Análisis No Lineal Estático (Pushover) De Marcos Especiales A Momento Compuestos (C-SMF)

Static Non-linear Analysis (Pushover) Of Composite Special Moment Frames (C-SMF)

Autores

Gilbert Adrián Añazco Campoverde, Paul André Añazco Campoverde, Leyden Oswaldo Carrión Romero

[1] Ingeniero Civil, Máster, Universidad Técnica de Machala, Km 5 ½ Machala-Pasaje road, ganazco@utmachala.edu.ec
[2] Ingeniero Civil, Máster, Universidad Técnica de Machala, , Km 5 ½ Machala-Pasaje road, panazco@utmachala.edu.ec
[3] Ingeniero Civil, Máster, Universidad Técnica de Machala, , Km 5 ½ Machala-Pasaje road, locarrion@utmachala.edu.ec

RESUMEN

En el presente trabajo se presenta un modelo no lineal de plasticidad concentrada de los edificios prototipo de varios pisos, se ilustran las secciones transversales de las vigas y columnas con la respectiva cantidad de fibras a utilizar por elemento, así como las correspondientes curvas efectivas de esfuerzo-deformación utilizadas tanto para el acero y el hormigón junto con el modelo de degradación histerético para cada material. Se define un criterio de colapso no simulado de rotación plástica máxima de 0,05 [rad] tanto para las vigas y columnas, un desplazamiento a monitorear mínimo de 0,05 H, el patrón de cargas laterales y la combinación de cargas gravitacionales. Se realiza el análisis pushover en el software SAP2000 para determinar la curva de capacidad, se calcula el factor de sobrerresistencia "Ω" y la ductilidad "μ" de las estructuras.

Los análisis no lineales estáticos (Pushover) evidencian que todos los prototipos poseen una adecuada ductilidad (ductilidades menores a 8 y mayores a 3); además, el factor de sobrerresistencia se mantiene constante (Ω=10) para alturas de entre 6, 8 y 12 pisos. Para alturas iguales a 3 pisos, el factor de sobrerresistencia aumenta (Ω=16) y para edificaciones de 16 pisos se puede apreciar una notable reducción de este factor (Ω=4). El hecho de que exista una elevada sobrerresistencia se debe al control de derivas que establece la NCh 433 [1] (θ < 0,002 [Rad]), a las relaciones ancho-espesor y al diseño por capacidad del AISC 341 [2] (columna fuerte-viga débil), lo que conlleva a grandes sobredimensionamientos.

Palabras clave: *Análisis No Lineal Estático, Desempeño Sísmico, Marcos Especiales a Momento Compuestos, PushOver.*

ABSTRACT

In the present research work, a non-linear model of concentrated plasticity of multi-story prototype buildings is presented, the cross sections of the beams and columns are illustrated with the respective amount of fibers to be used per element, as well as the corresponding effective curves stress-strain models used for both steel and concrete along with the hysteretic degradation model for each material. A non-simulated collapse criterion of maximum plastic rotation of 0,05 [rad] is defined for both the beams and columns, a minimum monitored displacement of 0,05 H is defined, as well as the lateral load pattern and the combination of gravitational loads. From this, the pushover analysis is carried out in the SAP2000 software to determine the capacity curve, the overstrength factor "Ω" and the ductility "μ" of the structures.

The static nonlinear analysis (Pushover) carried out show that all the prototypes have an adequate ductility (ductility less than 8 and greater than 3); Furthermore, the overstrength factor remains constant (Ω=10) for heights between 6, 8 and 12 stories. For heights equal to 3 stories, the overstrength factor increases (Ω=16) and for 16-story buildings a notable reduction of this factor can be seen (Ω=4). The fact that there is a high overstrength is due to the drift control established by NCh 433 [1] (θ < 0,002 [Rad]), to the width-thickness relationships and to the capacity design of AISC 341 [2] (strong column-weak beam), which leads to large oversizing.

***Keywords*:** *Static Nonlinear Analysis, Composite-Special Moment Frame, Seismic Performance, PushOver.*

Nota Editorial: Recibido: Diciembre 2022 Aceptado: Abril 2023

1. INTRODUCCIÓN

Juntos, el acero estructural y el concreto interactúan y responden a las cargas simultáneamente, no por separado. Estos materiales se unen físicamente entre sí y usan sus diversas fortalezas y propiedades para crear una estructura combinada; que es más fuerte que cualquier material individual. Las estructuras compuestas están diseñadas para brindar soluciones eficientes y livianas para la construcción y otras industrias relacionadas.

Las secciones de acero recubiertas de hormigón se desarrollaron inicialmente como compuestas con el propósito de superar los efectos del fuego y garantizar la estabilidad frente a las fuerzas axiales y de flexión. Se introdujeron columnas compuestas con núcleo de hormigón armado y tubería de acero para proporcionar un encofrado integral y permanente. También se introdujeron láminas metálicas galvanizadas perfiladas para eliminar los encofrados tradicionales y, al mismo tiempo, aumentar la resistencia de las losas de hormigón armado.

La construcción compuesta se usa ampliamente en puentes, edificios, almacenes, estructuras marinas y más. Muchas aplicaciones en las estructuras mencionadas se clasifican como vigas compuestas, sistemas de pisos steel deck y columnas compuestas. La viga compuesta incluye una sección de acero en forma de I o W unida a una losa de hormigón mediante conectores de corte encima de ella. Han sido reconocidos como uno de los sistemas estructurales más económicos tanto para edificios de varios pisos como para puentes.

Los pisos de los edificios y puentes deben ser lo suficientemente rígidos y macizos para reducir la deflexión y las vibraciones. En este caso, el hormigón armado es sin duda el material de elección. La viga, sin embargo, debe tener una relación resistencia-peso superior, una calidad que solo el acero puede ofrecer.

El sistema de piso compuesto steel deck consta de vigas de acero, planchas metálicas perfiladas y losas de hormigón armado. Estos materiales se combinan de forma compacta y muy eficiente para formar un perfil que está diseñado básicamente para soportar cargas de gravedad. Los sistemas de pisos compuestos se utilizan principalmente como tableros de puentes y losas de piso para una amplia gama de clasificaciones de edificios, principalmente para estacionamientos elevados y edificios comerciales de varios pisos.

Las columnas compuestas pueden ser tubos de acero rellenos de hormigón o elementos de acero recubiertos de hormigón. De cualquier forma, en las columnas compuestas, la resistencia a la flexión del tubo de acero se maximiza cuando se proporciona un relleno de hormigón, el tubo de acero evita el descascaramiento y confina el hormigón, el hormigón retrasa el pandeo local del tubo de acero y mejora la resistencia a la compresión; además, el perfil de acero reemplaza el encofrado y al acero de refuerzo.

