

CONSTANCIA DE DEFENSA PÚBLICA DE PROYECTO DE GRADUACIÓN

Proyecto de Graduación defendido públicamente ante el Tribunal Evaluador, integrado por los profesores Ing. Alonso Poveda Montoya, Ing. Ángel Navarro Mora, Ing. Gustavo Rojas Moya, Ing. Miguel Peralta Salas, como requisito parcial para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería en Construcción, del Instituto Tecnológico de Costa Rica.

Ing. Alonso Poveda Montoya.
En Representación del Director

Ing. Ángel Navarro Mora.
Profesor Guía

Ing. Gustavo Rojas Moya.
Profesor Lector

Ing. Miguel Peralta Salas.
Profesor Observador



**Optimización estructural de un edificio
con marcos de concreto reforzado,
utilizando el método de capacidad
espectral, comparando los resultados de
la modelación con plasticidad
concentrada y distribuida**

Abstract

A 5 story concrete frame building analysis and design were performed following the static method described in CSCR 2010/14 (CFIA, 2016) and satisfy all requirements for concrete structures in section 8 of CSCR 2010/14 (CFIA, 2016) and ACI 318-14 (ACI, 2014). Two models were proposed, in first model the inelastic drifts were checked, also the earthquake resistant capacity, on the other hand, the second model was optimized in terms of reduction of cross section, which initially was checked to earthquake resistant capacity only, and later drifts were verified with a capacity spectrum method with nonlinear static analysis, using Sap2000 and Seismostruct. Resulted in a 13,76 % reduction in concrete and 9,17 % reduction in reinforcing steel, in second and optimized model. Both models develop the ductility for which they were designed, with mean intrinsic ductility of 10,16 for the first model and 7,30 for the second model. A mean overstrength factor of 3,92 for the first model and 3,51 for the second model were reached, by relating the maximum base shear on the capacity curve to the static design shear.

Keywords: Capacity spectrum method, nonlinear static analysis, pushover, capacity curve, performance point, performance level, plastic hinge, fiber section.

Resumen

Se realiza el análisis y diseño de un edificio de 5 niveles a base de marcos de concreto reforzado, según el método estático indicado en el CSCR 2010/14 (CFIA, 2016) y cumpliendo con los requisitos para concreto reforzado, tanto de la sección 8 del CSCR 2010/14 (CFIA, 2016) como la norma ACI 318-14 (ACI, 2014). Se planteó dos modelos, el primero cumple tanto requisitos de derivas inelásticas como capacidad sismo-resistente, por otro lado, un modelo optimizado en términos de reducción de secciones transversales de sus elementos, el cual inicialmente solo cumple con los requisitos de capacidad sismo-resistente, no así con las derivas inelásticas, las cuales son verificadas mediante el método de capacidad espectral con análisis estático no lineal, utilizando los programas Sap2000 y Seismostruct. Se encuentra un ahorro del 13,76 % en concreto y del 9,17 % en acero para el modelo optimizado. Ambos modelos se encuentran en un punto de desempeño adecuado, alejados de los estados límites que establecen las derivas inelásticas y el nivel de desempeño de seguridad de vida. Ambos modelos desarrollan la ductilidad para la cual fueron diseñados, se obtienen valores de ductilidad global intrínseca promedio de 10,16 para el primero modelo y de 7,30 para el segundo modelo. Se encuentran valores de sobrerresistencia promedio de 3,92 para el primer modelo y de 3,51 para el segundo modelo, según el cortante máximo de la curva de capacidad y el cortante de diseño determinado por el método estático.

Palabras claves: Capacidad espectral, análisis estático no lineal, pushover, curva de capacidad, punto de desempeño, nivel de desempeño, rótula plástica, sección de fibras.

Optimización estructural de un edificio con marcos de concreto reforzado, utilizando el método de capacidad espectral, comparando los resultados de la modelación con plasticidad concentrada y distribuida

NOÉ JAFET ABARCA DUARTE

Proyecto final de graduación para optar por el grado de
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Julio del 2020

**INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN**

Contenido

Lista de Figuras	2
Lista de Cuadros	4
Prefacio	5
Resumen Ejecutivo	6
Introducción	7
Alcances y limitaciones	8
Estado del arte	9
Metodología	24
Resultados	45
Análisis de resultados	60
Conclusiones y Recomendaciones	65
Referencias	68
Apéndices	69

Lista de Figuras

1.	Representación esquemática del AENL o pushover.	11
2.	Curva de capacidad idealizada.	12
3.	Tipos de análisis no lineal.	13
4.	Representación del efecto P-Delta.	14
5.	Influencia del efecto P-Delta en la curva de capacidad de estructura de 20 niveles.	14
6.	Tipos de modelos estructurales.	15
7.	Relación generalizada de fuerza-deformación.	16
8.	Relación momento-giro para las rótulas plásticas generadas en vigas.	16
9.	Curva de capacidad para edificio de marcos de concreto reforzado de 5 niveles.	17
10.	Elemento con modelo de inelasticidad distribuida.	18
11.	Modelo constitutivo de Chang & Mander (1994). a) Modelo histerético. b) Curvas envolventes de compresión y tensión.	19
12.	Modelo constitutivo de Menegotto & Pinto (1973)	20
13.	Determinación gráfica del punto de desempeño	22
14.	Objetivos de desempeño según importancia	23
15.	Vista en elevación de la estructura.	25
16.	Vista en planta de la estructura.	26
17.	Columna definida a través del diseñador de secciones del Sap2000.	30
18.	Modelo paramétrico de Mander para el concreto confinado en Sap2000.	31
19.	Modelo paramétrico de Park para el acero de refuerzo en Sap2000.	32
20.	Definición del caso de carga gravitacional no lineal en Sap2000.	33
21.	Definición del caso de carga lateral no lineal Push_x en Sap2000.	33
22.	Definición de rótula plástica en Sap2000 para columnas del modelo M01.	34
23.	Definición de rótula plástica en Sap2000 para vigas VC01 del modelo M01.	35
24.	Modelo constitutivo de Chang & Mander (1994) en Seismostruct.	36
25.	Modelo constitutivo de Menegotto & Pinto (1973) en Seismostruct.	37
26.	Definición de sección de columna C01 del modelo M01 en Seismostruct.	38
27.	Definición del modelo de inelasticidad distribuida basada en fuerzas en Seismostruct.	39
28.	Columna C01 del modelo M01 discretizada en fibras en Seismostruct.	39
29.	Fase de carga y control de desplazamientos laterales en Seismostruct.	40
30.	Verificación del nivel de desempeño de seguridad de vida en Seismostruct.	41
31.	Verificación del nivel de desempeño de prevención del colapso en Seismostruct.	41
32.	Detalle de las secciones transversales en columnas y vigas.	46
33.	Curvas de capacidad real obtenidas en Sap2000.	47
34.	Curvas de capacidad real obtenidas en Seismostruct.	48
35.	Curvas de capacidad del Modelo M01.	48
36.	Curvas de capacidad del Modelo M02.	49

37.	Influencia del efecto P-Delta en la curva de capacidad nominal, modelo M01, usando Seismostruct.	49
38.	Influencia del efecto P-Delta en la curva de capacidad nominal, modelo M02, usando Seismostruct.	50
39.	Espectro de capacidad y aproximación bilineal, dirección x, usando Sap2000.	52
40.	Espectro de capacidad y aproximación bilineal, dirección y, usando Sap2000.	52
41.	Espectro de capacidad y aproximación bilineal, dirección x, usando Seismostruct.	53
42.	Espectro de capacidad y aproximación bilineal, dirección y, usando Seismostruct.	53
43.	Punto de desempeño, modelo M01, dirección x, usando Sap2000.	55
44.	Punto de desempeño, modelo M01, dirección y, usando Sap2000.	55
45.	Punto de desempeño, modelo M01, dirección x, usando Seismostruct.	56
46.	Punto de desempeño, modelo M01, dirección y, usando Seismostruct.	56
47.	Punto de desempeño, modelo M02, dirección x, usando Sap2000.	57
48.	Punto de desempeño, modelo M02, dirección y, usando Sap2000.	57
49.	Punto de desempeño, modelo M02, dirección x, usando Seismostruct.	58
50.	Punto de desempeño, modelo M02, dirección y, usando Seismostruct.	58
51.	Curvas de capacidad de dos modelos y prueba de laboratorio.	62

Lista de Cuadros

- 1. Parámetros básicos de entrada para el modelo constitutivo del concreto 20
- 2. Parámetros básicos de entrada para el modelo constitutivo del acero de refuerzo 21
- 3. Cargas gravitacionales distribuidas en el entrepiso 25
- 4. Factores utilizados en el análisis estructural 27
- 5. Parámetros para modelar y criterios de aceptación para procedimientos no li-
neales para vigas y columnas 35
- 6. Coeficiente sísmico, cortante basal y periodo de los dos modelos 45
- 7. Fuerza sísmica, desplazamientos y derivas finales para el modelo M01 45
- 8. Fuerza sísmica, desplazamientos y derivas finales para el modelo M02 46
- 9. Comparación relativa en cantidad de material para cada modelo 47
- 10. Parámetros que forman la aproximación bilineal del modelo M01 50
- 11. Parámetros que forman la aproximación bilineal del modelo M02 50
- 12. Determinación de la forma de vibración del modelo M01 51
- 13. Determinación de la forma de vibración del modelo M02 51
- 14. Parámetros para la conversión de curva de capacidad a formato Sa-Sd 51
- 15. Resultados del punto de desempeño y ductilidades para el modelo M01 54
- 16. Resultados del punto de desempeño y ductilidades para el modelo M02 54
- 17. Resultados sobrerresistencia para el modelo M01 59
- 18. Resultados sobrerresistencia para el modelo M02 59

Prefacio

El análisis sísmico ha avanzado enormemente pasando desde un análisis estático lineal, hasta lo más complejo como es el dinámico no lineal. Estas nuevas metodologías no solo logran acercarse más al comportamiento real de las estructuras, sino que también presentan la posibilidad de encontrar un modelo estructural que se desempeñe de forma adecuada y que logre reducir los costos de las estructuras nuevas o reforzamiento de las existentes, al reducir las secciones transversales y el acero de refuerzo requerido.

Las bondades del análisis no lineal, en cuanto al aprovechamiento de los materiales y entendimiento del comportamiento plástico de la estructura, motivó a la aplicación del método capacidad espectral del CSCR 2010/14 (CFIA, 2016), utilizando dos modelos estructurales de cinco niveles, a base de marcos de concreto reforzado, en tres dimensiones. Esto con el objetivo de buscar una optimización de un modelo estructural, en términos de una reducción de las secciones transversales de las columnas y vigas, manteniendo un adecuado comportamiento estructural y nivel de desempeño igual o inferior al de seguridad de vida.

Agradecimientos

Agradezco a mi hermano Hugo, su esposa Silvia y su familia por el apoyo que me brindaron durante esta etapa universitaria. A mis amigos Misael, Alex, Mario y Wilmer por su compañía y amistad sincera. A mis hermanos y hermanas, que de una u otra forma aportaron algo bueno en mí. A mis dos grandes pilares, Iky y Andrés, por estar en los momentos más difíciles para apoyarme. A Yalena por su apoyo incondicional y a su familia por la amabilidad con que me recibieron en su hogar.

Doy gracias a todos los profesores del CTP San Isidro, quienes velaron por que siguiera estudiando y alcanzara este peldaño, además de los profesores del TEC, quienes me brindaron un poco de su conocimiento, especialmente a mi profesor guía Ángel Navarro por su paciencia y firmeza para corregirme.

Al creador de la vida, quien nos puso aquí.

Resumen Ejecutivo

Este proyecto nace de la inquietud que genera el uso de un procedimiento prescriptivo que utiliza de forma aproximada el concepto de ductilidad en la metodología de análisis y diseño del CSCR 2010/14 (CFIA, 2016), el cual conlleva repetidamente a modelos estructurales sobrediseñados. El cumplimiento de las derivas inelásticas es el principal causante de que las estructuras estén sobrediseñadas en términos de capacidad sismorresistente, al ser directamente proporcionales a la ductilidad global asignada, tal como lo plantean algunos autores citados en este aporte; y de las propias conclusiones. Al ser la ductilidad un valor determinante, es necesario entender el comportamiento no lineal de una edificación en vez de utilizar un valor prescriptivo.

Se buscó aportar con conocimiento sobre los beneficios directos de la aplicación del método de capacidad espectral, en comparación con el clásico método de análisis estático equivalente. Por otro lado, se evidencian las diferencias en el uso de un modelo sencillo de rótulas plásticas en comparación con uno robusto de fibras.

El proyecto buscó principalmente optimizar un modelo estructural de una edificación de cinco niveles a base de marcos de concreto reforzado, ubicado en un suelo tipo S3 y zona sísmica III, utilizando el método de capacidad espectral con análisis estático no lineal, implementando modelos de plasticidad concentrada y distribuida en los programas computacionales Sap2000 y Seismostruct. Se utilizó el modelo de rótulas plásticas en Sap2000 y un modelo de fibras en Seismostruct. Un primer modelo se revisó para el cumplimiento por capacidad sismorresistente, así como para cumplir con los límites de derivas inelásticas planteadas en el CSCR 2010/14, por otro lado, un segundo modelo, que inicialmente solo se revisó hasta el cumplimiento por capacidad sismorresistente y las derivas inelásticas se verificaron a través del análisis no lineal.

Se obtiene como principal conclusión, un ahorro significativo de 13,76 % en concreto y de 9,17 % en acero de refuerzo, al reducir las secciones y permitir el cumplimiento de las derivas inelásticas a través del método de capacidad espectral del CSCR 2010/14. Ambos modelos se encuentran en un punto de desempeño adecuado, alejados de los estados límites que establecen las derivas inelásticas y el nivel de desempeño de seguridad de vida. Ambos modelos desarrollan la ductilidad para la cual fueron diseñados, se obtienen valores de ductilidad global intrínseca promedio de 10,16 para el primero modelo y de 7,30 para el segundo modelo. Se encuentran valores de sobrerresistencia promedio de 3,92 para el primer modelo y de 3,51 para el segundo modelo, según el cortante máximo de la curva de capacidad y el cortante de diseño determinado por el método estático.

Introducción

El diseño sísmico basado en desempeño ha transformado la filosofía y procedimientos de los códigos encargados de establecer los requisitos mínimos para el análisis, diseño y construcción de edificaciones, dando mayor importancia a como se distribuye la resistencia en la estructura, que un valor de cortante de diseño, tal como lo plantearon Park & Paulay (1975).

El CSCR 2010/14 presenta primero en su metodología de análisis dos procedimientos, que incluyen de forma indirecta el diseño por desempeño, al incluir en su formulación el nivel de importancia de la edificación, la ductilidad global asignada y los requisitos de derivas inelásticas, en el intento de determinar la respuesta inelástica de la estructura.

Según la experiencia en el uso del CSCR 2010/14 y las conclusiones de muchos autores (algunos citados explícitamente en este aporte), el cumplimiento de las derivas inelásticas es la principal limitante para una posible optimización de un modelo estructural para edificaciones. Esto conlleva a la búsqueda de nuevas metodologías que permitan estimar la respuesta inelástica de la estructura, sin utilizar parámetros prescriptivos que establece el CSCR 2010/14. Una de esas metodologías y de la cual trata este aporte, es el llamado método de capacidad espectral. Este último nos permite determinar la respuesta inelástica de la estructura que demanda el sismo, sin tener que asumir una ductilidad global y que por consiguiente podría dar paso al cumplimiento de las derivas inelásticas, reducción de secciones transversales, ahorro en la cantidad de materiales y reducción en el impacto ambiental al requerir menos materiales para su construcción. Además, permite tener mejor certeza del comportamiento de la estructura a través de un análisis no lineal.

Mediante el método de capacidad espectral, se busca validar un modelo, que en principio no cumple con los requisitos de derivas inelásticas, al ser un modelo más flexible con secciones de columnas y vigas más esbeltas, que conduce a ahorros significativos en materiales, en comparación con uno diseñado para cumplir los requisitos de derivas inelásticas. Se implementa un modelo no lineal simple de rótulas plásticas en Sap2000 y un modelo más robusto de fibras basado en fuerzas en Seismostruct.

Este aporte tiene como objetivo general la optimización estructural de un modelo a base de marcos de concreto reforzado, mediante la aplicación del método de capacidad espectral.

Se plantearon los siguientes objetivos específicos:

- Diseñar los marcos de concreto reforzado de 2 modelos de un mismo edificio de 5 niveles, tal que cumplan los requisitos del CSCR 2010/14 (CFIA, 2016) y el ACI 318-14 (ACI, 2014).
- Determinar la curva de capacidad de cada modelo del edificio con Análisis Estático No Lineal (pushover), utilizando los programas computacionales SAP2000 V.20.2.0 y Seismostruct 2020.
- Determinar la demanda y capacidad de ductilidad en cada estructura.
- Determinar el punto y nivel de desempeño para cada estructura.

Alcances y limitaciones

Alcances

- Se supone un empotramiento perfecto en la base de las columnas del primer nivel, sin tomar en consideración la interacción suelo-estructura.
- Se toman en consideración los efectos de segundo orden P-Delta.
- Las soluciones estructurales se realizaron por métodos estáticos, sin considerar condiciones dinámicas.
- El análisis estático equivalente y pushover fueron realizados en ambas direcciones ortogonales.
- El pushover en Sap2000 se realiza considerando un modelo de inelasticidad concentrada (rótulas plásticas) y en Seismostruct se utiliza un modelo de inelasticidad distribuida (modelo de fibras).

Limitaciones

- No se realizó el diseño y revisión de los nudos de unión viga-columna, lo cual podría limitar en gran medida la capacidad de deformación de la estructura.
- El diseño de las vigas y columnas es repetitivo, por cuestión de tiempo no fue optimizado para los niveles superiores.
- Para el empuje del pushover, no se consideró el efecto de una distribución diferente a la del método estático equivalente.
- Los modelos estructurales debían tener un periodo de vibración igual o menor a 1 segundo para aplicar el pushover. Esto limitó la posibilidad de proponer secciones de columnas más esbeltas para el segundo modelo (M02).

Estado del arte

Diseño sismorresistente

En Costa Rica el diseño sismorresistente de edificaciones se fundamenta en el Código Sísmico de Costa Rica (CSCR 2010/14) (CFIA, 2016). Es un diseño gobernado por desplazamientos y deformaciones internas que permite que los materiales se deformen más allá del rango elástico. La ductilidad global asignada (μ_{GI}) permite hacer una estimación de la capacidad de disipar energía a través de la deformación del sistema estructural y establecer valores según el tipo de estructura (marco, muro, dual, voladizo y otros), según la regularidad de la estructura y la capacidad individual de deformación de los elementos que componen el sistema estructural conocida como ductilidad local.

Para limitar las deformaciones de los elementos que componen el sistema estructural sismorresistente y componentes no estructurales, el CSCR 2010/14 establece valores máximos para los desplazamientos inelásticos relativos horizontales entre niveles, también conocidos como derivas inelásticas (Δ_i) (Tabla 7.2, CFIA, 2016).

Un sistema estructural sismorresistente también presenta requisitos de capacidad, ya sea a flexión, flexocompresión, cortante, entre otros. Sin embargo, según Acosta (2005) y Hilje (2005), en Costa Rica las secciones transversales de los elementos son controladas principalmente por el cumplimiento de las derivas inelásticas, esto conlleva a estructuras que fácilmente superan las solicitudes de carga a las cuales están sometidas.

Marcos de concreto reforzado

Los sistemas estructurales a base de marcos de concreto reforzado están formados por un conjunto de vigas y columnas vinculados en la mayoría de los casos por un sistema horizontal en cada nivel conocido como entrepiso. Su configuración y geometría proporcionan una alta redundancia y eficiencia para la transmisión de las cargas laterales y disipación de energía por deformación de sus elementos, con la suposición de que cada elemento deforma en doble curvatura en sus extremos. Es un sistema ampliamente utilizado en Costa Rica y su diseño está normado principalmente por el CSCR 2010/14 e indirectamente por el Instituto Americano del Concreto en su última versión ACI-318-14 (ACI, 2014), tal como lo establece la sección 8.1.1a del CSCR 2010/14.

Análisis estático

Uno de los métodos de análisis de estructuras ampliamente utilizado en Costa Rica y propuesto por el CSCR 2010/14 (sección 7.4), es el método estático, el cual se basa en la aplicación de fuerzas laterales equivalentes en los diferentes niveles de la estructura, intentando simular

las acciones sísmicas. Según el CFIA (2016) este nace como una simplificación del método de análisis modal, considerando únicamente el primer modo de oscilación de la estructura. Para su aplicación debe cumplir con lo siguiente: 5 niveles o menos, que la totalidad de la estructura no tenga una altura superior a los 20 metros y ser regular, tanto en altura como en planta.

Análisis estático no lineal

El análisis estático no lineal (AENL), también conocido como pushover, busca determinar la capacidad de la estructura a través de la aplicación de cargas laterales normalizadas que se incrementan de manera muy lenta y de forma monotónica, es decir, desde cero hasta alcanzar la falla de la estructura, sin producirse alguna descarga durante el proceso. Ha sido ampliamente estudiado, explicado e incorporado en importantes documentos como el ATC-40 (ATC, 1996), VISION 2000 (SEAOC, 1995), FEMA 273 (FEMA, 1997), FEMA 356 (FEMA, 2000), FEMA 440 (ATC, 2005) y ASCE/SEI 41-17 (ASCE, 2017).

La aplicación de las cargas laterales monotónicas puede realizarse de las siguientes formas según el ATC-40 (ATC, 1996), FEMA 356 (ATC, 2000) y el ASCE/SEI 41-17 (ASCE, 2017):

1. Una sola carga concentrada en la parte superior de la estructura.
2. Aplicando cargas en cada nivel según método estático equivalente.
3. Cargas laterales proporcionales al producto de la masa de cada nivel y la forma del primer modo de oscilación de la estructura.
4. Similar al anterior, hasta la fluencia del primer elemento. Para cada incremento posterior a la fluencia se juntan las fuerzas laterales para ser consistentes con la nueva deformada de la estructura.
5. Similar al punto 3 y 4, considerando el efecto de los modos de vibración superiores. Se deben realizar análisis pushover para los modos superiores.

