



IMPLEMENTACIÓN DEL DISEÑO SÍSMICO HÍBRIDO FUERZA/DESPLAZAMIENTO BASADO EN DESEMPEÑO EN UN EDIFICIO CON MARCOS DE ACERO

IMPLEMENTATION OF PERFORMANCE-BASED FORCED/DISPLACEMENT HYBRID SEISMIC DESIGN APPLIED TO A STEEL-FRAMED BUILDING

Bruno, Ibáñez¹; Juan Carlos, Vielma Pérez²

Recibido 24/04/2024: Aprobado: 13/06/2024

DOI: <https://doi.org/10.51372/gacetatecnica252.4>

RESUMEN

El Método híbrido fuerza-desplazamiento (HFD por sus siglas en inglés), combina las ventajas de ambos diseños sísmicos, aplicando el enfoque de diseño basado en desempeño, comenzando con un diseño por deformación, utilizando dichas variables de entrada en el mismo, en el cual se controlan los valores de derivas máximas de entrepiso y desplazamientos máximos de techo que sobrepasan el límite elástico de las secciones, empleando para esto tres niveles de desempeño. Cada uno de estos niveles se encuentran representados mediante un espectro elástico de aceleraciones y otro espectro elástico de desplazamientos, con los cuales llevar a cabo el diseño sísmico por fuerzas, donde el procedimiento implica modificar el espectro, escalando sus ordenadas y obteniendo así una representación de los tres niveles de desempeño. Se obtienen así las máximas respuestas de techo para cada nivel de desempeño y con estos se calculan los respectivos factores de reducción o de comportamiento. Para ilustrar la aplicación del Método, se estudió un edificio de 7 pisos, estructurado en marcos de acero resistentes a momento, ubicado en una zona de alta demanda sísmica, como lo es Valparaíso, Chile. El procedimiento se valida aplicando análisis dinámico no lineal de historia tiempo empleando registros de terremotos fuertes ocurridos en la zona de subducción.

Palabras clave: *Método híbrido fuerza-desplazamiento; método HFD; edificios de marcos resistentes a momento; desplazamiento máximo de techo; derivas de entrepiso*

¹Bruno, Ibáñez. Ingeniero Civil. Pontificia Universidad Católica de Valparaíso. Chile. Correo: bruno.ibanez.d@mail.pucv.cl. ORCID: <https://orcid.org/0009-0000-1862-7301>

²Juan Carlos, Vielma Pérez. Ingeniero Civil. Magister Scientiae en Ingeniería Estructural, Universidad de Los Andes, Venezuela. Doctor per la Universitat Politècnica de Catalunya, España. Docente Investigador de la Pontificia Universidad Católica de Valparaíso. Chile. Correo: juan.vielma@pucv.cl ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-5426-2215>

ABSTRACT

The Hybrid Force-Displacement (HFD) Method combines the advantages of both seismic designs, applying the performance-based design approach, starting with a deformation design, using input variables in it, where the values of maximum mezzanine drifts and maximum roof displacements that exceed the elastic limit of the sections, are controlled, using three performance levels. Each of these levels is represented by an elastic spectrum of accelerations and another elastic spectrum of displacements, to carry out the seismic design by forces, where the procedure involves modifying the spectrum, scaling its ordinates and thus obtaining a representation of the three levels of performance. In this way, the maximum ceiling responses are obtained for each performance level and with these the respective reduction or behavior factors are calculated. To illustrate the application of the Method, a 7-story building was studied, structured in moment-resistant steel frames, located in an area of high seismic demand, such as Valparaíso, Chile. The procedure is validated by applying nonlinear dynamic time history analysis using records of strong earthquakes that occurred in the subduction zone.

Keywords: *Hybrid Force-Displacement Method; HFD method; moment frame buildings; maximum roof displacement; mezzanine drifts*

1. INTRODUCCIÓN

Las disposiciones de la Norma Sísmica Chilena Nch433 [1] definen básicamente la acción sísmica de diseño, la cual depende de la zona sísmica, tipo de suelo de fundación, la categoría de ocupación y el tipo de sistema sismorresistente empleado en su estructuración, estableciendo para ello dos métodos de análisis, el estático equivalente y el modal espectral [2]. Además, esta normativa limita los desplazamientos relativos de piso y los efectos torsionales, requiriendo para esto de un espectro inelástico tanto de aceleración y desplazamiento. Por otro lado, el código AISC 360 [3] establece los procedimientos para la verificación y diseño de los elementos estructurales de acero (vigas y columnas) para las solicitaciones combinadas según la normativa aplicada, en este caso la Nch1537 [4]. El diseño usual implica que las vigas se verificarán a flexión y corte, de manera independiente, mientras que las columnas se calcularán para la interacción de flexión y esfuerzo axial (flexo-compresión) [5, 6].