El éxito y la versatilidad de las estructuras compuestas se puede expresar en una explicación sencilla y comprensible: el hormigón reacciona muy bien a la compresión, mientras que el acero se comporta muy bien a la tracción. Estas ventajas se pueden utilizar para lograr un diseño ligero y eficaz mediante la combinación de los dos materiales en una estructura que resiste eficazmente la flexión y las fuerzas axiales. Dentro de los beneficios y ventajas se tiene:

- La estructura compuesta de acero y hormigón es aproximadamente un 30% más ligero que el hormigón armado y un 2% más pesado que el acero estructural. Esta reducción significativa en el peso de los materiales compuestos en comparación con el hormigón armado junto con la eliminación de una gran cantidad de trabajo, contribuye a un factor enorme en la reducción de los plazos de construcción. Como resultado, el montaje y la instalación en sitio son más fáciles y los costos de mano de obra se pueden minimizar.
- Con una sección transversal relativamente pequeña, la construcción compuesta de acero y hormigón puede llegar a alcanzar altas resistencias.
- Se pueden reducir el tamaño de los elementos de apoyo, incluidos los costos de cimentación; esto debido al peso reducido de la construcción compuesta, lo que minimiza las fuerzas que deben resistir los elementos.
- Se obtienen diseños compactos, estéticos, económicos, seguros y ecológicos debido a la relación resistencia-peso que es superior en los materiales compuestos.
- Trabajos como el apuntalamiento, actividades temporales y encofrados se pueden eliminar al utilizar construcción compuesta.
- En construcción compuesta, los ahorros pueden llegar al 10% en comparación con el hormigón armado y al 7% en comparación con el acero estructural. El acero recubierto con hormigón no solo mejora la resistencia de los miembros compuestos, sino que protege toda la estructura de los efectos adversos del fuego, el pandeo y la corrosión.

- Debido al acero estructural, las vigas compuestas pueden cubrir vanos más largos sin necesidad de columnas intermedias.
- Las columnas compuestas proporcionan una conexión más fácil a las vigas de acero; además, reducen la necesidad de colocar refuerzo transversal y la fijación de tirantes laterales que requiere mucho tiempo.
- Las columnas compuestas que involucran tubos de acero o revestimientos de tuberías simplifican los trabajos de cimentación y la construcción en cuerpos de agua.
- El hormigonado de los pisos sucesivos puede proceder sin tener que esperar a que los pisos previamente moldeados ganen resistencia.
- El sistema steel deck proporciona un refuerzo de momento positivo para el piso compuesto, requiriendo solo pequeñas cantidades de barras de temperatura para controlar el agrietamiento.

Una vez expuesto los beneficios y ventajas que presenta la construcción compuesta, en el presente trabajo de investigación se busca: diseñar 5 configuraciones diferentes de edificios prototipo en 2D utilizando columnas CFT (Concrete Filled Tube) y vigas de perfil W aplicando la normativa sísmica chilena NCh 433 [1] para la zona 2 y 3 sobre suelo tipo C, D, E; implementar un modelo no lineal de plasticidad concentrada basado en fibras a los edificios prototipo utilizando las curvas efectivas de esfuerzo-deformación tanto para el acero y hormigón; finalmente realizar un análisis no lineal estático (Pushover) a cada prototipo y calcular el factor de sobrerresistencia Ω y la ductilidad μ.

En la Figura 1 se muestra la sección transversal de cada uno de los elementos utilizados.

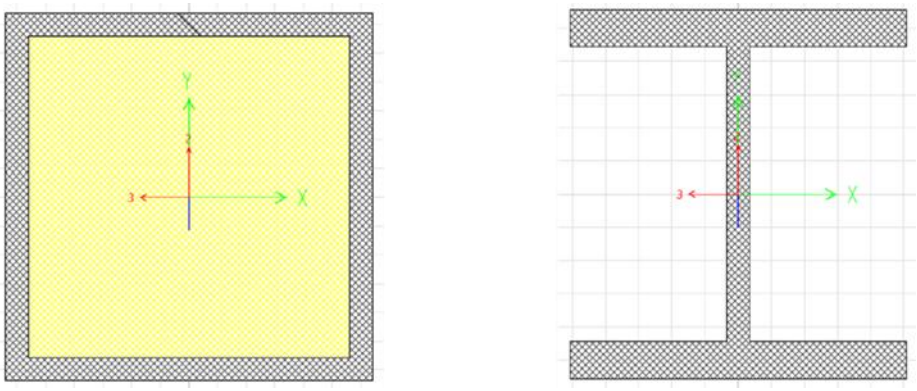


***Figura 1*:** Columna *Compuesta CFT y Viga de Perfil W*

2. MATERIALES Y MÉTODOS

El sistema resistente a cargas laterales se compone de columnas conformadas por perfiles tubulares cuadrados de acero rellenos de hormigón (CFT) y vigas de perfil W; la configuración estructural de los edificios prototipo es en 2D, siendo estos de 3, 6, 8, 12 y 16 pisos de altura con un máximo de 5 vanos y L=6 [m]; además se tiene una altura constante de entrepiso de H=4 [m]. En la Figura 2 se presenta la planta y elevación típica de un edificio chileno donde el marco seleccionado para la modelación es un pórtico representativo de la estructura; además, todos sus ejes son resistentes a momento. Los edificios a diseñar corresponden a una categoría ocupacional II destinados a oficina ubicados en zona sísmica 2 y 3 sobre suelo C, D, E, utilizando el espectro de la norma NCh 433 [5] para considerar las cargas sísmicas. Se definen las cargas gravitacionales como $Dpiso$= 3,0 [T/m], $Lpiso$= 1,5 [T/m], $Dtecho$= 2,3 [T/m], $Ltecho$= 0,6 [T/m].