A partir de este proceso de carga se monitorea principalmente el cortante basal y el desplazamiento en el techo, esto para construir la curva de capacidad de la estructura, representada como un sistema de un grado de libertad (SDOF). La Figura 1 muestra la representación esquemática del AENL. Este tipo de análisis también proporciona resultados detallados en cada elemento y para cada iteración, donde por ejemplo se podría obtener el cortante, carga axial y momentos flectores en una viga para un punto de interés.

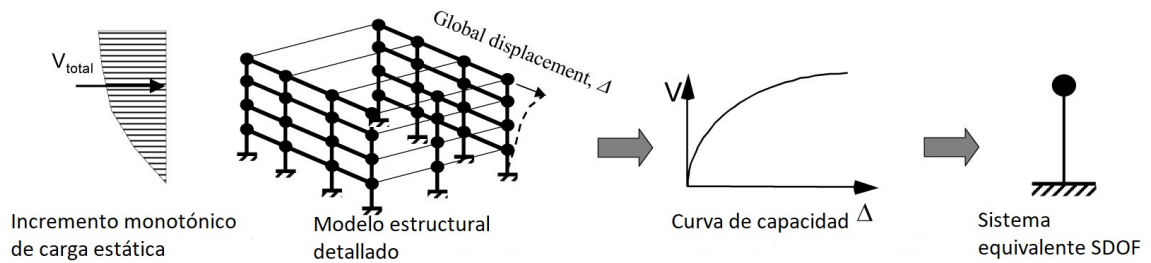


Figura 1. Representación esquemática del AENL o pushover.

Fuente: Adaptado del FEMA 440 (ATC, 2005)

Otro aspecto de interés es determinar el punto de la curva donde se considera que la estructura alcanzó un estado límite último o el colapso. El ATC-40 (ATC, 1996) establece que el punto último de la curva de capacidad puede tomarse cuando:

- Se presenta inestabilidad de la estructura por los efectos P-Delta.
- Un elemento o varios alcanza un nivel de degradación significativa producto de una deformación lateral.
- En un elemento o varios existe una pérdida de capacidad para soportar carga gravitacional producto de las deformaciones laterales.
- El FEMA 356 (FEMA, 2000), establece que para el control de las deformaciones se debe limitar el cortante último a no menos del 80 % del cortante de fluencia V_y .

La curva de capacidad se simplifica a una curva bilineal idealizada formada por dos rectas, la primera recta inicia en el origen $(0,0)$ y finaliza en el punto de fluencia equivalente (Δ_y, V_y) , la segunda recta inicia en el punto de fluencia equivalente y finaliza en el punto último de la curva de capacidad (Δ_d, V_d) . Esta aproximación bilineal debe satisfacer las siguientes condiciones que establece el ATC-40:

- El área bajo la curva original debe ser igual al área bajo la aproximación bilineal.
- Las coordenadas del desplazamiento último debe coincidir en ambas curvas.
- La rigidez inicial deben ser la misma en ambas curvas.
- Según el ASCE/SEI 41-17 (ASCE, 2017), la rigidez inicial de la representación bilineal debe ser tal que interseque a la curva de capacidad cuando el cortante en la base es aproximadamente el 60 % del cortante de fluencia equivalente (Figura 2).

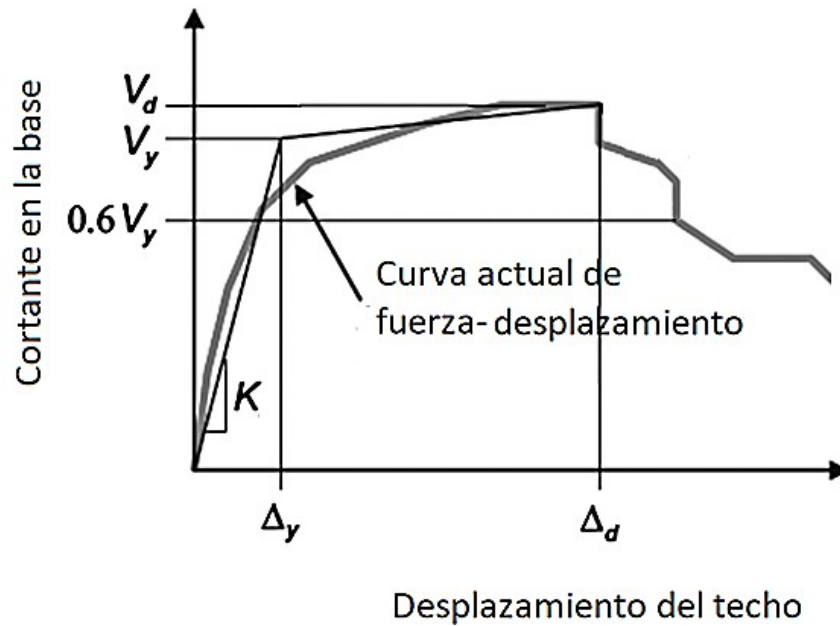


Figura 2. Curva de capacidad idealizada.

Fuente: Navarro (2019) adaptado de ASCE/SEI 41-17 (ASCE, 2017)

El ATC (2005) hace mención a este análisis (Figura 3) como uno de los más básicos y con mayor incertidumbre relativa en sus resultados, sin embargo indica, que es de los más populares por su facilidad y bajo consumo de recursos computacionales en comparación con los métodos dinámicos no lineales. Otra de las limitaciones del AENL, es que su aplicación conduce a resultados más acertados en estructuras que son representadas por el modo fundamental de vibración con periodos menores o iguales a 1 segundo, no así cuando el comportamiento de una estructura es influenciado por modos superiores al fundamental.

El ASCE/SEI 41/17 (ASCE, 2017), el FEMA 273 (FEMA, 1997) y el FEMA 356 (FEMA, 2000), establecen que el AENL debe considerar el efecto de los modos de vibración superiores, cuando el cortante en alguno de los niveles resultado de alguno de los modos requeridos para obtener el 90% de masa participativa, exceda en un 130% del correspondiente cortante en el mismo nivel considerando únicamente el primer modo de vibración.

MOVIMIENTO DEL SUELO

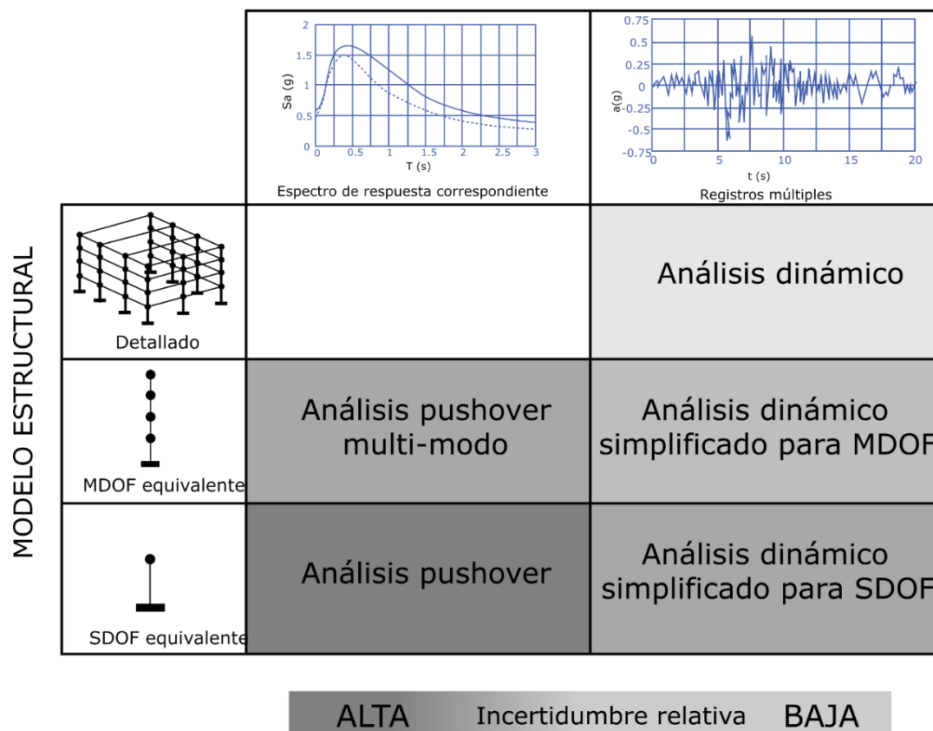


Figura 3. Tipos de análisis no lineal.

Fuente: Navarro (2019) adaptado de FEMA 440 (ATC, 2005)

No linealidad geométrica

La no linealidad geométrica o conocida como el efecto P-Delta, es el incremento en las sollicitaciones de la estructura producto de la deformación lateral y la carga gravitacional, que se traduce en una degradación de la rigidez lateral de la estructura. La Figura 5 muestra gráficamente el efecto P-Delta, donde la curva de capacidad de la estructura pierde rigidez de forma abrupta. Se debe tener en cuenta que a mayor desplazamiento lateral mayor influencia tiene el efecto P-Delta, por lo que afecta en mayor medida a edificaciones flexibles y de forma similar a estructuras con altas cargas gravitacionales.

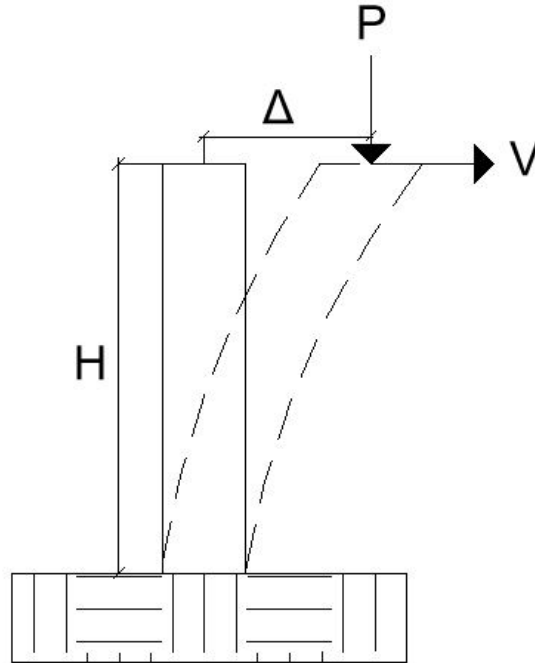


Figura 4. Representación del efecto P-Delta.

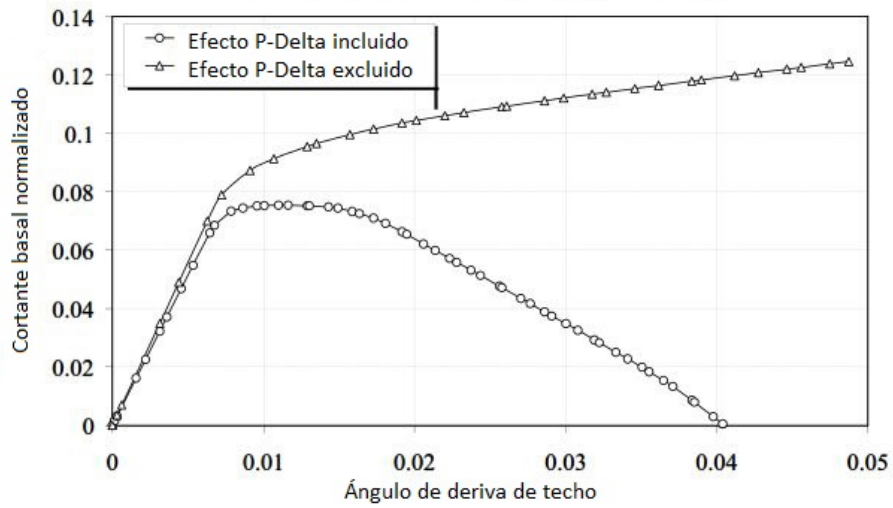


Figura 5. Influencia del efecto P-Delta en la curva de capacidad de estructura de 20 niveles.
Fuente: Adaptado del PEER/ATC (2010)

Modelos de no linealidad

La no linealidad de los elementos puede ser modelado mediante lo más sencillo como una rótula plástica de un grado de libertad, hasta lo más complejo como lo es el modelo de elemento finito, ilustrados en la Figura 6.

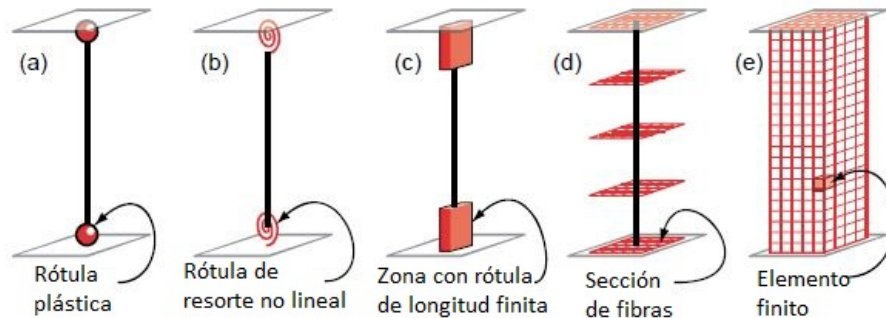


Figura 6. Tipos de modelos estructurales.
Fuente: Adaptado del ATC (2017)

Rótula plástica

El comportamiento inelástico puede ser simulado a través de rótulas plásticas o también conocida como inelasticidad concentrada, las cuáles inician su funcionamiento una vez es superado el límite de fluencia de la sección en consideración. El comportamiento plástico en uno o más grados de libertad se puede obtener mediante la integración de la deformación plástica y de la curvatura plástica que ocurren dentro de la longitud de la rótula, definida por el usuario y con valores típicos cercanos a la profundidad de la sección analizada, expresado como una fracción de la longitud del elemento. (FEMA, 2000)

Las rótulas plásticas requieren la definición de una curva de fuerza-desplazamiento o momento-rotación que establece puntos de control necesarios para su construcción. La Figura 7 es una generalización del comportamiento fuerza-deformación o momento rotación conocida como curva backbone. El ASCE/SEI 41-17 (ASCE, 2017), establece en las tablas 10-7 y 10-8 los valores correspondientes a los 5 puntos (A, B, C, D y E) que se muestran, para estructuras a base de marcos de concreto reforzado, diferenciado para columnas y vigas. La Figura 7 muestra los diferentes estados de fuerza y deformación para una rótula plástica, donde el punto A siempre representa el origen, B representa un estado de fluencia, C representa la capacidad última del pushover, D representa la fuerza residual para el pushover y E representa la falla total.

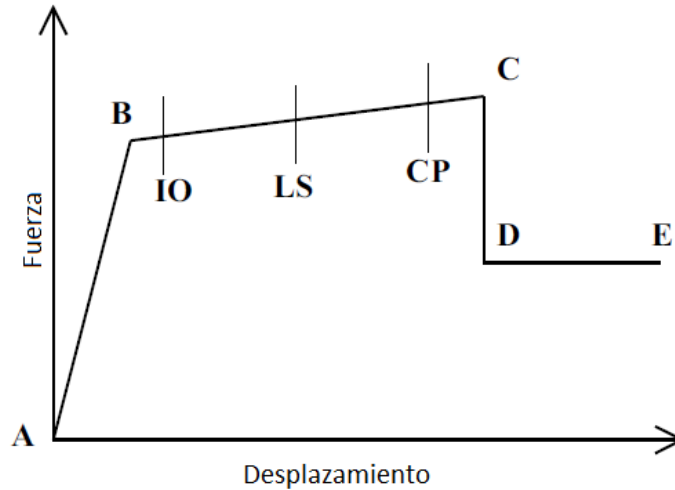


Figura 7. Relación generalizada de fuerza-deformación.
Fuente: Adaptado del CSI (2020)

Por otro lado, el diagrama fuerza-desplazamiento o momento-rotación también puede determinarse mediante ecuaciones calibradas con base en los ensayos, tal como lo plasman López, Tomas & Sánchez (2017), a través de información de más de 1000 elementos ensayados en laboratorio y previamente diseñados para cumplir con las especificaciones del ACI 318-14. En sus ecuaciones es posible determinar los valores del momento de plastificación M_y , giro de plastificación θ_y y giro último de la sección θ_u . Además, comparan la influencia de utilizar las rótulas plásticas con las relaciones del FEMA 356 (FEMA, 2000) y otros autores que plantean de forma similar ecuaciones calibradas a través de ensayos. Las Figura 8 y 9, muestran las diferencias, tanto en los diagramas de momento-rotación, como la influencia en la curva de capacidad de la estructura (determinada mediante un AENL, con cargas laterales equivalentes). La última leyenda en color más oscuro, representa las expresiones propuestas por López et al. (2017).

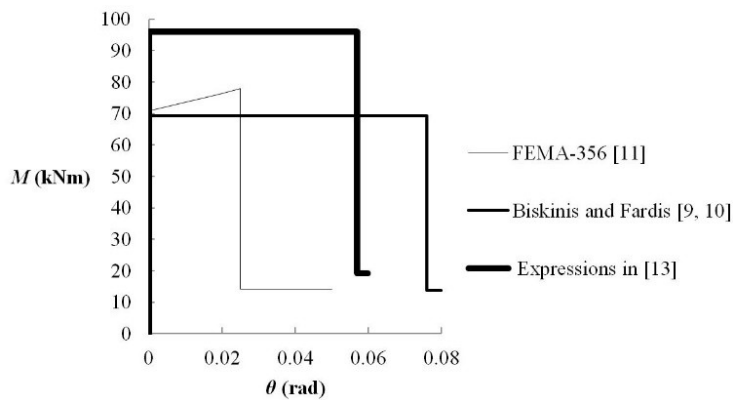


Figura 8. Relación momento-giro para las rótulas plásticas generadas en vigas.
Fuente: (López et al., 2017)

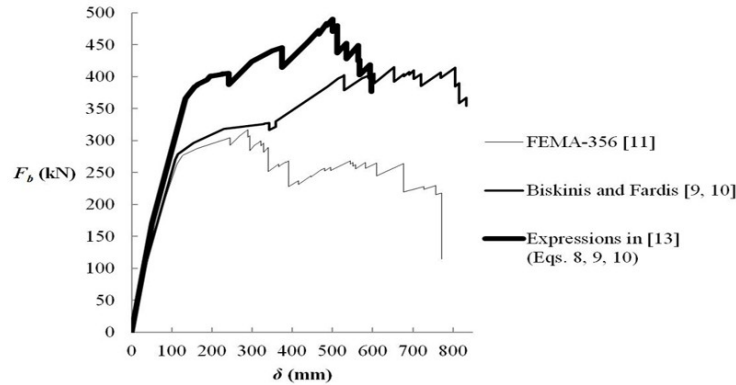


Figura 9. Curva de capacidad para edificio de marcos de concreto reforzado de 5 niveles.
Fuente: (López et al., 2017)

Independientemente de la forma de determinar el diagrama de momento-rotación, se deben establecer puntos de control del daño que alerten el estado de un elemento, ya sea para detener el análisis o enfocar la atención en su comportamiento. El ASCE/SEI 41-17 establece 3 puntos que definen los niveles de desempeño (ocupación inmediata:IO, seguridad de vida:LS y prevención del colapso:CP).

En las rótulas plásticas a diferencia de modelos como el de fibras y el de elemento finito, el comportamiento estructural se basa en la calibración del comportamiento general de los componentes y es plasmado típicamente a través de una envolvente como lo es la curva backbone, por otro lado, los modelos de inelasticidad más robustos, su calibración recae en el comportamiento de los materiales que los constituyen, donde la cinemática y el equilibrio de los componentes está representado por la formulación del modelo. (ATC, 2017)

El programa Sap2000 dispone de rótulas para carga axial, cortante, momento, torsión y las que acoplan la carga axial con los momentos en ambas direcciones (P-M2-M3). Pueden ser ubicadas en cualquier posición del elemento y la cantidad que se requiera, teniendo en cuenta que cada elemento o asignación requiere de mayor recurso computacional para el análisis. (CSI, 2020)

Modelo de fibras

También conocido como modelo de inelasticidad distribuida. Es un modelo que puede utilizar algoritmos basados en fuerzas o desplazamientos, al discretizar las secciones transversales. (Navarro, 2019)

El estado de esfuerzo-deformación de cada sección, se obtiene a través de la integración de la respuesta del material no lineal de las fibras en las que se dividió el miembro.

