Evaluación No Lineal De Muros De Corte Considerando Los Modelos Shell Fibras, Shell Layered Y Columna Ancha En El Software ETABS

Nonlinear Evaluation Of Shear Walls Considering Shell Fibers, Shell Layered And Wide Column Models In Etabs Software

Autores

José Julio León Vergara[1], Stalin Alcívar[2]

[1]Maestría en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras, Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo-Ecuador, E-mail: jleon4414@utm.edu.ec
[2]Departamento de Construcciones Civiles y Arquitectura, Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo-Ecuador, E-mail: william.alcivar@utm.edu.ec

RESUMEN

Los diferentes modelos de no linealidad que permite incorporar el software ETABS en muros de hormigón armado, abren la posibilidad a que exista cierta incertidumbre o posible variación en los resultados obtenidos en un análisis no lineal tales como, periodos naturales, curvas de capacidad, formación de rótulas plásticas, deformaciones a tracción y compresión del muro de corte y derivas de piso, por cuanto, en esta investigación se evalúa ante un análisis estático no lineal, la respuesta local y global de un pórtico dual con muros estructurales de hormigón armado con relaciones de aspecto h/l de 1, 2 y 4; con tres modelos de asignación de no linealidad: tipo shell fibra, tipo shell layered y columna ancha, es decir, cada relación de aspecto con tres tipos de modelos, de los que se obtuvo resultados para nueve modelos matemáticos que indican respuestas análogas para los modelos shell en todas las relaciones de aspecto, siendo estas las más rígidas según su periodo natural, no obstante, los modelos con columna ancha presentan diferencias marcadas y tratan de acercarse a las respuestas encontradas con modelos shell a medida que se incrementa la relación de aspecto.

Palabras claves: *columna ancha, etabs, shell fibra, shell layered*

ABSTRACT

The different non-linearity models that the ETABS software allows to incorporate in reinforced concrete walls, open the possibility that there may be some uncertainty or possible variation in the results obtained in a non-linear analysis such as natural periods, capacity curves, formation of plastic hinges, tensile and compressive deformations of the shear wall and floor drifts, since, in this research, the local and global response of a dual frame with reinforced concrete structural walls with aspect ratios h/l of 1, 2 and 4 is evaluated in the face of a non-linear static analysis; with three nonlinearity assignment models: fiber shell type, layered shell type and wide column, that is, each aspect ratio with three types of models, from which results were obtained for nine mathematical models that indicate analogous responses for the shell models in all aspect ratios, these being the most rigid according to their natural period, however, the models with wide column present marked differences and try to get closer to the responses found with shell models as the aspect ratio increases.

.

Keywords*: wide column, etabs, fiber shell, layered shell*

Nota Editorial: Recibido: Marzo 2024 Aceptado: Junio 2024

1. INTRODUCCIÓN

En la actualidad existen diferentes opciones al momento de modelar la no linealidad de muros estructurales de hormigón armado en sistemas duales con el software ETABS [1], en donde existen los modelos tipo shell fibra, shell layered y columna ancha, en consecuencia, el uso de uno u otro modelo en la modelación no lineal del muros de hormigón armado, representa cierta incertidumbre en el comportamiento inelástico, pues es incierta la variación que pueden llegar a tener los resultados entre estos modelos, más aún si se analizan muros con diferentes relaciones altura/largo (h/l), por cuanto la interrogante que surge es, si la asignación de los diferentes modelos de no linealidad en muros de corte con diversas relaciones de aspecto h/l en el software ETABS, generan variaciones significativas en el comportamiento inelástico del muro y del sistema en general.

En la literatura se encuentran diversos documentos relacionados a la evaluación de muros o de estructuras con muros de corte, en el que los autores incorporan diferentes modelos de asignación de no linealidad.

El modelo shell fibra se halla en la literatura empleado en: demostrar en sistemas duales la disipación de energía incorporando amortiguadores viscosos [2]; evaluar el comportamiento de pisos de transferencia en edificaciones, mostrando como el factor de modificación de respuesta R es sensible a irregularidad horizontal y vertical [3]; comparar el factor de modificación de respuesta en edificaciones con diferentes aberturas en los muros, indicando como el factor R disminuye a medida que aumenta la dimensión de la abertura [4]; evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones con el fin de conocer la capacidad ante una demanda dada [5, 6].

Se encuentran referencias del modelo shell layered aplicado en: comparar el comportamiento de un edificio tipo twisted y tipo prismático ante cargas de viento y sísmicas, señalando para el caso prismático, que la rigidez lateral es mayor ante cargas sísmicas [7]; investigar el potencial de colapso progresivo en estructuras con sistema losa-muro a través de un análisis paramétrico de la relación de aspecto, en donde se exhibe para muros de esquina un potencial colapso progresivo cuando incrementa la relación de aspecto [8]; analizar el desempeño sísmico de estructuras con sistema dual para un método o no linealidad específica [9, 10]; comprobar un diseño normativo de sistemas duales enfocado en la realidad de un sitio [11].

Se conoce bibliografía que utiliza el modelo de columna ancha en: analizar el desempeño sísmico de una estructura con muros de hormigón armado y muros compuestos con perfiles I, donde los muros compuestos manifiestan un aumento de ductilidad y rigidez lateral con respecto a los muros convencionales [12]; analizar el efecto de la interacción suelo estructura (ISE) en estructuras con muros compuestos, en el que la estructura sometida a (ISE) disminuye el corte en la base y aumenta los desplazamientos en el techo respecto a la base empotrada [13]; comparar el comportamiento no lineal del modelo tipo puntal, columna ancha y fibra, con respecto a un modelo de elementos finitos, en el cual, el modelo de columna ancha es el que mejor se acopla a las derivas de piso del modelo de elementos finitos o, simplemente comparar varios modelos en función de la rigidez de piso [14, 15]; evaluar la respuesta de muros de corte con varias configuraciones en planta dentro de estructuras con diferente número de pisos [16].

Diversas investigaciones se respaldan en resultados experimentales de muros de hormigón armado, en el que, a través de modelos numéricos desarrollados con distintas metodologías no lineales, tratan de acercarse a la respuesta no lineal experimental [17-21]. Pese a eso, no se encuentra una comparativa de los resultados del comportamiento entre los diversos métodos de modelación no lineal para muros, ni la variación de su comportamiento en función de la relación de aspecto, por lo que, resulta relevante conocer el comportamiento de cada modelo de asignación de no linealidad en muros de corte con diferentes relaciones h/l.

El objetivo de esta investigación es determinar a través de pórticos duales si los modelos shell fibra, shell layered y columna ancha para la asignación de no linealidad en muros de corte con relaciones altura/largo iguales a 1, 2 y 4 en el software ETABS, generan variaciones significativas en el comportamiento inelástico ante un análisis estático no lineal.

2. MODELOS MATEMÁTICOS

Se modelaron sistemas duales de pórticos planos que consideran varias relaciones de aspecto (h/l), tomando en cuenta los modelos de no linealidad para muros de corte que proporciona el software ETABS. La muestra consistió en nueve modelos matemáticos de pórticos planos con un sistema dual, con tres diferentes relaciones de aspecto h/l para muros de corte.

Para cada relación h/l propuesta, 1, 2 y 4, se consideraron tres opciones de modelación de la no linealidad con la que puede ser analizado el muro: shell fibra, shell layered y columna ancha. Las vigas y columnas fueron modeladas considerando la no linealidad propuesta por el ASCE/SEI 41-17 [22], mientras que las bases teóricas, fundamentos y diferencias de los modelos fibra y layered se abordan en [23].

La geometría de los pórticos se ilustra en la figura 1, y consiste en tres vanos de 6000 mm de ancho cada uno, en donde el vano central será en donde este colocado el muro, una altura típica de entrepiso de 3000 mm con un ancho colaborante de 4000 mm por cada piso, y con dimensiones de los elementos estructurales constantes para cada relación h/l. En vigas y columnas se colocaron secciones de 300x500 mm, en el caso del muro, se encuentra colocado a lo largo del vano intermedio y se consideró un espesor de 300 mm.

Se asoció por colores a los elementos que conforman los pórticos, los cuales no solo compartirán sección sino también armado, vigas laterales de color gris para el último piso y de color rojo para los pisos restantes, la viga del vano central del piso superior en color azul y para los pisos restantes en color verde, las vigas embebidas en el muro se incorporaron de acuerdo a las consideraciones señaladas en [10], en los ejes laterales y para todos los pisos, columnas de color rojo oscuro, y por último el color celeste para el muro.