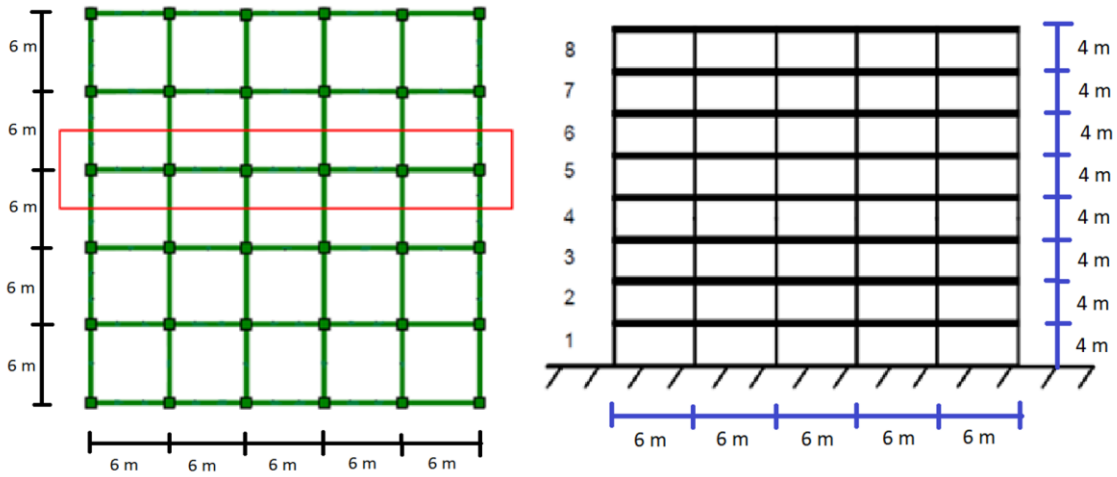
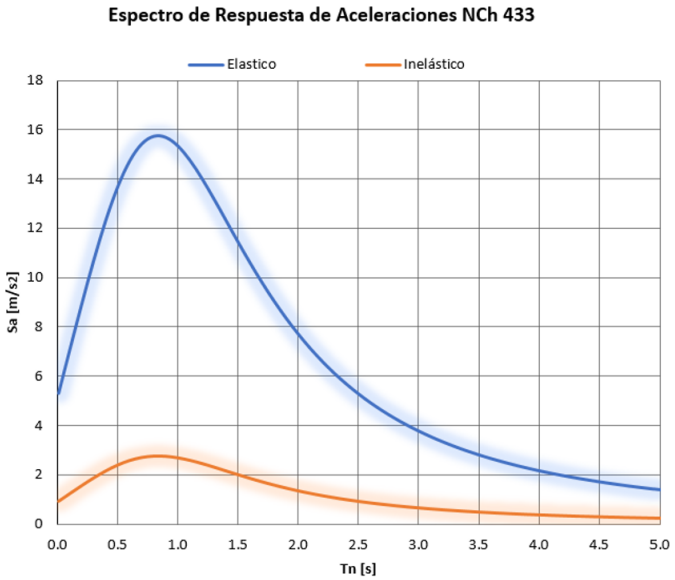


Figura 2: *Planta y Elevación Típica de los Edificios Chilenos: Pórtico Representativo*

Los materiales utilizados en el presente trabajo de investigación son de alta resistencia, decisión tomada para asegurar elementos resistentes y rígidos a pesar de su esbeltez; además se les da un uso más eficiente a ambos materiales. Para el perfil tubular de acero de la columna compuesta se utiliza un ASTM A500 con un Fy= 550 [MPa] (80 [KSI]), para la viga de acero de perfil W se utiliza un ASTM A992 con un Fy= 345 [MPa] (50 [KSI]), ambos con un módulo de elasticidad de Es= 200000 [MPa]. El hormigón utilizado en la columna compuesta posee una resistencia a la compresión de $f'c$= 55 [MPa] (8[KSI]) con un módulo de elasticidad de Ec= 34856 [MPa]; debido a que las dimensiones utilizadas en las columnas CFT son mayores a la de los perfiles tubulares disponibles en el mercado, éstas deben ser construidas en base a placas de acero soldadas; el tipo de soldadura corresponde a una de penetración completa. En la Figura 3 se presenta como ejemplo el diseño sísmico del edificio prototipo de 8 pisos.



Modelo 8 Pisos Zona 3 Suelo D		Columna Fuerte- Viga Debil	
Altura de Entrepiso [m]	4	Piso 8	**1,07**
Período Fundamental [s]	0,73143	Piso 7	**1,79**
Sa [m/s2] (Elástico)	13,16	Piso 6	**1,78**
Peso Sísmico [T]	1115	Piso 5	**1,77**
V basal SAP2000 [T]	193	Piso 4	**1,85**
V basal min [T]	89	Piso 3	**2,07**
V basal max [T]	187	Piso 2	**2,06**
Factor de Escala	0,97	Piso 1	**2,05**
V basal diseño [T]	187	Secciones del Piso 5 al Piso 8	
R	7	Viga	W 14X342
Ro	11	Columna	CFT 550X550X20
R*	6,17	Secciones del Piso 1 al Piso 4	
R**	6,37	Viga	W 14X370
V elástico [T]	1191	Columna	CFT 600X600X25
Desplazamientos [m]		Deriva Relativa	
Piso 8	0,038178	Piso 8	0,000429
Piso 7	0,036460	Piso 7	0,000798
Piso 6	0,033267	Piso 6	0,001162
Piso 5	0,028621	Piso 5	0,001426
Piso 4	0,022919	Piso 4	0,001468
Piso 3	0,017046	Piso 3	0,001602
Piso 2	0,010640	Piso 2	0,001599
Piso 1	0,004245	Piso 1	0,001061

Figura 3: *Ejemplo de Diseño Sísmico. Edificio Prototipo de 8 Pisos.*

Se realizó el diseño de las 5 configuraciones de edificios prototipo, tanto para la zona sísmica 2 y 3 sobre suelo C, D, E dando un total de 30 modelos; respecto al diseño estructural de los 30 modelos se logró cumplir con las especificaciones para elementos del AISC 360 [3], con las limitaciones sísmicas de la NCh 433 [1] y el diseño por capacidad acorde al AISC 341 [2], donde la disipación de energía se concentra en los extremos de las vigas y en la base de las columnas del primer entrepiso haciendo énfasis en la verificación del criterio sísmico de columna fuerte-viga débil para Composite-Special Moment Frame. La solicitación en los elementos fue mucho menor que su resistencia quedando los diseños controlados completamente por la deriva de entrepiso impuesta por la NCh 433 [1] (θ < 0,002 [Rad]).

En lo correspondiente a distorsiones de entrepiso máximas (θ <0,002 [rad]), se cumplieron en todos los casos, pero cabe destacar que hubo modelos que alcanzaron derivas de entrepiso alrededor de 0,001, 0,0015 y muy cercanos a 0,002, esto con la finalidad de poseer una amplia gama de prototipos y poder evaluar su desempeño sísmico con diseños cercanos al límite y diseños con cierta holgura. Además, es importante mencionar que se hicieron cambios de sección en los elementos cada 3 y 4 pisos, verificando siempre las relaciones ancho-espesor para miembros sísmicamente compactos.

En lo que respecta al corte basal de diseño, existieron modelos de período bajo en los que gobernó el corte basal máximo y modelos de período alto donde gobernó el corte basal mínimo, remarcando que estas limitaciones no se cumplieron para todos los casos, habiendo ciertas excepciones con los prototipos de 12 y 16 pisos.

El AISC 341 [2] exige que el criterio columna fuerte-viga débil para Composite-Special Moment Frame sea >1, pero se debe acotar que en la presente investigación se tuvieron relaciones >2 principalmente en los primeros pisos disminuyendo este valor con la altura; esto se debe a que el AISC Seismic Design Manual [4] recomienda que esta relación sea > 2 con el objetivo de asegurar que la columna permanezca elástica.