Seismosoft Ltd. (2020) establece en su documentación que el modelo inelástico basado en fuerzas (modelo de fibras) es el más preciso de los cuatro modelos que dispone para modelar el comportamiento inelástico. Esto debido a que logra capturar el comportamiento inelástico a lo largo de toda la longitud de un miembro estructural, incluso cuando se emplea una sola sección de fibras por miembro, aunque lo recomendable es definir entre 4 y 7 secciones por

miembro. Se indica como recomendación para el uso de modelos de fibras, al menos 100 fibras para miembros con un solo material y de 200 fibras o más para secciones más complicadas sujetas a altos niveles de inelasticidad. (Seismosoft Ltd., 2020)

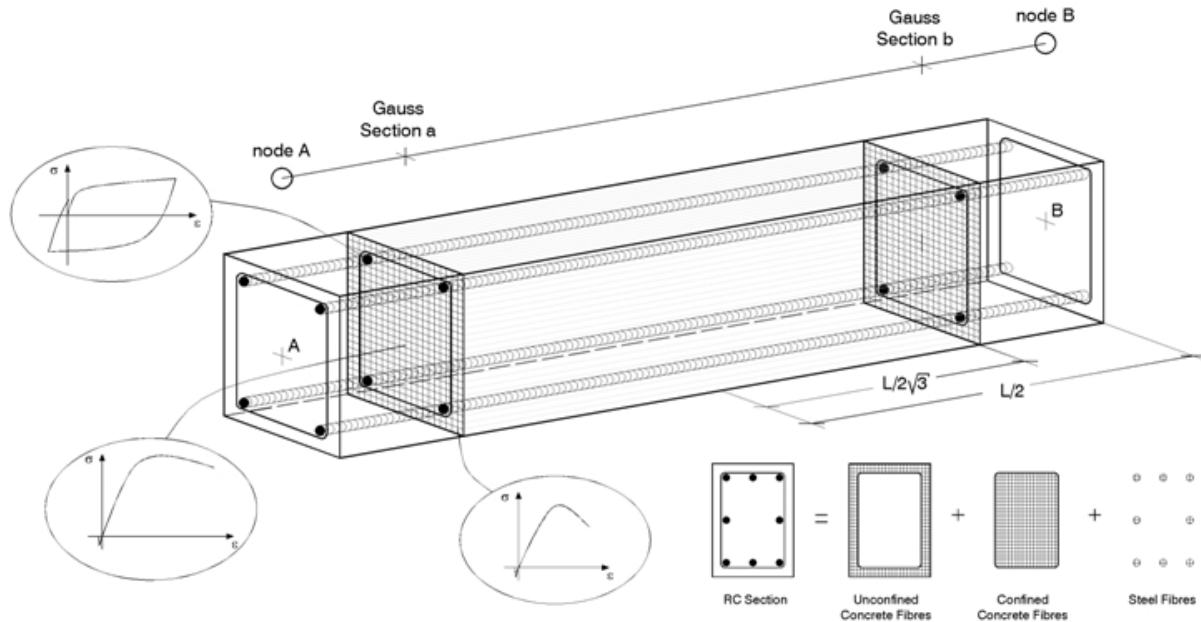


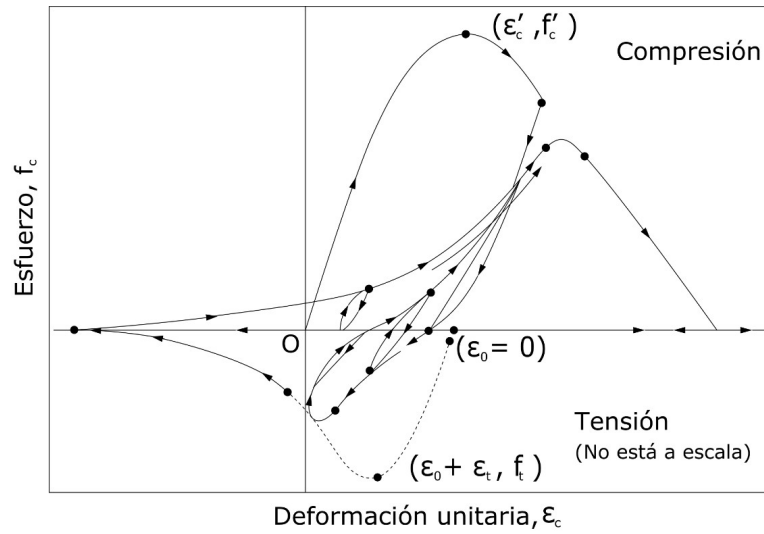
Figura 10. Elemento con modelo de inelasticidad distribuida.

Fuente: (Seismosoft Ltd., 2020)

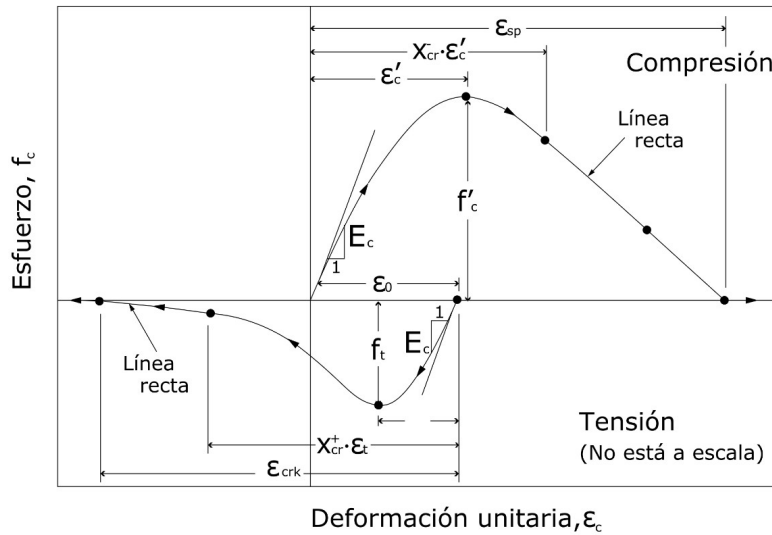
Como se observa en la Figura 10, el comportamiento de la sección de concreto reforzado como un todo, es determinado por el concreto confinado, el concreto inconfinado y el acero de refuerzo, por lo que cada material debe ser representado adecuadamente por un modelo constitutivo que reproduzca su comportamiento histerético.

Modelos constitutivos de los materiales

Seismostruct 2020 dispone de 8 modelos constitutivos para modelar el comportamiento histerético del acero y 6 modelos constitutivos para modelar el concreto. Para modelar el concreto se utiliza el modelo de Chang & Mander (1994). Kolozvari, Orakcal, & Wallace (2015) y Chang & Mander (1994) definen los los parámetros de la Figura 11.



a)



b)

Figura 11. Modelo constitutivo de Chang & Mander (1994). a) Modelo histerético. b) Curvas envolventes de compresión y tensión.

Fuente: Navarro (2019) tomado de Kolozvari et al. (2015)

Para modelar el acero de refuerzo se utiliza el modelo de Menegotto & Pinto (1973). Kolozvari et al. (2015), Filippou, Popov, & Bertero (1983) y Menegotto & Pinto (1973) definen los los parámetros de la Figura 12.

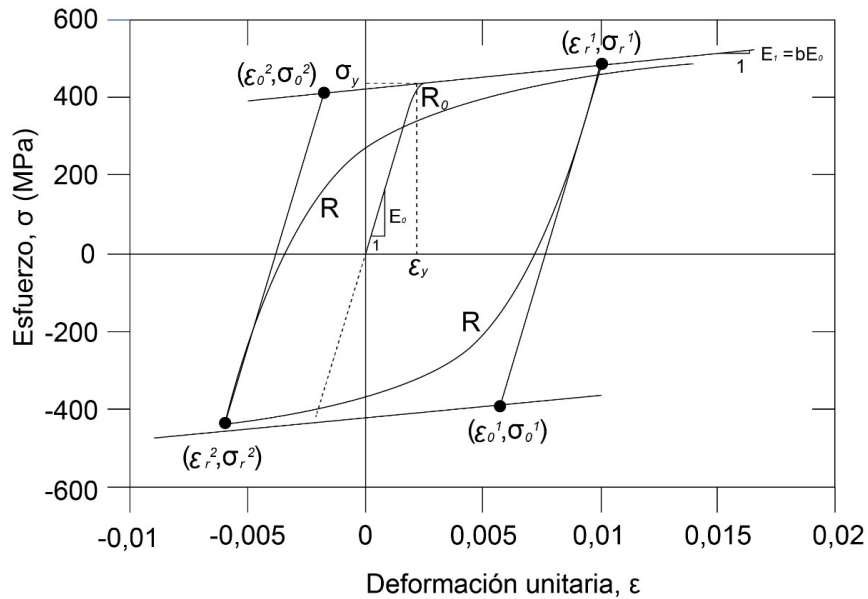


Figura 12. Modelo constitutivo de Menegotto & Pinto (1973)
Fuente: Navarro (2019) tomado de Kolozvari et al. (2015)

Navarro (2019) indica que en Costa Rica no se tiene información de los parámetros de ambos modelos constitutivos y por lo tanto, se debe recurrir a lo recomendado en la literatura.

El cuadro 1 muestra los parámetros del modelo constitutivo del concreto, teniendo en cuenta que los dos primeros parámetros ($f'c$ y $\epsilon'c$) se modifican para el concreto confinado. El modelo de Chang & Mander (1994) utiliza en Seismostruct 2020 un factor de confinamiento constante con valores entre 1 y 2. Este factor se define como una proporción entre el esfuerzo de compresión de la sección confinada y la inconfineda.

Cuadro 1. Parámetros básicos de entrada para el modelo constitutivo del concreto

Parámetro	Descripción	Valor
$f'c$	Resistencia a la compresión a los 28 días	280 kg/cm^2
$\epsilon'c$	Deformación en el punto de resistencia a la compresión	0,0021
E_c	Módulo de elasticidad inicial	252600 kg/cm^2
X_{cr-}	Multiplicador para deformación crítica a la compresión	1,3
f_t	Resistencia a la tensión	$17,8 \text{ kg/cm}^2$
ϵ_t	Deformación en el punto de resistencia a la tensión	0,0002
X_{cr+}	Multiplicador para deformación crítica a la tensión	3

Fuente: Adaptado de Navarro (2019)

El Cuadro 2 muestra los parámetros del modelo constitutivo del acero de refuerzo.

Cuadro 2. Parámetros básicos de entrada para el modelo constitutivo del acero de refuerzo

Parámetro	Descripción	Valor
fyp y fyn	Resistencia a la tensión y compresión	4200 kg/cm^2
E0	Módulo de elasticidad inicial	2100000 kg/cm^2
bp	Índice de endurecimiento en tensión	0,02
bn	Índice de endurecimiento en compresión	0,02
R0	Parámetro de forma inicial de la curva de transición	25
cR1	Parámetro de degradación de la curvatura	0,925
cR1	Parámetro de degradación de la curvatura	0,15

Fuente: Adaptado de Navarro (2019)

Método de capacidad espectral

El método de capacidad espectral (Capacity Spectrum Method) fue introducido por Freeman en los años 1970s, siendo este un proceso gráfico por medio de cual se relaciona la capacidad de una estructura y la demanda exigida por el movimiento del terreno ante un sismo y es utilizado principalmente para el diseño sísmico de estructuras basado en el desempeño (Performance-Based Seismic Design) o para evaluar la vulnerabilidad sísmica de una edificación. (Fajfar, 1999)

Para utilizar este método, es necesario determinar la curva de capacidad, transformarla a un espectro de capacidad y determinar la representación bilineal (ATC, 1996), sin embargo, el procedimiento para determinar la demanda sísmica en formato Sa-Sd y el punto de desempeño no es tan conveniente realizarlo según lo establecido inicialmente por el ATC-40 (ATC, 1996). En la versión original de los documentos antes citados (SEOAC, 1995; ATC, 1996; FEMA, 1997 y FEMA, 2000), la representación de la demanda sísmica utiliza espectros elásticos de diseño con un incremento en el amortiguamiento para aproximar a espectros inelásticos, que según Chopra y Goel (1999) produce resultados incorrectos y que no están del lado de la seguridad. Afortunadamente el CSCR 2010/14 (CFIA, 2016) toma en cuenta indirectamente la ductilidad global de la estructura en el cálculo del coeficiente sísmico y utiliza espectros inelásticos de ductilidad constante, que conduce a resultados más precisos. (Gutiérrez, 2006)

Por este motivo, la demandasísmica se plasma con espectros de diseño inelásticos de ductilidad constante y amortiguamiento del 5 %, que varían dependiendo de la zona sísmica y tipo de suelo, transformados en formato Sa-Sd según el procedimiento descrito en la sección 7.7.2 del CSCR 2010/14 (CFIA, 2016). Por otro lado, la determinación del punto de desempeño se debe realizar siguiendo un procedimiento gráfico (procedimiento A) mejorado con respecto al del ATC -40, propuesto por Chopra y Goel (1999) y explicado en forma adecuada por Gutiérrez y Alpizar (2004).

La Figura 13 muestra la determinación gráfica del punto de desempeño según los Comentarios al CSCR 2010/14 (CFIA, 2013).

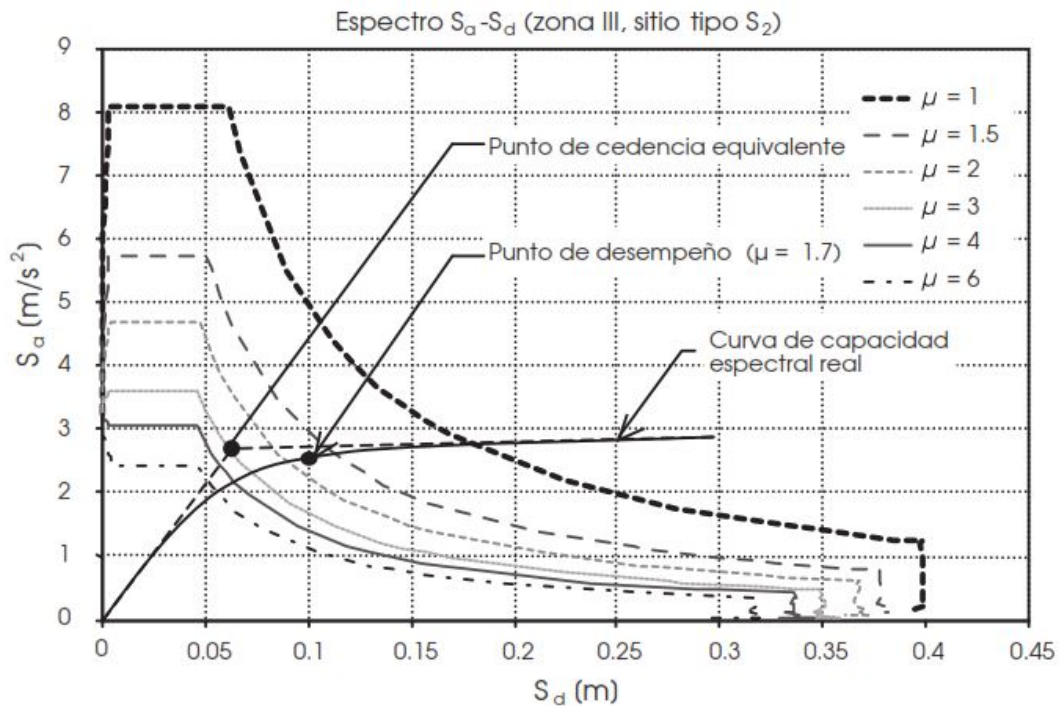


Figura 13. Determinación gráfica del punto de desempeño
Fuente: (CFIA, 2013)

Niveles de desempeño

Los niveles de desempeño se originan del ACT-40 (ATC, 1996) y VISION 2000 (SEAOC, 1995), los cuales describen un estado límite de daño discreto en función de tres aspectos principales:

1. Daño físico en sistemas estructurales y no estructurales.
2. Amenaza sobre los ocupantes.
3. Funcionalidad posterior al evento sísmico.

VISION 2000 (SEAOC, 1995) define 5 niveles de desempeño (totalmente operacional, operacional, seguridad de vida, próximo al colapso y colapso), de los cuales el CSCR 2010/14 adaptó el nivel de seguridad de vida y operacional tal como se muestra en la Figura 14. El objetivo de desempeño relaciona el nivel de desempeño para un nivel de demanda sísmica.

		Nivel de desempeño sísmico	
		Operativo	Seguridad de vidas
Nivel de demanda sísmica	Extremo I = 1.25	A	B
	Fuerte I = 1.0	C	D
	Moderado I = 0.75		E

Figura 14. Objetivos de desempeño según importancia
Fuente: (CFIA, 2013)

El nivel de desempeño de seguridad de vida está sujeto a que las estructuras sufran daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, pero debe proteger la vida de los ocupantes y transeúntes, manteniendo la estabilidad estructural durante y después del sismo, para que se permita una evacuación segura. (CFIA, 2016)

Metodología

El proceso que se describe a continuación se realizó en dos modelos, el primero (M01) se diseñó para que cumpliera con los criterios de capacidad sismorresistente y requisitos de derivas inelásticas según los requisitos del CSCR 2010/14 y del ACI 318-14, por otro lado, el segundo modelo (M02) se diseñó para cumplir solamente con los criterios de capacidad sismorresistente. Ambos modelos fueron revisados para cumplir requisitos específicos que aseguran la calidad del concreto reforzado y su adecuado comportamiento, tales como recubrimiento, espaciamiento entre varillas, longitudes de anclaje, confinamiento, entre otros.

Caracterización de la estructura

Se define una estructura de cinco niveles a base de marcos (en tres dimensiones) de concreto reforzado, ubicado en San José, con uso para oficinas en los primeros cuatro niveles y con azotea en el nivel superior. Cuenta con una distribución en planta completamente regular con vigas de carga y vigas de amarre con longitud de 6 metros, columnas del primer nivel con una altura de 3,5 metros y columnas de 3 metros para los niveles restantes, tal como se observa en las Figuras 15 y 16.

Análisis estructural

Materiales

Concreto con una resistencia especificada a la compresión de 280 kg/cm^2 , peso unitario de 2400 kg/m^3 y coeficiente de Poisson de 0,2. Acero de refuerzo A615 grado 60 con esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm^2 , esfuerzo último de 6300 kg/cm^2 , peso unitario de 7850 kg/m^3 y coeficiente de Poisson de 0,3.

Cargas gravitacionales

En todos los niveles se tendrá además del peso propio de las vigas y columnas, un entrepiso que distribuye las siguientes cargas en una sola dirección.

Cuadro 3. Cargas gravitacionales distribuidas en el entrepiso

Descripción	Niveles	Magnitud ($\frac{kg}{m^2}$)
Acabado de piso en terrazo	Todos	75
Instalaciones eletromecánicas	Todos	15
Particiones livianas	I, II, III y IV	75
Cielo suspendido	Todos	10
Aire acondicionado	I, II, III y IV	10
Entrepiso prefabricado	Todos	315
Carga temporal oficinas	I, II, III y IV	250
Carga temporal azotea	Azotea	200
Total carga permanente	I, II, III y IV	500
Total carga permanente	Azotea	415

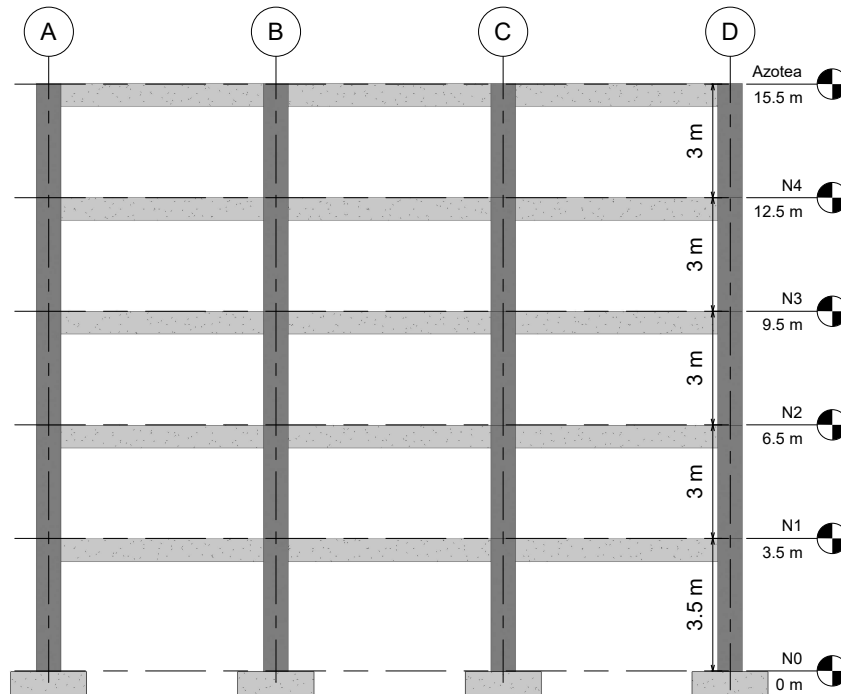


Figura 15. Vista en elevación de la estructura.

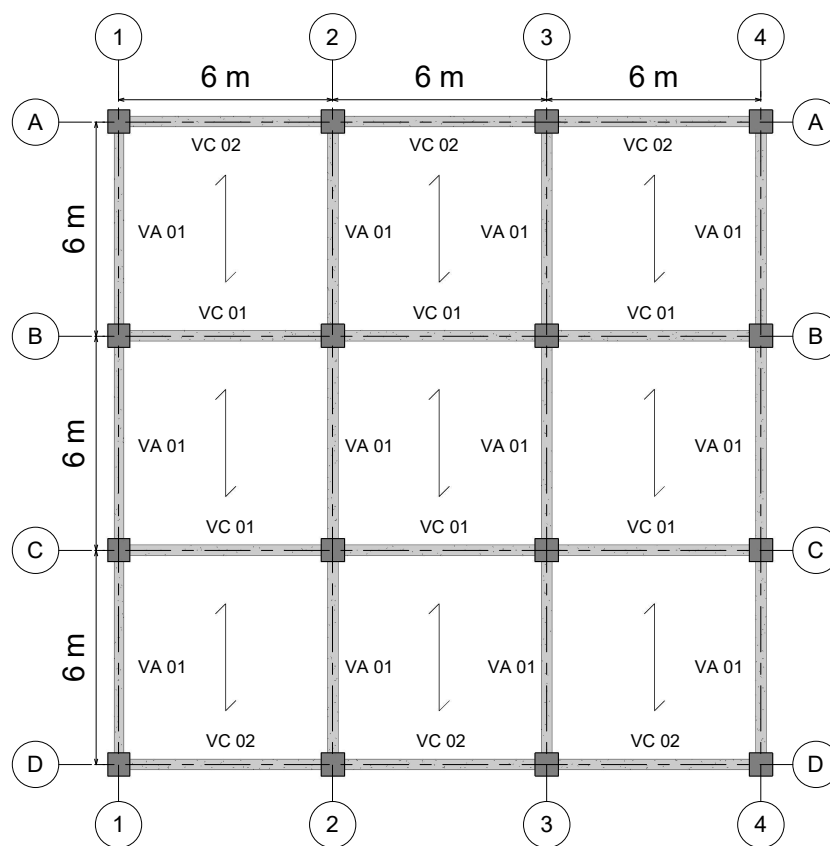


Figura 16. Vista en planta de la estructura.

Carga sísmica

Se consideró un suelo S3 y zona sísmica III, marcos regulares de ductilidad local óptima, componentes direccionales del sismo al 100 % en un sentido más el 30 % en el sentido ortogonal, factores de participación de la carga temporal del 15 % para los primeros 4 niveles y un factor de 0 % para el nivel de azotea. A continuación se muestran los valores principales utilizados en el análisis estructural sismorresistente.

