



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Pórticos compuestos para mejorar el desempeño sísmico del Edificio
Multifamiliar “Los Rosales”, Miraflores – Lima

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

Ingeniero Civil

AUTOR:

Br. Ever Villanueva Capcha (ORCID-0002-6658-2184)

ASESOR:

Dr. Omart Demetrio Tello Malpartida (ORCID: 0000-0002-5043-6510)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico y Estructural

Lima – Perú

2019

DEDICATORIA

A mis padres Florentino y Gudelia
que, con sus muestras de amor y preocupación sin medida,
han sido y serán el soporte en mi vida.

AGRADECIMIENTO

A Dios por darme fuerzas aun en momentos difíciles para conseguir mis objetivos.

A mis padres Florentino y Gudelia, mis hermanos Florentino, Gudelia y Victoria, quienes me apoyaron en toda mi etapa universitaria.

A mis profesores, que compartieron no solo sus conocimientos sino también lecciones de vida.

A mi asesor Dr. Omart Demetrio Tello Malpartida, mi aprecio y gratitud por su gran apoyo y dedicación en busca de este objetivo.

PÁGINA DEL JURADO



Declaratoria de Originalidad del Autor


Yo, **VILLANUEVA CAPCHA, Ever** estudiante de la Facultad de Ingeniería y Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo sede Lima Norte, declaro bajo juramento que todos los datos e información que acompañan al Informe de Investigación titulado:

"Pórticos compuestos para mejorar el desempeño sísmico del edificio multifamiliar "Los Rosales", Miraflores - Lima", es de mi autoría, por lo tanto, declaro que la Tesis:

1. No ha sido plagiado ni total, ni parcialmente.
2. He mencionado todas las fuentes empleadas, identificando correctamente toda cita textual o de paráfrasis proveniente de otras fuentes.
3. No ha sido publicado ni presentado anteriormente para la obtención de otro grado académico o título profesional
4. Los datos presentados en los resultados no han sido falseados, ni duplicados, ni copiados.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada, por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas vigentes de la Universidad César Vallejo

Lima 08 de diciembre de 2019

Apellidos y Nombres del Autor VILLANUEVA CAPCHA, Ever	
DNI: 41558729	Firma 
ORCID: 0000-0002-6658-2184	

ÍNDICE

	Pág.
Carátula	i
Dedicatoria	ii
Agradecimiento	iii
Página del jurado	iv
Declaratoria de autenticidad	v
Índice	vi
Resumen	viii
Abstract	ix
I. Introducción	1
II. Método	37
2.1. Tipo y Diseño de investigación	38
2.2. Operalización de variables	39
2.3. Población, muestra y muestreo	41
2.4. Técnicas de recolección de datos, validez y confiabilidad	41
2.5. Procedimiento	42
2.6. Método de análisis de datos	43
2.7 Aspectos éticos	43
III. Resultados	44
3.1. Desarrollo	45
3.2. Resultados	97
IV. Discusión	120
V. Conclusiones	125
VI. Recomendaciones	127
Referencias	129

Anexos	139
Anexo 1: Tablas	140
Anexo 2: Matriz de consistencia	143
Anexo 3: Fichas técnicas de resultados	145
Anexo 4: Confiabilidad del Turnitin	148
Anexo 5: Validación de expertos del instrumento de investigación	150
Anexo 6: Mapa de isoaceleraciones	154
Anexo 7: Imagen del edificio multifamiliar “Los Rosales”	160
Anexo 8: Licencia Etabs	161

RESUMEN

Esta investigación tuvo como objetivo general evaluar cómo mejoran los pórticos compuestos el desempeño sísmico del edificio multifamiliar "Los Rosales" en Miraflores-Lima, precisando los siguientes objetivos específicos: 1) determinar cómo mejoran los pórticos compuestos en relación a la sobrerresistencia, 2) determinar cómo mejoran los pórticos compuestos en relación a la ductilidad y 3) determinar cómo mejoran los pórticos compuestos en relación al punto de desempeño sísmico. Las columnas compuestas pueden ser de dos tipos: ahogados en concreto (SRC) o con concreto colocado dentro de tubos (CFT) y son capaces de soportar cargas mayores que las columnas de concreto reforzado de las mismas dimensiones. El tipo de investigación es aplicado, nivel de investigación es explicativo causal – correlacional y un diseño de investigación cuasi experimental usando el software ETABS. La población son los edificios multifamiliares de la ciudad de Miraflores, Perú. El método de muestreo fue no probabilístico del tipo intencional, la muestra fue 01 edificio multifamiliar de concreto armado de 12 pisos, ubicado en Miraflores (modelo M1), adicionalmente se hicieron 4 modelos: M2 (reforzamiento con SRC), M3 (reforzamiento con CFT), M4 (pórticos SRC) y M5 (pórticos CFT). Para determinar el desempeño sísmico de cada modelo, se recurrió al análisis no lineal Pushover para sismos con períodos de retorno de 475, 1000 y 2475 años usando espectros de diseño basados en el ASCE.

Entre los resultados principales (comparándolos con M1), tenemos: **Sobrerresistencia** = 3.52 en M5 (+60.73% Y-Y), **Ductilidad** = 2.56 en M3 (+28.64% X-X) y **Punto de Desempeño Sísmico** = Seguridad de vida para $T_{\text{retorno}}=2475$ años en M4-XX (M1 fue Colapso).

Se concluye que, los pórticos compuestos mejoraron el desempeño sísmico de M1 en forma parcial, mas no en forma general considerando sus direcciones de análisis, debido a la forma irregular del edificio.

Palabras clave: pórticos compuestos, Pushover, punto de desempeño

ABSTRACT

This research had as a general objective to evaluate how composite frames improve the seismic performance of the multifamily building "Los Rosales" in Miraflores-Lima, specifying the following specific objectives: 1) determine how composite frames improve in relation to over-resistance, 2) determine how composite frames improve in relation to ductility and 3) determine how composite frames improve in relation to seismic performance point. Composite columns can be of two types: drowned in concrete (SRC) or with concrete placed inside pipes (CFT) and are capable of supporting loads greater than reinforced concrete columns of the same dimensions. The type of research is applied, the level of research is causal - correlational explanatory and a quasi-experimental research design using ETABS software. The population is multifamily buildings in the city of Miraflores, Peru. The sampling method was non-probabilistic of the intentional type, the sample was a 12-story reinforced concrete multifamily building, located in Miraflores (model M1), additionally 4 models were made: M2 (reinforcement with SRC), M3 (reinforcement with CFT), M4 (SRC frames) and M5 (CFT frames). To determine the seismic performance of each model, the non-linear Pushover analysis was used for earthquakes with return periods of 475, 1000 and 2475 years using design spectra based on the ASCE.

Among the main results (comparing them with M1), we have: Over-resistance = 3.52 in M5 (+ 60.73% YY), Ductility = 2.56 in M3 (+ 28.64% XX) and Seismic Performance Point = Life Safety for Trembling = 2475 years in M4 -XX (M1 was Collapse).

It is concluded that, the composite porches improved the seismic performance of M1 partially, but not generally considering its analysis directions, due to the irregular shape of the building.

Keywords: composite frames, Pushover, performance point

I. INTRODUCCIÓN

El Perú se encuentra en el Cinturón de Fuego del Pacífico, que es la región con mayor actividad sísmica del mundo, y por ello ha experimentado sismos de gran magnitud como el terremoto de Pisco (2007) con una magnitud de 7.9 Mw que cobró cientos de vidas, daños a la infraestructura y cuantiosas pérdidas económicas, y que al día de hoy esa ciudad aún no se recupera. En lo que respecta a la capital Lima, esta sufrió su último terremoto en 1974, con similares consecuencias fatales.

Desde ese último terremoto en Lima de 1974, han pasado 45 años, en los cuales la ciudad ha sufrido grandes cambios: casi 10 millones de habitantes (aproximadamente 1/3 de la población total del país), aumento de las construcciones informales (aprox. el 70% de las viviendas), y edificaciones cada vez más altas, he aquí el problema.

Las nuevas edificaciones se construyen más altas, pero las demandas arquitectónicas hacen que estas se construyan más irregulares y esbeltas. Un edificio se construye con concreto armado, perfiles de acero, puede usar disipadores y aisladores sísmicos (la Norma E030 señala que para edificios de categoría A1 como establecimientos de salud del 2° y 3° nivel usen aisladores sísmicos). En nuestro país la gran mayoría de edificios, específicamente en Lima, se construyen con concreto armado, dónde la irregularidad y la esbeltez demandan secciones más robustas de columnas, vigas, muros de corte. Esto se convierte muchas veces en un reto para el ingeniero civil a quien exigen que estos elementos sean de la menor dimensión posible pero que la edificación sea sismorresistente de acuerdo a los reglamentos de construcción (E030, E060, ACI, etc).

Es aquí dónde cobra relevancia los elementos de sección compuesta (combinación de perfiles de acero estructural con concreto armado) que ofrecen mayor capacidad de carga, pero con secciones de menor dimensión. Estos no son una novedad, sin embargo son muy poco usados en nuestro país y Latinoamérica, en contraste con países más industrializados como EE.UU, Japón, China y el continente europeo. Algunos ejemplos de edificios de gran altura que usaron pórticos compuestos son: el edificio Pacific First Center de 44 pisos (177 m) en EE.UU. conformado por 44 columnas compuestas, el edificio Millenium Tower de 51 pisos (171 m) en Austria con un núcleo de concreto armado en su parte central y pórticos compuestos en su periferia, el edificio Wells Fargo Center (Minneapolis) en EE.UU de 56 pisos (235.6 m)

Algunas razones por la que los pórticos compuestos sean poco usados en nuestro país tal vez sea que no hay una buena normatividad local pues la E-090 y E-060 detallan solo les dedican unas cuantas páginas, esto se suma a la escasa bibliografía nacional producto de la poca experiencia en este tipo de construcciones. Todo esto se ve reflejado en el desconocimiento y desconfianza cuando un ingeniero pretende diseñar y/o construir usando esta tecnología.

Por lo expuesto en los párrafos anteriores, es necesario evaluar cómo los pórticos compuestos mejoran el desempeño sísmico de una edificación existente de 12 pisos, a través de un análisis no estático no lineal (Pushover).

PEREA, Tiziano (2012). *“Análisis de Marcos Resistentes a Momento con Columnas Compuestas”*. México. Presenta y discute los resultados de análisis obtenidos para marcos resistentes a momento utilizando columnas compuestas del tipo SRC y CFT mediante análisis elástico e inelástico en 11 edificios del Distrito Federal de México. Su objetivo fue evaluar cual criterio de rigidez era mejor si la obtenida por una sección transformada o mediante una rigidez efectiva según el Eurocódigo EC-4 2004, para determinar su comportamiento sísmico. La metodología que se usó fue primero mediante un análisis elástico determinar el tamaño de las secciones de las columnas compuestas, para después realizar un análisis estático no lineal Pushover con el software Opensees y obtener su curva de capacidad. Entre sus resultados se puede comparar las columnas ahogadas SRC vs columnas rellenas CFT para edificios de 3 pisos, para una ductilidad esperada de 4, las columnas SRC obtuvieron una ductilidad de 4 y sobrerresistencia de 6.6, mientras que las columnas CFT obtuvieron una ductilidad de 4.8 y sobrerresistencia de 4.46, esto quiere decir que las columnas SRC al tener barras corrugadas como refuerzo adicional y estribos absorbe mayor fuerza cortante, pero ofrece menor ductilidad. Llega entre otras conclusiones: (1) según análisis inelástico que el criterio de rigidez del Eurocódigo es el más adecuado para calcular las distorsiones y desplazamientos por ser más realista frente al criterio de la sección transformada (2) a medida que la altura del edificio es mayor la ductilidad aumenta, pero la sobrerresistencia disminuye. El aporte que brinda es que las columnas rellenas CFT desarrollan una mejor ductilidad frente a las SRC gracias a su confinamiento “perfecto”, pero se ve limitado por el tamaño de su sección.

GARCÍA, Alejandro y MOLINA, Maritzabel (2008). “*Comportamiento de vigas de sección compuesta con perfiles de acero laminado y losa de concreto empleando conectores de cortante tipo tornillo grado dos (2)*”. Revista Ingeniería e Investigación. Colombia. Su objetivo fue obtener los parámetros de diseño para vigas compuestas mediante pernos de corte basándose en 36 pruebas experimentales. La metodología que se usó fue experimental. En su estudio concluyen que, la rigidez real de las vigas compuestas son menores a las planteadas por los códigos de construcción. El aporte es sobre la importancia del correcto diseño y aplicación de los conectores de cortante.

CARRASCO, Sebastián (2010). “*Recomendaciones de diseño de columnas compuestas de acero-hormigón sometido a esfuerzos básicos*”. Tesis (Ingeniero Civil). Universidad de Chile. Cuyo objetivo fue establecer pautas de diseño para columnas compuestas. La metodología usada fue realizar diseños según varios reglamentos y luego compararlos estadísticamente. Concluye que, para el diseño a corte de las columnas tipo SRC se use la norma AISC 360-05. Esta tesis aporta recomendaciones para el diseño de columnas compuestas SRC y CFT.

BORQUEZ, Matías (2017). “*Estudio de la respuesta sísmica en edificios con marcos de columnas compuestas RCFT*”. Tesis (Ingeniero Civil). Universidad Técnica Federico Santamaría de Chile. 136pp. Tiene como objetivos analizar la demanda y capacidad estructural ante sollicitaciones sísmicas de distintos modelos estructurados con marcos con columnas compuestas y plantear factores de modificación de respuesta adecuados para el uso de este tipo de estructuras en Chile considerando los registros de terremotos locales. La metodología empleada fue hacer modelamientos de edificaciones de entre 4 y 20 pisos para con un análisis no lineal determinar su desempeño sísmico. Entre sus conclusiones tenemos: que el aumento de rigidez requerido para controlar las deformaciones causa que las sollicitaciones de diseño queden casi dentro del rango elástico de los edificios analizados, pero se verificó que todos los terremotos estudiados causan incursión inelástica, y que los análisis dinámicos demostraron que las derivas de entrepiso para los registros considerados son muy cercanas al límite de 1.5% considerado tradicionalmente en los códigos de diseño para modelos elásticos. Su aporte es en análisis y diseño de columnas compuestas de sección tubular rellenas de concreto.

DUARTE, César; MARTÍNEZ, Marlon; SANTAMARÍA, José (2017). “*Análisis estático no lineal (pushover) del cuerpo central del edificio de la facultad de medicina de la universidad de el salvador*”. Tesis (Ingeniero Civil). Universidad San Salvador. Tuvo como objetivos evaluar el desempeño sísmico de la parte céntrica de la facultad de medicina de la Universidad de San Salvador. La metodología empleada fue hacer modelamiento de la parte de la edificación en el SAP2000 y con un análisis no lineal determinar su desempeño sísmico. Concluye que: esa parte del edificio cumple con un nivel de desempeño de sísmico adecuado. El aporte a la tesis es que da pautas de cómo realizar un correcto análisis no lineal.

COSENZA, Edoardo [et al], Di Sarno, Luigi, Fabroncino, Giovanni and Pecce, Marisa (2005). *Composite Steel and Concrete Structures: Technology and Design* (“*Estructuras compuestas de acero y concreto: Tecnología y diseño*”). En este artículo se evalúa los pros y los contras de los sistemas estructurales compuestos e investiga la eficacia de los miembros de viga-columna. La metodología que usaron fue compararon sus resultados con la de otras investigaciones, de ese modo presentan reglas de diseño para las construcciones compuestas. Concluyen que, los sistemas compuestos de acero y concreto son una alternativa viable tanto para estructuras de acero descubierto como de concreto reforzado. Exhiben rigidez, resistencia y ductilidad mejoradas dónde las vigas generalmente son de acero desnudo para rendir en una etapa temprana de acuerdo con las reglas de diseño de capacidad. El aporte es sobre el correcto diseño de elementos de sección compuesta.

Composite Column Tests – Database and Comparison with Eurocode 4. 12th International Conference on Advances in Steel-Concrete Composite Structures (ASCCS 2018). Este artículo presenta una base de datos de 1819 pruebas de perfiles tubulares rellenos de concreto a los cuales se realizaron pruebas de carga axial. Concluye que el Eurocódigo 4 predice razonablemente la fuerza de las columnas compuestas con y sin momento final y el autor considera que se puede utilizar con confianza para el diseño de dichas columnas. Aporta un indicador de confianza en cuanto a la capacidad de carga axial para el diseño de columnas compuestas.

MOSCOSO, Edison (2014). “*Análisis y diseño de estructuras compuestas en edificaciones*”. Tesis(Ingeniero Civil). Lima: Universidad Nacional de Ingeniería. Perú.

Cuyo objetivo fue realizar el diseño estructural de elementos compuestos de una edificación. La metodología que empleo fue reproducir el comportamiento real de una edificación constituida por elementos compuestos haciendo uso de un programa de computo existente (ETABS). Llega a la conclusión que las losas de pisos compuestos aportan resistencia y rigidez a las vigas de acero, y que, la estructuración con elementos compuestos es viable cuando la estructura debe soportar solicitaciones de cargas gravitacionales y sísmicas considerables, caso contrario deberá reducirse a un mínimo. Aporta para mi tesis en el diseño estructural de secciones compuestas.

FARFÁN, Gaby y NUÑEZ, Claudia (2018). “*Evaluación comparativa de la respuesta sísmica, resistencia a la flexo-compresión de columnas de concreto armado y columnas tubulares compuestas, caso estructural Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco*”. Tesis (Ingeniero Civil). Cuzco: Universidad Andina del Cuzco. Perú. La metodología de investigación es cuantitativa, con un nivel de investigación descriptiva con implicancia correlacional. Tenía como objetivo determinar cómo variará la respuesta sísmica, la resistencia a flexo compresión, los costos de materiales y las dimensiones de las columnas de concreto armado con las dimensiones de las columnas tubulares compuestas, en el caso estructural de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco. En sus conclusiones señalan que las columnas tubulares compuestas tuvieron una respuesta sísmica favorable con los pre dimensionamientos recomendados en la investigación, los drifts obtenidos cumplieron con las derivas máximas indicadas para estructuras de acero. También que las columnas tubulares compuestas no variarán significativamente en cuanto al costo de materiales en partidas estructurales con las columnas de concreto armado. Aporta para mi tesis que las columnas tubulares compuestas son la mejor alternativa para el diseño.

BORDA, Luis (2007). “*Desempeño sísmico de un edificio aporticado peruano de seis pisos*”. Tesis (Ingeniero Civil). Lima: UPC, Perú. Su objetivo fue determinar el nivel de desempeño sísmico de una estructura aporticada. La metodología fue cuasi experimental, dónde modela la estructura para llevar a cabo un análisis Pushover. Concluye que, siguiendo los parámetros de la norma peruana, la estructura aporticada resultante sería muy robusta,

teniendo un buen desempeño sísmico. El aporte a la tesis es como hacer una clasificación correcta de acuerdo al punto de desempeño sísmico a través del análisis no lineal.

CASIMIRO, Sebastián (2012). *“Desempeño sísmico de edificaciones bajo el sismo de nivel ocasional”*. Tesis (Maestro en ciencias con mención en ingeniería estructural). Lima: Universidad Nacional de Ingeniería. Perú, 290 pp. Cuyo objetivo fue averiguar de daño que puedan sufrir construcciones en albañilería confinada y de concreto armado ocurrir debido a los sismos ocasionales. La metodología empleada fue hacer modelamientos de estructuras en ETABS para analizar sus posibles falencias. Entre sus conclusiones es que para la ciudad de Lima que está ubicada en la zona sísmica 3 (ahora zona 4) la aceleración del suelo es de 0.53g, valor superior a 0.45g que establece la norma. El aporte que se tiene es que enseña a construir correctamente espectros de demanda sísmica, para obtener resultados confiables.

BARRERA, Pedro (2017). *“Evaluación del punto de desempeño sísmico de una edificación escolar, diseñado con la norma E.030, usando criterios de visión 2000”*. Tesis (Ingeniero civil). UCV, Perú. Su objetivo fue determinar el desempeño sísmico de una unidad escolar, mediante análisis no lineal. La metodología empleada fue modelar de la estructura en SAP2000 para evaluar su desempeño sísmico. Concluye que la edificación tiene un desempeño satisfactorio ante sismos severos. El aporte a la tesis es que da pautas para determinar el punto de desempeño de una estructura.

Las columnas compuestas se construyen “[...] ahogados en concreto o con concreto colocado dentro de tubos [...]. Los miembros resultantes son capaces de soportar cargas considerablemente mayores que las columnas de concreto reforzado de las mismas dimensiones”. (McCormac y Csernak, 2016).

En la actualidad existen tres tipos de columnas compuestas: a) columnas compuestas rellenas (CFT), que consta de un perfil tubular ya sea circular o rectangular que son rellenos de concreto b) columnas compuestas ahogadas (SRC), donde perfiles de acero estructural tipo W están dentro de la sección de concreto c) columnas compuestas doble tubo (CFDSST),

que es una sección compuesta tipo sándwich: el concreto es rellenado entre dos perfiles tubulares concéntricos quedando su núcleo central vacío, ahorrando peso y materiales.

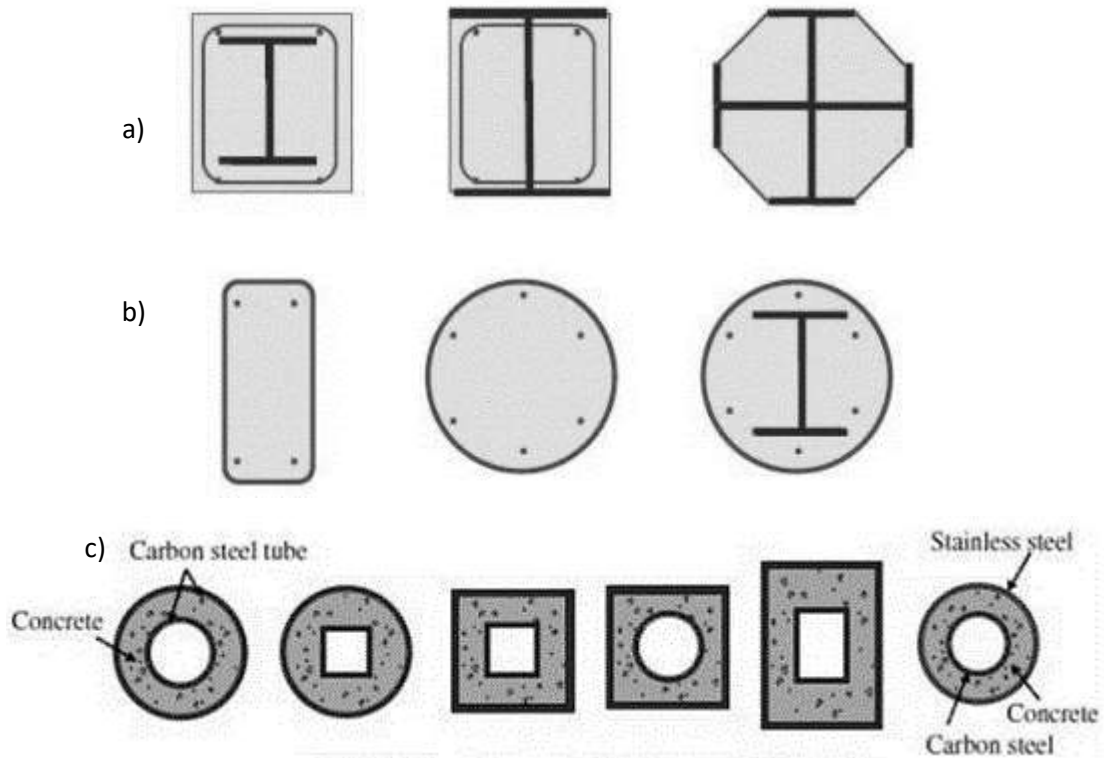


Figura N° 1: Columnas compuestas: a) Tipo SRC b) Tipo CFT c) Tipo CFDSST

En el presente trabajo de investigación solo se trabajarán con las columnas compuestas tipo CFT y SRC, las del tipo CFDSST (doble tubo) son menos comunes y poco usados aún en Europa.

Algunas ventajas de las columnas compuestas son: a) Su sección transversal es de menor tamaño comparado con columnas de concreto armado, pero al soportar cargas mayores, aumentan el espacio útil por planta b) Disminuye costos y tiempo especialmente en las columnas CFT, la razón es que el perfil de acero hace de encofrado para el concreto. Entre sus desventajas de las columnas compuestas tenemos que para que el concreto y el acero actúen como sección compuesta, especialmente en lo concerniente ante fuerzas cortantes, requiere el uso de conectores especiales soldados al perfil estructural, lo que implica un trabajo adicional especializado de soldadura, la fluencia lenta y la retracción del concreto

generalmente puede ser mayor que sus similares de concreto armado tradicionales, en la fase constructiva al trabajar con concreto armado y acero estructural a la vez, esto puede repercutir en la ejecución y cumplimiento de plazos del cronograma de obra, debido a la mano de obra adicional especializada para su ejecución.

El AISC-360 otorga ciertas especificaciones generales para las columnas compuestas las cuales son: a) Para concretos de peso normal, el $f'c$ debe estar entre 215 y 715 kg/cm² para concreto de peso normal. b) Para concreto liviano el $f'c$ debe estar entre 215 y 430 kg/cm². c) La tensión de fluencia mínima f_y , del acero estructural no debe exceder de 5355 kgf/cm² (525 MPa). d) La tensión de fluencia mínima f_y , en barras de refuerzo (acero corrugado), no debe exceder de 5630 kgf/cm² (550 MPa).

Para columnas compuestas ahogadas (SRC) según el ACI-318, para considerarse columna compuesta, el área de sección transversal del perfil de acero debe ser mayor a 1% el área bruta de la columna. Debe haber barras corrugadas longitudinales y estribos o espirales, como refuerzo. El diámetro mínimo del estribo es el #3 (3/8") a una separación que no sobrepase 12". Para estribos de barras #4 (1/2") la separación máxima es de 16" entre sus ramas. La cuantía mínima de refuerzo longitudinal con acero corrugado es $\rho_{sr} = \frac{\text{Área de barras corrugadas}}{\text{Área total columna}} = 0.004$. Cuando una columna compuesta está formada por dos o más perfiles, estos deberán unirse por enrejado simple, placas o barras de unión para impedir el pandeo antes de la fragua del concreto. El recubrimiento mínimo es de 1.5" (4 cm) para las barras longitudinales o estribos.

La resistencia a la compresión se obtiene según la fórmula:

$$P_{no} = AsF_y + Asr * F_{ysr} + 0.85Ac * f'c \dots (1)$$

$$P_e = \frac{\pi^2(EI_{eff})}{(Kl)^2} \dots (2)$$

Dónde:

$$EI_{eff} = EsIs + 0.5EsIsr + C_1EcIc \text{ (en unidades métricas)... (3)}$$

$$C_1 = 0.25 + 3\left(\frac{As+Asr}{Ag}\right) \leq 0.7 \dots (4)$$

Si se diseñan las columnas compuestas con el método LRFD la resistencia a la compresión se afecta con ϕP_n , $\phi=0.75$. Si en caso se va a diseñar con el método ASD, la resistencia a la compresión es $\frac{P_n}{\Omega}$, donde $\Omega = 2$

Para obtener P_n (resistencia a carga axial), se puede presentar dos casos:

$$\text{Si } \frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25, \text{ entonces:}$$

$$P_n = P_{no} \left[0.658^{\left(\frac{P_{no}}{P_e}\right)} \right] \dots (5)$$

$$\text{Si } \frac{P_{no}}{P_e} > 2.25, \text{ entonces:}$$

$$P_n = 0.877 * P_e \dots (6)$$

Resistencia a la tracción:

$$P_n = F_y A_s + F_{ysr} A_{sr} \dots (7)$$

Dónde:

$$\phi_t = 0.9 \text{ (LRFD)} \text{ y } \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

Un detalle a tener en cuenta es que, el espacio mínimo entre el perfil de acero estructural (sección I, H u otro) y el acero corrugado que sirve de refuerzo longitudinal deberá ser $\geq 1,5$ veces el diámetro de las barras de refuerzo, pero no menos que 3,8 cm (38 mm).

Las Columnas Compuestas Rellenas (CFT) similar a las columnas SRC, el área del perfil de acero estructural debe ser $\geq 1\%$ del área total de la columna. No requiere mínimo de refuerzo longitudinal como las columnas SRC, salvo que mediante cálculo se demuestre lo contrario. Las columnas CFT pueden ser compactas, no compactas o esbeltas, de acuerdo a la relación entre el espesor del perfil tubular con la dimensión del lado mayor de la misma.

Esta clasificación varía si es por compresión o flexión, de acuerdo al AISC-360 en la Tabla N°1 y Tabla N°2 (Anexos).

La resistencia a la compresión para perfiles compactos es:

$$P_{no} = P_p$$

$$P_p = A_s f_y + C_2 f'_c \left[A_c + A_{sr} \left(\frac{E_s}{E_c} \right) \right] \dots (8)$$

$$C_2 = 0.85 \text{ para perfiles rectangulares y } 0.95 \text{ para circulares}$$

Para perfiles no compactos:

$$P_{no} = P_p - \frac{P_p}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2 \dots (9)$$

P_p es el mismo que para perfiles compactos

$\lambda, \lambda_p, \lambda_r$ se extrae de la tabla I1.1a

$$P_y = A_s f_y + 0.7 f'_c (A_c + A_{sr} \left(\frac{E_s}{E_c} \right)) \dots (10)$$

Para perfiles esbeltos:

$$P_{no} = A_s * F_{cr} + 0.7 f'_c \left[A_c + A_{sr} \left(\frac{E_s}{E_c} \right) \right] \dots (11)$$

Si los perfiles esbeltos son rectangulares: $F_{cr} = 9 E_s / \left(\frac{b}{t} \right)^2$

Si los perfiles esbeltos son circulares: $F_{cr} = \frac{0.72 F_y}{\left[\left(\frac{D}{t} \right) \left(\frac{F_y}{E_s} \right) \right]^{0.2}}$

La rigidez efectiva para todas las columnas compuestas rellenas es:

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c \dots (12)$$

$$C_3 = 0.45 + 3 \left(\frac{A_s + A_{cr}}{A_g} \right) \leq 0.9 \dots (13)$$

Resistencia a la tracción:

$$P_n = A_s f_y + A_{sr} * F_{ysr} \dots (14)$$

$$\phi = 0.9 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

En elementos compuestos a flexión (vigas), según el AISC 360, el ancho efectivo de la losa de concreto a los lados de la viga no debe exceder el menor de: a) 1/8 de la luz entre vigas, de centro a centro b) $1/2$ entre los ejes de la viga y la viga paralela a ella c) La longitud entre el eje de la viga y el borde de la losa.

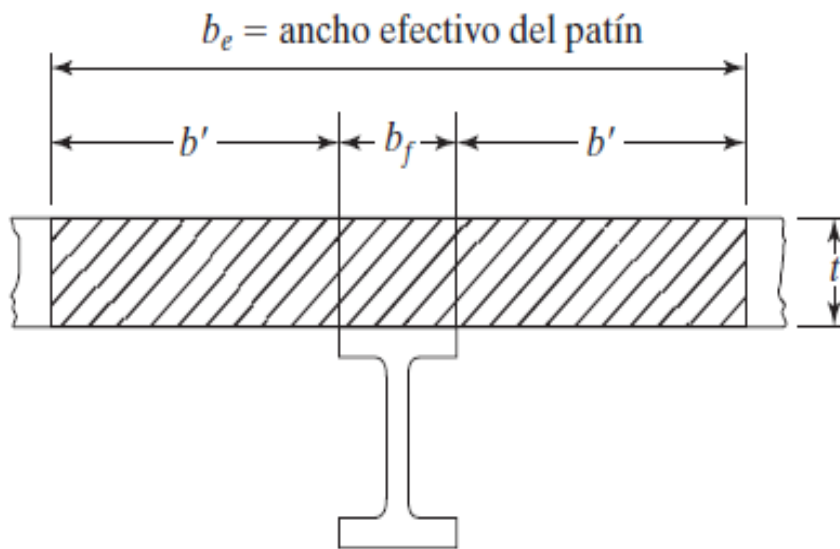


Figura 2: Ancho efectivo de viga compuesta

Si durante la etapa construcción no se dispondrá de elementos de apuntalamiento, entonces la sección de acero de la viga deberá resistir todas las cargas antes que el concreto alcance el 75% del f'_c , esto implica que el perfil de acero estructural será de mayor peralte. Se tiene que considerar las contraflechas.

Para que se considere una viga compuesta, el perfil de acero estará conectado a una losa con conectores de corte como se ve en la Figura 2, también el perfil estructural puede estar ahogado dentro del concreto, lo cual es poco usado porque aumenta el peso de la estructura y su costo es mayor. Los conectores de cortante pueden ser pernos, conectores en espiral o conectores en canal, que están soldados al parte superior de la viga metálica.

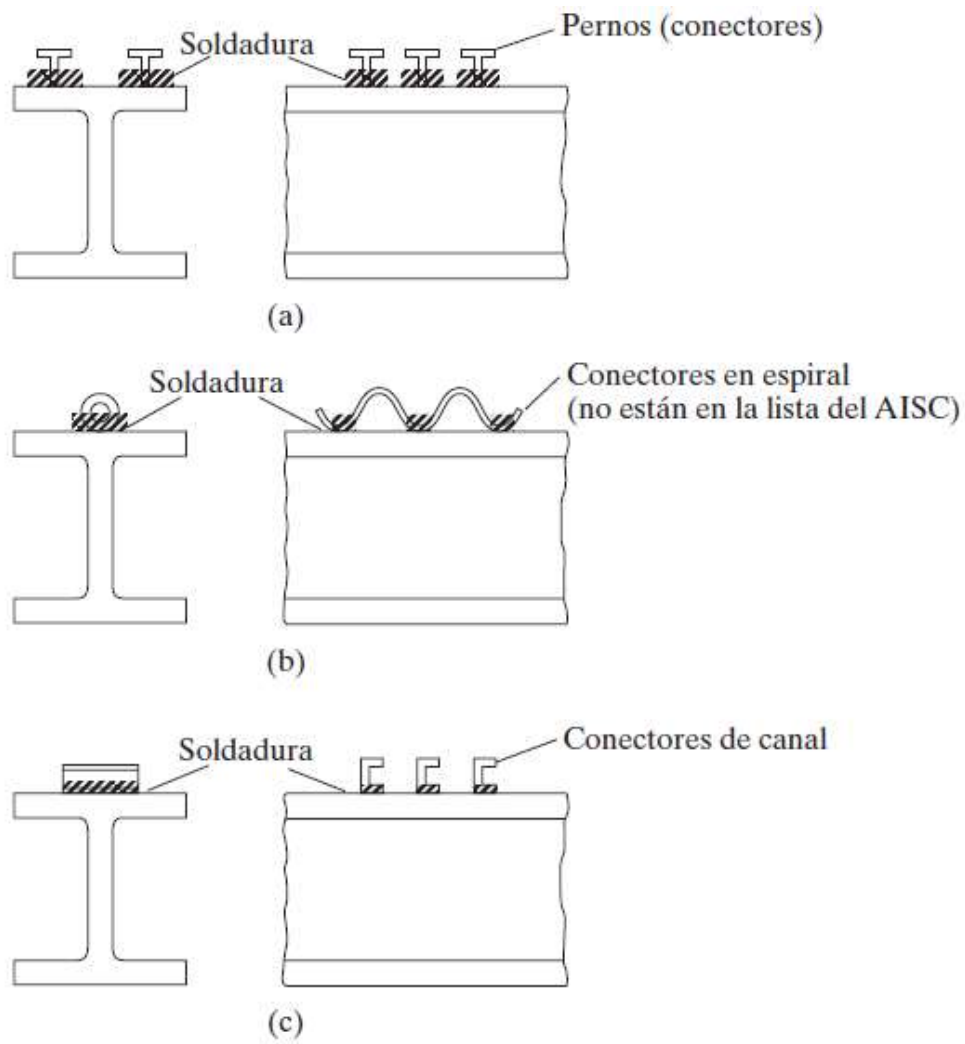


Figura N° 3: Conectores de corte entre perfil y losa

Para que la sección de losa + viga de acero actúen en forma compuesta, la fuerza cortante horizontal entre los puntos de máximo momento positivo y momento nulo debe tomarse como el menor de los valores:

- Para aplastamiento de concreto:

$$V' = 0.85 * f'c * Ac \dots(15)$$

- Para la fluencia a tensión del perfil de acero:

$$V' = fy * As \dots(16)$$

- Para la resistencia de los conectores de corte:

$$V' = \sum Q_n \dots(17)$$

Dónde Q_n es la resistencia nominal total por corte de todos los conectores

La resistencia de los pernos como conectores de cortante se halla mediante la expresión:

$$Q_n = 0.5A_{sa}\sqrt{f'c * Ec} \leq R_g R_p A_{sa} F_u \dots(18)$$

A_{sa} , es el área del perno en pulg²

R_g , coeficiente que se usa para el grupo de conectores

R_p , efecto de la posición de los conectores

El espaciamiento mínimo entre los conectores según el AISC es de 6 veces su diámetro en sentido longitudinal a la viga y 4 veces su diámetro en sentido transversal. El espaciamiento mínimo es de 4 veces su diámetro en cualquier dirección, en la parte de mayor espesor de una losa colaborante. El mayor espaciamiento es de $8 h_{losa}$ o 36 pulg. El recubrimiento para ambos lados de un conector debe ser ≥ 1 pulg.

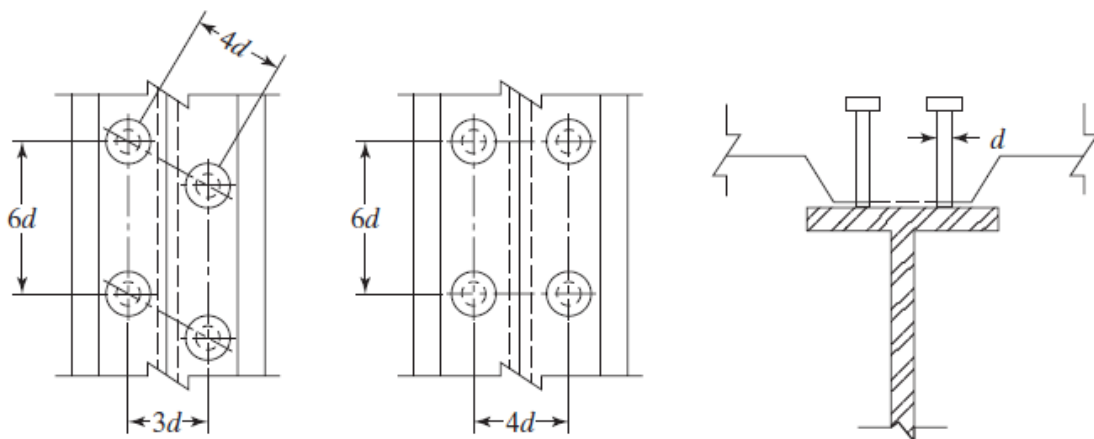


Figura N° 4: Espaciamiento entre conectores

De un diagrama Momento – Curvatura, se obtienen determina su ductilidad (μ) y capacidad máxima de momento (M_u). La elaboración de uno de estos diagramas está en función de los modelos esfuerzo-deformación del concreto y del acero.

Entre los modelos esfuerzo – deformación para el concreto, tenemos el modelo para concreto no confinado. Si para el cálculo del diagrama de Momento – Curvatura del concreto armado no se considera el aporte de los estribos, entonces se denomina concreto no confinado, para el cual hay 03 modelos: El trapezoidal, el de Hognestad y el de Withney o ACI. De estos tres, el más usado es el de ACI o Withney (1942) por su sencillez.

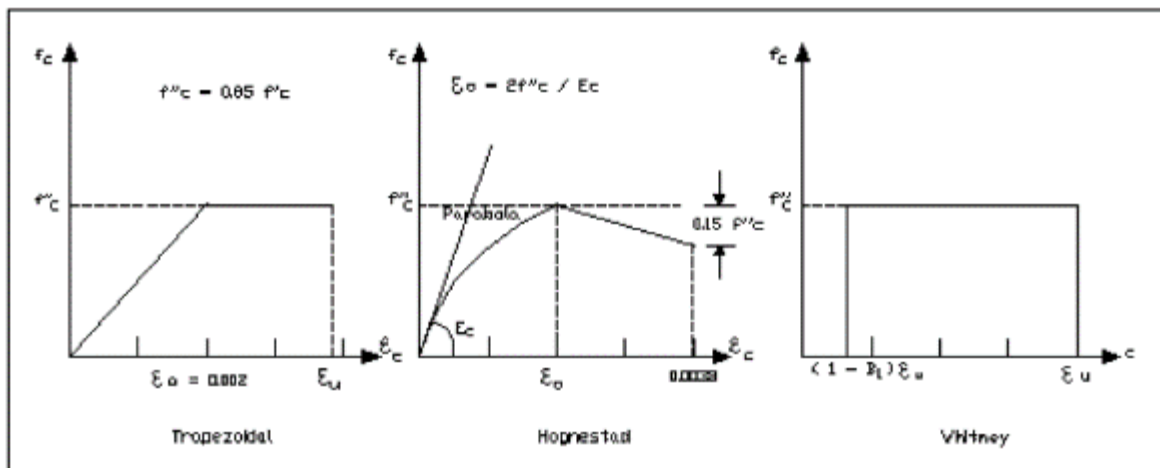


Figura N° 5: Modelos para hormigón no confinado

En los modelos para concreto confinado en una viga o columna, el concreto se encuentra confinado por estribos, razón por la cual se usará el Modelo de Mander. Como se observa en la figura 5, el valor de f'_c corresponde al concreto que no está confinado, luego el valor de f''_c corresponde al concreto confinado por efectos de los estribos.

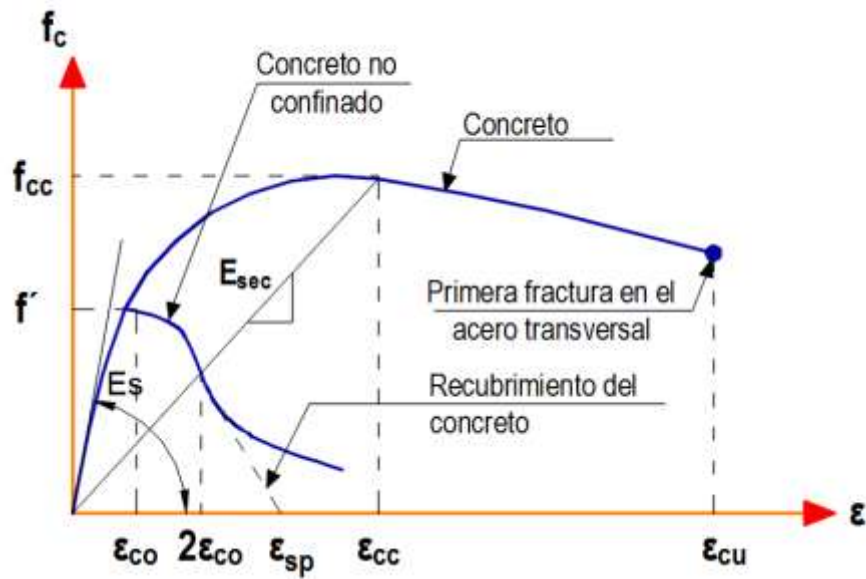


Figura N° 6: Diagrama Esfuerzo-Deformación de Mander

La función de la curva según Mander, se obtiene con las siguientes expresiones:

$$f_c = \frac{f'_{cc} * x^r}{r - 1 + x^r} \text{ (Mpa)...(19)}$$

$$x = \frac{\epsilon}{\epsilon_{cc}} \text{...(20)}$$

$$\epsilon_{cc} = 0.002 * \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \text{...(21)}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \text{...(22)}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \text{ (Mpa)...(23)}$$

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + 0.0003 * \rho_s * f_y h \text{...(24)}$$

$$\rho_s = \frac{\left(\pi * \frac{\phi_{estribo_x}^2}{4} + \pi * \frac{\phi_{estribo_y}^2}{4} \right)}{d_c * b_c * s_c} \text{ (kg/cm2)...(25)}$$

Los modelos esfuerzo – deformación para el acero son 03: el modelo elasto-plasto, el modelo trilineal y el de curva completa o de Park y Paulay.

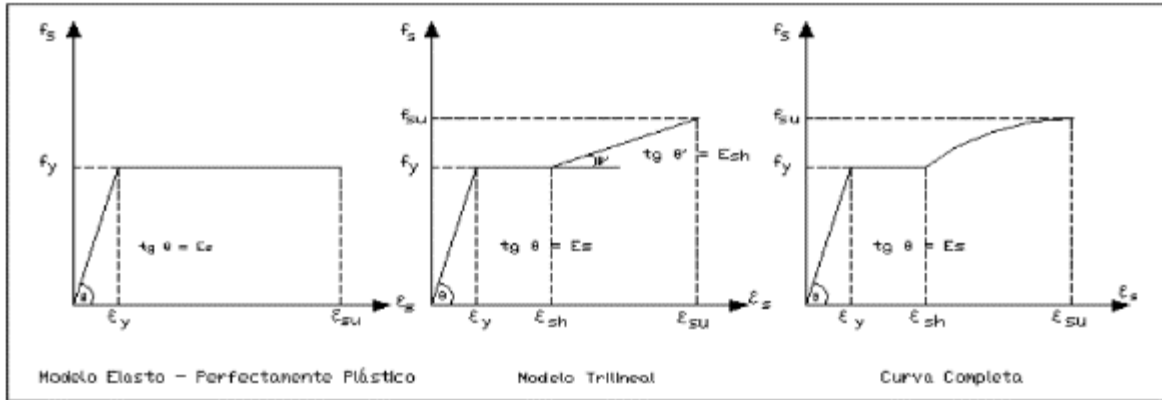


Figura N° 7: Modelos esfuerzo – deformación para el acero

En el presente trabajo se usará el modelo trilineal, para lo cual se emplean las siguientes fórmulas:

Cuando $\varepsilon_s < \varepsilon_y$

$$f_s = \varepsilon_s * E_s \dots (26)$$

Cuando $\varepsilon_y < \varepsilon_s < \varepsilon_{sh}$

$$f_s = f_y \dots (27)$$

Cuando $\varepsilon_s > \varepsilon_{sh}$

$$f_s = f_y + E_{sh}(E_s - E_{sh}) \dots (28)$$

$$E_{sh} = \frac{f_{su} - f_y}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \dots (29)$$

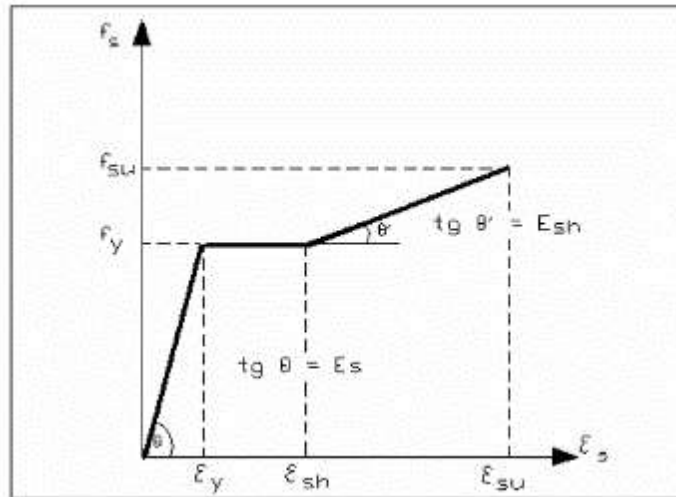


Figura N° 8: Modelo trilineal del acero

A continuación, se detallará un esquema general de cómo se halla un diagrama momento curvatura. Hay varios métodos, pero todas se basan en la compatibilidad de deformaciones, equilibrio de fuerzas y equilibrio de momentos: a) Primero se establece una deformación b) Se asume un valor de c (profundidad de la zona de compresión) c) Se hallan las deformaciones unitarias de los aceros y la zona de concreto d) Se hallan las fuerzas que actúan en el acero y el concreto. Las fuerzas de compresión deben ser \approx a las fuerzas de tracción, de no ser así, se debe probar con otro valor de c hasta satisfacer el equilibrio de fuerzas. e) Cuando se cumple el equilibrio de fuerzas, se halla el momento actuante f) La curvatura se halla dividiendo el valor de deformación unitaria del concreto entre el valor de “ c ”. g) Se repite los pasos para cada valor de deformación unitaria.

La importancia del diagrama momento curvatura, radica en que permite conocer valores como momento de agrietamiento (M_a), momento de fluencia (M_y) y momento último (M_u), que son de gran importancia para poder realizar un análisis no lineal. En un diagrama Momento – Curvatura hay 4 puntos importantes: a) En el punto A, el concreto ha llegado a su máximo esfuerzo ante fuerzas de tracción. Casi no se toma en cuenta para los cálculos porque su valor es bajo. b) En el punto Y, el acero traccionado alcanza f_y con deformación ϵ_y c) En el punto S, es el comienzo de la zona de endurecimiento del acero traccionado, (en el modelo trilineal del acero se le llama ϵ_{sh}). d) En el punto U, es cuando el concreto alcanza su máxima deformación por compresión (ϵ_u), pero el elemento aun no colapsa. El

punto dónde sucede la falla es el F, que es utilizado para evaluar el daño por lo que es poco usado.