Por otra parte, el diseño sísmico basado en el desempeño consiste en la selección de esquemas de evaluación apropiados que permiten el dimensionamiento y detalle de los componentes estructurales, no estructurales y contenidos, de manera que, para unos niveles de movimiento del terreno determinados y con ciertos niveles de fiabilidad, los daños de las estructuras no deberán superar ciertos estados límites [7, 8]. Un nivel de desempeño representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales [9, 10]:

- Posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales
- Amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños

- Funcionalidad de la edificación posterior al terremoto

Por tanto, según los antecedentes indicados anteriormente, se observa que la Normativa sísmica chilena realiza principalmente un diseño por fuerzas, en el que a través del análisis modal espectral se obtienen las fuerzas sísmicas cortantes de diseño, y para evaluar los desplazamientos utilizan límites de derivas de entrepiso.

El diseño híbrido fuerza-desplazamiento (HFD) [11] sobre el cual se centra este documento, combina las ventajas del diseño sísmico por fuerzas y el diseño sísmico por desplazamientos. Este Método comienza considerando deformaciones objetivo (displacement target) para elementos tanto estructurales como no estructurales, en términos de derivas máximas de entrepiso y de ductilidades locales de los miembros, obteniendo así desplazamientos de techo en función de ambas variables iniciales, además del factor de reducción q . La aplicación del Método continúa con un diseño sísmico por fuerzas, enfocándose en la verificación de las fuerzas aplicadas, empleando para esto el análisis de espectro de diseño de pseudo-aceleraciones para la determinación de fuerzas sísmicas.

El Método de diseño basado en desplazamiento directo es el más utilizado entre los existentes a nivel mundial [12], está fundado en que la estructura inelástica original consistente en un sistema de múltiples grados de libertad (MDOF) es sustituida por una estructura lineal equivalente de un solo grado de libertad (SDOF) con una cantidad de amortiguamiento modificado. Usando esta estructura equivalente (SDOF) en conjunto con un espectro de desplazamiento de diseño con una gran cantidad de amortiguamiento, se puede determinar las fuerzas cortantes basales sísmicas requeridas para que la estructura experimente la deformación deseada en forma de relación de deriva de entrepiso objetivo IDR (Target). Los daños estructurales y no estructurales son controlados mediante una imposición de límites solo en derivas de entre pisos (IDR).

2. METODOLOGÍA

En esta sección se explicarán los pasos básicos para utilizar el Método híbrido fuerza desplazamiento (HFD) aplicado a un caso de estudio, con estructura de marcos de acero resistentes a momento, junto con una losa colaborante, ubicado en zona de alta sismicidad, de la región de Valparaíso, Chile, considerando los efectos torsionales y excentricidades accidentales. Las expresiones empíricas explícitas requeridas por el Método que involucran transformaciones de deformación y el factor de reducción (q) son determinadas mediante un Análisis no lineal tiempo historia (NLTH).

3.1. Características y Propiedades del Modelo

Los siguientes ocho pasos explican la aplicación del Método de diseño híbrido [11].

Paso 1. Se definen las características geométricas del marco, tanto el número de pisos (n_s), número de vanos (n_b), altura de entrepiso (h) y longitudes de los vanos (b), tanto en la dirección horizontal como vertical respectivamente, en su vista en planta.

Paso 2. Se definen los niveles de desempeño considerados con niveles de intensidad sísmica proporcionados por los correspondientes espectros de respuesta elástica:

- Ocupación Inmediata
- Seguridad de vida
- Prevención de Colapso

Paso 3. Se definen los valores límites de entrada (Objetivo) de desempeño de la máxima deriva de entrepiso (IDR) y de la máxima ductilidad local del miembro u_0 como en el método basado en desplazamiento (DBD).

En la Tabla 1 entregan esos límites para los tres niveles de desempeño indicados anteriormente [11]. Los valores de la ductilidad local representan los límites de la esbeltez de las alas y alma y los límites de la fuerza axial de las columnas. Los valores entre paréntesis cumplen con ASCE 41 [13].

Tabla 1. Valores de entrada tanto en derivas de entrepiso y ductilidad local para cada nivel de desempeño.

Fuente: [11]

Ocupación Inmediata (IO)		Seguridad de Vida (LS)		Prevención de Colapso (CP)	
IDR	u_0	IDR	u_0	IDR	u_0
0,007	1,00	0,025	9,00	0,05	1,00

Paso 4. Una de las formas de estimar el desplazamiento de plastificación de techo ($u_{r,y}$) es mediante análisis dinámico no lineal, en el cual se propuso la siguiente fórmula [11]:

$$u_{r,y} = 0,034 \cdot n_s^{0,61} \cdot \rho^{0,075} \cdot \alpha^{-0,254} \quad (1)$$

Siendo:

n_s número de pisos

ρ relación entre el momento de inercia (I_b) y largo de vigas (L_b) y la inercia (I_c) y el largo de las columnas (L_c) respectivamente, determinado por la expresión 2:

$$\rho = \left(\frac{\sum \left(\frac{I_c}{L_c} \right)}{\sum \left(\frac{I_b}{L_b} \right)} \right) \quad (2)$$