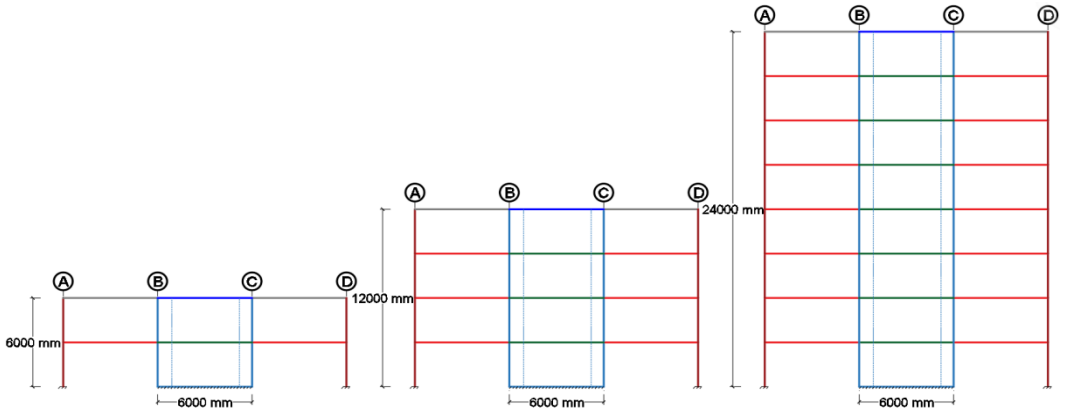

Figura 1: *Relaciones h/l igual 1, 2 y 4*

Se utilizó un hormigón con una resistencia característica a la compresión f'c= 21 MPa para vigas y columnas. En la tabla 1 se describen las propiedades del hormigón, solo se considera mostrar los datos del hormigón no confinado, pues el software ETABS calcula automáticamente bajo el modelo de Mander [24] la curva esfuerzo deformación del hormigón confinado.

Tabla 1: *Propiedades del hormigón no confinado usado en vigas y columnas*

Resistencia a compresión, $f'c$	*21 MPa*
Peso específico	*24 kN/m^3*
Módulo de elasticidad, E	*21881,97 MPa*
Deformación máxima en compresión, ε_{co}	*0,002*
Deformación última en compresión, ε_u	*0,004*

Los muros de hormigón poseen una resistencia característica a la compresión f'c= 28 MPa, se especifican en la tabla 2 las propiedades del hormigón no confinado en muros. La curva esfuerzo deformación del hormigón confinado para el modelo shell fibra se calcula automáticamente bajo el modelo de Mander, no obstante, para los modelos shell layered y columna ancha no sucede igual y se vuelve imprescindible conocer la curva que se identifica en la figura 2 y que es proporcionada por el mismo software [1], pues es necesario crear y usar para ambos modelos un material específico con esta característica.

Tabla 2: *Propiedades del hormigón no confinado usado en muros*

Resistencia a compresión, f'c	*28 MPa*
Peso específico	*24 kN/m^3*
Módulo de elasticidad, E	*25267,13 MPa*
Deformación máxima en compresión, ε_{co}	*0,002*
Deformación última en compresión, ε_u	*0,004*

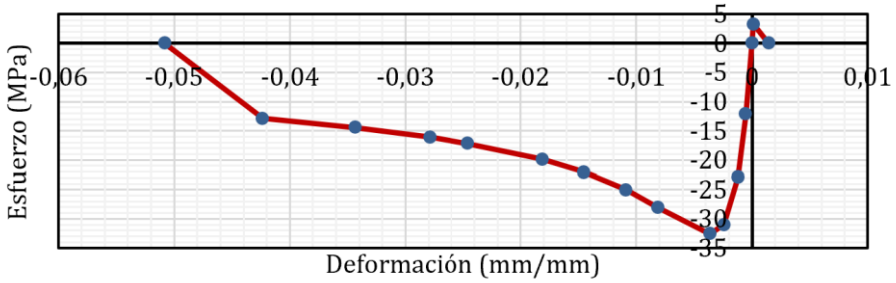

Figura 2: *Curva Esfuerzo deformación del hormigón confinado en el muro*

En el caso del acero de refuerzo se utilizó un ASTM A 615 Gr60, los parámetros de comportamiento se detallan en la tabla 3. Se consideró el modelo de Park [25] para generar la curva esfuerzo deformación que se ilustra en la figura 3.

***Tabla 3**: Propiedades del acero de refuerzo*

Peso específico	*78,49 kN/m³*
Módulo de elasticidad, E	*210000 MPa*
Esfuerzo mínimo de fluencia, F_y	*420 MPa*
Esfuerzo mínimo de rotura, F_u	*630 MPa*
Esfuerzo de fluencia esperado, F_{ye}	*462 MPa*
Esfuerzo de rotura esperado, F_{ue}	*693 MPa*
Deformación de fluencia ε_y	*0,0022*
Comienzo de zona de endurecimiento por deformación, ε_{sh}	*0,01*
Deformación última ε_{su}	*0,09*

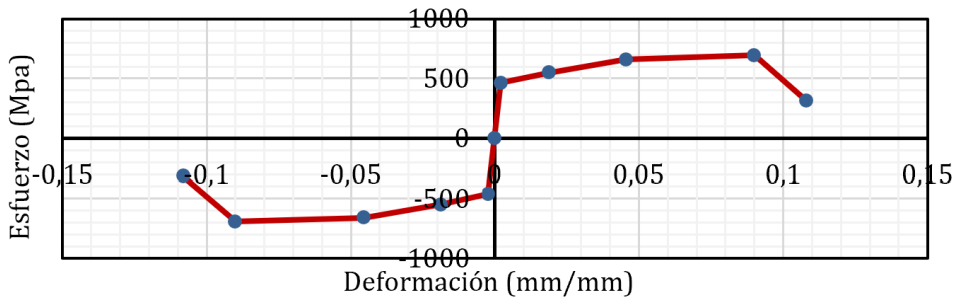

Figura 3: *Curva Esfuerzo deformación del acero de refuerzo*

Se utilizaron brazos rígidos en los nudos de todos los modelos, con un factor de rigidez de 0,5. Las vigas se modelaron embebidas en los muros como brazos rígidos, es decir infinitamente rígidos, finalmente se colocaron diafragmas rígidos en cada piso.

El diseño en hormigón armado de vigas, columnas y muros se realizó bajo inercias agrietadas, cargas gravitacionales, cargas laterales y combinaciones de cargas consideradas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) [26].

Se consideró una carga muerta de 4,0 kN/m^2 y una carga viva de 2,4 kN/m^2, la carga muerta estará en todos los pisos, no así la carga viva pues a excepción de la carga muerta no estará presente en el último piso de todos los modelos. La masa sísmica reactiva no tendrá contribución de la carga viva, pues la NEC-15 solo considera dicha contribución para estructuras sujetas a usarse como bodegas o almacenes, no obstante, dichos usos no están contemplados en esta investigación, por lo que la masa sísmica reactiva fue considerada únicamente como el 100% de la carga permanente, es decir, la carga muerta más el peso propio de la estructura. La carga lateral tendrá un coeficiente de corte C, igual a 0,126 con una distribución triangular de las fuerzas laterales para todas las relaciones h/l.

La sección y el armado del muro se detalla en la figura 4, y fue considerado igual desde el primero hasta el último piso para todos los modelos, con un recubrimiento de 40 mm.

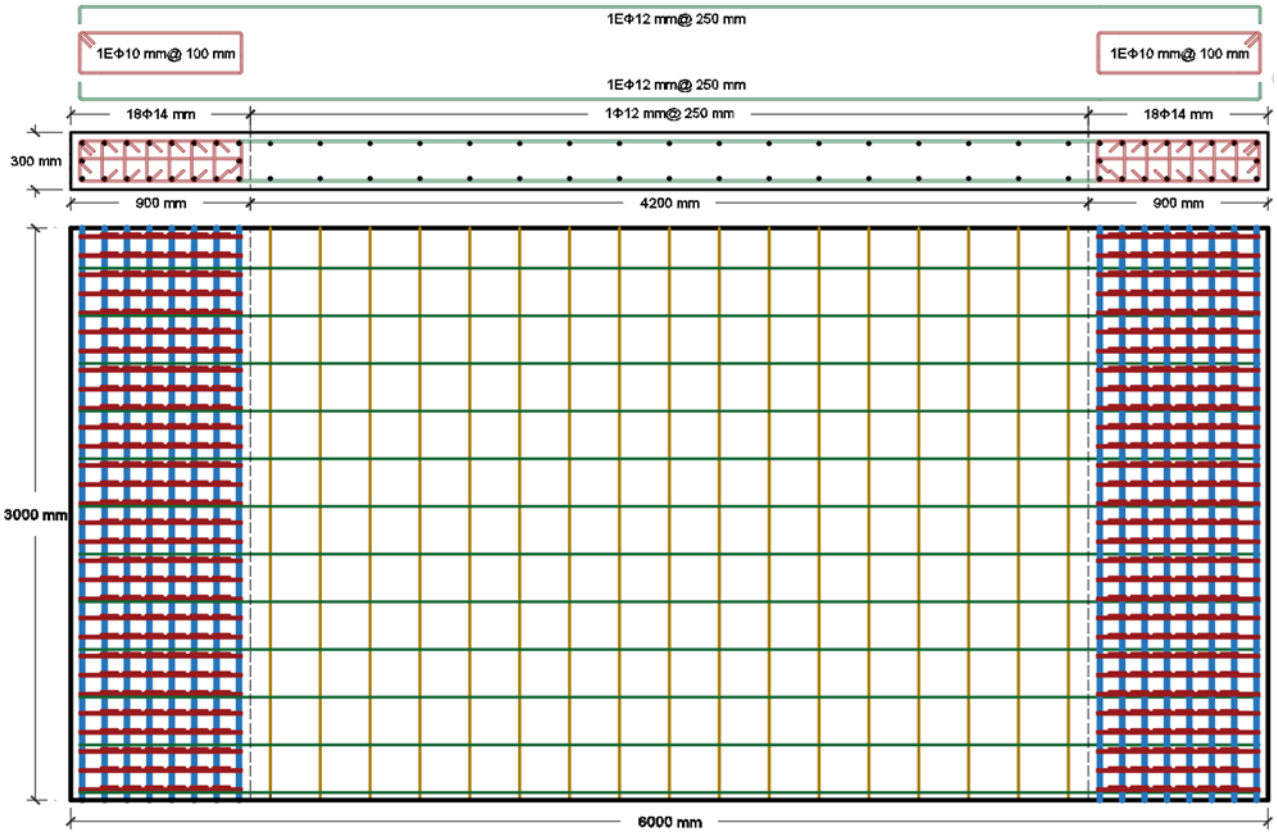

Figura 4: *Sección y armado del muro de corte*

Tal como en el muro de corte, se consideró para todos los niveles la misma columna cuya sección y armado se ilustra en la figura 5.