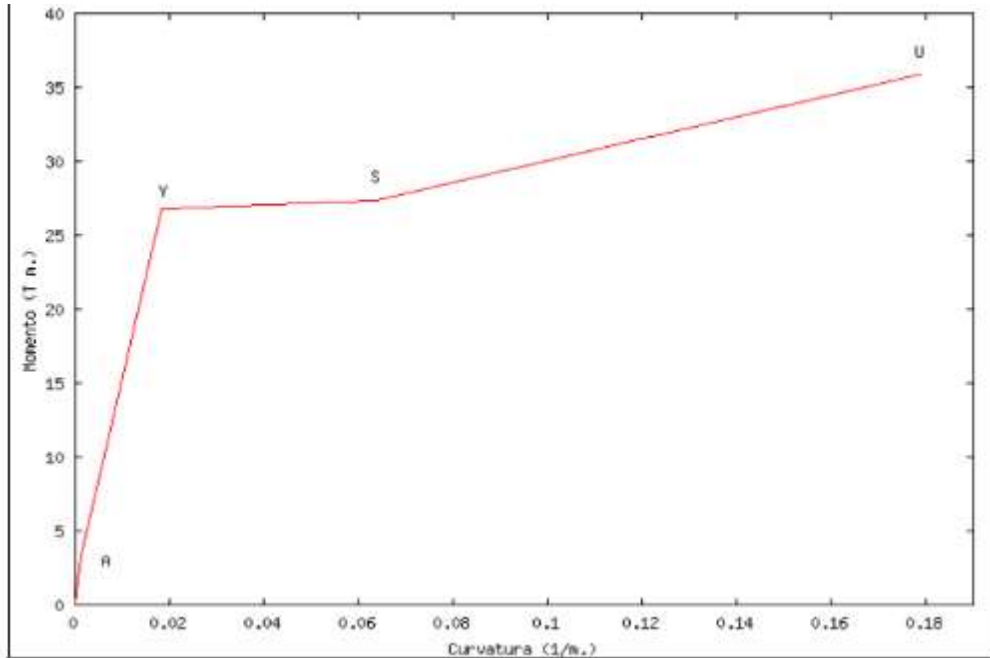


Figura N° 9: Diagrama Momento-Curvatura

Calcular manualmente un diagrama momento – curvatura demanda gran tiempo porque requiere hacer iteraciones (prueba y error). Actualmente los programas informáticos permiten un cálculo rápido de los diagramas momento – curvatura, pero también hay fórmulas aproximadas que permiten hallar los puntos importantes que se usan en el análisis no lineal:

- Para el Punto A:

$$\text{Momento de agrietamiento: } M_A = \frac{I}{c_t} \left(f_{ct} + \frac{P_0}{A} \right) \dots (30)$$

$$A = b * h$$

$$\phi_A = \frac{M_A}{E_c * I}$$

- Para el punto Y:

$$M_y = 0.5 * f'c * b * d^2 [(1 + \beta_c - n)n_0 + (2 - n)p_t + (n - 2\beta_c)\alpha_c * p_t] \dots (31)$$

$$\beta_c = \frac{d'}{d} \quad n = \frac{0.75}{1 + \alpha_y} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}\right)^{0.7} \quad \alpha_y = \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_0} \quad n_0 = \frac{P_0}{b * d * f'c}$$

$$p_t = \frac{A_s * f_y}{b * d * f'c} \quad p'_t = \frac{A'_s * f_y}{b * d * f'c} \quad \varepsilon_c = \phi_y * d - \varepsilon_y \leq \varepsilon_u$$

$$\alpha_c = (1 - \beta_c) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_y} - \beta_c \leq 1 \quad \phi_y = [1.05 + (C_2 - 1.05) \frac{n_0}{0.03}] \frac{\varepsilon_y}{(1 - k)d}$$

$$k = \sqrt{(p_t + p'_t)^2 * \frac{1}{4\alpha_y^2} + (p_t + \beta_c * p'_t) \frac{1}{\alpha_y} - (p_t + p'_t) \frac{1}{2\alpha_y}} \quad C_2 = 1 + \frac{0.45}{(0.84 + p_t)}$$

- Punto U:

$$M_U = (1.24 - 0.15p_t - 0.5n_0)M_y \dots (32)$$

$$\phi_u = u_\phi * \phi_y$$

$$u_\phi = \left(\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_0}\right)^{0.218pw - 2.15} * e^{0.654pw + 0.38}$$

Dónde pw es la cuantía de los estribos expresada en porcentaje. Pw nunca se puede ser menor a 2. El mayor valor de ductilidad por curvatura ϕ_u será 1.

$$\varepsilon_p = 0.5\varepsilon_b + 0.5\sqrt{\varepsilon_b^2 + \theta_s^2} \dots (33)$$

$$\varepsilon_b = \left[C_1 + (C_2 - C_1) \frac{n_0}{0.3}\right] \phi_y$$

$$C_1 = 1.05 \quad \text{para } p'_t \neq 0$$

$$C_1 = 1 + 1.9p_t^{2.4} \quad \text{para } p'_t = 0$$

$$C_2 = 1 + \frac{0.45}{(0.84 + 2p'_t - p_t)}$$

$$\theta_s = \frac{0.002}{\frac{L}{d} - 0.5} \quad \text{para } u < 5 \quad \text{ó} \quad \frac{L}{d} > 4$$

$$\theta_s = \frac{0.002}{\frac{L}{d} - 0.5} [1 + 0.27(u - 5)] \text{ para } u > 5 \text{ y } 2.5 < \frac{L}{d} < 4$$

$$\theta_s = \frac{0.002}{\frac{L}{d} - 0.5} \left[1 + \frac{0.185(u - 5)}{\sqrt{pw} - 0.4} \right] \text{ para } u > 5 \text{ y } \frac{L}{d} < 2.5$$

$$u = \frac{\tau_b}{\sqrt{f'c}}$$

Dónde θ_s es la rotación por corte, τ_b es el esfuerzo promedio de adherencia y L es la longitud del elemento.

El espectro de demanda según la Norma E-030 es para un sismo raro con $T_{\text{retorno}}=475$ años, considerando una aceleración del suelo de 0.45g. Su factor de amplificación es $C= 2.5$.

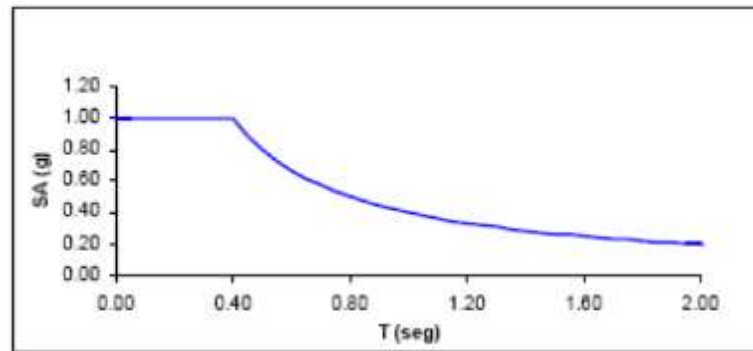


Figura N° 10: Espectro sísmico E-030

Para calcular el período de retorno de un terremoto de acuerdo a una probabilidad de excedencia en 50 años se utiliza la siguiente expresión:

$$P_R = \frac{1}{1 - e^{0.02 \cdot \ln(1 - P_{E50})}} \dots (34)$$

La Norma E-030 está hecha para un sismo con 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (que es el tiempo estimado de vida útil de una edificación), lo que da un período de retorno de 475 años. Períodos de retorno más altos significan sismos más destructivos, para la presente tesis se calcularán períodos de retorno para 10%, 5% y 2% de probabilidad de

excedencia en 50 años, por ello los espectros de demanda se elaborarán con el formato del ASCE 7-16 dónde se tiene en cuenta la respuesta modificada del suelo para períodos corto S_s y largo S_l . Los valores S_s y S_l son obtenidos del mapa de isoaceleraciones (Anexo N° 6). Estos valores son afectados por coeficientes:

$$S_{MS} = Fa * S_s \dots (35)$$

$$S_{M1} = Fv * S_l \dots (36)$$

Los valores para Fa y Fv están en las tabla N° 3 y N° 4 del Anexo N° 1.

El espectro de aceleraciones se elabora del siguiente modo:

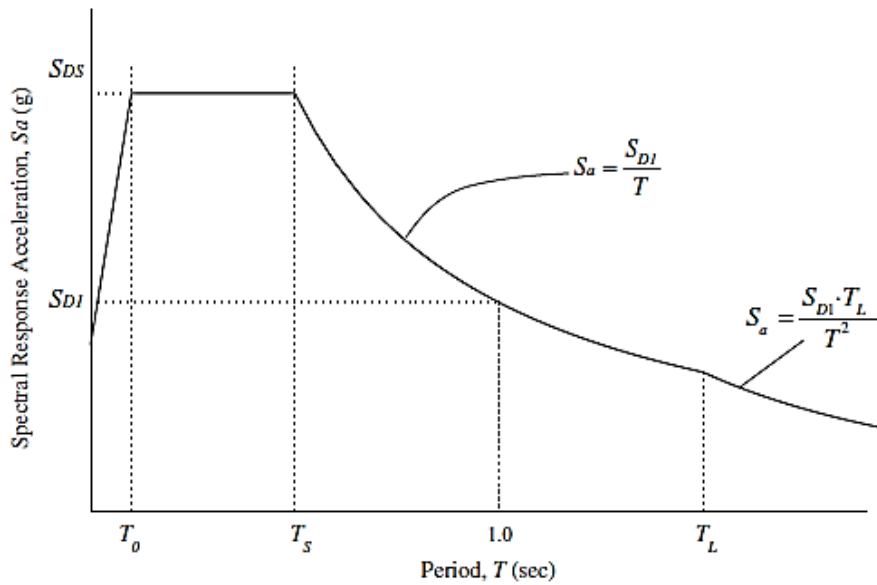


Figura N° 11: Espectro de aceleraciones

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \dots (37)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \dots (38)$$

$$T_0 = 0.2 \left(\frac{S_{D1}}{S_{DS}} \right) \dots (39)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots (40)$$

El espectro de diseño sísmico (Período vs Aceleración) se tiene que convertir a un espectro de demanda (Desplazamiento espectral vs Aceleración espectral). Para graficar un espectro de demanda dentro del rango elástico se tiene la siguiente relación:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} * S_{ae} \dots (41)$$

Para hallar un espectro de demanda en el rango inelástico se debe usar la siguiente relación:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_u} \dots (42)$$

$$S_d = \frac{uS_{de}}{R_u} = \frac{uT^2}{R_u 4\pi^2} S_{ae} = u \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \dots (43)$$

Debido a que sería muy costoso y difícil construir un edificio que se comporte dentro del rango elástico ante un sismo severo, es necesario reducir el espectro elástico de demanda a un espectro inelástico. Hay varias formas de hacer esta reducción, una de ellas es hallando el amortiguamiento efectivo. Para tal fin, se halla primero un amortiguamiento equivalente:

$$B_{eq} = B_0 + 0.05 \dots (44)$$

Dónde B_0 es el amortiguamiento histerético representado como amortiguamiento viscoso equivalente.

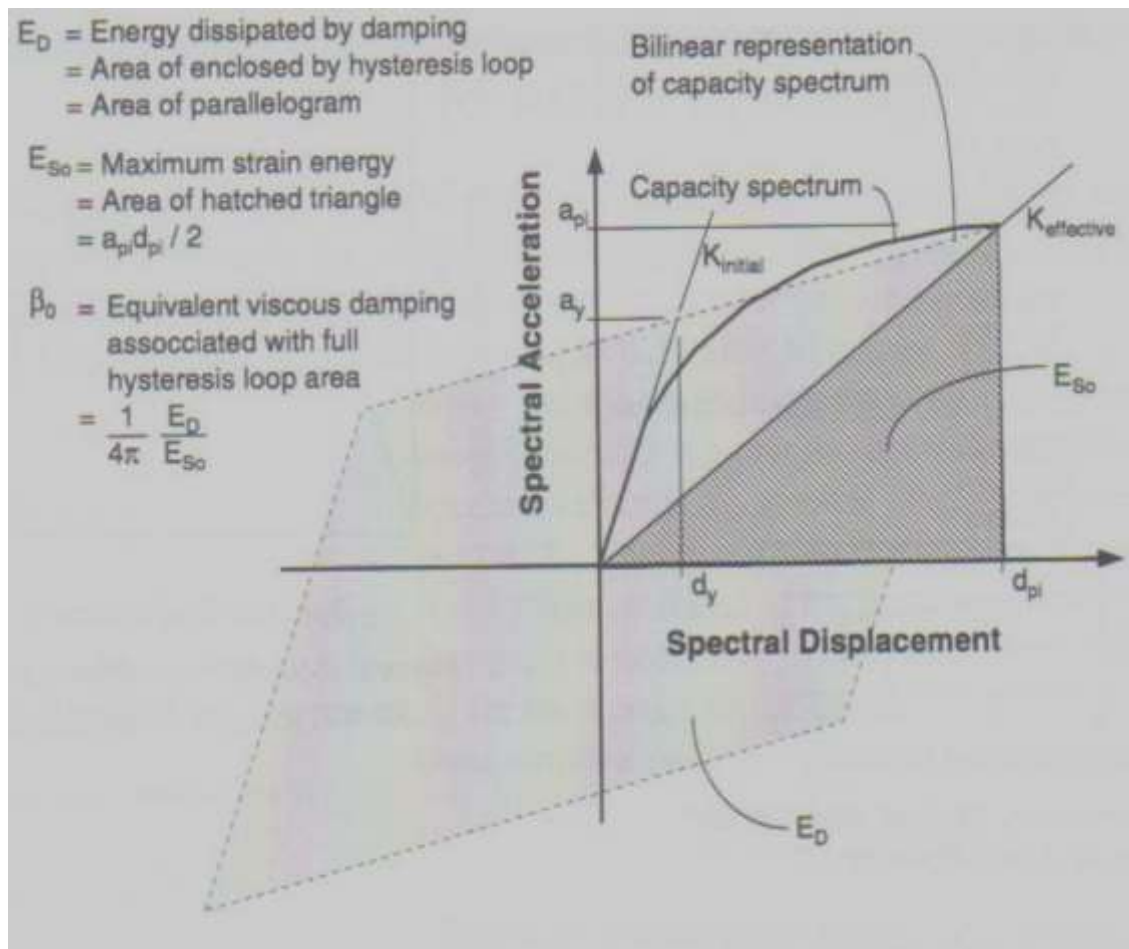


Figura N° 12: Disipación de energía por amortiguamiento

$$B_0 = \frac{1}{4\pi} * \frac{ED}{ES_0} \dots (45)$$

ED; es la disipación de energía por amortiguamiento

ES₀; es la máxima energía por disipación

Estos valores también se pueden hallar geoméricamente:

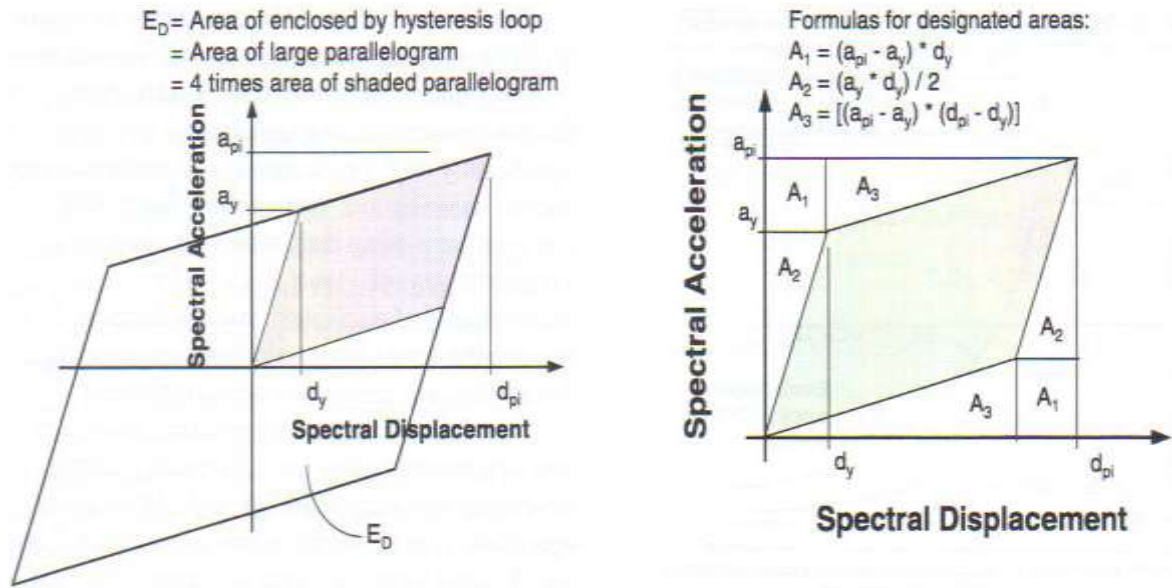


Figura N° 13: Igualdad de áreas en disipación de energía

$$ED = 4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}) \dots (46)$$

$$ES_0 = \frac{a_{pi} d_{pi}}{2} \dots (47)$$

Reemplazando estos valores, se tiene:

$$B_{eq} = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \dots (48)$$

Debido a que se puede subestimar el amortiguamiento real de una estructura, al B_{eq} se le afecta por un factor “k”:

$$B_{eff} = k * B_0 + 5 \dots (49)$$

Los valores de k, se sacan de la tabla N°5 (ver anexo N° 1)

Una vez obtenido el B_{eff} , se puede calcular el factor de reducción de la demanda sísmica:

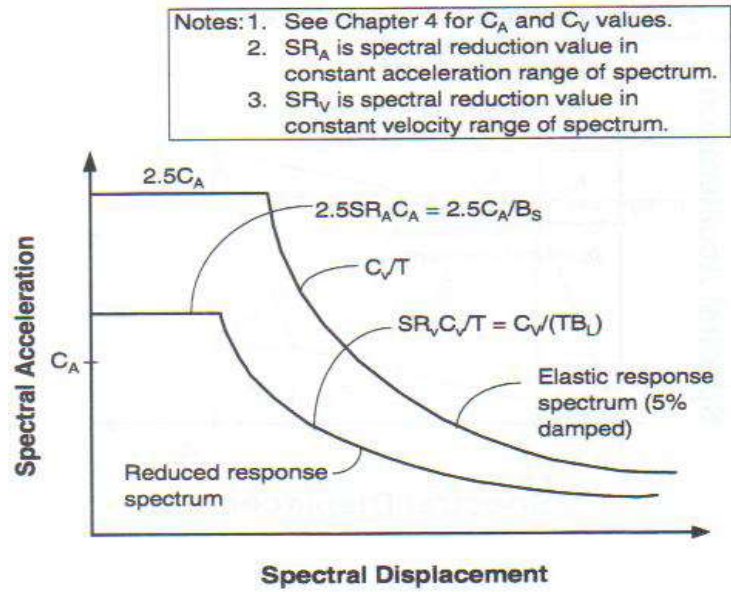


Figura N° 14: Reducción de espectro de demanda por amortiguamiento efectivo

$$SR_A = 3.21 - 0.68 * \ln \left(\frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right) / 2.12 \dots (50)$$

$$SR_V = 2.31 - 0.41 * \ln \left(\frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right) / 1.65 \dots (51)$$

Los valores SR_A y SR_V deben ser iguales o mayores a los indicados en la tabla N° 6 del Anexo N°1.

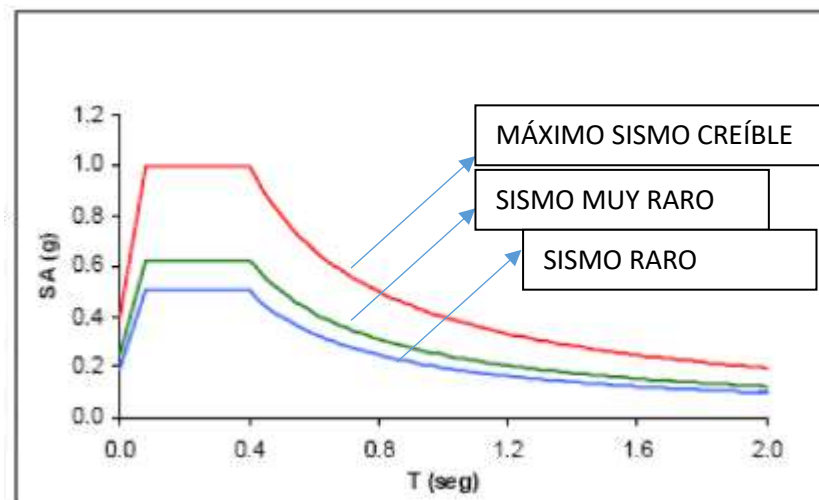


Figura N° 15: Espectro de aceleración

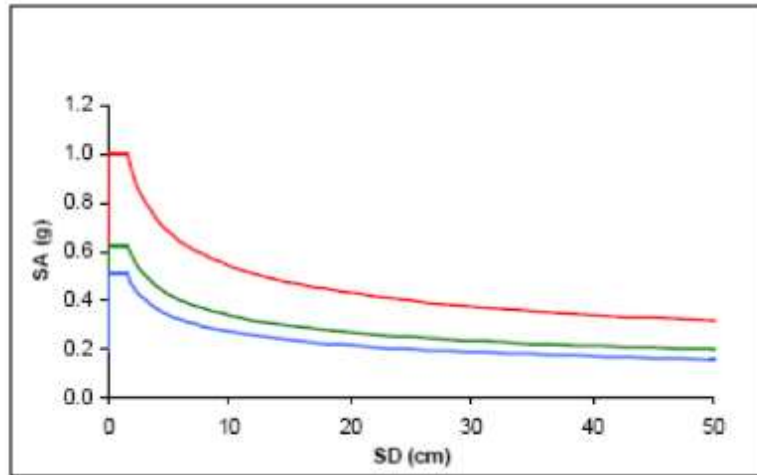


Figura N° 16: Espectro de demanda

Por cada carga incremental en un análisis no lineal que se hace a una estructura, se obtiene la fuerza cortante y el desplazamiento en la parte superior del mismo que generan rótulas plásticas, a esto se le llama Curva de Capacidad, la cual se debe convertir a un Espectro de Capacidad en formato Sa (aceleración espectral) vs Sd (desplazamiento espectral). Para estructuras de un solo grado de libertad, al dividir la fuerza cortante “V” entre su masa “M” se tendría la pseudo aceleración $Sa = V/M$. Como la fuerza “V” está asociado a un desplazamiento Δt , a cada desplazamiento de la curva de capacidad, le correspondería una aceleración Sa. Si se tratase de estructuras de varios grados de libertad, las fórmulas a emplear son las siguientes:

$$PF1 = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{(W_i \phi_{i1})}{g}}{\sum_{i=1}^n \frac{[W_i (\phi_{i1})^2]}{g}} \dots (52)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left| \sum_{i=1}^n \frac{(W_i \phi_{i1})}{g} \right|^2}{\left| \sum_{i=1}^n \frac{(W_i)}{g} \right| \cdot \left| \sum_{i=1}^n \frac{[W_i (\phi_{i1})^2]}{g} \right|} \dots (53)$$

$$Sd = \frac{\Delta_{techo}}{PF1 * \phi_{1techo}} \dots (54)$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \dots (55)$$

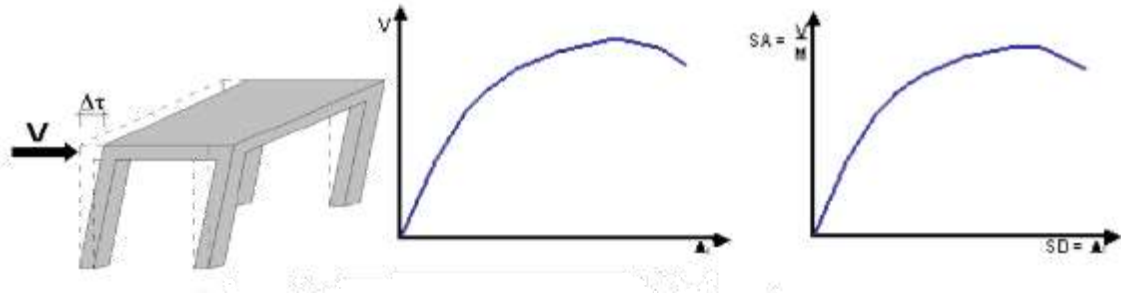


Figura N° 17: Conversión de curva de capacidad en espectro de capacidad para 1G.L

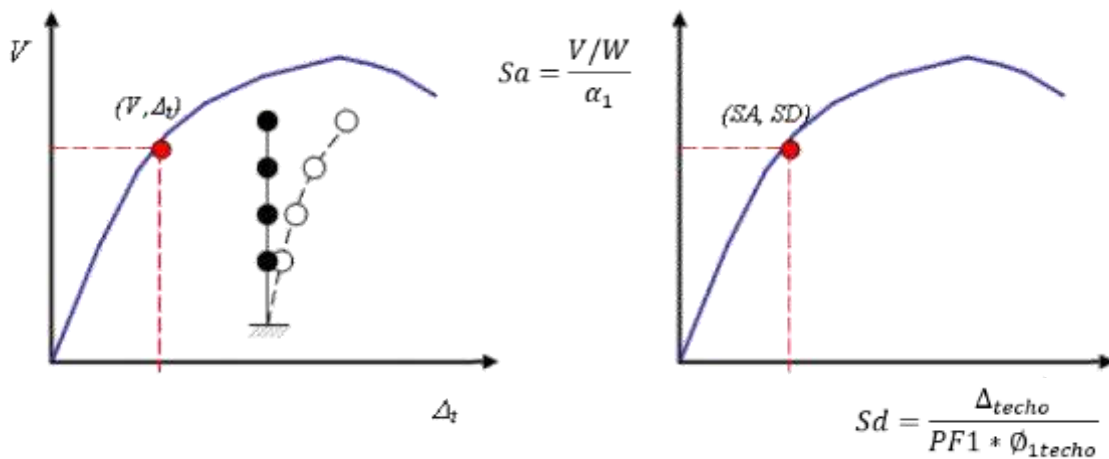


Figura N° 18: Conversión de curva de capacidad en espectro de capacidad para varios G.L.

El punto de demanda o desempeño es la respuesta máxima de una estructura ante un evento sísmico, está en función a los valores máximos de desplazamiento en su parte superior y su desplazamiento y aceleración. La intersección de la Curva de Capacidad con el Espectro de Capacidad, se denomina Punto de Demanda.

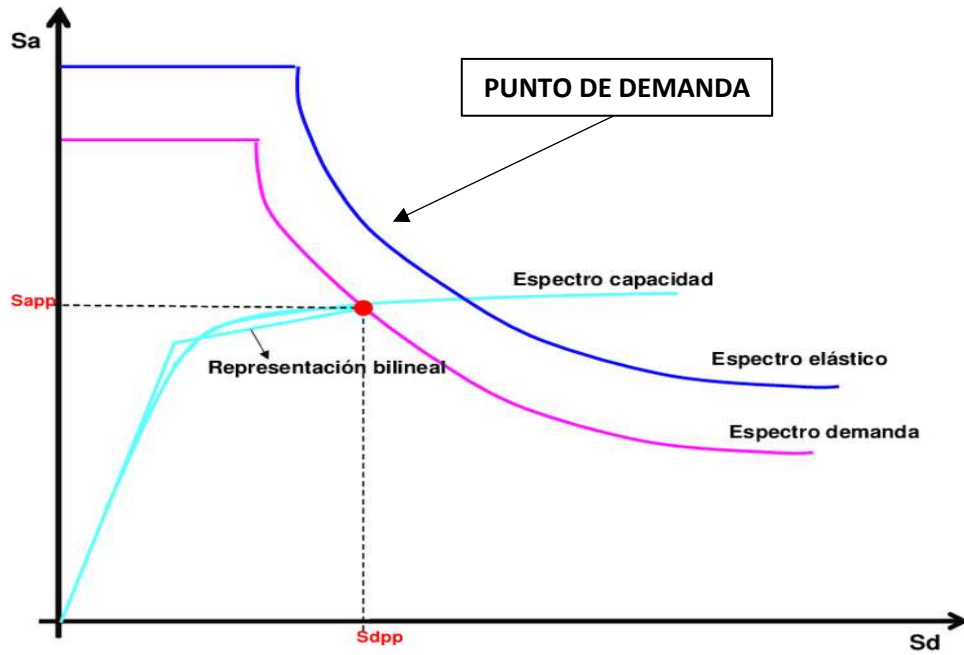


Figura N° 19: Punto de demanda

Para la obtención de este Punto de Demanda los pasos son: a) Convertir la curva de capacidad en espectro de capacidad, b) Acto seguido se debe hallar mediante el Modelo Bilineal una figura de 02 rectas cuya área sea igual al área bajo la curva del espectro de demanda, c) Se debe tener en cuenta que la rigidez elástica se encuentra aprox. el 60% del cortante de fluencia V_y , d) Por cada espectro inelástico correspondiente a diferentes sismos de diseño, de la intersección de ambos se obtiene una ductilidad $\mu_0 = \delta$ (dónde se intersecan las curvas) / δ_y (fluencia) y este $\mu_0 \approx \mu$ de diseño, si no es así, se repite el proceso hasta obtener esta igualdad.

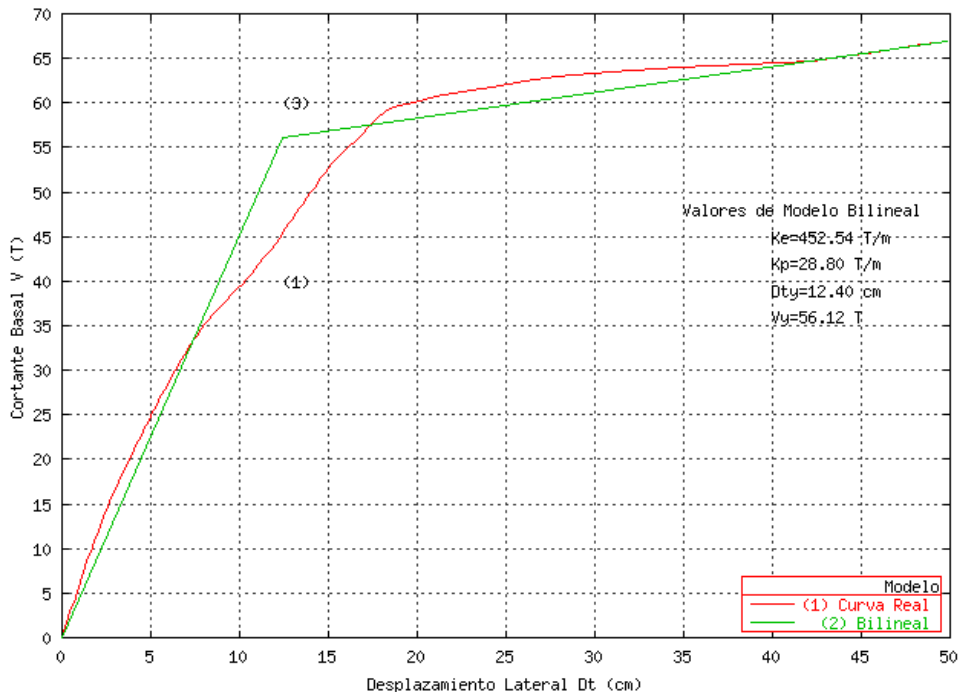


Figura N° 20: Curva de capacidad y modelo bilineal

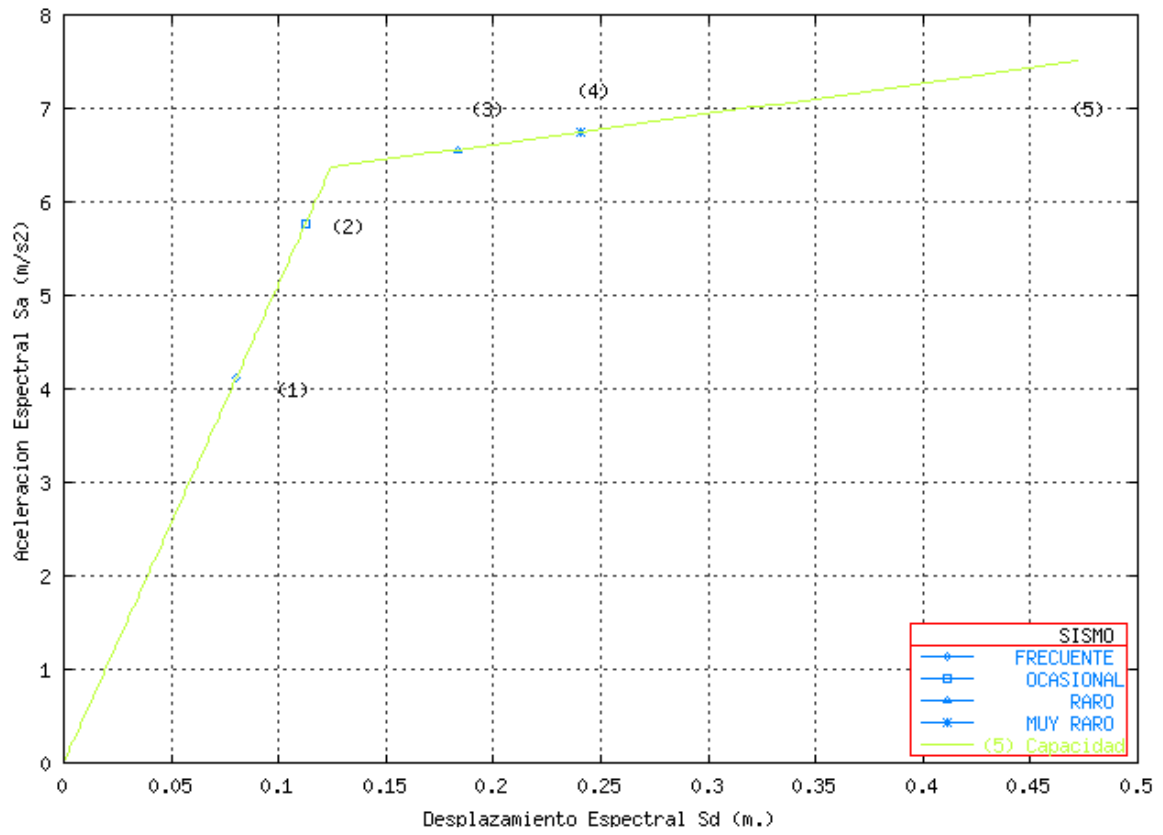


Figura N° 21: Puntos de demanda para varios tipos de sismos

El análisis Pushover según Aguiar (2003):

Dentro del análisis no lineal estático lo que más se utiliza es la Técnica del Pushover para encontrar la curva de capacidad resistente de las estructuras ante acciones sísmicas, curva que relaciona el cortante basal V con el desplazamiento lateral máximo en el tope D_t [...] La técnica del Pushover consiste en llevar a una estructura ya diseñada de la cual se tiene su armado, al colapso; esto se logra mediante la colocación de cargas laterales incrementales, estas cargas se aplican en la misma dirección hasta que la estructura colapse.

Para determinar que cargas laterales aplicar a la estructura, estos pueden ser según ATC-40 o FEMA. Según ATC-40 está el Criterio de Modo Fundamental, se da en estructuras regulares. Las fuerzas laterales se determinan con:

$$F_i = \frac{m_i \phi_i}{\sum_j^N m_j \phi_j} V \dots (56)$$

Dónde:

m_i = masa de entresuelo i

ϕ_i = modo del piso i

V = cortante basal

N = número de pisos

También está el Criterio de Modos Superiores, es cuando la influencia en el comportamiento es afectado en gran parte por los modos superiores de vibración. Se da bastante en estructuras irregulares.

$$\bar{\phi}_i = \sqrt{\sum_{j=1}^N (\phi_{ij} \gamma_j)^2} \dots (57)$$
$$\gamma_j = \frac{\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj}}{\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj}^2}$$

Las fuerzas laterales por piso:

$$F_i = \frac{m_i \phi_i}{\sum_j^N m_j \phi_j} V \dots (58)$$

Según FEMA, la distribución de la fuerza se calcula mediante la siguiente expresión:

$$C_{vx} = \frac{W_i * h_i^k}{\sum W_i * h_i^k} \dots (59)$$

Dónde:

W_i; es la masa de entrepiso

h_i; es la altura acumulada de entrepiso

Ese exponente k se obtiene:

$$\text{Si } T < 0.5 \text{ seg; } k = 1$$

$$\text{Si } T > 2.5 \text{ seg; } k = 2$$

Para valores intermedios de T, el exponente k se halla mediante interpolación lineal. El período fundamental T se puede hallar con la siguiente expresión proporcionada por el ASCE:

$$T = C_t * h_n^x \dots (60)$$

Dónde h_n es la altura total del edificio. El valor de C_t y x, se saca de la tabla N° 7 en el Anexo N° 1.

En un análisis Pushover, primero actúan las cargas gravitacionales produciendo las primeras deformaciones, después se aplican las cargas laterales equivalentes de manera incremental hasta que se forme una rótula plástica, luego se repite el mismo proceso hasta que la estructura falla por completo. Este proceso se realiza en ambas direcciones del sismo.

La Sociedad de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC), compara el desempeño que tiene una edificación según su comportamiento ante un terremoto, cuya peligrosidad está en función de su período de retorno y probabilidad de excedencia. Hay 4 escalas de peligro sísmico: el 1° nivel está dado por sismos frecuentes con un $T_{\text{retorno}}= 43$ años, el 2° nivel está representado por sismos ocasionales con $T_{\text{retorno}} = 75$ años, el 3° nivel se tiene sismos raros con un $T_{\text{retorno}} = 475$ años y el 4° nivel por sismos muy raros con $T_{\text{retorno}} = 1000$ años. Además, se tiene el máximo sismo creíble (MCE) para un período de retorno $T=2475$ años.

El SEAOC, clasifica los niveles de desempeño sísmico en: a) Operacional u Ocupacional: Sin daño estructural. estructura dentro del rango elástico, b) Funcional: Mínimos daños estructurales, c) Resguardo de vida: A pesar de haber un daño importante debido a pérdida de resistencia y rigidez de los elementos, la estructura aún es reparable, d) Cerca al colapso: Ya no es conveniente reparar la estructura. Degradación casi total de elementos sismorresistentes.

		Operacional	Funcional	Resguardo de la vida	Cerca al colapso
Nivel de Peligro Sísmico	Sismo Frecuente (69% / 50 años)				
	Sismo Ocasional (50% / 50 años)				
	Sismo Raro (10% / 50 años)				
	Sismo Muy Raro (5% / 50 años)				

Comportamiento Aceptable	
Comportamiento Mínimo Aceptable	
Comportamiento Inaceptable	

Figura N° 22: Matriz de nivel desempeño

En esta matriz, todo lo que está en verde debajo de la diagonal es un comportamiento aceptable, lo que está en rojo encima de la diagonal es un comportamiento no ideal de la estructura.

La Curva de Capacidad, es la gráfica de Fuerza vs. Desplazamiento Lateral de la edificación, provenientes de un análisis estático no lineal Pushover.

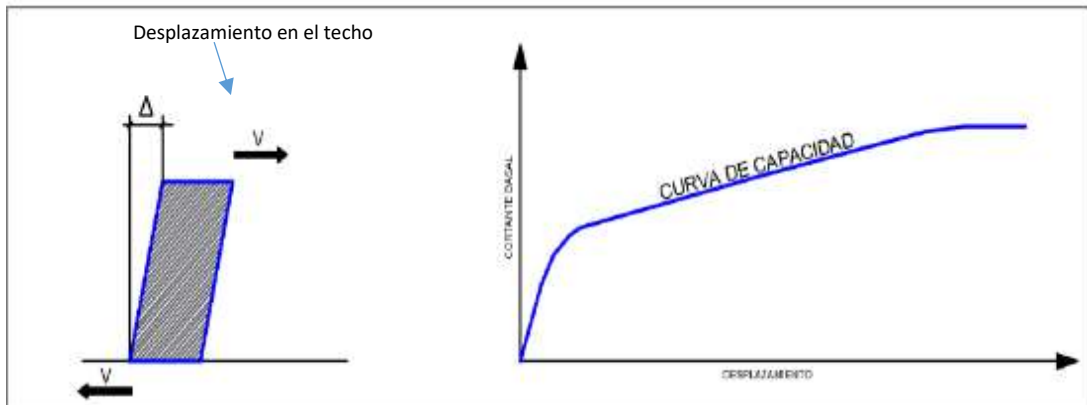


Figura N° 23: Curva de capacidad

De la curva de capacidad, se obtienen valores mediante el cual se determina el desempeño estructural de una estructura. En una curva de capacidad se halla el punto de fluencia efectiva, que marca el fin de la etapa elástica e inicio de la etapa inelástica. De esta manera, una curva de capacidad se puede segmentar según la figura:

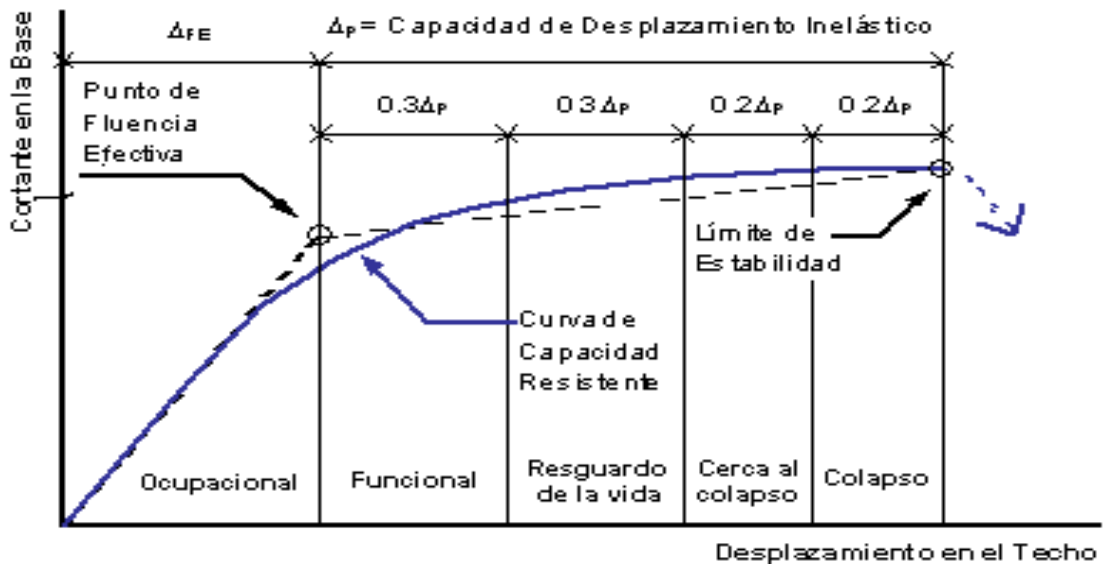


Figura N° 24: Niveles de desempeño según curva de capacidad

La sobrerresistencia tiene que ver con la fuerza cortante que actúa en la estructura. Entonces la sobrerresistencia global está dada por:

$$S_R = \frac{V_u}{V_{fluencia}} \dots (61)$$

La ductilidad global se obtiene con:

$$\mu = \frac{\Delta_{colapso}}{\Delta_{fluencia\ efectiva}} \dots (62)$$

El problema general es: ¿De qué manera mejoran los pórticos compuestos el desempeño sísmico del edificio multifamiliar "Los Rosales" Miraflores-Lima?

Los problemas específicos son: a) ¿De qué manera mejoran los pórticos compuestos en relación a la sobrerresistencia el desempeño sísmico del edificio multifamiliar "Los Rosales" Miraflores-Lima?, b) ¿De qué manera mejoran los pórticos compuestos en relación a la ductilidad el desempeño sísmico del edificio multifamiliar "Los Rosales" Miraflores-Lima?, c) ¿De qué manera mejoran los pórticos compuestos en relación al punto de desempeño sísmico del edificio multifamiliar "Los Rosales" Miraflores-Lima?

La justificación del estudio es, que en nuestro país se están construyendo cada vez edificios más altos y esbeltos, la mayoría de ellos de la forma tradicional con pórticos y muros de concreto armado con secciones robustas, entonces los pórticos de sección compuesta son una alternativa aún no bien explotada en nuestro medio, a pesar que presentan un desempeño sísmico superior con elementos más esbeltos (incidiendo directamente en los costos) y es la razón por la cual son bastante usados en países industrializados.

Teóricamente, se puede analizar y demostrar las fallas estructurales en edificaciones de cualquier tipo y usando estos mismos conceptos teóricos se puede dar solución a estas. Siempre ateniéndose a los reglamentos de construcción como son la E030, E060, E090, ACI 318, AISC-360

La metodología a usarse es el método científico por su rigurosidad e imparcialidad, de tal modo que esta investigación servirá como guía para cualquier profesional que se decante por esta tecnología, asimismo puede servir como base de investigaciones futuras.

El alcance de esta investigación, es aplicable solo a la edificación en cuestión, pero puede servir de guía para la investigación en edificaciones similares previa adaptación a su realidad: materiales, tipo de suelo y clima entre otros.

La hipótesis general es: Los pórticos compuestos mejorarán el desempeño sísmico del edificio multifamiliar "Los Rosales", Miraflores-Lima

Las Hipótesis específicas son: a) Los pórticos compuestos mejorarán en relación a la sobrerresistencia el desempeño sísmico del edificio multifamiliar "Los Rosales", Miraflores-Lima, b) Los pórticos compuestos mejorarán en relación a la ductilidad el desempeño sísmico del edificio multifamiliar "Los Rosales", Miraflores-Lima, c) Los pórticos compuestos mejorarán en relación al punto de desempeño sísmico del edificio multifamiliar "Los Rosales", Miraflores-Lima

El objetivo general es: Evaluar cómo mejoran los pórticos compuestos el desempeño sísmico del edificio multifamiliar "Los Rosales", Miraflores-Lima.

Los Objetivos Específicos son: a) Determinar cómo mejoran los pórticos compuestos en relación a la sobrerresistencia del desempeño sísmico del edificio multifamiliar "Los Rosales", Miraflores-Lima, b) Determinar cómo mejoran los pórticos compuestos en relación a la ductilidad en el desempeño sísmico del edificio multifamiliar "Los Rosales", Miraflores-Lima, c) Determinar cómo mejoran los pórticos compuestos en relación al punto de desempeño sísmico del edificio multifamiliar "Los Rosales" Miraflores-Lima

II. MÉTODO

2.1. Tipo y Diseño de Investigación

2.1.1. Tipo de investigación:

Existen 3 tipos de investigación que son: básica, aplicada y tecnológica. La investigación básica es la que formula nuevas teorías que se da generalmente en el campo de las matemáticas, física y química. La investigación del tipo aplicada es del tipo práctico pues utiliza los conocimientos existentes provenientes de las investigaciones básicas para resolver problemas. La investigación tecnológica es la que combina la investigación básica para aplicaciones prácticas por ejemplo el descubrir un nuevo tipo de concreto.

El tipo de investigación es aplicado, que según el autor Best (2009) es: “La investigación aplicada [...] ha enfocado la atención sobre la solución de problemas más que sobre la formulación de teorías” (pp.29). En el presente trabajo de investigación se usará teorías existentes de la ingeniería civil para dar solución a un problema.

2.1.2. Nivel de investigación:

En cuanto al nivel de investigación es explicativo causal - correlacional, pues mediante el análisis estructural se puede determinar en cuanto la variable independiente “pórticos compuestos” afecta a la variable dependiente “desempeño sísmico” de la edificación como unidad de análisis.

2.1.3. Diseño de investigación:

El diseño de investigación es cuasi experimental, ya que usando el software ETABS se hará simulaciones del comportamiento de la edificación ante sismos de diseño: 1°) en su actual estado (de concreto armado), lo cual servirá como punto de control para medir si hay una mejora o no del desempeño sísmico 2°) luego la estructura reforzada con pórticos de sección compuesta y 3°) finalmente como si la estructura hubiese sido construida totalmente con pórticos de sección compuesta. De este modo se comprobará la validez de la hipótesis descrita en el capítulo 1.6 del presente trabajo de investigación.

2.2. Operalización de Variables

Pórticos Compuestos para Mejorar el Desempeño Sísmico del Edificio Multifamiliar “Los Rosales”, Miraflores – Lima

VARIABLES	Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores	Escala de medición	Instrumento de medición
VI: Pórticos de sección compuesta	En los pórticos de sección compuesta “[...] los miembros resultantes son capaces de soportar cargas considerablemente mayores que las columnas de concreto reforzado de las mismas dimensiones” (MC. CORMACK, Jack y F. CSERNAK, Stephen, 2013).	Esta variable será manipulada mediante sus dimensiones. Se evaluará como se desempeña la estructura cuando usa columnas CFT o columnas SRC en combinación con vigas compuestas. Esta prueba se hará con el software	Columna tubular rellenas (CFT)	Dimensiones Cuantía de acero (ρ) Resistencia a la compresión (f^c) Punto de fluencia (My)	Razón Razón Razón Razón	Ficha de datos
	“Los miembros estructurales de sección compuesta de acero y hormigón se han usado, en diversas formas, desde fines del siglo XIX. Esta combinación permite aprovechar en forma sinérgica las ventajas de ambos materiales, de modo de contrarrestar las desventajas de cada uno de ellos.” (Crisafulli, 2013)		Columnas ahogadas en concreto (SRC)	Dimensiones Cuantía de acero (ρ) Resistencia a la compresión (f^c) Punto de fluencia (My)	Razón Razón Razón	Ficha de datos
			Vigas compuestas	Dimensiones Cuantía de acero (ρ) Resistencia a la compresión (f^c) Punto de fluencia (My)	Razón Razón Razón Razón	Ficha de datos

<p>VD: Desempeño sísmico</p>	<p>Según La Sociedad de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC, 1999), se califica el desempeño de una edificación, comparando el desempeño ideal que debería tener de acuerdo a su importancia según su comportamiento ante los diferentes niveles de peligro sísmico.</p>	<p>La variable será evaluada mediante un análisis no lineal Pushover, con el software ETABS para obtener la curva de capacidad de la estructura.</p>	<p>Curva de capacidad</p>	<p>Sobrerresistencia Ductilidad Punto de desempeño</p>	<p>Razón Razón Razón</p>	<p>Ficha N° 1 Ficha N° 2 Ficha N° 3</p>
--------------------------------------	--	--	---------------------------	--	--	---

2.3. Población, Muestra y Muestreo

2.3.1. Población:

Edificios multifamiliares de la ciudad de Miraflores, Perú.

2.3.2. Muestra:

Usando el método de muestreo no probabilístico del tipo intencional, se seleccionó a criterio del investigador 01 edificio multifamiliar de concreto armado de 12 pisos, ubicado en Miraflores, Av. Paseo de la República N° 3898, que será la muestra con que se trabajará. El criterio para su selección fue que según CAPECO: “la zona dónde se construye a mayor altura es la llamada Lima Moderna, conformada por los distritos de Jesús María, Lince, Pueblo Libre, San Miguel, Magdalena del Mar, Surquillo y Barranco, dónde sus edificaciones alcanzaron los 12.8 pisos en promedio durante el 2013.” Esta fue una publicación hecha para el diario El Comercio el 09/09/2014, siendo su fuente: <https://andina.pe/agencia/noticia-edificaciones-lima-moderna-alcanzan-altura-promedio-128-pisos-522617.aspx>.