α relación entre los momentos plásticos de resistencia de las columnas (MRC, Iav) y los



momentos plásticos de las vigas ($MR_{b,av}$) de todos los pisos, determinado por la expresión 3

$$\alpha = \left(\frac{MR_{c,1av}}{MR_{b,av}} \right) \quad (3)$$

Luego se presentan los valores de los parámetros b_1 y b_2 que dependen del número de pisos, de la estructura a analizar y de los valores de entrada que tendrán las derivas de entrepiso (IDR) para cada nivel de desempeño, dichos parámetros serán utilizados posteriormente para transformar derivas de entrepiso máximas objetivo ($Target$), en desplazamientos de techo objetivo ($Target$). Siendo b_1 y b_2 parámetros dependientes del número de pisos (n_s) y el nivel de máximo desplazamiento (IDR), H es la altura total del edificio expresada en metros (ver Tabla 2).

Tabla 2. Valores de parámetros b_1 y b_2 en función de número de pisos y IDR sobre el límite de plastificación.

Fuente: [11]

Número de pisos n_s	$IDR_y - IDR_{1,8\%}$		$IDR_{1,8\%} - IDR_{3,2\%}$		$IDR > IDR_{3,2\%}$	
	b_1	b_2	b_1	b_2	b_1	b_2
3	0,84	1,01	1,03	1,06	0,99	1,05
6	0,37	0,88	0,93	1,11	1,51	1,25
9	0,29	0,88	2,07	1,37	2,38	1,41
12	0,28	0,91	1,46	1,32	5,58	1,71
15	0,22	0,89	5,04	1,67	6,88	1,76

Paso 5. Transformación de la máxima deriva de entrepiso IDR (*Objetivo*) al máximo desplazamiento de techo $u_{(r,max)}$ (*Objetivo*), determinado por la expresión 4, y para la transformación del máximo u_o (*Objetivo*) al máximo desplazamiento de techo (*Objetivo*) la expresión 5:

$$u_{r,max}(IDR) = b_1 \cdot H \cdot (IDR^{b_2}) \quad (4)$$

$$u_{r,max}(u_o) = (u_{r,o}) \cdot (u_{r,y}) \quad (5)$$

Siendo $u_{r,o}$ la ductilidad rotacional máxima de techo en términos de la ductilidad local u_o determinado por:

$$u_{r,o} = 1 + 0,85 \cdot (u_o - 1) \text{ para } u_o \leq 4,68 \quad (6)$$

$$u_{r,o} = 2,58 + 0,38 \cdot (u_o - 1) \text{ para } u_o > 4,68 \quad (7)$$

por lo tanto, el máximo desplazamiento de techo de diseño se obtiene a través de la expresión

8:

$$u_{r,max}(d) = \min(u_{r,max}(IDR), u_{r,max}(u_o)) \quad (8)$$

Paso 6. Además, se calcula el factor de reducción (q) de la estructura:

$$q = 1 + 1,35 \cdot (u_{r,d} - 1) \quad (9)$$

Despreciando la excentricidad accidental

$$q = 1 + 1,3 \cdot (u_{r,d} - 1) \quad (10)$$

Considerando la excentricidad accidental

donde $u_{r,d}$ es la ductilidad de desplazamiento de techo de diseño, expresada como:

$$u_{r,d} = u_{r,max}/u_{r,y} \quad (11)$$

Paso 7. Diseñar la estructura por el Método de las fuerzas utilizando el análisis espectral de respuesta elástica, basado en un espectro elástico con las ordenadas divididas por el factor de reducción (q) como en el método basado por fuerza.

Se observa de la Figura 1 que $u_{(r,max)}$ es el desplazamiento máximo obtenido por los espectros de desplazamiento según el nivel de desempeño IO, LS y CP respectivamente, que para este documento se utilizará el espectro de desplazamiento de la NCh433. Si $u_{(r,max)}$ es menor que $u_{(r,max)}(d)$, como se muestra en la Figura 1.

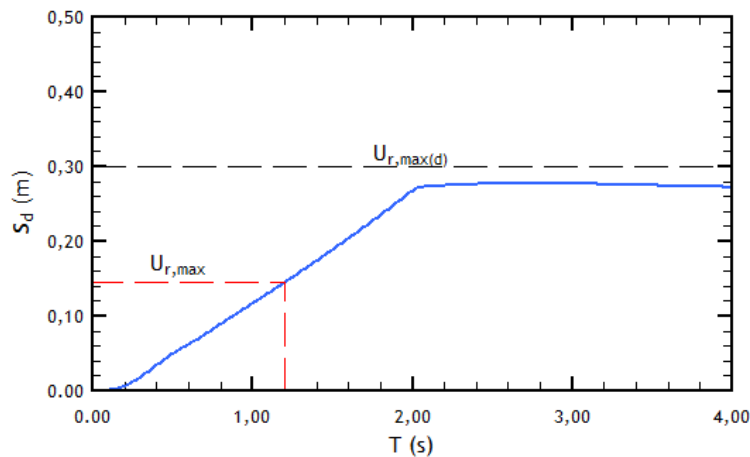


Figura 1. Determinación de $u_{(r,max)}$ empleando el espectro elástico de diseño en desplazamientos. Fuente: adaptado de [11]

Un nuevo valor objetivo (*Target*) de desplazamiento máximo de diseño de techo se adopta como el valor obtenido por $u_{(r,max)}$ y el método continúa sin problemas. En base al nuevo valor $u_{(r,max)}(d)$, los nuevos valores objetivos correspondientes a IDR_{max} y $u_{(r,max)}$ pueden ser calculados nuevamente con las ecuaciones de diseño.