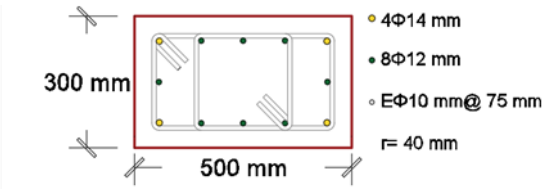

Figura 5: *Sección y armado de columna*

En el caso de las vigas, todos los pisos a excepción del último cuentan con la misma configuración de armado por ejes, en los que se destacan los ejes (A, D) y (B, C), cada par de ejes tendrá su armado especifico, es decir, el armado de los ejes A, D será el mismo para todos los pisos a excepción del último, en donde cada par de ejes contará con otro armado, este patrón se repite en todas las relaciones de aspecto h/l. Cada sección con su armado específico por ejes y por piso se representa más adelante con los mismos colores empleados en la figura 1. Para el caso del modelo con relación de aspecto h/l igual a 1 se indica la sección y armado de la viga en la figura 6, para el modelo con la relación h/l igual a 2 en la figura 7 y finalmente para el modelo con la relación h/l igual a 4 en la figura 8.

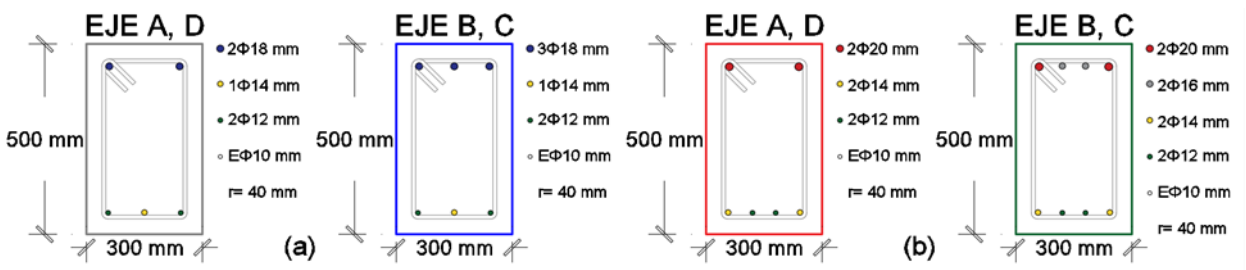

Figura 6: *Sección y armado de vigas relación h/l= 1 (a) último piso, (b) resto de pisos*

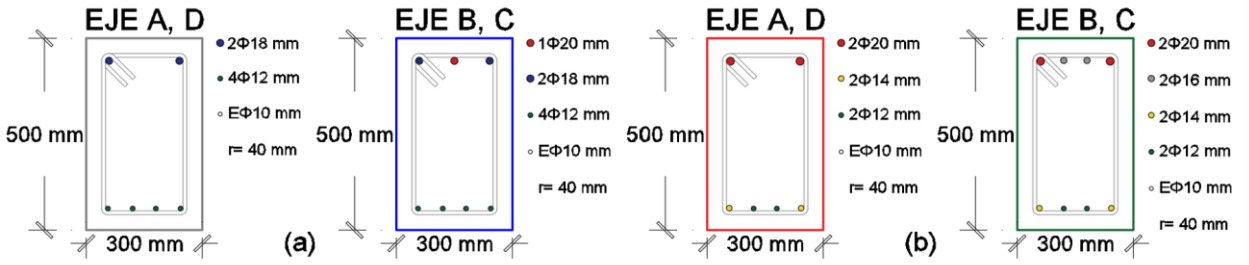

Figura 7: *Sección y armado de vigas relación h/l= 2 (a) último piso, (b) resto de pisos*

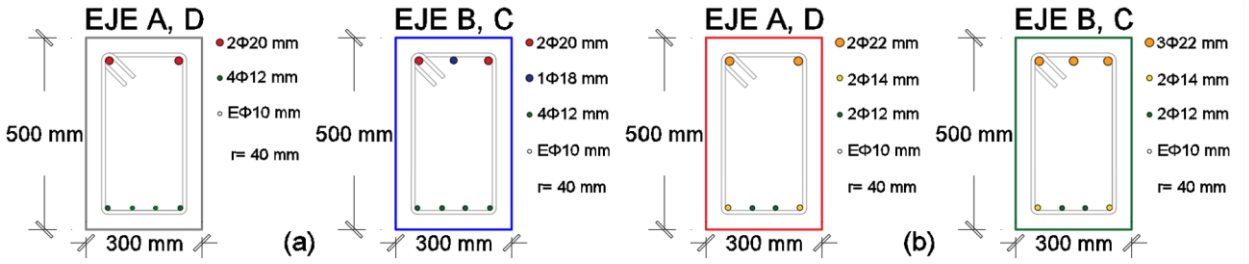

Figura 8: *Sección y armado de vigas relación h/l= 4 (a) último piso, (b) resto de pisos*

Los modelos con no linealidad tipo shell fibra se muestran en la figura 9 para todas las relaciones h/l, y estos consistieron en colocar la distribución del refuerzo longitudinal y transversal indicado en la figura 4, añadiéndoles rótulas automáticas tipo fibra (P-M3) [1].

El mallado usado en el modelo es igual para todas las relaciones h/l y respeta de manera longitudinal la zona confinada de 900 mm de longitud en los extremos, y la zona no confinada de 4200 mm en el centro, en elevación se consideró dividirlo en tres franjas de 1000 mm cada una.

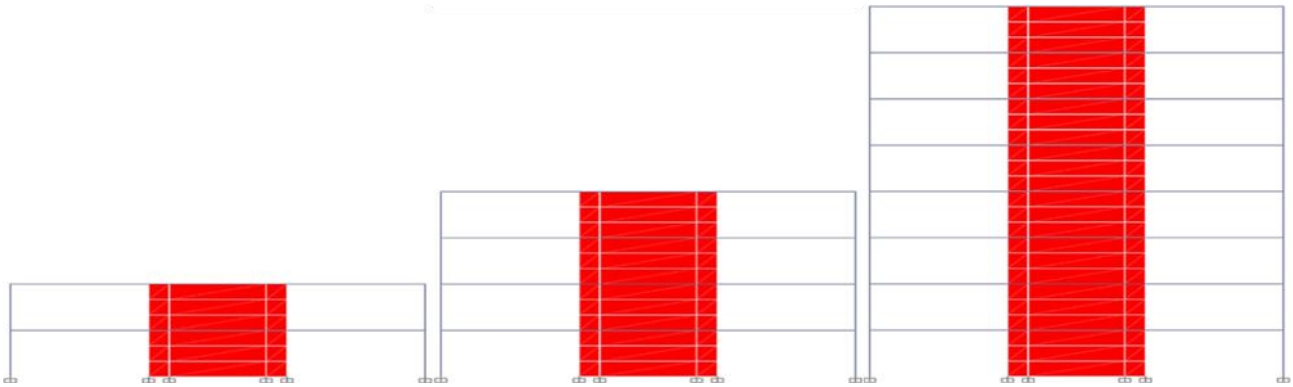

Figura 9: *Modelado Shell fibra para relaciones h/l= 1, 2 y 4*

Los modelos con la no linealidad tipo shell layered que se presentan en la figura 10, se basaron en el uso de la metodología práctica para muros de corte propuesta en [1], que explica y define cada uno de los parámetros necesarios para llevar a cabo este tipo de modelado. La metodología propone el uso de las curvas esfuerzo deformación del hormigón confinado y sin confinar, en ambos casos se usan 4 capas, 2 capas para el hormigón y 2 capas para las barras de refuerzo longitudinal (acero positivo y negativo), en el caso del hormigón, una capa considera la no linealidad en el plano (membrana), mientras la otra capa (plate) considera de manera lineal los esfuerzos fuera de él. La distancia de las capas de refuerzo longitudinal se asume desde el eje del muro hasta el eje de la barra considerando el recubrimiento y el diámetro del estribo, no obstante, el espesor que se le coloca a estas capas corresponde a un ancho equivalente que considera el área de la barra sobre la separación o distancia entre barras.

La zona confinada y sin confinar tendrán características propias, en donde la única variación de carácter general, con respecto a la metodología seria la disminución en un 25% del espesor del muro para la capa de hormigón tipo plate de la zona confinada y sin confinar, los tipos de capa, los números de puntos de integración, el ángulo, comportamiento y esfuerzos del material permanecen tal cual lo propone dicha metodología, variaciones específicas como distancias, espesores y materiales de las capas se definen a partir de la sección y armado del muro de la figura 4, la distancia y el espesor de la capa de las barras de refuerzo para la zona confinada es de 81,5 mm y 1,56 mm respectivamente, una distancia de 86 mm y un espesor de 0,45 mm para el caso de las capas de las barras de refuerzo en la zona sin confinar.