En base a esta muestra, se crearán 5 modelos para la experimentación:

- Modelo M1: estructura original de concreto armado
- Modelo M2: estructura original al cual se le adicionarán columnas SRC
- Modelo M3: estructura original al cual se le adicionarán columnas CFT
- Modelo M4: estructura conformada íntegramente por columnas SRC
- Modelo M5: estructura conformada íntegramente por columnas CFT

2.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad

2.4.1. Técnica: La técnica para la recolección de datos será la observación del tipo indirecta, que es aquella dónde no se usan los sentidos (tacto, visión, olfato, gusto) sino que se observará el comportamiento de las variables dependientes mediante las fichas técnicas de resultados (que son el instrumento).

2.4.2. Instrumento de recolección de datos: El instrumento fichas técnica de resultados, recogerá los resultados del software Etabs. Estos están en el Anexo 3.

Tabla N° 8: *Fichas técnicas de resultados*

	Indicador
Ficha N° 1	Sobrerresistencia
Ficha N° 2	Ductilidad
Ficha N° 3	Punto de desempeño

Fuente: Elaboración propia

2.4.3. Validez: El instrumento será validado por juicio de expertos. Las fichas de validación se encuentran en el Anexo 4

2.4.4. Confiabilidad: La confiabilidad del software Etabs, se trata de la versión de evaluación, que irá en el Anexo N° 8.

2.5.Procedimiento

- 1°. Se desarrollará el modelo M1 en el software Etabs a partir de los planos estructurales que están en formato de Autocad.
- 2°. Se procederá a realizar un análisis dinámico modal espectral a M1 según la Norma E-030, para saber su período fundamental, si posee irregularidad torsional, como va con las derivas. Se trata de una edificación ya construida, así que a elementos como columnas y vigas de concreto armado, se le pondrá su cuantía de acero correspondiente.
- 3°. Se hará análisis no lineal Pushover a M1, del cual se obtendrá la curva de capacidad y de dónde se extraerán los indicadores sobrerresistencia, ductilidad y punto de desempeño. Estos datos servirán como punto de control para con los análisis posteriores.
- 4°. Se realizará un análisis dinámico modal espectral a M2.
- 5°. Se realizará un análisis Pushover a M2. Se extraerán los indicadores de la curva de capacidad.
- 6°. Se realizará un análisis dinámico modal espectral a M3.
- 7°. Se realizará un análisis Pushover a M3. Se extraerán los indicadores de la curva de capacidad.
- 8°. Se realizará un análisis dinámico modal espectral a M4.

9°. Se realizará un análisis Pushover a M4. Se extraerán los indicadores de la curva de capacidad.

10°. Se realizará un análisis dinámico modal espectral M5.

11°. Se realizará un análisis Pushover a M5. Se extraerán los indicadores de la curva de capacidad.

12°. Finalmente se compararán los resultados y se determinará cuantitativamente la mejora del desempeño sísmico de la edificación.

2.6.Métodos de análisis de datos

Se usará el método estadístico descriptivo a partir de las tablas provenientes de la ficha de resultados por cada indicador, se hará un comparativo en cuanto varía porcentualmente los distintos modelos con el modelo de referencia M1.

2.7.Aspectos éticos

Según Orme y Ashton (2002), dicen que “[...] la ética debe estar basada en políticas, códigos o en un entendimiento general de las reglas [...]”

De acuerdo a esta pequeña definición, respetando las leyes y demás reglas, en este presente trabajo de investigación no se ha incurrido en plagio, además se ha respetado los derechos de autor mencionándolos en las citas en forma oportuna, para lo cual se someterá a la prueba del Turnitin.

III. RESULTADOS

3.1. Desarrollo

3.1.1. Modelo M1

Se desarrolló el modelo de M1 en el ETABS para realizarle un análisis dinámico modal espectral de acuerdo a la Norma E-030.

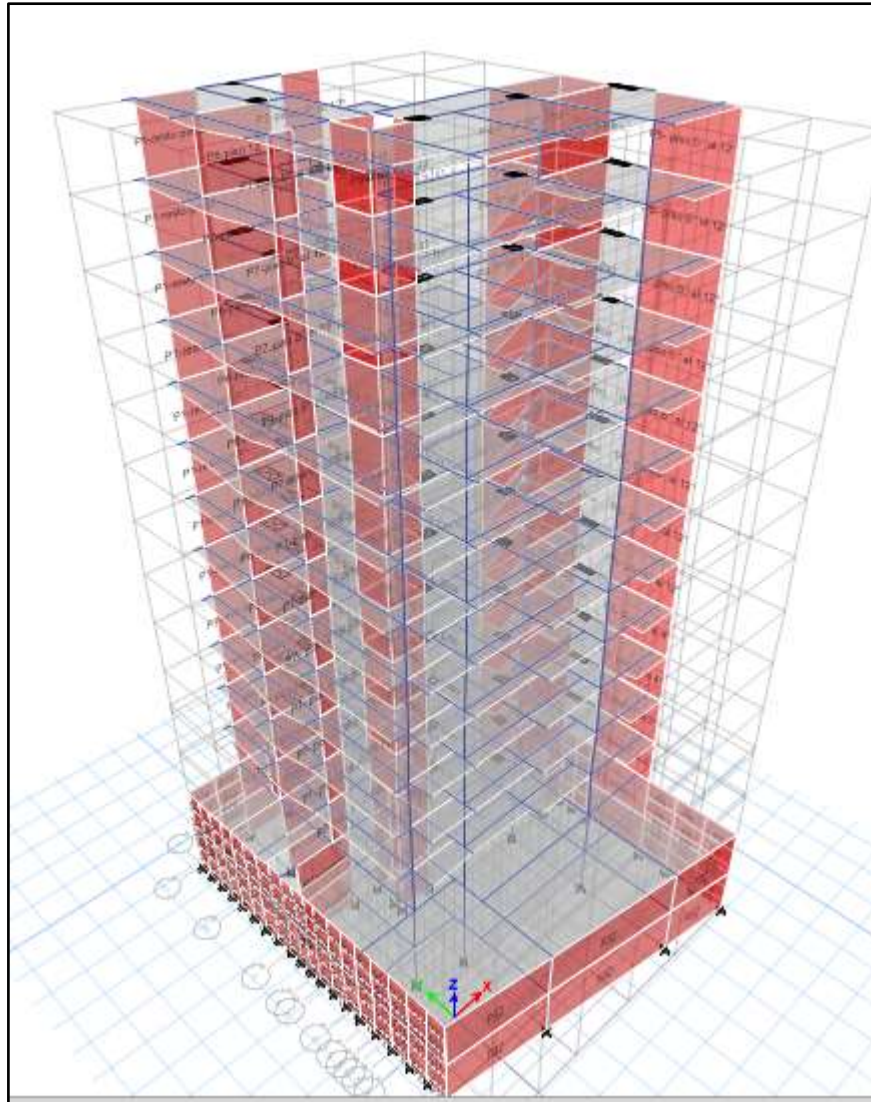


Figura N° 25: Modelo computacional de M1 en ETABS

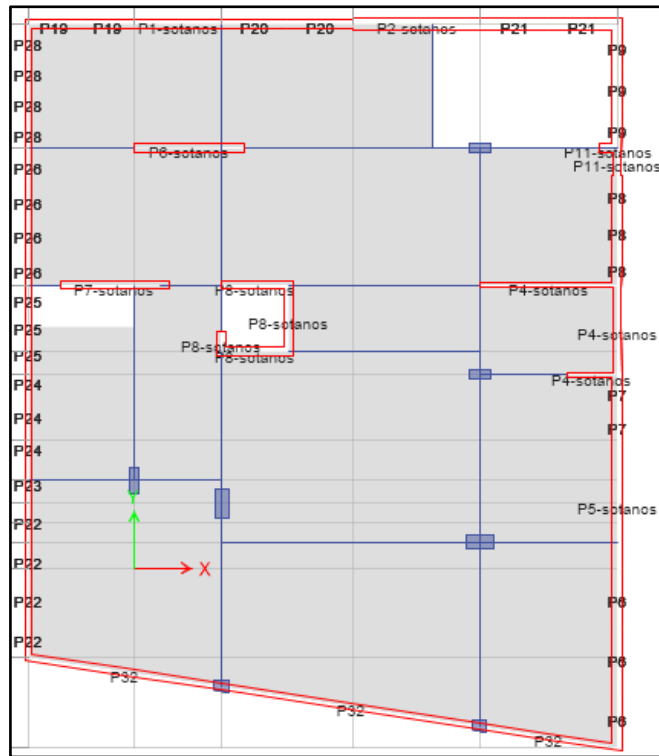


Figura N° 26: Vista en planta de M1 (sótanos) en ETABS

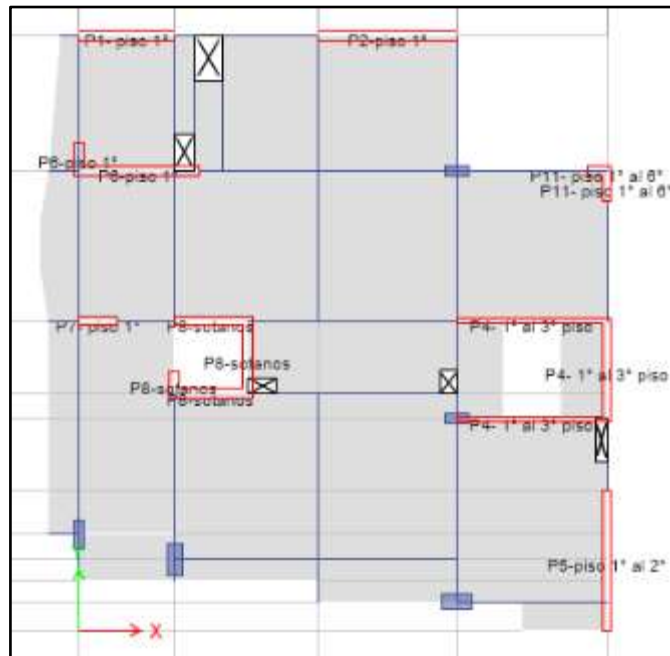


Figura N° 27: Vista en planta de M1 (piso 1° al 6°) en ETABS



Figura N° 28: Vista en planta de M1 (piso 7°) en ETABS

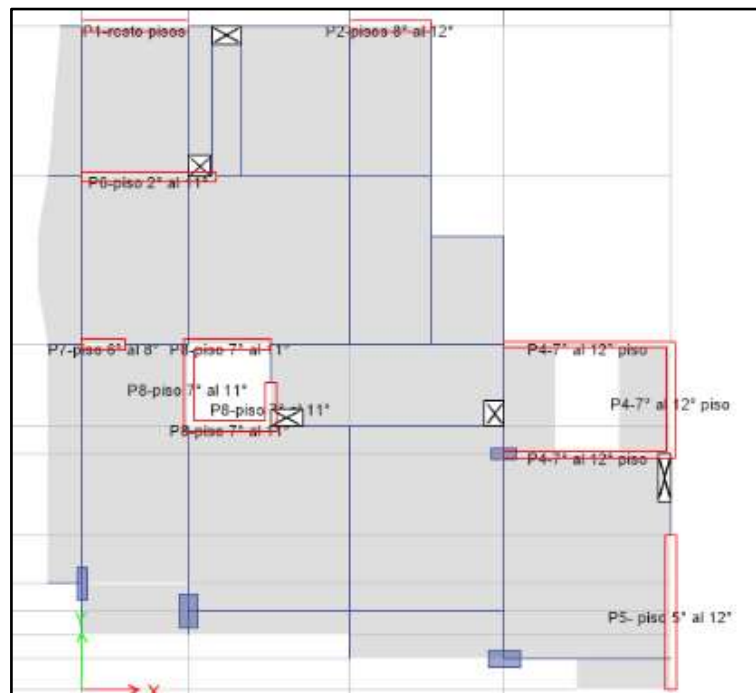


Figura N° 29: Vista en planta de M1 (piso 8° al 9°) en ETABS

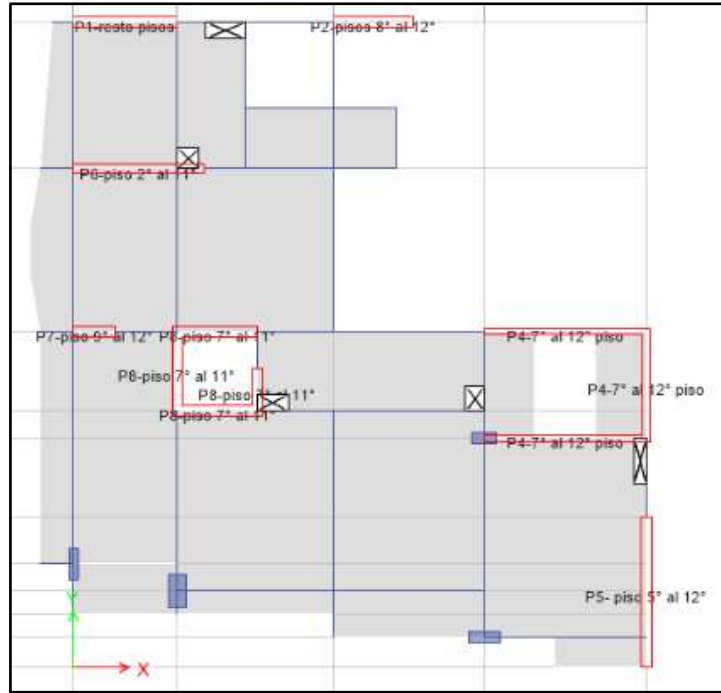


Figura N° 30: Vista en planta de M1 (piso 10° al 11°) en ETABS

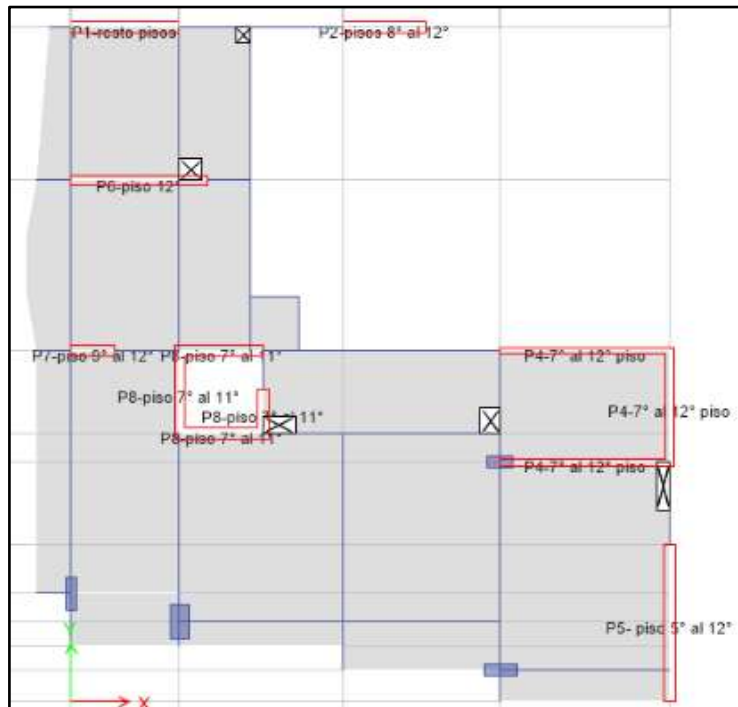


Figura N° 31: Vista en planta de M1 (piso 12°) en ETABS

Como se aprecia, la estructura está conformada principalmente por muros. Por ejemplo, tenemos el muro que corresponde a la escalera.

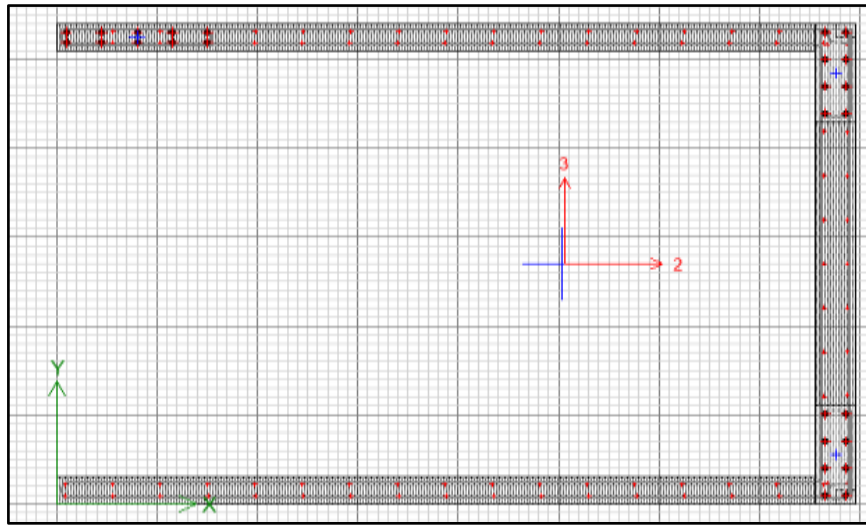


Figura N° 32: Muro de escalera de M1

También tenemos presencia de columnas:

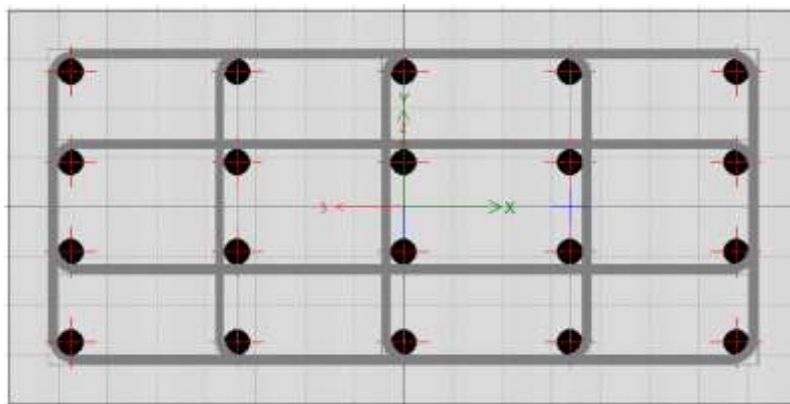


Figura N° 33: Columna 80x40

Para el espectro de respuesta sísmica, se consideran los siguientes datos:

- Sistema estructural: $R_{0x} = 6$; $R_{0y} = 6$
- Irregularidades: Por esquina entrante $I_p = 0,9$
- Ubicación en zona 4. $Z=0.45$
- Uso de vivienda. $U=1$

- Tipo de suelo S1. S=1
- $T_p=0.4$
- $T_l=2.5$
- Altura de edificio = 36.4 m

$$T = \frac{h_n}{60} = \frac{35.4}{60} = 0.607 (\text{en ambas direcciones})$$

$$k = 0.75 + 0.5T = 1.053$$

Como $T_p < T < T_l$, entonces:

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) = 1.6484$$

$$R_x = R_y = 6 \times 0.9 = 5.4$$

$$\frac{ZUCS}{R} = 0.1374$$

Estos datos son ingresados al programa para el sismo estático en X y Y:

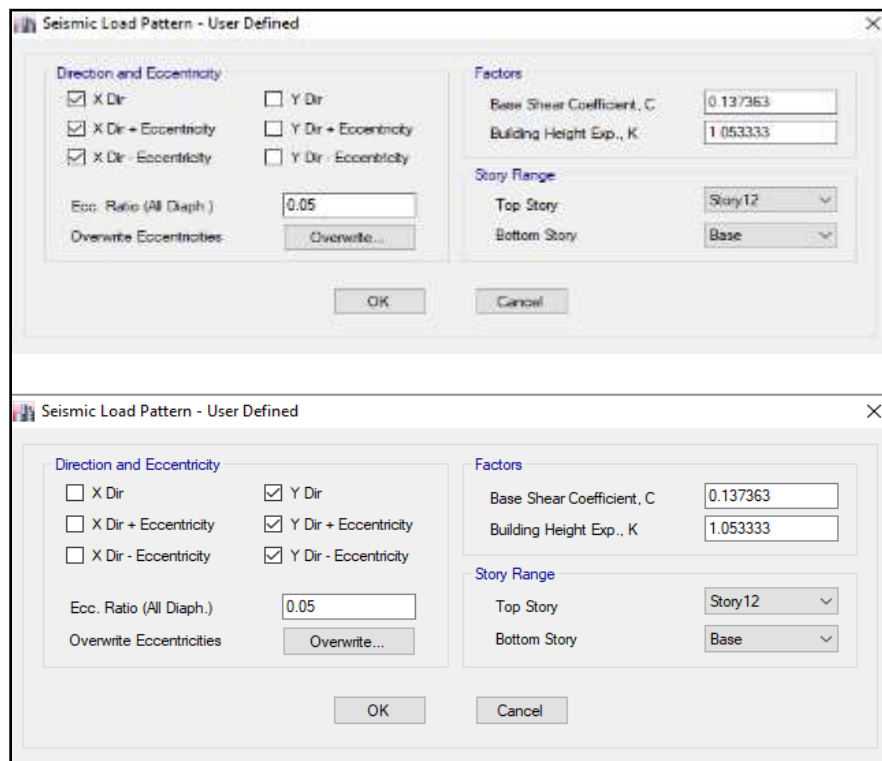


Figura N° 34: Patrones de carga para sismo estático X e Y

Luego se crea la función espectro de respuesta para el análisis modal:

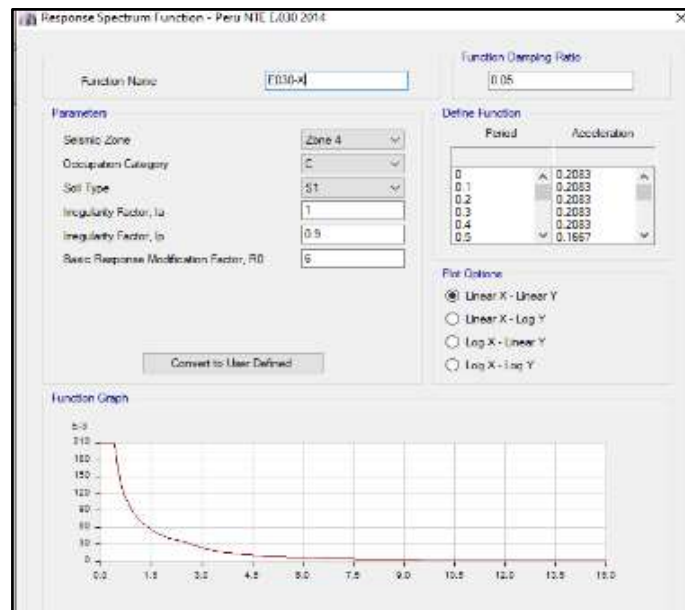


Figura N° 35: Espectro de respuesta E030

Se crea el caso modal:

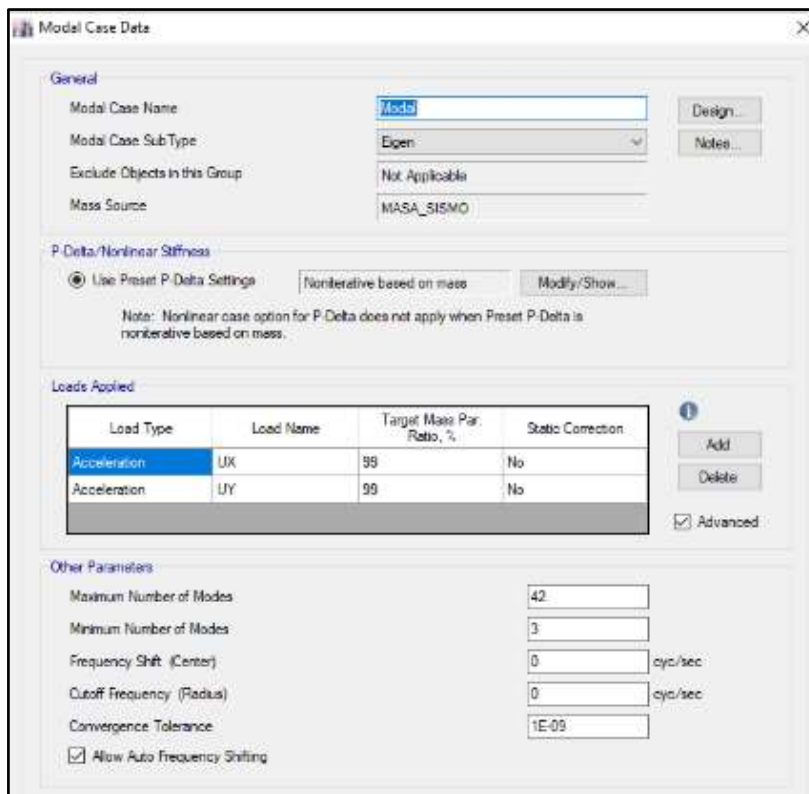


Figura N° 36: Caso modal

Se crea los casos de análisis para espectro de respuesta:

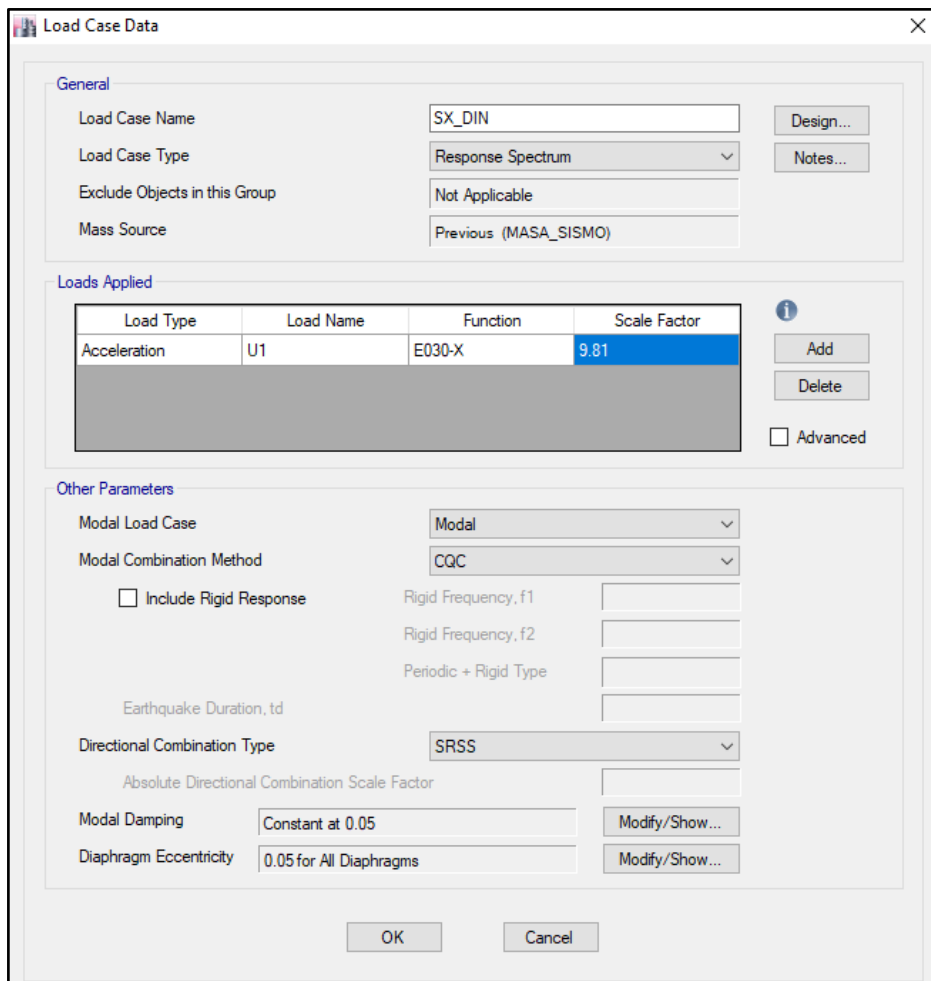


Figura N° 37: Caso espectro de respuesta

De acuerdo a la E030, la configura la masa sísmica:

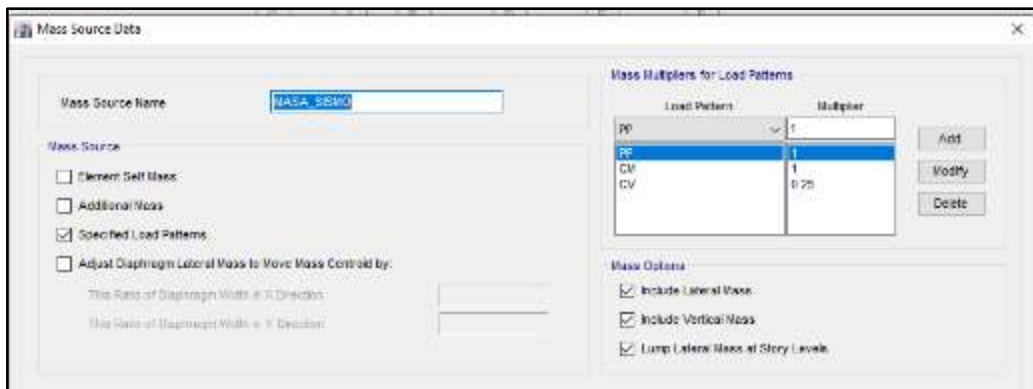


Figura N° 38: Masa para análisis sísmico

Se corre el análisis y se averigua si hay irregularidad torsional.

Tabla N° 9: Irregularidad torsional MI X-X

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum	Average	Ratio
			cm	cm	
Story12	SX_DIN Max	X	0.031537	0.02607	1.21
Story11	SX_DIN Max	X	0.029037	0.023954	1.212
Story10	SX_DIN Max	X	0.02642	0.021743	1.215
Story9	SX_DIN Max	X	0.023687	0.019427	1.219
Story8	SX_DIN Max	X	0.020847	0.017017	1.225
Story7	SX_DIN Max	X	0.01794	0.014563	1.232
Story6	SX_DIN Max	X	0.01499	0.012109	1.238
Story5	SX_DIN Max	X	0.012061	0.009674	1.247
Story4	SX_DIN Max	X	0.009191	0.007298	1.259
Story3	SX_DIN Max	X	0.00645	0.00505	1.277
Story2	SX_DIN Max	X	0.003939	0.003025	1.302
Story1	SX_DIN Max	X	0.001767	0.00134	1.319
Sotano1	SX_DIN Max	X	0.000226	0.000221	1.021
Sotano2	SX_DIN Max	X	7.5E-05	7.1E-05	1.055

Fuente: ETABS

Tabla N° 10: Irregularidad torsional MI Y-Y

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum	Average	Ratio
			cm	cm	
Story12	SY_DIN Max	Y	0.036855	0.02695	1.368
Story11	SY_DIN Max	Y	0.034516	0.025085	1.376
Story10	SY_DIN Max	Y	0.03196	0.023083	1.385
Story9	SY_DIN Max	Y	0.029159	0.020929	1.393
Story8	SY_DIN Max	Y	0.026108	0.018623	1.402
Story7	SY_DIN Max	Y	0.022833	0.016187	1.411
Story6	SY_DIN Max	Y	0.019381	0.013657	1.419
Story5	SY_DIN Max	Y	0.015788	0.011064	1.427
Story4	SY_DIN Max	Y	0.012125	0.008449	1.435
Story3	SY_DIN Max	Y	0.008507	0.005894	1.443
Story2	SY_DIN Max	Y	0.005115	0.003522	1.452
Story1	SY_DIN Max	Y	0.002171	0.001495	1.452
Sotano1	SY_DIN Max	Y	0.000171	0.000152	1.122
Sotano2	SY_DIN Max	Y	6E-05	5.6E-05	1.07

Fuente: ETABS

Como se aprecia, hay valores superiores al 1.3 que manda la E-030 principalmente en la dirección Y, por lo que el $I_p=0.75$. Con esto se corre nuevamente otro análisis.

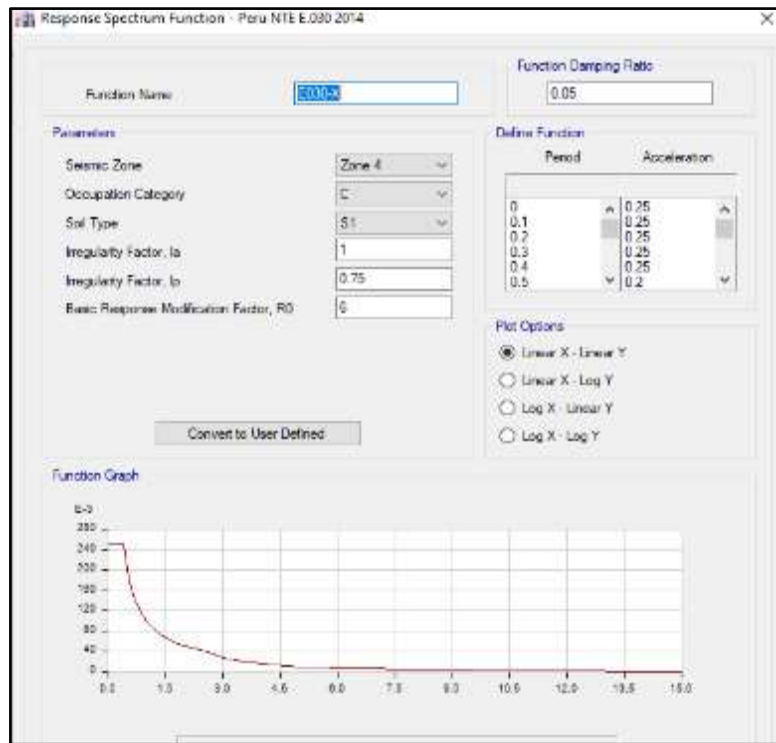


Figura N°39: Nuevo espectro de respuesta E030

Derivas de entepiso:

R_x= 4.5
R_y= 4.5

Tabla N° 11: Derivas de entepiso M1

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Drift * 0.85R		
Story12	SX_DIN Max	X	0.001186	0.005337	<=	0.007
Story11	SX_DIN Max	X	0.001247	0.0056115	<=	0.007
Story10	SX_DIN Max	X	0.001304	0.005868	<=	0.007
Story9	SX_DIN Max	X	0.001354	0.006093	<=	0.007
Story8	SX_DIN Max	X	0.00138	0.00621	<=	0.007
Story7	SX_DIN Max	X	0.001394	0.006273	<=	0.007
Story6	SX_DIN Max	X	0.001375	0.0061875	<=	0.007
Story5	SX_DIN Max	X	0.00134	0.00603	<=	0.007
Story4	SX_DIN Max	X	0.001273	0.0057285	<=	0.007
Story3	SX_DIN Max	X	0.001163	0.0052335	<=	0.007
Story2	SX_DIN Max	X	0.001005	0.0045225	<=	0.007
Story1	SX_DIN Max	X	0.00072	0.00324	<=	0.007

Sotano1	SX_DIN Max	X	7.30E-05	0.0003285	<=	0.007
Sotano2	SX_DIN Max	X	3.70E-05	0.0001665	<=	0.007
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Drift * 0.85R		
Story12	SY_DIN Max	Y	0.001198	0.005391	<=	0.007
Story11	SY_DIN Max	Y	0.001323	0.0059535	<=	0.007
Story10	SY_DIN Max	Y	0.001448	0.006516	<=	0.007
Story9	SY_DIN Max	Y	0.001559	0.0070155	>	0.007
Story8	SY_DIN Max	Y	0.001644	0.007398	>	0.007
Story7	SY_DIN Max	Y	0.001701	0.0076545	>	0.007
Story6	SY_DIN Max	Y	0.001746	0.007857	>	0.007
Story5	SY_DIN Max	Y	0.001762	0.007929	>	0.007
Story4	SY_DIN Max	Y	0.001729	0.0077805	>	0.007
Story3	SY_DIN Max	Y	0.001614	0.007263	>	0.007
Story2	SY_DIN Max	Y	0.001398	0.006291	<=	0.007
Story1	SY_DIN Max	Y	0.000929	0.0041805	<=	0.007
Sotano1	SY_DIN Max	Y	5.10E-05	0.0002295	<=	0.007
Sotano2	SY_DIN Max	Y	2.80E-05	0.000126	<=	0.007

Fuente: ETABS

Tabla N° 12: Irregularidad torsional MI X-X

Story	Load Case/Comb o	Direction	Maximum	Average	Ratio
			m	m	
Story12	SX_DIN Max	X	0.037845	0.031284	1.21
Story11	SX_DIN Max	X	0.034845	0.028745	1.212
Story10	SX_DIN Max	X	0.031703	0.026092	1.215
Story9	SX_DIN Max	X	0.028425	0.023312	1.219
Story8	SX_DIN Max	X	0.025016	0.020421	1.225
Story7	SX_DIN Max	X	0.021528	0.017475	1.232
Story6	SX_DIN Max	X	0.017988	0.014531	1.238
Story5	SX_DIN Max	X	0.014473	0.011609	1.247
Story4	SX_DIN Max	X	0.011029	0.008758	1.259
Story3	SX_DIN Max	X	0.00774	0.00606	1.277
Story2	SX_DIN Max	X	0.004727	0.00363	1.302
Story1	SX_DIN Max	X	0.00212	0.001607	1.319
Sotano1	SX_DIN Max	X	0.000271	0.000265	1.021
Sotano2	SX_DIN Max	X	9.00E-05	8.60E-05	1.055

Fuente: ETABS

Tabla N° 13: Irregularidad torsional M1 Y-Y

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum	Average	Ratio
			m	m	
Story12	SY_DIN Max	Y	0.044226	0.03234	1.368
Story11	SY_DIN Max	Y	0.041419	0.030102	1.376
Story10	SY_DIN Max	Y	0.038352	0.027699	1.385
Story9	SY_DIN Max	Y	0.03499	0.025115	1.393
Story8	SY_DIN Max	Y	0.03133	0.022347	1.402
Story7	SY_DIN Max	Y	0.0274	0.019424	1.411
Story6	SY_DIN Max	Y	0.023257	0.016388	1.419
Story5	SY_DIN Max	Y	0.018946	0.013277	1.427
Story4	SY_DIN Max	Y	0.01455	0.010139	1.435
Story3	SY_DIN Max	Y	0.010208	0.007073	1.443
Story2	SY_DIN Max	Y	0.006138	0.004226	1.452
Story1	SY_DIN Max	Y	0.002605	0.001794	1.452
Sotano1	SY_DIN Max	Y	0.000205	0.000183	1.122
Sotano2	SY_DIN Max	Y	7.20E-05	6.70E-05	1.07

Fuente: ETABS

Para realizar el análisis Pushover al modelo M1, antes de asignar rótulas plásticas a las columnas, vigas y muros, se debe calcular las fuerzas equivalentes de carga monotónica y crear casos de análisis no lineal. El procedimiento es como sigue:

El período fundamental se halla con la siguiente expresión:

$$T = C_t x h^x = 0.0488 x h^{0.75} = 0.723179089 \text{ seg}$$

De acuerdo al ASCE, para hallar las fuerzas laterales equivalentes, se debe hallar el valor del exponente k, el cual está entre 1 cuando T=0.5 seg y 2.5 cuando T=2.5 seg, para valores intermedio se halla mediante interpolación lineal.

T (seg)	k
2.5	2
0.72317909	k
0.5	1

$$\frac{(2.5 - 0.5)}{0.72317909 - 0.5} = \frac{2 - 1}{k - 1}$$

$$k = 1.11158954$$

Tabla N° 14: Fuerzas equivalentes para carga lateral Pushover

	h (acum)	$P_i = Masa \left(\frac{ton - seg^2}{cm} \right)$	$P_i x h^k$	$\frac{P_i x h^k}{\sum P_i x h^k}$
Story12	36.4	0.142695	7.7573383	0.089430383
Story11	33.8	0.205696	10.2980184	0.118720584
Story10	31.2	0.197606	9.05079549	0.104341989
Story9	28.6	0.227097	9.44262304	0.108859168
Story8	26	0.227504	8.50860997	0.09809141
Story7	23.4	0.239453	7.96574342	0.091832979
Story6	20.8	0.259835	7.58303521	0.087420932
Story5	18.2	0.260869	6.56303399	0.07566186
Story4	15.6	0.260869	5.52951833	0.063746987
Story3	13	0.260869	4.51512998	0.052052623
Story2	10.4	0.260908	3.52379814	0.040624065
Story1	7.8	0.261151	2.56173809	0.029532967
Sotano1	5.2	0.363567	2.27240788	0.026197427
Sotano2	2.6	0.404437	1.16985198	0.013486625
			86.7416422	

Fuente: Elaboración propia

Los valores normalizados obtenidos, se ingresan como carga lateral en el programa:

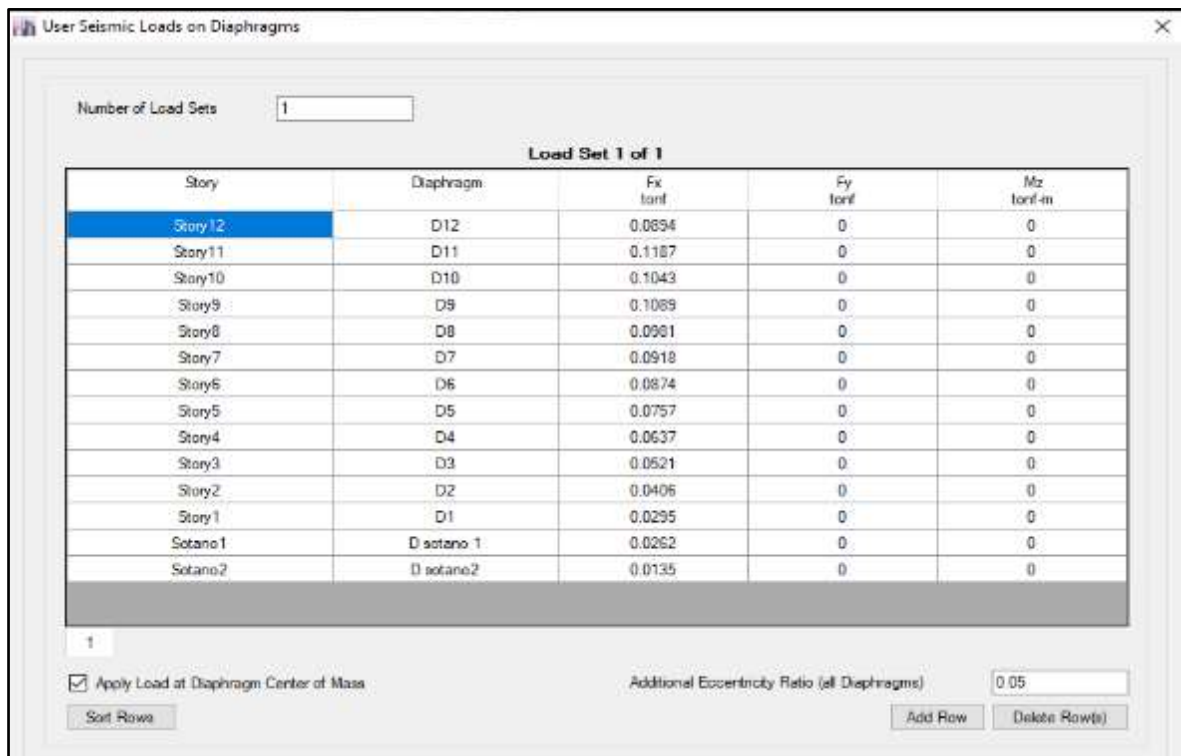


Figura N° 40: Patrones de carga lateral

Definimos los casos de carga gravitacional no lineal (GNLX) y carga lateral no lineal (PUSH-NLX):

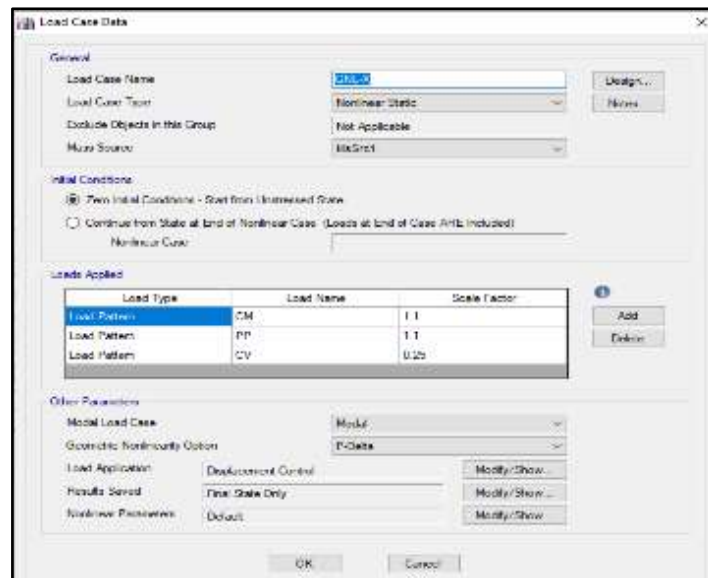


Figura N° 41: Caso de carga gravitacional no lineal X-X

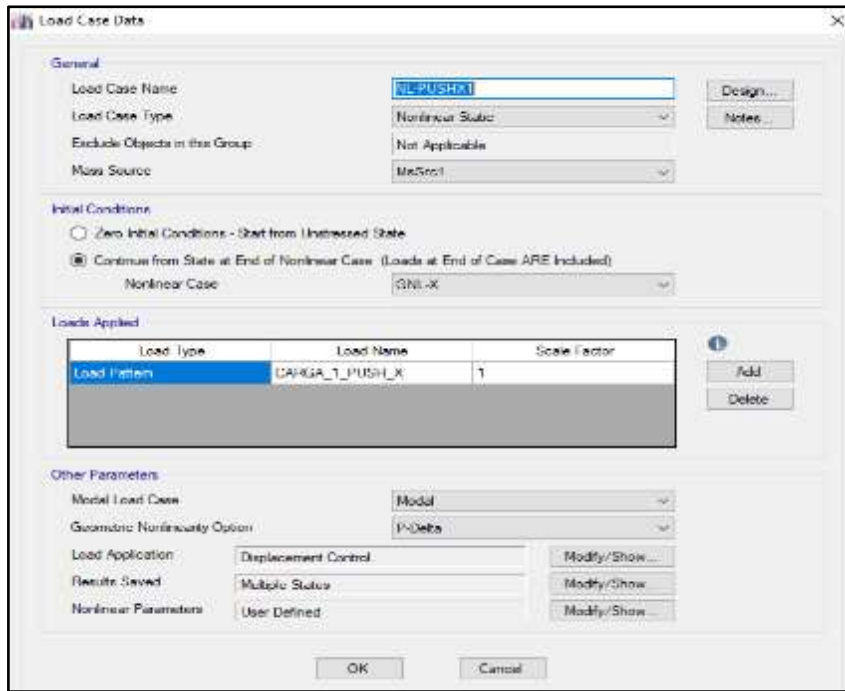


Figura N° 42: Caso de carga lateral no lineal X-X

El desplazamiento de control será el 4% de la altura total del edificio:

$$4\% * 36.4m = 1.456m$$

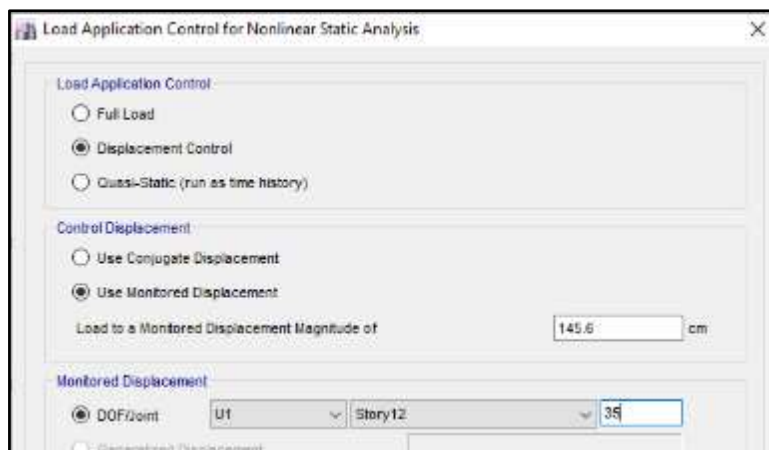


Figura N° 43: Desplazamiento de control

Se definen los espectros de demanda sísmica según el ASCE con períodos de retorno de $T=475$, 1000 y 2475 años. Los valores de aceleración del terreno para períodos cortos con $T \leq 0.02$ seg y $T=1$ seg fueron sacados del mapa de isoaceleraciones espectrales elaborado por el CISMID (ver Anexo N°6)

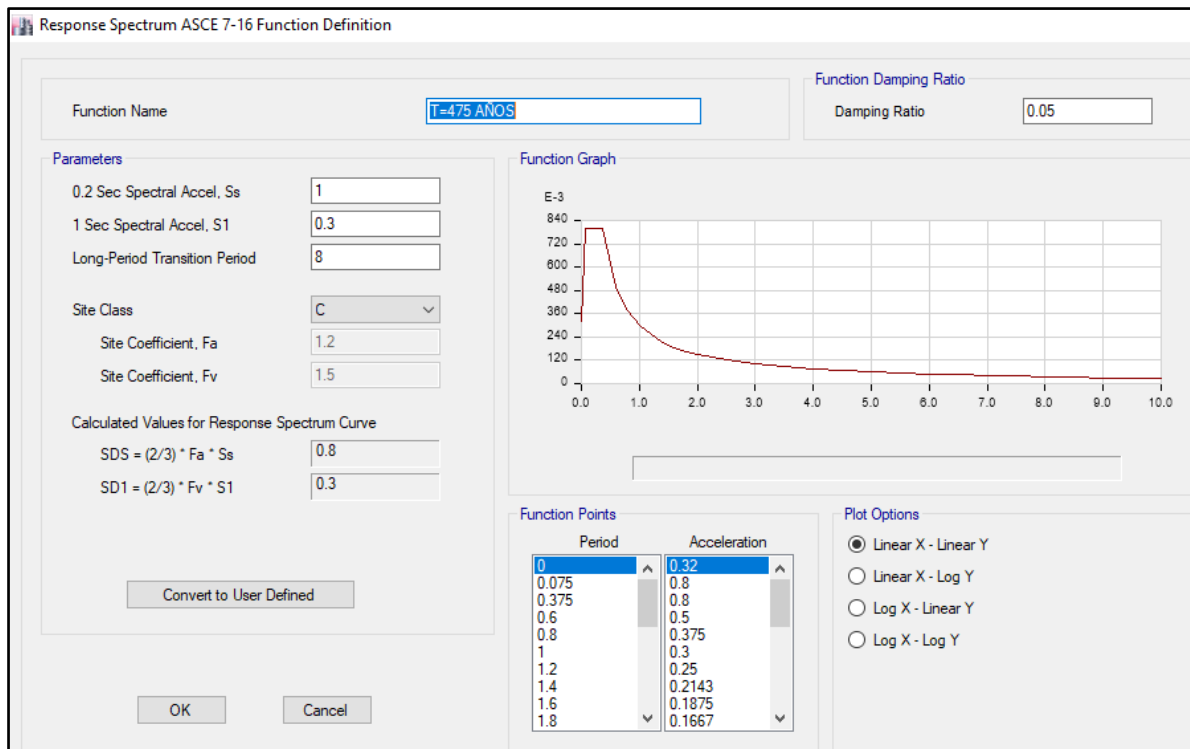


Figura N° 44: Espectro de diseño con $T_{\text{retorno}}=475$ años

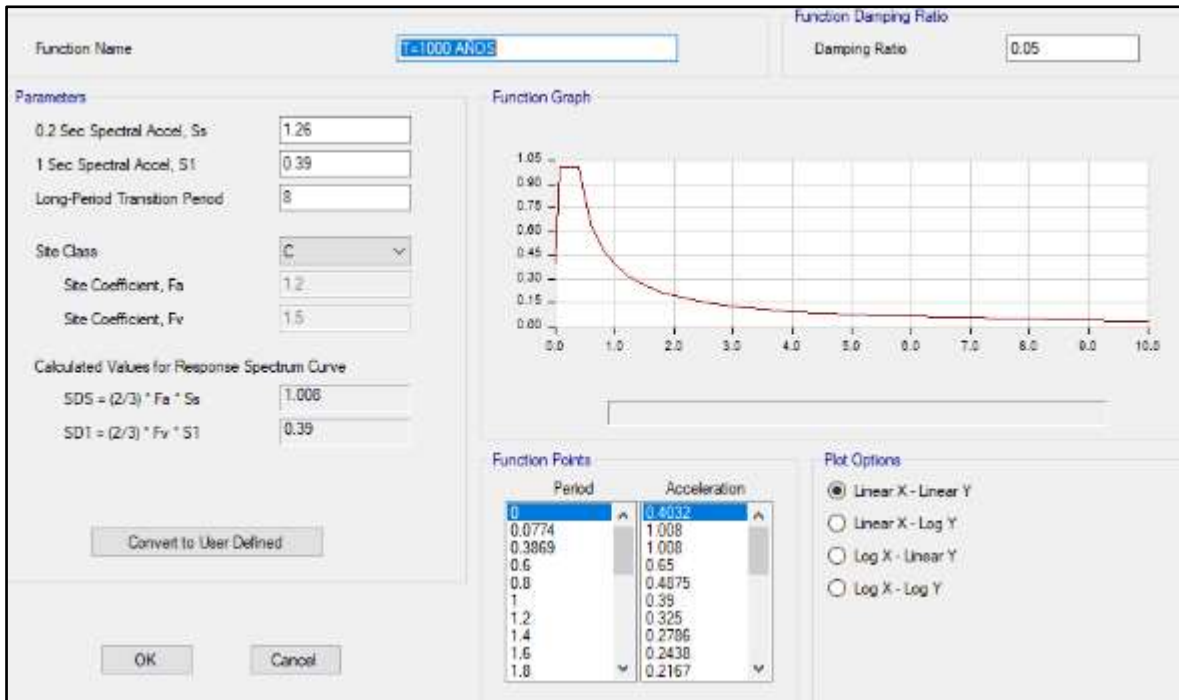


Figura N° 45: Espectro de diseño con $T_{\text{retorno}}=1000$ años

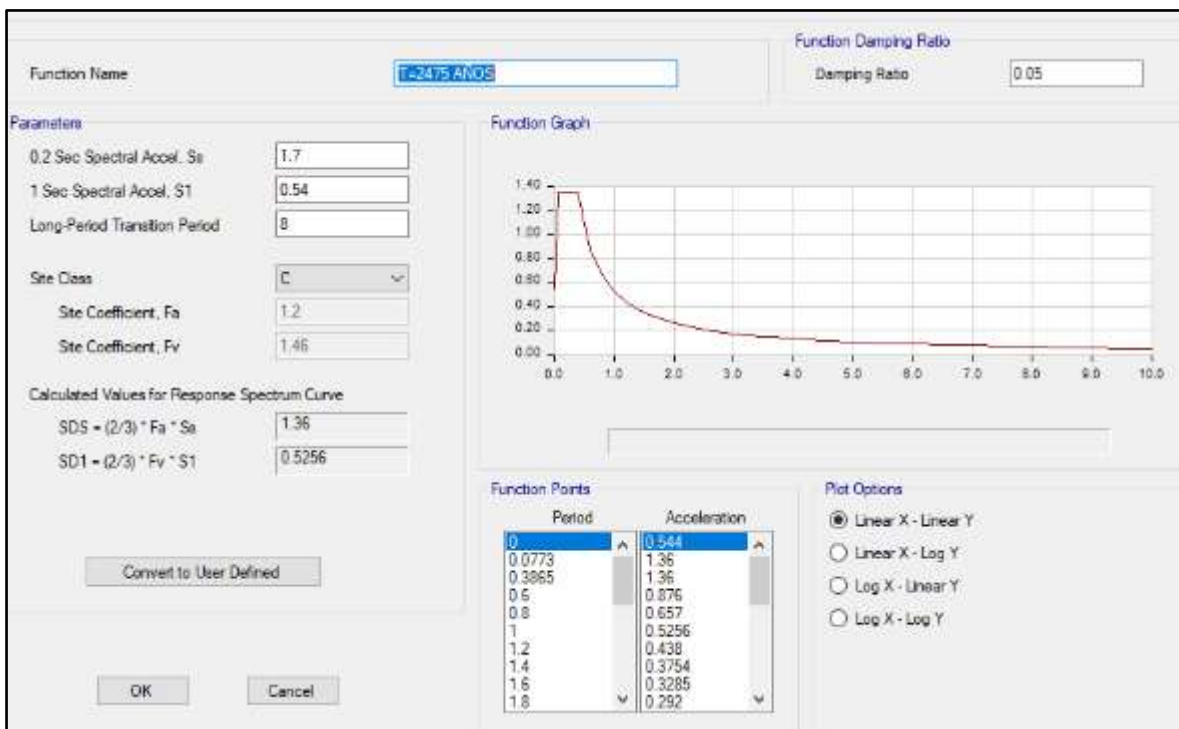


Figura N° 46: Espectro de diseño con $T_{\text{retorno}}=2475$ años

Los espectros de demanda sísmica y casos de análisis no lineal son los mismos para todos los modelos de esta tesis, así que no se volverán a detallar más adelante.