Paso 8. Finalmente, para obtener el desplazamiento de techo (expresión 12) de una estructura de múltiples grados de libertad (MDOF) de manera más precisa, el desplazamiento espectral de la estructura en un grado de libertad (SDOF) obtenido anteriormente se debe multiplicar

por un factor de modificación igual a 1,0, 1,2, 1,3, 1,4 y 1,5 para edificios con 1, 2, 3, 5 y mayores o iguales a 10 pisos respectivamente.

$$\text{Desplazamiento de techo} = 1,42 \cdot u_{r,max} \quad (12)$$

3.2. Caso de Estudio

El caso de estudio corresponde a un edificio de marcos especiales de acero resistentes a momento, sin arriostramientos, en la región de Valparaíso, Chile, lo que corresponde a zona sísmica 3, suelo tipo C y categoría de ocupación tipo II, además tiene las siguientes características geométricas:

- Número de pisos (n_s) 7
- Altura de entrepiso (h) 3,00 m
- Material Acero estructural A36
- Distancia entre vanos (b) 5,00 m
- Sección Columnas HEB550
- Sección Vigas Principales IPE400, IPE450
- Sección Vigas Secundarias IPE 240

Se considera el edificio de marcos de acero resistentes a momento, de una altura total de 21 m, altura de entrepiso de 3 m cada uno, una distancia entre vanos de 5 m cada una, como se indicó anteriormente, y apreciándose las características geométricas en las Figuras 2 y 3. Se asume que la estructura tiene una excentricidad accidental del 5%. El grado del acero se asume A36 tanto para vigas y columnas, respectivamente. además, se asume que el primer nivel ocupación inmediata (Immediate Occupancy, abreviado IO) bajo el terremoto para operatividad completa (Full Operational Earthquake, abreviado FOE), el segundo nivel seguridad de vida (Life Safety, abreviado LS) bajo el terremoto básico para diseño (Design Basis Earthquake, abreviado DBE) y el tercer nivel de prevención de colapso (Collapse Prevention, abreviado CP) bajo el terremoto máximo considerado (Maximum Considered Earthquake, abreviado MCE), para una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años, correspondiente al máximo nivel de peligrosidad sísmica, con un periodo de retorno de 2500 años.

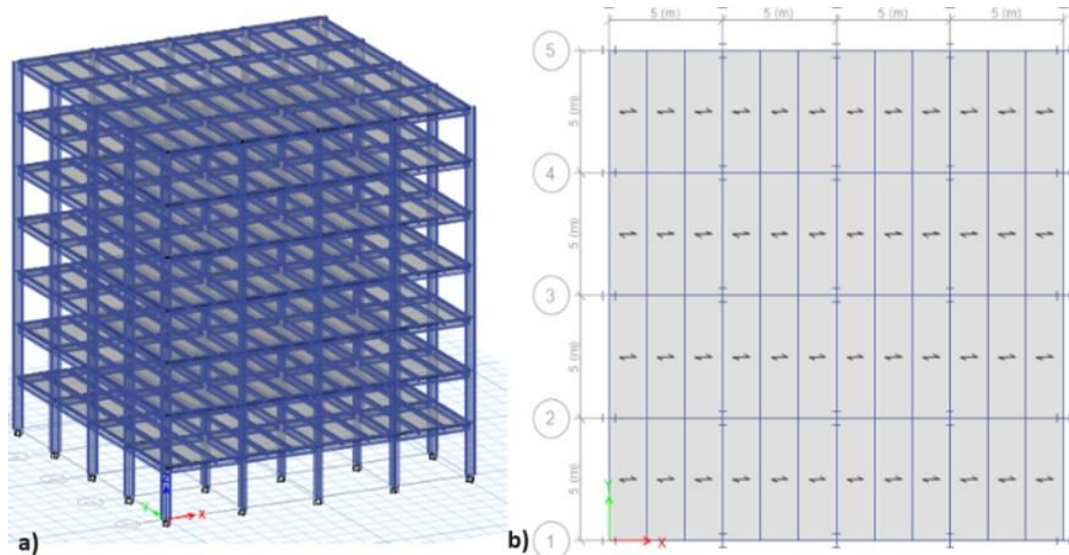


Figura 2. (a) Vista en 3D y (b) vista en planta del edificio estudiado. Fuente: los autores