El mallado usado en el modelo es igual para todas las relaciones h/l y respeta de manera longitudinal la zona confinada de 900 mm de longitud en los extremos, la zona no confinada se dividió en 4 partes de 1050 mm cada una, en elevación se consideraron divisiones de tres franjas de 1000 mm cada una.

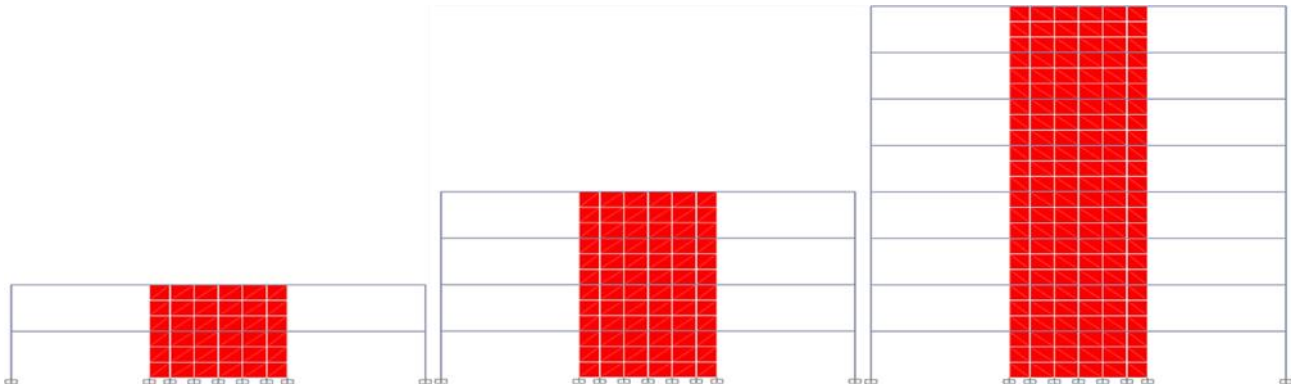

Figura 10: *Modelado Shell Layered para relaciones h/l= 1, 2 y 4*

Los modelos que consideran el método de la columna ancha se presentan en la figura 11, se concibieron a partir de la herramienta section designer del software, que permitió la creación y edición de una sección armada que replica el muro presentado en la figura 4, con características del hormigón que se encuentra dentro y fuera de la zona confinada, y que a su vez se representa a través de un elemento tipo frame dentro del modelo. La no linealidad que se usó fue de tipo fibra (P-M2-M3) [1], con una longitud de plasticidad de 600 mm calculada bajo la ecuación propuesta por Priestley y Mattock [27], las rótulas se ubicaron a una longitud relativa de 0 en todas las relaciones h/l, a la relación h/l igual a 1 se le añadió una rótula automática de corte [1] a una longitud relativa de 0,5, pues para relaciones de aspecto mayores o iguales a 2 solo gobiernan esfuerzos a flexión y no los de corte [14].

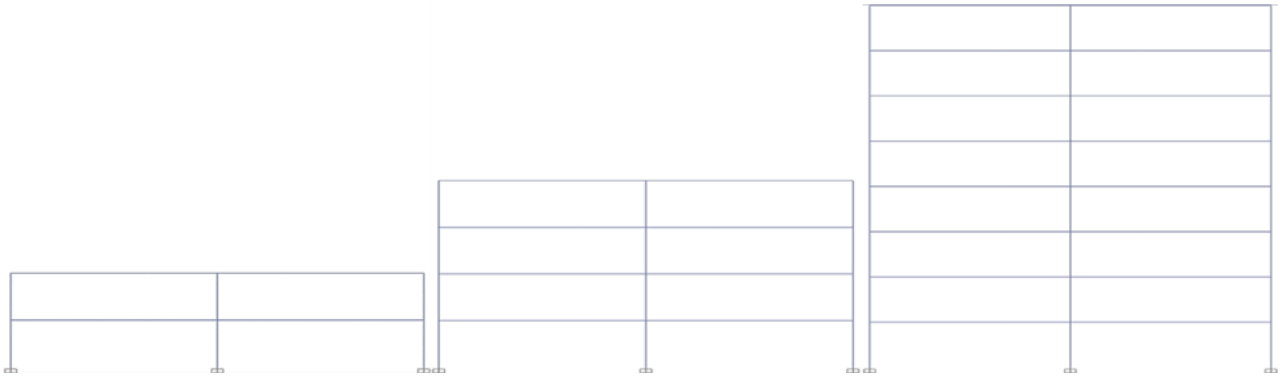

Figura 11: *Modelado Columna ancha para relaciones h/l= 1, 2 y 4*

Todos los modelos se sometieron a un análisis estático no lineal bajo una distribución de carga lateral triangular, controlando por desplazamiento la aplicación de las cargas sin tomar en cuenta los efectos P-Delta. Los resultados guardados se basaron en múltiples estados iguales al desplazamiento de control específico, detallado en los resultados para cada relación h/l, tanto para el mínimo como para el máximo estado guardado, finalmente el esquema de control escogido en los parámetros no lineales fue el del tipo evento-evento.

Las rótulas plásticas que se muestren como círculos en los extremos de los elementos frame y en el eje de los elementos shell, indicarán bajo criterios de aceptación, la capacidad del elemento para una deformación específica, en el caso de vigas y columnas serán del tipo propuesto en [22] e ilustrados en la figura 12 (a). Los muros por otro lado tendrán los criterios de aceptación por deformación del material que trae por defecto el software, por cuanto estarán asociados a letras y colores: Ocupación inmediata con las letras (IO) de color verde cuando se presente agrietamiento mínimo, Seguridad de vida (LS) con el color cian cuando se alcance daño extensivo en vigas y agrietamiento por cortante en columnas dúctiles, en los muros se espera agrietamiento en los elementos de borde con pandeo limitado del reforzamiento, y finalmente el color rojo para Prevención del colapso (CP) cuando existan grietas en elementos dúctiles del pórtico, en los muros se presenta daño severo en elementos de borde, grietas a flexión y corte, aplastamiento del hormigón y pandeo de las barras. El resumen de la descripción cualitativa de los criterios de aceptación que se presentaron son los mismos que se detallan en [22].

Las curvas de capacidad que se obtengan a través del método estático no lineal, se representarán a través de un modelo bilineal que caracteriza valores de fluencia tanto de cortante en la base como de desplazamiento en el techo, así como valores máximos respectivamente a través de dos rectas que se ilustran en la figura 12 (b), en donde el modelo bilineal se indica en rojo y la curva de capacidad de la estructura en negro.

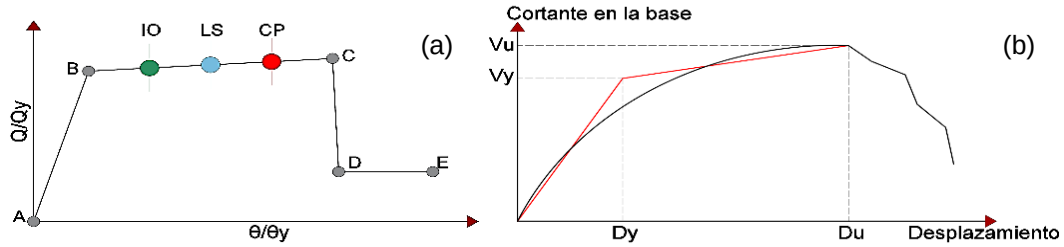

Figura 12: *Curva esfuerzo deformación para la definición de rótulas plásticas (a) y representación bilineal de la curva de capacidad (b)*

3. RESULTADOS

Entre los resultados a destacar, se presentan los periodos de vibración, curvas de capacidad con datos de la representación bilineal y formación de las rótulas plásticas generadas para un desplazamiento en el techo específico, para cada relación h/l de cada modelo de no linealidad, comparación de las deformaciones a tracción y compresión en los extremos de la base de los muros del modelo shell layered, respecto al shell fibra pues los modelos layered no generan rótulas plásticas, y finalmente las derivas de piso de cada modelo en los que se establecen comparaciones entre los modelos shell y entre el modelo fibra y columna ancha.

Los desplazamientos máximos de techo considerados en todas las relaciones h/l corresponden a desplazamientos calculados antes de que existan problemas de convergencia en la curva de capacidad.

Se presentan los periodos aproximados para sistemas duales según la NEC-15, los periodos naturales de vibración de cada modelo mostrado y los datos de la representación bilineal de las curvas de capacidad, además de diferencias porcentuales de los periodos de vibración respecto al modelo más flexible, y del cortante respecto al modelo con mayor capacidad a corte en las tablas 4-6, para un desplazamiento en el techo de 65 mm para la relación h/l= 1, 130 mm para la relación h/l= 2, y 275 mm para la relación h/l= 4, las curvas de capacidad se indican en las figuras 13-15 respectivamente.

Las curvas de capacidad para la relación h/l= 1 en la figura 13, indican que el modelo shell fibra tiene la mayor capacidad a corte V_u, siendo un 14,46% superior al modelo de columna ancha además de ser el modelo con más rigidez de acuerdo a su periodo natural de vibración T_n, estando un 5,43% por debajo del modelo más flexible, ambos valores se encuentran tabulados en la tabla 4, no así para las curvas de capacidad de la figura 14 para la relación h/l= 2, en el que los modelos shell poseen una capacidad a corte diferente con un 0.68% de variación pero un periodo natural similar, indicado en la tabla 5, finalmente, las curvas de capacidad de la relación h/l= 4 en la figura 15, muestran que el modelo de columna ancha posee mayor capacidad a corte, marcando una diferencia cercana al 2% con los modelos shell, no obstante, el modelo shell layered es el más rígido alejándose un 2,86% del modelo con periodo más flexible y que se muestra en la tabla 6.