Una vez definido los espectros de demanda y casos de análisis no lineal, se procede a asignar rótulas plásticas a los elementos estructurales. Para la columna C_80x40 cm2:

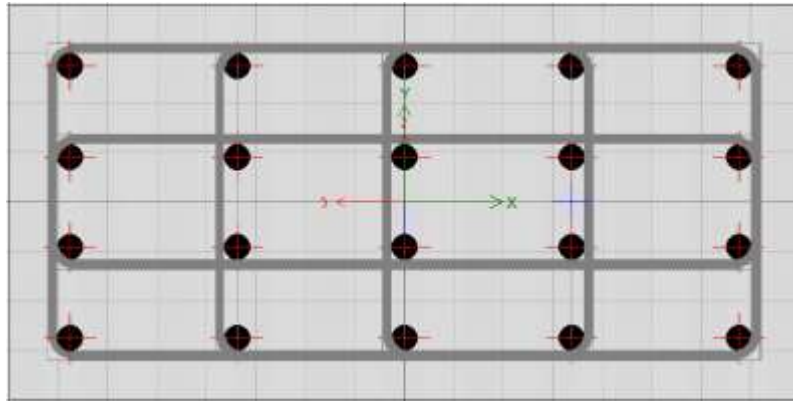


Figura N° 47: Columna C_80x40

$$b \times h = 80 \times 40 \text{ cm}^2$$

$$f'c = 245 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$fy = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$As = 20\emptyset 1" = 20 \times 5.1 = 102 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{102}{40 \times 80} \times 100\% = 3.19\%$$

$$\text{Punto de fluencia} = 34.23 \text{ ton} - \text{m}$$

Su diagrama momento curvatura:

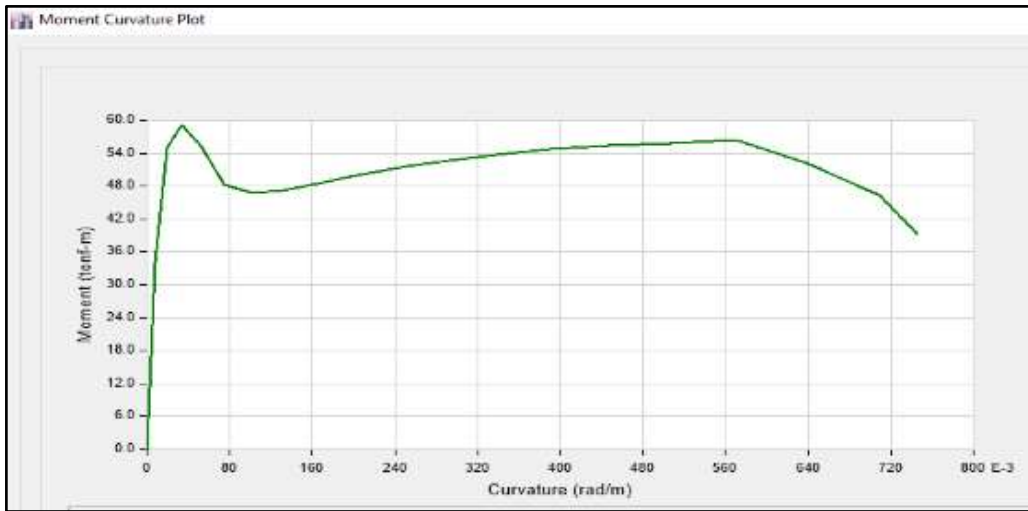


Figura N°48: Diagrama momento curvatura Columna C_80x40

Tabla N° 15: Momento curvatura columna C_80x40

Punto	M (ton-m)	Curvatura (rad/m)
1	0	0
2	34.2278	0.008
3	54.9027	0.019
4	59.1089	0.034
5	55.1764	0.053
6	48.3474	0.075
7	46.7788	0.101
8	47.1625	0.131
9	48.3612	0.165
10	49.9897	0.203
11	51.3185	0.244
12	51.9628	0.266
13	53.711	0.338
14	54.8099	0.39
15	55.3367	0.446
16	55.8876	0.506
17	56.5227	0.57
18	52.2776	0.638
19	46.4213	0.709
20	39.1724	0.746

Fuente: Etabs

Para asignar las rótulas plásticas a la columna C_80x40 cm2, seleccionamos el elemento y vamos al menú Assing-Frame-Hinge. Se asignan rótulas a una distancia de 5% y 95% de la longitud libre del elemento. Este proceso es similar en todos los modelos.

The screenshot shows a software interface for assigning plastic hinges to a column. The interface is organized into several sections:

- Auto Hinge Type:** A dropdown menu set to "From Tables In ASCE 41-17".
- Select a Hinge Table:** A dropdown menu set to "Table 10-8 and 10-9 (Concrete Columns)".
- Degree of Freedom:** Radio buttons for M2, M3, M2-M3, P-M2, P-M3, P-M2-M3, and Parametric P-M2-M3. The "P-M2-M3" option is selected.
- P Values From:** Radio buttons for "Case/Combo" (selected) and "User Value". Below are dropdown menus for "Gravity" (set to "GNL-X") and "Gravity + Lateral" (set to "GNLX+NLX").
- Concrete Column Behavior:** Radio buttons for "Not Controlled by Inadequate Development or Splicing" (selected) and "Controlled by Inadequate Development or Splicing".
- Shear Reinforcing Ratio $p = A_v / (b_w * s)$:** Radio buttons for "From Current Design" (selected) and "User Value" (with an input field).
- Shear Demand at Flexural Yielding / Shear Capacity (V_yE / V_{colDE}):** Radio buttons for "Program Calculated" (selected), "User-specified Shear Demand, V_yE ", and "User-specified Ratio, V_yE / V_{colDE} ". Below are input fields for V2 and V3 for each option.
- Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity:** Radio buttons for "Drops Load After Point E" (selected) and "Is Extrapolated After Point E".
- Shear Reinforcement Spacing Ratio (s/d):** Radio buttons for "From Current Design" (selected) and "User Value" (with an input field).

Figura N° 49: Asignación de rótulas a columna C_80x40

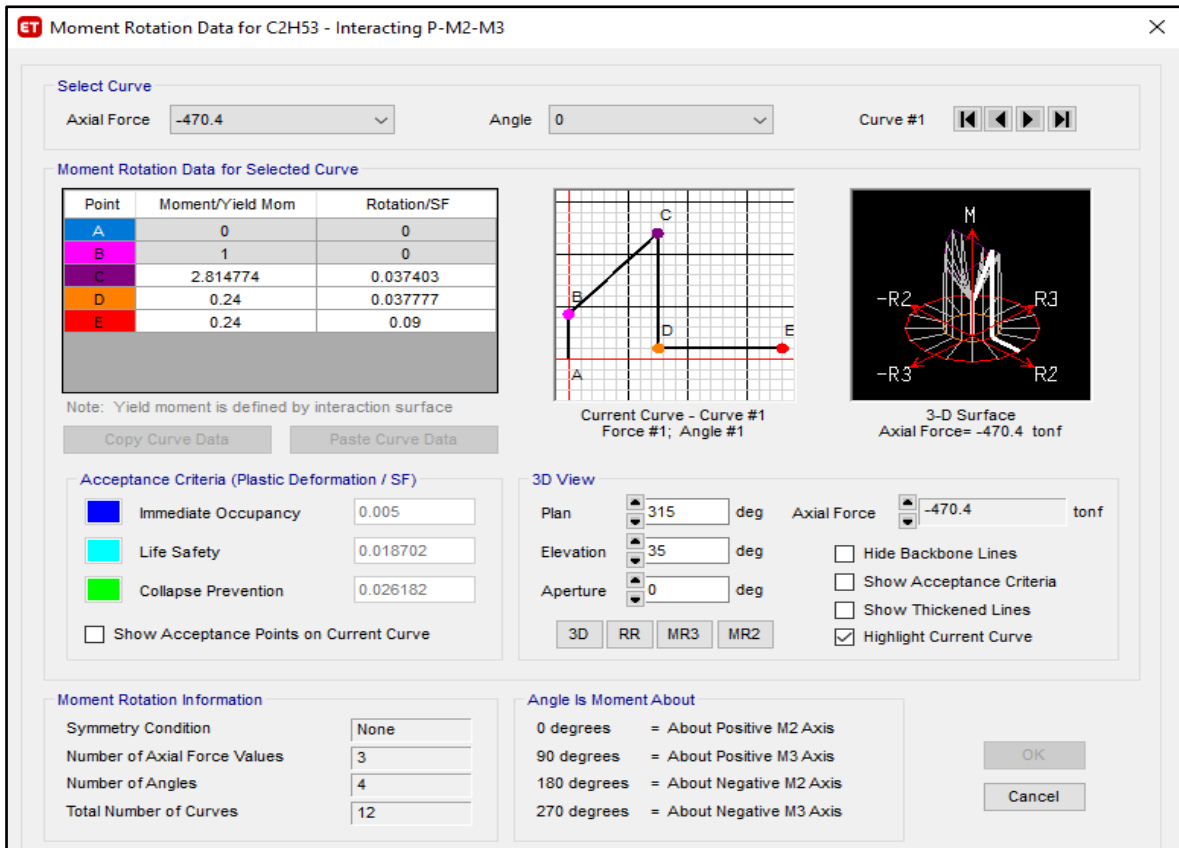


Figura N° 50: Diagrama de momento rotación para rótula plástica Col 80x40

Para las vigas, tomamos como ejemplo a la viga VT1-07 (25x50 cm²), la asignación de rótulas se hace al 5% y 95% de la longitud del elemento. Su $M_y=9.95$ ton-m

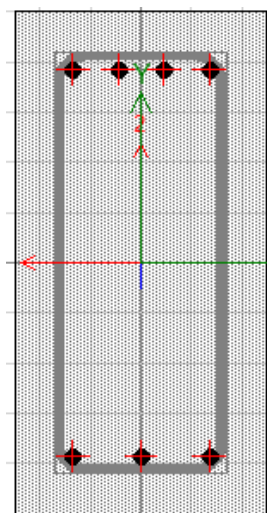


Figura N° 51 : Viga VT1-07 (25x50)

$$f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$As = 7\emptyset 5/8" = 7 * 1.99 = 13.93 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{13.93}{25 \times 50} = 0.0111$$

Punto de fluencia = 9.95 ton – m

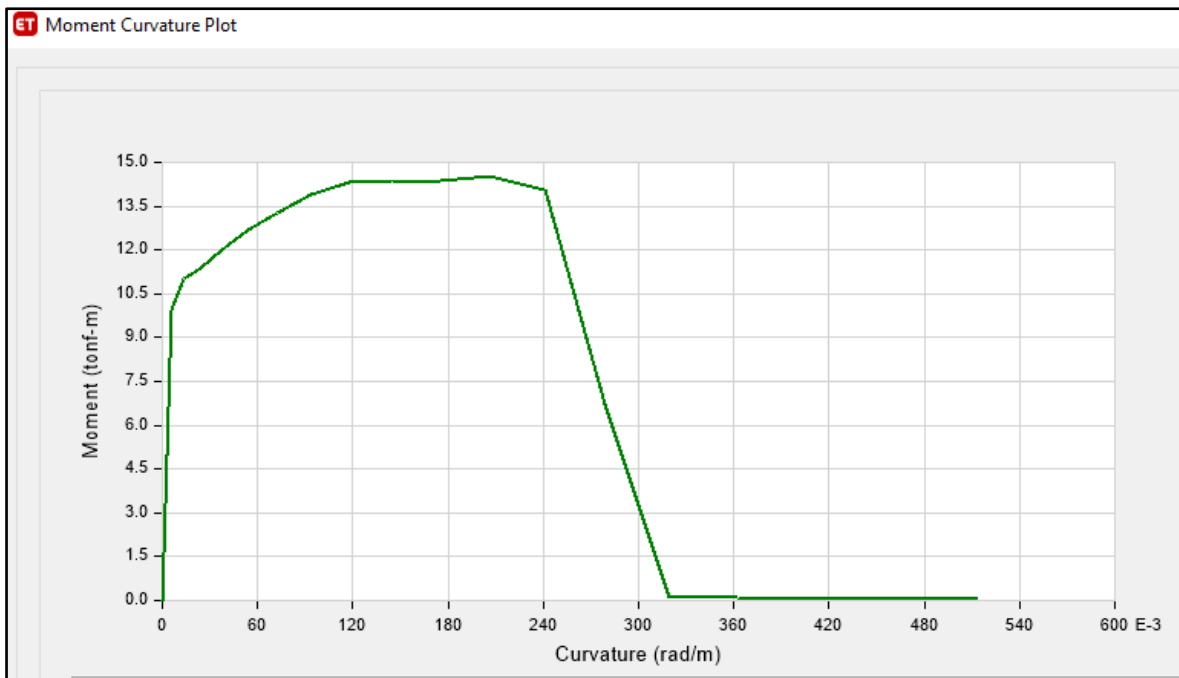


Figura N° 52: Diagrama Momento curvatura viga VT-07

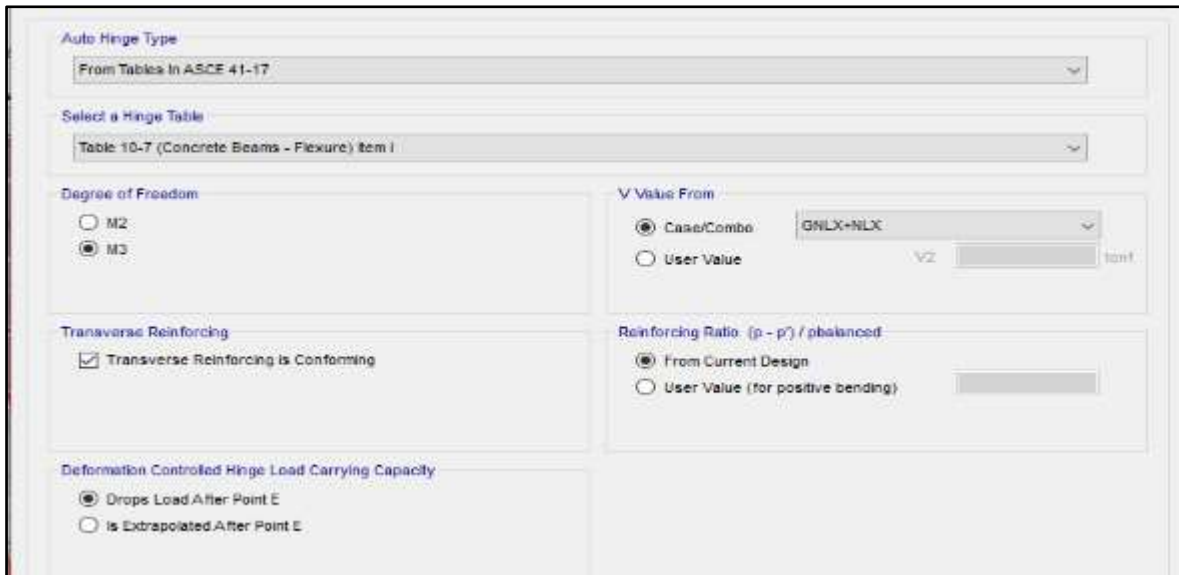


Figura N° 53: Asignación de rótula en vigas

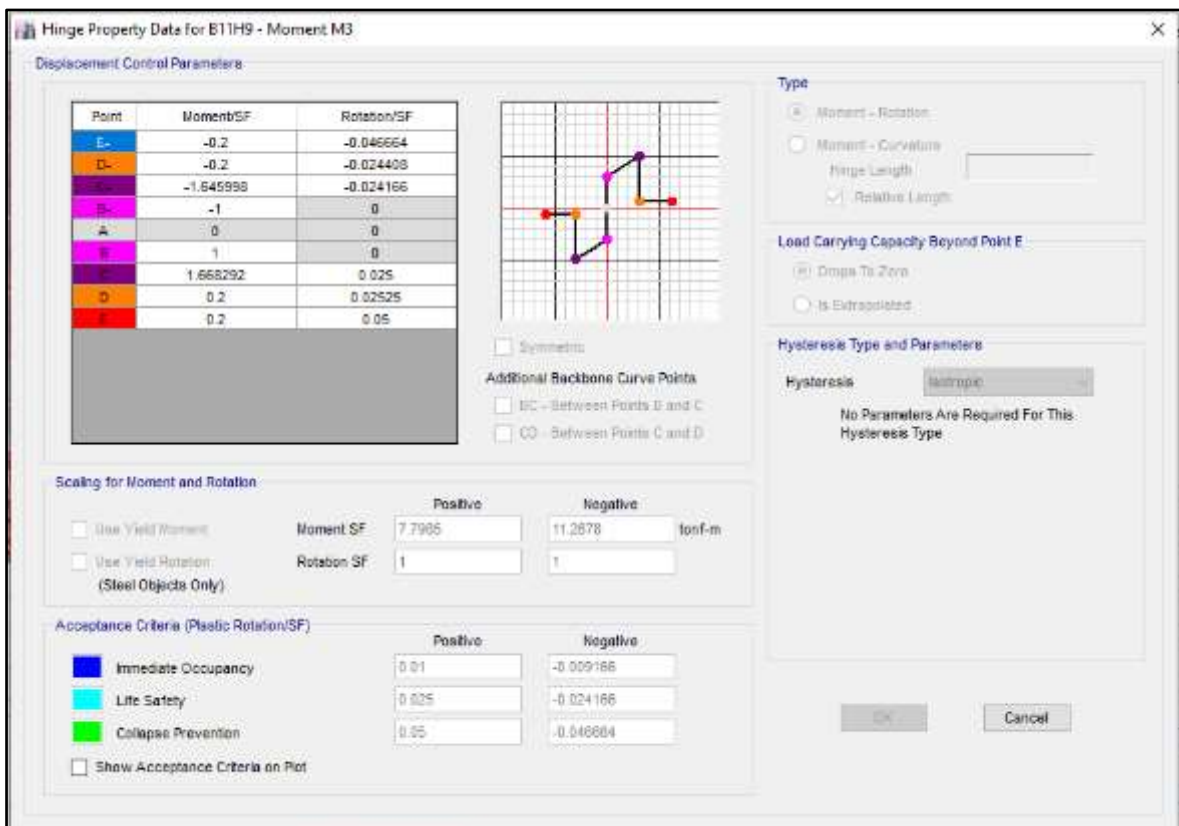


Figura N° 54: Detalle de rótula plástica en viga

Para los muros de concreto, tomamos el muro P5 (sótanos):

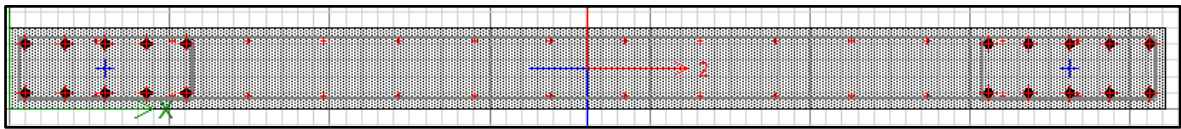


Figura N° 55: Muro P5 (sótanos)

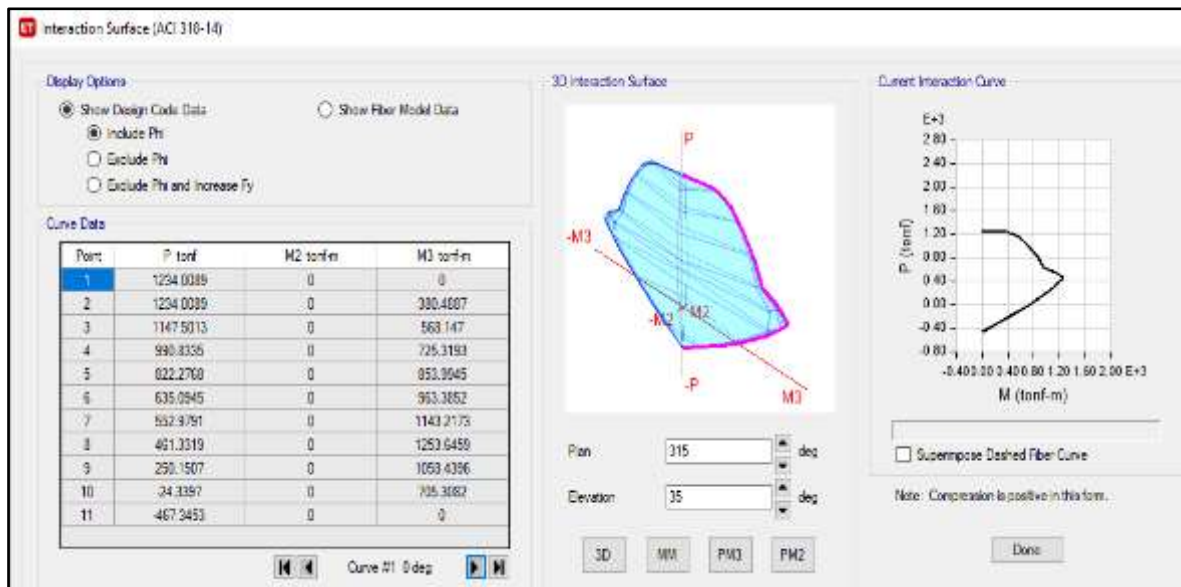


Figura N° 56: Diagrama de interacción de muro P5 (sótanos)

Ahora asignamos la rótula al muro P5 (sótanos):

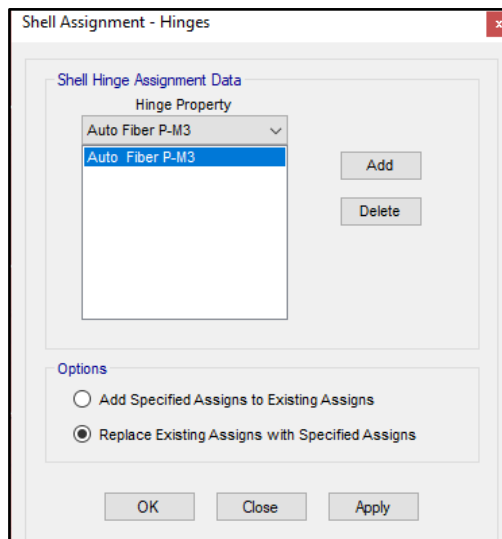


Figura N° 57: Asignación de rótula a muro P5 (sótanos)

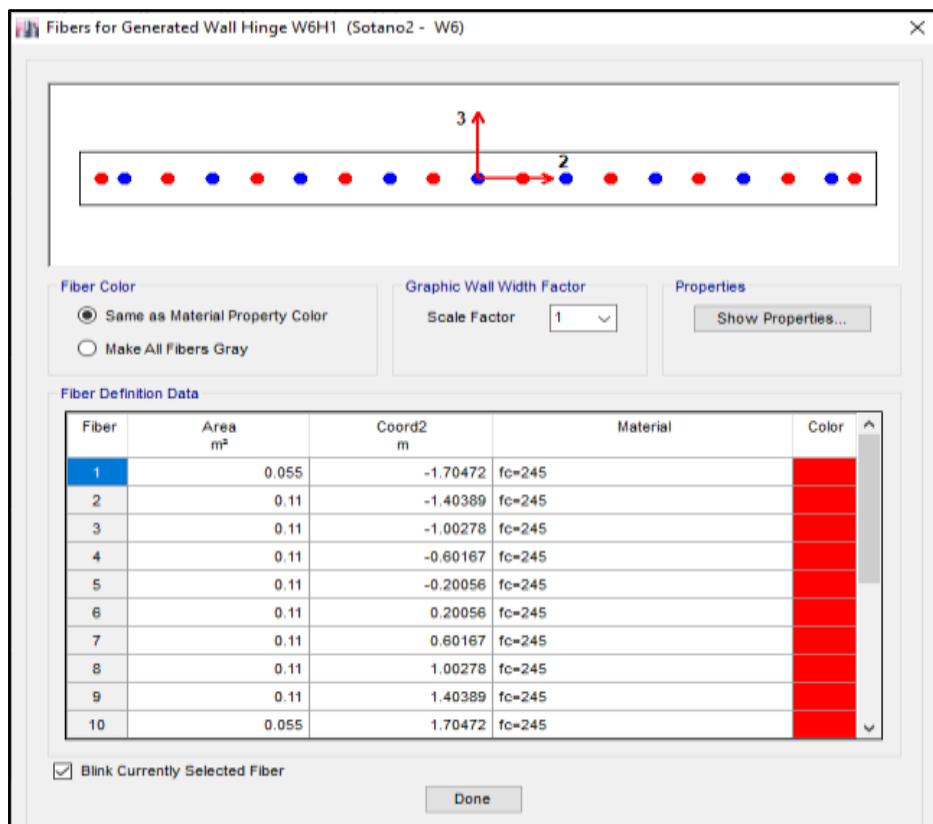


Figura N° 58: Detalle de rótula en muro P5 (sótanos)

3.1.2. Modelo M2

El modelo M2 consistió en reforzar la estructura original adicionándole columnas compuestas SRC de 25x70 cm² y 25x50 cm.

La columna SRC 25x70 cm² (del sótano 2 al 3° piso) tiene las siguientes características:

- Perfil W18"x6"x40: 45.5 cm de alto, 15.3 cm de ancho, espesor de alma de 8 mm, espesor de ala de 13.3 mm, $A_s = 76.13 \text{ cm}^2$, tipo de acero A992 grado 50
- Concreto $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo: 8 barras de 5/8", con estribo de 3/8"

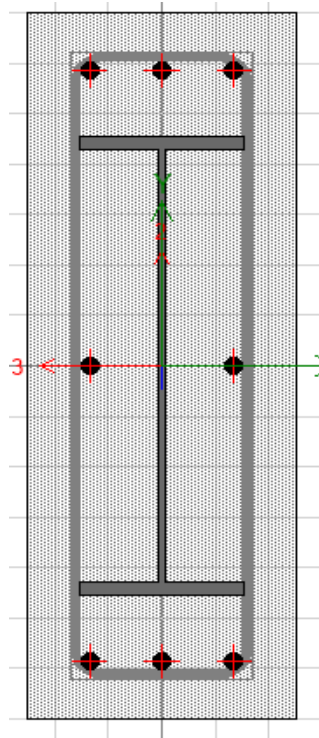


Figura N° 59: Columna SRC 25x70 cm²

Esta columna cumple con las especificaciones del AISC-360:

$$f'_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{y\text{acero corrugado}} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{y\text{perfil estructural}} = 3518.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{S\text{perfil estructural}} = 76.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{S\text{acero corrugado}} = 6 \times 1.99 = 11.94 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{perfil estructural}} = \frac{76.13}{25 \times 70} = 0.044 \geq 0.001$$

$$\rho_{\text{acero corrugado}} = \frac{11.94}{25 \times 70} = 0.007 \geq 0.004$$

$$\text{Punto de fluencia}_{P=300 \text{ ton}} = 8.36 \text{ ton} - \text{m}$$

La capacidad de la columna se obtiene de su diagrama de interacción:

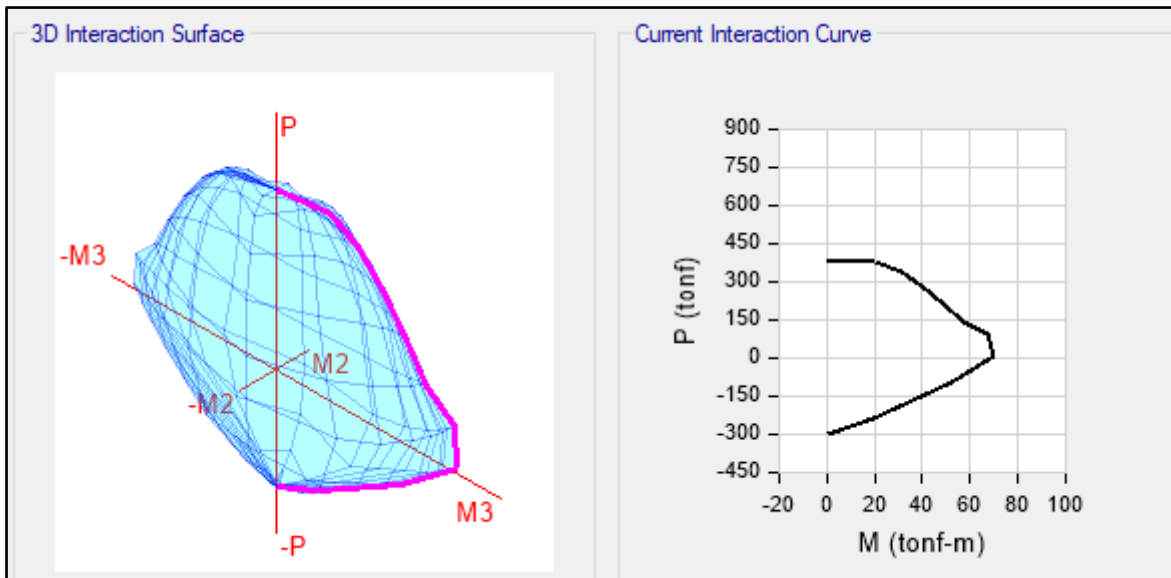


Figura N° 60: Diagrama de interacción de columna SRC 25x70 cm2

Tabla N° 16: Diagrama de interacción col SRC 25x70

P (ton)	M (ton-m)
377.4625	0
377.4625	20.638
336.8146	30.8817
281.7504	39.9907
216.1327	48.4595
142.1506	56.9983
91.2446	67.3654
11.1002	70.1715
-91.9954	51.9189
-233.7487	19.6475
-297.9362	0

Fuente: Etabs

El diagrama momento curvatura, considerando una carga axial P=300 ton.

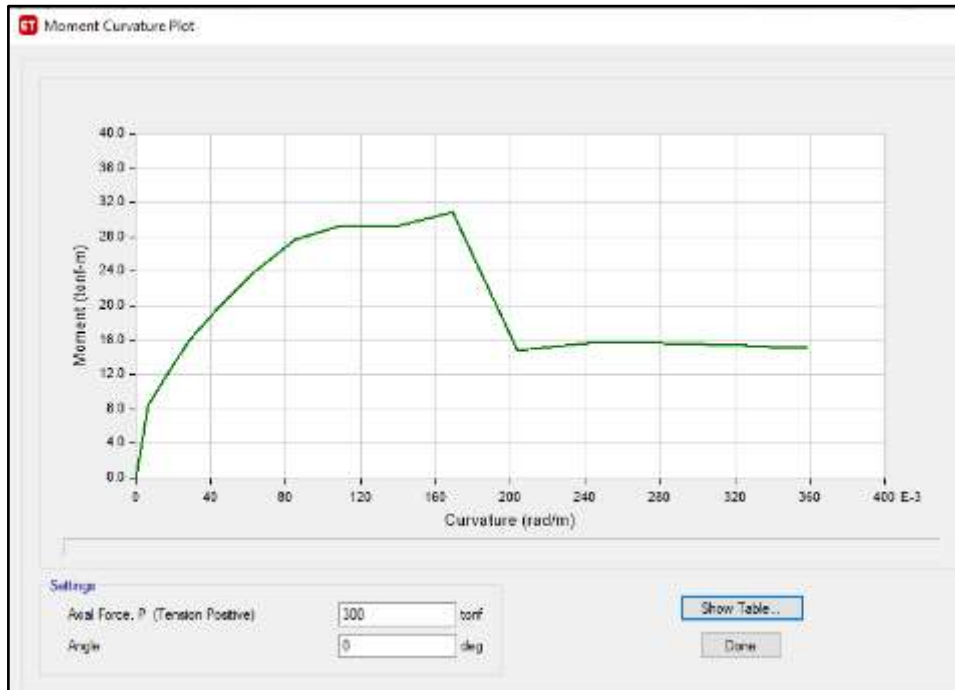


Figura N° 61: Diagrama momento-curvatura col SRC 25x70

Tabla N° 17: *Momento curvatura col SRC 25x70*

Punto	M (ton-m)	Curvatura (rad/m)
1	0	0
2	8.3606	0.006
3	11.5436	0.016
4	15.9015	0.028
5	19.6795	0.044
6	23.8524	0.063
7	27.7096	0.085
8	29.409	0.11
9	29.1908	0.138
10	30.9747	0.169
11	14.8136	0.204
12	15.7342	0.241
13	15.7126	0.282
14	15.3216	0.326
15	15.1506	0.35
16	15.0895	0.359

Fuente: Etabs

La columna SRC 25x50 cm² (del 4° al 12° piso) consta de un perfil W14"x5"x26 de acero tipo A992 grado 50: 35.3 cm de alto, 12.8 cm de ancho, espesor de alma de 6.48 mm, espesor de ala de 10.7 mm. Lleva 8 fierros de 5/8" de acero corrugado como refuerzo de acero corrugado grado 60.

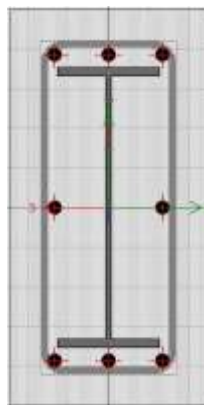


Figura N° 62: Columna SRC 25x50

$$f'c = 280 \frac{kg}{cm^2}$$

$$fy_{perfil\ estructural} = 3518.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy_{acero\ corrugado} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$As_{perfil\ estructural} = 49.61 \text{ cm}^2$$

$$As_{acero\ corrugado} = 8 \times 1.99 = 15.92 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{perfil\ estructural} = \frac{49.61}{25 \times 50} = 0.04 > 0.01$$

$$\rho_{acero\ corrugado} = \frac{15.92}{25 \times 50} = 0.0127 > 0.004$$

$$Punto\ de\ fluencia_{p=200\ ton} = 7.13 \text{ ton} - m$$

Su diagrama de interacción:

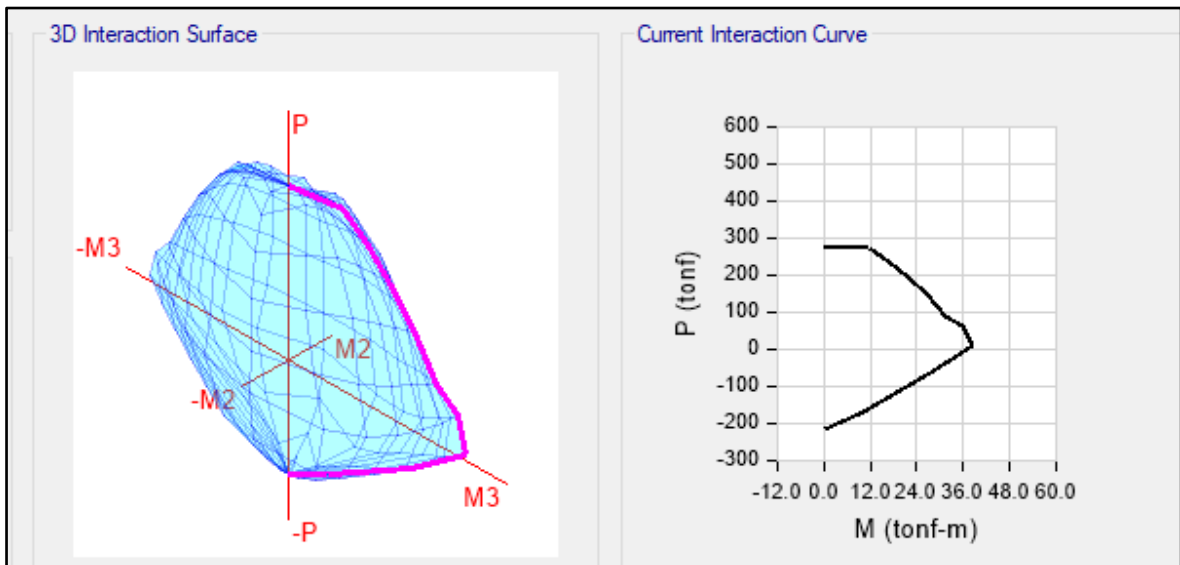


Figura N° 63: Diagrama de interacción de columna SRC 25x50 cm2

Tabla N° 18: *Diagrama interacción col SRC 25x50*

P (ton)	M (ton-m)
271.1188	0
271.1188	11.6028
236.7944	16.9363
195.409	21.9015
146.0441	26.7015
89.7795	31.4666
61.2709	35.941
8.7533	38.1182
-59.7165	28.4773
-166.7381	10.0949
-215.3913	0

Fuente: Etabs

Su diagrama momento curvatura, considerando una carga axial P=200 ton:

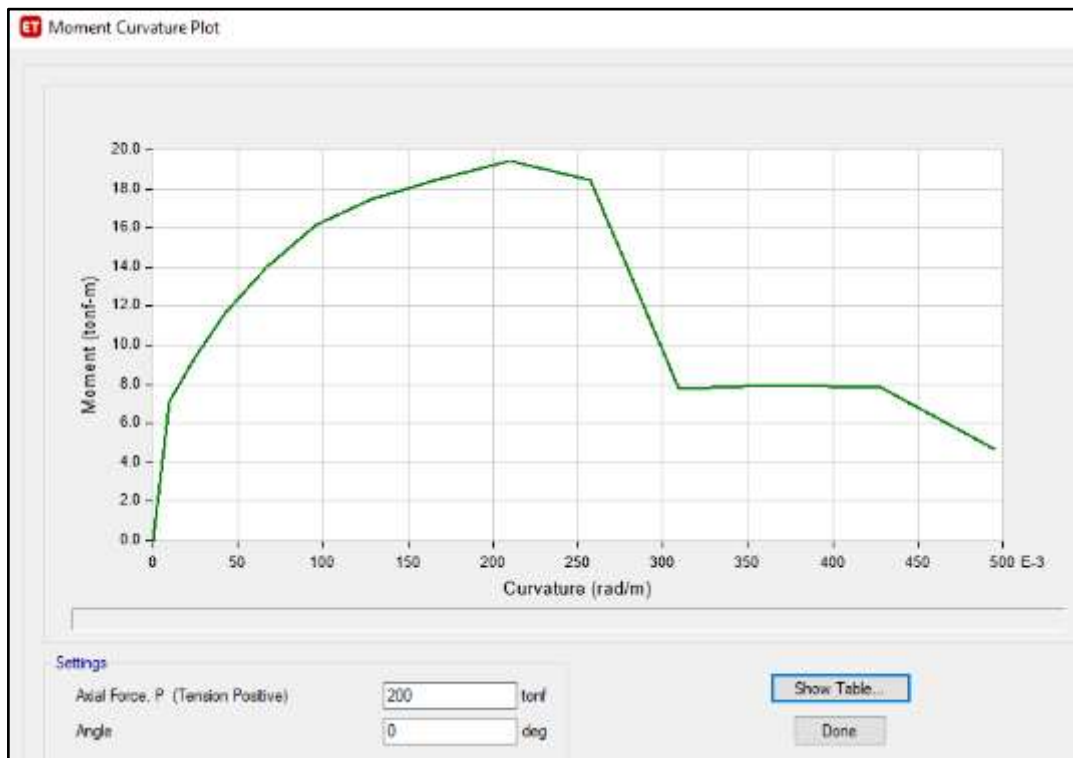


Figura N° 64: Diagrama momento-curvatura columna SRC 25x50 cm2

Tabla N° 19: *Momento curvatura col SRC 25x50*

	M (ton-m)	Curvatura (rad/m)
1	0	0
2	7.134	0.01
3	9.3175	0.024
4	11.696	0.043
5	13.9514	0.067
6	16.1375	0.095
7	17.4831	0.129
8	18.4333	0.167
9	19.4271	0.21
10	18.4328	0.257
11	7.7674	0.31
12	7.9763	0.367
13	7.8392	0.429
14	4.7095	0.496

Fuente: Etabs

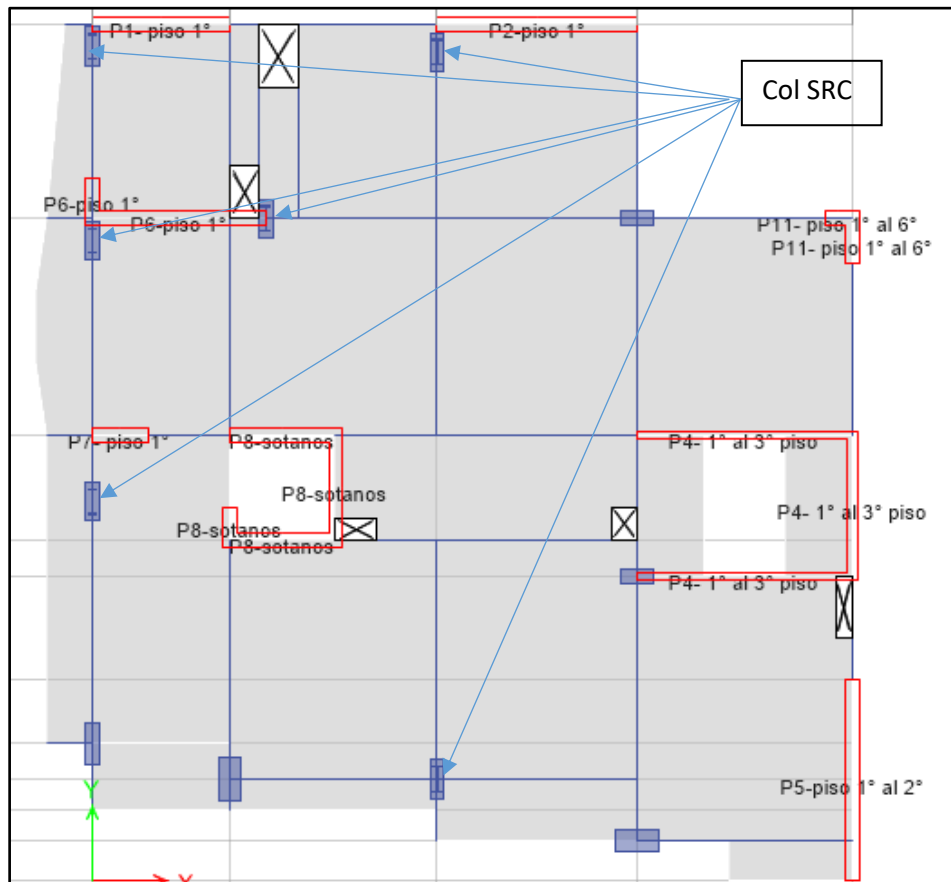


Figura N° 65: Vista en planta de modelo M2

Realizando el análisis modal espectral suponiendo una irregularidad en planta por esquina entrante $I_p=0.9$, las derivas obtenidas son:

Rx= 5.4
Ry= 5.4

Tabla N° 20: Derivas X-X de M2

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	drift*0.85Rx		
Story12	SX_DIN Max	X	0.001071	0.00491589	<	0.007
Story11	SX_DIN Max	X	0.001123	0.00515457	<	0.007
Story10	SX_DIN Max	X	0.001172	0.00537948	<	0.007
Story9	SX_DIN Max	X	0.001212	0.00556308	<	0.007
Story8	SX_DIN Max	X	0.001216	0.00558144	<	0.007
Story7	SX_DIN Max	X	0.001216	0.00558144	<	0.007
Story6	SX_DIN Max	X	0.001166	0.00535194	<	0.007
Story5	SX_DIN Max	X	0.001141	0.00523719	<	0.007
Story4	SX_DIN Max	X	0.001138	0.00522342	<	0.007
Story3	SX_DIN Max	X	0.001065	0.00488835	<	0.007
Story2	SX_DIN Max	X	0.000957	0.00439263	<	0.007
Story1	SX_DIN Max	X	0.000714	0.00327726	<	0.007
Sotano1	SX_DIN Max	X	8.70E-05	0.00039933	<	0.007
Sotano2	SX_DIN Max	X	5.90E-05	0.00027081	<	0.007

Fuente: Etabs

Tabla N° 21: Derivas Y-Y de M2

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	drift*0.85Rx		
Story12	SY_DIN Max	Y	0.00123	0.0056457	<	0.007
Story11	SY_DIN Max	Y	0.001138	0.00522342	<	0.007
Story10	SY_DIN Max	Y	0.001208	0.00554472	<	0.007
Story9	SY_DIN Max	Y	0.001253	0.00575127	<	0.007
Story8	SY_DIN Max	Y	0.001286	0.00590274	<	0.007
Story7	SY_DIN Max	Y	0.001283	0.00588897	<	0.007
Story6	SY_DIN Max	Y	0.001244	0.00570996	<	0.007
Story5	SY_DIN Max	Y	0.001241	0.00569619	<	0.007
Story4	SY_DIN Max	Y	0.001255	0.00576045	<	0.007
Story3	SY_DIN Max	Y	0.001176	0.00539784	<	0.007
Story2	SY_DIN Max	Y	0.001073	0.00492507	<	0.007
Story1	SY_DIN Max	Y	0.000785	0.00360315	<	0.007
Sotano1	SY_DIN Max	Y	7.80E-05	0.00035802	<	0.007
Sotano2	SY_DIN Max	Y	7.80E-05	0.00035802	<	0.007

Fuente: Etabs

Verificando la irregularidad torsional:

Tabla N° 22: Irregularidad torsional de M2 Y-Y

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum	Average	Ratio
			m	m	
Story12	SY_DIN Max	Y	0.030487	0.025649	1.189
Story11	SY_DIN Max	Y	0.02787	0.02332	1.195
Story10	SY_DIN Max	Y	0.02528	0.02101	1.203
Story9	SY_DIN Max	Y	0.022584	0.018647	1.211
Story8	SY_DIN Max	Y	0.020713	0.016948	1.222
Story7	SY_DIN Max	Y	0.018547	0.015073	1.23
Story6	SY_DIN Max	Y	0.016042	0.012955	1.238
Story5	SY_DIN Max	Y	0.013374	0.010707	1.249
Story4	SY_DIN Max	Y	0.010574	0.008393	1.26
Story3	SY_DIN Max	Y	0.007666	0.006036	1.27
Story2	SY_DIN Max	Y	0.004852	0.003779	1.284
Story1	SY_DIN Max	Y	0.002231	0.001723	1.295
Sotano1	SY_DIN Max	Y	0.000276	0.000259	1.067
Sotano2	SY_DIN Max	Y	0.000109	0.000106	1.031

Fuente: Etabs

Tabla N° 23: Irregularidad torsional M2 en X-X

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum	Average	Ratio
			m	m	
Story12	SX_DIN Max	X	0.03082	0.025094	1.228
Story11	SX_DIN Max	X	0.0281	0.022745	1.235
Story10	SX_DIN Max	X	0.025371	0.020416	1.243
Story9	SX_DIN Max	X	0.022531	0.018035	1.249
Story8	SX_DIN Max	X	0.020402	0.016234	1.257
Story7	SX_DIN Max	X	0.01804	0.01426	1.265
Story6	SX_DIN Max	X	0.015455	0.012096	1.278
Story5	SX_DIN Max	X	0.012735	0.009908	1.285
Story4	SX_DIN Max	X	0.009981	0.007717	1.293
Story3	SX_DIN Max	X	0.007197	0.005535	1.3
Story2	SX_DIN Max	X	0.004539	0.003472	1.307
Story1	SX_DIN Max	X	0.002095	0.001628	1.286
Sotano1	SX_DIN Max	X	0.000334	0.000319	1.047
Sotano2	SX_DIN Max	X	0.000124	0.000118	1.052

Fuente: Etabs

Se aprecia que las derivas de entrepiso y la irregularidad torsional se redujeron notablemente gracias a las columnas compuestas SRC. La asignación de rotulas es un proceso similar que se describe a M1.