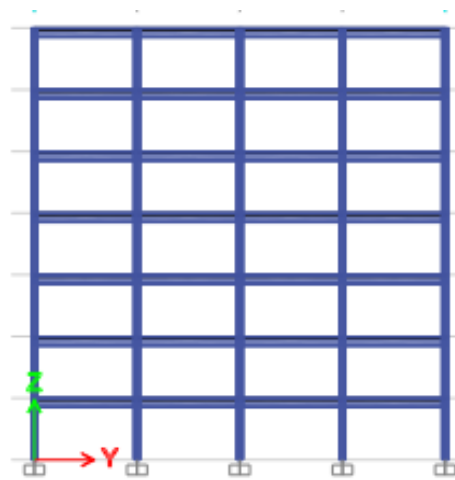


Figura 3. Vista en elevación del edificio estudiado. Fuente: los autores

Los terremotos característicos *FOE*, *DBE* y *MCE* son expresados a través del espectro de diseño elástico de la Nch433, para suelo tipo C, zona sísmica 3, y aceleración máxima del suelo A_0 bajo *DBE* igual a $0,4g$ como se muestra en la Figura 4. La aceleración máxima del suelo A_0 bajo *FOE* y *MCE* es obtenido:

$$PGA_{FOE} = 0,3 * PGA_{DBE} = 0,3 \cdot 0,4 \cdot g \quad (13)$$

$$PGA_{MCE} = 1,5 * PGA_{DBE} = 1,5 \cdot 0,4 \cdot g \quad (14)$$

Se puede observar de las Figuras 4 y 5 que el espectro de aceleración y de desplazamiento de la Nch433 corresponde al segundo nivel de desempeño LS bajo el *DBE*. Para el primer nivel de desempeño IO bajo el *FOE*, se tiene un 30% de la aceleración máxima del suelo (A_0) del segundo nivel de desempeño LS bajo el *DBE*. Para el tercer nivel de desempeño CP bajo el *MCE* se tiene un 1,5 veces la aceleración máxima del suelo del segundo nivel de desempeño

LS bajo el DBE. Para este proyecto se obtiene un valor de $u_{r,y}=0,086$ m definido en [11], debido a que se realiza basado en muchos análisis dinámicos no lineales, además entrega una mayor precisión en el resultado debido a que la variable ρ representa la influencia que presenta la respuesta elástica, y la variable α representa la influencia de la respuesta inelástica, además este último factor tiene mayor influencia en los resultados.

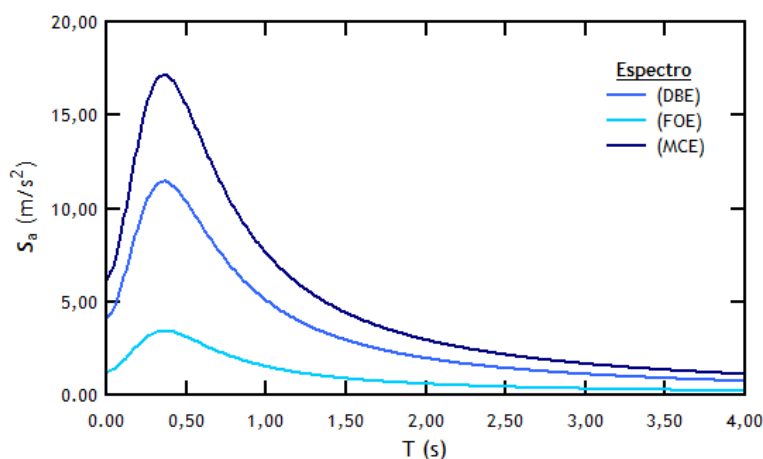


Figura 4. Espectros de aceleración para cada nivel de desempeño. Fuente: los autores

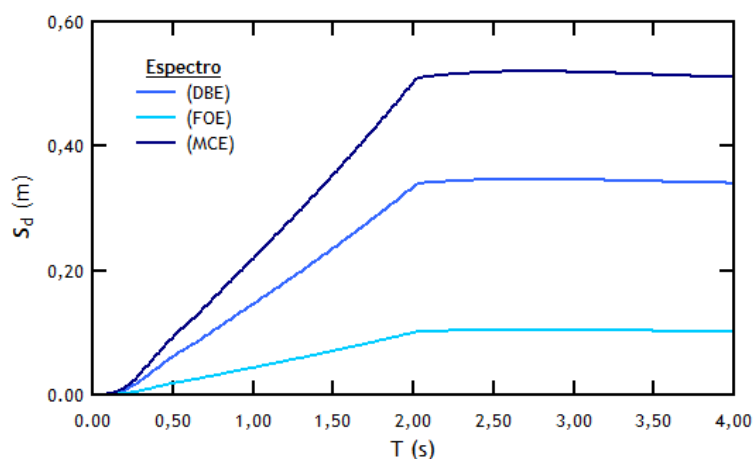


Figura 5. Espectros de desplazamiento para cada nivel de desempeño. Fuente: los autores

Para efectos de este estudio, se utilizaron los parámetros b_1 y b_2 correspondientes al número de pisos igual a 7, por tanto, a través de una interpolación lineal, se obtienen dichos parámetros representados en la Tabla 3.