Tabla 4: *Periodos de vibración y representación bilineal relación h/l= 1*

No Linealidad	T_n (NEC) (seg)	T_n (seg)	T_n (%)	D_y (mm)	V_y (kN)	D_u (mm)	V_u (kN)	V_u (%)
Shell Fibras		0,0405	5,43	2,4	3454,9	65	4597,2	0
Shell Layered	0,2108	0,0418	2,15	2,6	3578,0	65	4560,7	0,80
Columna Ancha		0,0427	0	2,4	3419,7	65	4016,3	14,46

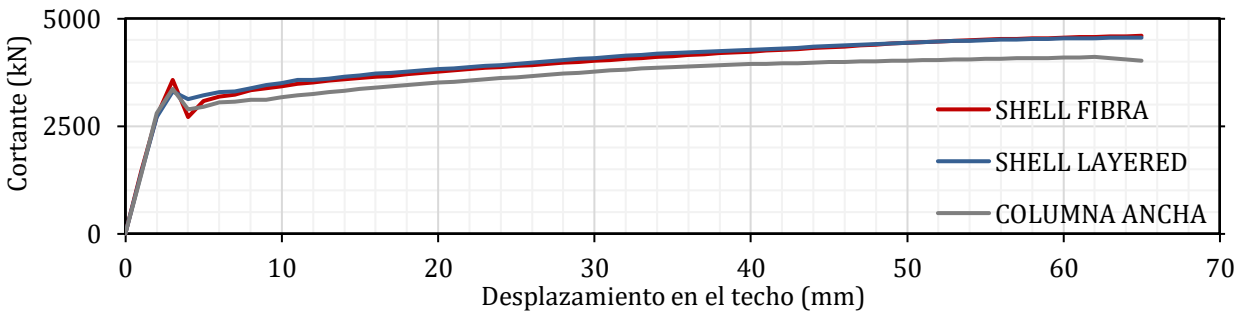

Figura 13: *Curva de capacidad relación h/l= 1*

Tabla 5: *Periodos de vibración y representación bilineal relación h/l= 2*

No Linealidad	T_n (NEC) (seg)	T_n (seg)	T_n (%)	D_y (mm)	V_y (kN)	D_u (mm)	V_u (kN)	V_u (%)
Shell Fibras		0,1127	3,64	6,9	2239,0	130	2779,6	0
Shell Layered	0,3546	0,1127	3,64	7,0	2255,1	130	2760,7	0,68
Columna Ancha		0,1168	0	7,1	2243,9	130	2687,8	3,42

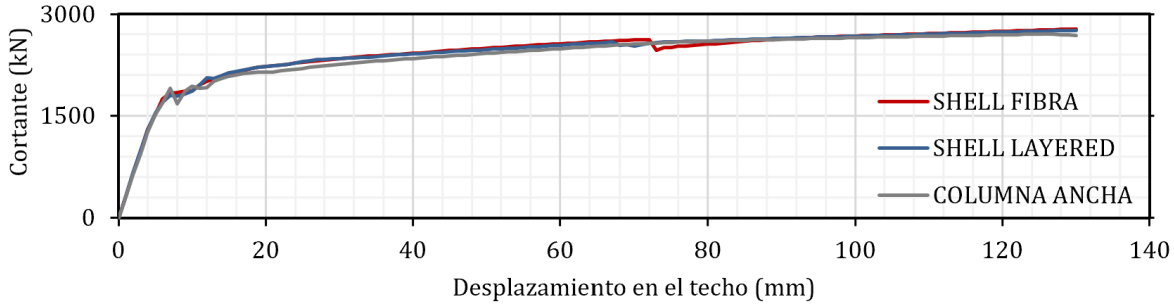

Figura 14: *Curva de capacidad relación h/l= 2*

Tabla 6: *Periodos de vibración y representación bilineal relación h/l= 4*

No Linealidad	T_n (NEC) (seg)	T_n (seg)	T_n (%)	D_y (mm)	V_y (kN)	D_u (mm)	V_u (kN)	V_u (%)
Shell Fibras		0,3534	2,71	26,6	1587,0	275	1870,3	1,57
Shell Layered	0,5963	0,3529	2,86	26,4	1587,2	275	1863,0	1,96
Columna Ancha		0,3630	0	27,5	1616,3	275	1899,6	0

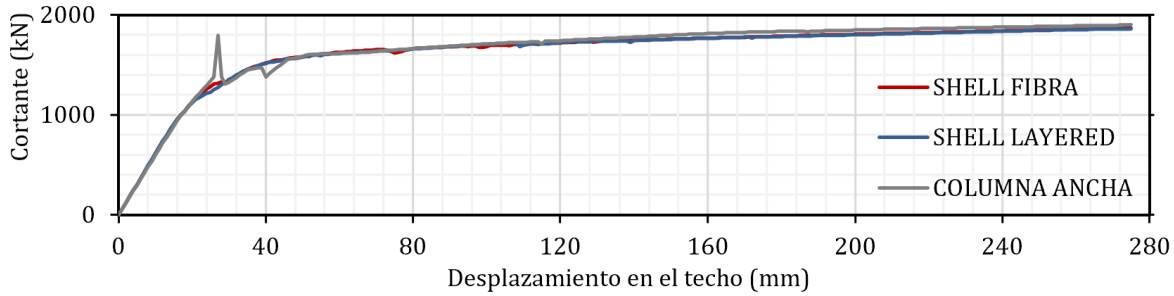

Figura 15: *Curva de capacidad relación h/l= 4*

Se muestra en la figura 16 la formación de rótulas plásticas para un desplazamiento en el techo de 65 mm para una relación h/l= 1, en donde todas las vigas alcanzaron deformaciones IO, el extremo de una viga del último piso en el modelo shell fibra, alcanzó deformaciones LS. Se observan rótulas en el primer piso que alcanzaron deformaciones IO en pie de columnas en todos los modelos, en el caso de los muros, los modelos shell fibra y columna ancha se encuentran indicando en la base una rótula próxima al colapso.

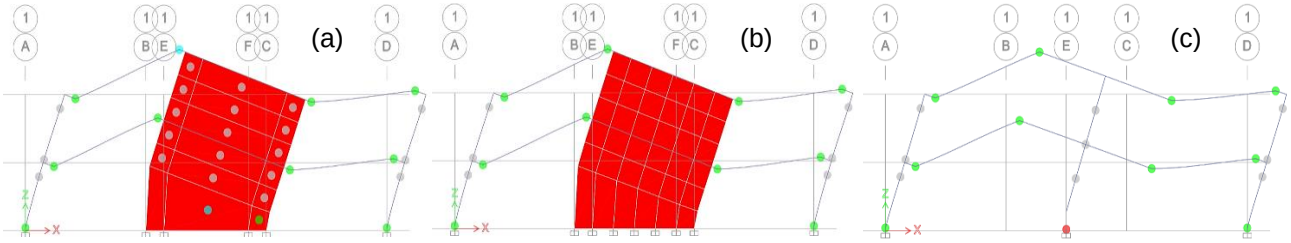

Figura 16: *Formación de rótulas para h/l= 1: (a) shell fibra, (b) shell layered, c) Columna Ancha*

Se indica en la figura 17 la formación de rótulas plásticas para un desplazamiento en el techo de 130 mm para una relación h/l= 2, en donde todas las vigas alcanzaron deformaciones IO. Se observan rótulas en el primer piso que alcanzaron deformaciones IO en pie de columnas en todos los modelos, en el caso de los muros, el modelo shell fibra alcanzó una deformación asociada a LS, el modelo de columna ancha se encuentra indicando en la base una rótula próxima al colapso.

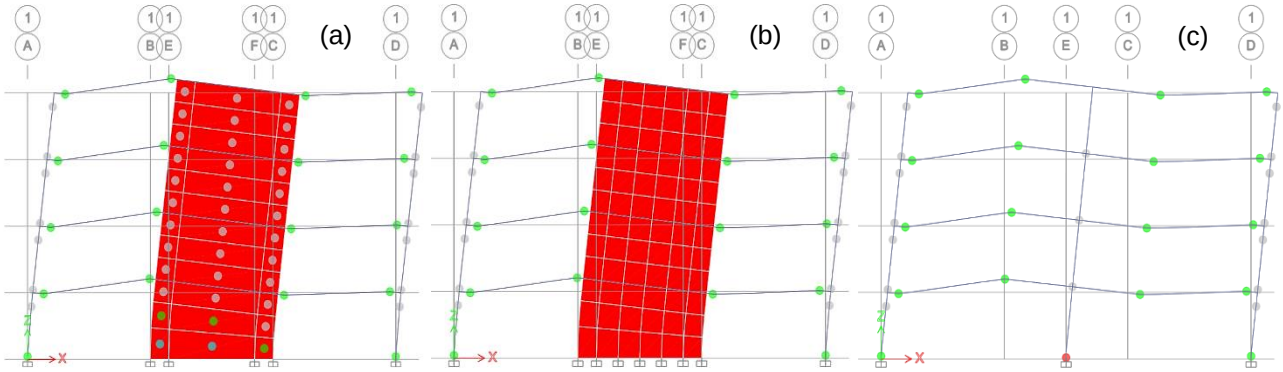

Figura 17: *Formación de rótulas para h/l= 2: (a) shell fibra, (b) shell layered, c) Columna Ancha*

Se ilustra en la figura 18 la formación de rótulas plásticas para un desplazamiento en el techo de 275 mm para la relación h/l= 4, en donde todas las vigas alcanzaron deformaciones IO. Se observan rótulas en el primer piso que alcanzaron deformaciones IO en pie de columnas en el modelo de columna ancha, en el caso de los muros, el modelo shell fibra alcanzó una deformación asociada a LS, mientras que el modelo de columna ancha se encuentra indicando en la base una rótula próxima al colapso.