Cuadro 4. Factores utilizados en el análisis estructural

Factor	Valor	Referencia (CFIA, 2016)
Aceleración pico efectiva (a_{ef})	0,36	Tabla 2.3
Factor de importancia (I)	1,00	Tabla 4.1
Ductilidad global asignada (μ)	6,00	Tabla 4.3
Sobrerresistencia (SR)	2,00	Capítulo 5
Factor espectral dinámico (FED)	0,60	Figura 5.7
Factor de desplazamiento inelástico (α)	0,70	Tabla 7.1

Con los factores del Cuadro 4 se calculó el coeficiente sísmico (Ec. 1), que al multiplicarlo por el peso para efectos sísmicos, genera el cortante basal de diseño (Ec. 2) y se distribuye de forma equivalente según el peso y la altura de la estructura (Ec. 3).

$$C = \frac{a_{ef} \cdot I \cdot FED}{SR} \quad (\text{Ec. 1})$$

Donde :

C = coeficiente sísmico

a_{ef} = aceleración pico efectiva

I = factor de importancia

FED = factor espectral dinámico

SR = sobrerresistencia

$$V_{diseño} = \left(\sum_{i=1}^N CP_i + \sum_{i=1}^N \eta_i \cdot CT_i \right) \cdot C \quad (\text{Ec. 2})$$

Donde :

V = cortante basal de diseño

CP = carga permanente del nivel i

η = factor de participación de carga temporal del nivel i

CT = carga temporal del nivel i

C = coeficiente sísmico

La distribución de las fuerzas en cada nivel se realiza mediante la siguiente ecuación.

$$F_i = V_{diseño} \cdot \frac{W_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^N W_i \cdot h_i} \quad (\text{Ec. 3})$$

Donde :

F_i = fuerza sísmica aplicada al nivel i

V = cortante basal

W_i = peso sísmico del nivel i

h_i = altura del nivel i sobre el nivel de base

Se modeló la estructura en el programa Sap2000 y se obtuvo el período de dos formas, directamente del caso modal y mediante la ecuación de Rayleigh que plantea el CSCR 2010/14 en el artículo 7.4.6, esto para recalculer el valor del factor espectral dinámico asociado al nuevo período y recalculer de igual forma las fuerzas sísmicas aplicadas a cada nivel.

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{1}{g} \cdot \frac{\sum_{i=1}^N W_i \cdot (\delta_i^e)^2}{\sum_{i=1}^N F_i \cdot \delta_i^e}} \quad (\text{Ec. 4})$$

Donde :

T = período fundamental

g = aceleración de la gravedad

W_i = peso sísmico del nivel i

F_i = fuerza sísmica aplicada al nivel i

δ_i^e = desplazamiento elástico en el nivel i debido a las fuerzas sísmicas horizontales

Derivas inelásticas

Los desplazamientos inelásticos relativos horizontales o derivas inelásticas se calculan mediante la Ec. 5 y son comparados con las derivas inelásticas permisibles que varían según el tipo de desempeño deseado en la edificación. Para el caso de estudio (uso para oficinas), se considera como deriva inelástica permisible un valor máximo de 0,020 según el CSCR 2010/14.

$$\Delta_i = \Delta_i^e \cdot \mu \cdot SR \quad (\text{Ec. 5})$$

Donde :

Δ_i = deriva inelástica entre el nivel i y el nivel adyacente inferior

Δ_i^e = deriva elástica entre el nivel i y el nivel adyacente inferior

μ = ductilidad global asignada

SR = sobrerresistencia

Combinaciones de carga

En el análisis estructural se consideró las cuatro ecuaciones que establece el CSCR 2010/14 (CFIA, 2016). Al desarrollarlas se tienen 18 combinaciones de carga, dos gravitacionales y 16 que consideran las componentes direccionales de la carga sísmica. Para este proyecto se consideró un factor de ocupación de 0,5 y un factor de reducción de carga temporal de 1.

$$CU = 1,4 \cdot CP \quad (\text{Ec. 6})$$

$$CU = 1,2 \cdot CP + 1,6 \cdot f_R \cdot CT \quad (\text{Ec. 7})$$

$$CU = 1,05 \cdot CP + f_1 \cdot f_R \cdot CT \pm CS \quad (\text{Ec. 8})$$

$$CU = 0,95 \cdot CP \pm CS \quad (\text{Ec. 9})$$

Donde :

CP = carga permanente

CT = carga temporal

CS = carga sísmica

f_1 = factor de ocupación (0,5 ó 1)

f_R = factor reducción de carga temporal

Modelado en Sap2000

Para realizar el análisis estructural por el método estático equivalente, se utiliza un procedimiento de modelado convencional utilizando elementos marco en tres dimensiones, a los cuales se les asigna la carga distribuida en cada elemento. Como se utiliza un sistema de entrepiso prefabricado con sobrelosa de 7,5 cm, se considera un diafragma rígido que une los diferentes nodos de cada nivel. Cabe destacar que para considerar el empuje lateral por efectos de la carga sísmica, se realizó mediante la asignación de un coeficiente de corte basal al patrón de carga sísmica, esto conlleva a resultados muy acertados y que agilizan el análisis en comparación con la asignación de cargas laterales a un nodo maestro. Esto último aplica para el método estático equivalente.

Posterior al modelado de la estructura, se determinan las solicitaciones en cada tipo de elemento, teniendo en cuenta que solo se diseñará un tipo de columna, una viga de carga central, una viga de carga externa y una viga de amarre en cada modelo.

Diseño sismorresistente

Para cada modelo, las columnas en todos los niveles tendrán el mismo diseño (C01) y las vigas se dividen en vigas de carga centrales (VC 01), vigas de carga externas (VC 02) y vigas de amarre (VA 01), tal como lo muestra la Figura 16. Las dimensiones de la sección transversal de las columnas se escogieron de tal forma que fuera posible desarrollar la longitud de anclaje del gancho estándar del acero longitudinal de las vigas. Las dimensiones de la sección transversal de las vigas responde a la capacidad que tiene las secciones de soportar carga gravitacional, a los claros entre columnas y al cumplimiento de separación libre entre varillas longitudinales.

El armado de vigas se realizó con respecto al momento flector máximo positivo y mínimo negativo determinados a partir de las combinaciones de carga. La capacidad en cortante se revisó, tanto para las diferentes combinaciones de carga, como para la condición de un elemento con rótulas plásticas en sus extremos que producen condición de doble curvatura en elementos considerados con ductilidad local óptima.

El armado de las columnas se realizó principalmente para cumplir con el criterio de columna fuerte viga débil que conlleva a que las rótulas plásticas se formen primero en vigas, lo cual es el comportamiento deseado. Además del criterio anterior, el armado de las columnas debe producir un diagrama de interacción carga axial y momento flector, que asegure que todos

los pares ordenados debidos a las combinaciones de carga producto del análisis estructural queden dentro de dicho diagrama. La capacidad en cortante se revisó, tanto para las diferentes combinaciones de carga, como para la condición de un elemento con rótulas plásticas en sus extremos que producen condición de doble curvatura en elementos considerados con ductilidad local óptima.

Los detalles de las memorias de cálculo utilizados para el diseño de los elementos de concreto reforzado se muestran en el Apéndice 2 y Apéndice 3, cumplen con los requisitos del capítulo 8 del CSCR 2010/14 (CSCR, 2016) y del ACI 318-14 (ACI, 2014).

Análisis estático no lineal

Sap2000

Para el AENL o pushover en Sap2000 se tienen las siguientes consideraciones:

1. Se define el armado de las secciones previamente diseñadas, esto se realizó a través del diseñador de secciones considerando un concreto paramétrico de Mander y un acero paramétrico de Park (Mander, Priestley & Park, 1984). El fondo amarillo de la Figura 17, representa el concreto confinado y la sección con fondo achurado en rojo representa el concreto no confinado.

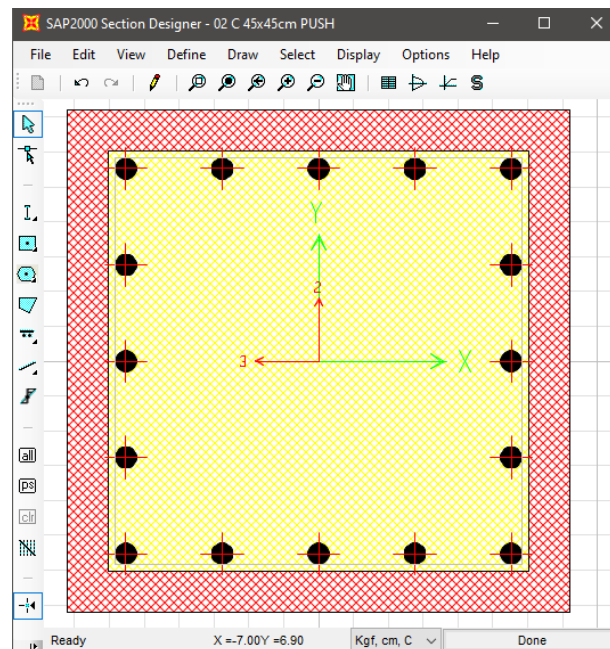


Figura 17. Columna definida a través del diseñador de secciones del Sap2000.

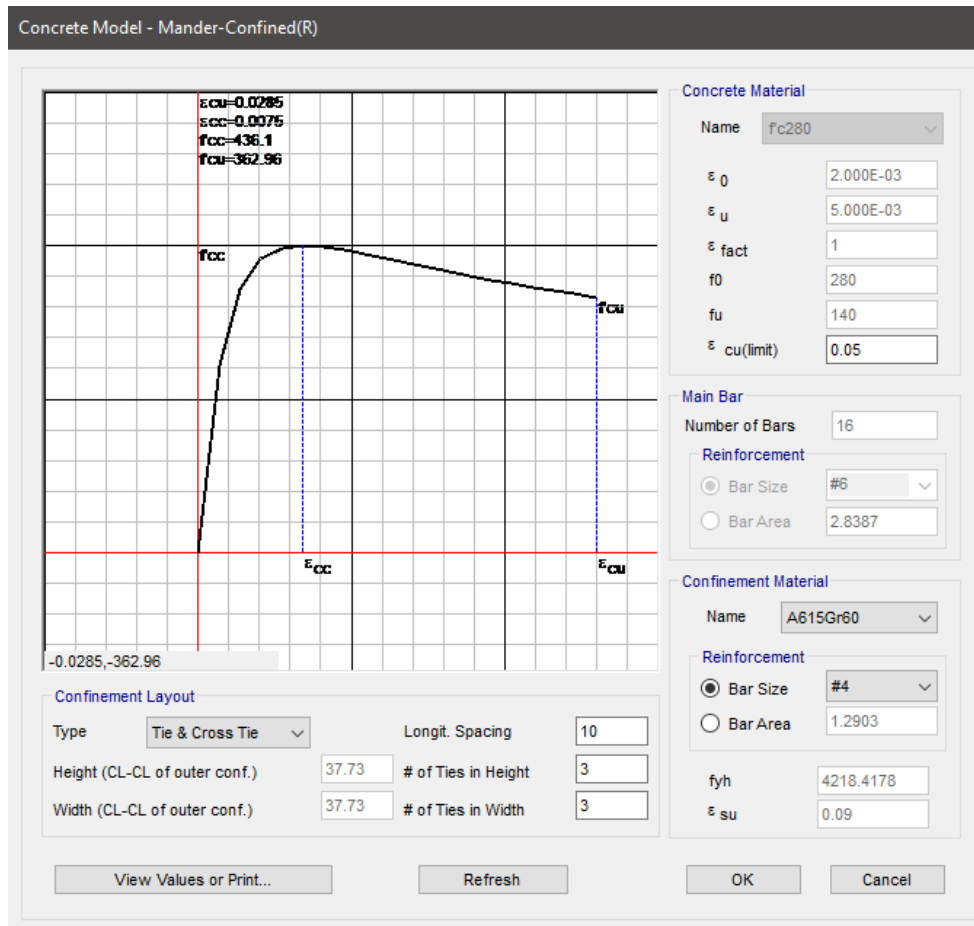


Figura 18. Modelo paramétrico de Mander para el concreto confinado en Sap2000.

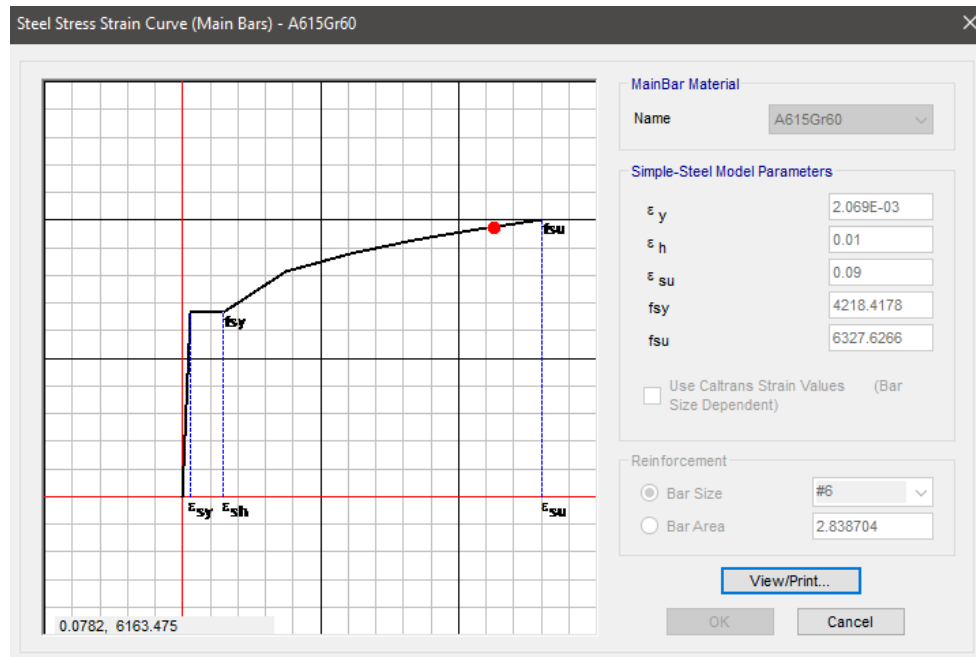


Figura 19. Modelo paramétrico de Park para el acero de refuerzo en Sap2000.

2. Se crean tres nuevos casos de carga estáticos no lineales, el primero corresponde a las cargas gravitacionales no lineales (CGNL) el cual guarda y muestra solo el estado final debido a la aplicación de toda la carga gravitacional (1,05CP+0,5CT). En todos los casos de carga se consideran los efectos P-Delta.
3. El segundo caso de carga corresponde a la aplicación de cargas laterales llamado Push_x (CSx+0,3CSy), que se incrementa muy lentamente desde cero hasta alcanzar, ya sea toda la carga, el desplazamiento definido o que la estructura llegue a la falla. La aplicación de la carga se realiza a través de un patrón de carga tipo sísmico definido anteriormente, el cual acelera la masa de cada nivel proporcional al coeficiente de corte basal y la fuente de masa previamente definidos. Se estableció que inicie a partir de las condiciones del caso CGNL. Se monitorean los desplazamientos en el grado de libertad U1 (eje x) con control de desplazamiento en un nodo del nivel superior. Se guardan los resultados en múltiples estados, al menos 20. El tercer caso (Push_y) es similar al anterior, con la diferencia que los desplazamientos se monitorean en el sentido U2 (eje y).

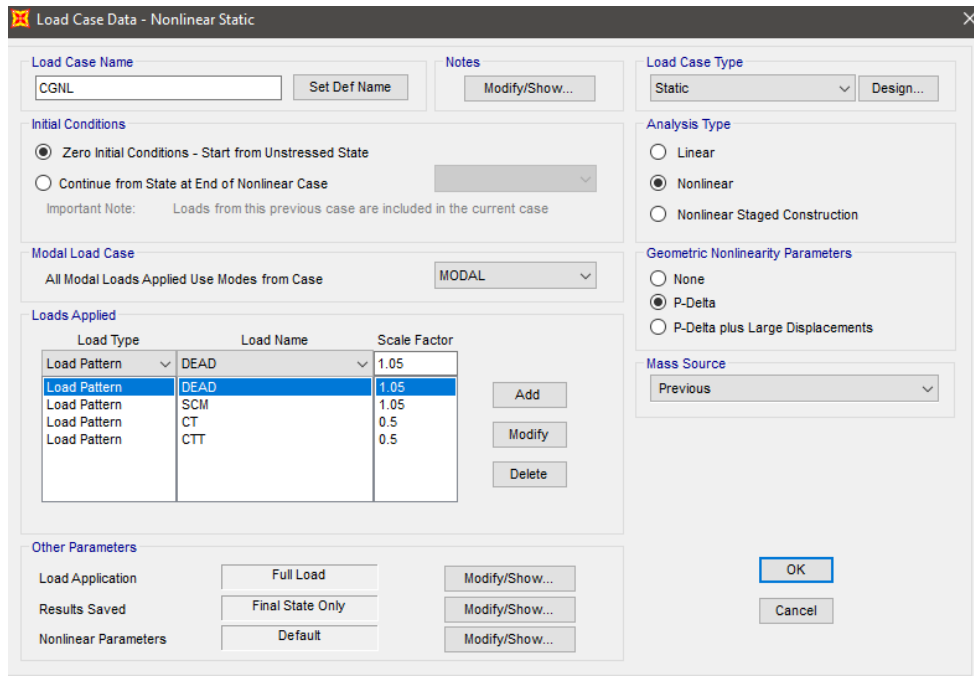


Figura 20. Definición del caso de carga gravitacional no lineal en Sap2000.

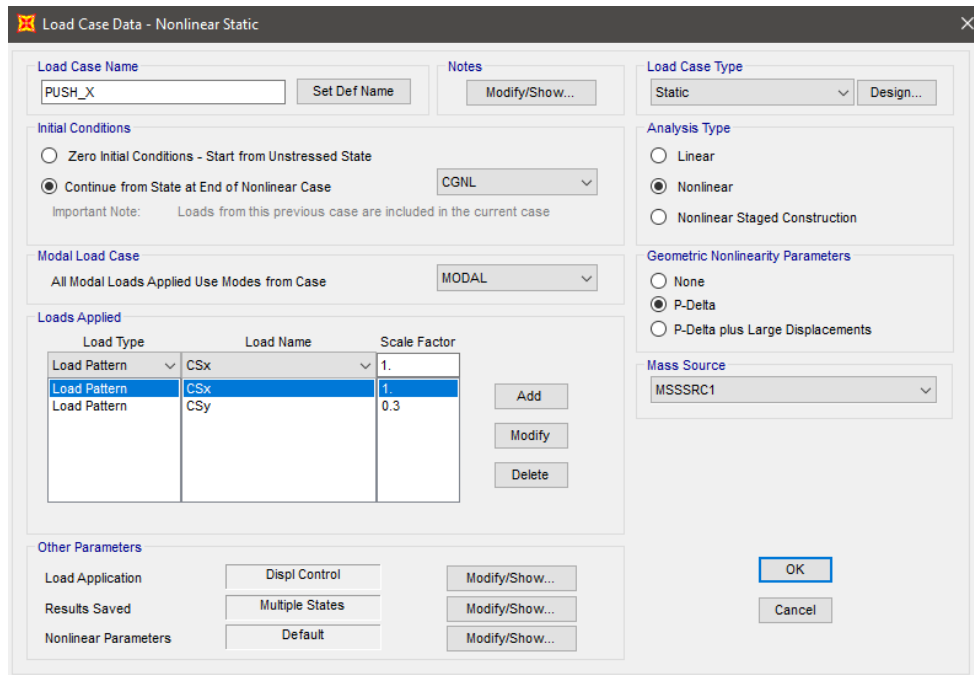


Figura 21. Definición del caso de carga lateral no lineal Push_x en Sap2000.

- Para la definición de las rótulas plásticas en columnas, primero se crean como rótulas automáticas, para que el programa calcule la superficie o diagrama de interacción a partir

de las propiedades de la sección, posteriormente, se transforman de rótulas automáticas a definidas por el usuario y se les modifican los valores de momento-rotación a partir de la tabla 10-8 del ASCE 41-17. Para el caso de las vigas se realiza directamente como rótulas definidas por el usuario con las relaciones de momento-rotación según la tabla 10-7 del ASCE 41-17. (ASCE, 2017). El Cuadro 5 muestra los valores asignados a las rótulas plásticas en los extremos de cada elemento para cada modelo.

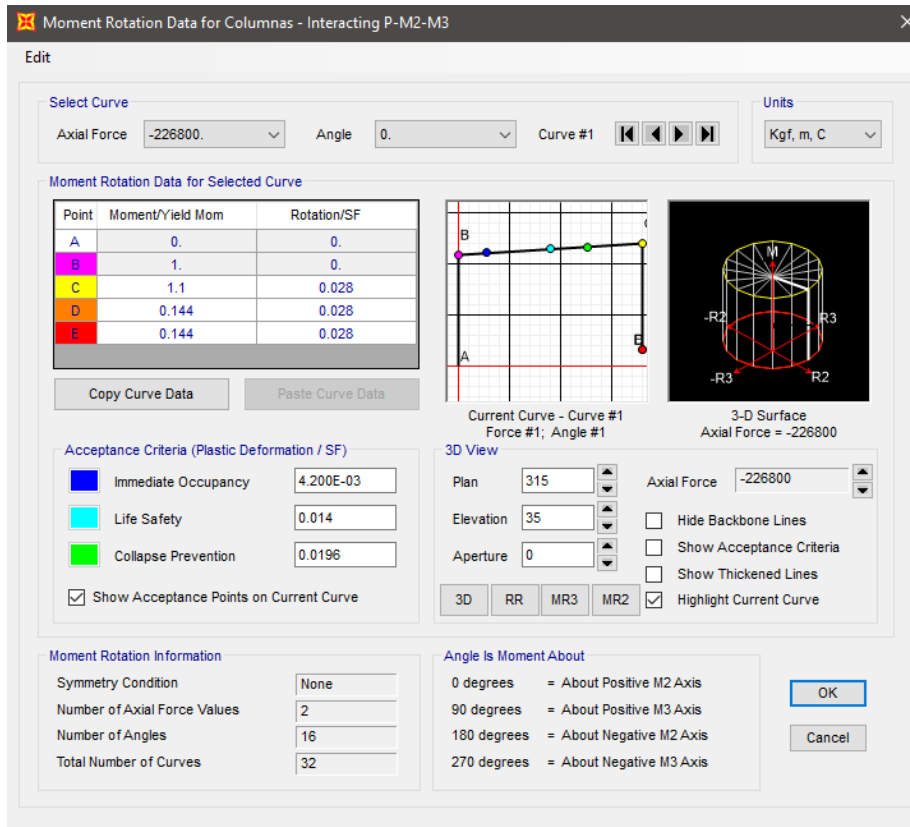


Figura 22. Definición de rótula plástica en Sap2000 para columnas del modelo M01.

