. Con cada uno de los análisis mencionados, es posible obtener el drift máximo entre pisos y construir la curva "IDA" presentada en la Figura 7, notando que los cuatro comportamientos especificados por Vamvatsikos, C.Allin Cornell en su paper "Incremental dynamic analysis" se pueden observar también en el análisis realizado.

A través del análisis dinámico incremental y el análisis probabilístico de los datos obtenidos, es posible obtener un margen de colapso "CMR" igual a 4.26, lo cual indica que la aceleración que genera un 50 % de probabilidad de colapso en la estructura es más de cuatro veces la aceleración máxima que se puede esperar ante el terremoto máximo considerado "MCE" igual a $0.667g$. Por otro lado, si este valor se ajusta según la ductilidad de la estructura basada en el periodo μ_T, es posible obtener un margen de colapso ajustado "ACMR" cercano a 5.

Finalmente, si se compara el valor del margen de colapso ajustado obtenido mediante el análisis dinámico incremental, con los criterios de aceptación especificados en el documento FEMA P-695, es posible determinar que el modelo en estudio presenta un "ACMR" cerca de dos veces el valor mínimo aceptable especificado en dicho documento, concluyendo que el factor de modificación de la respuesta $R = 7$ utilizado para el sistema estructural CC-PSW/CF cumple con los criterios de aceptación y por ende, el factor de modificación de la respuesta utilizado en el análisis es válido. Sin embargo, se comenta y discute este valor posteriormente.

Por otro lado, del análisis realizado, no solo es posible verificar el factor de modificación de la respuesta, sino que también se puede comentar lo siguiente:

- A través del análisis dinámico incremental es posible observar el comportamiento ondulatorio en la respuesta del edificio. Este comportamiento se debe principalmente al endurecimiento que presentan los materiales y al cambio de las propiedades de la estructura ante incursiones no lineales en los primeros ciclos de carga-descarga.
- Como se puede observar en los resultados obtenidos a través del análisis dinámico incremental, en ningún caso la respuesta de la estructura es la misma para los registros escalados a una misma aceleración espectral. Esto se debe a que la respuesta de la estructura también está determinada por los modos superiores (aunque tengan un porcentaje de participación modal menor) y por otro lado, la respuesta no depende solo de la aceleración espectral a la que se está sometiendo el modelo, si no que también depende de la duración de los registros sísmicos, de los ciclos carga-descarga y de otras características de los registros sísmicos.
- Al realizar el análisis probabilístico de los datos, se pueden encontrar infinitas curvas de fragilidad que posean un ajuste correcto según el test de Kolmogorov-Smirnov, pudiendo encontrar infinitos valores de "CMR" que son validos en la evaluación del desempeño. Sin embargo, es necesario determinar los valores de β y θ que maximicen la probabilidad de obtener el conjunto de valores determinados a través del análisis dinámico incremental, debido a que pierde el sentido realizar una cantidad importante de análisis no lineales tiempo historia si se van a considerar datos conservadores.

- La evaluación del desempeño especificada en el documento FEMA P-695 depende solo de un parámetro que se obtiene del análisis dinámico incremental, el "$\hat{S}_{CT}$" que corresponde a la aceleración que provoca un 50 % de probabilidad de colapso según el estudio realizado. Este parámetro, se obtiene de un análisis probabilístico y corresponde a la mediana, lo cual genera que todo el análisis realizado no contemple la dispersión que pueden tener los datos (cuantificada mediante la desviación estándar), ni la forma de distribución que pueden tener los datos (concentrados en un principio, al medio o al final), haciendo que el análisis no pueda tener una confianza alta en los requisitos de diseño.

- Si bien en el análisis se consideran cuatro tipo de incertidumbres a través de los factores β_{RTR}, β_{DR}, β_{TD} y β_{MDL}; no se consideran incertidumbres respecto al cambio de geometría de los arquetipos, por lo que se recomienda para estudios posteriores evaluar si el desempeño sísmico de los arquetipos de 8 y 16 pisos sigue siendo válido para un factor de modificación de la respuesta $R = 7$.