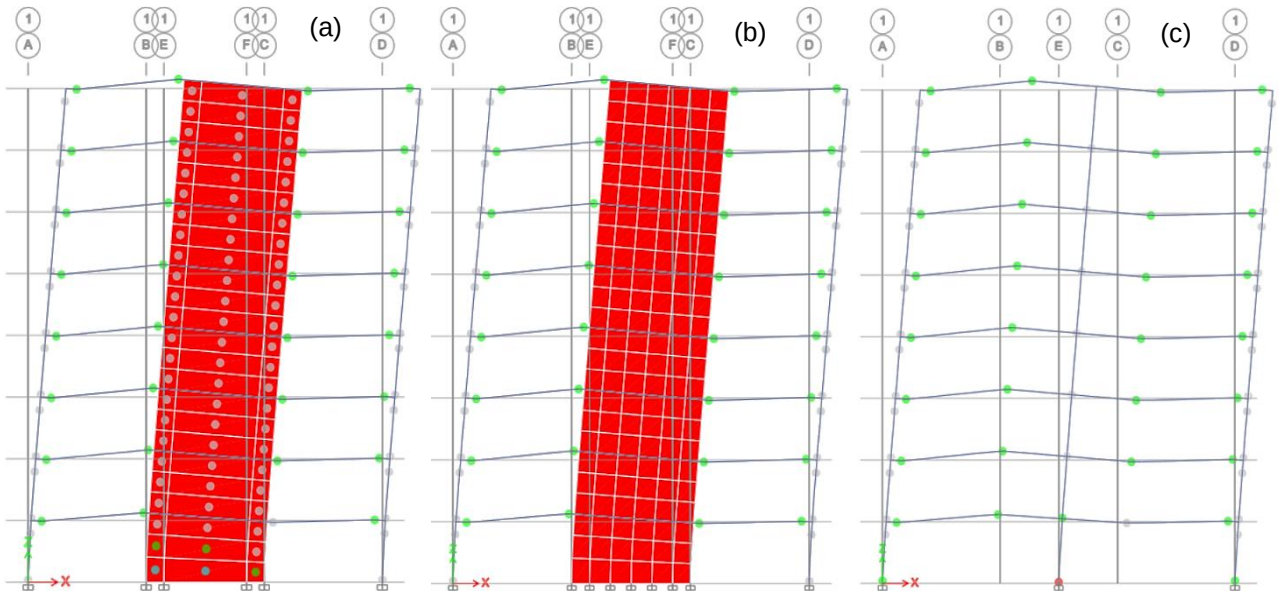

Figura 18: *Formación de rótulas para h/l= 4: (a) shell fibra, (b) shell layered, c) Columna Ancha*

Se muestra una comparativa con respecto a los modelos shell, en las deformaciones E22 que corresponden a deformaciones en el plano o cara del muro. La comparación se da en los extremos de la base del muro a través de desplazamientos en el techo (step), en donde cada step equivale a 1 mm, dichas comparativas se plasman en las tablas 7-9 y se grafican en las figuras 19-21.

Las deformaciones unitarias para la relación h/l= 1, h/l= 2 y h/l= 4, presentan deformaciones a tracción similares para el modelo shell fibra y shell layered, pues para desplazamientos últimos la diferencia máxima entre ambos modelos ronda un 4,42% y una diferencia mínima inferior al 1%. Las deformaciones a compresión para cada relación de aspecto varia una respecto a otra, siendo el modelo shell layered el modelo que presenta para desplazamientos últimos un incremento mínimo superior al 5% con respecto al modelo fibra y que llega a alcanzar para la relación h/l = 1 hasta un 19,05% de diferencia.

Tabla 7: *Deformaciones unitarias relación h/l= 1*

Step	Tracción			Compresión		
	Shell fibra	Shell layered	Diferencia (%)	Shell fibra	Shell layered	Diferencia (%)
4	0,002345	0,002119	10,67	0,000590	0,000629	6,61
22	0,019603	0,019417	0,96	0,002144	0,002208	2,99
27	0,024565	0,024211	1,46	0,002526	0,002691	6,53
50	0,047026	0,044770	5,04	0,004666	0,005313	13,87
65	0,061571	0,058966	4,42	0,006277	0,007473	19,05

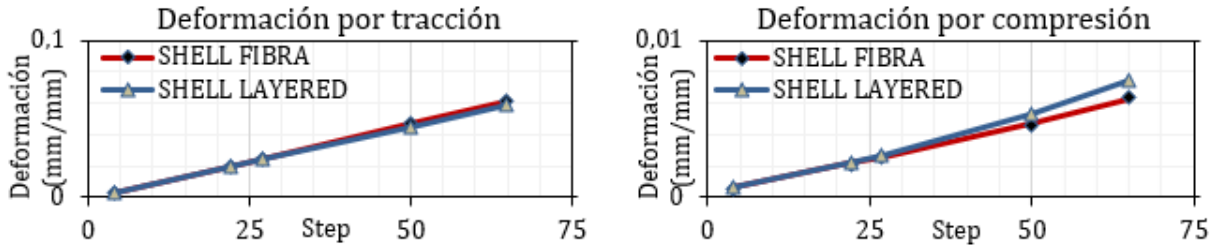

Figura 19: *Deformaciones unitarias relación h/l= 1*

Tabla 8: *Deformaciones unitarias relación h/l= 2*

Step	Tracción			Compresión		
	Shell fibra	Shell layered	Diferencia (%)	Shell fibra	Shell layered	Diferencia (%)
11	0,002432	0,002619	7,69	0,000693	0,000712	2,74
49	0,019454	0,018127	7,32	0,002325	0,002323	0,09
59	0,023917	0,022465	6,46	0,002763	0,002755	0,29
95	0,031394	0,031551	0,50	0,003832	0,004289	11,93
130	0,041958	0,042295	0,80	0,005091	0,005956	16,99

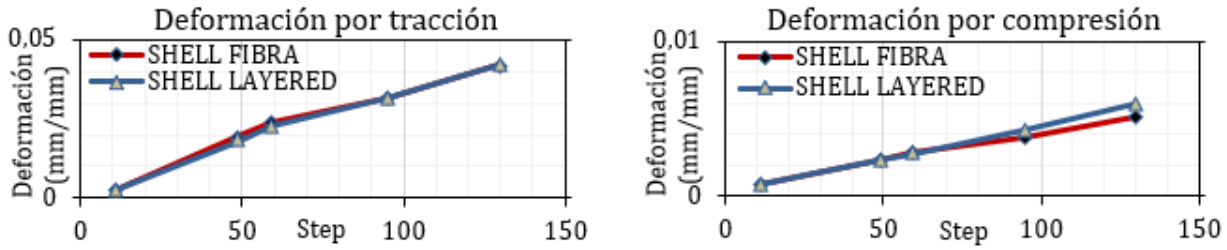

Figura 20: *Deformaciones unitarias relación h/l= 2*

Tabla 9: *Deformaciones unitarias relación h/l= 4*

Step	Tracción			Compresión		
	Shell fibra	Shell layered	Diferencia (%)	Shell fibra	Shell layered	Diferencia (%)
34	0,002287	0,002604	13,86	0,000835	0,000844	1,08
127	0,014695	0,014868	1,18	0,002520	0,002533	0,52
163	0,019173	0,018861	1,65	0,003092	0,003028	2,11
208	0,024413	0,024826	1,69	0,003794	0,003895	2,66
275	0,032736	0,033805	3,27	0,004993	0,005289	5,93

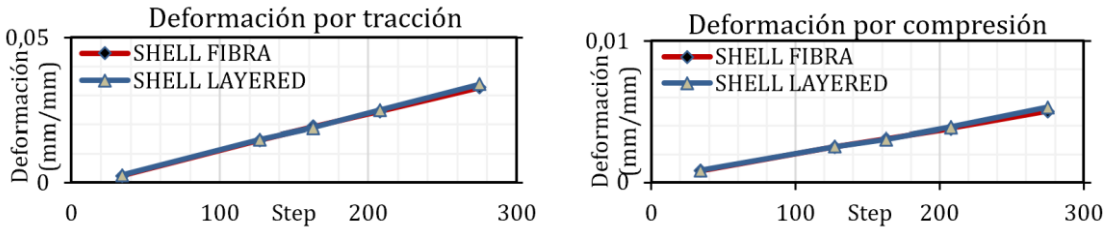

Figura 21: *Deformaciones unitarias relación h/l= 4*

Se indican las derivas de piso en la tabla 10 y se grafican en la figura 22 para un desplazamiento en el techo de 65 mm para la relación h/l= 1, en donde los modelos shell alcanzan una mayor deriva, siendo el modelo shell layered en el último piso un 0,52% mayor que el modelo shell fibra.