Tabla 3. Valores de parámetros b_1 y b_2 en función de número de pisos y IDR sobre el límite de plastificación. Fuente: los autores

	b_1	b_2
IO: IDR 0,7%	0,343	0,880
LS: IDR 2,5%	1,310	1,197
CP: IDR 5%	1,800	1,303

Por lo que para este trabajo que consiste en un edificio de 7 pisos, se obtiene un valor de 1,42 mediante la interpolación de los datos anteriores. Realizando el procedimiento explicado anteriormente se ordenan en la Tabla 4 las derivas máximas de entrepiso, los desplazamientos

máximos de techo y las ductilidades locales máximas, tanto para la dirección x e y, y también, según los niveles de desempeño IO, LS y CP respectivamente.

Tabla 4. Derivas Máximas de entrepiso obtenidas del Método HFD. Fuente: los autores

Dirección	Ocupación Inmediata (IO)	Seguridad de vida (LS)	Prevención de colapso (CP)
X	0,0048	0,0180	0,0264
Y	0,0036	0,0140	0,0215

Por otro lado, en las Tablas 5 y 6 se pueden apreciar los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de techo y las ductilidades calculadas para los diferentes estados límite de este estudio.

Tabla 5. Derivas Máximas de entrepiso obtenidas del Método HFD. Fuente: los autores

Dirección	Ocupación Inmediata (IO)	Seguridad de vida (LS)	Prevención de colapso (CP)
X	0,066	0,224	0,332
Y	0,051	0,169	0,0254

Tabla 6. Derivas Máximas de entrepiso obtenidas del Método HFD. Fuente: los autores

Dirección	Ocupación Inmediata (IO)	Seguridad de vida (LS)	Prevención de colapso (CP)
X	1,000	3,000	4,500
Y	1,000	2,200	3,400

Luego de calcular los valores de derivas máximas de entrepiso, desplazamientos máximos de techo y ductilidades locales para cada nivel de desempeño, se procede a realizar el análisis no lineal tiempo-historia (NLTH por sus siglas en inglés) para comprobar los métodos obtenidos por el Método HFD. Para efectos del análisis dinámico del tipo tiempo-historia se consideran los registros de aceleración [14] que abarcan los sismos de las localidades de Valparaíso, Coquimbo, Puerto Quellón, que han sido ingresados al programa SeismoStruct [15]. Además, se utilizaron factores de escala para cada registro, para así representar el nivel de desempeño, Ocupación inmediata (IO), Seguridad de vida (LS) y Prevención de colapso (CP). En la Tabla 7 se resumen las principales características de los registros sísmicos empleados en este estudio.

Tabla 7. Registros de acelerogramas utilizados para el análisis no lineal Tiempo Historia. Fuente: Los autores

Terremoto	Estación	Identificación	Aceleración Máxima (m/s ²)
Valparaíso	Las Torpederas	Valparaíso_Torpederas_EW_SD	0,56213
	Las Torpederas	Valparaíso_Torpederas_NS_SD	0,4747
Coquimbo	El Pedregal	Coquimbo_El_Pedregal_EW_SD	0,51606
	El Pedregal	Coquimbo_El_Pedregal_NS_SD	0,49965
Puerto Quellón	Loncomilla	Puerto_Quellon_Loncomilla_EW-SD	0,40257
	Loncomilla	Puerto_Quellon_Loncomilla_NS-SD	0,46458
Coquimbo	San Esteban	Coquimbo_Tololo_EW_SD	0,49813
	San Esteban	Coquimbo_Tololo_NS_SD	0,46454
Puerto Quellón	Hotel luna	Coquimbo_San_Esteban_EW_SD	0,5021

	Hotel Luna	Coquimbo_San_Esteban_EW_SD	0,46621
Coquimbo	Tololo	Puerto_Quellon_HotelLuna_EW_SD	0,43542
	Tololo	Puerto_Quellon_Hotelluna_NS_SD	0,45233

Respecto a la Figura 6, se puede observar que la edificación está siendo sometida a aceleraciones en la base, tanto en la dirección x e y respectivamente (color verde) además está sometido a las cargas que tributan en las vigas (color azul) correspondiente a la carga muerta de la estructura y la carga viva.