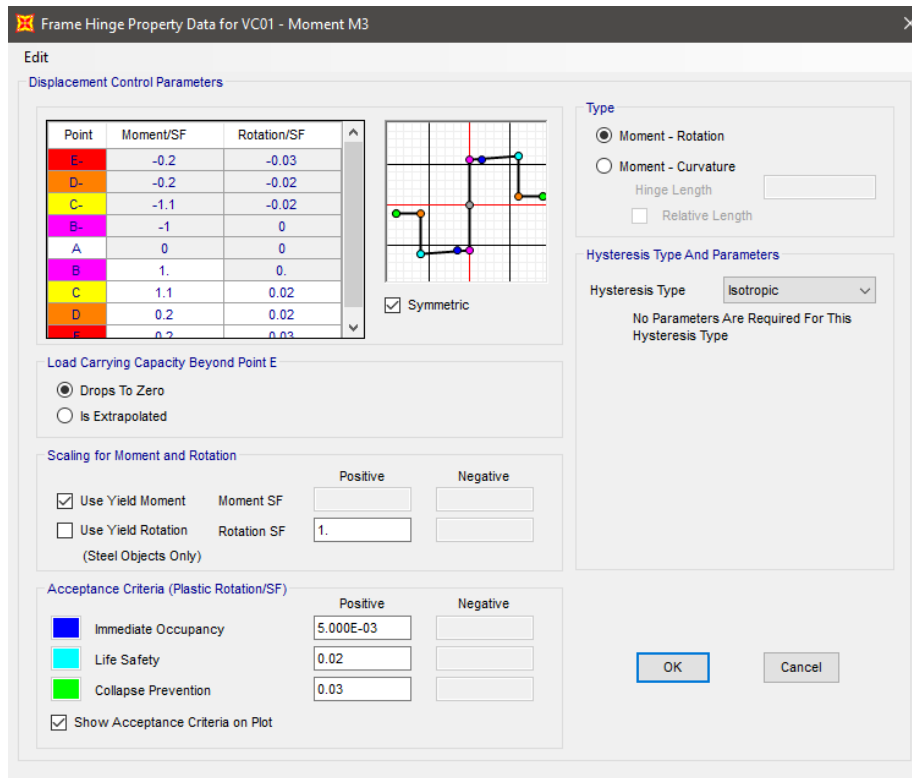


Figura 23. Definición de rótula plástica en Sap2000 para vigas VC01 del modelo M01.

Cuadro 5. Parámetros para modelar y criterios de aceptación para procedimientos no lineales para vigas y columnas

Elemento	a	b	c	IO	LS	CP
VC01 M01	0,020	0,030	0,200	0,005	0,020	0,030
VC02 M01	0,023	0,040	0,200	0,008	0,023	0,040
VA01 M01	0,025	0,050	0,200	0,010	0,025	0,050
C01 M01	0,028	0,028	0,144	0,004	0,014	0,020
VC01 M02	0,020	0,030	0,200	0,005	0,020	0,030
VC02 M02	0,020	0,030	0,200	0,005	0,020	0,030
VA01 M02	0,025	0,050	0,200	0,010	0,025	0,050
C01 M02	0,026	0,026	0,119	0,004	0,013	0,018

Fuente: Elaborado a partir de las tablas 10-7 y 10-8 (ASCE, 2017)

- Una vez definidos los criterios anteriores se realiza el análisis y se exportan las curvas de capacidad. Por otro lado, se verifica el estado de los elementos para cada iteración, esto para determinar a qué desplazamiento lateral se da una degradación importante y en cuál elemento. De forma similar se determina el desplazamiento lateral para el cuál se superan las derivas inelásticas máximas permitidas.

6. Para determinar la curva de capacidad real de la estructura, se incrementan los cortantes en la base por un factor de sobrerresistencia de 1.2. (CFIA, 2013)

Seismostruct

Para el AENL o pushover en Seismostruct se tienen las siguientes consideraciones:

1. Se selecciona el tipo de análisis como "Static Pushover Analysis", además se configura el modelo para considerar los efectos P-Delta.
2. Se generan dos materiales nuevos, un concreto con modelo constitutivo de Chang & Mander (1994) y el acero con modelo constitutivo de Menegotto & Pinto (1973).

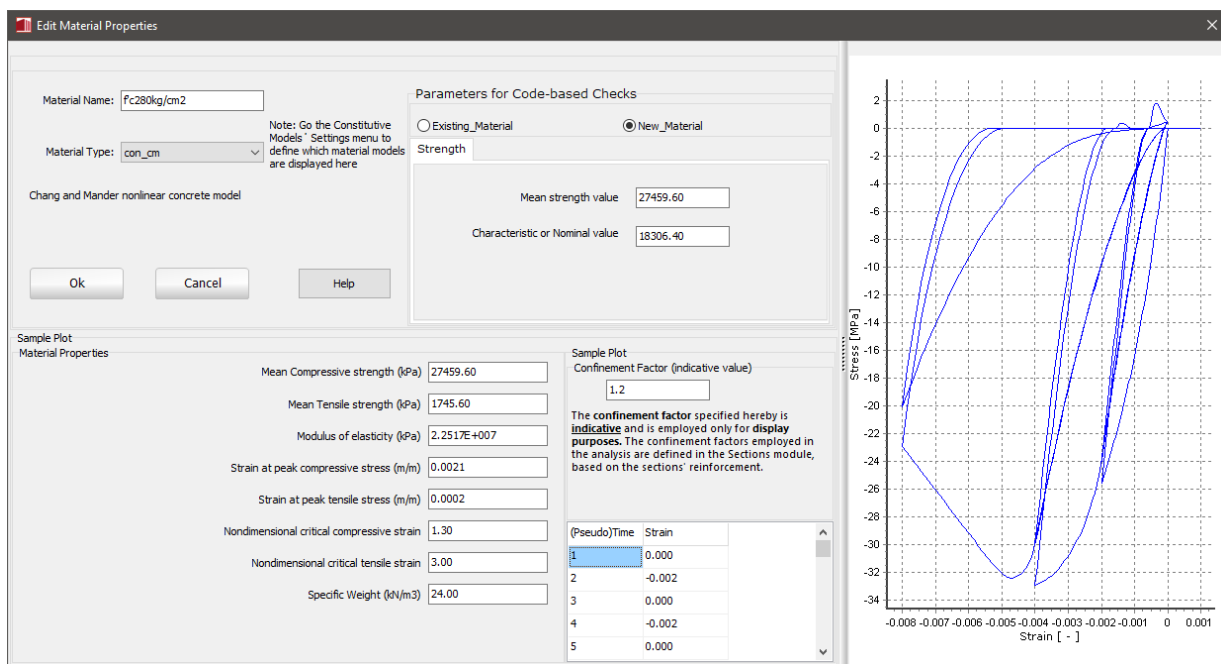


Figura 24. Modelo constitutivo de Chang & Mander (1994) en Seismostruct.

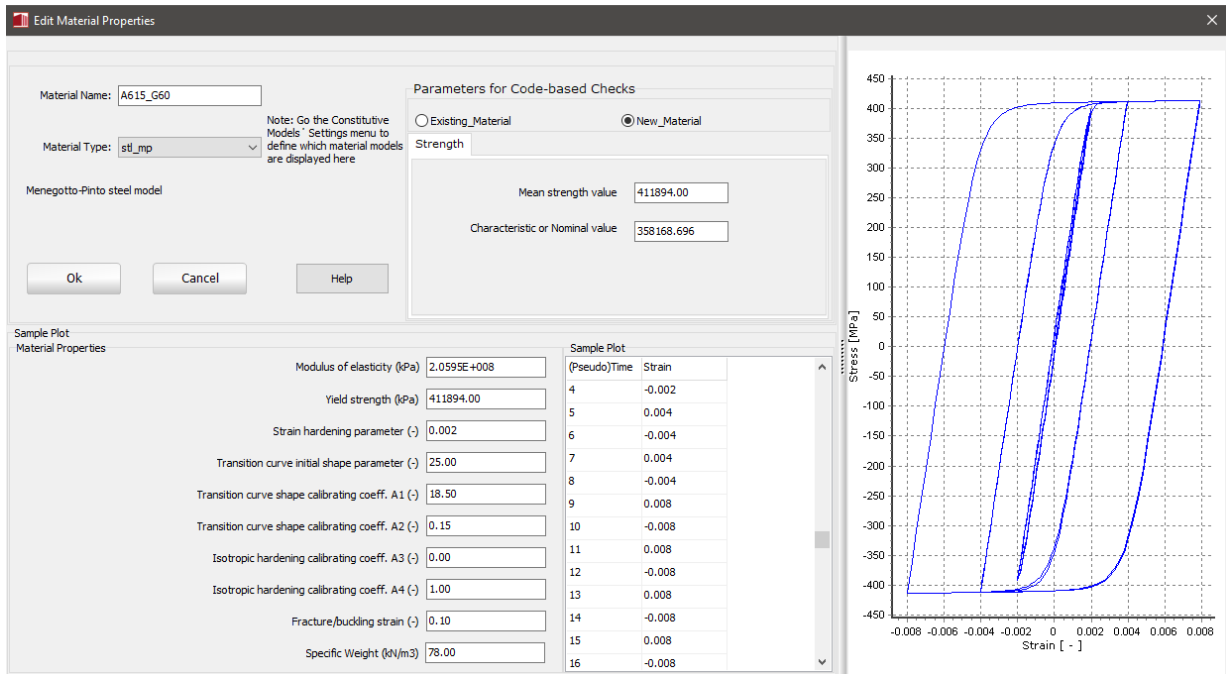


Figura 25. Modelo constitutivo de Menegotto & Pinto (1973) en Seismostruct.

3. Se crean las secciones previamente diseñadas, teniendo en cuenta que las columnas se crearon como secciones tipo rcrs: Reinforced concrete rectangular section y las vigas como secciones tipo rcrs: Reinforced concrete asymmetric rectangular section.

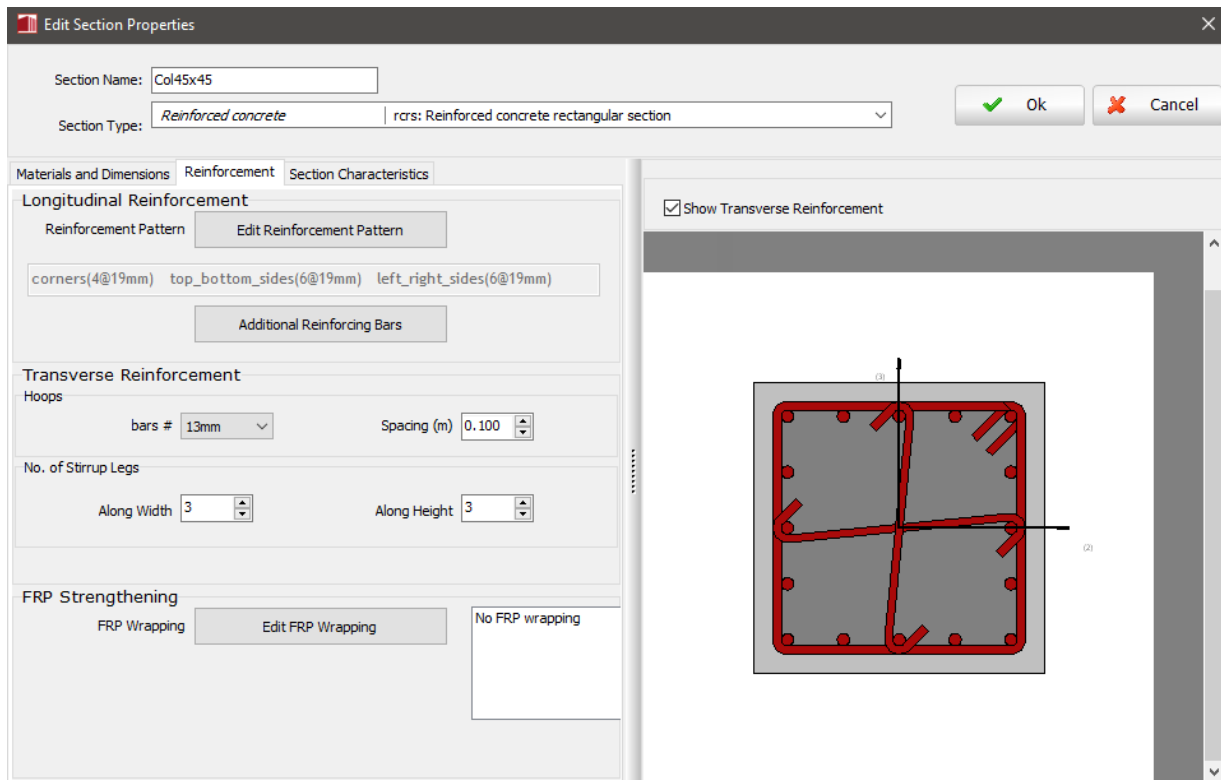


Figura 26. Definición de sección de columna C01 del modelo M01 en Seismostruct.

4. Se crean las propiedades del modelo de fibras de inelasticidad distribuida en 5 segmentos a través de cada elemento columna y viga. Según las recomendaciones (Seismosoft, 2020), se decide utilizar el promedio de fibras (150).

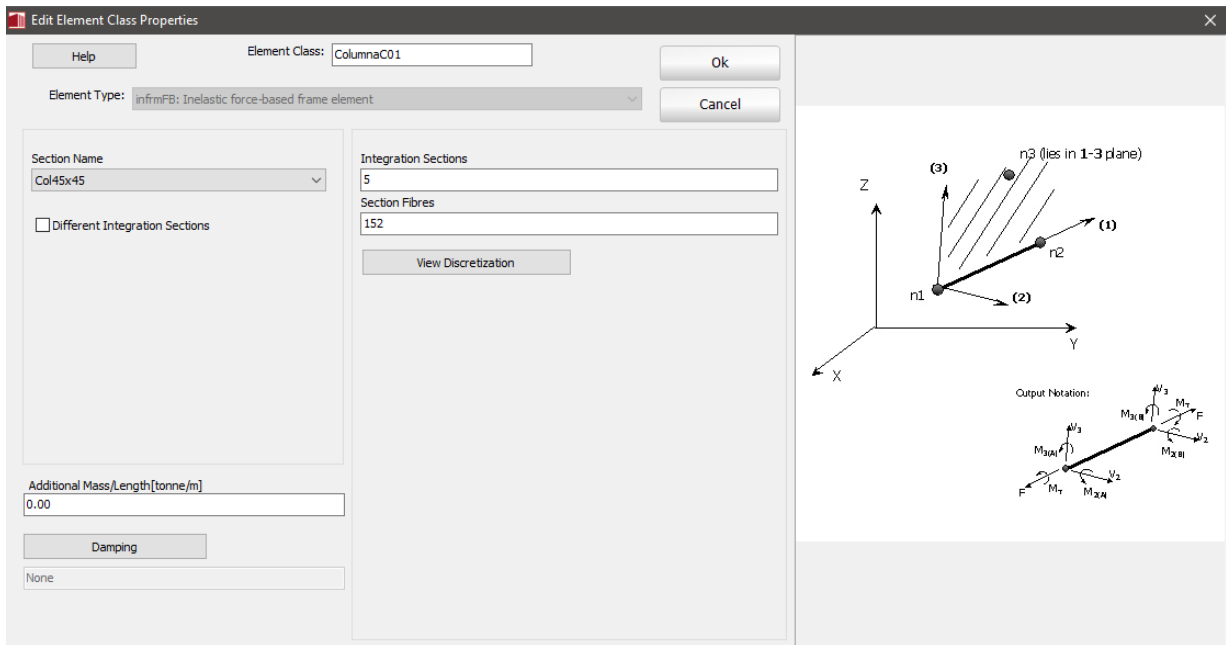


Figura 27. Definición del modelo de inelasticidad distribuida basada en fuerzas en Seismostruct.

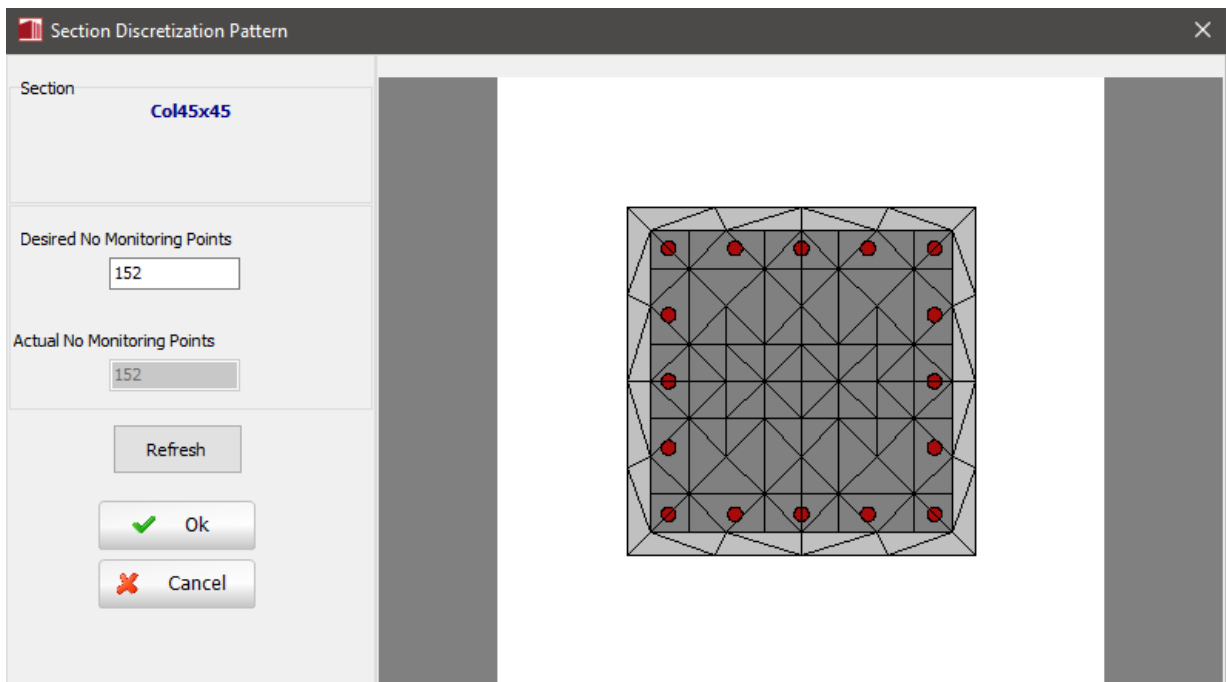


Figura 28. Columna C01 del modelo M01 discretizada en fibras en Seismostruct.

5. Se genera la geometría del edificio, asignando a cada viga y columna su correspondiente sección, que a la vez contiene el modelo de inelasticidad distribuida según corresponde.

6. Se asigna un diafragma rígido en cada nivel.
7. Se empotran todos los nodos del nivel base.
8. Se aplica como carga permanente, el valor correspondiente a la combinación (1,05CP+0,5CT). La carga lateral se aplica a los nodos maestros ubicados en el centro de masa de cada nivel.
9. Se crea una fase de carga que consta de 100 iteraciones, donde la carga aplicada se incrementa de forma monotonía. Se monitorea el nodo maestro del nivel de azotea (Master_N5), limitado a un desplazamiento máximo de 60 cm en la dirección x.

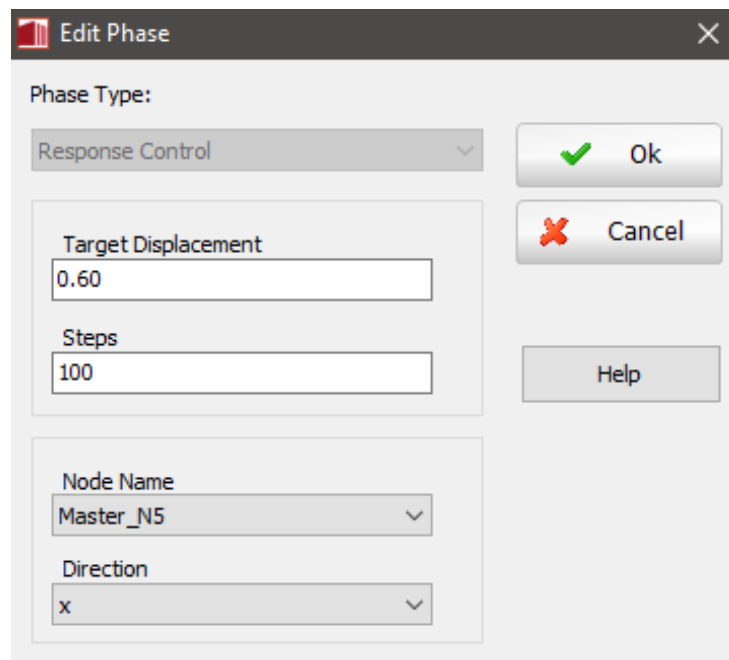


Figura 29. Fase de carga y control de desplazamientos laterales en Seismostruct.

10. Se crean dos nuevas verificaciones, una que permita conocer cuando los elementos de interés han alcanzado el nivel de desempeño de Seguridad de Vida (Life Safety) o el de Prevención del Colapso (Collapse Prevention).