Tabla 10: *Derivas de piso para un desplazamiento en el techo de 65 mm, h/l= 1*

No de Pisos	DERIVAS DE PISO			S. FIBRA – S. LAYERED (%)	S. FIBRA – C. ANCHA (%)
	SHELL FIBRA (%)	SHELL LAYERED (%)	COLUMNA ANCHA (%)		
2	1,1858	1,1920	1,1000	0,52	7,80
1	0,9809	0,9746	1,0667	0,65	8,75

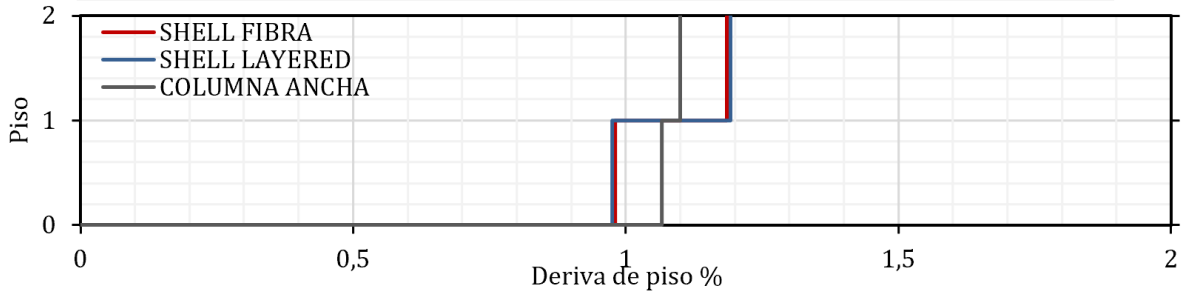

Figura 22: *Derivas de piso para un desplazamiento en el techo de 65 mm, h/l= 1*

Se muestran las derivas de piso en la tabla 11 y se grafican en la figura 23 para un desplazamiento en el techo de 130 mm para la relación h/l= 2, en donde los modelos shell alcanzan una mayor deriva, siendo el modelo shell fibra en el último piso un 0,18% mayor que el modelo shell layered.

Tabla 11: *Derivas de piso para un desplazamiento en el techo de 130 mm, h/l= 2*

No de Pisos	DERIVAS DE PISO			S. FIBRA – S. LAYERED (%)	S. FIBRA – C. ANCHA (%)
	SHELL FIBRA (%)	SHELL LAYERED (%)	COLUMNA ANCHA (%)		
4	1,172	1,1699	1,1026	0,18	6,29
3	1,1719	1,1697	1,1027	0,19	6,28
2	1,1581	1,1569	1,0910	0,10	6,15
1	0,8313	0,8387	1,0370	0,88	24,74

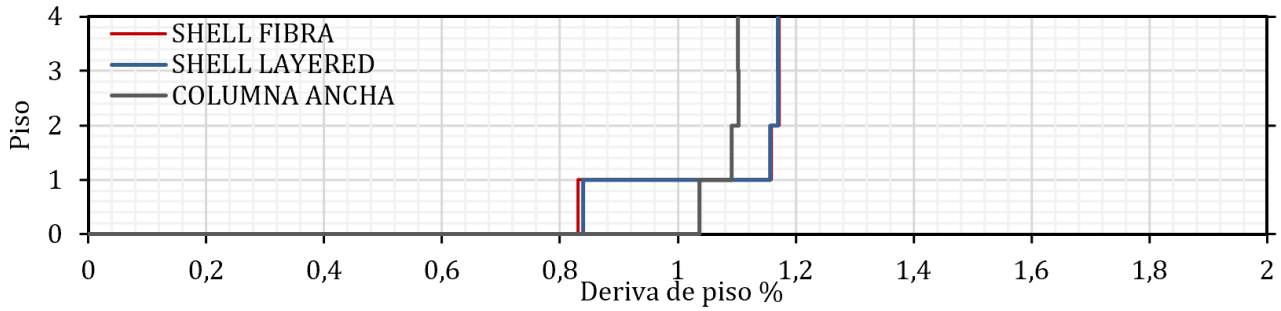

Figura 23: *Derivas de piso para un desplazamiento en el techo de 130 mm, h/l= 2*

Se ilustran las derivas de piso en la tabla 12 y se grafican en la figura 24 para un desplazamiento en el techo de 275 mm para la relación h/l= 4, en donde los modelos shell alcanzan una mayor deriva, siendo el modelo shell fibra en el último piso un 0,15% mayor que el modelo shell layered.

Tabla 12: *Derivas de piso para un desplazamiento en el techo de 275 mm, h/l= 4*

No de Pisos	DERIVAS DE PISO			S. FIBRA – S. LAYERED (%)	S. FIBRA – C. ANCHA (%)
	SHELL FIBRA (%)	SHELL LAYERED (%)	COLUMNA ANCHA (%)		
8	1,2328	1,2310	1,2053	0,15	2,28
7	1,2352	1,2334	1,2077	0,15	2,28
6	1,2340	1,2323	1,2065	0,14	2,28
5	1,2278	1,2263	1,2001	0,12	2,31
4	1,2148	1,2135	1,1865	0,11	2,39
3	1,1919	1,1918	1,1639	0,01	2,41
2	1,1269	1,1265	1,1267	0,04	0,02
1	0,7032	0,7118	0,8700	1,21	23,72

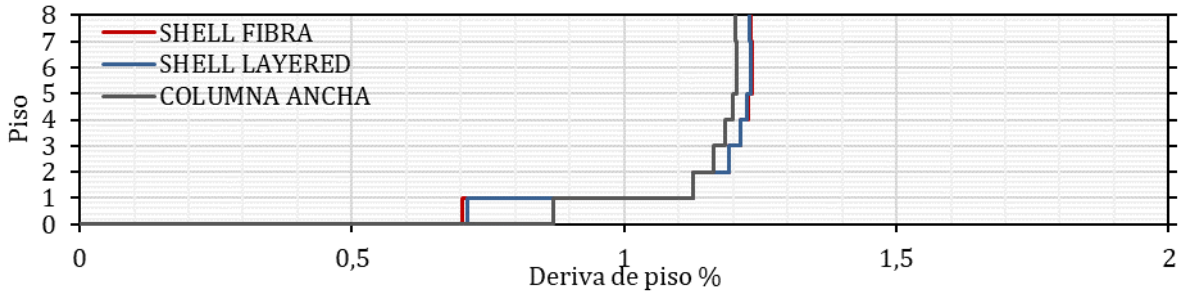

Figura 24: *Derivas de piso para un desplazamiento en el techo de 275 mm, h/l= 4*

El periodo natural como propiedad dinámica de los modelos, presenta un mayor valor en el método de columna ancha con respecto a los modelos shell en todas las relaciones h/l, le sigue el periodo para el modelo con no linealidad shell layered, siendo el periodo más bajo el calculado en el modelo con no linealidad tipo shell fibra para una relación h/l= 1, periodos similares para ambos modelos tipo shell bajo una relación de 2 y un menor periodo con el modelo shell layered para una relación h/l de 4. Los periodos de cada relación de aspecto con los diferentes modelos de no linealidad, se encuentran por debajo de los periodos aproximados para sistemas duales propuestos en la NEC-15, tomando como referencia el periodo más flexible de cada modelo se obtienen diferencias de un 393,67% para h/l= 1; 203,59% para h/l= 2 y 64,27% para h/l= 4.

Las curvas de capacidad brindan un indicio a partir del cual se pueden inferir ciertas premisas, los modelos tipo shell presentan curvas de capacidad similares, siendo la curva de capacidad del modelo shell fibra superior con valores cercanos al 1% de diferencia para todas las relaciones h/l. Se evidencia que la curva de capacidad del modelo de columna ancha para una relación h/l= 4 es superior a las otras dos curvas hasta en un 2%, mientras que para una relación h/l= 2 es inferior hasta en un 3,42%, para la relación h/l= 1 se observa una disminución significativa cercana al 15% respecto a las otras 2 curvas.

La formación de rótulas plásticas en vigas y columnas para los muros modelados como elementos shell sin importar la no linealidad asignada para todas las relaciones h/l excepto h/l= 1, presentan un patrón similar de formación de rótulas plásticas para el desplazamiento último impuesto.

La comparación de la formación de rótulas o plasticidad en los muros para elementos tipo shell no es posible sino bajo la observación de las deformaciones. Se observa que las deformaciones en las fibras sometidas a tracción para todas las relaciones de aspecto de los modelos shell layered, con respecto a los modelos shell fibra no se encuentran distantes, siendo valores más similares los encontrados para la relación h/l= 4. Las fibras que se encuentran a compresión en el muro para los modelos shell layered, presentan deformaciones mayores a los modelos shell fibra a medida que aumenta la demanda lateral del sistema, la diferencia en ambos modelos se incrementa a medida que disminuye la relación h/l.

Las derivas de piso muestran un patrón parecido al de las curvas de capacidad, es decir, los modelos de no linealidad tipo shell fibra y shell layered presentan valores semejantes para todas las relaciones h/l, mientras que para los modelos de columna ancha se observa un patrón particular, en donde la deriva del primer piso es significativamente mayor al de los modelos con muros tipo shell, alcanzando una diferencia de hasta un 25% según la relación h/l, no obstante para pisos superiores esa tendencia se invierte, pasando a acercarse a las derivas mostradas para muros tipo shell a medida que aumenta la relación h/l.