3.1.3. Modelo M3

El modelo M3 consistió en reforzar el edificio original con columnas de perfil tubular relleno CFT. Para lo cual se consideró una columna de 66 cm de diámetro con las siguientes características:

- Perfil SCH sin costura con 26" de diámetro, espesor de 14.27 mm, tipo de acero A53 grado B
- Concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- Sin acero de refuerzo.

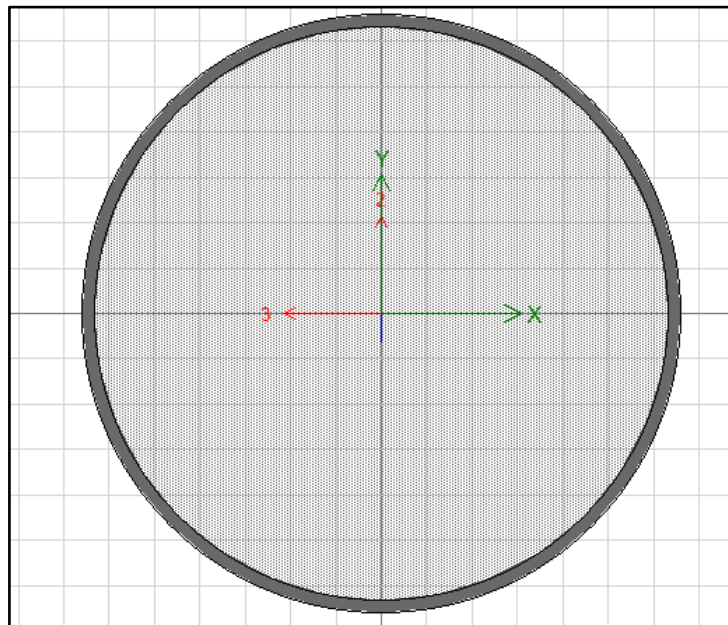


Figura N° 66: Columna CFT 66 cm

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy_{\text{perfil estructural}} = 2447.32 \text{ kg/cm}^2$$

$$As_{\text{perfil estructural}} = 289.48 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{perfil estructural}} = \frac{289.48}{3421.19} = 0.085 > 0.01$$

$$\text{Punto de fluencia}_{P=600 \text{ ton}} = 37.51 \text{ ton} - m$$

Su diagrama de interacción:

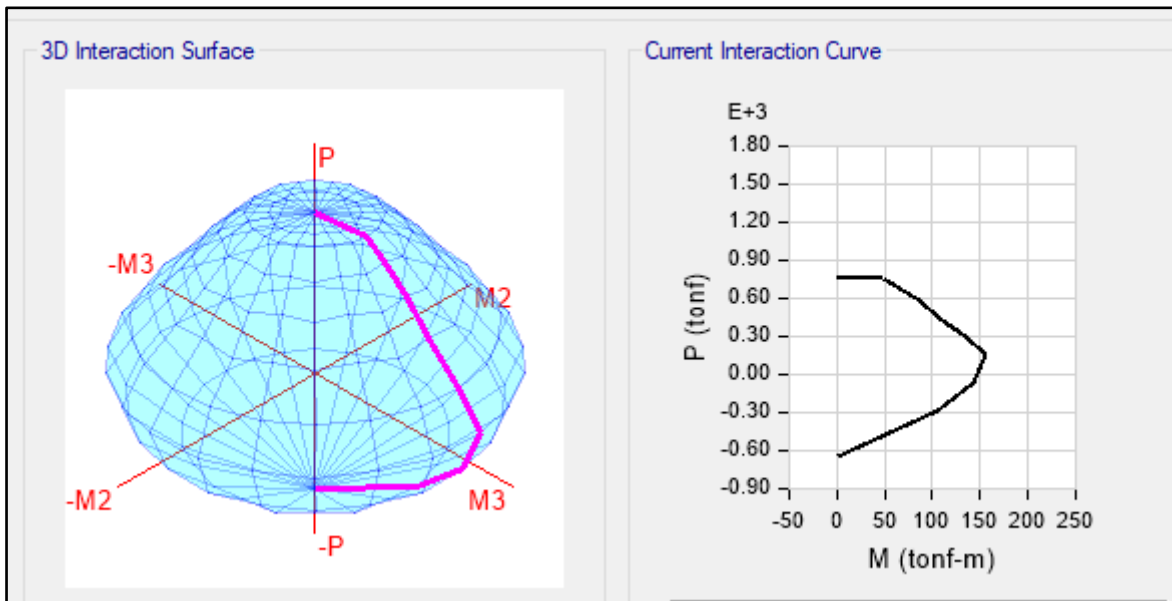


Figura N° 67: Diagrama de interacción columna CTF 66 cm

Tabla N° 24: Diagrama de interacción columna CFT 66 cm

P (ton)	M (ton-m)
755.5149	0
755.5149	31.1872
755.5149	47.6741
681.5591	66.0641
579.6956	85.7449
449.5054	106.9794
300.6748	135.4251
158.9595	155.9722
-60.8984	144.0423
-279.9033	105.3475
-641.1117	0

Fuente: Etabs

Su diagrama momento curvatura, para una carga axial P=600 ton:

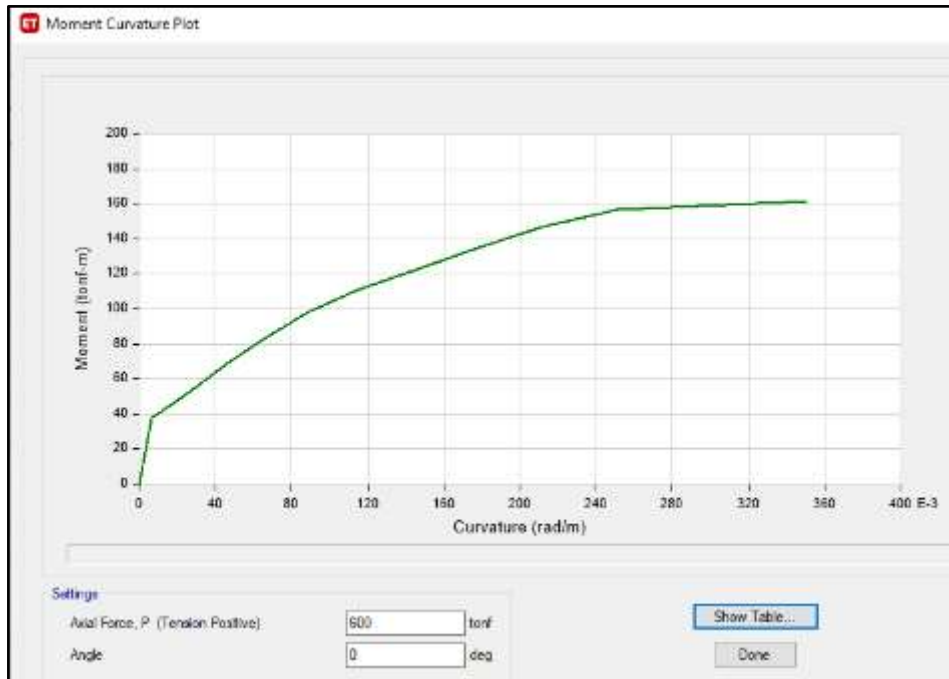


Figura N° 68: Diagrama momento-curvatura columna CFT 66 cm

Tabla Nª 25: Momento curvatura de col CFT 66 cm

Punto	M (ton-m)	Curvatura (rad/m)
1	0	0
2	37.51	0.007
3	45.0635	0.016
4	55.5699	0.029
5	68.44	0.046
6	82.2216	0.065
7	97.8	0.088
8	110.3064	0.114
9	121.5393	0.143
10	133.9858	0.176
11	146.5574	0.212
12	156.3614	0.251
13	158.9662	0.293
14	160.6295	0.339
15	161.1024	0.351

Fuente: Etabs

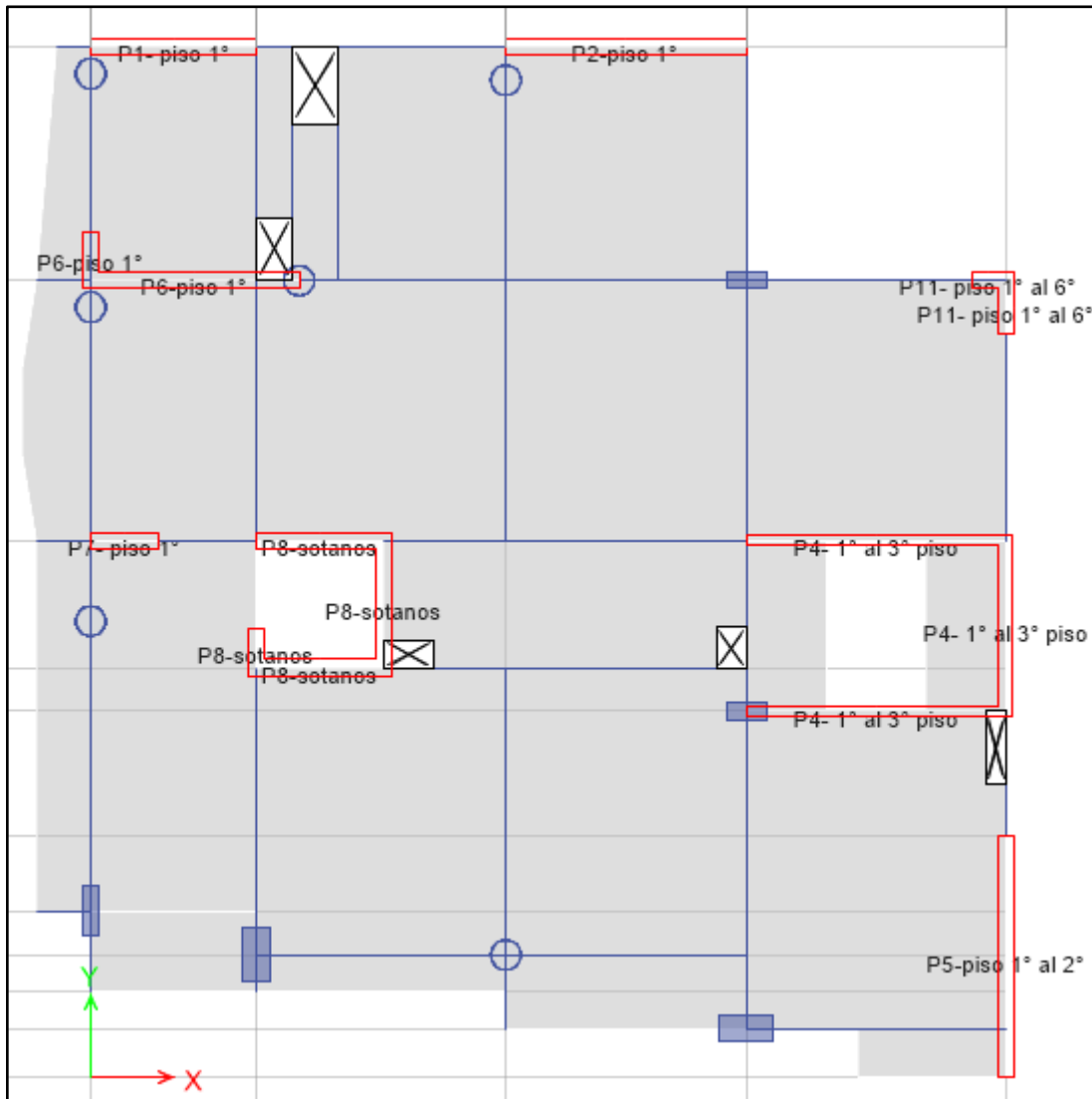


Figura N° 69: Modelo M3 en planta

Realizando el análisis modal espectral, considerando que tiene irregularidad por esquina entrante $I_p=0.9$, se obtienen las siguientes derivas:

Rx= 5.4
 Ry= 5.4

Tabla N° 26: Derivas de M3 X-X

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	drift*0.85Rx		
Story12	SX_DIN Max	X	0.001191	0.00546669	<	0.007
Story11	SX_DIN Max	X	0.00125	0.0057375	<	0.007
Story10	SX_DIN Max	X	0.001298	0.00595782	<	0.007
Story9	SX_DIN Max	X	0.001335	0.00612765	<	0.007
Story8	SX_DIN Max	X	0.001343	0.00616437	<	0.007
Story7	SX_DIN Max	X	0.00134	0.0061506	<	0.007
Story6	SX_DIN Max	X	0.001284	0.00589356	<	0.007
Story5	SX_DIN Max	X	0.00126	0.0057834	<	0.007
Story4	SX_DIN Max	X	0.001254	0.00575586	<	0.007
Story3	SX_DIN Max	X	0.001175	0.00539325	<	0.007
Story2	SX_DIN Max	X	0.001052	0.00482868	<	0.007
Story1	SX_DIN Max	X	0.000779	0.00357561	<	0.007
Sotano1	SX_DIN Max	X	0.000118	0.00054162	<	0.007
Sotano2	SX_DIN Max	X	7.40E-05	0.00033966	<	0.007

Fuente: Etabs

Tabla N° 27: Derivas de M3 en Y-Y

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	drift*0.85Rx		
Story12	SY_DIN Max	Y	0.001805	0.00828495	<	0.007
Story11	SY_DIN Max	Y	0.001387	0.00636633	<	0.007
Story10	SY_DIN Max	Y	0.001438	0.00660042	<	0.007
Story9	SY_DIN Max	Y	0.001462	0.00671058	<	0.007
Story8	SY_DIN Max	Y	0.001476	0.00677484	<	0.007
Story7	SY_DIN Max	Y	0.001455	0.00667845	<	0.007
Story6	SY_DIN Max	Y	0.00139	0.0063801	<	0.007
Story5	SY_DIN Max	Y	0.001374	0.00630666	<	0.007
Story4	SY_DIN Max	Y	0.00138	0.0063342	<	0.007
Story3	SY_DIN Max	Y	0.00132	0.0060588	<	0.007
Story2	SY_DIN Max	Y	0.001184	0.00543456	<	0.007
Story1	SY_DIN Max	Y	0.000862	0.00395658	<	0.007
Sotano1	SY_DIN Max	Y	0.000104	0.00047736	<	0.007
Sotano2	SY_DIN Max	Y	9.80E-05	0.00044982	<	0.007

Fuente: Etabs

Se verifica si presenta irregularidad torsional:

Tabla N° 28: Irregularidad torsional de M3 X-X

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum	Average	Ratio
			m	m	
Story12	SX_DIN Max	X	0.031175	0.02483	1.256
Story11	SX_DIN Max	X	0.02857	0.022677	1.26
Story10	SX_DIN Max	X	0.025925	0.020506	1.264
Story9	SX_DIN Max	X	0.023165	0.018265	1.268
Story8	SX_DIN Max	X	0.020983	0.016507	1.271
Story7	SX_DIN Max	X	0.018596	0.01456	1.277
Story6	SX_DIN Max	X	0.015975	0.012418	1.286
Story5	SX_DIN Max	X	0.013198	0.010204	1.293
Story4	SX_DIN Max	X	0.010355	0.00797	1.299
Story3	SX_DIN Max	X	0.007481	0.005732	1.305
Story2	SX_DIN Max	X	0.004703	0.003599	1.307
Story1	SX_DIN Max	X	0.002142	0.001675	1.279
Sotano1	SX_DIN Max	X	0.000356	0.000339	1.05
Sotano2	SX_DIN Max	X	0.000127	0.000123	1.033

Fuente: Etabs

Tabla N° 29: Irregularidad torsional de M3 Y-Y

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum	Average	Ratio
			m	m	
Story12	SY_DIN Max	Y	0.0354	0.029542	1.198
Story11	SY_DIN Max	Y	0.032236	0.026769	1.204
Story10	SY_DIN Max	Y	0.029142	0.024045	1.212
Story9	SY_DIN Max	Y	0.025935	0.021263	1.22
Story8	SY_DIN Max	Y	0.023773	0.01933	1.23
Story7	SY_DIN Max	Y	0.021283	0.017178	1.239
Story6	SY_DIN Max	Y	0.01843	0.014748	1.25
Story5	SY_DIN Max	Y	0.015368	0.012183	1.261
Story4	SY_DIN Max	Y	0.012116	0.009518	1.273
Story3	SY_DIN Max	Y	0.008759	0.00681	1.286
Story2	SY_DIN Max	Y	0.005467	0.004207	1.3
Story1	SY_DIN Max	Y	0.00247	0.001885	1.31
Sotano1	SY_DIN Max	Y	0.00029	0.000269	1.077
Sotano2	SY_DIN Max	Y	0.00011	0.000106	1.037

Fuente: Etabs

Todas las derivas son menores a lo establecido por la E030, la estructura no presenta irregularidad torsional.

3.1.4. Modelo M4

El modelo M4 está constituido exclusivamente por columnas SRC de 50x80 cm desde el sótano hasta el 3° piso, del 4° al 12° piso las columnas son SRC de 25x70 cm. Se trata de una estructura aporticada sin riostras, que solo posee los muros de ascensor y de escalera. A continuación se detallará la columna SRC 50x80 cm², la columna SRC 25x70 cm² ya se describió en el modelo M2.

La columna SRC de 50x80 cm², consta de un perfil estructural W 24"x12.75"x176 de acero A992 grado 50. También lleva acero corrugado grado 60 como refuerzo: 12Φ1" con estribo de 3/8.

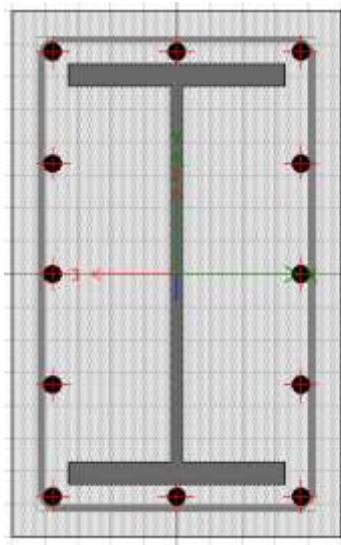


Figura N° 70: Col SRC 50x80 cm²

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy_{\text{perfil estructural}} = 3518.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy_{\text{acero corrugado}} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{\text{perfil estructural}} = 333.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{acero corrugado}} = 12 \times 5.1 = 61.2 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{perfil estructural}} = \frac{333.5}{50 \times 80} = 0.083 > 0.01$$

$$\rho_{\text{acero corrugado}} = \frac{61.2}{50 \times 80} = 0.0153 > 0.004$$

$$\text{Punto de fluencia}_{P=1200 \text{ ton}} = 71.13 \text{ ton} - \text{m}$$

Su diagrama de interacción es:

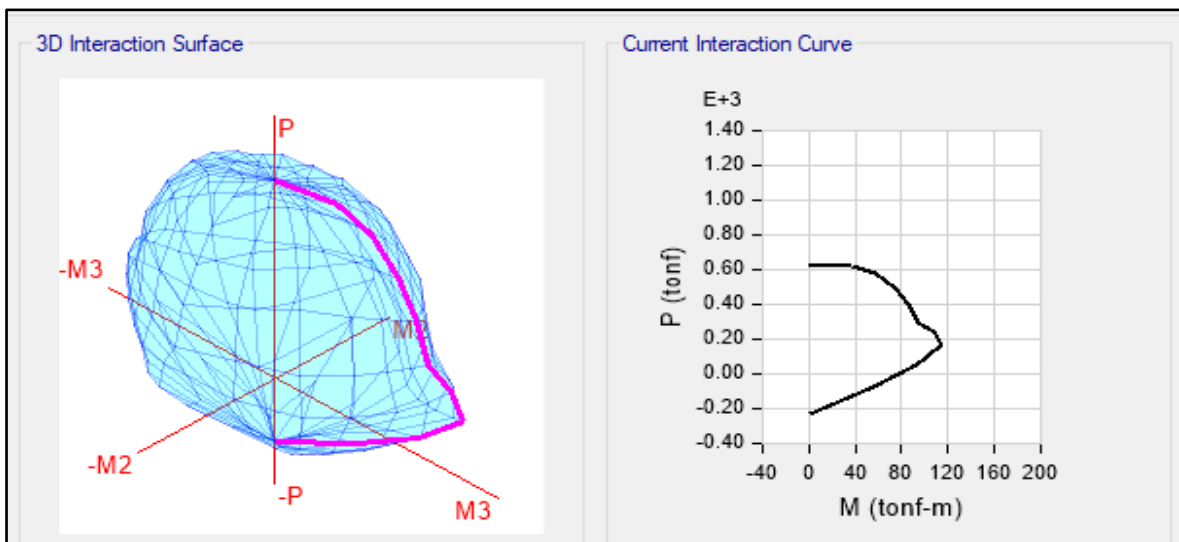


Figura N° 71: Diagrama de interacción col SRC 50x80

Su diagrama momento curvatura, considerando una carga axial P=1200 ton:

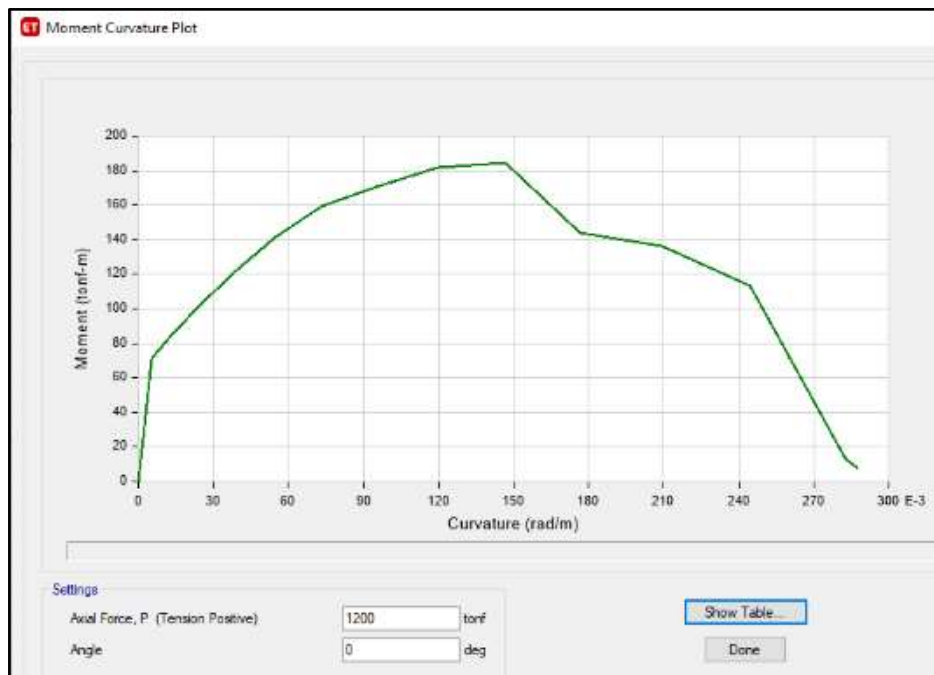


Figura N° 72: Diagrama momento-curvatura columna SRC 50x80

Tabla N° 30: *Momento curvatura columna SRC 50x80*

Punto	M (ton-m)	Curvatura (rad/m)
1	0	0
2	71.1251	0.005
3	85.3004	0.014
4	102.1122	0.024
5	120.9669	0.038
6	141.2478	0.054
7	159.3765	0.073
8	170.4129	0.095
9	181.6115	0.119
10	184.7963	0.147
11	143.9969	0.177
12	136.3765	0.209
13	113.6335	0.244
14	13.3938	0.282
15	7.8416	0.288

Fuente: Etabs

La losa es tipo colaborante, el acero es de tipo A653 grado B, con un espesor de losa de 16.25 cm de espesor. Los pernos son de 19 mm de diámetro y 15 cm de altura y el $f'c = 280$ kg/cm². Esta losa es la misma que se usará en el modelo M5. Sus propiedades se muestran en la Figura N° 64.

Deck Property Data ✕

General Data

Property Name	<input type="text" value="losacero"/>	
Type	<input type="text" value="Filled"/> i	
Slab Material	<input type="text" value="fc=280"/> ...	
Deck Material	<input type="text" value="A653SQGr40"/> ...	
Modeling Type	<input type="text" value="Membrane"/>	
Modifiers (Currently Default)	<input type="button" value="Modify/Show..."/>	
Display Color	<div style="display: inline-block; width: 20px; height: 15px; background-color: gray; border: 1px solid gray;"></div> <input type="button" value="Change..."/>	
Property Notes	<input type="button" value="Modify/Show..."/>	

Property Data

Slab Depth, tc	<input type="text" value="0.0875"/>	m
Rib Depth, hr	<input type="text" value="0.075"/>	m
Rib Width Top, wrt	<input type="text" value="0.175"/>	m
Rib Width Bottom, wrb	<input type="text" value="0.125"/>	m
Rib Spacing, sr	<input type="text" value="0.3"/>	m
Deck Shear Thickness	<input type="text" value="0.001"/>	m
Deck Unit Weight	<input type="text" value="0.011"/>	tonf/m ²
Shear Stud Diameter	<input type="text" value="0.019"/>	m
Shear Stud Height, hs	<input type="text" value="0.15"/>	m
Shear Stud Tensile Strength, Fu	<input type="text" value="40788.65"/>	tonf/m ²

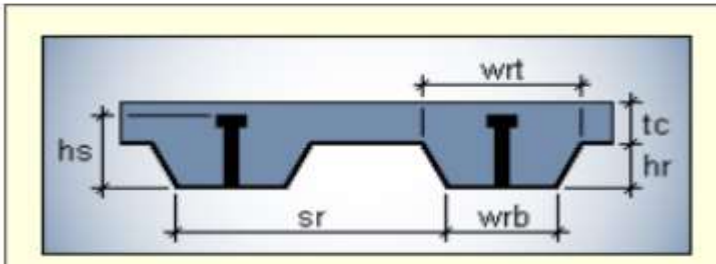


Figura N° 73: Losa colaborante

La viga compuesta será conformada por un perfil de acero W21x62 de acero A992 grado 50 en los sótanos. En los demás pisos superiores las vigas son de perfil de acero W18x50 tipo A992 grado 50.

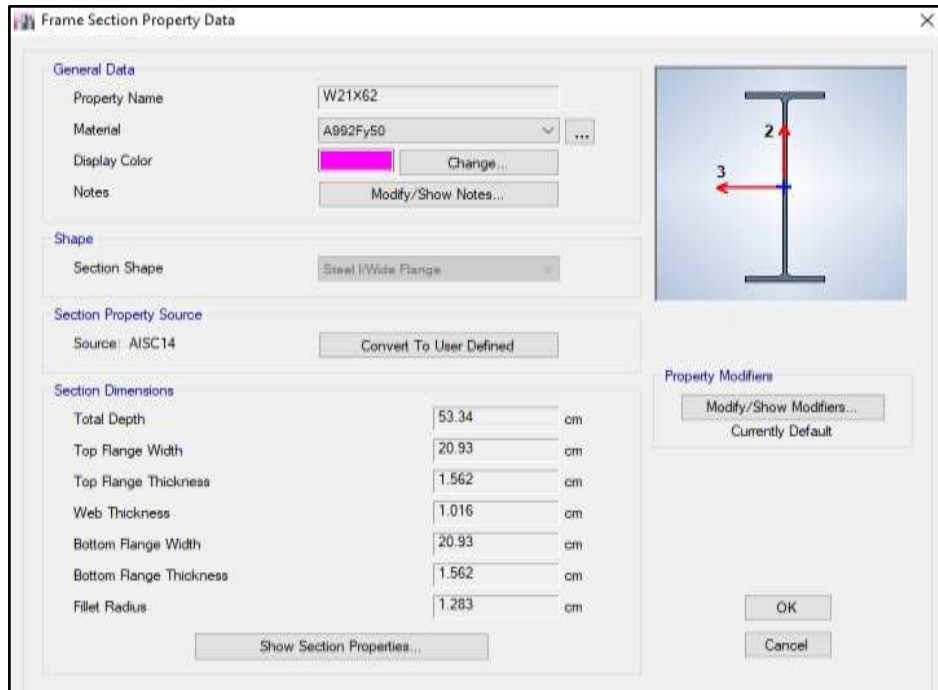


Figura N° 74: Perfil W21x62

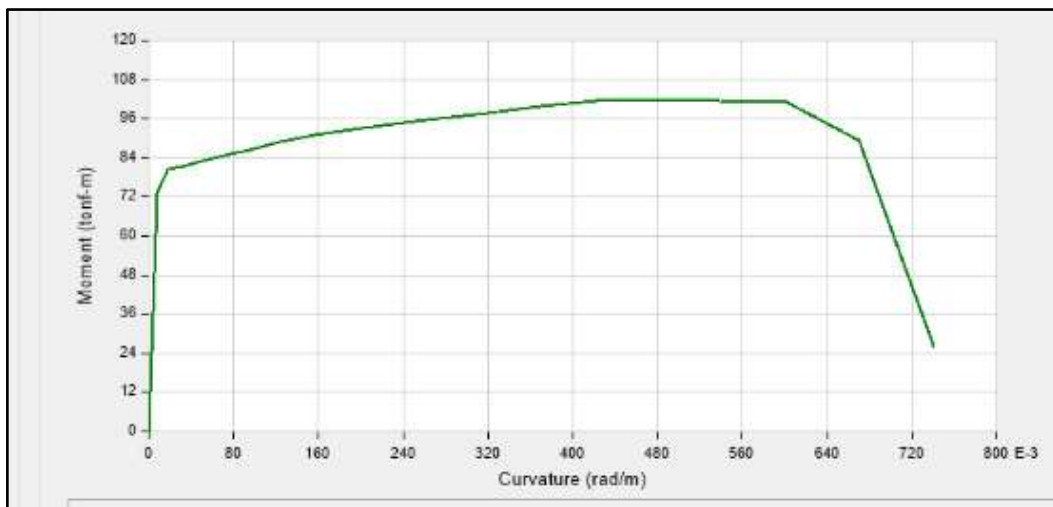


Figura N° 75: Diagrama momento curvatura viga W21x62

Tabla N° 31: *Momento curvatura viga W21x62*

Punto	M (ton-m)	Curvatura (rad/m)
1	0	0
2	73.3048	0.007
3	80.3575	0.018
4	81.4974	0.032
5	82.9224	0.05
6	84.6324	0.071
7	86.6273	0.096
8	88.9073	0.124
9	91.2508	0.156
10	92.8418	0.191
11	94.592	0.23
12	96.1818	0.273
13	97.8943	0.319
14	99.7385	0.369
15	101.7145	0.422
16	101.6439	0.478
17	101.4296	0.539
18	101.2026	0.602
19	89.3136	0.67
20	25.8332	0.741

Fuente: Etabs

Punto de fluencia = 73.30 ton – m

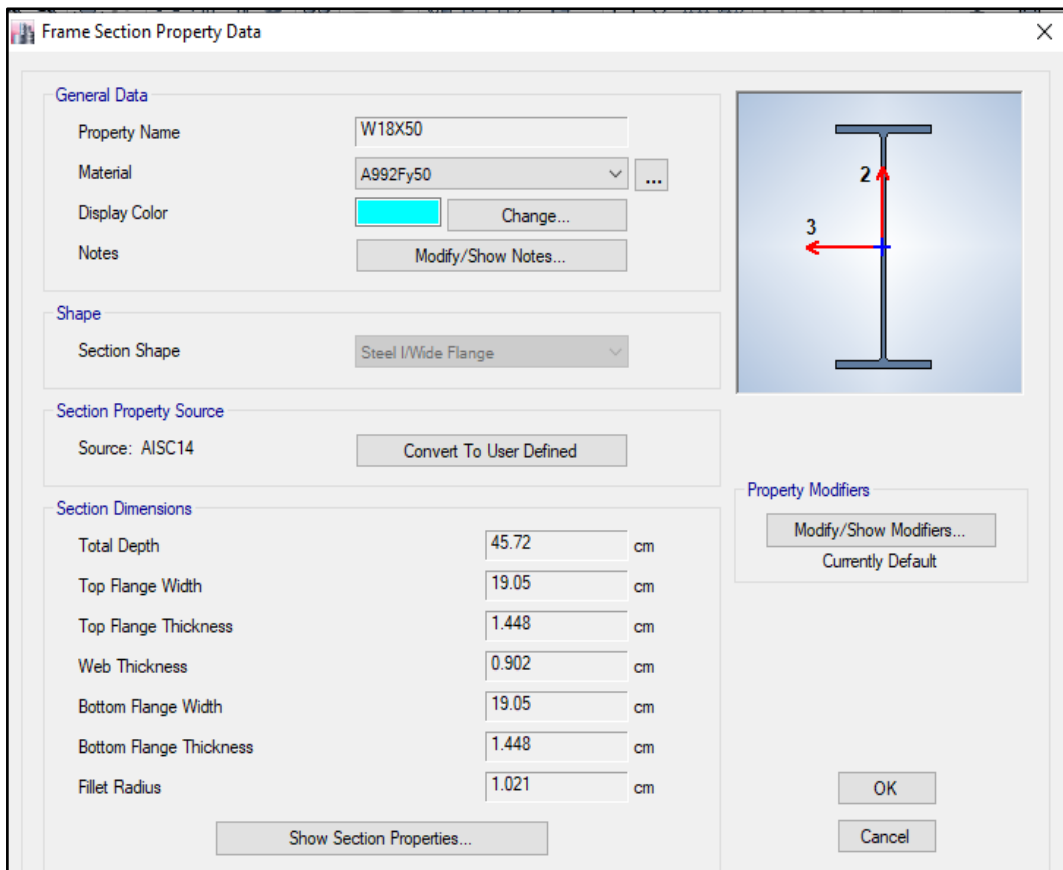


Figura N° 76: Perfil W18x50

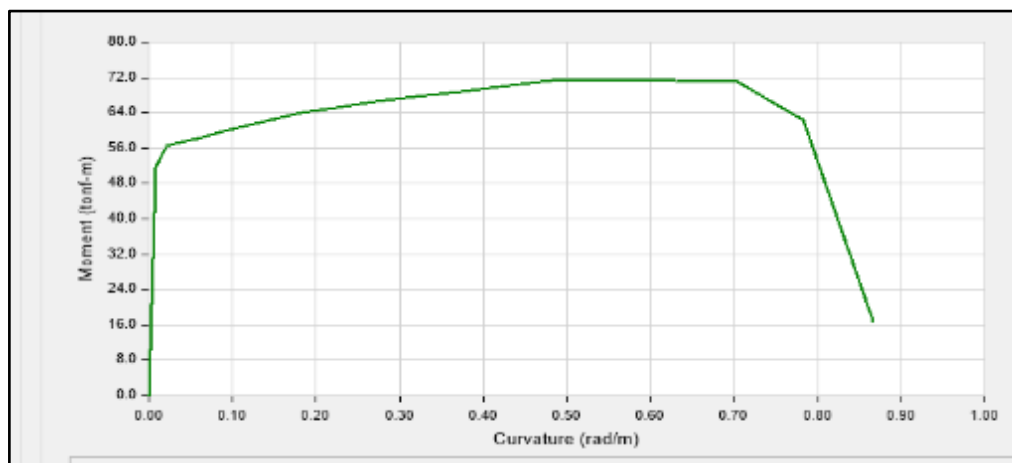


Figura N° 77: Diagrama momento curvatura viga W18x50

Tabla N° 32: *Momento curvatura viga W18x50*

Punto	M (ton-m)	Curvatura (rad/m)
1	0	0
2	51.8179	0.008
3	56.4476	0.021
4	57.2542	0.037
5	58.2625	0.058
6	59.4725	0.083
7	60.8841	0.112
8	62.4974	0.145
9	64.1526	0.182
10	65.261	0.224
11	66.4803	0.269
12	67.6077	0.319
13	68.8194	0.373
14	70.1244	0.431
15	71.5226	0.493
16	71.4425	0.559
17	71.2569	0.63
18	71.0603	0.705
19	62.467	0.783
20	16.6822	0.866

Fuente: Etabs

Punto de fluencia = 51.82 ton – m

Como vigas secundarias se usaron vigas W10x19:

The screenshot displays a software interface for defining a steel section. It is organized into several panels:

- General Data:** Property Name: W10X19; Material: A992Fy50; Display Color: Cyan; Notes: Modify/Show Notes...
- Shape:** Section Shape: Steel I/Wide Flange
- Section Property Source:** Source: AISC14; Convert To User Defined
- Section Dimensions:**

Dimension	Value	Unit
Total Depth	0.25908	m
Top Flange Width	0.10211	m
Top Flange Thickness	0.01003	m
Web Thickness	0.00635	m
Bottom Flange Width	0.10211	m
Bottom Flange Thickness	0.01003	m
Fillet Radius	0.00762	m
- Property Modifiers:** Modify/Show Modifiers... Currently Default
- Buttons:** Show Section Properties..., OK, Cancel

A diagram of the I-beam section is shown on the right, with coordinate axes 2 (vertical) and 3 (horizontal).

Figura N° 78: Perfil W10x19

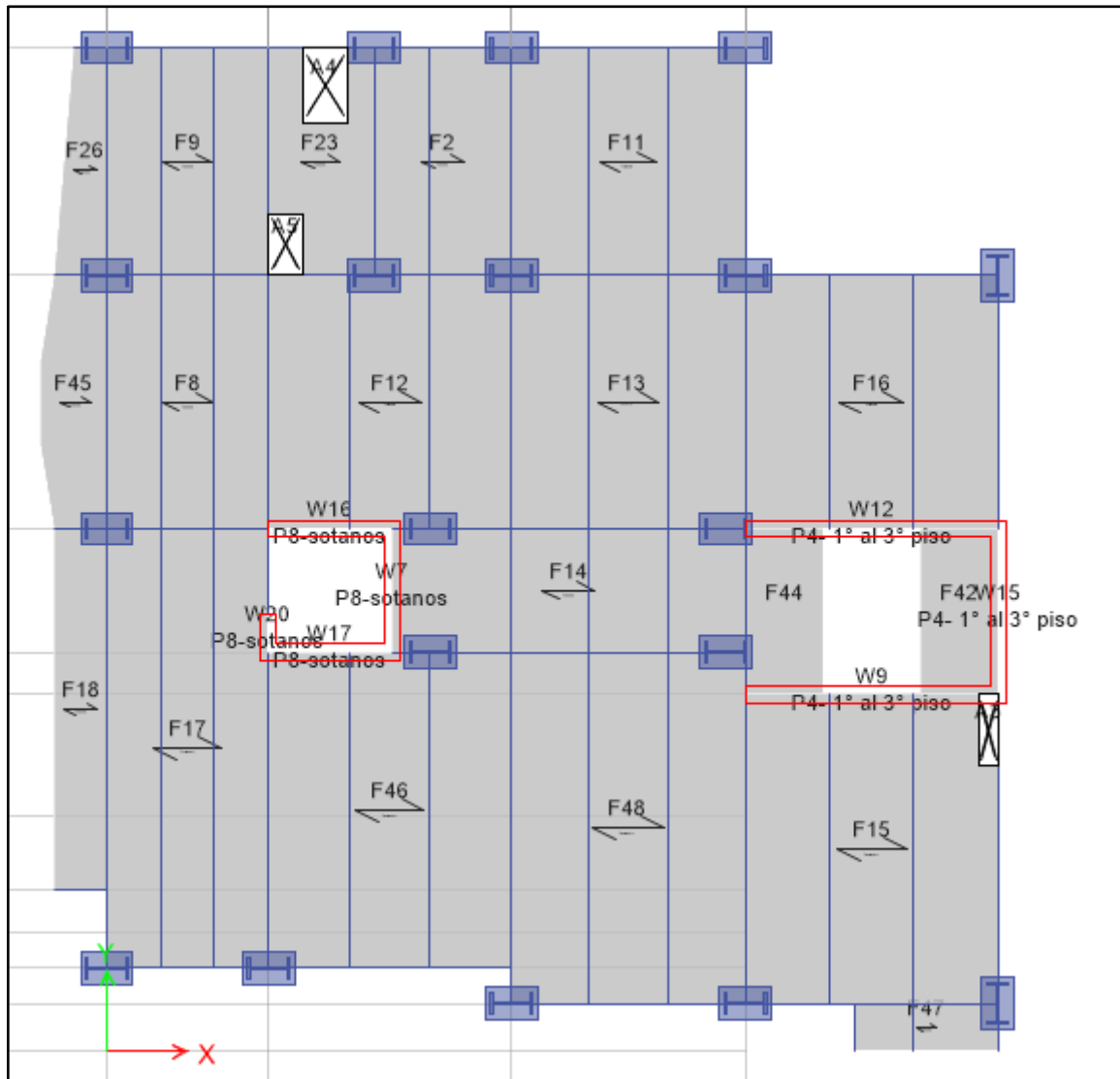


Figura N° 79: Modelo M4 en planta

Las derivas obtenidas son:

Rx= 7.2

Ry= 7.2

Tabla N° 33: Derivas de M4 X-X

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	drift*0.85Rx		
Story12	SX_DIN Max	X	0.000695	0.0042534	<	0.007
Story11	SX_DIN Max	X	0.000739	0.00452268	<	0.007
Story10	SX_DIN Max	X	0.000766	0.00468792	<	0.007
Story9	SX_DIN Max	X	0.00079	0.0048348	<	0.007
Story8	SX_DIN Max	X	0.00081	0.0049572	<	0.007
Story7	SX_DIN Max	X	0.000804	0.00492048	<	0.007
Story6	SX_DIN Max	X	0.000769	0.00470628	<	0.007
Story5	SX_DIN Max	X	0.000746	0.00456552	<	0.007
Story4	SX_DIN Max	X	0.000736	0.00450432	<	0.007
Story3	SX_DIN Max	X	0.00067	0.0041004	<	0.007
Story2	SX_DIN Max	X	0.000615	0.0037638	<	0.007
Story1	SX_DIN Max	X	0.000453	0.00277236	<	0.007
Sotano1	SX_DIN Max	X	6.00E-05	0.0003672	<	0.007
Sotano2	SX_DIN Max	X	3.60E-05	0.00022032	<	0.007

Fuente: Etabs

Tabla N° 34: Derivas de M4 Y-Y

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	drift*0.85Rx		
Story12	SY_DIN Max	Y	0.000838	0.00512856	<	0.007
Story11	SY_DIN Max	Y	0.000899	0.00550188	<	0.007
Story10	SY_DIN Max	Y	0.000963	0.00589356	<	0.007
Story9	SY_DIN Max	Y	0.001009	0.00617508	<	0.007
Story8	SY_DIN Max	Y	0.001032	0.00631584	<	0.007
Story7	SY_DIN Max	Y	0.001022	0.00625464	<	0.007
Story6	SY_DIN Max	Y	0.000978	0.00598536	<	0.007
Story5	SY_DIN Max	Y	0.000971	0.00594252	<	0.007
Story4	SY_DIN Max	Y	0.000963	0.00589356	<	0.007
Story3	SY_DIN Max	Y	0.00082	0.0050184	<	0.007
Story2	SY_DIN Max	Y	0.000748	0.00457776	<	0.007
Story1	SY_DIN Max	Y	0.000556	0.00340272	<	0.007
Sotano1	SY_DIN Max	Y	7.50E-05	0.000459	<	0.007
Sotano2	SY_DIN Max	Y	4.60E-05	0.00028152	<	0.007

Fuente: Etabs

No presenta irregularidad torsional:

Tabla N° 35: Irregularidad torsional M4 X-X

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum	Average	Ratio
			cm	cm	
Story12	SX_DIN Max	X	1.9413	1.5943	1.218
Story11	SX_DIN Max	X	1.7722	1.4489	1.223
Story10	SX_DIN Max	X	1.6018	1.3034	1.229
Story9	SX_DIN Max	X	1.4236	1.1535	1.234
Story8	SX_DIN Max	X	1.2795	1.0334	1.238
Story7	SX_DIN Max	X	1.1246	0.9069	1.24
Story6	SX_DIN Max	X	0.9593	0.7726	1.242
Story5	SX_DIN Max	X	0.7886	0.6332	1.245
Story4	SX_DIN Max	X	0.614	0.4937	1.244
Story3	SX_DIN Max	X	0.4408	0.3548	1.242
Story2	SX_DIN Max	X	0.2818	0.2272	1.24
Story1	SX_DIN Max	X	0.1336	0.1098	1.217
Sotano1	SX_DIN Max	X	0.0236	0.0216	1.09
Sotano2	SX_DIN Max	X	0.0082	0.0078	1.058

Fuente: Etabs

Tabla N° 36: Irregularidad torsional M4 Y-Y

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum	Average	Ratio
			cm	cm	
Story12	SY_DIN Max	Y	2.332	1.9777	1.179
Story11	SY_DIN Max	Y	2.1287	1.7951	1.186
Story10	SY_DIN Max	Y	1.923	1.6116	1.193
Story9	SY_DIN Max	Y	1.7091	1.4227	1.201
Story8	SY_DIN Max	Y	1.5568	1.2844	1.212
Story7	SY_DIN Max	Y	1.3863	1.1347	1.222
Story6	SY_DIN Max	Y	1.1916	0.969	1.23
Story5	SY_DIN Max	Y	0.9809	0.795	1.234
Story4	SY_DIN Max	Y	0.7608	0.6166	1.234
Story3	SY_DIN Max	Y	0.5367	0.4365	1.229
Story2	SY_DIN Max	Y	0.3405	0.2761	1.233
Story1	SY_DIN Max	Y	0.1562	0.1271	1.229
Sotano1	SY_DIN Max	Y	0.0162	0.0157	1.034
Sotano2	SY_DIN Max	Y	0.0068	0.0064	1.066

Fuente: Etabs

Para el análisis Pushover, el procedimiento de asignación de rótulas es similar a la que se hizo para el modelo M2.

3.1.5. Modelo M5

El modelo M5 la estructura está constituido por columnas CFT de 66 cm, las propiedades de esta columna ya se han descrito en el modelo M3, lo mismo para las vigas W21x62 y W18x50 que son las mismas que M4.