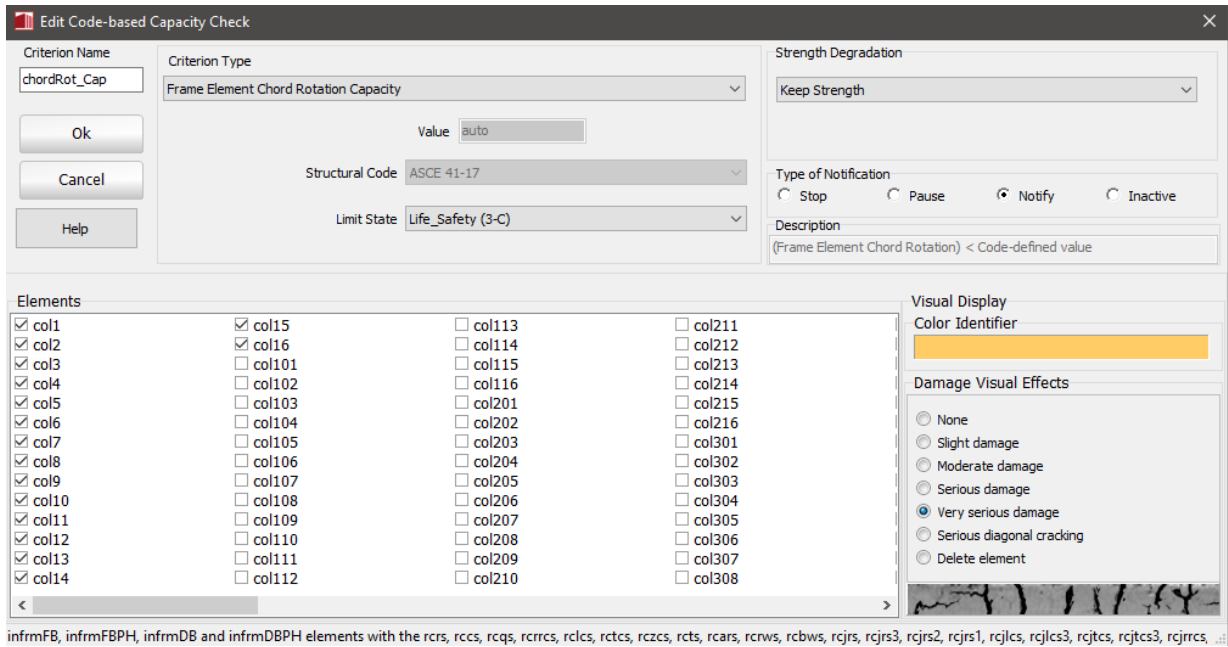


Figura 30. Verificación del nivel de desempeño de seguridad de vida en Seismostruct.

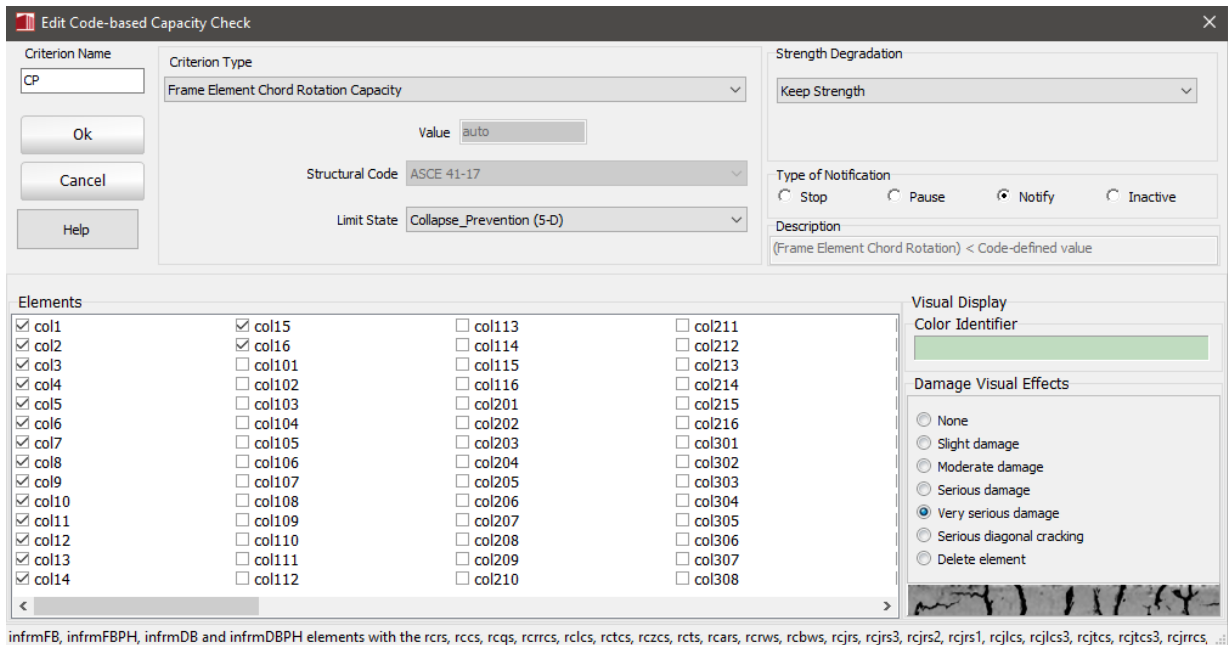


Figura 31. Verificación del nivel de desempeño de prevención del colapso en Seismostruct.

11. Se realiza el análisis y se exporta la curva de capacidad. Por otro lado, se verifica el estado de los elementos para cada iteración, esto para determinar a qué desplazamiento lateral se da una degradación importante y en cuál elemento. De forma similar se determina el desplazamiento lateral para el cuál se superan las derivas inelásticas máximas permitidas.

12. Para determinar la curva de capacidad real de la estructura, se incrementan los cortantes en la base por un factor de sobrerresistencia de 1.2. (CFIA, 2013)

Curva de capacidad espectral

Previo a transformar la curva de capacidad real a un formato Sa-Sd, se debe obtener su aproximación bilineal, respetando que el área bajo ambas curvas sea la misma y que la rigidez inicial sea igual en ambas curvas según el ATC-40 (ATC, 1996).

La transformación de cortante basal y el desplazamiento del techo a formato Sa-Sd, se realiza siguiendo las ecuaciones que se presentan en los Comentarios al CSCR 2010/14 (CFIA, 2013).

$$S_a = \Lambda \cdot V_b \quad (\text{Ec. 10})$$

$$\Lambda = g \cdot \frac{[\sum_{k=1}^N W_k \cdot (\varphi_k)_1^2]}{[\sum_{k=1}^N W_k \cdot (\varphi_k)_1]^2} \quad (\text{Ec. 11})$$

$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{\eta_1 (\varphi_N)_1} \quad (\text{Ec. 12})$$

$$\eta_1 = \frac{[\sum_{k=1}^N W_k \cdot (\varphi_k)_1]}{[\sum_{k=1}^N W_k \cdot (\varphi_k)_1^2]} \quad (\text{Ec. 13})$$

En las ecuaciones anteriores, S_a y S_d representan los valores espectrales de aceleración y desplazamiento inelástico correspondientes respectivamente a cada valor de V_b y Δ_{techo} de la curva de capacidad real. V_b y Δ_{techo} representan el cortante en la base y el desplazamiento en el techo para cada punto de la curva de capacidad real. $(\varphi_k)_1$ son los valores del primer modo en el nivel k. W_k es el peso asignado al nivel k para efectos sísmicos, conforme al artículo 6.1 del CSCR 2010/14. g representa la constante de la gravedad.

Del análisis estructural se conoce el peso para efectos sísmicos de cada nivel, sin embargo, no se conoce la forma o modo de vibración de la estructura (φ_k) . Para su determinación se siguen los procedimientos del ACT-40 (ATC, 1996), que plantean:

1. Aplicar las fuerzas laterales estáticas, proporcionales al peso y altura según el método estático equivalente.
2. Calcular los desplazamientos elásticos correspondientes con las fuerzas estáticas aplicadas.
3. Normalizar los desplazamientos de cada nivel, dividiéndolos por el valor Δ_{techo} , correspondiente al desplazamiento elástico en el nivel superior. Se asume que el valor φ_k para cada nivel es el resultado de esa normalización.

4. Aplicar nuevamente fuerzas laterales estáticas del punto 1, multiplicadas por el siguiente factor:

$$\frac{W_k \cdot \varphi_k}{\sum_{k=1}^N W_k \cdot \varphi_k} \quad (\text{Ec. 14})$$

Donde :

$W_k =$ Peso para efectos sísmicos del nivel k

$\varphi_k =$ valores del primer modo de vibración en el nivel k

5. Calcular los desplazamientos elásticos correspondientes a las fuerzas laterales del punto 4.
6. Normalizar los desplazamientos del punto 5, dividiéndolos por el valor por el valor Δ_{techo} , correspondiente al desplazamiento elástico en el nivel superior. El valor φ_k para cada nivel es el resultado de esa normalización.

Al obtener la curva de capacidad espectral y su aproximación bilineal, es posible determinar la ductilidad global intrínseca de la estructura mediante la siguiente ecuación:

$$\mu_{GI} = \frac{Sd_u}{Sd_y} \quad (\text{Ec. 15})$$

Donde :

$\mu_{GI} =$ Ductilidad global intrínseca de la estructura

$Sd_u =$ desplazamiento espectral último de la curva de capacidad espectral

$Sd_y =$ desplazamiento espectral de cedencia equivalente

Demanda sísmica

La demanda sísmica se representa a través de espectros inelásticos de ductilidad constante ($\mu=1;1,5;2;3;4;6$), utilizando factores espectrales dinámicos de la Tabla E.7 del CSCR 2010/14 (CFIA, 2016), correspondientes a la zona sísmica III y suelo S3. Estos espectros contemplan períodos desde 0,01 segundos a 10,00 segundos. Su determinación se realiza siguiendo las ecuaciones que se presentan en el CSCR 2010/14 (CFIA, 2016).

$$S_a = C \cdot g \quad (\text{Ec. 16})$$

$$S_d = \left(\frac{T}{2 \cdot \pi}\right)^2 \cdot S_a \cdot \mu \quad (\text{Ec. 17})$$

En las ecuaciones anteriores, S_a representa los valores correspondientes al espectro de aceleraciones expresados en unidades de aceleración (longitud sobre tiempo al cuadrado) para un período (T) y una ductilidad global (μ). C representa el coeficiente sísmico, calculado conforme a las indicaciones del capítulo 5 del CSCR 2010/14 (CFIA, 2016), pero con un factor de

sobrerresistencia $SR=1.0$. S_d representa los valores correspondientes al espectro inelástico de desplazamientos para un período (T) y una ductilidad global (μ). T es el período natural del sistema en consideración. μ es la ductilidad global asignada y g es la constante de la gravedad.

Punto y nivel de desempeño

Se grafican en un mismo plano los valores correspondientes a la curva de capacidad espectral real, la aproximación bilineal y los espectros inelásticos de ductilidad constante. Conociendo el correspondiente punto de cedencia equivalente (punto final de la primera línea de la aproximación bilineal), se determina el punto de desempeño de la estructura.

Se utilizó el procedimiento gráfico (procedimiento A) planteado inicialmente por Chopra y Goel (1999), y propuesto para el método de capacidad espectral por el CSCR 2010/14 (CFIA, 2016). Este procedimiento plantea:

1. Suponer un punto de desempeño inicial (Sd_i, Sa_i), ubicado sobre la curva de capacidad espectral real de la estructura.
2. Evaluar la expresión Sd_i/Sd_y y verificar si este valor coincide en ese punto con la ductilidad global obtenida de los gráficos del espectro $Sa-Sd$ mediante interpolación.
3. Si coincide, este es el punto de desempeño de la estructura, caso contrario, se define un nuevo punto y se repite los puntos 1 y 2.

El punto de desempeño, establece tres valores de importancia, la ductilidad requerida o demandada ($\mu_{req} = Sd_i/Sd_i$), el desplazamiento espectral demandado (Sd_{req}) y la aceleración espectral demandada (Sa_{req}).

Si se desea conocer el desplazamiento en el techo y el cortante en la base demandados, se debe realizar el despeje correspondiente de las ecuaciones Ec. 10 y Ec. 12.

Se verifica que la ductilidad global intrínseca sea al menos de 1,5 y que la ductilidad global requerida sea menor o igual al 70% de la ductilidad global intrínseca de la estructura. (CFIA, 2016)

Para el punto de desempeño, se verifica que cada elemento o componente de importancia en el modelo, no sobrepase el nivel de desempeño especificado para la edificación, para efectos de este proyecto en específico no debe sobrepasar el nivel de seguridad de vida.

Es posible determinar la sobrerresistencia que existe entre un análisis estático equivalente y el análisis estático no lineal, mediante la siguiente ecuación:

$$SR = \frac{Vb_{max}}{V_{diseño}} \quad (\text{Ec. 18})$$

Donde :

$SR =$ sobrerresistencia entre análisis estático y el AENL

$Vb_{max} =$ cortante basal máximo de la curva de capacidad real

$V_{diseño} =$ cortante basal de diseño

Resultados

Análisis estructural

Mediante un proceso iterativo, se determinó que un modelo con todas sus columnas de 45x45 cm y todas sus vigas de 50x25 cm, cumple los criterios de capacidad sismorresistente, criterio columna fuerte- viga débil, derivas inelásticas y demás criterios del CSCR 2010/14 y ACI 318-14, el cual corresponde al modelo rígido M01. En contraposición el modelo M02 es un modelo más flexible con columnas de 40x40 cm y vigas de 45x25 cm, el cual cumple todos los requisitos antes mencionados, exceptuando lo correspondiente a las derivas inelásticas, esto para comprobarlo mediante el análisis no lineal.

Se presentan los resultados más relevantes del análisis estructural por el método estático del CSCR 2010/14, para mayor detalle ver Apéndice 1.

Cuadro 6. Coeficiente sísmico, cortante basal y periodo de los dos modelos

Descripción	M01	M02
Coeficiente sísmico inicial	0,108	0,108
Cortante basal inicial (kg)	122880	118474
Periodo fundamental Sap2000 (s)	0,859	1,015
Periodo fundamental Rayleigh (s)	0,859	1,045
Recálculo del coeficiente sísmico	0,062	0,050
Cortante basal de diseño (kg)	69775	55174

Cuadro 7. Fuerza sísmica, desplazamientos y derivas finales para el modelo M01

Nivel	F_i (kg)	δ_i^e (cm)	Δ_i^e	Δ_i	$\Delta_i < 0,020$
1	5573	0,400	0,114 %	1,372 %	Cumple
2	10267	0,864	0,155 %	1,857 %	Cumple
3	15005	1,273	0,136 %	1,634 %	Cumple
4	19743	1,574	0,100 %	1,202 %	Cumple
Azotea	19187	1,746	0,057 %	0,688 %	Cumple

Cuadro 8. Fuerza sísmica, desplazamientos y derivas finales para el modelo M02

Nivel	F_i (kg)	δ_i^e (cm)	Δ_i^e	Δ_i	$\Delta_i < 0,020$
1	4397	0,493	0,141 %	1,689 %	Cumple
2	8112	1,043	0,184 %	2,203 %	No cumple
3	11856	1,523	0,160 %	1,919 %	Cumple
4	15600	1,874	0,117 %	1,405 %	Cumple
Azotea	15210	2,072	0,066 %	0,790 %	Cumple

Diseño sismorresistente

La Figura 32 muestra las dimensiones, recubrimientos, acero longitudinal y transversal de cada viga y columna que conforman los modelos M01 y M02.

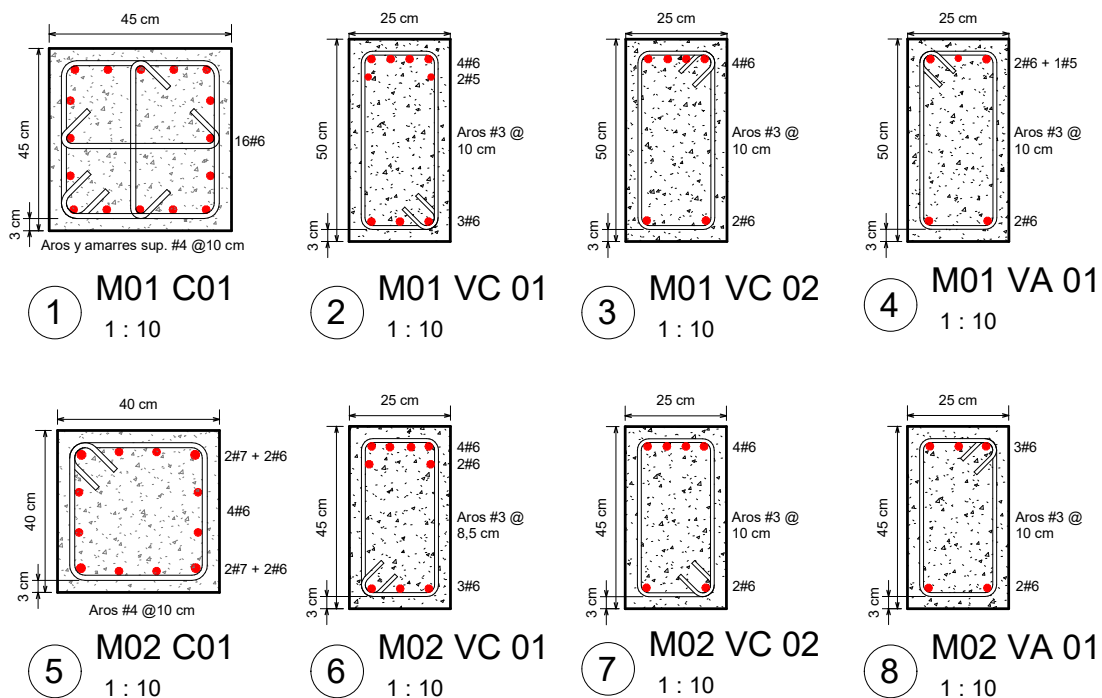


Figura 32. Detalle de las secciones transversales en columnas y vigas.

El Cuadro 9 muestra la comparación en términos relativos entre los dos modelos, considerando el cálculo del volumen de concreto y peso del acero de refuerzo con base en los

elementos repetitivos, que son dos alturas de columnas y tres tipos de vigas (dos de carga y una de amarre).

Cuadro 9. Comparación relativa en cantidad de material para cada modelo

Modelo	Concreto (m^3)	% ahorro concreto	Peso acero (kg)	% ahorro acero
M01	3,398	-	732,139	-
M02	2,930	13,760 %	670,617	9,174 %

Análisis estático no lineal

Los Cuadros 33 y 34 muestran las curvas de capacidad real obtenidas del AENL o pushover, diferenciado por modelo, dirección y software.

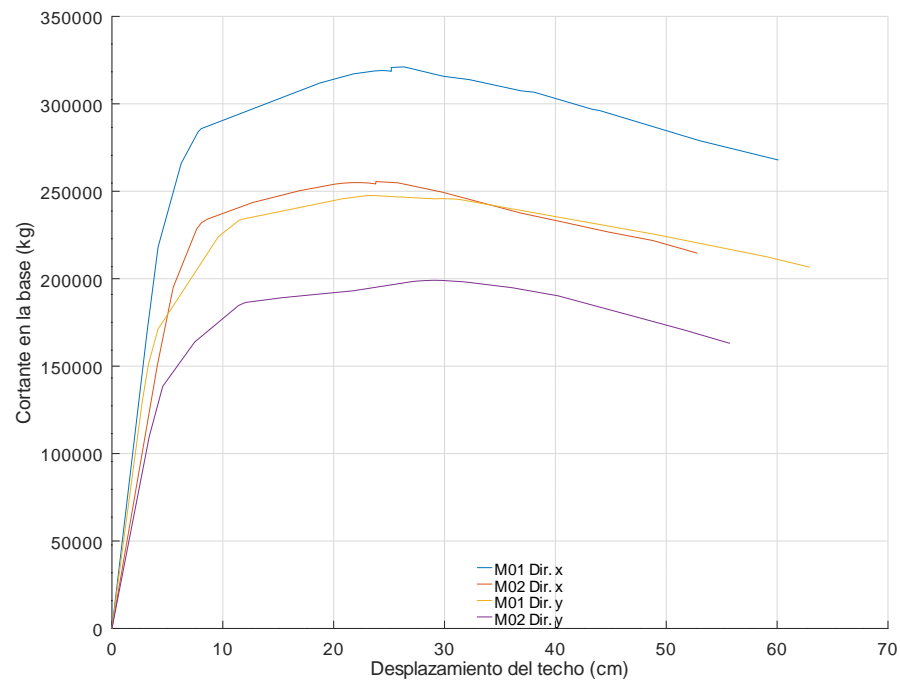


Figura 33. Curvas de capacidad real obtenidas en Sap2000.

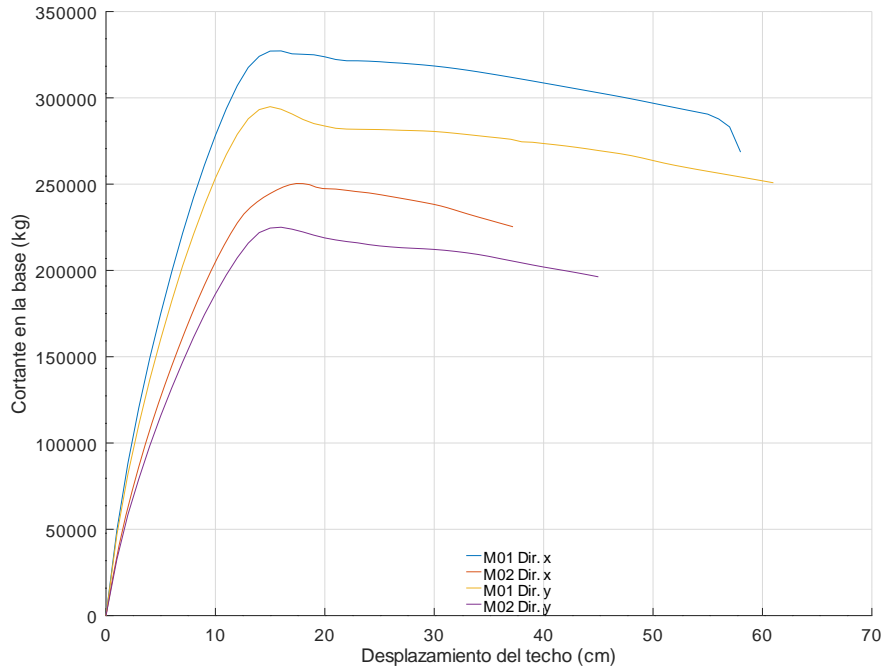


Figura 34. Curvas de capacidad real obtenidas en Seismostruct.