4. CONCLUSIONES

En esta contribución se han evaluado ante un análisis estático no lineal las variaciones en el comportamiento inelástico local y global, que da a lugar la asignación de no linealidad shell fibra, shell layered y columna ancha en muros de hormigón armado, a través de diversos modelos que toman en cuenta la relación de aspecto h/l del muro, concluyendo en base a los resultados obtenidos de los casos que dan lugar a esta investigación, que los modelos shell proporcionan una mejor respuesta global, sin embargo, el modelo shell fibra es más asequible en el modelado no lineal que el modelo shell layered, pues las consideraciones necesarias para llevar a cabo su ejecución presentan una menor complejidad, además, brinda una mayor facilidad en la interpretación de los resultados.

El modelo de no linealidad más flexible de acuerdo con el periodo natural en todas las relaciones h/l es el proporcionado por el método de columna ancha, que alcanza una diferencia de hasta un 5,43% con el modelo de no linealidad más rígido. Los modelos más rígidos son los que se obtienen a partir de no linealidad tipo shell y dependiendo de la relación h/l pudiera ser la no linealidad shell layered o shell fibra, sin embargo, para la relación h/l= 2 y h/l= 4 no existe una diferencia significativa entre sus periodos, pues en la primera relación de aspecto no existe diferencia en los periodos y en el segundo caso solo hay un 0,14% de diferencia, no obstante, existe una diferencia del 3,20% para la relación h/l= 1.

La formación de rótulas plásticas en vigas, columnas y muros sí varía de acuerdo al tipo de no linealidad que se le asigne al muro. Los muros modelados como elementos tipo shell, generan una formación de rótulas similares para todas las relaciones h/l, esto se apoya en las deformaciones del muro a tracción y compresión en la base para no linealidad tipo shell fibra y shell layered, que al presentar deformaciones similares, hacen que el sistema muestre respuestas análogas sin importar la relación de aspecto, lo cual se hace evidente al observar las curvas de capacidad y derivas de piso de los modelos shell, no obstante, el método de columna ancha si presenta variaciones significativas en las respuestas globales de la estructura, exhibiendo respuestas que tratan de asemejarse a los modelos shell a medida que incrementa la relación de aspecto.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Computers and Structures, Inc, *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE, and CSI-Bridge*. 2017.
2. R. D. Riaz, U. J. Malik, M. U. Shah, M. Usman, and F. A. Najam, "Enhancing seismic resilience of existing reinforced concrete building using non-linear viscous dampers: a comparative study," *Actuators,* vol. 12, no. 4, p. 175, 2023. [Online]. Available: https://doi.org/10.3390/act12040175.
3. O. O. El-Mahdy, H. M. Refat, A. M. Abd El-Salamc, and E.-S. Z. El-Bayome, "Towards seismic performance of tall buildings with transfer floors," *Engineering Research Journal (Shoubra),* vol. 51, no. 1, pp. 56-72, 2022. [Online]. Available: https://doi.org/10.21608/erjsh.2022.224292.
4. N. E. Nasr, M. N. Fayed, G. Hussien, and A. M. EL-Makhlasawi, "Evaluation of response modification factor for shear wall with openings in multi-storey buildings," *Civil Engineering Research Magazine,* vol. 43, no. 3, pp. 71-95, 2021.
5. Z. A. Abduljaleel, B. O. Taha, and A. A. Yaseen, "Seismic vulnerability assessment of rizgary hospital building in Erbil city, the capital city of KR of Iraq," *Journal of Engineering,* vol. 27, no. 8, pp. 59-79, 2021. [Online]. Available: https://doi.org/10.31026/j.eng.2021.08.05.
6. A. I. Abdi and A. A. Yaseen, "Seismic vulnerability assessment of existing rc multi-story buildings in Duhok city, Kurdistan region of Iraq," *Journal of Duhok University,* vol. 24, no. 1, pp. 60-78, 04/05 2021. [Online]. Available: https://doi.org/10.26682/sjuod.2021.24.1.9.
7. A. Niğdelioğlu, U. Albayrak, and C. Balkaya, "The behaviour of twisted tall building structures under lateral loads," *ESOGÜ Müh Mim Fak Derg,* vol. 31, no. 1, pp. 509-518, 2023. [Online]. Available: https://doi.org/10.31796/ogummf.1163400.
8. M. Yaghoubi, R. Aghayari, and S. S. Hashemi, "Investigation of progressive collapse in reinforced concrete buildings with slab-wall structural system," *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering,* vol. 9, no. 3, pp. 40-60, 2021. [Online]. Available: https://doi.org/10.22075/jrce.2021.21194.1439.
9. D. Mibang and S. Choudhury, "Performance of dual system design using UPBD method," *International Journal of Engineering, Applied and Management Sciences Paradigms (IJEAM),* vol. 54, no. 3, pp. 327-333, 2019.
10. P. Debnath and S. Choudhury, "Nonlinear analysis of shear wall in unified performance based seismic design of buildings," *Asian Journal of Civil Engineering (BHRC),* vol. 18, no. 4, pp. 633-642, 2017.
11. R. Medina and J. Music, "Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena," *Obras y proyectos,* no. 23, pp. 63-77, 2018. [Online]. Available: http://dx.doi.org/10.4067/s0718-28132018000100063.
12. V. B. Dawari, B. M. Dawari, and H. A. Chaphekar, "Seismic performance of multi-storey building with reinforced concrete and composite shear wall systems," *International Journal of Advanced Research in Engineering and Technology (IJARET),* vol. 12, no. 3, pp. 242-251, 2021. [Online]. Available: https://doi.org/10.34218/IJARET.12.3.2021.024
13. P. P. Phadnis and V. V. Karjinni, "Effect of soil-structure interaction on fragility analysis of composite shear wall buildings," *Journal of Structural Engineering,* vol. 48, no. 2, pp. 167-178, 2021.
14. O. Saghaeian, F. Nateghi, and O. Rezaifar, "Comparison of using different modeling techniques on the prediction of the nonlinear behavior of r/c shear walls," *International Journal of Engineering,* vol. 27, no. 2, pp. 269-282, 2014. [Online]. Available: https://doi.org/10.5829/idosi.ije.2014.27.02b.11.
15. Y. Belmouden and P. Lestuzzi, "An equivalent frame model for seismic analysis of masonry and reinforced concrete buildings," *Construction and building materials,* vol. 23, no. 1, pp. 40-53, 2009. [Online]. Available: https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.10.023.
16. S. K. Mohammed and V. Hosur, "Seismic performance evaluation of multistoried rc framed buildings with shear wall," *International Journal of Scientific & Engineering Research,* vol. 4, no. 1, 2013.
17. R. Ortega, C. Naranjo, P. Torres, C. Madera, J. Marulanda, P. Thomson, and G. Areiza, "Evaluation and fitting of a numerical model for reinforced concrete thin walls through experimental results of monotonic and cyclic loading tests," Latin American Journal of Solids and Structures, vol. 18, no. 5, 2021. [Online]. Available: https://doi.org/10.1590/1679-78256575

18. A. Marzok, O. Lavan, and A. N. Dancygier, "Predictions of moment and deflection capacities of rc shear walls by different analytical models," *Structures,* vol. 26, pp. 105-127, 2020. [Online]. Available: https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.03.059.
19. [A. Vatanshenas, "Nonlinear analysis of reinforced concrete shear walls using nonlinear layered shell approach," *Nordic Concrete Research,* vol. 65, no. 2, pp. 63-79, 2021. [Online]. Available: https://doi.org/10.2478/ncr-2021-0014.
20. M. A. Mohammed and A. R. Barbosa, "Numerical modeling strategy for the simulation of nonlinear response of slender reinforced concrete structural walls," *Computer Modeling in Engineering & Sciences,* vol. 120, no. 3, pp. 583-627, 2019. [Online]. Available: https://doi.org/10.32604/cmes.2019.06052.
21. E. Hodžić, S. Medic, and M. Hrasnica, "Experimental versus numerical response of rc walls subjected to earthquake loading.," presented at the 1st Croatian Conference on Earthquake Engineering, Zagreb, 2021. [Online]. Available: https://doi.org/10.5592/CO/1CroCEE.2021.106.
22. A. S. 41-17, "Seismic evaluation and retrofit of existing buildings," ed. Virginia, United States: American Society of Civil Engineers (ASCE), 2017.
23. G. H. Powell, *Modeling for structural analysis*. USA: Computers and Structures, Inc., 2010.
24. J. B. Mander, M. J. Priestley, and R. Park, "Theoretical stress-strain model for confined concrete," *Journal of structural engineering,* vol. 114, no. 8, pp. 1804-1826, 1988. [Online]. Available: https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804).
25. R. Park and T. Paulay, *Reinforced concrete structures*. Canada: John Wiley & Sons, 1975.
26. NEC-SE-DS, "Peligro sísmico diseño sismo resistente," ed. Quito, Ecuador: Ministerio de desarrollo urbano y vivienda (MIDUVI), 2015.
27. B. Bayrak, O. Akarsu, G. Kaplan, and A. Aydin, "The plastic hinge length prediction of rc members by using ANN," *Sādhanā,* vol. 48, no. 3, p. 114, 2023. [Online]. Available: https://doi.org/10.1007/s12046-023-02182-4.