En cuanto a los parámetros estructurales globales se observaron coeficientes sísmicos “Cs” mínimos del 6,02% y máximos del 18,25%; por otra parte, la variación del período elástico mínimo y máximo osciló entre 0,395 [s] y 2,043 [s] respectivamente.

De los 30 modelos caracterizados, se obtuvieron 18 diseños distintos ya que la diferencia en el diseño para suelo tipo C y D arrojaba las mismas secciones, excepto para los modelos de 3 pisos donde el diseño para suelo tipo E controló en su totalidad. Estos 18 diseños son los que serán sometidos al análisis no lineal.

En el presente trabajo de investigación se utiliza un modelo no lineal de plasticidad concentrada basado en fibras tanto para las columnas como para las vigas. Se definen extremos rígidos en la conexión viga-columna (conexión totalmente restringida), no se considera la flexibilidad de la zona panel ni excentricidades, se define un diafragma rígido por piso y se especifica que los análisis tengan un comportamiento planar (X-Z), se incluye la no linealidad geométrica (efecto P-Delta); además se incluye la no linealidad del material al utilizar las curvas efectivas de esfuerzo-deformación para caracterizar el comportamiento del acero y hormigón (Figura 4); estas curvas incluyen la fluencia y pandeo local del tubo de acero y de la viga, la adherencia y deslizamiento entre el tubo de acero y el hormigón, el agrietamiento y aplastamiento del hormigón, así como el confinamiento que el tubo de acero ejerce sobre el concreto.

El modelo no lineal utilizado para las columnas compuestas CFT y vigas de perfil W ha sido tomado de la tesis doctoral de Herrera [5] realizándose las siguientes modificaciones: (a) De 18 fibras sobre la sección transversal de la columna compuesta CFT (10 para el acero y 8 para el hormigón), se aumentó a 21 fibras (12 para el acero y 9 para el hormigón) y (b) De 5 fibras sobre la sección transversal de la viga de perfil W, se aumentó a 9 fibras. Los materiales utilizados son de alta resistencia, siendo estos los mismos que empleó Herrera [5] con la finalidad de tomar como base sus curvas efectivas de esfuerzo-deformación. Para el acero se utilizó un modelo de degradación histerético del tipo Kinematic y para el hormigón un modelo de degradación histerético del tipo Takeda (Figura 4).

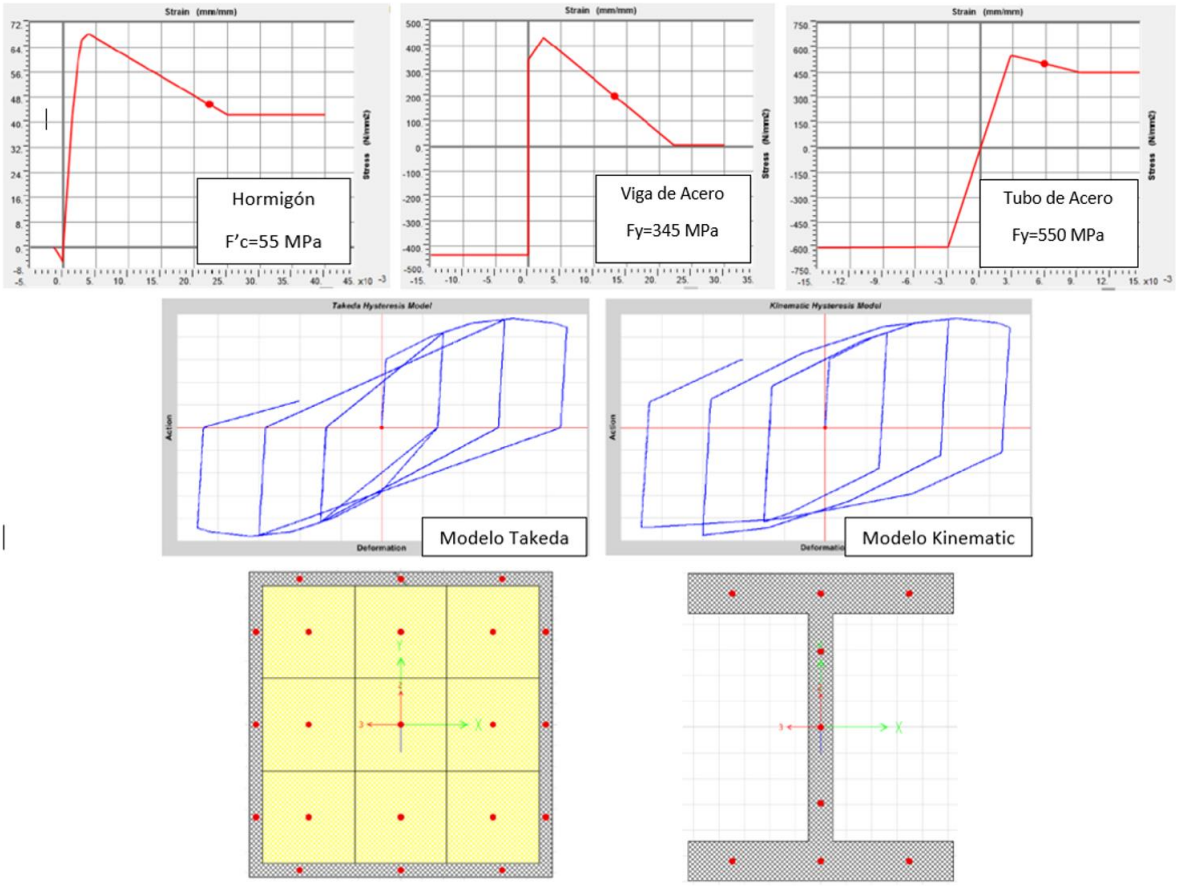


Figura 4: *Modelo no lineal basado en fibras, curvas efectivas de esfuerzo deformación y modelos de degradación histerético.*

La no linealidad del material es concentrada en forma de rótulas plásticas basadas en fibras ubicadas en los extremos de las vigas y columnas. La no linealidad de la zona panel no fue incluida ya que los análisis realizados por Herrera [5] demostraron que dicha zona permanecía prácticamente elástica sin incursiones importantes en el rango inelástico. Se definen las cargas gravitacionales como CM_{piso}= 3,0 [T/m], CV_{piso}= 1,5 [T/m], CM_{techo}= 2,3 [T/m], CV_{techo}= 0,6 [T/m]. Se utiliza una combinación de carga gravitacional igual a 100% CM + 25% CV, un patrón de carga lateral que emula el modo de vibración 1 de la estructura y un desplazamiento monitoreado de techo correspondiente al 5% la altura total del edificio. (Figura 5)