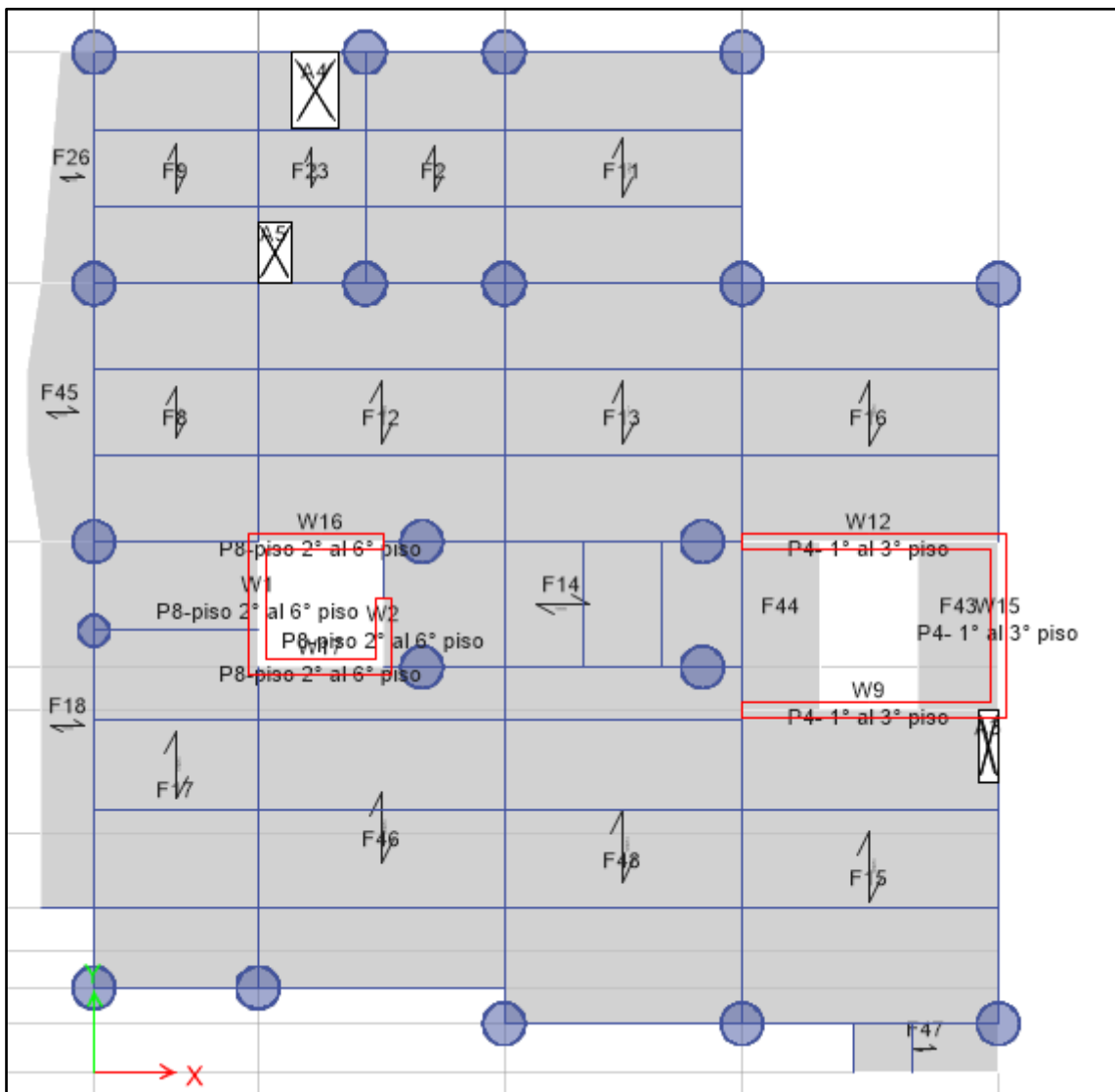


Figura N° 80: Planta de M5

3.2. Resultados

3.2.1. Indicador Sobrerresistencia

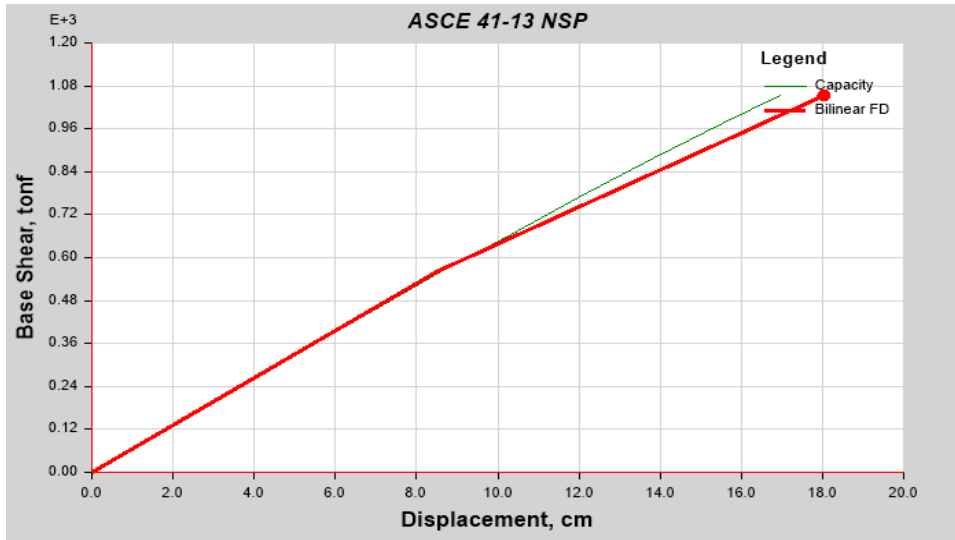


Figura N° 81: Sobrerresistencia global M1 X-X

Vy (ton)	Vu (ton)	R=Vu/Vy
561.2463	1051.534	1.87

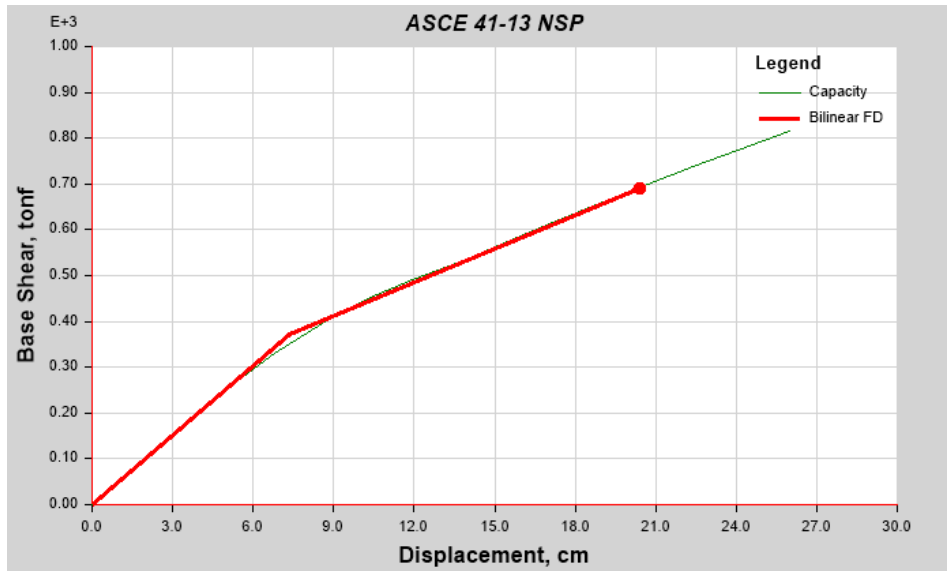


Figura N° 82: Sobrerresistencia global M1 Y-Y

Vy (ton)	Vu (ton)	R=Vu/Vy
372.2033	816.2677	2.19

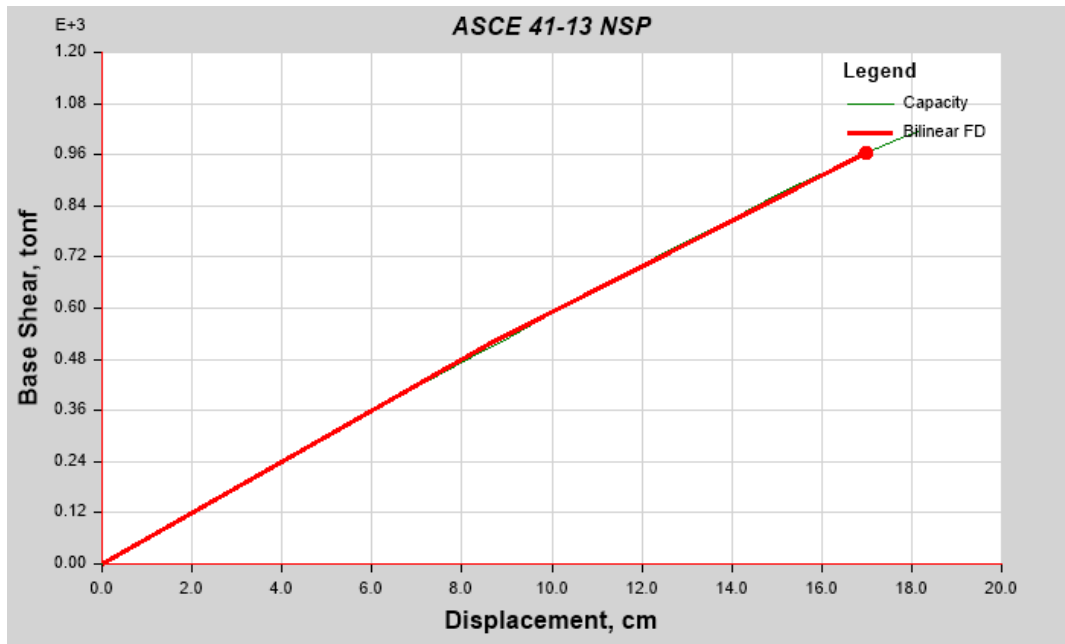


Figura N° 83: Sobrerresistencia global M2 X-X

Vy (ton)	Vu (ton)	R=Vu/Vy
516.6837	1015.8188	1.97

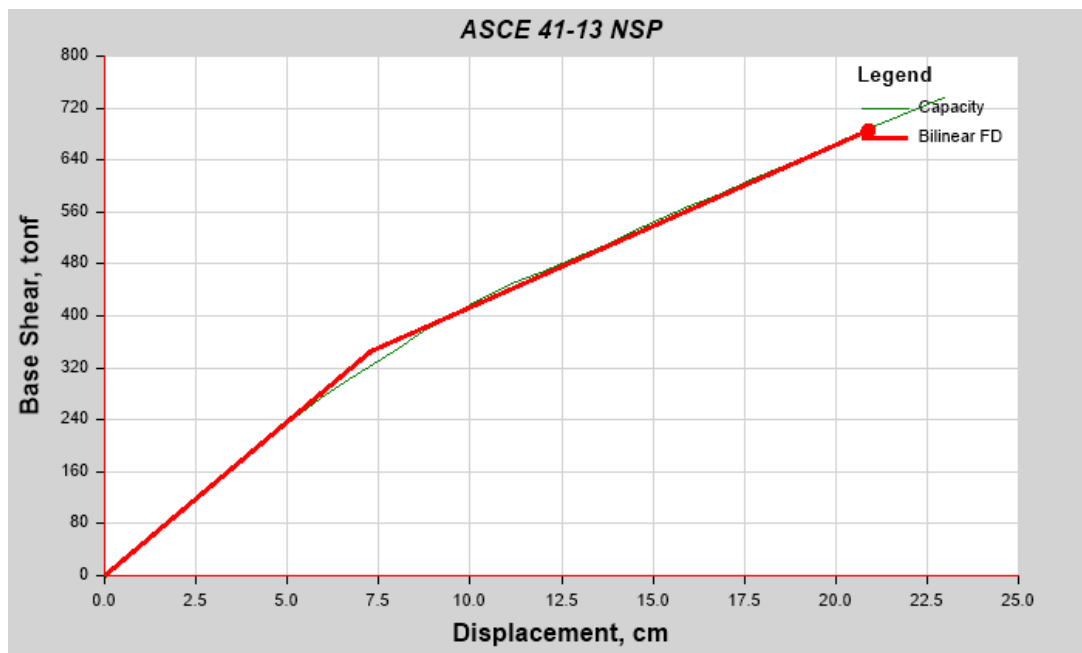


Figura N° 84: Sobrerresistencia global M2 Y-Y

Vy (ton)	Vu (ton)	R=Vu/Vy
344.983	736.5389	2.14

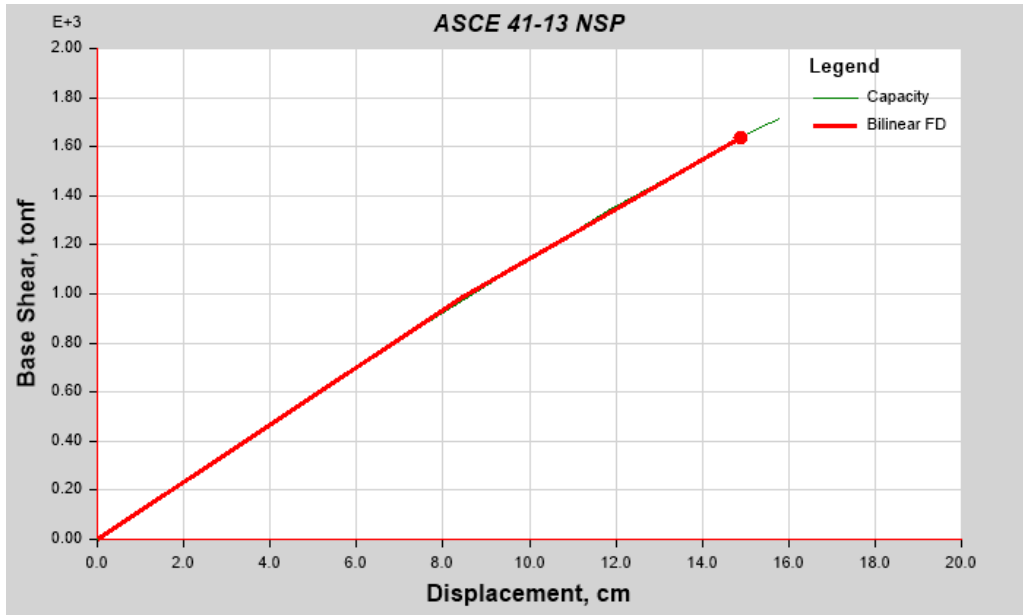


Figura N° 85: Sobrerresistencia global M3 X-X

Vy (ton)	Vu (ton)	R=Vu/Vy
713.198	1685.1804	2.36

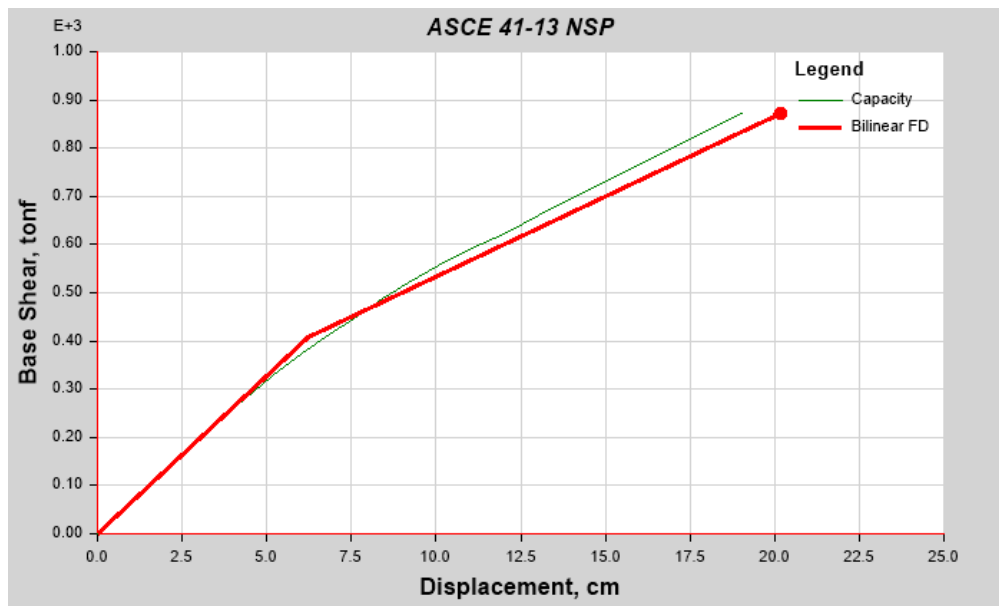


Figura N° 86: Sobrerresistencia global M3 Y-Y

Vy (ton)	Vu (ton)	R=Vu/Vy
406.7154	872.6045	2.15

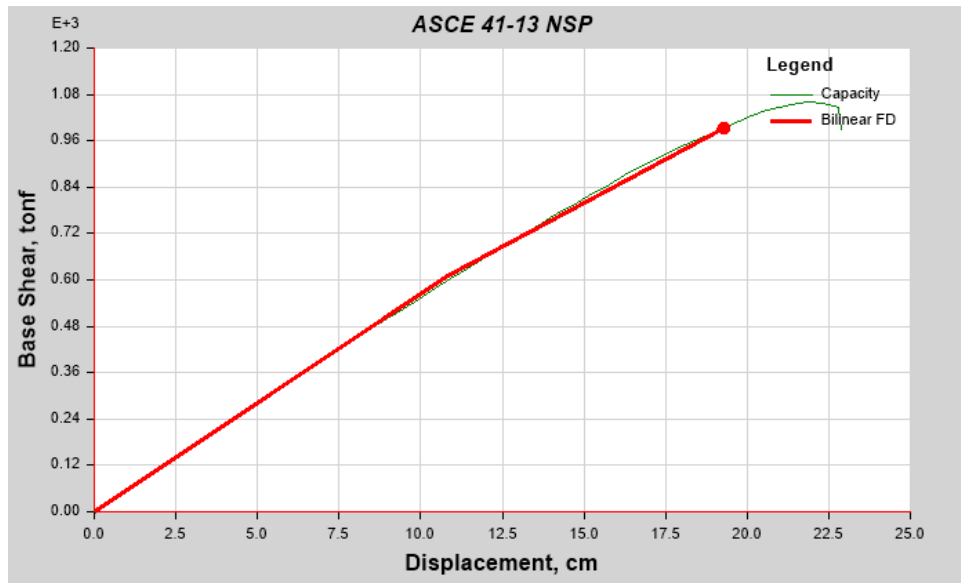


Figura N° 87: Sobrerresistencia global M4 X-X

Vy (ton)	Vu (ton)	R=Vu/Vy
611.5328	987.9328	1.62

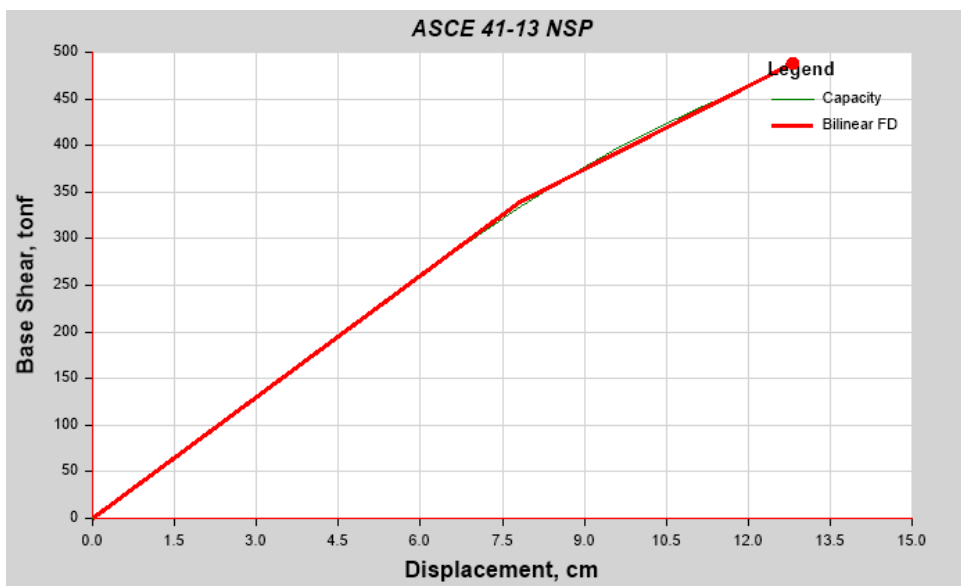


Figura N° 88: Sobrerresistencia global M4 Y-Y

Vy (ton)	Vu (ton)	R=Vu/Vy
339.8078	488.4502	1.44

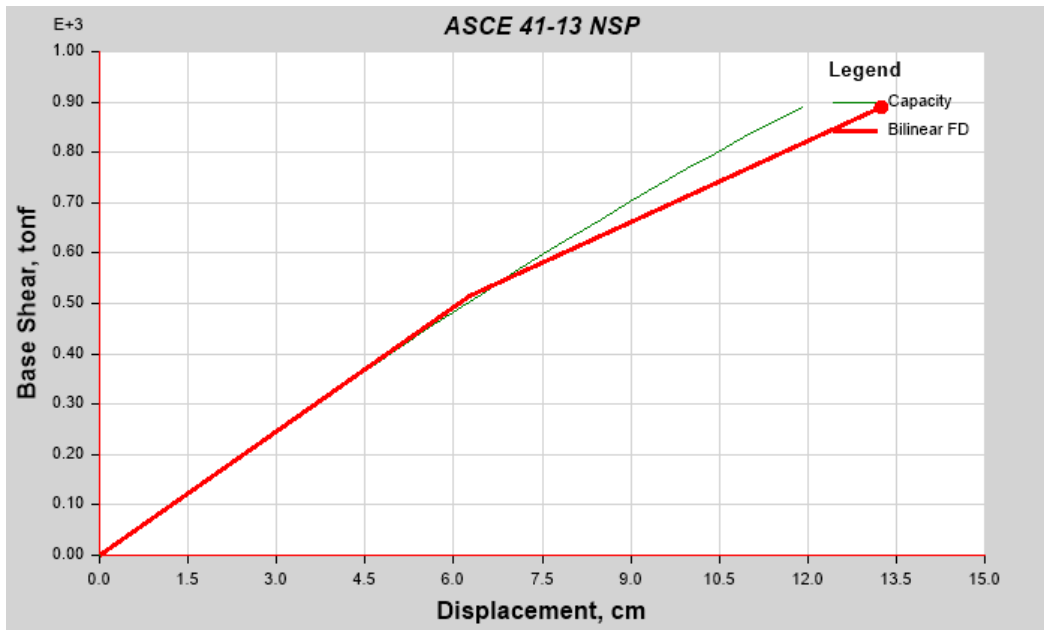


Figura N° 89: Sobrerresistencia global M5 X-X

Vy (ton)	Vu (ton)	R=Vu/Vy
515.5077	888.7162	1.72

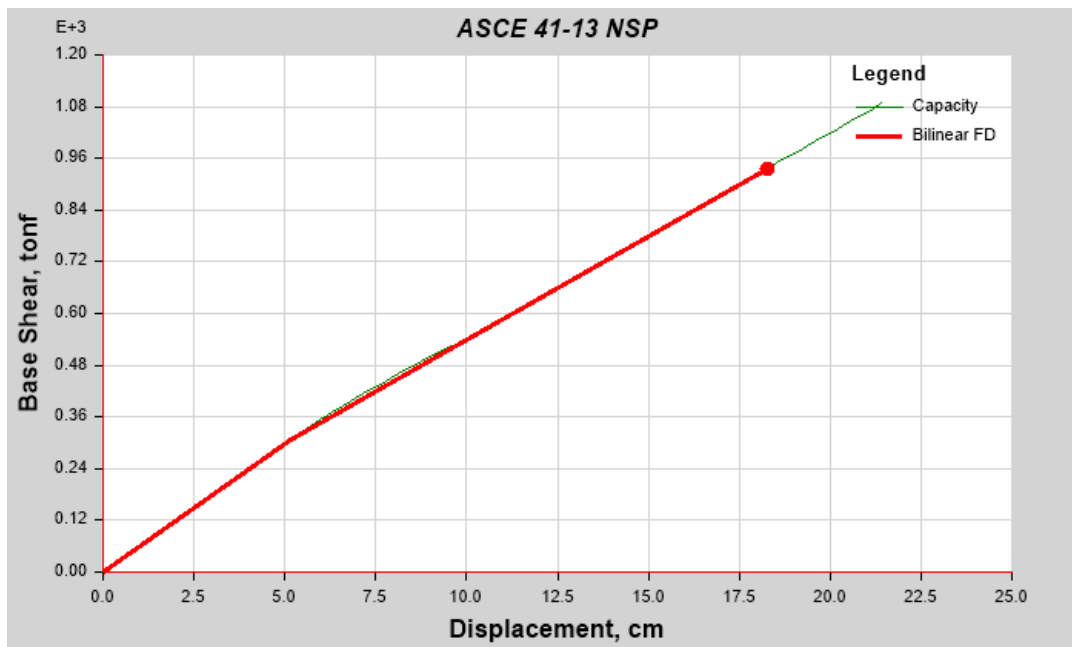


Figura N° 90: Sobrerresistencia global M5 Y-Y

Vy (ton)	Vu (ton)	R=Vu/Vy
308.7871	1087.9265	3.52

Tabla N° 37: *Sobrerresistencia global*

Modelo	Sobrerresistencia global X-X	Variación con respecto a M1	Sobrerresistencia a global Y-Y	Variación con respecto a M1
M1	1.87	-----	2.19	-----
M2	1.97	+ 5.35%	2.14	-2.28%
M3	2.36	+ 26.20%	2.15	-1.83%
M4	1.62	-13.34%	1.44	-34.25%
M5	1.72	-8.02%	3.52	+60.73%

Fuente: Elaboración propia

Interpretación de resultados

Como se aprecia en la tabla N° 37, la adición de columnas compuestas como refuerzo estructural a M1, hizo que la estructura aumente su sobrerresistencia en la dirección X-X en los modelos M2 (+5.35%) y M3 (+26.2%). Resulta obvio que en el modelo M3 este incremento en sobrerresistencia sea superior pues la columna CFT de 66 cm de diámetro tiene una inercia superior a la columna SRC 25x70 cm.

Caso contrario sucedió en la dirección Y-Y, donde hubo una disminución de la sobrerresistencia en los modelos M2 (-2.28%) y M3 (-1.83%). Se pensaría que al adicionar columnas compuestas la sobrerresistencia aumentaría en ambas direcciones, pero esto no ocurre debido a la influencia de una “correcta distribución” de los elementos estructurales, que es algo que se ve limitado por la forma geométrica en planta y por las demandas arquitectónicas del edificio.

En caso de los modelos M4 y M5 que se modelaron en base a pórticos de sección compuesta, solo hubo un aumento de la sobrerresistencia en el modelo M5 (+60.73% Y-Y) a pesar que fue modelado con columnas CFT circulares, en su dirección X-X su sobrerresistencia disminuyó en -8.02% respecto de M1.

3.2.2. Indicador Ductilidad

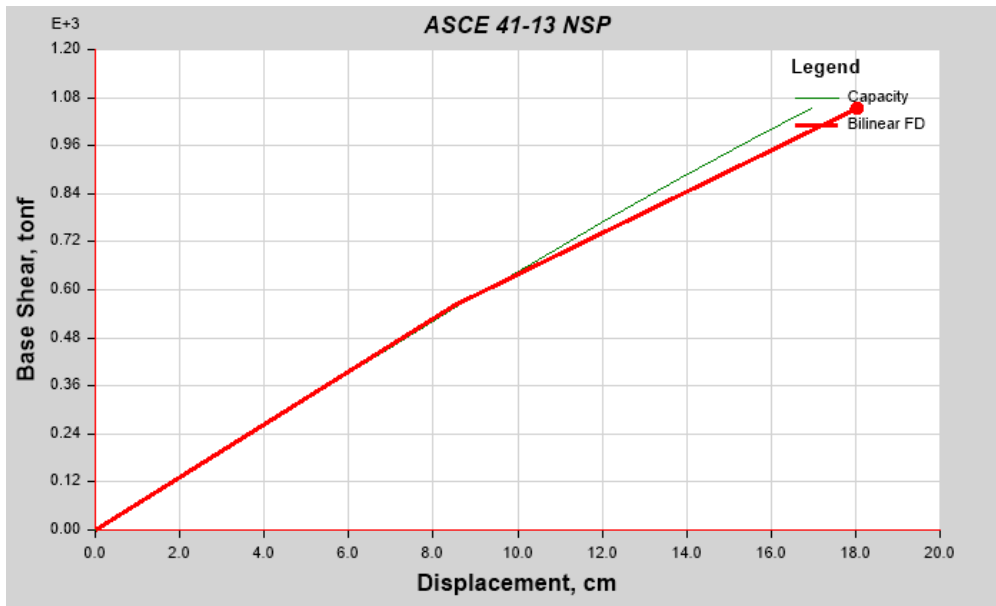


Figura N° 91: Ductilidad global M1 X-X

Dy (cm)	Du (cm)	$u=Du/Dy$
8.5049	16.9443	1.99

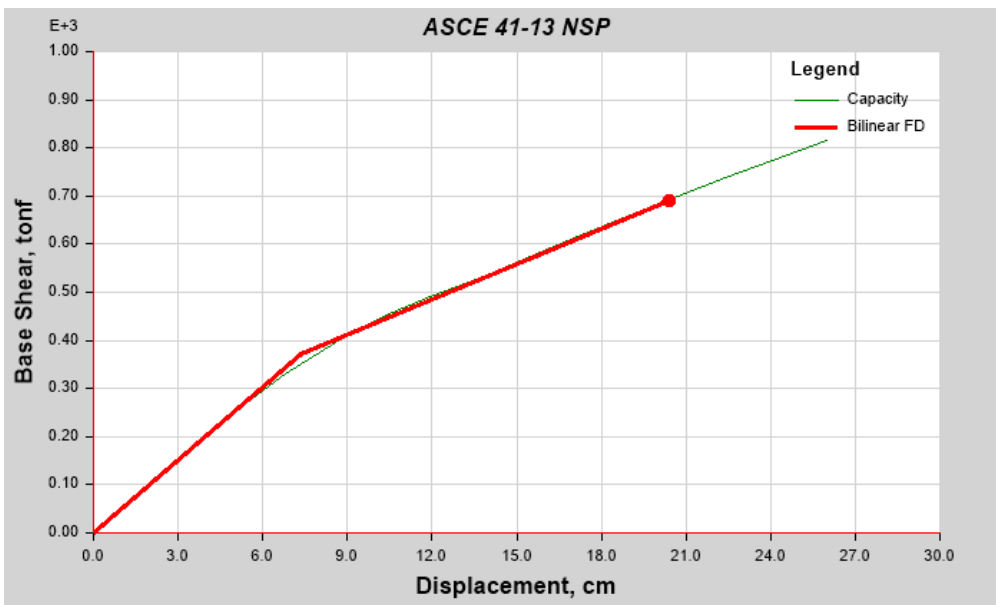


Figura N° 92: Ductilidad global M1 Y-Y

Dy (cm)	Du (cm)	$u=Du/Dy$
7.354	25.9824	3.53

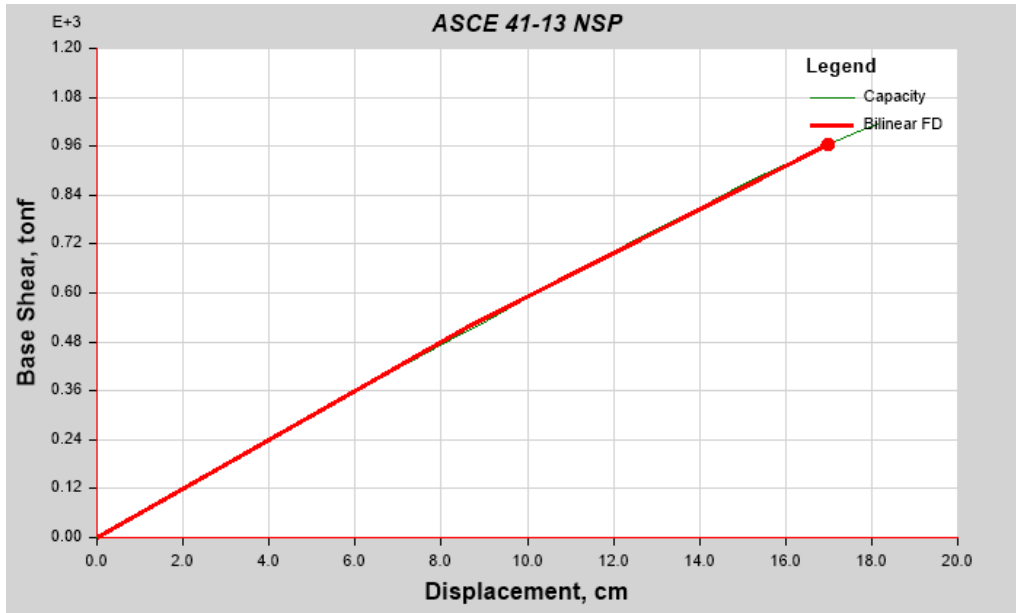


Figura N° 93: Ductilidad global M2 X-X

Dy (cm)	Du (cm)	$\mu=Du/Dy$
8.6188	18.1236	2.10

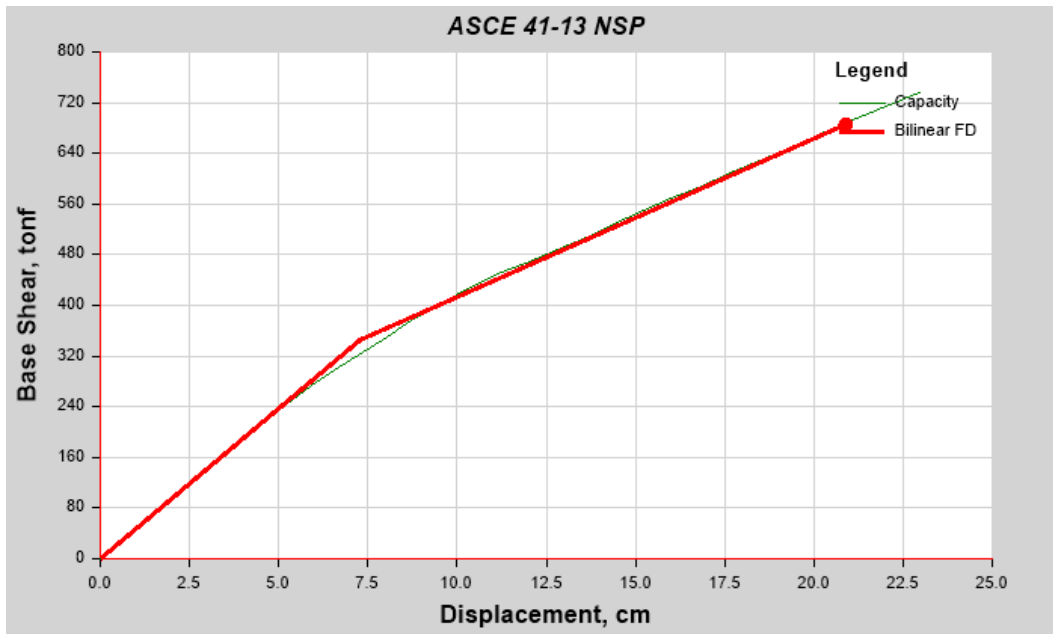


Figura N° 94: Ductilidad global M2 Y-Y

Dy (cm)	Du (cm)	$\mu=Du/Dy$
7.2872	22.9783	3.15

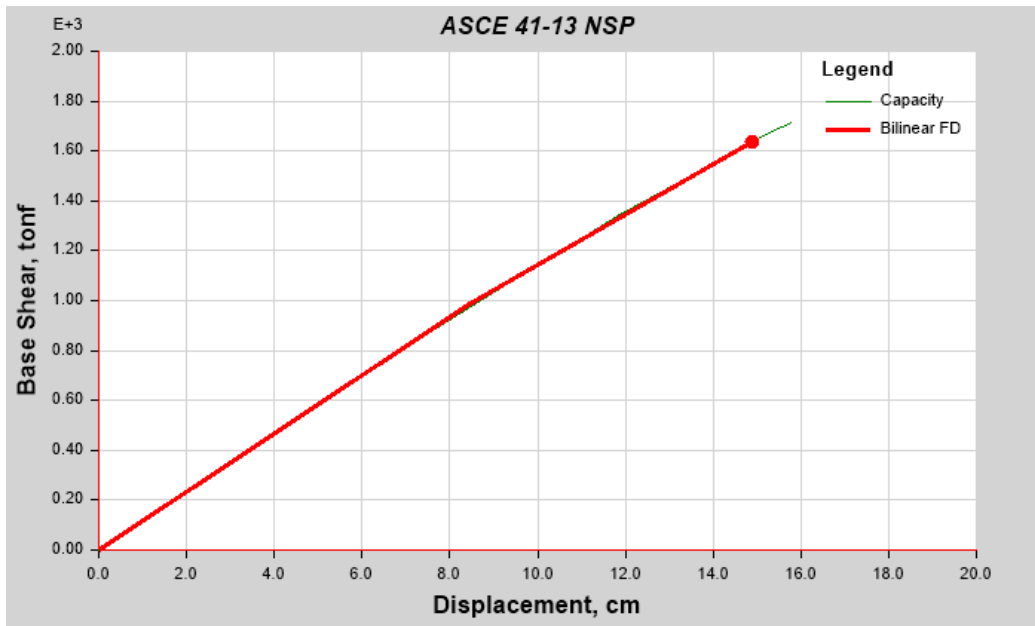


Figura N° 95: Ductilidad global M3 X-X

Dy (cm)	Du (cm)	$u=du/Dy$
6.1552	15.7668	2.56

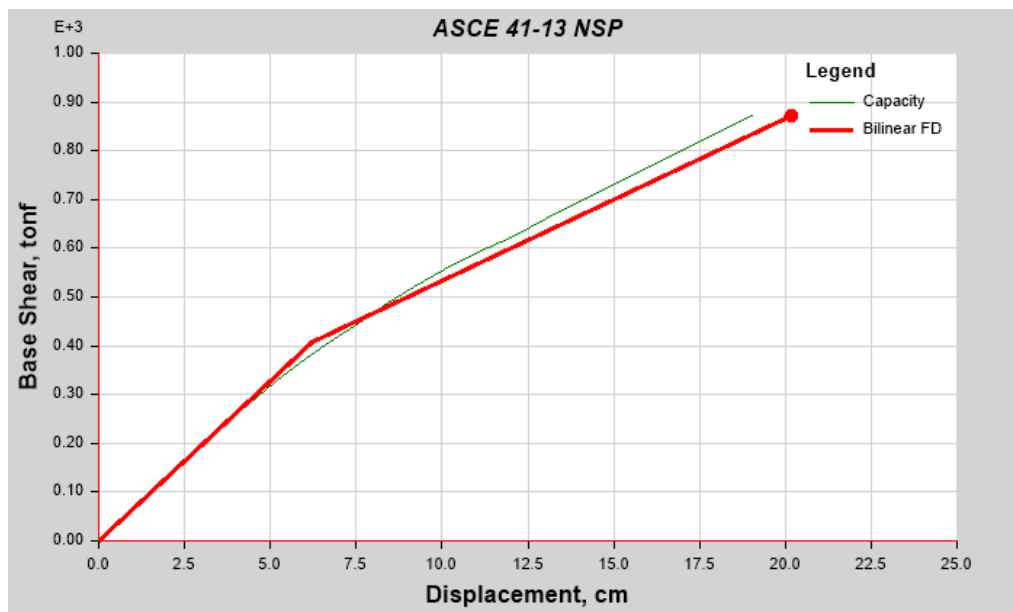


Figura N° 96: Ductilidad global M3 Y-Y

Dy (cm)	Du (cm)	$u=du/Dy$
6.2085	19.0181	3.06

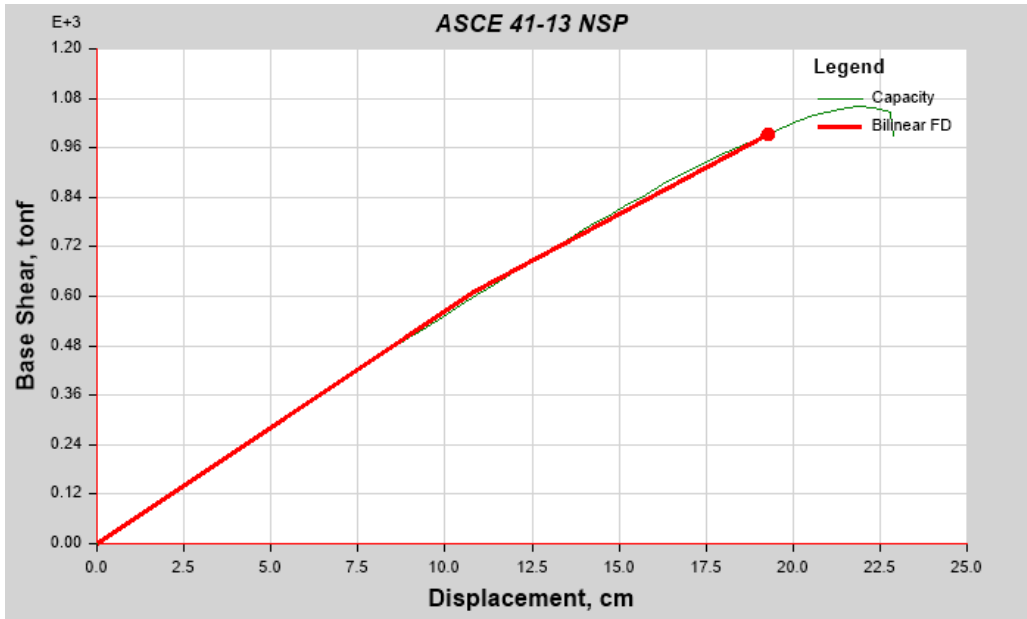


Figura N° 97: Ductilidad global M4 X-X

Dy (cm)	Du (cm)	$\mu=Du/Dy$
10.8135	22.8927	2.12

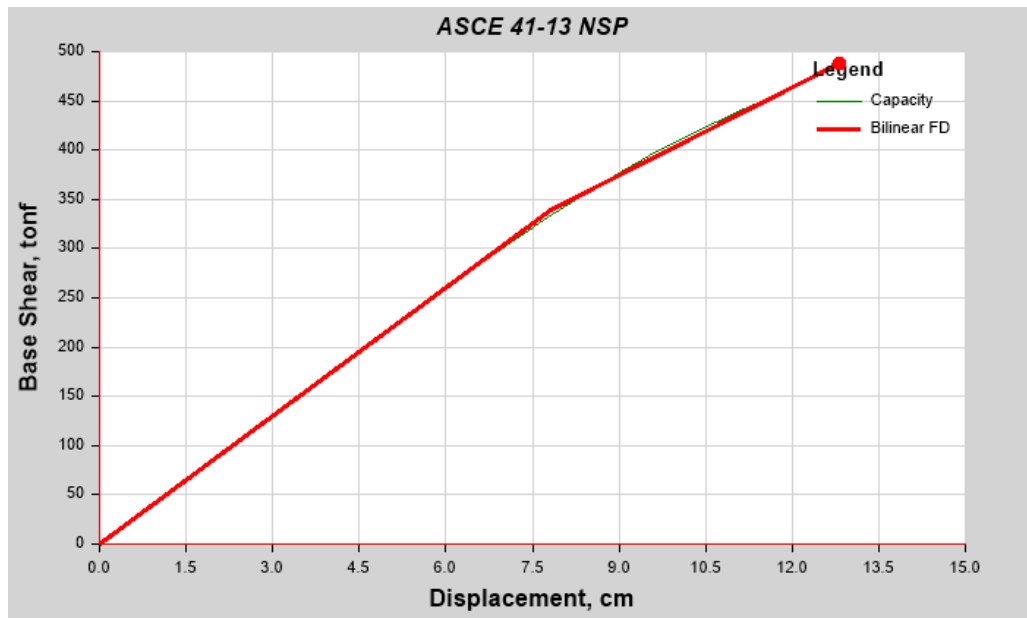


Figura N° 98: Ductilidad global M4 Y-Y

Dy (cm)	Du (cm)	$\mu=Du/Dy$
7.8242	12.8446	1.64

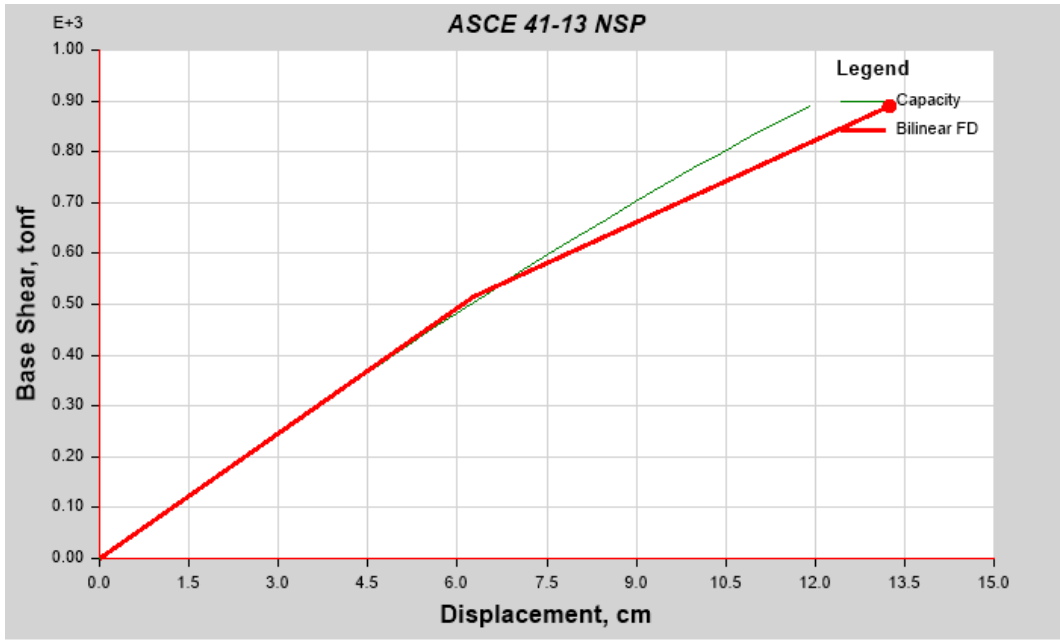


Figura N° 99: Ductilidad global M5 X-X

Dy (cm)	Du (cm)	u=Du/Dy
6.2648	11.8936	1.90

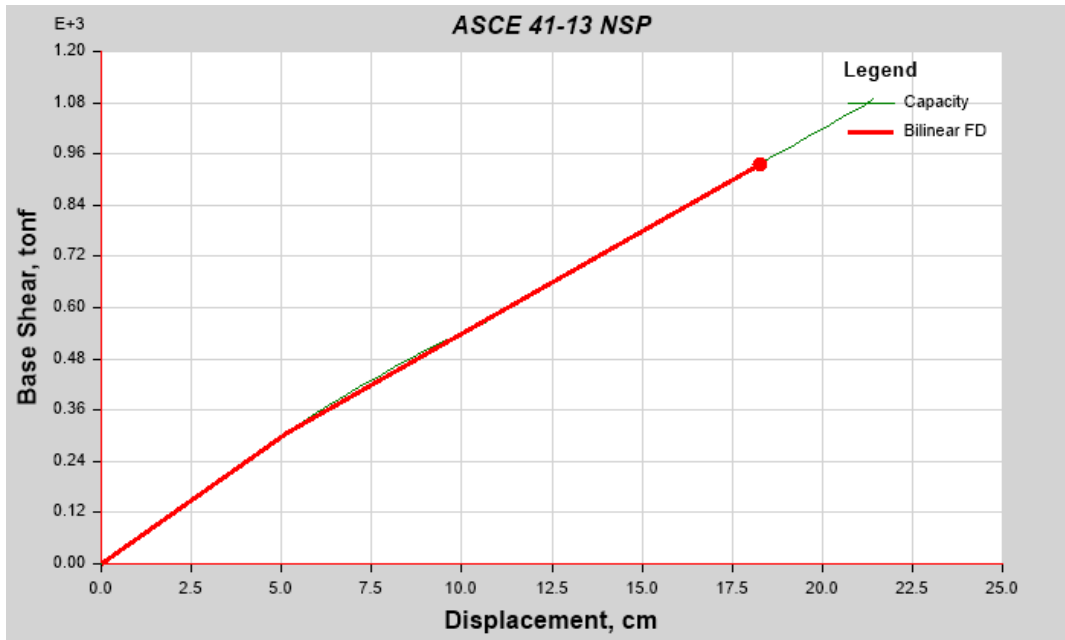


Figura N° 100: Ductilidad global M5 Y-Y

Dy (cm)	Du (cm)	u=Du/Dy
5.1519	21.4173	4.16

Tabla N° 38: *Ductilidad global*

Modelo	Ductilidad global X-X	Variación con respecto a M1	Ductilidad global Y-Y	Variación con respecto a M1
M1	1.99	-----	3.53	-----
M2	2.1	+5.53%	3.15	-10.76%
M3	2.56	+28.64%	3.06	-13.31%
M4	2.12	+6.53%	1.64	-53.54%
M5	1.9	-4.52%	4.16	+17.85%

Fuente: Elaboración propia

Interpretación de resultados

De la tabla N° 38, hubo un aumento de la ductilidad en la dirección X-X al incorporar columnas compuestas como reforzamiento estructural a M1, en el modelo M2 con columnas SRC el aumento fue de +5.53% y en el modelo M3 con columnas CFT el aumento fue de +28.64. El aumento más notorio fue en M3 porque la columna CFT de 66 cm de diámetro tiene mayor inercia que la columna SRC 25x70 cm.

En la dirección Y-Y, se nota una disminución en la ductilidad: en M2 fue de -10.76% y en M3 fue de -13.31%. La razón por esta disminución en la dirección Y-Y, es por la distribución de los elementos estructurales que se ven limitados por la forma geométrica en planta, algo similar ocurrió en la sobrerresistencia.

Los modelos M4 y M5 que fueron modelados en base a pórticos de sección compuesta, en la dirección X-X hubo un aumento en el modelo M4 con +6.53, pero una disminución en el M5 con -4.52%. En la dirección Y-Y en el modelo M4 la ductilidad disminuyó en -53.54% pero aumentó en el modelo M5 con +17.85%. Otra vez la forma irregular del edificio hace que el aumento de la ductilidad no sea en ambas direcciones de análisis.