Las figuras 35 y 36 muestran en un mismo plano, las curvas de capacidad para cada modelo, esto con el fin de observar las diferencias entre los resultados de cada software y en efecto la diferencia entre cada modelo de no linealidad.

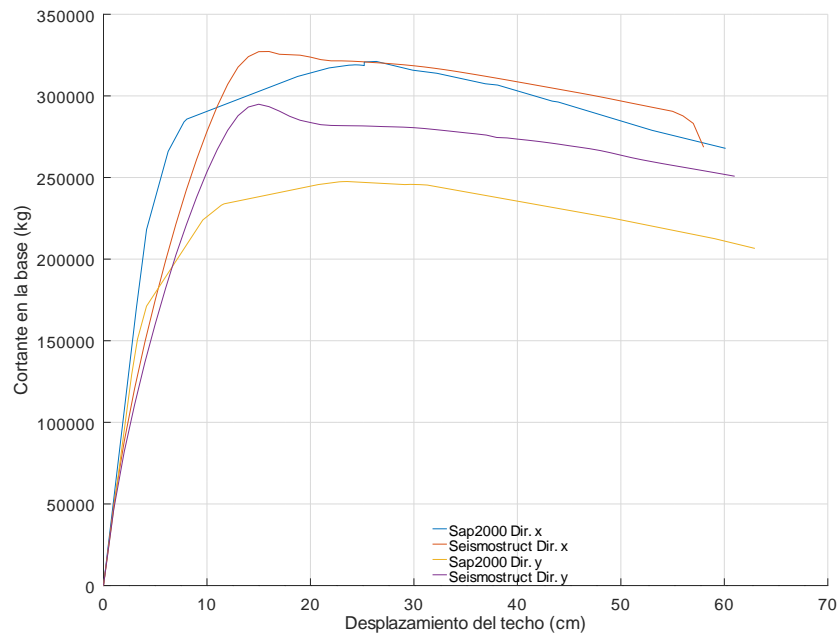


Figura 35. Curvas de capacidad del Modelo M01.

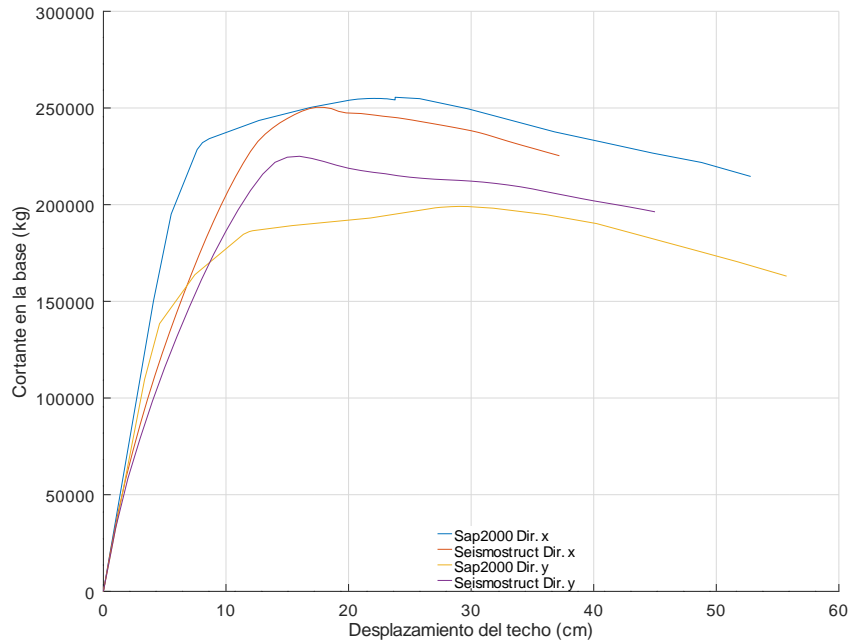


Figura 36. Curvas de capacidad del Modelo M02.

Los Cuadros 37 y 38 establecen la influencia en cada modelo, al considerar el efecto P-Delta en la aplicación del AENL.

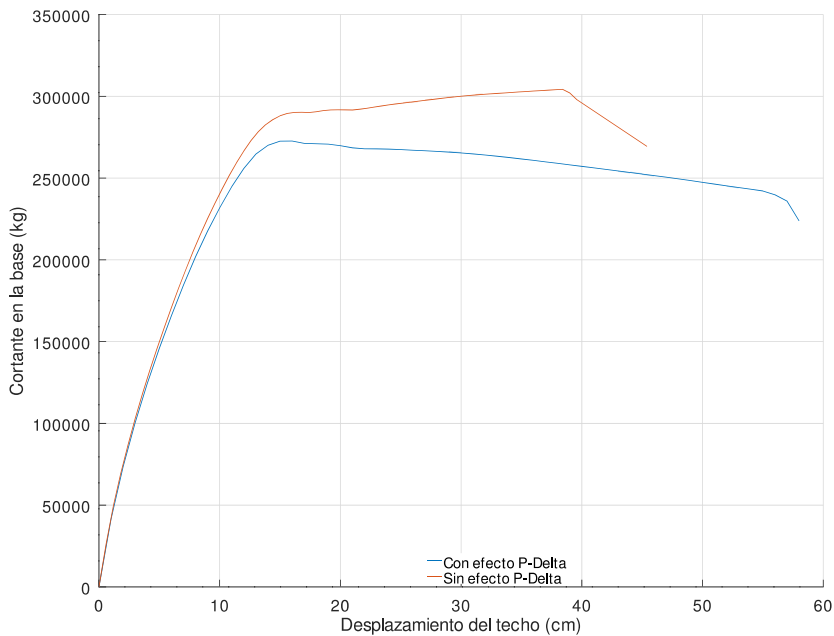


Figura 37. Influencia del efecto P-Delta en la curva de capacidad nominal, modelo M01, usando Seismostruct.

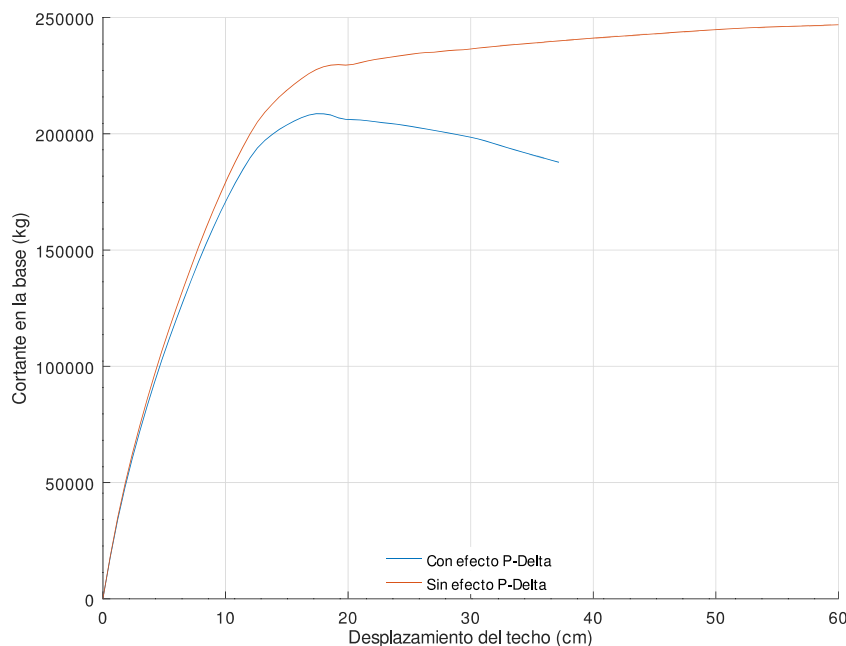


Figura 38. Influencia del efecto P-Delta en la curva de capacidad nominal, modelo M02, usando Seismostruct.

Curva de capacidad espectral

En los Cuadros 10 y 11 se presentan los valores necesarios para la construcción de la aproximación bilineal de la curva de capacidad espectral real en cada modelo.

Cuadro 10. Parámetros que forman la aproximación bilineal del modelo M01

Software	Dirección	Sd_y (cm)	Sd_u (cm)	Sa_y ($\frac{cm}{s^2}$)	Sa_u ($\frac{cm}{s^2}$)
Sap2000	x	4,749	46,773	331,596	271,968
Sap2000	y	4,135	48,974	256,140	209,736
Seismostruct	x	5,179	45,122	336,240	272,700
Seismostruct	y	4,636	47,460	284,460	254,652

Cuadro 11. Parámetros que forman la aproximación bilineal del modelo M02

Software	Dirección	Sd_y (cm)	Sd_u (cm)	Sa_y ($\frac{cm}{s^2}$)	Sa_u ($\frac{cm}{s^2}$)
Sap2000	x	5,556	41,080	274,656	224,460
Sap2000	y	4,918	43,362	215,700	170,532
Seismostruct	x	4,914	28,940	236,340	235,668
Seismostruct	y	4,932	35,010	217,164	205,332

Los cuadros 12 y 13 muestra los resultados para la determinación de la forma de vibración de cada modelo.

Cuadro 12. Determinación de la forma de vibración del modelo M01

Nivel	W_k (kg)	φ_k	$W_k \cdot \varphi_k$ (kg)	F_k (kg)	δ_k^e (cm)	φ_{knuevo}
1	239382	0,229	54903	9046	2,753	0,233
2	237438	0,495	117593	19375	5,947	0,502
3	237438	0,729	173165	28532	8,729	0,738
4	237438	0,901	214045	35267	10,728	0,906
Azotea	186084	1,000	186084	30660	11,836	1,000

Cuadro 13. Determinación de la forma de vibración del modelo M02

Nivel	W_k (kg)	φ_k	$W_k \cdot \varphi_k$ (kg)	F_k (kg)	δ_k^e (cm)	φ_{knuevo}
1	230406	0,238	54776	8947	3,965	0,242
2	228870	0,504	115253	18825	8,398	0,512
3	228870	0,735	168261	27484	12,214	0,744
4	228870	0,905	207061	33822	14,936	0,910
Azotea	179964	1,000	179964	29396	16,414	1,000

Con base en los resultados anteriores es posible determinar los factores principales para la transformación de curva de capacidad a curva de capacidad espectral y viceversa para cada modelo.

Cuadro 14. Parámetros para la conversión de curva de capacidad a formato Sa-Sd

Modelo	Λ	η_1
M01	0,001	1,288
M02	0,001	1,284

Las siguientes figuras muestran las curvas de capacidad espectral real y su aproximación bilineal, para cada modelo, en ambas direcciones ortogonales de análisis.

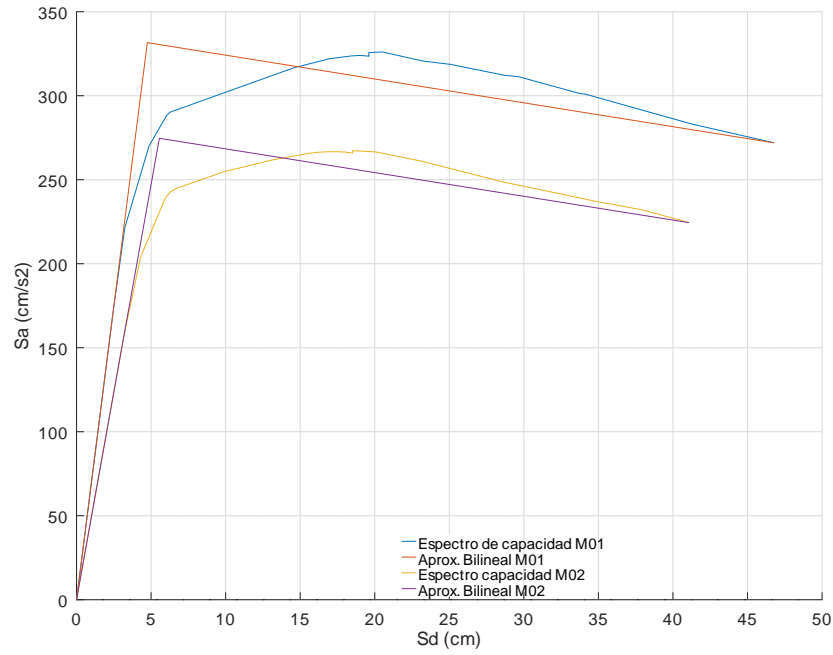


Figura 39. Espectro de capacidad y aproximación bilineal, dirección x, usando Sap2000.

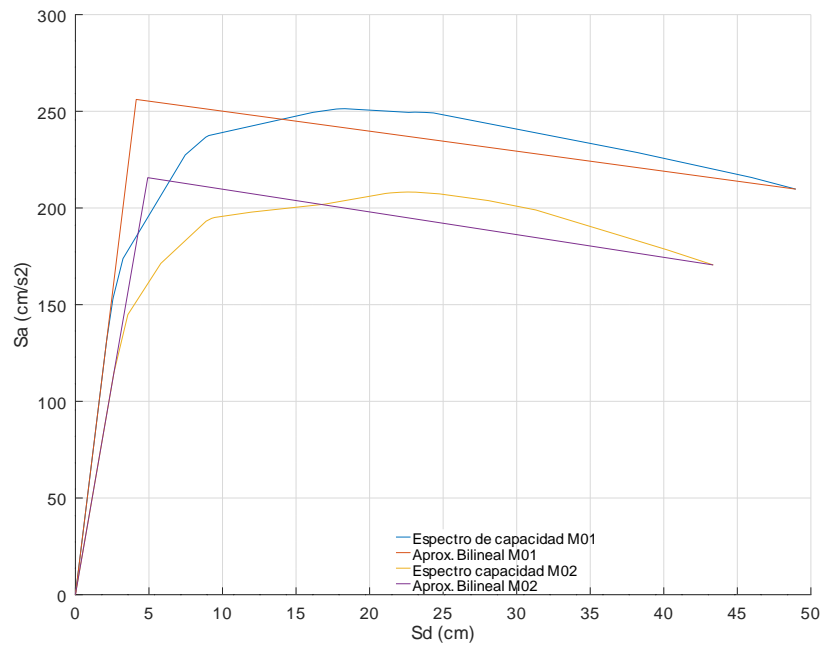


Figura 40. Espectro de capacidad y aproximación bilineal, dirección y, usando Sap2000.

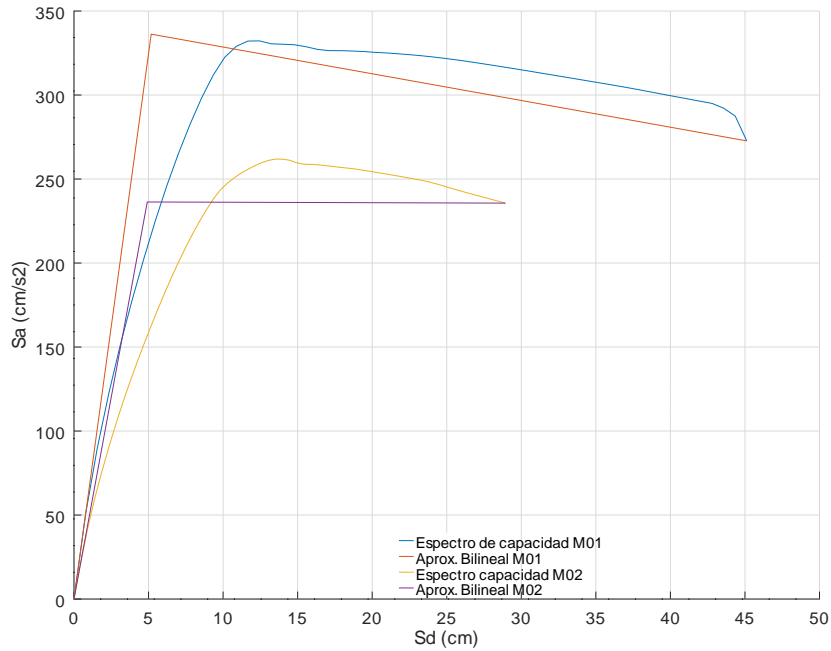


Figura 41. Espectro de capacidad y aproximación bilineal, dirección x, usando Seismostruct.

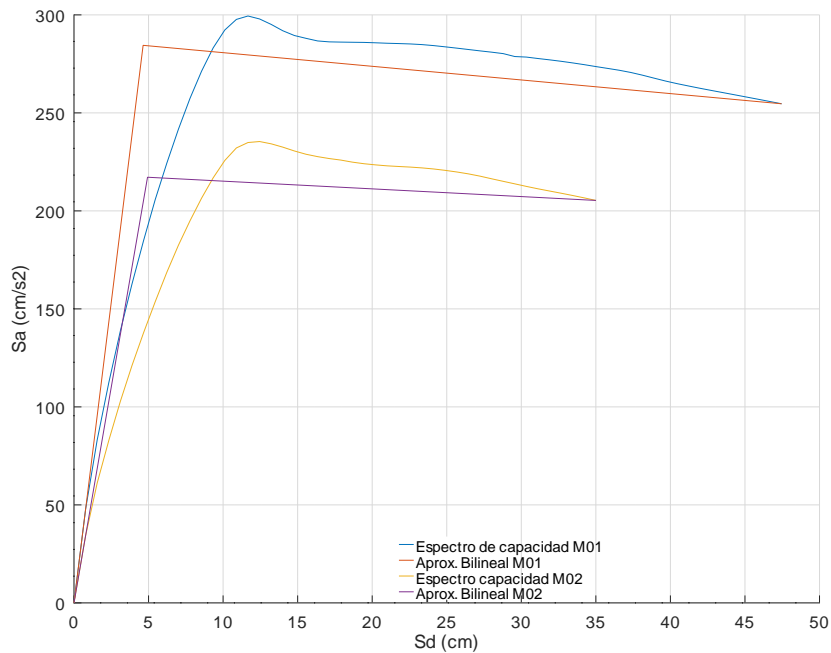


Figura 42. Espectro de capacidad y aproximación bilineal, dirección y, usando Seismostruct.

Punto y nivel de desempeño

Los Cuadros 15 y 16 muestran el desplazamiento espectral demandado (Sd_{req}), la aceleración espectral demandada (Sa_{req}), ductilidad global intrínseca de la estructura (μ_{GI}), la demanda de ductilidad (μ_{req}) y la verificación para la demanda de ductilidad, la cual no debe superar el 70 % de la ductilidad global intrínseca.

Cuadro 15. Resultados del punto de desempeño y ductilidades para el modelo M01

Software	Dirección	μ_{GI}	$Sd_{req}(cm)$	$Sa_{req}(\frac{cm}{s^2})$	μ_{req}	$0,7 \cdot \mu_{GI}$	$\mu_{req} \leq 0,7 \cdot \mu_{GI}$
Sap2000	x	9,850	10,300	303,031	2,169	6,895	Cumple
Sap2000	y	11,844	11,200	241,076	2,709	8,291	Cumple
Seismostruct	x	8,712	10,200	323,223	1,969	6,099	Cumple
Seismostruct	y	10,237	10,400	294,270	2,243	7,166	Cumple

Cuadro 16. Resultados del punto de desempeño y ductilidades para el modelo M02

Software	Dirección	μ_{GI}	$Sd_{req}(cm)$	$Sa_{req}(\frac{cm}{s^2})$	μ_{req}	$0,7 \cdot \mu_{GI}$	$\mu_{req} \leq 0,7 \cdot \mu_{GI}$
Sap2000	x	7,394	12,000	259,325	2,160	5,175	Cumple
Sap2000	y	8,816	13,300	198,963	2,704	6,172	Cumple
Seismostruct	x	5,889	11,700	255,944	2,381	4,122	Cumple
Seismostruct	y	7,099	12,200	235,223	2,474	4,969	Cumple

Las figuras a continuación muestran en conjunto la capacidad de la estructura con la demanda sísmica. Se observa en color naranja con línea punteada el punto de desempeño, en color negro con línea punteada el límite de derivas inelásticas y con línea color cian con línea punteada el límite del nivel de desempeño de seguridad de vida para cada modelo. El límite de derivas inelásticas, representa el estado del modelo respectivo, en el cual sus derivas inelásticas son igual o inferiores a 2%. El límite de nivel de seguridad de vida, representa un estado, donde ninguno de sus componentes ha alcanzado un nivel de degradación de prevención del colapso.

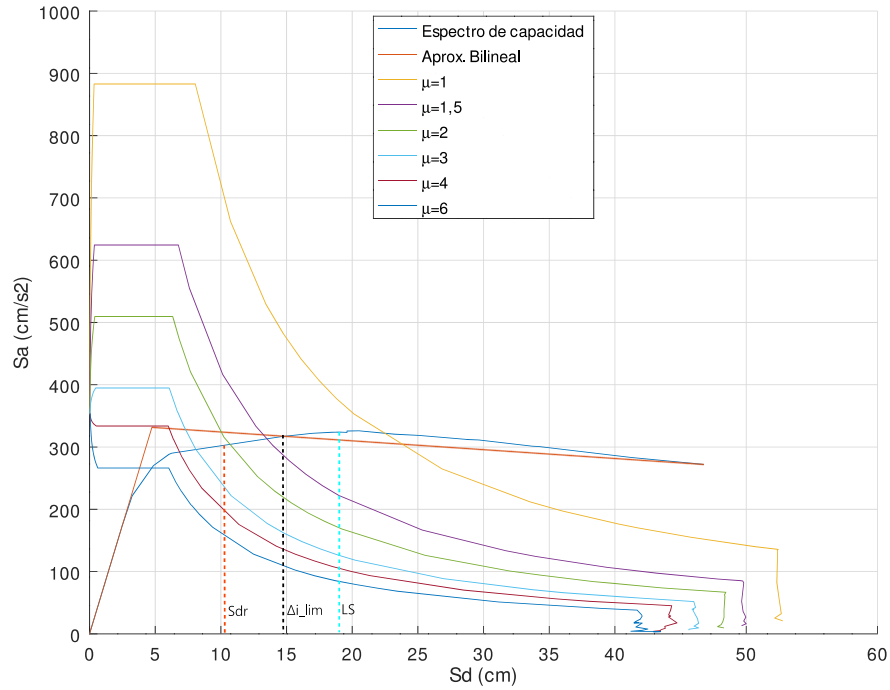


Figura 43. Punto de desempeño, modelo M01, dirección x, usando Sap2000.