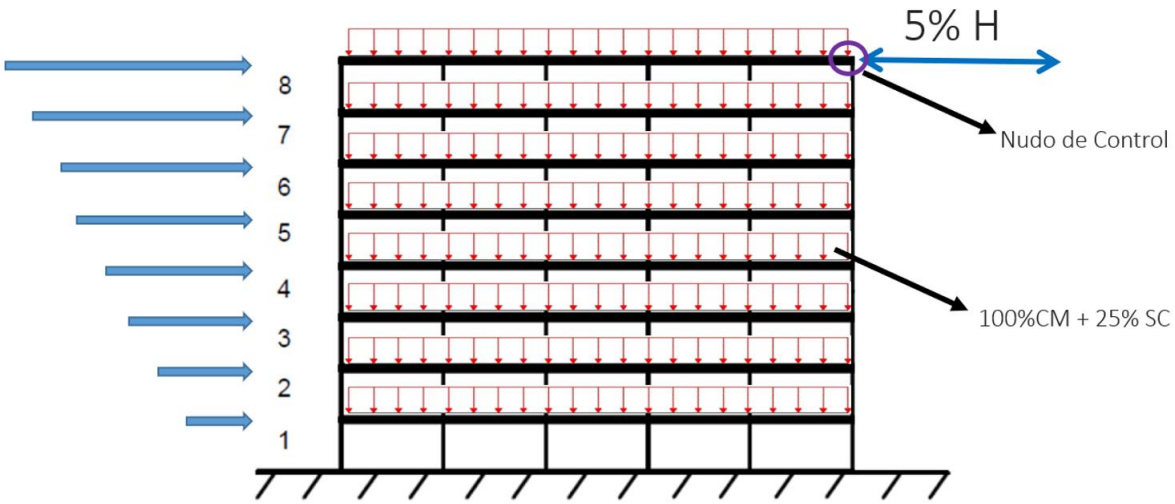


Figura 5: *Estructura sometida a carga gravitacional y cargas laterales.*

3. RESULTADOS

En las Tablas 1-5 y en las Figuras 6-10, se presentan los resultados más representativos obtenidos del análisis pushover realizado a los 18 modelos no lineales especificando las máximas rotaciones plásticas tanto para las vigas como para las columnas correspondientes al paso donde se superó el valor límite de 0,05 [Rad] que indica la rotulación del elemento; valor adoptado como criterio de colapso no simulado. Cabe recalcar que las rotaciones plásticas de las columnas corresponden a las de la base del primer entrepiso, ya que, como se esperaba es en este lugar donde se rotularon; además es importante resaltar que, al colocar las rótulas plásticas en los elementos, la estructura pierde rigidez, lo que provoca que el período fundamental aumente y pase de ser un período elástico a un período inelástico siendo este último el que será usado para los análisis no lineales. En la Tabla 6 se presenta un resumen general de resultados.

Tabla 1: *Resumen Modelo 3 pisos*

Modelo de 3 Pisos Zona Sísmica 2 Suelo E	
Período Fundamental [s]	0,47743
Peso Sísmico [T]	339
V diseño [T]	46
δu [cm]	70,00
V max [T]	798
Desplazamiento Monitoreado [cm]	84,00
Co	1,29
δy,eff [cm]	17,16
Sobreresistencia Ω	17,35
Ductilidad μ_T	4,08
θp columna [rad]	0,0508
θp viga [rad]	0,0617
Patrón de Cargas Laterales [T]	
Piso 3	22,29
Piso 2	16,50
Piso 1	7,21
Σ	46,00

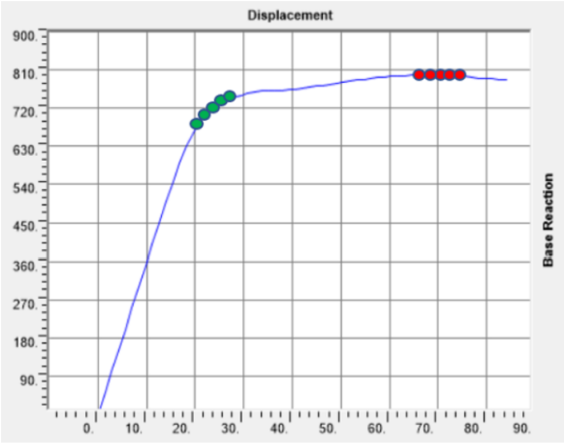


Figura 6: *Curva de Capacidad*

Tabla 2: *Resumen Modelo 6 pisos*

Modelo de 6 Pisos Zona Sísmica 2 Suelo E	
Período Fundamental [s]	0,67066
Peso Sísmico [T]	777
V diseño [T]	106
δu [cm]	105,00
V max [T]	1276
Desplazamiento Monitoreado [cm]	120,00
Co	1,32
δy,eff [cm]	24,15
Sobreresistencia Ω	12,04
Ductilidad μ_T	4,35
θp columna [rad]	0,0500
θp viga [rad]	0,0680
Patrón de Cargas Laterales [T]	
Piso 6	28,13
Piso 5	25,93
Piso 4	21,82
Piso 3	16,12
Piso 2	10,08
Piso 1	3,92
Σ	106,00

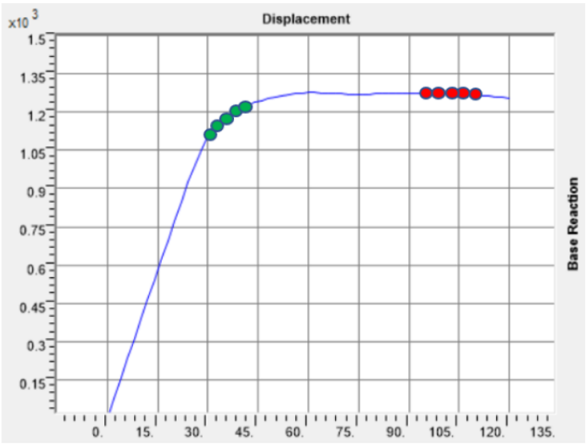


Figura 7: *Curva de Capacidad*

Tabla 3: *Resumen Modelo 8 pisos*

Modelo de 8 Pisos Zona Sísmica 2 Suelo D	
Período Fundamental [s]	0,88057
Peso Sísmico [T]	1054
V diseño [T]	114
δu [cm]	130,00
V max [T]	1306
Desplazamiento Monitoreado [cm]	160,00
Co	1,31
δy,eff [cm]	31,36
Sobreresistencia Ω	11,46
Ductilidad μ_T	4,15
θp columna [rad]	0,0504
θp viga [rad]	0,0678
Patrón de Cargas Laterales [T]	
Piso 8	22,87
Piso 7	21,85
Piso 6	19,92
Piso 5	17,09
Piso 4	13,60
Piso 3	10,05
Piso 2	6,20
Piso 1	2,41
Σ	114,00