3.2.3. Indicador Punto de desempeño sísmico

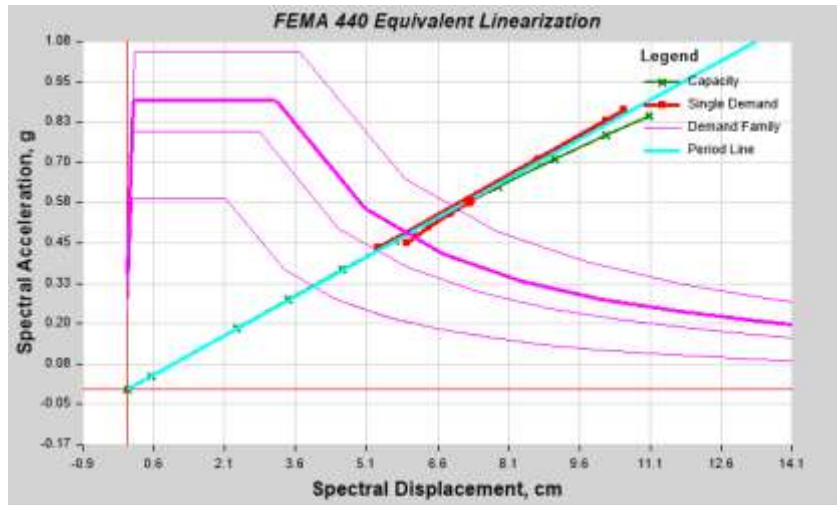


Figura N° 101: Punto de desempeño M1 X-X

A continuación, solo se describirá como es que se halla el punto de desempeño sísmico del modelo M1 en su dirección X-X, para los demás modelos el procedimiento es el mismo y ya no se explayarán.

Tabla N° 39: *Modos de vibración M1 X-X*

Story	Load Case/Combo	Maximum
		cm
Story12	Modal 1	0.002
Story11	Modal 1	0.0018
Story10	Modal 1	0.0017
Story9	Modal 1	0.0016
Story8	Modal 1	0.0014
Story7	Modal 1	0.0012
Story6	Modal 1	0.001
Story5	Modal 1	0.0008
Story4	Modal 1	0.0006
Story3	Modal 1	0.0005
Story2	Modal 1	0.0003
Story1	Modal 1	0.0001
Sotano1	Modal 1	5.07E-06
Sotano2	Modal 1	1.44E-06

Fuente: Etabs

Haciendo uso de las fórmulas (52) y (54), tenemos:

$$PF1 = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{(W_i \phi_{i1})}{g}}{\sum_{i=1}^n \frac{[W_i(\phi_{i1})^2]}{g}} = 1.4740844$$

$$Sdy = \frac{\Delta_{techo}}{PF1 * \phi_{1techo}} = \frac{8.5049}{1.4740844 \times 1} = 5.7696 \text{ cm}$$

Tabla N° 40: Operaciones para hallar factor PF1

Masa X	Modo 1	(Wi*Φ1)	Wi*Φ^2
0.074349	1	0.074349	0.074349
0.096061	0.9	0.0864549	0.07780941
0.095746	0.85	0.0813841	0.06917649
0.104135	0.8	0.083308	0.0666464
0.104341	0.7	0.0730387	0.05112709
0.108246	0.6	0.0649476	0.03896856
0.117774	0.5	0.058887	0.0294435
0.118278	0.4	0.0473112	0.01892448
0.118278	0.3	0.0354834	0.01064502
0.118278	0.25	0.0295695	0.00739238
0.118278	0.15	0.0177417	0.00266126
0.126155	0.05	0.00630775	0.00031539
0.233385	0.0025365	0.00059198	1.5016E-06
0.304559	0.000722	0.00021989	1.5876E-07
SUMA		0.65959472	0.44746062

Fuente: Elaboración propia

Con el espectro de capacidad obtenido del Etabs y con el valor hallado de Sdy=5.7696 cm, se hace la sectorización para obtener el punto de desempeño por cada sismo de diseño.

Tabla N° 41: Valores para espectro de capacidad

Sd	Sa
cm	g
0	0
0.5004	0.041661
2.2996	0.189739
3.4013	0.279537
4.5484	0.371919
5.6557	0.460477
6.7681	0.547295
7.8371	0.627842
9.0407	0.714579
10.1338	0.788737
11.0492	0.846785

Fuente: Etabs

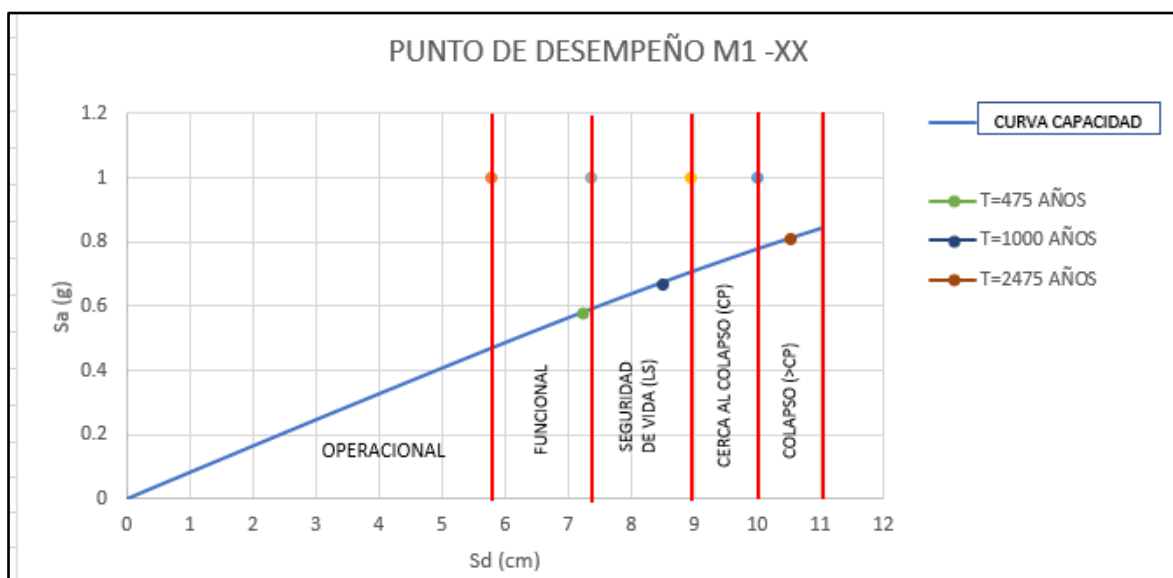


Figura N° 102: Sectorización del punto de desempeño M1-XX

	Sd (cm)	Sa (g)	Punto desempeño
T=475 años	7.237	0.582622	FUNCIONAL
T= 1000 años	8.5122	0.676493	LS
T=2475 años	10.5267	0.813654	> CP

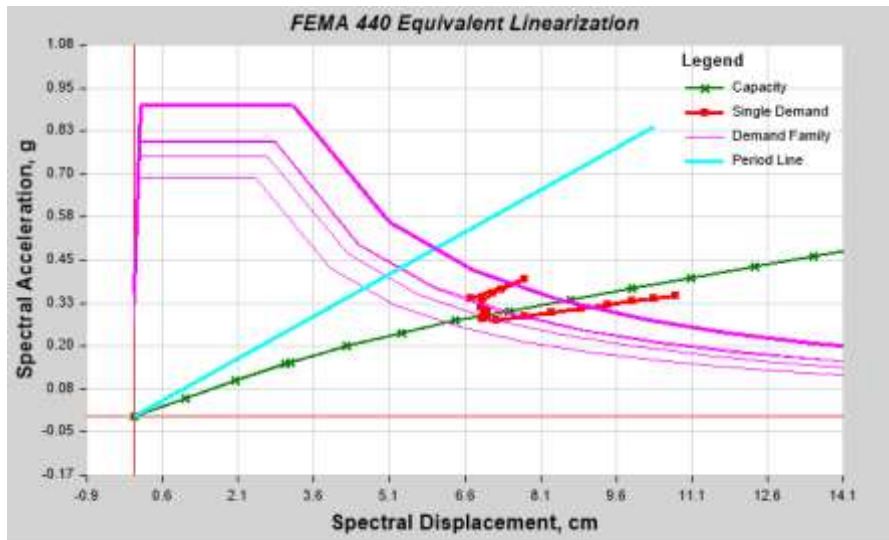


Figura N° 103: Punto de desempeño M1 Y-Y

	Sd (cm)	Sa (g)	Punto desempeño
T=475 años	6.9434	0.29272	FUNCIONAL
T= 1000 años	10.3517	0.384338	LS
T=2475 años	No found	No found	No found

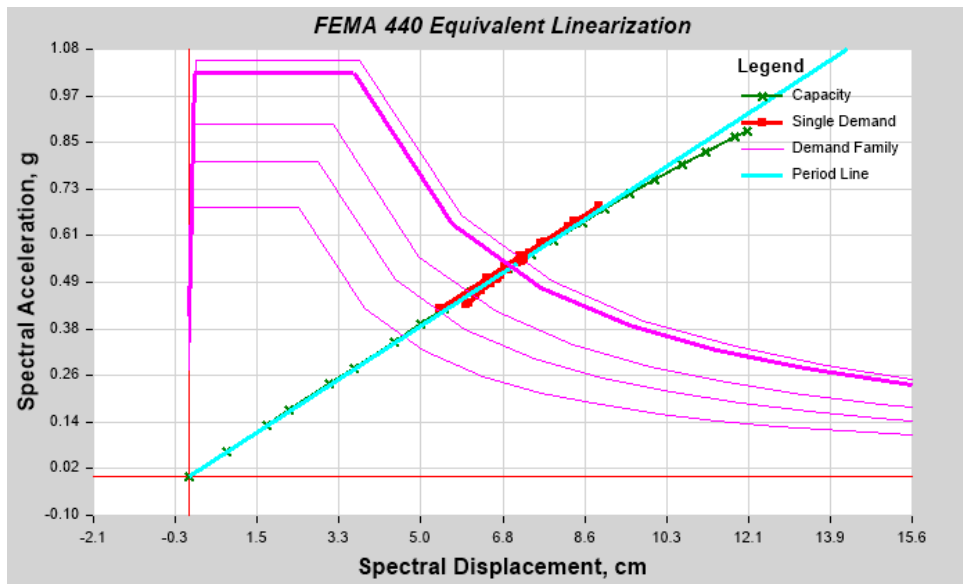


Figura N° 104: Punto de desempeño M2 X-X

	Sd (cm)	Sa (g)	Punto desempeño
T=475 años	7.2072	0.55123	IO
T= 1000 años	8.7397	0.660695	LS
T=2475 años	10.963	0.809804	>CP

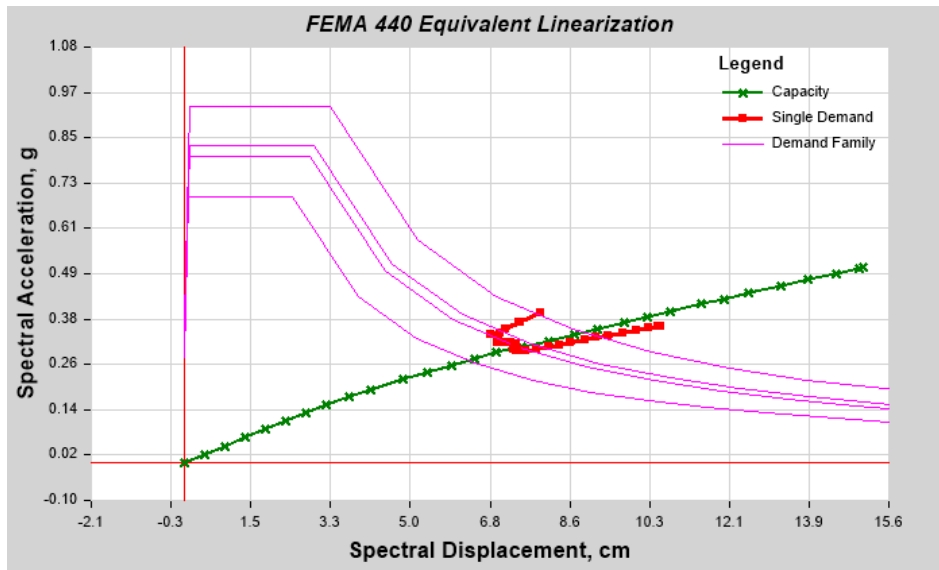


Figura N° 105: Punto de desempeño M2 Y-Y

	Sd (cm)	Sa (g)	Punto desempeño
T=475 años	7.344	0.298889	IO
T= 1000 años	11.7104	0.420352	CP
T=2475 años	No found	No found	-----

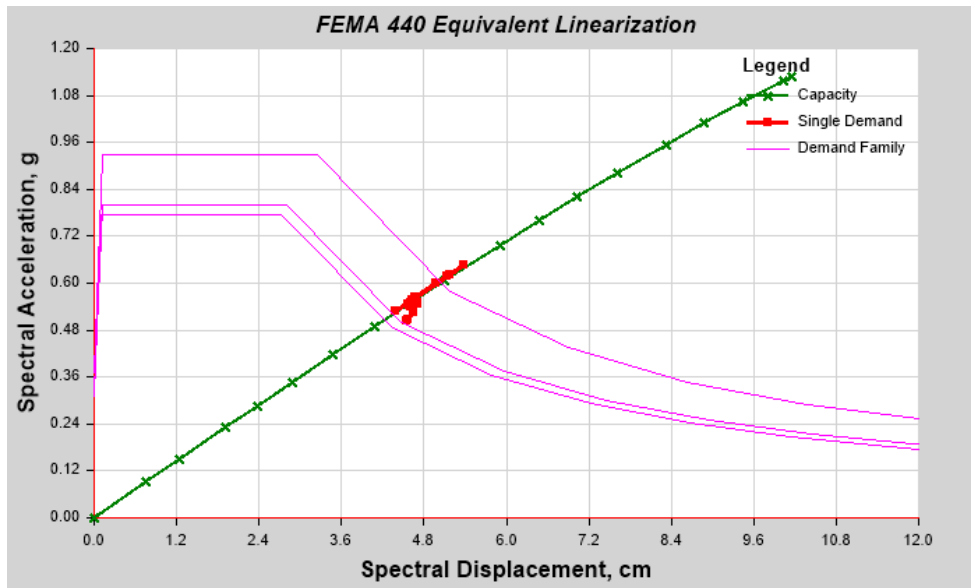


Figura N°106: Punto de desempeño M3 X-X

	Sd (cm)	Sa (g)	Punto desempeño
T=475 años	4.5804	0.547163	FUNCIONAL
T= 1000 años	6.0529	0.713901	LS
T=2475 años	8.1749	0.940416	CP

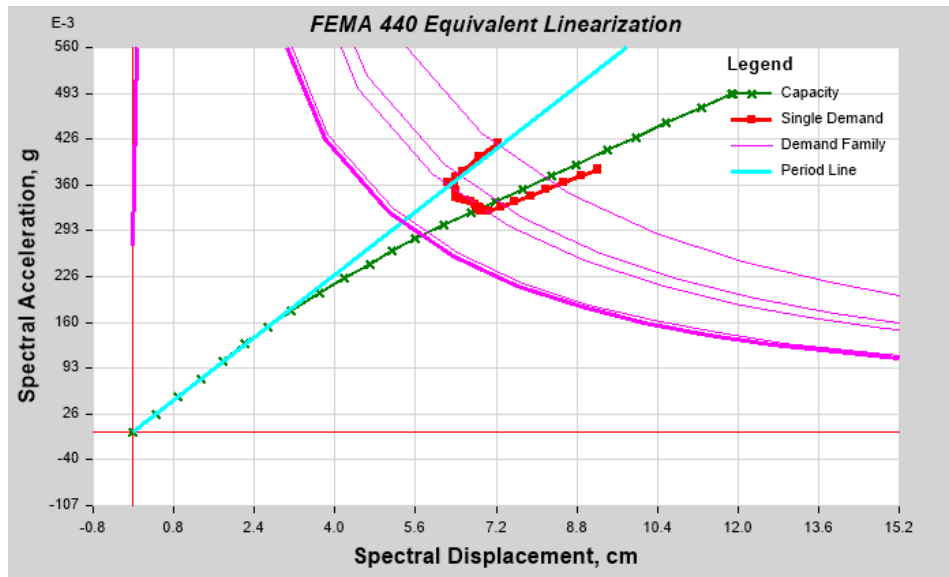


Figura N° 107: PUNTO DE DESEMPEÑO M3 Y-Y

	Sd (cm)	Sa (g)	Punto desempeño
T=475 años	6.8777	0.325267	LS
T= 1000 años	NO FOUND	NO FOUND	-----
T=2475 años	NO FOUND	NO FOUND	-----

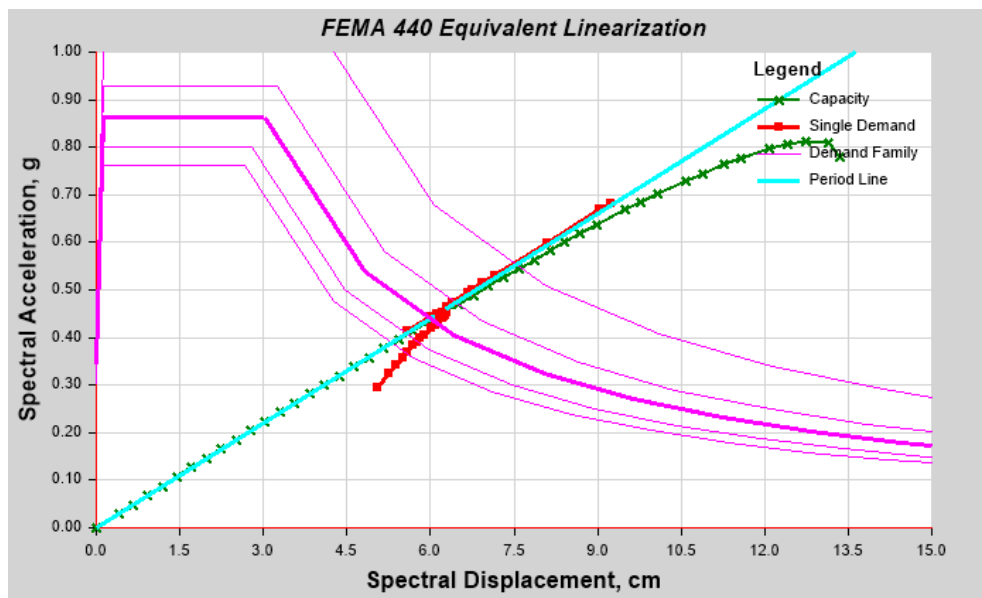


Figura N° 108: Punto de desempeño M4 X-X

	Sd (cm)	Sa (g)	Punto desempeño
T=475 años	6.1875	0.449128	OPERACIONAL
T= 1000 años	8.1589	0.583414	FUNCIONAL
T=2475 años	10.3941	0.719731	LS

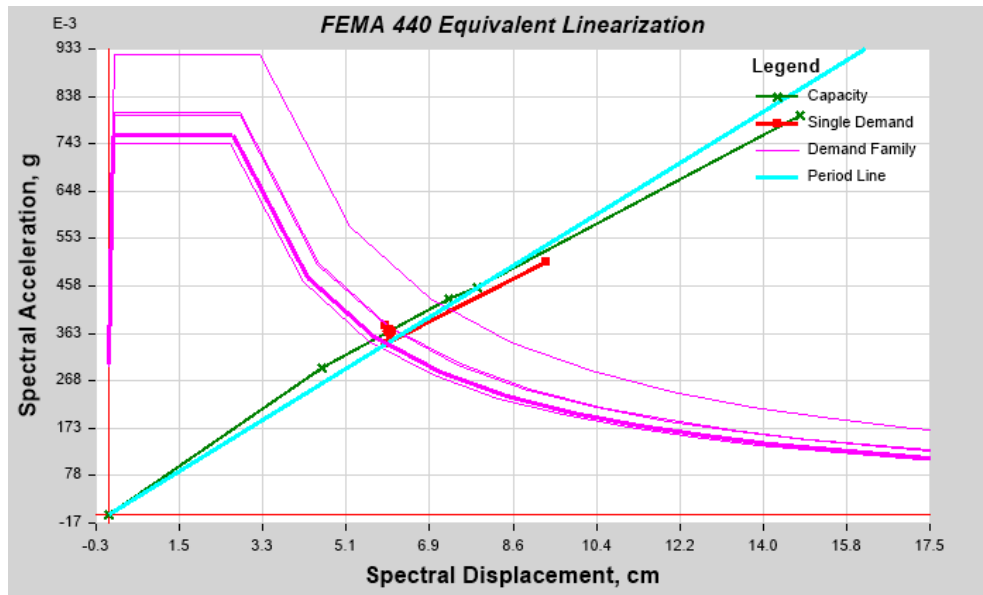


Figura N° 109: Punto de desempeño M4 Y-Y

	Sd (cm)	Sa (g)	Punto desempeño
T=475 años	5.996	0.367374	FUNCIONAL
T= 1000 años	7.7108	0.44903	CP
T=2475 años	NO FOUND	NO FOUND	-----

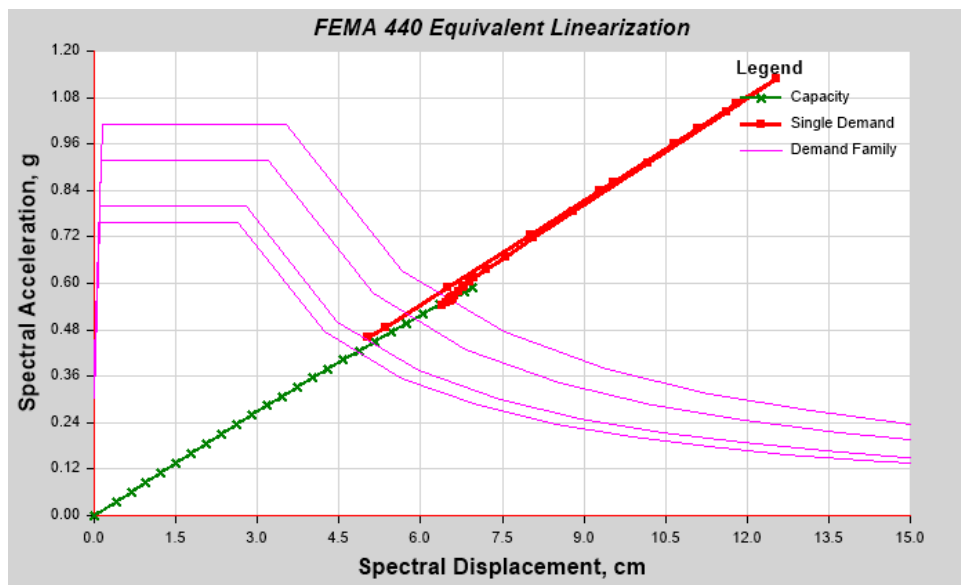


Figura N° 110: Punto de desempeño M5 X-X

	Sd (cm)	Sa (g)	Punto desempeño
T=475 años	6.5523	0.560476	> CP
T= 1000 años	NO FOUND	NO FOUND	-----
T=2475 años	NO FOUND	NO FOUND	-----

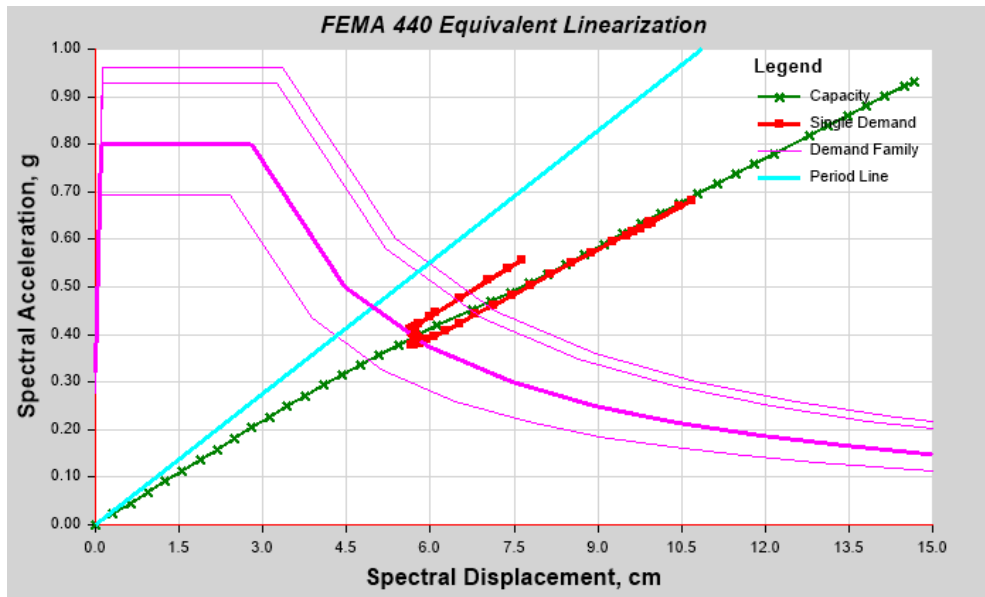


Figura N° 111: Punto de desempeño M5 Y-Y

	Sd (cm)	Sa (g)	Punto desempeño
T=475 años	5.7261	0.396142	FUNCIONAL
T= 1000 años	7.6578	0.502452	LS
T=2475 años	NO FOUND	NO FOUND	-----

Tabla N°42: Punto de desempeño sísmico

Modelo	T=475 años			T=1000 años			T=2475 años		
	X-X	Y-Y	Desempeño general	X-X	Y-Y	Desempeño general	X-X	Y-Y	Desempeño general
M1	FUNCIONAL	FUNCIONAL	FUNCIONAL	LS	LS	LS	>CP	No found	>CP
M2	FUNCIONAL	FUNCIONAL	FUNCIONAL	LS	CP	CP	>CP	No found	>CP
M3	FUNCIONAL	LS	LS	LS	No found	Indeterminado	CP	No found	Indeterminado
M4	OPERACIONAL	FUNCIONAL	FUNCIONAL	FUNCIONAL	CP	CP	LS	No found	Indeterminado
M5	> CP	FUNCIONAL	>CP	No found	LS	>CP	No found	No found	>CP

Fuente: Elaboración propia

Interpretación de resultados

Según la tabla N° 42, para un sismo con $T_{\text{retorno}}=475$ años en la dirección X-X, los modelos M2 y M3 que fueron reforzados con columnas compuestas tienen un desempeño igual a M1 que es FUNCIONAL, por lo que no hay una mejora. Los modelos M4 y M5 que fueron modelados con pórticos de sección compuesta, solo M4 presenta una ligera mejora de desempeño OPERACIONAL, el modelo M5 es el que peor desempeño tiene de >CP (colapso). En la dirección Y-Y todos tienen un desempeño igual a FUNCIONAL, salvo el modelo M3 con un desempeño de LS (seguridad de vida) que significa una leve disminución en su desempeño comparado a M1. Como desempeño general ninguno de los modelos fue superior a M1.

Para un sismo con $T_{\text{retorno}}=1000$ años en la dirección X-X, los modelos M2 y M3 reforzados con columnas compuestas tienen igual desempeño que M1 que es de LS (seguridad de vida); el modelo M4 es el que tiene el mejor desempeño de FUNCIONAL, y en el modelo M5 no se halló el punto de desempeño porque para el sismo con $T_{\text{retorno}}=475$ años este ya llegó al colapso. En la dirección Y-Y tanto el modelo M2 como M5 tienen un desempeño de CP (prevención de colapso), que es inferior al desempeño de M1 que es LS, para M3 no se halló punto de desempeño; solo el modelo M5 alcanza un desempeño de LS (seguridad de vida) igual que M1. Como desempeño general todos los modelos tuvieron un desempeño inferior a M1.

Para un sismo con $T_{\text{retorno}}=2475$ años en la dirección X-X los modelos M1 y M2 tienen un pésimo desempeño de >CP (colapso), el modelo M3 alcanza un desempeño de CP (prevención de colapso), solo el modelo M4 tiene un gran desempeño de LS (seguridad de vida) y M5 no se halló su punto de desempeño. En la dirección Y-Y, no se halló punto de desempeño en ninguno de los modelos y debido a esto no se puede obtener un desempeño general de cada estructura salvo M5 (que colapsó con $T_{\text{retorno}}=475$ años)

Contrastación de hipótesis:

Para la hipótesis general, los pórticos compuestos mejorarán el desempeño sísmico del edificio multifamiliar “Los Rosales”. De acuerdo a los resultados, no se valida esta hipótesis para ninguno de los modelos, porque que las mejoras solo se dieron en forma parcial en una de sus direcciones de análisis.

Para la hipótesis específica, los pórticos compuestos mejorarán la sobrerresistencia del edificio multifamiliar “Los Rosales”. Según los resultados se valida esta hipótesis en forma parcial en los modelos M2, M3 (dirección X-X) y M5 (dirección Y-Y), para los demás casos la hipótesis no es válida.

Para la hipótesis específica, los pórticos compuestos mejorarán la ductilidad del edificio multifamiliar “Los Rosales”. Solo se logró validar esta hipótesis en los modelos M2, M3, M4 (dirección X-X) y M5 (dirección Y-Y), para el resto de casos no se valida esta hipótesis.

Para la hipótesis específica, los pórticos compuestos mejorarán el desempeño sísmico del edificio multifamiliar “Los Rosales”. Solo se logra validar esta hipótesis en los siguientes casos: a) Modelo M4 (sismo con $T_{\text{retorno}}=475$ años dirección X-X), b) Modelo M4 (sismo con $T_{\text{retorno}}=1000$ años dirección X-X), c) Modelo M4 (sismo con $T_{\text{retorno}}=2475$ años dirección X-X), para el resto de casos la hipótesis no es válida.

IV. DISCUSIÓN

Respecto al indicador Sobrerresistencia, según el autor CRISAFULLI, Francisco (2018) en su libro *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*, dice que la sobrerresistencia “[...] tiene en cuenta la reserva de resistencia entre los niveles VY y VD [...]”, es decir que la sobrerresistencia es el cociente entre el cortante de fluencia sobre el cortante de diseño. Tal y como el antecedente PEREA, Tiziano (2012) en su trabajo “*Análisis de Marcos Resistentes a Momento con Columnas Compuestas*”, en sus resultados obtiene valores de sobrerresistencia (V_y/V_d) para edificios con pórticos compuestos de 3 a 15 pisos, que están en la siguiente tabla:

Tabla N° 43: *Sobrerresistencia de edificios de sección compuesta*

N°	Modelo	Columnas	R
1	SRC3Q2	SRC	3.49
2	SRC3Q4	SRC	6.60
3	SRC6Q2	SRC	2.25
4	SRC6Q4	SRC	4.33
5	SRC15Q2	SRC	1.42
6	SRC15Q4	SRC	1.83
7	CFT3Q2	CCFT	2.61
8	CFT3Q4	CCFT	4.46
9	CFT5Q2	CCFT	2.07
10	CFT5Q4	CCFT	3.59
11	CFT7Q4	CCFT	3.21

Fuente: PEREA, Tiziano (2012)

Los valores más altos en la Tabla N° 43 corresponden a edificios de menor altura, mientras que en los edificios más altos tienden a disminuir este valor, para los edificios de 15 pisos sus valores son de 1.42 y 1.83 teniendo un valor promedio de 1.63, mientras que en los resultados de la presente tesis (14 niveles incluyendo los sótanos), la sobrerresistencia se halló con el cociente del cortante último entre el cortante de fluencia (V_u/V_y) porque lo que más nos interesa es su comportamiento en el rango inelástico, así se tiene que el valor más alto fue de 3.52 y el más bajo fue 1.44 con un valor medio de 2.10. Esto se debe a que este

autor modelo sus edificios a manera de pórticos sin incluir muros de concreto ni escaleras, lo cual resulta un modelo simplificado bastante alejado de la realidad.

En cuanto al indicador Ductilidad, el autor AGUIAR, Roberto (2003) en su libro *Análisis sísmico por desempeño*, señala que “[...] si un elemento tiene muy poca capacidad de ductilidad por curvatura va a presentar una falla frágil cuando la estructura ingrese al rango no lineal [...]”, lo cual es fácilmente entendible sabiendo que la ductilidad es la capacidad de deformación de una estructura o elemento en el rango inelástico sin que pierda su resistencia, entonces conviene tener valores altos de ductilidad para que la estructura disipe la mayor cantidad de energía al deformarse. Basándonos en estas afirmaciones el antecedente PEREA, Tiziano (2012) en su antecedente “*Análisis de marcos resistentes a momento con columnas compuestas*”, obtiene en sus edificios de 15 pisos modelados con columnas SRC ductilidades de 5.67 y 5.6 (ver tabla N° 36), los cuales son más altos que las ductilidades halladas en esta tesis cuyo valor más alto fue de 4.16 para el modelo M5 (columnas CFT) en la dirección Y-Y. Además, él concluye que los pórticos con columnas CFT desarrollan mejor ductilidad que las columnas SRC al hacer un comparativo entre 02 edificios de 3 pisos cuyas ductilidades son: para el edificio con columnas SRC de 60x60 cm ($\mu=4$) y para el edificio con columnas CFT con 45.72 cm de diámetro($\mu=4.8$), pero los resultados de la presente tesis se demuestra que esto es algo relativo: en la dirección X-X la ductilidad global aumenta con respecto a M1: el modelo M3 (estructura reforzada con columnas CFT) tiene mayor ductilidad que el modelo M2 (estructura reforzada con columnas SRC), pero en la dirección Y-Y, si bien es cierto que M3 tiene mayor ductilidad que M2, se nota que ambas son inferiores a M1. Como se mencionó en los resultados, esto se debería a una inadecuada distribución de las columnas en planta debido a su forma geométrica irregular, así como las demandas arquitectónicas, tal es el caso del edificio que se estudió (a pesar de que con la incorporación de las columnas compuestas se redujo sus derivas). Además PEREA, Tiziano solo modela un edificio de máximo 7 pisos con columnas CFT con diámetro de 50.8 cm y un edificio de 15 pisos con columnas SRC de 90x90 cm, por lo que es razonable deducir que al usar columnas de mayor dimensión obtendrá valores altos en ductilidad y sobrerresistencia, aparte del hecho que la mayoría de trabajos de investigación dónde se realiza análisis Pushover, casi todos usan edificios con forma regular tanto en planta como en altura y no incorporan en sus modelos los sótanos ni las escaleras, incluso el antecedente BORQUEZ, Matías (2017) lo reconoce en su tesis dónde textualmente dice: “Si bien los modelos no lineales utilizados buscan representar el comportamiento de los materiales y

elementos de la forma más ajustada a la realidad posible, no se modelaron todos los efectos y sobretodo se desconoce el punto real de falla de cada estructura [...] los modelos no lineales considerados para el análisis se simplificaron a marcos de 2 dimensiones”. En base a esta afirmación se podría decir que, influye en gran manera el modelamiento del edificio, cuanto más cercano sea a la realidad, se obtendrán valores más confiables pero a un mayor costo computacional, así tenemos como anécdota que en un primer análisis en varios de los 05 modelos de la presente tesis no se encontraba el punto de desempeño para un sismo de $T_{\text{retorno}}=475$ años pero si para el sismo con $T_{\text{retorno}}=1000$ años, por lo que se tuvo que aumentar el número mínimo de estados guardados en cada paso del análisis de 10 (por defecto en Etabs) a 100 con el consiguiente aumento de tiempo.

Tabla N° 44: *Ductilidad de edificios compuestos en México*

N°	Modelo	Columnas	μ
1	SRC3Q2	SRC	4.18
2	SRC3Q4	SRC	4.00
3	SRC6Q2	SRC	4.93
4	SRC6Q4	SRC	4.52
5	SRC15Q2	SRC	5.67
6	SRC15Q4	SRC	5.60
7	CFT3Q2	CCFT	5.30
8	CFT3Q4	CCFT	4.80
9	CFT5Q2	CCFT	5.35
10	CFT5Q4	CCFT	4.82
11	CFT7Q4	CCFT	4.26

Fuente: PEREA, Tiziano (2012)

Para el indicador Punto de Desempeño, según Aguiar (2003) es la intersección del espectro de demanda inelástico con el espectro de capacidad. Por lo que es de gran importancia trabajar con un espectro de demanda que permita obtener resultados confiables,

por ejemplo el antecedente BORDA, Luis (2007) en su tesis “*Desempeño de un edificio aporticado de 6 pisos*”, en sus resultados obtiene que su edificio de 6 pisos aporticado (el cual posee una geometría regular) tiene un desempeño sísmico de Funcional en sus dos direcciones de análisis usando el espectro sísmico que propone la E-030 ($T_{\text{retorno}}=475$ años). El análisis Pushover te da el verdadero desempeño sísmico de una estructura, a diferencia de un simple análisis modal espectral que se lleva a cabo en el rango elástico tratando de extrapolar estos resultados para el rango inelástico, evidenciando que las normas como la E-030 son muy conservadores, por ejemplo para el modelo M1 de esta investigación poseía irregularidad torsional que se castiga con un factor $I_p=0.75$ amplificando así el espectro inelástico y supondría un pésimo comportamiento del edificio ante sismos severos, sin embargo, como se demostró en los resultados este tuvo un buen desempeño: para sismo con $T_{\text{retorno}}=475$ años su desempeño fue FUNCIONAL, para un sismo con $T_{\text{retorno}}=1000$ años su desempeño fue LS (seguridad de vida). Si bien es cierto que se puede usar cualquier espectro de demanda basados en las normativas locales de cada país, lo ideal es usar los espectros sísmicos basados en el ASCE los cuales consideran los efectos de aceleración en el suelo tanto para períodos cortos ($T < 0.2$ seg) como para períodos largos ($T > 1$ seg), obteniendo así resultados más confiables.

V. CONCLUSIONES

Se logró evaluar que la inclusión pórticos compuestos como reforzamiento estructural (modelos M2 y M3) mejoraron el desempeño sísmico del edificio multifamiliar “Los Rosales” de forma parcial, esto se evidencia en la Tabla N° 42, dónde el modelo M3 para un sismo con $T_{\text{retorno}}=2475$ años tuvo un desempeño CP en X-X mientras M1 fue >CP, pero en Y-Y no se halló el Punto de Desempeño. Esta mejora parcial se debió en gran parte a la forma irregular de la estructura, por lo que teniendo en cuenta las dos direcciones de análisis X-X e Y-Y, no hubo una mejora.

Se determinó que los pórticos compuestos como reforzamiento si mejora la sobrerresistencia del edificio multifamiliar en forma parcial, según la Tabla N° 37: en su dirección X-X el modelo M2 (SRC) +5.35% y modelo M3 (CFT) +26.2%. En la dirección Y-Y la sobrerresistencia disminuye, pues el modelo M2 (SRC) en -2.28% y modelo M3 (CFT) en -1.83%. Los modelos M4 (SRC) y M5 (CFT) que fueron modelados íntegramente como sección compuesta solo el modelo M5 en dirección Y-Y mejoró notablemente la sobrerresistencia en un +60.73%.

Se determinó que los pórticos compuestos si mejoran la ductilidad del edificio multifamiliar, pero esta mejora es algo relativo, según la Tabla N° 38: en la dirección X-X el modelo M2 en +5.53% y modelo M3 en +28.64%, mientras en la dirección Y-Y tiende a disminuir: modelo M2 en -10.76% y modelo M3 en -13.31%. El modelo M4 en dirección X-X aumenta en +6.53% y disminuye en -53.54% en dirección Y-Y. El modelo M5 en dirección X-X disminuye en -4.52% y en Y-Y aumenta en +17.85%. El motivo también se debe a la distribución y orientación de las columnas.

Se logró determinar que los pórticos compuestos si logran mejorar el desempeño sísmico del edificio multifamiliar, pero de forma parcial, pues en la Tabla N° 42 se observa que el modelo M3 que con un sismo con $T_{\text{retorno}}=2475$ años logró un desempeño CP en su dirección X-X (en M1 fue >CP). Entre todos, el modelo M4 obtuvo el mejor comportamiento para un sismo con $T_{\text{retorno}}=2475$ años logrando un desempeño sísmico de LS en su dirección X-X.

VI. RECOMENDACIONES

- 1.- Se debe modelar una estructura lo más fielmente cercano a la realidad, para así obtener valores más confiables y en resumidas cuentas saber el verdadero punto de desempeño sísmico, aunque esto demande un alto costo computacional. Como se mencionó en la sección de discusiones, muchos solo hacen una representación 2D aporticada de la estructura sin incluir los sótanos, escaleras ni muros, con lo cual obtienen valores altos y resultados poco confiables. Se debe aprovechar la potencia de las herramientas informáticas como el Etabs.
- 2.- Como se vio en los resultados, las “grandes mejoras” que se asumieron en las hipótesis no se dieron en las dos direcciones de análisis, a pesar que las columnas y vigas compuestas tenga una capacidad superior que sus contrapartes de concreto armado o acero. Esto se debe a la forma irregular del edificio en planta, por lo que se recomienda en la medida de lo posible realizar diseños de edificios en una forma lo más regular posible aunque esto se ve bastante limitado cada vez más por las exigencias arquitectónicas.
- 3.- Incluir el análisis Pushover como parte de la currícula en los cursos de pregrado, que es algo que está ganando fuerza últimamente pues con esto se puede realizar un mejor diseño sismorresistente, cosa que no se puede hacer con el análisis modal espectral, esto queda comprobado con el modelo M1, que poseía derivas e irregularidad torsional fuera de los límites establecidos por la E-030, pero con el Pushover se demostró que tenía un buen desempeño sísmico hasta con un sismo de $T_{\text{retorno}}=1000$ años.
- 4.- Como línea de investigación futura, se propone la inclusión en el análisis Pushover de la interacción suelo-estructura, para obtener resultados aún más precisos y confiables que solo considerando un “empotramiento perfecto” en la base.

REFERENCIAS

AGUIAR, Roberto. Análisis sísmico por desempeño. Quito, Ecuador. 2003. Editorial Quito Ediespe. 340 pp.

ISBN: 9978431926

AGUIAR, Roberto. Análisis sísmico de edificios. Editorial: Centro de Investigaciones Científicas de la Escuela Politécnica del Ejército. Quito, Ecuador. 2008. 704 pp.

ISBN: 978-9978-30-104-3.

AGUIAR, Roberto. Dinámica de Estructuras con CEINCILAB. 2da edición. Editorial: Centro de Investigaciones Científicas de la Escuela Politécnica del Ejército. Quito, Ecuador. 2012. 426 pp.

ISBN: -978-9978-301-02-9.

ALACERO. Especificaciones para construcciones de acero. [en línea]. Santiago, Chile. 2016. [fecha de consulta: 15/04/2019].

Disponible en:

http://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/publicacion/especificacion_para_construcciones_de_acero_-_aisc_360-16_0.pdf

ALCÁNTARA, Kelly y NALVARTE, Carlos. Desempeño estructural aplicando la Norma ATC-40 para el reforzamiento del pabellón “MONOBLOCK” del Instituto Nacional de Salud del Niño (Breña-Lima). (Tesis para obtener el título de ingeniero civil). Lima, Perú: USMP, 2016. 204 pp.

Disponible en:

http://www.repositorioacademico.usmp.edu.pe/bitstream/usmp/2411/3/alcantara_nalvarte.pdf

ASCE 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. USA, 2017. American Society Civil Engineers. 889 pp.

ISBN: 978-0-7844-7996-4

BARRERA, Pedro. Evaluación del punto de desempeño sísmico de una edificación escolar, diseñado con la norma E-030, usando criterios de Visión 2000. Tesis (Ingeniero civil). Lima, Perú: UCV, 2017.

Disponible en:

http://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/UCV/1370/Barrera_APJ.pdf?sequence=1&isAllowed=y

BENET, Sergio. Trabajo de fin de grado análisis teórico y experimental de pilares mixtos tipo CFST empleando hormigón de alta resistencia y agua como material de relleno. (Tesis

para obtener el título Ingeniero Mecánico). Castellón, España: Universidad Jaume, 2017. 154 pp.

Disponible en:

http://repositori.uji.es/xmlui/bitstream/handle/10234/173545/TFG_2017_BenetGaspar_Sergio.pdf?sequence=1&isAllowed=y

BORDA, Luis (2007). Desempeño sísmico de un edificio aporticado peruano de seis pisos. (Tesis para obtener el título de ingeniero civil). Lima, Perú: UPC, 2007.

Disponible en:

https://www.academia.edu/36211776/PONTIFICIA_UNIVERSIDAD_CATÓLICA_DEL_PERU_Facultad_de_Ciencias_e_Ingeniería_DESEMPEÑO_SISMICO_DE_UN_EDIFICIO_APORTICADO_PERUANO_DE_SEIS_PISOS_Tesis_para_optar_el_título_de_ingeniero_civil_Presentado_por

BORQUEZ, Matías (2017). Estudio de la respuesta sísmica en edificios con marcos de columnas compuestas RCFT. (Tesis para obtener el título de ingeniero civil). Universidad Técnica Federico Santamaría de Chile. 136pp.

Disponible en:

<https://repositorio.usm.cl/bitstream/handle/11673/23574/3560900258447UTFSM.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

BILGIN, H. & FRANGU. Predicting the seismic performance of typical R/C healthcare facilities: emphasis on hospitals [en línea]. USA, 2017. [Fecha de consulta: 15/02/2019].

Disponible en: <https://link.springer.com/article/10.1007/s40091-017-0164-y>.

ISSN: 2008-6695

BHUTEKAR, Sudarshan y ISHTIYAQUE, Mohammed. Pushover Analysis of G+15 Steel and Steel-Concrete Composite Frame Structure. *International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET)* [en línea]. 2018. [fecha de consulta: 02/05/2019].

Disponible en: <https://www.irjet.net/archives/V5/i5/IRJET-V5I5449.pdf>.

ISSN: 2395-0072

CALCINA, Ramón. Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de once pisos utilizando análisis estático y dinámico no-lineal. (Tesis para obtener el grado de Maestría en ingeniería civil). Tacna, Perú: Universidad Privada de Tacna, 2017. 133 pp.

Disponible en:

http://repositorio.upt.edu.pe/bitstream/UPT/499/1/Calcina_Pena_Ramon.pdf

CARRASCO, Sebastián. Recomendaciones de diseño de columnas compuestas de acero-hormigón sometidas a esfuerzos básicos. (Tesis para obtener el grado de ingeniero civil). Santiago, Chile: Universidad de Chile, 2010. 119 pp.

Disponible en:

http://repositorio.uchile.cl/bitstream/handle/2250/103984/cf-carrasco_sn.pdf?sequence=3&isAllowed=y

CASIMIRO, Sebastián (2012). Desempeño sísmico de edificaciones bajo el sismo de nivel ocasional. (Tesis para obtener el título de Maestro en ciencias con mención en ingeniería estructural). Lima: Universidad Nacional de Ingeniería. Perú, 290 pp.

Disponible en: http://cybertesis.uni.edu.pe/bitstream/uni/1234/4/casimiro_vs.pdf

Composite Column Tests – Database and Comparison with Eurocode 4. 12th International Conference on Advances in Steel-Concrete Composite Structures (ASCCS 2018).

Disponible en: <https://riunet.upv.es/handle/10251/107872>.

ISBN: 9788490486016

COSENZA, Edoardo, DI SARNO, Luigi, FABBROCINO, Giovanni and PECCE, Marisa. Composite Steel and Concrete Structures: Technology and Design [en línea]. 2005. [Fecha de consulta:21/04/2019].

Disponible en:

https://www.researchgate.net/publication/234025050_Composite_Steel_and_Concrete_Structures_technology_and_design

COYLA, Leonel. Evaluación estructural de una edificación con el método análisis estático no lineal pushover Puno – 2014. (Tesis para obtener el grado de ingeniero civil). Puno, Perú: Universidad Alas Peruanas, 2015. 119 pp.

CRISAFULLI, Francisco. Diseño sismorresistente de construcciones de acero. 5ta. Edición. ALACERO. Santiago, Chile. 2018. 214 pp.

Disponible en:

http://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/publicacion/dise-no_sismorresistente_de_construcciones_de_acero-5ta_ed.pdf

DELGADILLO, Julio. Análisis no lineal estático de estructuras y la Norma E-030. (Tesis para obtener el grado de Maestro con mención e Ingeniería Estructural). Lima, Universidad Nacional de Ingeniería, 2005. 155 pp.

Disponible en: http://cybertesis.uni.edu.pe/bitstream/uni/766/1/delgadillo_ae.pdf

DENAVIT, Mark and HAJJAR, Jerome. Characterization of Behavior of Steel-Concrete Composite Members and Frames with Applications for Design. Department of Civil and Environmental Engineering University of Illinois at Urbana-Champaign.

ISSN:1940-9826

DUARTE César, MARTÍNEZ Marlon, SANTAMARÍA José. Análisis estático no lineal (Pushover) del cuerpo central del edificio de la facultad de medicina de la universidad de el salvador. (Tesis para obtener el título de ingeniero Civil). El Salvador: Universidad San Salvador, 2017.

Disponible en:

[http://ri.ues.edu.sv/id/eprint/13405/1/Análisis%20estático%20no%20lineal%20\(Pushover\)%20del%20cuerpo%20central%20del%20edificio%20de%20la%20Facultad%20de%20Medicina%20de%20la%20Universidad%20de%20El%20Salvador.pdf](http://ri.ues.edu.sv/id/eprint/13405/1/Análisis%20estático%20no%20lineal%20(Pushover)%20del%20cuerpo%20central%20del%20edificio%20de%20la%20Facultad%20de%20Medicina%20de%20la%20Universidad%20de%20El%20Salvador.pdf)

ESTEBA, Abel. Análisis estático y dinámico no lineal en el desempeño de un edificio de concreto armado diseñado bajo la norma E-030 en Puno. (Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil). Puno, Perú: Universidad Nacional del Altiplano, 2017. 239 pp.