Según los valores obtenidos del análisis y lo mencionado anteriormente, es posible discutir el uso de un factor de modificación de la respuesta $R = 7$ para edificios estructurados mediante el sistema CC-PSW/CF. Esto se debe principalmente a dos motivos:

1. El valor de "ACMR" determinado a través del análisis dinámico incremental de la presente memoria es cerca de dos veces el valor mínimo que debe presentar el arquetipo según la evaluación del desempeño sísmico especificado en el documento FEMA P-695, con lo cual se puede inferir que al utilizar un factor de modificación de la respuesta mayor, el arquetipo en estudio necesitará una menor sección de los muros CC-PSW/CF y con ello, al realizar nuevamente un "IDA", los valores de "ACMR" serán más cercanos a los valores límites especificados en la evaluación del desempeño.

2. El factor de modificación de la respuesta que utiliza Kizilarslan, E. en el estudio "Coeficientes y factores de diseño sísmico para muros de corte compuestos por placas de acero rellenos de hormigón (CC-PSW / CF)" [3] es $R = 8$, a pesar de que según el análisis realizado se puede haber obtenido uno mayor. Sin embargo, el valor de "R" está limitado por el máximo valor del factor de modificación de la respuesta que está especificado en la ASCE-7. Esto se debe principalmente a que al ser un sistema estructural que aún está en estudio, se debe contar con una mayor cantidad de datos experimentales que demuestren el gran comportamiento de este sistema estructural.

Finalmente, un factor de modificación de la respuesta $R = 7$ para el sistema estructural CC-PSW/CF a utilizar en Chile, es válido y se propone utilizar dicho valor siguiendo con lo especificado en el punto 2.

8. Referencias

- [1] Vera R. (2021) Estudio de la respuesta sísmica de edificios estructurados mediante muros de corte acoplados compuestos por placas de acero rellenos de hormigón CC-PSW/CF.

- [2] Kircher, C., Deierlein, G., Hooper, J., Krawinkler, H., Mahin, S., Shing, B., & Wallace, J. (2010). Evaluation of the FEMA P-695 methodology for quantification of building seismic performance factors.

- [3] Kizilarslan, E., Broberg, M., Shafaei, S., Varma, A. H., & Bruneau, M. (2021). Seismic design coefficients and factors for coupled composite plate shear walls/concrete filled (CC-PSW/CF). Engineering Structures, 244, 112766.

- [4] Deierlein, G. G., Liel, A. B., Haselton, C. B., & Kircher, C. A. (2008). ATC 63 methodology for evaluating seismic collapse safety of archetype buildings. In Structures Congress 2008: Crossing Borders (pp. 1-10).

- [5] M. Bruneau, A.H. Varma, E. Kizilarslan, M.R. Broberg, S. Shafaei, J. Seo (2019). R-Factors for Coupled Composite Plate Shear Walls/Concrete Filled (CC-PSW/CF), Charles Pankow Foundation & American Institute of Steel Construction, Mclean, Virginia, Rfactor report for CC-PSW/CF.
- [6] Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica (2017). Diseño sísmico basado en desempeño un procedimiento alternativo para el análisis y diseño sísmico de edificios.
- [7] Mr, Hazus-Mh. (2003). Multi-hazard loss estimation methodology: Earthquake model. Department of Homeland Security, FEMA, Washington, DC, 235-260.
- [8] Vamvatsikos, D., Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. Earthquake engineering structural dynamics, 31(3), 491-514.
- [9] FEMA, P. 695. (2009). Quantification of building seismic performance factors.
- [10] Castro, S., Benavente, R., Crempien, J., Candia, G., de la Llera, J.C. (2021). A Consistently Processed Strong Motion Database for Chilean Earthquakes. Submitted.
- [11] Baker, J. W. (2015). Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. Earthquake Spectra, 31(1), 579-599.
- [12] Chakravarti, I. M., Laha, R. G., Roy, J. (1967). Handbook of methods of applied statistics. Wiley Series in Probability and Mathematical Statistics (USA) eng.
- [13] Guorui, H., Tao, L. (2015). Review on baseline correction of strong-motion accelerogram. Int J Sci Technol Soc, 3(6), 309-314.
- [14] García Zuñiga, L. A., Calderón Cari, J. W. (2018). Evaluación y aplicación de la metodología del Análisis Dinámico Incremental.
- [15] INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACIÓN (1996): “Norma chilena oficial NCh433 Of. 1996 Mod 2009 : Diseño Sísmico de Edificios”. Chile