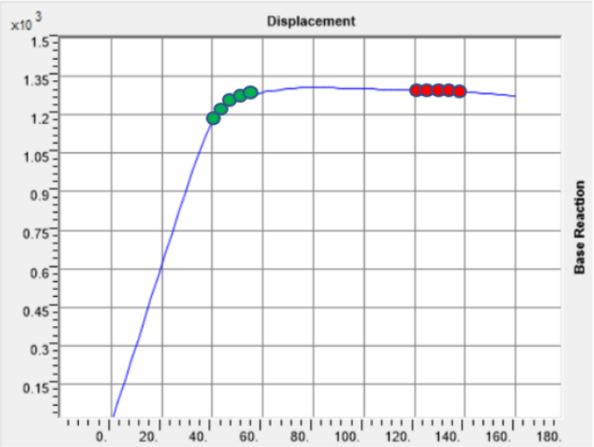


Figura 8: *Curva de Capacidad*

Tabla 4: *Resumen Modelo 12 pisos*

Modelo de 12 Pisos Zona Sísmica 3 Suelo D	
Período Fundamental [s]	1,11487
Peso Sísmico [T]	1716
V diseño [T]	172
δu [cm]	190,00
V max [T]	1773
Desplazamiento Monitoreado [cm]	240,00
Co	1,33
δy,eff [cm]	42,39
Sobreresistencia Ω	10,31
Ductilidad μ_T	4,48
θp columna [rad]	0,0512
θp viga [rad]	0,0697
Patrón de Cargas Laterales [T]	
Piso 12	23,79
Piso11	23,18
Piso 10	22,13
Piso 9	20,62
Piso 8	18,73
Piso 7	16,67
Piso 6	14,32
Piso 5	11,72
Piso 4	9,01
Piso 3	6,46
Piso 2	3,89
Piso 1	1,48
Σ	172,00

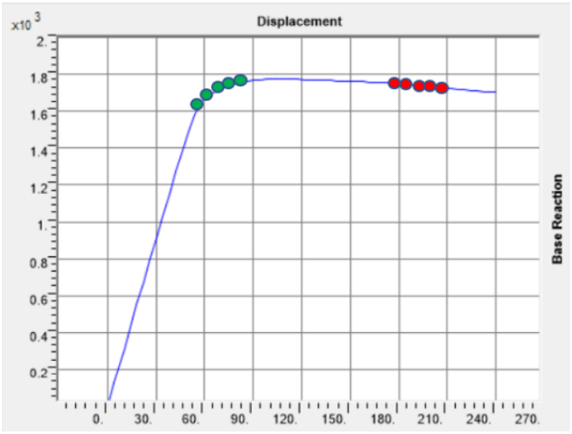


Figura 9: *Curva de Capacidad*

Tabla 5: *Resumen Modelo 16 pisos*

Modelo de 16 Pisos Zona Sísmica 2 Suelo E	
Período Fundamental [s]	1,68546
Peso Sísmico [T]	1967
V diseño [T]	186
δu [cm]	280,00
V max [T]	846
Desplazamiento Monitoreado [cm]	320,00
Co	1,37
δy,eff [cm]	41,53
Sobreresistencia Ω	4,55
Ductilidad μ_T	6,74
θp columna [rad]	0,0515
θp viga [rad]	0,0810
Patrón de Cargas Laterales [T]	
Piso 16	20,30
Piso 15	19,88
Piso 14	19,17
Piso 13	18,18
Piso 12	16,95
Piso11	15,80
Piso 10	14,50
Piso 9	13,03
Piso 8	11,40
Piso 7	9,93
Piso 6	8,36
Piso 5	6,70
Piso 4	5,03
Piso 3	3,63
Piso 2	2,23
Piso 1	0,90
Σ	186,00

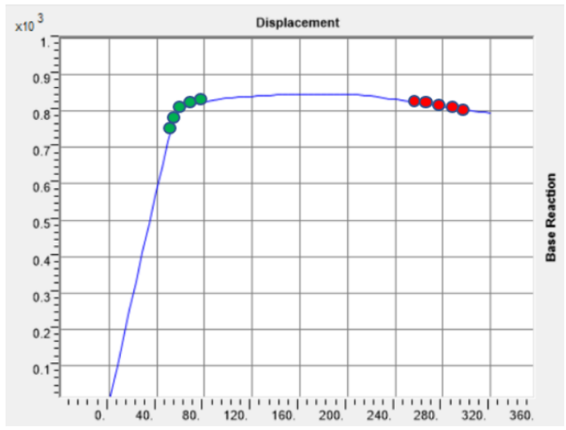


Figura 10**:** *Curva de Capacidad*

Tabla 6: *Resumen Sobrerresistencia y Ductilidad*

Modelos Representativos					
Altura de Edificio	**N° Pisos**	**Ω individual**	**Ω promedio**	**Ductilidad μ**	**μ promedio**
Baja	3	17,35	16,7	4,08	3,61
	3	15,98		3,14	
Intermedia	6	10,28	10,8	4,16	4,43
	6	12,04		4,35	
	6	10,48		4,35	
	6	11,49		4,61	
	8	11,46		4,15	
	8	11,53		4,39	
	8	9,37		4,39	
	8	11,19		4,61	
	12	13,64		4,48	
	12	8,29		4,69	
	12	10,31		4,48	
	12	9,15		4,53	
Alta	16	4,56	4,7	6,11	6,95
	16	4,55		6,74	
	16	5,03		7,15	
	16	4,65		7,79	

A partir de los resultados obtenidos, se hará el análisis de cuatro conceptos básicos de ingeniería estructural, que presentan fundamental importancia en el diseño de estructuras sismorresistentes y caracterizan la respuesta estructural: rigidez, resistencia, ductilidad y capacidad de disipación de energía.

La rigidez estructural mide la mayor o menor capacidad para deformarse de un elemento, conexión o estructura y se cuantifica, en general, como la división entre una fuerza (o momento) y un desplazamiento (o rotación). En estructuras sismorresistentes, resulta de particular interés la rigidez lateral de la estructura, esto se asocia a los desplazamientos de piso [6]. Como se puede apreciar en las Tablas 1-6 y en las Figuras 6-10, la rigidez efectiva para la edificación de 3 pisos se calcula como 576Ton/17,16cm= 33,57 Ton/cm, para la edificación de 6 pisos 900Ton/24,15cm= 37,27 Ton/cm, para la edificación de 8 pisos 930Ton/31,36cm= 29,66 Ton/cm, para la edificación de 12 pisos 1200Ton/42,39cm= 28,31 Ton/cm y para la edificación de 16 pisos 600Ton/41,53cm= 14,45 Ton/cm. Con estos valores se puede apreciar que, para edificaciones bajas, se tiene una elevada rigidez efectiva; es decir, las edificaciones poseen poca capacidad para deformarse, mientras a medida que se aumenta la altura, las estructuras se vuelven más flexibles; es decir poseen una mayor capacidad para deformarse.