Disponible

en:

http://repositorio.unap.edu.pe/bitstream/handle/UNAP/6079/Esteba_Apaza_Abel_Edwar.pdf?sequence=1&isAllowed=y

FARFÁN, Gaby y NUÑEZ, Claudia. Evaluación comparativa de la respuesta sísmica, resistencia a la flexo-compresión de columnas de concreto armado y columnas tubulares compuestas, caso estructural Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cuzco. (Tesis para obtener el grado de ingeniero civil). Cuzco, Perú: Universidad Andina del Cuzco, 2018. 372 pp.

Disponible en: <http://repositorio.uandina.edu.pe/handle/UAC/2221>

GARCÍA, Alejandro y MOLINA, Maritzabel. Comportamiento de vigas de sección compuesta con perfiles de acero laminado y losa de concreto empleando conectores de cortante tipo tornillo grado dos (2). *Revista Ingeniería y Construcción. Universidad Nacional de Colombia*, 2008. [en línea]. [Fecha de consulta: 25/04/2019]. Disponible en: <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=64328303>

ISSN: 0120-5609.

GARCÍA, Yuliet; RUIZ, José; GONZÁLEZ, Mayra. Rehabilitación estructural del hotel imperial, Santiago de Cuba. *Ciencia en su PC, Num. 4, octubre-diciembre, 2016, pp. 22-36.*

ISSN: 1027-2887

GONZÁLES, Camilo. Análisis estático no lineal (pushover) de estructura aporcada de hormigón armado con diferentes grados de ductilidad. Aplicando la norma sismorresistente colombiana 2010 (NSR-10). (Tesis para obtener el título de Master en Construcciones e Instalaciones Industriales). Universidad Politécnica de Valencia. Colombia, 2018. Disponible en:

https://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/100307/AP126853_TFM_15210268005073786756152079113915.pdf?sequence=2&isAllowed=y

IRKAR, Ganesh [et al]. Review paper on comparative seismic analysis of rcc, steel and composite frame. *International Journal of Advanced Research*, 2018. [fecha de consulta: 11/04/2019].

Disponible en:

http://www.ijarse.com/images/fullpdf/1523548373_291IJARSE.pdf.

ISSN: 2319-8354.

KOLHE, Prasad y Prof. SHINDE, Rakesh. Time History Analysis Of Steel And Composite Frame Structure [en línea]. *International Journal of Research in Engineering & Advanced Technology*, Volume 3, Issue 2, April-May, 2015. [Fecha de consulta: 30/05/2019].

Disponible en: <http://www.ijreat.org/Papers%202015/Issue14/IJREATV3I2050.pdf>.

ISSN: 2320 – 8791

LONGQI Li; WENYUAN Liao; JUN Wang; DONGHUA Zhou. Behavior of continuous steel-concrete composite beams with web openings. *International Journal of Steel Structures*. December 2015, Volume 15, Issue 4, pp 989–997.

ISSN: 2093-6311

MC. CORMACK, Jack y F. CSERNAK, Stephen. Diseño de estructuras de acero. 5ta edición. México, 2013. Alfa Omega Grupo Editor. 724 pp.

ISBN: 978-607-707-559-2.

MEZA, Alexander. Desempeño sismorresistente mediante el análisis estático no lineal pushover de la I.E. JCM N°2048 – pabellón “G” – Comas – 2017. (Tesis para obtener el grado de ingeniero civil). Lima, Perú: UCV, 2018. 128 pp.

Disponible en:

http://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/UCV/26637/Meza_CAE.pdf?sequence=1&isAllowed=y

MONIRI, H. Evaluation of seismic performance of reinforced concrete (RC) buildings under near-field earthquakes. 2017.

Disponible en: <https://link.springer.com/article/10.1007/s40091-016-0145-6>.

ISSN: 2008-6695

MOSCOSO, Edison. Análisis y diseño sísmico de estructuras compuestas en edificaciones. (Tesis para obtener el grado de ingeniero civil). Lima, Perú: Universidad Nacional de Ingeniería, 2014. 262 pp.

Disponible en: http://cybertesis.uni.edu.pe/bitstream/uni/2933/1/moscoso_ae.pdf

MUHAMMAD Ashiru; GUPTA, Chhavi; MAHMO, Ibrahim. Comparative analysis of Seismic Behaviour of Multi-storey Composite Steel and Conventional Reinforced Concrete Framed Structures. *International Journal of Scientific & Engineering Research, Volume 6, Issue 10, October-2015*.

ISSN: 2229-5518

Norma E-030, Diseño Sismorresistente. Perú, 2018. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. 79pp.

Norma E-060, Concreto Armado. Perú, 2009. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. 205pp.

Norma E-090, Concreto Armado. Perú, 2009. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. 52pp.

PEDRO, Rojas, BARROS, José, AGUAGUIÑA, Mario, HERRERA, Ricardo. Análisis, diseño y evaluación sísmica de edificios altos de construcción compuesta y con arriostramientos de pandeo restringido. 2016.

ISSN: 1390-1915

PEREA, Tiziano. Análisis de marcos resistentes a momento con columnas compuestas. Reporte UAM-A/DMAE-2011/05, Julio 2012.

Disponible en:

https://www.researchgate.net/publication/262936012_Analisis_de_marcos_resistentes_a_momento_con_columnas_compuestas

REHMAN, Naveed [et al]. Testing of composite beam with demountable shear connectors. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings, Volume 171 Issue 1, January, 2018, pp. 3-16*.

ISSN: 0965-0911

SÁNCHEZ, Karol. Diseño comparativo de estructuras de acero con y sin columnas compuestas. (Tesis para optar por el título de Ingeniero Civil). Quito, Ecuador: Universidad San Francisco de Quito, 2015. 66pp.

Disponible en: <http://repositorio.usfq.edu.ec/bitstream/23000/5000/1/122570.pdf>

SARODE, Jayashri and Mr. AMOL.S. Pote. Analysis of floating column building of composite and r.c.c beam girder & comparison with r.c.c frame structure by using etabs v9.7.0 [en línea]. *International Journal of Advanced Research*. [fecha de consulta: 15/04/2019].

Disponible en: http://www.journalijar.com/uploads/494_IJAR-11965.pdf.

ISSN: 2320-5407

SHANTHOSH KUMAR. D, G MOHAN GANESH. Experimental investigation of composite steel-concrete column [en línea]. *International Journal of Mechanical And Production Engineering*, 2014. [fecha de consulta: 30/04/2019]

Disponible en:

http://iraj.in/journal/journal_file/journal_pdf/2-56-140048698179-81.pdf.

ISSN: 2320-2092

SHWETA A. Wagh. Comparative Study of R.C.C and Steel Concrete Composite Structures. *Int. Journal of Engineering Research and Applications Vol. 4, Issue 4(Version 1), April 2014, pp.369-376*.

ISSN : 2248-9622

SILVA, A [et al]. Seismic performance of composite moment-resisting frames achieved with sustainable CFST members. *Higher Education Press*, 2016.

ISSN: 2095-2449

SINISTERRA, Helmer. Determinación del desempeño sísmico para edificios en pórticos de concreto reforzado diseñados bajo la norma de diseño sismorresistente C.C.C.S.R. 84. (Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil). Universidad Técnica de Ambato, Ecuador. 2017. 101 pp.

Disponible en:

[http://vitela.javerianacali.edu.co/bitstream/handle/11522/8723/Determinacion_desempe%
c3%b1o_sismico.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://vitela.javerianacali.edu.co/bitstream/handle/11522/8723/Determinacion_desempe%c3%b1o_sismico.pdf?sequence=1&isAllowed=y)

S.R.Sutar, P.M.Kulkarni. Comparative inelastic analysis of RCC and steel-concrete composite frame [en línea]. *Journal of Mechanical and Civil Engineering*, 2016. [fecha de consulta: 17/04/2019].

Disponible en:

<https://pdfs.semanticscholar.org/aaa0/af7bd2a1718fb16e7acb56aff3b9a624de38.pdf>

ISSN: 2320-334X

S.S. Patil, S. K. Jangave, R. S. Patil. Performance analysis of stilt floor building with composite column in seismic event [en línea]. *International Research Journal of Engineering and Technology*, 2016. [fecha de consulta: 02/06/2019]

Disponible en: <https://www.irjet.net/archives/V3/i7/IRJET-V3I728.pdf>.

ISSN: 2395-0072

S. Yuvaraj and ARSHAD Jamal. Design Comprasion of Encased Composite Column under Bi Axial Loading as Per Eurocode-4 and Aisc.Lrfd Code [en línea]. *International Journal of Latest Engineering and Management Research*, 2018. [fecha de consulta: 03/06/2019]

Disponible en: <http://www.ijlemr.com/papers/ICFACE2018/ICFACE2018-022.pdf>.

ISSN: 2455-4847

TZANETIS, Vogiatzis. Study of composite steel frame with reinforced-concrete infill. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings. Volume 171 Issue 2, February, 2018, pp. 178-192.*

ISSN: 0965-0911

VARSHA, Patil y SHILPA, Kewate. Comparative Study on Dynamic Analysis of Composite, RCC & Steel Structure. *International Journal of Engineering Technology, Management and Applied Sciences. August 2015, Volume 3, Issue 8.*

ISSN: 2349-4476

VERGARA, Alberto y ZEVALLOS, Mario. Análisis sísmico por desempeño estático no lineal de un edificio de 6 niveles en la ciudad de Trujillo, La Libertad. (Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil). Trujillo, Perú: Universidad privada Antenor Orrego, 2014. 96 pp.

Disponible en:

http://repositorio.upao.edu.pe/bitstream/upaorep/585/1/VERGARA_ALBERTO_ANALISIS_SISMICO_DESEMPEÑO.pdf

WANG, Yi-ju y MA, Suo-fei. Dynamic Performance Analysis of Composite Frame with Concrete-filled Steel Tubular Columns Based on Nonlinear Beam-column Fiber Element. *ECED* [en línea]. 2017 [fecha de consulta: 21/05/2019].

Disponible en: <http://dpi-proceedings.com/index.php/dtem/article/view/9857/9411>.

ISSN: 978-1-60595-446-2

Y.K.Gediya, K.C.Koradia. Construction of interaction diagram for composite column.

Disponibile en:

http://ijaerd.com/papers/finished_papers/CONSTRUCTION%20OF%20INTERACTION%20DIAGRAM%20FOR%20COMPOSITE%20COLUMN-32887.pdf.

ISSN: 2348-6406

ANEXOS

ANEXO 1: Tablas

Tabla N° 1: Razones ancho-espesor por compresión axial

Tabla 11.1a				
Razones ancho-espesor límites para elementos de acero a compresión en miembros compuestos sometidos a compresión axial para su uso con la Sección I2.2				
Descripción del elemento	Razón ancho – espesor	λp Compacto / No compacto	λr No compacto / Esbelto	Máximo permitido
Paredes de secciones tubulares rectangulares (HSS) y de cajón de espesor uniforme	b/t	$2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Secciones tubulares (HSS) redondas	D/t	$\frac{0.15E}{F_y}$	$\frac{0.19E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$

Fuente: AISC-360

Tabla N° 2: Razones ancho-espesor para elementos a flexión

Tabla 11.1b				
Razones ancho-espesor límites para elementos de acero comprimidos en miembros compuestos sometidos a flexión				
Descripción del elemento	Razón ancho – espesor	λp Compacto / No compacto	λr No compacto / Esbelto	Máximo permitido
Alas de secciones tubulares rectangulares (HSS) y de cajón de espesor uniforme	b/t	$2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Almas de secciones tubulares rectangulares (HSS) y de cajón de espesor uniforme	b/t	$3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Secciones tubulares (HSS) redondas	D/t	$\frac{0.09E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$

Fuente: AISC-360

Tabla N° 3: *Valores de coeficiente Fa*

Tabla 11.4.1. Coeficientes de sitio para períodos cortos Fa						
Clase de sitio	Ss≤0.25	Ss=0.5	Ss=0.75	Ss=1	Ss=1.25	Ss=1.5
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
D	1.6	1.4	1.2	1.0	1.0	1.0
E	2.4	1.7	1.3	Ver sección 11.4.8	Ver sección 11.4.8	Ver sección 11.4.8
F	Ver sección 11.4.8	Ver sección 11.4.8	Ver sección 11.4.8	Ver sección 11.4.8	Ver sección 11.4.8	Ver sección 11.4.8

Fuente: ASCE 7-16

Tabla N° 4: *Valores de coeficiente Fv*

Tabla 11.4.2. Coeficientes de sitio para períodos largos Fv						
Clase de sitio	Ss≤0.1	Ss=0.2	Ss=0.3	Ss=0.4	Ss=0.5	Ss≥0.6
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
D	2.4	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7
E	4.2	Ver sección 11.4.8	Ver sección 11.4.8	Ver sección 11.4.8	Ver sección 11.4.8	Ver sección 11.4.8
F	Ver sección 11.4.8	Ver sección 11.4.8	Ver sección 11.4.8	Ver sección 11.4.8	Ver sección 11.4.8	Ver sección 11.4.8

Fuente: ASCE 7-16

Tabla N° 5: Valores del factor de modificación k por amortiguamiento

Tipo de comportamiento estructural	B_0	k
Tipo A Lazo de histéresis razonable	≤ 16.25	1.0
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo B Reducción moderada de los lazos de histéresis	≤ 25	0.67
	> 25	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C Pobre lazo de histéresis	Otro valor	0.33

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 6: Valores de SR_A y SR_V

Structural Behavior Type	SR_A	SR_V
Type A	0.33	0.50
Type B	0.44	0.56
Type C	0.56	0.67

Fuente: ASCE 7-16

Tabla N° 7: Valores de C_t y x

Tipo de estructura	C_t	x
Sistema de marcos resistentes en que los marcos resisten el 100% de la fuerza sísmica requerida y no están encerrados o unidos por componentes más rígidos y evitarán que los marcos se deflecten dónde se sometán las siguientes fuerzas sísmicas:		
Marcos resistentes a momento de acero	0.0724	0.8
Marcos resistentes a momento de concreto	0.0466	0.9
Marcos de acero con refuerzo excéntrico	0.0731	0.75
Marcos arriostrados con refuerzo de pandeo de acero	0.0731	0.75
Otros tipo de estructuras	0.0488	0.75

Fuente: ASCE 7-16

ANEXO 2: Matriz de Consistencia

Pórticos Compuestos para Mejorar el Desempeño Sísmico del Edificio Multifamiliar “Los Rosales”, Miraflores – Lima

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	METODOLOGÍA
<p>Problema General: ¿De qué manera mejoran los pórticos compuestos el desempeño sísmico del edificio multifamiliar "Los Rosales" Miraflores-Lima?</p>	<p>Objetivo General: Evaluar cómo mejoran los pórticos compuestos el desempeño sísmico del edificio multifamiliar "Los Rosales" Miraflores-Lima</p>	<p>Hipótesis General: Los pórticos compuestos mejorarán el desempeño sísmico del edificio multifamiliar "Los Rosales" Miraflores-Lima</p>	<p>Vi: pórticos compuestos</p>	<p>Pórticos de columnas rellenas (CFT)</p>	<p>Resistencia a la compresión (f_c)</p> <p>Cuantía de acero (ρ)</p> <p>Dimensiones de sección</p> <p>Punto de fluencia (M_y)</p>	<p>Se hará un tipo de investigación aplicada, con un nivel explicativo causal- relacional y diseño cuasi experimental.</p> <p>Se analizará la estructura mediante un análisis no lineal Pushover.</p>
				<p>Pórticos compuestos con columnas ahogadas (SRC)</p>	<p>Resistencia a la compresión (f_c)</p> <p>Cuantía de acero (ρ)</p> <p>Dimensiones de sección</p> <p>Punto de fluencia (M_y)</p>	
<p>Problema Específico 1: ¿De qué manera mejoran los pórticos compuestos en relación a la sobrerresistencia el desempeño sísmico del edificio multifamiliar "Los Rosales" Miraflores-Lima?</p>	<p>Objetivo Específico 1: Determinar cómo mejoran los pórticos compuestos en relación a la sobrerresistencia del desempeño sísmico del edificio multifamiliar "Los Rosales" Miraflores-Lima</p>	<p>Hipótesis Específica 1: Los pórticos compuestos mejorarán en relación a la sobrerresistencia el desempeño sísmico del edificio multifamiliar "Los Rosales" Miraflores-Lima</p>	<p>Vd: mejorar el desempeño sísmico</p>	<p>Curva de capacidad</p>	<p>Sobrerresistencia</p>	

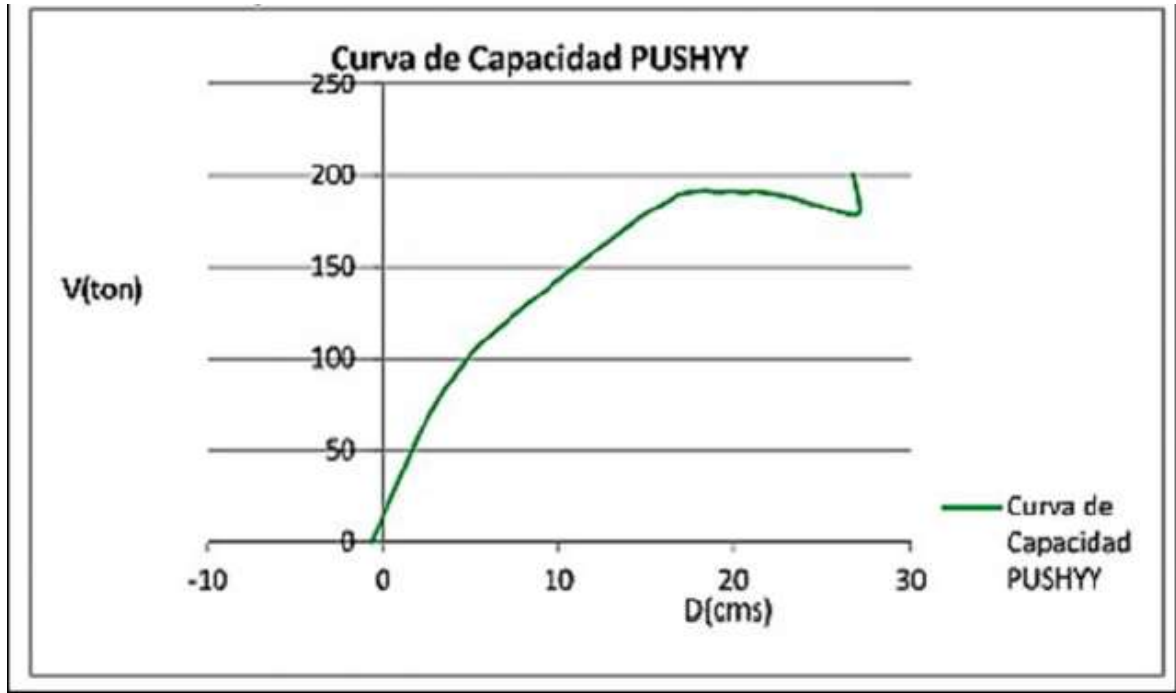
<p>Problema Específico 2: ¿De qué manera mejoran los pórticos compuestos en relación a la ductilidad el desempeño sísmico del edificio multifamiliar "los rosales" Miraflores-Lima?</p>	<p>Objetivo Específico 2: Determinar cómo mejoran los pórticos compuestos en relación a la ductilidad en el desempeño sísmico del edificio multifamiliar "los rosales" Miraflores-Lima</p>	<p>Hipótesis Específica 2: Los pórticos compuestos mejorarán en relación a la ductilidad el desempeño sísmico del edificio multifamiliar "los rosales" Miraflores-Lima?</p>			<p>Ductilidad</p>	<p>Se hará un tipo de investigación aplicada, con un nivel explicativo causal- relacional y diseño cuasi experimental.</p> <p>Se analizará la estructura mediante un análisis no lineal Pushover.</p>
<p>Problema Específico 3: ¿De qué manera mejoran los pórticos compuestos en relación al punto de desempeño sísmico del edificio multifamiliar "Los Rosales" Miraflores-Lima?</p>	<p>Objetivo Específico 3: Determinar cómo mejoran los pórticos compuestos en relación al punto de desempeño sísmico del edificio multifamiliar "Los Rosales" Miraflores-Lima</p>	<p>Hipótesis Específica 3: Los pórticos compuestos mejorarán en relación al punto de desempeño sísmico del edificio multifamiliar "Los Rosales" Miraflores-Lima?</p>			<p>Punto de desempeño</p>	

ANEXO 3: FICHAS TÉCNICAS DE RESULTADOS

FICHA N° 1

PÓRTICOS COMPUESTOS PARA MEJORAR EL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR “LOS ROSALES”, MIFAFLORES – LIMA

Indicador: Sobrerresistencia



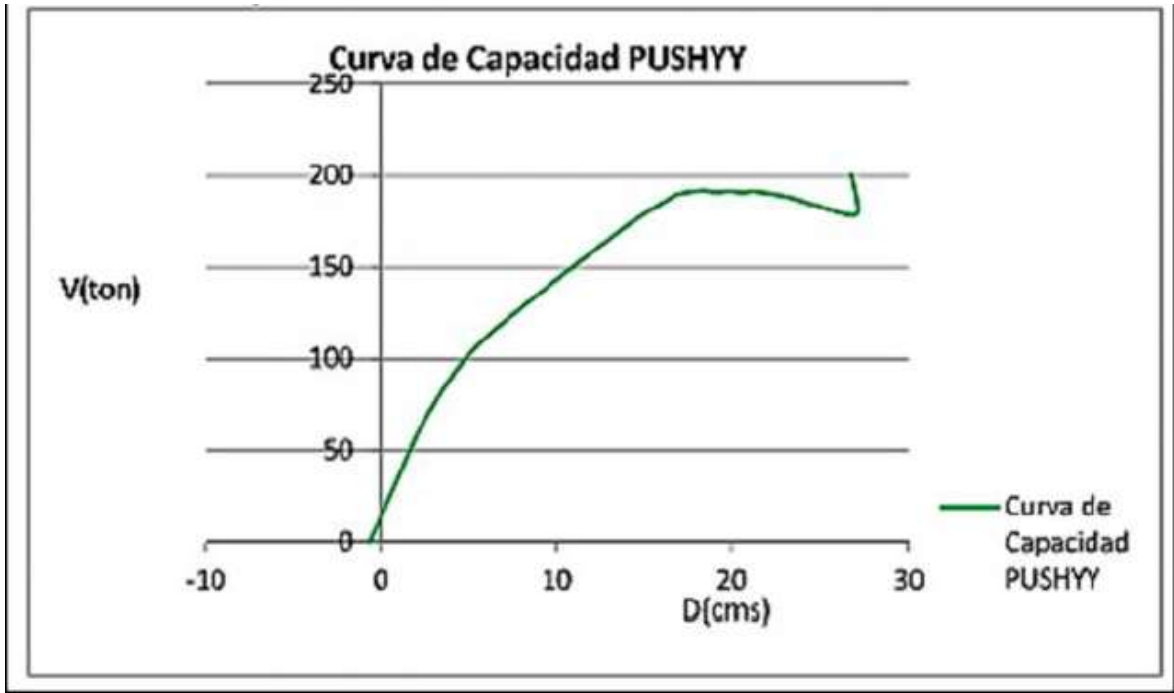
$$R = \frac{Vu}{Vy}$$

Vy fluencia (ton)	Vu colapso (ton)	Sobrerresistencia R

FICHA N° 2

PÓRTICOS COMPUESTOS PARA MEJORAR EL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR “LOS ROSALES”, MIFAFLORES – LIMA

Indicador: Ductilidad



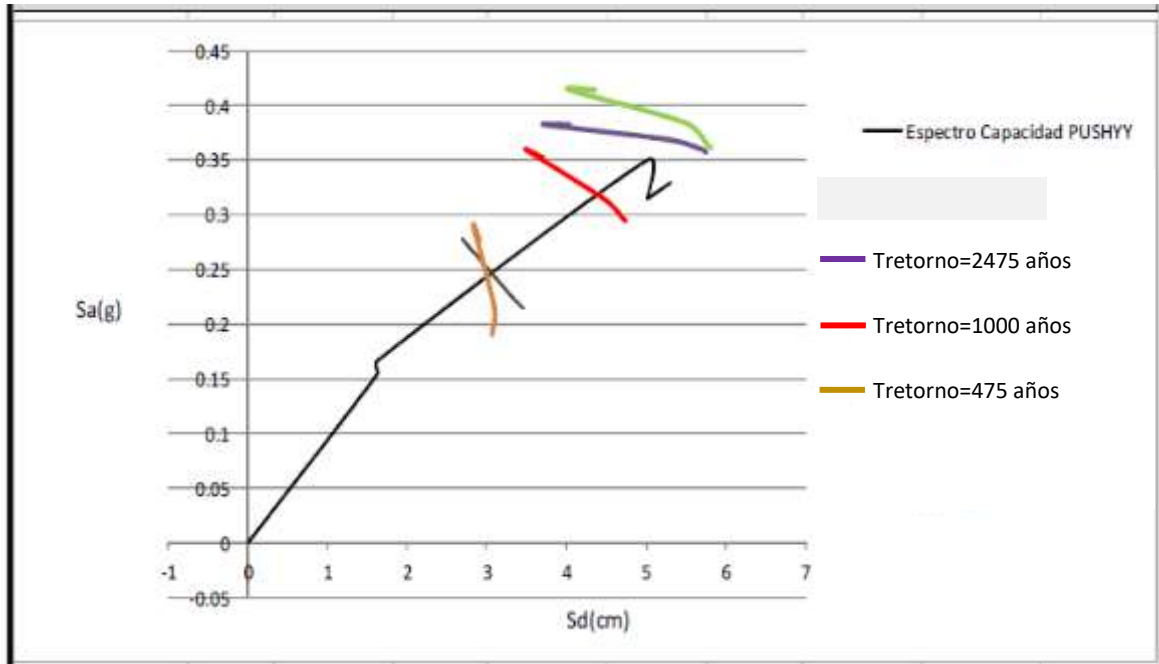
$$\mu = \frac{\Delta_{colapso}}{\Delta_{fluencia efectiva}}$$

Desplz. fluencia (cm)	Desplz. Colapso (cm)	Ductilidad μ

FICHA N° 3

PÓRTICOS COMPUESTOS PARA MEJORAR EL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR “LOS ROSALES”, MIFAFLORES – LIMA

Indicador: Punto de desempeño



	Sa	Sd (cm)	Punto de desempeño
$T_{retorno}=475$ años			
$T_{retorno}=1000$ años			
$T_{retorno}=2475$ años			

ANEXO 4: CONFIABILIDAD DE TURNITN

feedback studio | Ever Villanueva Capcha | Porticos Compuestos para Mejorar el Desempeño Sísmico del Edificio Multifamiliar "Los Rosales", Miraflores - Lima

Resumen de coincidencias X

15 %

Se están viendo fuentes estándar

Ver fuentes en inglés (Beta)

Coincidencias:

1	Entregado a Universidad...	3 %
2	Entregado a Australian ...	2 %
3	Entregado a Universidad...	2 %
4	repositorio.ucv.edu.pe	1 %
5	tesis.pucp.edu.pe	1 %

documents.mx 1 %

Activado

High Resolution

Text-only Report

Página: 1 de 117 | Número de palabras: 14644

UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Pórticos Compuestos para Mejorar el Desempeño Sísmico del Edificio Multifamiliar "Los Rosales", Miraflores - Lima

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ANEXO 5:
VALIDACIÓN DE EXPERTOS

INFORME DE OPINIÓN DE EXPERTOS DEL INSTRUMENTO DE INVESTIGACIÓN

- I. DATOS GENERALES:
- 1.1 Apellidos y nombres del validador: Dr. /Mg. Minaya Rosario, Carlos Danilo
- 1.2 Cargo e institución donde labora: Docente - Universidad César Vallejo
- 1.3 Especialidad del validador: Ingeniería Civil
- 1.4 Nombre del instrumento y finalidad de su aplicación: **FICHA DE MEDICIÓN**
- 1.5 Título de la investigación: **PÓRTICOS COMPUESTOS PARA MEJORAR EL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR "LOS ROSALES", MIFAFLORES - LIMA**
- 1.6 Autor del instrumento: **VILLANUEVA CAPCHA, EVER**

II. ASPECTOS DE VALIDACIÓN:

CRITERIOS	INDICADORES	Deficiente 00 - 20%	Regular 21 - 40%	Buena 41 - 60%	Muy Buena 61 - 80%	Excelente 81 - 100%
1. CLARIDAD	Está formulado con lenguaje apropiado y específico.					90
2. OBJETIVIDAD	Está expresado en conductas observables.					95
3. ACTUALIDAD	Adecuado al avance de la ciencia y la tecnología.					88
4. ORGANIZACIÓN	Existe una organización lógica.					95
5. SUFICIENCIA	Comprende los aspectos en cantidad y calidad.					97
6. INTENCIONALIDAD	Adecuado para valorar aspectos de las estrategias.					97
7. CONSISTENCIA	Basado en aspectos teóricos - científicos.					98
8. COHERENCIA	Entre los índices, indicadores y las dimensiones.					97
9. METODOLOGÍA	La estrategia responde al propósito del diagnóstico.					97
10. PERTINENCIA	El instrumento es funcional para el propósito de la investigación.					98
PROMEDIO						94,4%
PROMEDIO DE VALORACIÓN						94,4%

III. PROMEDIO DE VALORACIÓN: 94,4 %

IV. OPINIÓN DE APLICABILIDAD.

() El instrumento puede ser aplicado, tal como está elaborado.

() El instrumento debe ser mejorado antes de ser aplicado.

Lugar y fecha: LIMA, 18/06/19

Firma del Experto Informante.

DNI. N° 06249794 Teléfono N° 987 927 688


CARLOS DANILÓ MINAYA ROSARIO
 INGENIERO CIVIL
 Reg. del Colegio de Ingenieros N° 50187

INFORME DE OPINIÓN DE EXPERTOS DEL INSTRUMENTO DE INVESTIGACIÓN

- I. DATOS GENERALES:
- 1.1 Apellidos y nombres del validador: Dr. /Mg. PAOLA RICHAR SANTOS R
- 1.2 Cargo e institución donde labora: DTC
- 1.3 Especialidad del validador: ING. CIVIL
- 1.4 Nombre del instrumento y finalidad de su aplicación: FICHA DE MEDICIÓN
- 1.5 Título de la investigación: **PÓRTICOS COMPUESTOS PARA MEJORAR EL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR "LOS ROSALES", MIFAFLORES - LIMA**
- 1.6 Autor del instrumento: VILLANUEVA CAPCHA, EVER

II. ASPECTOS DE VALIDACIÓN:

CRITERIOS	INDICADORES	Deficiente 00 - 20%	Regular 21 - 40%	Buena 41 - 60%	Muy Buena 61 - 80%	Excelente 81 - 100%
1. CLARIDAD	Está formulado con lenguaje apropiado y específico.					85
2. OBJETIVIDAD	Está expresado en conductas observables.					90
3. ACTUALIDAD	Adecuado al avance de la ciencia y la tecnología.					88
4. ORGANIZACIÓN	Existe una organización lógica					92
5. SUFICIENCIA	Comprende los aspectos en cantidad y calidad.					93
6. INTENCIONALIDAD	Adecuado para valorar aspectos de las estrategias.					95
7. CONSISTENCIA	Basado en aspectos teóricos - científicos.					86
8. COHERENCIA	Entre los índices, indicadores y las dimensiones.					82
9. METODOLOGÍA	La estrategia responde al propósito del diagnóstico.					88
10. PERTINENCIA	El instrumento es funcional para el propósito de la investigación.					87
PROMEDIO						88
PROMEDIO DE VALORACIÓN						88

III. PROMEDIO DE VALORACIÓN: 88 %

IV. OPINIÓN DE APLICABILIDAD.

- () El instrumento puede ser aplicado, tal como está elaborado.
- () El instrumento debe ser mejorado antes de ser aplicado.

Lugar y fecha: LIMA, 10/06/14

Firma del Experto Informante.

DNI. N° 18848672 Teléfono N° 94724361


SANTOS RICARDO PADILLA FICHES
INGENIERO CIVIL
CIP 51630

INFORME DE OPINIÓN DE EXPERTOS DEL INSTRUMENTO DE INVESTIGACIÓN

- I. DATOS GENERALES:
- 1.1 Apellidos y nombres del validador: Dr. /Mg. Zena Armas Marco A.
- 1.2 Cargo e institución donde labora: D.T.P.
- 1.3 Especialidad del validador: Estructuras
- 1.4 Nombre del instrumento y finalidad de su aplicación: FICHA DE MEDICIÓN
- 1.5 Título de la investigación: **PÓRTICOS COMPUESTOS PARA MEJORAR EL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR "LOS ROSALES", MIFAFLORES - LIMA**
- 1.6 Autor del instrumento: VILLANUEVA CAPCHA, EVER

II. ASPECTOS DE VALIDACIÓN:

CRITERIOS	INDICADORES	Deficiente 00 - 20%	Regular 21 - 40%	Buena 41 - 60%	Muy Buena 61 - 80%	Excelente 81 - 100%
1. CLARIDAD	Está formulado con lenguaje apropiado y específico.					85
2. OBJETIVIDAD	Está expresado en conductas observables.					95
3. ACTUALIDAD	Adecuado al avance de la ciencia y la tecnología.					95
4. ORGANIZACIÓN	Existe una organización lógica					95
5. SUFICIENCIA	Comprende los aspectos en cantidad y calidad.					95
6. INTENCIONALIDAD	Adecuado para valorar aspectos de las estrategias.					95
7. CONSISTENCIA	Basado en aspectos teóricos - científicos.					98
8. COHERENCIA	Entre los índices, indicadores y las dimensiones.					95
9. METODOLOGÍA	La estrategia responde al propósito del diagnóstico.					98
10. PERTINENCIA	El instrumento es funcional para el propósito de la investigación.					95
PROMEDIO						84,8%
PROMEDIO DE VALORACIÓN						

III. PROMEDIO DE VALORACIÓN: 84,8%

IV. OPINIÓN DE APLICABILIDAD.

() El instrumento puede ser aplicado, tal como está elaborado.

() El instrumento debe ser mejorado antes de ser aplicado.

Lugar y fecha: LIMA, 10/06/19

Firma del Experto Informante.

DNI. N° 44340723 Teléfono N° 999982116



MARCO ANTONIO
ZENA ARMAS
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 154203

ANEXO 6:
MAPAS DE ISOACELERACIONES

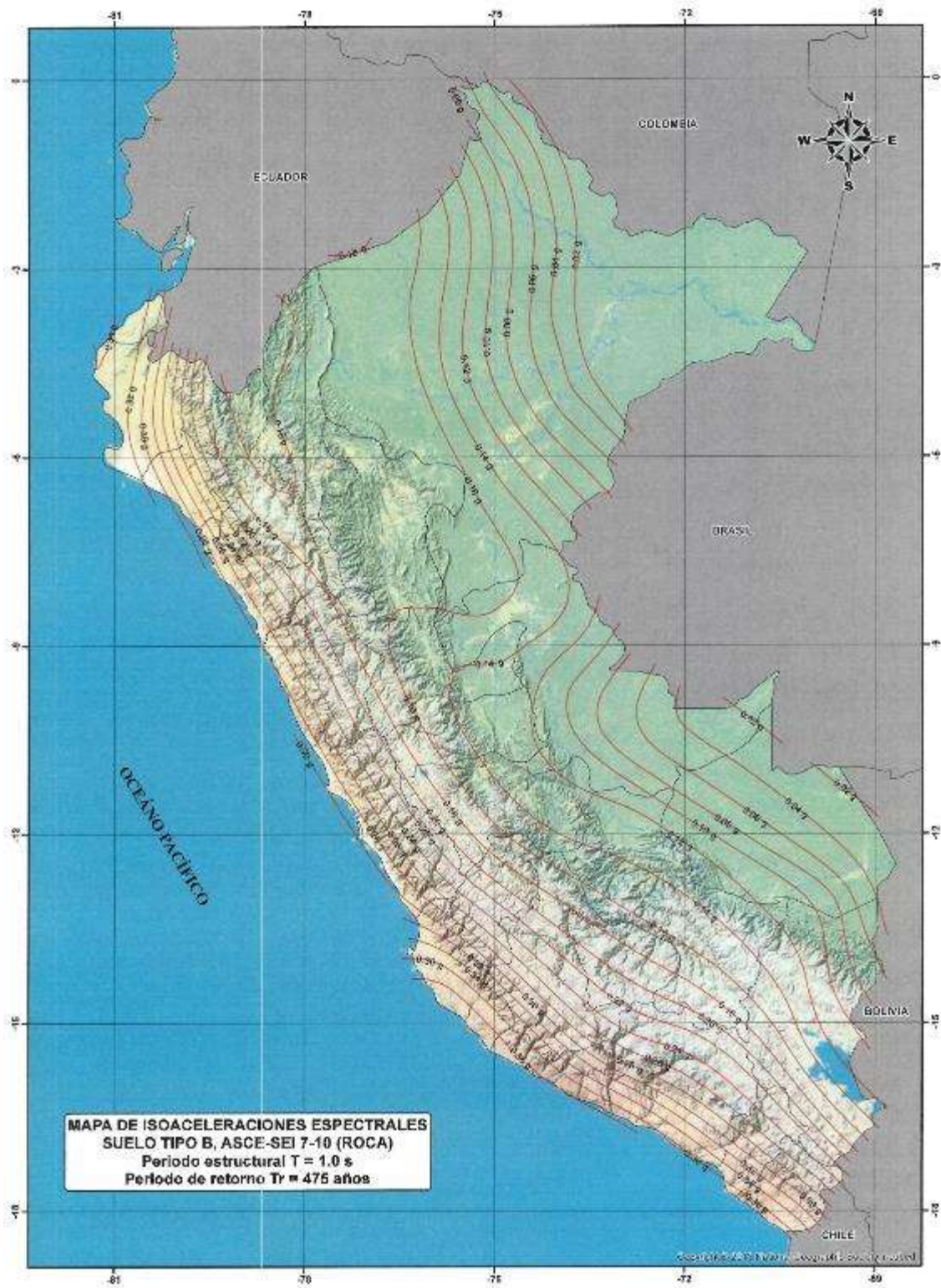


Figura N° 112: Isoaceleraciones con $T=1$ seg para $T_{\text{retorno}}=475$ años

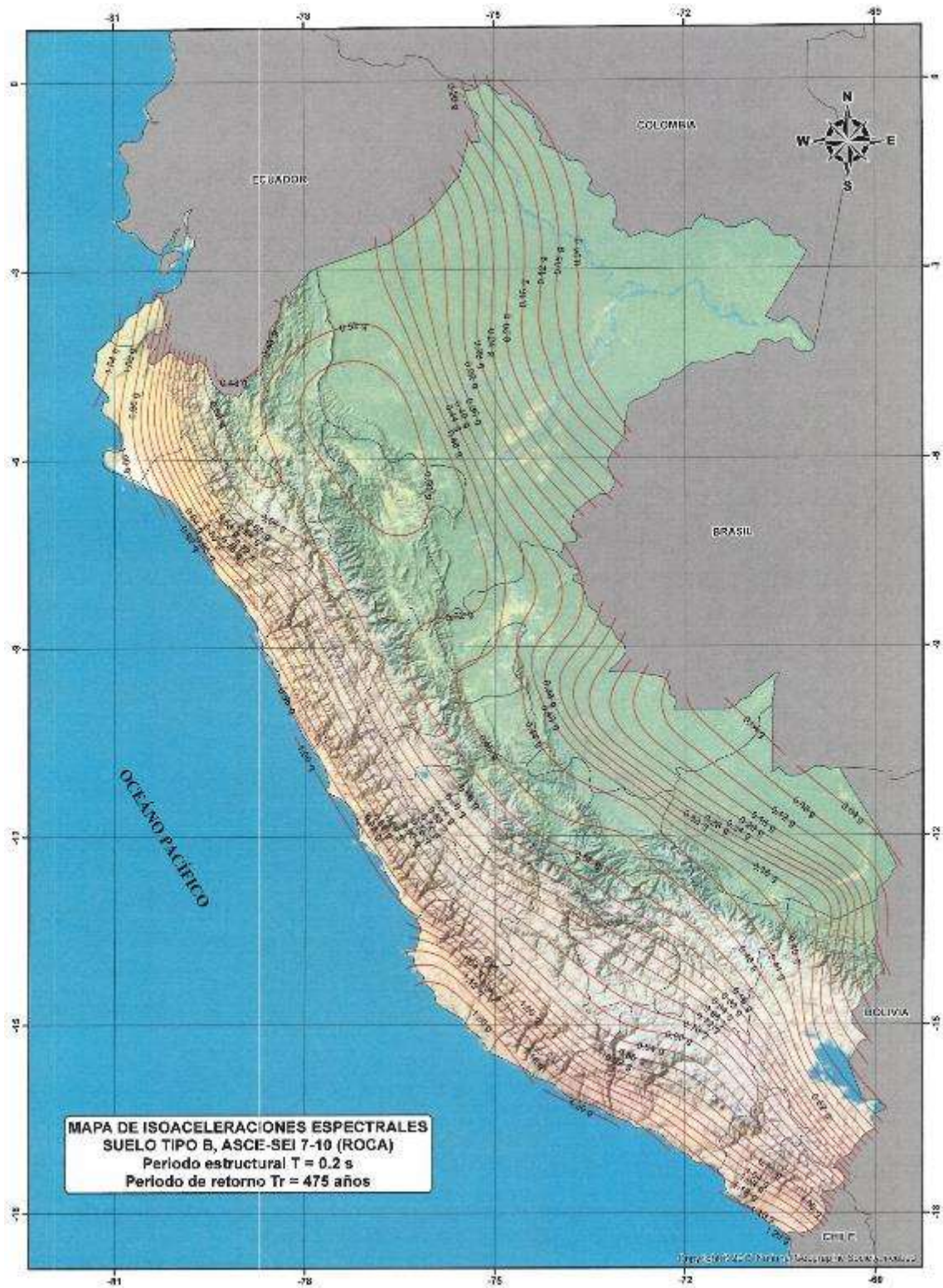


Figura N° 113: Isoaceleraciones con $T=0.2$ seg para $T_{\text{retorno}}=475$ años

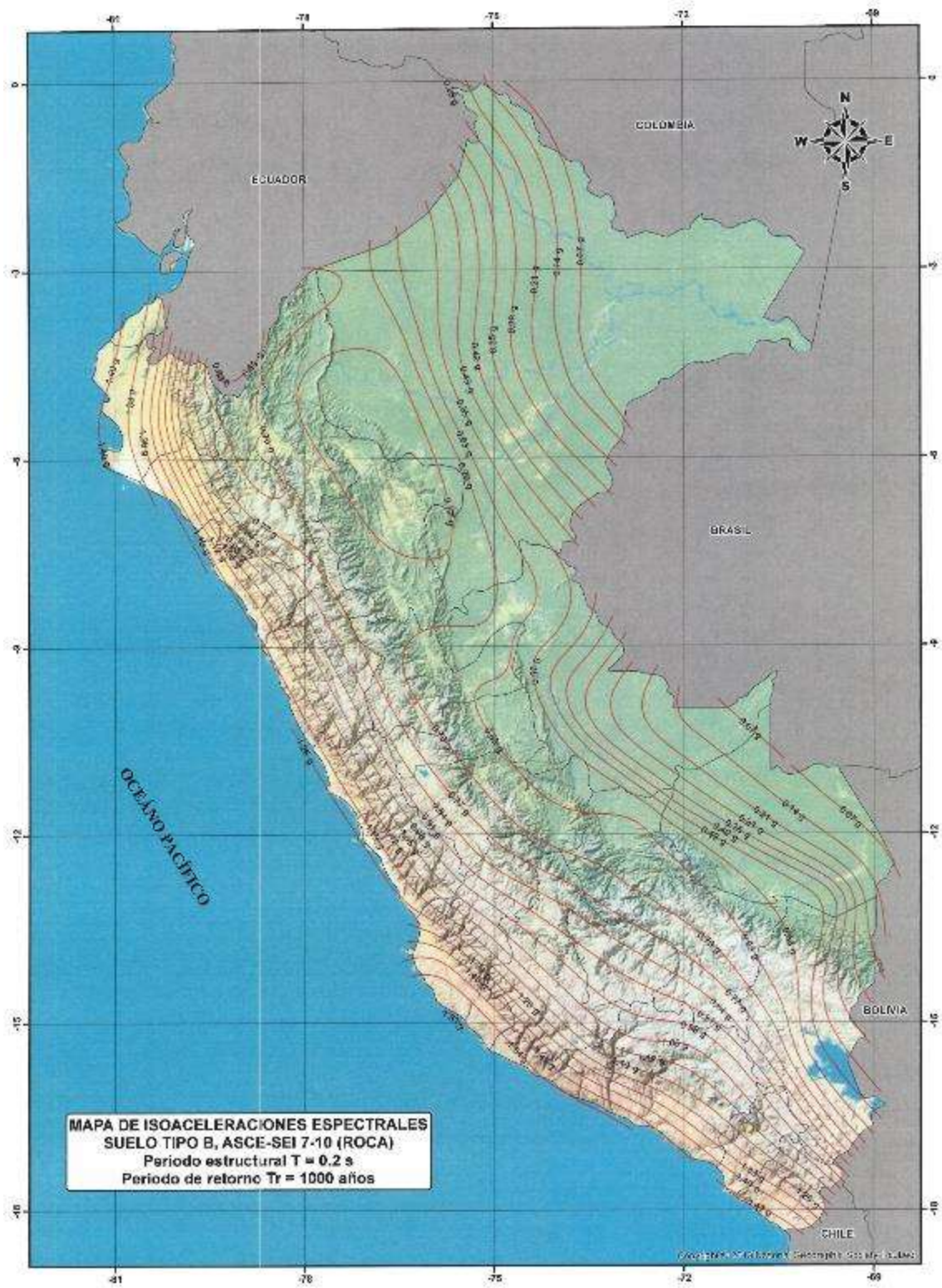


Figura N° 114: Isoaceleraciones con $T=0.2$ seg para $T_{\text{retorno}}=1000$ años



Figura N° 115: Isoaceleraciones con $T=1$ seg para $T_{\text{retorno}}=1000$ años



Figura N° 116: Isoaceleraciones con $T=0.2$ seg para $T_{\text{retorno}}=2475$ años

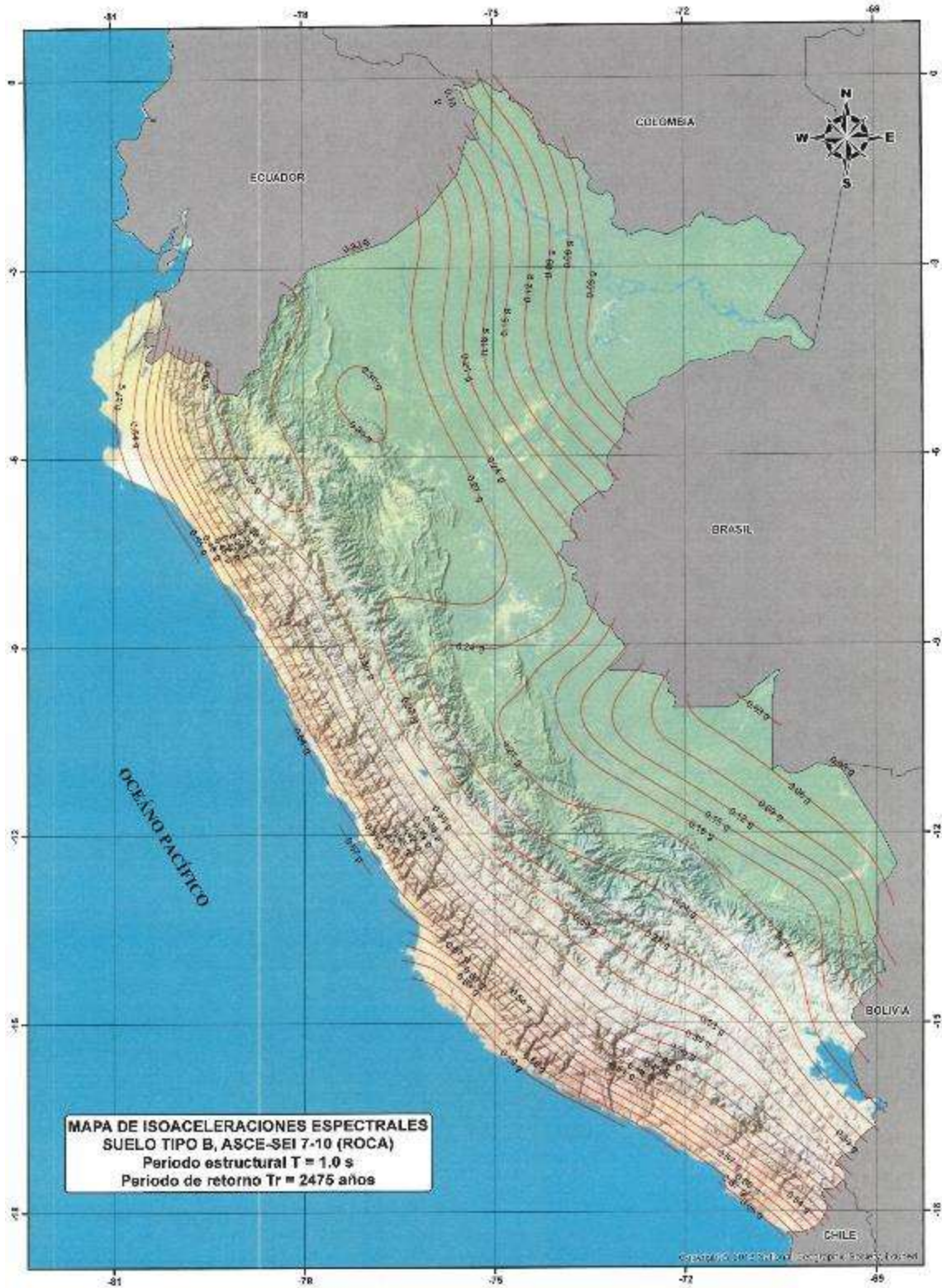


Figura N° 117: Isoaceleraciones con $T=1$ seg para $T_{\text{retorno}}=2475$ años

Anexo N° 7

EDIFICIO MULTIFAMILIAR “LOS ROSALES”



Figura N° 118: Edificio multifamiliar “Los Rosales”

Anexo N° 8

LICENCIA DE EVALUACIÓN DEL SOFTWARE ETABS