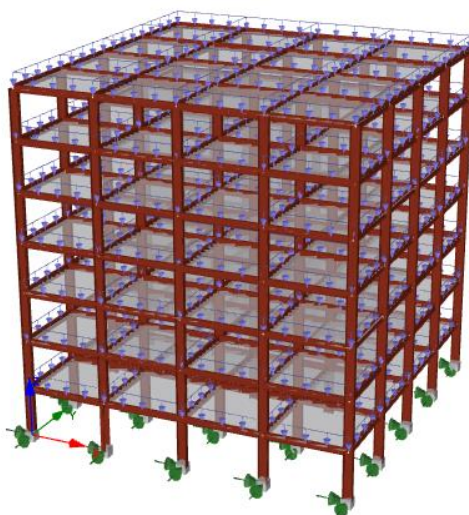


Figura 6. Modelo de edificio en SeismoStruct. Fuente: los autores

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Los resultados obtenidos por el análisis no lineal tiempo Historia (NLTH) mediante el software SeismoStruct se comparan con los resultados obtenidos por el Método Híbrido Fuerza-Desplazamiento (HFD) presentado en este documento. Los resultados de la comparación se muestran en las Tablas 8 y 9, para las direcciones X e Y del edificio, respectivamente.

Tabla 8. IDR, $u_{r,max}$ y u_0 obtenidos tanto por HFD como por NLTH dirección x. Fuente: los autores

Dirección X	IO Bajo FOE		LS bajo DBE		CP bajo MCE	
	FHD	NLTH	FHD	NLTH	FHD	NLTH
IDR %	0,500	0,480	2,400	1,800	2,700	2,640
$u_{r,max}$	0,066	0,050	0,224	0,212	0,332	0,334
u_0	1,000	1,100	3,000	3,000	4,500	4,500

Tabla 9. IDR, $u_{r,max}$ y u_0 obtenidos tanto por HFD como por NLTH dirección y. Fuente: los autores

Dirección Y	IO bajo FOE		LS bajo DBE		CP bajo MCE	
	FHD	NLTH	FHD	NLTH	FHD	NLTH
IDR %	0,480	0,360	1,400	1,400	2,150	2,150
$u_{r,max}$	0,051	0,046	0,169	0,169	0,254	0,233
u_0	1,000	1,000	2,200	2,100	3,400	3,400

Por tanto, observando las Tablas 8 y 9, se puede comprobar que el Método de diseño sísmico híbrido fuerza desplazamiento (HFD) presenta valores que se asemejan a los resultados obtenidos por un análisis no lineal, por lo que se evidencia la cercanía que presentan los cálculos. Es decir, hay una buena aproximación en la estimación del desplazamiento máximo de techo para cada nivel de desempeño, lo cual permite diseñar edificaciones de marcos de acero resistentes a momento con desplazamientos de techo como variables de entrada, imponiendo a la estructura una solicitud de deformación. Además, es importante mencionar que, al seleccionar las secciones tanto de vigas como de columnas, estas impondrán un desplazamiento de plastificación de techo determinado por las características geométricas de la edificación, y es este desplazamiento el que será utilizado para el primer nivel de desempeño como desplazamiento de techo máximo. Así mismo, producto de ellos análisis se obtienen los cortes basales correspondientes a los tres niveles de desempeño IO, LS y CP considerando los factores 0,3; 1,0 y 1,5 respectivamente.

En la Tabla 10 se pueden detallar los cortes basales que se generan en el edificio, considerando los tres niveles de desempeño, por lo que se puede observar que los cortes basales en escala 0,3 corresponden al corte elástico en el edificio, el cual presenta ductilidad 1 indicado en la Tabla 6, es decir, que el corte elástico corresponde al corte de diseño para ese caso, lo cual el cociente entre corte basal elástico y corte basal de diseño, tienen valores muy cercanos a los obtenidos en ductilidad indicados en la Tabla 6.

Tabla 10. Cortes basales calculados para distintos factores de escala. Fuente: los autores

Registro	Corte Basal V_e (kN)		
	Escala 0,3	Escala 1,0	Escala 1,5
1	2600	9070	13010
2	2380	7960	11930
3	1860	6210	9320
4	2300	7680	11520
5	2320	7740	11610
6	2010	6710	10070
Ve promedio	2250	7560	11240
Ve máximo	2600	9070	13010
Ve mínimo	1860	6210	9320

Considerando la aplicación del método HFD para este edificio de 7 pisos, se puede observar que se utilizaron las secciones indicadas en la Tabla 11.

Tabla 11. Secciones estructurales de diseño. Fuente: los autores

Sección	Columnas	Vigas		
		Dirección X	Dirección Y	Secundarias
HEB550		IPE400	IPE450	IPE240

Dichas secciones permiten que el edificio responda las demandas de deformación que se le

solicitaron, sobrepasando la deformación de plastificación, es decir, son secciones que permiten ingresar al edificio en el rango inelástico, lo cual permite aplicar este Método Híbrido Fuerza Desplazamiento de manera óptima. Además se puede observar que el Método estima desplazamientos máximos de techo que son cercanos a los desplazamientos inelásticos que representa la estructura, debido a que este método utiliza las deformaciones como variables de entrada en el diseño, lo cual induce a un resultado más certero, además se puede observar de los resultados, que este Método permite obtener factores de reducción para cada nivel de desempeño, estando en función de los desplazamientos, a diferencia de la normativa Sísmica actual Chilena NCh433 que utiliza un factor de reducción (R^*) que está en función de otros parámetros, como el periodo de oscilación de la estructura y del suelo, lo cual esto permite obtener valores seguros respecto a la ductilidad que va a presentar el edificio frente a un evento sísmico.