La resistencia es una propiedad estructural que se vincula directamente con los estados límites últimos, es decir con la seguridad de la construcción. Según sea el tipo de solicitación, la resistencia de los miembros se determina como una fuerza axial, fuerza de corte, momento flector o momento torsor. Esta propiedad está relacionada con la capacidad de la estructura [6]. En las Tablas 1-6 y en las Figuras 6-10 se puede apreciar la capacidad de toda la estructura a cortante basal. A decir, para la edificación de 3 pisos se tiene una capacidad a corte de 798 Ton, para la edificación de 6 pisos se tiene 1276 Ton, para la edificación de 8 pisos 1306 Ton, para la edificación de 12 pisos 1773 Ton y para la edificación de 16 pisos 846 Ton; este último valor viéndose disminuido debido al incremento en la flexibilidad de la edificación. Estos valores, al ser divididos para su respectivo corte basal de diseño, da como resultado el factor de sobrerresistencia. El factor de sobrerresistencia Ω tiene en cuenta la reserva de resistencia entre los niveles máximos y de diseño, la que se origina por factores tales como la redundancia estructural, la sobrerresistencia de los materiales, del sobredimensionamiento de los miembros, de las combinaciones de cargas y de los límites de distorsión de piso [6]. En la Tabla 6 se puede apreciar que a medida que se incrementa la altura, este factor disminuye

La ductilidad es una propiedad estructural que puede definirse como la capacidad de un material, sección, componente o sistema de deformarse inelásticamente sin pérdida de resistencia y se cuantifica como la división entre la deformación o desplazamiento máximo y el correspondiente desplazamiento de fluencia [6]. La ductilidad depende, para el caso de columnas, de la capacidad axial a la que estén trabajando, recomendándose que este valor esté por debajo del 10%; también depende del área del refuerzo transversal que se coloque para resistir el corte, así como de las dimensiones del elemento y de su resistencia a la compresión. Para el caso de las vigas de acero, la ductilidad depende principalmente de las relaciones ancho-espesor. Como se puede apreciar en la Tabla 6, para edificaciones de poca altura se tiene una baja ductilidad promedio de 3,61; para edificaciones intermedias, se tiene una ductilidad promedio de 4,43 y para edificaciones altas, se tiene una ductilidad promedio de 6,95. Con esto se puede evidenciar que, en edificaciones bajas, se posee una elevada sobrerresistencia, pero con poca ductilidad; es decir, estas edificaciones poseen poca capacidad de incursionar en el rango inelástico sin perder resistencia; por otro lado, a medida que se aumenta el número de pisos, se aprecia que la sobrerresistencia empieza a disminuir pero con un incremento de la ductilidad; esto quiere decir que, las edificaciones altas poseen una mayor capacidad de incursionar en el rango no lineal sin perder resistencia, únicamente habrá degradación de rigidez.

Finalmente, se analiza el concepto de energía disipada, debido a que es una variable de gran importancia en el diseño sismorresistente. La energía disipada es una de las razones por las cuales se pueden reducir las acciones sísmicas elásticas [6]; esta se define como el área bajo la curva Fuerza-Desplazamiento, considerando la parte de carga y descarga; es decir se toman en cuenta las deformaciones permanentes que sufre el sistema en cada ciclo. Este término se encuentra íntimamente relacionado con el factor de reducción de respuesta R, ya que, a mayor R, se considera que el sistema tiene una mayor capacidad de disipar energía sin perder resistencia. Es importante aclarar que ductilidad y energía disipada son conceptos que están relacionados, pero no son equivalentes; como primer ejemplo, en la Figura 11 (a) se puede tener 2 sistemas estructurales que presenten los mismos desplazamientos máximos y de fluencia e igual resistencia, razón por la cual la ductilidad es la misma, pero al momento de descargar la estructura, una de ellas presente el fenómeno de estrechamiento del ciclo (pinching-color verde), por lo que su capacidad de disipar energía sería menor, ya que su área será más pequeña. Como segundo ejemplo, en la Figura 11 (b) se pueden presentar 2 sistemas estructurales con los mismos desplazamientos máximos y de fluencia, pero con diferente resistencia; la estructura con mayor resistencia, en este caso, poseerá una mayor capacidad de disipar energía, ya que su área será mayor [6].

En este sentido, acorde a la Tabla 6, las edificaciones de gran altura poseen una mayor capacidad de disipación de energía, debido a que su ductilidad es mayor (6.95); es decir, se cuantifica un área bajo la curva más grande. Por otra parte, las edificaciones de baja altura, poseen una menor capacidad de disipación de energía, debido a que su ductilidad es menor (3.61); es decir, se cuantifica un área bajo la curva más pequeña. Por lo tanto, las edificaciones con un mayor número de pisos poseen una baja vulnerabilidad sísmica, es decir son menos propensas a sufrir daños en comparación con edificaciones de baja altura.

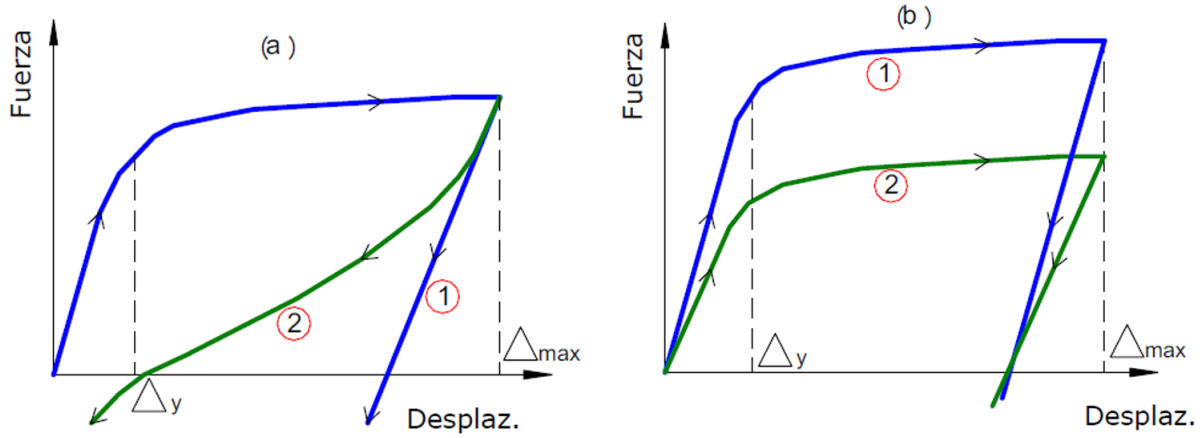


Figura 11: *Sistemas Estructurales con igual Ductilidad, pero diferente Capacidad de Disipación de Energía* (*Crisafulli,2018*)

4. CONCLUSIONES

Se realizaron 30 diseños cumpliendo con las especificaciones para elementos del AISC 360 [3], con las limitaciones sísmicas de la NCh 433 [1] y el diseño por capacidad (columna fuerte-viga débil) acorde al AISC 341 [2] donde la disipación de energía se concentra en los extremos de las vigas y en la base de las columnas del primer entrepiso. La demanda en los elementos fue mucho menor que su resistencia, por lo que, los diseños quedaron controlados por la deriva de entrepiso que establece la NCh 433 [1] ($\theta < 0.002$ [Rad]).