5. CONCLUSIONES

Primero cabe analizar que cuando se genera un evento sísmico, las estructuras se deforman, y dichas deformaciones inducen esfuerzos internos, lo que significa que las variables de entrada que generan los sismos son deformaciones, por lo que introducir un Método que considere dichas variables para el diseño, asegura un óptimo comportamiento no lineal en las estructuras, lo que a su vez permite diseñar estructuras más seguras. Además, este Método híbrido permite identificar el nivel de desempeño que controla el diseño y proporcionar predicciones precisas sobre la ductilidad rotacional y desplazamiento de techo.

Por otro lado, permite obtener la deformación inelástica que presentará dicha estructura, lo cual a diferencia del Método que utiliza la normativa actual chilena NCh433 no permite el daño de los elementos, y dicho daño, permite disipar energía, por lo que, si el Método se realiza de manera correcta, permitirá optimizar los recursos de manera que puedan disipar la máxima energía y responder a los eventos sísmicos que se generen. Por otro lado, este diseño sísmico alternativo presenta una interesante propuesta de implementación en los diseños sismorresistentes en Chile, ya que, si bien el acero estructural tiene un mayor costo económico, este puede ser de utilidad para alternativas de diseño en edificios en Chile, por lo que para edificios de baja o mediana altura presentan una solución eficaz e innovadora.

6. FINANCIAMIENTO

Propio de los autores.

7. AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan su agradecimiento a la Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, por su apoyo en el desarrollo de esta investigación.

8. CONFLICTO DE INTERÉS

Los autores declaran no tener ningún conflicto de interés.

9. CONTRIBUCIÓN DE LOS AUTORES

Conceptualización, J.C.V.; metodología, J.C.V.; Software, J.C.V.; validación, J.C.V, J.C.V.; redacción—revisión y edición, J.C.V.; supervisión, J.C.V. Todos los autores han leído y aceptado la versión publicada del manuscrito.

9. REFERENCIAS

- [1] Norma Chilena, “NCh433.Of1996-Modificado 2012. Diseño Sísmico de Edificios”, INN, Santiago, Chile, 2012.
- [2] R. Riddell y P. Hidalgo, “Diseño Estructural”, Ediciones UC, Santiago, Chile, 2018
- [3] AISC, “Specification for Structural Steel Buildings. AISC 360”, American Institute of Steel Construction, Chicago, Estados Unidos de América, 2022
- [4] NCh1537 Of86, “Diseño Estructural de Edificios – Cargas Permanentes y Sobrecargas de uso”, INN, Santiago, Chile, 1986
- [5] J. C. Vielma, “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras de acero residenciales del Ecuador”, *Monografía CIMNE IS 70, Monografías de ingeniería sísmica*, Barcelona, España, ISBN: 978-84-941686-9-7, 2015
- [6] J. C. Vielma y M. Cando, “Influence of P-delta effect on ductility of SMRF steel buildings” *The Open Civil Engineering Journal*, V9, 351-359, <https://doi.org/10.2174/1874149501509010351>, 2015
- [7] G. Papagiannopoulos, G. Hatzigeorgiou y D. Beskos, “Seismic Design Methods for Steel Building”, Springer, Heidelberg, Alemania, 2022
- [8] Federal Emergency Management Agency and the National Institute of Building Sciences, “FEMA273”, 1997
- [9] J. C. Vielma y M. Cando, “Evaluación del factor de comportamiento de la Norma Ecuatoriana de la Construcción para estructuras metálicas porticadas”, *Revista Internacional de Métodos Numéricos para cálculo y diseño en Ingeniería*, 33, 271-279, 2017
- [10] N. Lisperguier, A. López, y J. C. Vielma, “Seismic performance assessment of a

- moment-resisting frame steel warehouse provided with overhead crane”, *Materials*, 16, 2815, <https://doi.org/10.3390/ma16072815>, 2023
- [11] I.A. Dimooulos, N. Bazeos y D.E. Beskos, “Seismic Yield Displacements of Plane moment resisting and x-braced Steel Frames”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 140, pp. 121-144, <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2012.05.002>, 2012
- [12] M.J.N. Priestley, G.M. Calvi y M.J. Kowalsky, “*Displacement-Based Seismic Design of Structures*” IUSS Press, Pavia, Italia, 2008
- [13] American Society of Civil Engineer, ASCE/SEI, 41-17, “*Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*”, ASCE standard, Estados Unidos, 2013
- [14] Consortium of Organizations for Strong-Motion Observation Systems (COSMOS), “*Virtual Data Center*”, Disponible en: <https://www.strongmotioncenter.org/vdc/scripts/default.plx>, 2017
- [15] Seismosoft Ltd., “*SeismoStruct 2021 User Manual - A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures*”, Disponible en: <https://seismosoft.com/>, 2021