Los análisis no lineales estáticos (Pushover) realizados evidencian que para edificaciones de poca altura se tiene una baja ductilidad promedio de 3,61; para edificaciones intermedias, se tiene una ductilidad promedio de 4,43 y para edificaciones altas, se tiene una ductilidad promedio de 6,95; además, el factor de sobrerresistencia se mantiene constante (Ω=10) para alturas de entre 6, 8 y 12 pisos. Para alturas iguales a 3 pisos, el factor de Sobrerresistencia aumenta (Ω=16) y para edificaciones de 16 pisos se puede apreciar una notable reducción de este factor (Ω=4). Por lo tanto, en edificaciones bajas, se posee una elevada sobrerresistencia, pero con poca ductilidad; es decir, estas edificaciones poseen poca capacidad de incursionar en el rango inelástico sin perder resistencia; por otro lado, a medida que se aumenta el número de pisos, se aprecia que la sobrerresistencia empieza a disminuir pero con un incremento de la ductilidad; esto quiere decir que, las edificaciones altas poseen una mayor capacidad de incursionar en el rango no lineal sin perder resistencia, únicamente habrá degradación de rigidez.

El factor de sobrerresistencia Ω tiene en cuenta la reserva de resistencia entre los niveles máximos y de diseño, la que se origina por factores tales como la redundancia estructural, la sobrerresistencia de los materiales, del sobredimensionamiento de los miembros, de las combinaciones de cargas y de los límites de distorsión de piso [6]. En la Tabla 6 se puede apreciar que a medida que se incrementa la altura, este factor disminuye. El hecho de que exista una elevada sobrerresistencia se debe al control de derivas que establece la NCh 433 [1], a las relaciones ancho-espesor y al diseño por capacidad del AISC 341 [2] (columna fuerte-viga débil), lo que conlleva a grandes sobredimensionamientos.

La norma sísmica chilena es 10 veces más restrictiva que la norma sísmica ecuatoriana con respecto a la máxima deriva de entrepiso.

Para el presente trabajo de investigación se utilizó un criterio de colapso no simulado correspondiente a una rotación plástica máxima de 0.05 [rad] tanto para vigas y columnas, ya que el software SAP2000 no cuenta con la implementación de rótulas (hinges) para elementos compuestos. La respuesta no lineal de la estructura fue la esperada, desarrollando los patrones de respuesta inelástica al cumplir la filosofía de diseño del AISC 341 [2], propiciando las fallas en las vigas y posteriormente en la base de las columnas del primer entrepiso para desplazamientos de techo del 5% la altura total del edificio, utilizando un patrón de carga lateral que emula el modo de vibración 1 de la estructura y una combinación de carga gravitacional correspondiente al 100% Carga Muerta + 25% Carga Viva.

Acorde a la Tabla 6, las edificaciones de gran altura poseen una mayor capacidad de disipación de energía, debido a que su ductilidad es mayor (6.95); es decir, se cuantifica un área bajo la curva más grande. Por otra parte, las edificaciones de baja altura, poseen una menor capacidad de disipación de energía, debido a que su ductilidad es menor (3.61); es decir, se cuantifica un área bajo la curva más pequeña. Por lo tanto, las edificaciones con un mayor número de pisos poseen una baja vulnerabilidad sísmica, es decir son menos propensas a sufrir daños en comparación con edificaciones de baja altura.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. NCh 433 Of 1996 Modificada en 2012, “Diseño Sísmico de Edificios”, ed. Santiago-Chile: Instituto Nacional de Normalización (INN), 2012.
2. ANSI/AISC 341-16, “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”, ed. Chicago-USA: American Institute of Steel Construction (AISC), 2016.
3. ANSI/AISC 360-16, “Specification for structural Steel Buildings”, ed. Chicago-USA: American Institute of Steel Construction (AISC), 2016.
4. ANSI/AISC, “Seismic Design Manual”, ed. Chicago-USA: American Institute of Steel Construction (AISC), 2012.
5. R. Herrera, “Seismic Behavior of Concrete Filled Tube Column-Wide Flange Beam Frames”, Ph.D. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Lehigh University, United States, 2005. Available from: https://books.google.com.ec/books/about/Seismic_Behavior_of_Concrete_Filled_Tube.html?id=1y0vOAAACAAJ&redir_esc=y
6. F. Crisafulli, *Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero*, *5ta Edición*. Argentina: Alacero, 2018.
7. D. Ahiwale, R. Khartode and V. Raut, “Seismic Response for RC Frames on Sloping Ground using Pushover Analysis”, Journal of Structural Engineering and Management, vol. 7, pp. 36-46, 2020.
8. H. Bondarabadi, N. Mendes and P. Lourenco,” Higher Mode Effects in Pushover Analysis of Irregular Masonry Buildings”, Journal of Earthquake Engineering, vol. 25, pp. 1459-1493, 2021.
9. A. Esfahanian and A. Akbar,” A Single-Run Dynamic-Based Approach for Pushover Analysis of Structures Subjected to Near-Fault Pulse-Like Ground Motions”, Journal of Earthquake Engineering, vol. 23, pp. 725-749, 2019.
10. [H. Yurizka and A. Rosyidah,” The Performance of Irregular Building Structures Using Pushover Analysis”, Jurnal Rancang Bangun dan Teknologi, vol. 20, pp. 65-72, 2020.
11. P. Bakalis and K. Makarios,” Seismic Assessment of Asymmetric Single-Story RC Buildings by Modified Pushover Analysis Using the “Capable Near Collapse Centre of Stiffness”: Validation of the Method”, Journal of Earthquake Engineering, vol. 26, pp. 980-1009, 2022.
12. M. Bruneau, C. Uang and R. Sabelli, *Ductile Design of Steel Structures*, *2nd Edition*. United States: McGraw-Hill, 2011.
13. Y. Dinar, I. Hossain, R. Kumar and M. Rana, “Descriptive Study of Pushover Analysis in RCC Structures of Rigid Joint”, Journal of Mechanical and Civil Engineering, vol. 11, pp. 60-68, 2014.
14. T. Sullivan, D. Saborio-Romano, G. O’Reilly, D. Welch and L. Landi, “Simplified Pushover Analysis of Moment Resisting Frame Structures”, Journal of Earthquake Engineering, vol. 25, pp.621-648, 2021.
15. A. Habibi, M. Izadpanah and Y. Namdar, “A new modal lateral load pattern for improving pushover analysis to estimate nonlinear responses of structures”, Australian Journal of Structural Engineering, vol. 23, pp.289-302, 2022.