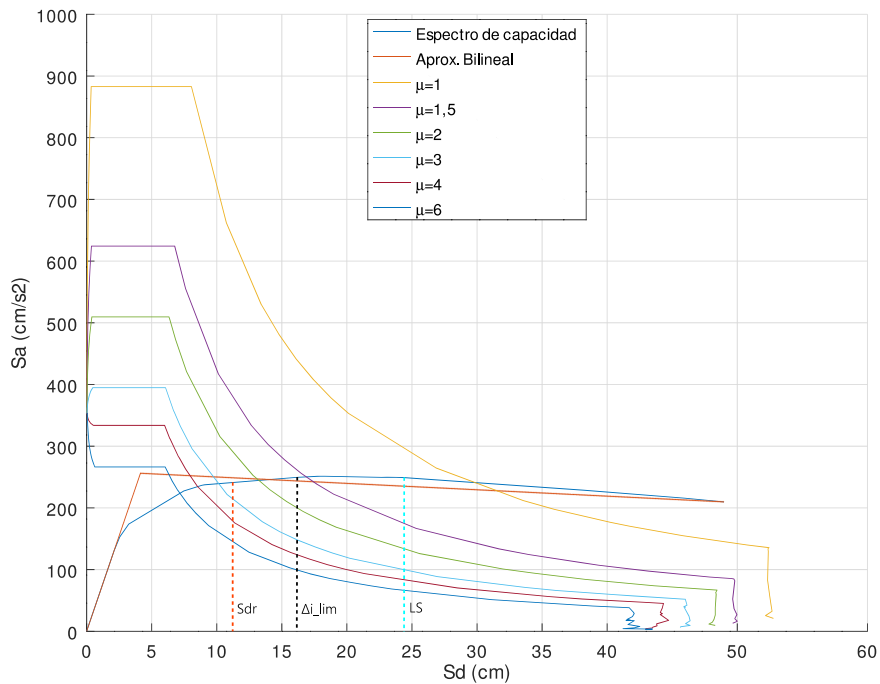


Figura 44. Punto de desempeño, modelo M01, dirección y, usando Sap2000.

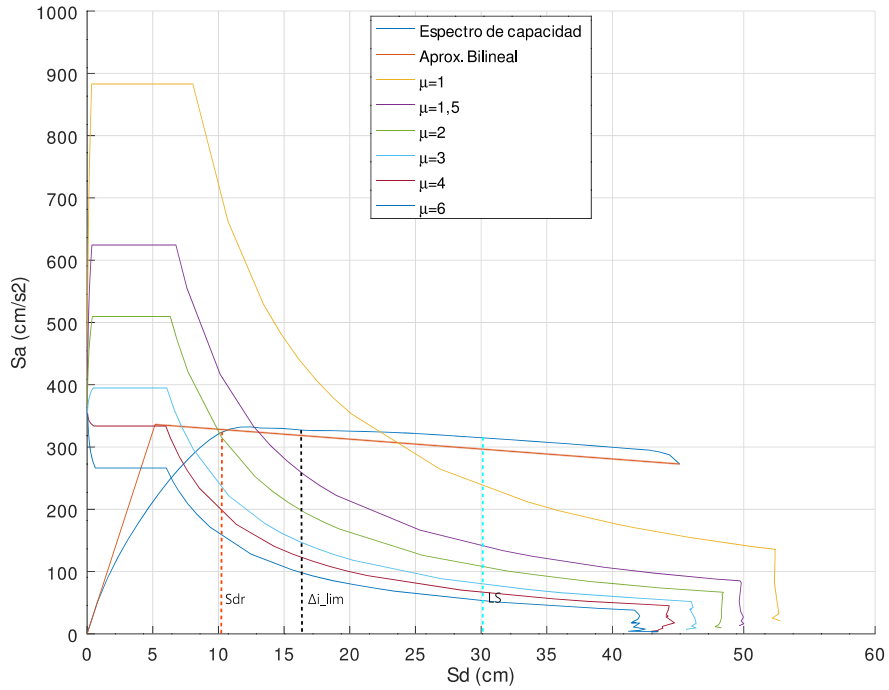


Figura 45. Punto de desempeño, modelo M01, dirección x, usando Seismostruct.

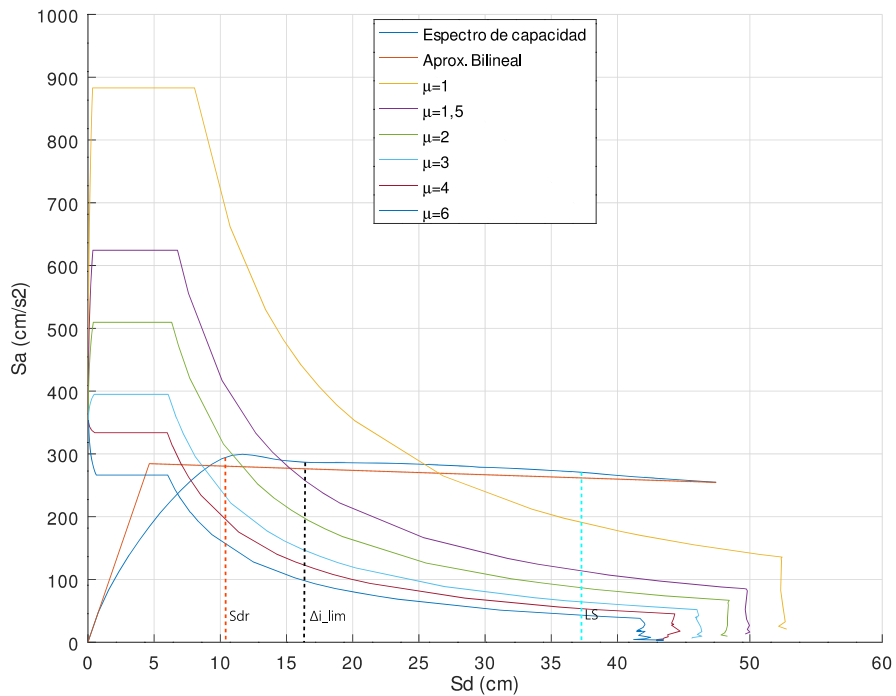


Figura 46. Punto de desempeño, modelo M01, dirección y, usando Seismostruct.

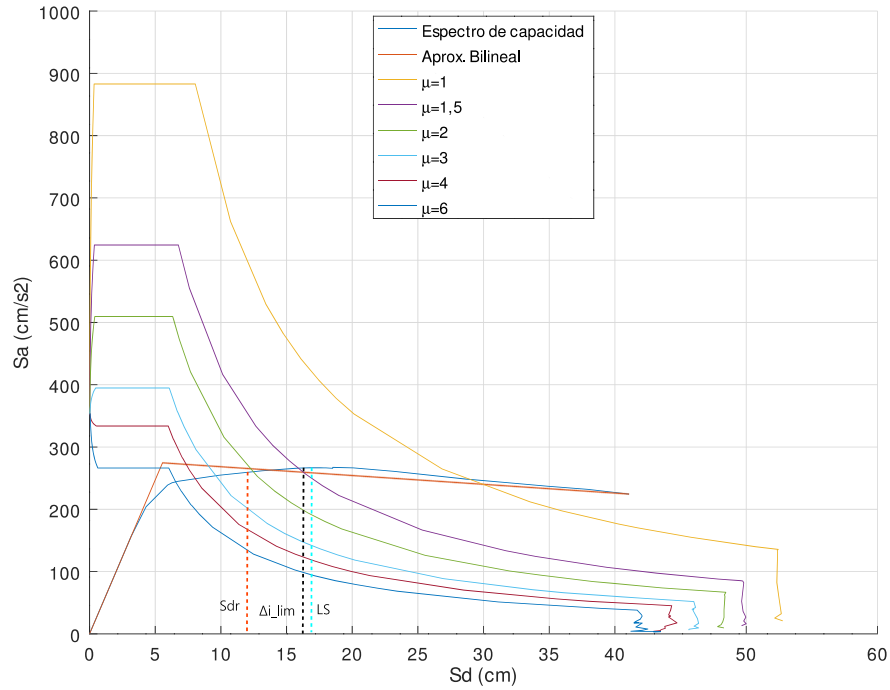


Figura 47. Punto de desempeño, modelo M02, dirección x, usando Sap2000.

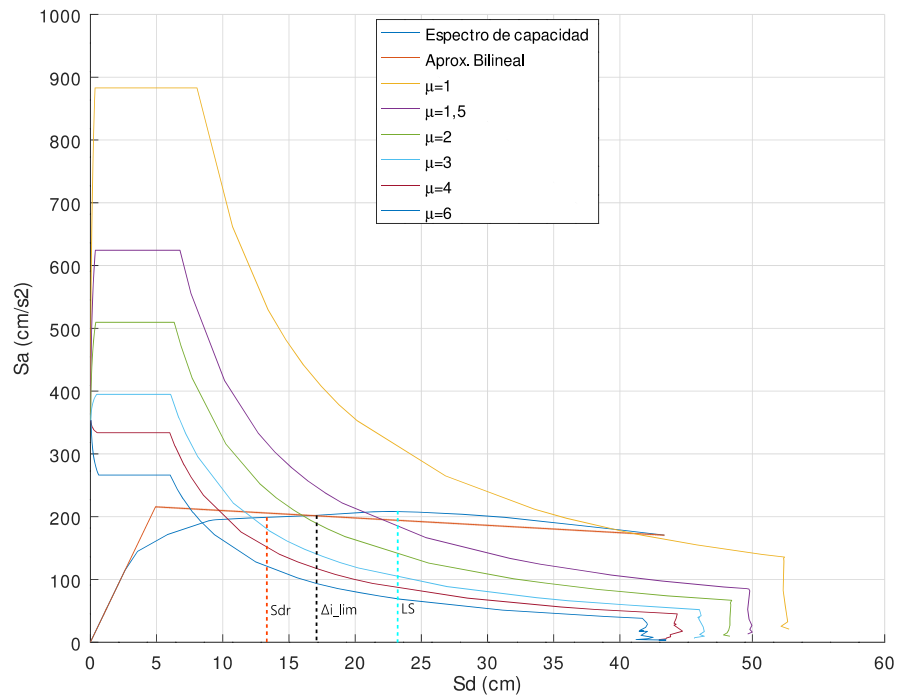


Figura 48. Punto de desempeño, modelo M02, dirección y, usando Sap2000.

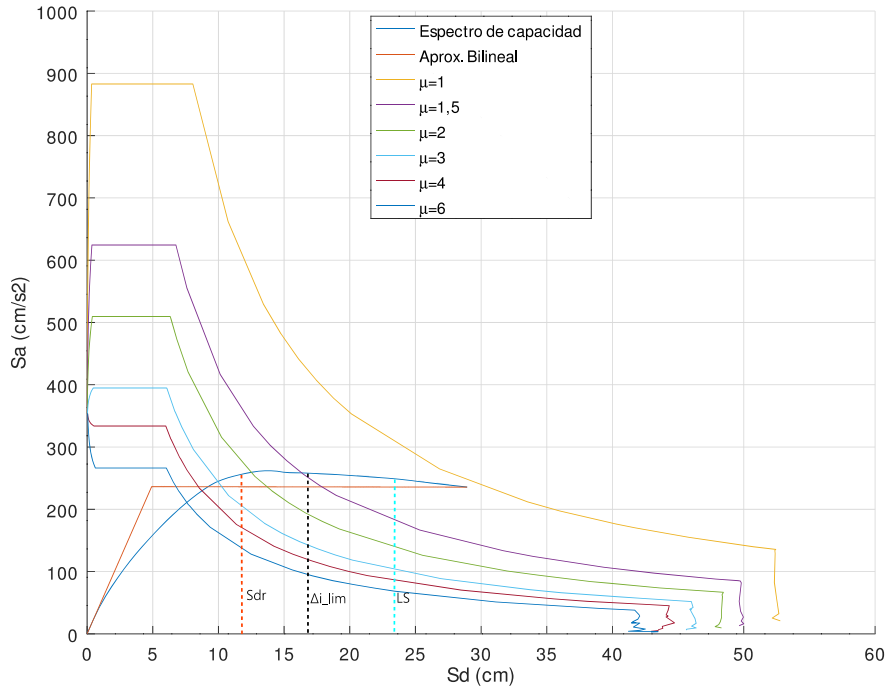


Figura 49. Punto de desempeño, modelo M02, dirección x, usando Seismostruct.

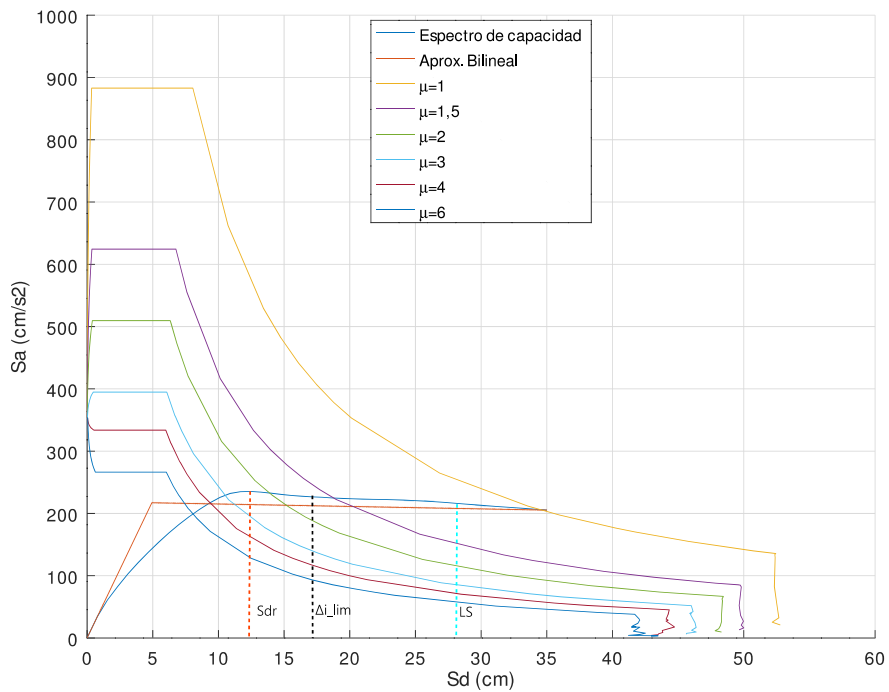


Figura 50. Punto de desempeño, modelo M02, dirección y, usando Seismostruct.

Los Cuadros 17 y 18 muestran la determinación de la sobrerresistencia en términos del

cortante en la base de la curva de capacidad real, con respecto al cortante en la base de diseño por método estático.

Cuadro 17. Resultados sobrerresistencia para el modelo M01

Software	Dirección	$V_{diseño}(kg)$	$Vb_{max}(kg)$	SR
Sap2000	x	69367	321113	4,629
Sap2000	y	69367	247544	3,569
Seismostruct	x	69367	272663	3,931
Seismostruct	y	69367	245749	3,543

Cuadro 18. Resultados sobrerresistencia para el modelo M02

Software	Dirección	$V_{diseño}(kg)$	$Vb_{max}(kg)$	SR
Sap2000	x	55174	212954	3,860
Sap2000	y	55174	165912	3,007
Seismostruct	x	55174	208645	3,782
Seismostruct	y	55174	187527	3,399

Análisis de resultados

Análisis estructural y diseño sismorresistente

En el proceso de búsqueda de la combinación de secciones transversales para columnas y vigas para el modelo M01, fue limitado por el cumplimiento de las derivas inelásticas, tal como se esperaba y según las conclusiones de algunos autores citados. Se tiene una deriva inelástica máxima calculada de 1,86 % entre el nivel 1 y 2, esto muestra una diferencia cercana al 7 % con respecto a la deriva inelástica máxima permisible del 2 % especificada por el CSCR 2010/14. En contraposición el modelo M02 presenta una distorsión entre el entrepiso 1 y 2 del 2,20 % con una diferencia cercana al 10 %. Esto último fue ocasionado con la intención de evaluar una edificación que no está cumpliendo con las derivas calculadas de forma aproximada, de acuerdo con el apartado 7.6 del CSCR 2010/14, para hacerlas cumplir mediante la aplicación del análisis no lineal. Podría pensarse que el valor anterior de 10 % de diferencia entre las derivas aproximadas del modelo M02 y el límite de 2 %, no justifica realizar un análisis no lineal, sin embargo, el Cuadro 9, muestra todo lo contrario, al obtener ahorros de concreto del 13,76 % y del 9,17 % en acero de refuerzo, llega a ser en última instancia una ingeniería de valor en la construcción, en temas de costos e impacto ambiental.

Tal como se puede observar en la Figura 32, el ahorro en concreto es muy evidente al reducir todas las secciones, no así en el acero de refuerzo. El acero longitudinal en columnas disminuye de 45,60 cm² en el modelo M01 a 38,32 cm² en el modelo M02, además, en el modelo M01 se tiene 16 varillas que suman mayor desarrollo en longitud de anclaje en contraposición con las 12 varillas del modelo M02. En cuanto al acero transversal es evidente que los ganchos suplementarios y la mayor longitud del aro de confinamiento genera mayor consumo de material. Cabe destacar que se colocó ganchos suplementarios para reducir la longitud máxima de 35 cm entre cada rama que toma cortante, según el CSCR 2010/14. En cuanto al acero en vigas, se observa que a mayor peralte de viga mayor es la longitud del acero transversal, en los tres tipos de vigas. El acero longitudinal en vigas incrementa en el modelo M02, con un cambio de 3 varillas número 5 a tres varillas número 6, que en términos generales no termina aportando mucho a la marcada diferencia observada en las columnas.

Cabe aclarar que el modelo M02, no es la última instancia de un modelo flexible que cumple las derivas inelásticas por el método de capacidad espectral, sino que, existe la posibilidad de obtenerse modelos más flexible e incrementar los porcentajes de ahorro en los materiales. La limitante encontrada para reducir las secciones transversales de las vigas y columnas, recae en la aplicación del AENL con cargas laterales según el método estático, el cual se limita a modelos estructurales con períodos de vibración menores o iguales a 1 segundo, donde su comportamiento esté altamente representado por el primer modo de vibración, tal como se estableció anteriormente. Con criterio se considera que el modelo M02 es altamente representado por el primer modo de vibración y con período muy cercano a 1 segundo, calificando para aplicar el AENL con cargas laterales según el método estático equivalente del CSCR 2010/14.

Si se desea llevar a un extremo la estructura, reduciendo al máximo las secciones transver-

sales de sus elementos, es de gran importancia prever que el método estático equivalente del CSCR 2010/14 no será la mejor opción en caso de que la estructura sea tan flexible que su comportamiento esté influenciado por modos de vibración superiores y al aplicar el AENL deba justificarse.

Análisis estático no lineal

Se realizó el AENL en ambas direcciones ortogonales, teniendo en cuenta que el comportamiento es completamente diferente en cada dirección, aunque los marcos que la componen sean similares. No existe diferencia con respecto a las columnas, ya que son cuadradas y armadas de forma simétrica en ambas direcciones, sin embargo, las vigas en un sentido fueron diseñadas para recibir las cargas del entrepiso, son vigas con mayor cantidad de acero longitudinal y menor espaciamiento en el acero transversal, por lo que es evidente que podría tener mayor resistencia ante carga lateral, no obstante, la influencia de las cargas gravitacionales puede afectar su desempeño y por lo tanto debe ser verificado. En algunas pruebas realizadas por ejemplo, se encontró que en el sentido de análisis paralelo a las vigas de carga, la estructura no tenía la suficiente capacidad de deformación, aunque soportaba mucha carga y fue diseñada para tener una ductilidad local óptima en sus elementos, parecía una estructura bastante más frágil que en el sentido paralelo a las vigas de amarre, posiblemente por efecto inicial que genera las cargas gravitacionales sobre las vigas de carga.

Se observa en las Figuras 33 y 34 la diferencia en la curva de capacidad de la estructura en cada dirección de análisis, donde en la mayoría de los casos la curva de capacidad en el sentido paralelo a las vigas de carga (dirección x) llega a desarrollar mayor cortante en la base, pero un menor desplazamiento último, lo cual muestra que ante distribuciones de entrepiso en una dirección, es conveniente analizar la estructura en al menos dos sentidos ortogonales. Estas dos figuras, muestran la reducción de la capacidad para el modelo M02, en comparación con el modelo M01. Específicamente la Figura 34 evidencia que el modelo M02 podría colapsar o presentar degradación importante en sus elementos a un menor desplazamiento lateral.

Tal como se estableció, el colapso de la estructura puede ser provocado por la inestabilidad por efectos P-Delta. Las Figuras 37 y 38 evidencian el efecto de considerar la no linealidad geométrica. Se comentó que este efecto tiene mayor influencia en estructuras más flexibles, lo cual se refuerza al observar una evidente caída de la curva de capacidad en el modelo M02 (Figura 38), bastante similar a la planteada en la Figura 5. Por otro lado, el modelo M01 presenta una leve caída en su curva de capacidad al ser un modelo con mayor rigidez lateral.

La no linealidad en cada programa fue representada de forma diferente, un modelo más sencillo de rótulas plásticas en Sap2000 y uno más robusto de fibras en Seismostruct, esto es acertado, ya que en Sap2000 se duró más tiempo en cada análisis, aunque utilizó un modelo más sencillo. Esto concuerda con lo mencionado por Savoiaa, Burattia, Ferracutia, Martín & Palazzob (2020), al establecer que Seismostruct tiene mayor eficiencia por ser un software más especializado.

La Figura 35 muestra la diferencia entre las curvas de capacidad obtenidas de Sap2000 y Seismostruct para el modelo M01. Se observa que en las curvas del Sap2000 la rigidez inicial se

mantiene a más deformación y la curva en Seismostruct alcanza mayor cortante en la base, pero en términos generales son muy similares. Este comportamiento inicial se observa igualmente en la Figura 51, donde los autores utilizaron rótulas plásticas en Sap2000 y modelo de fibras en Seismostruct.

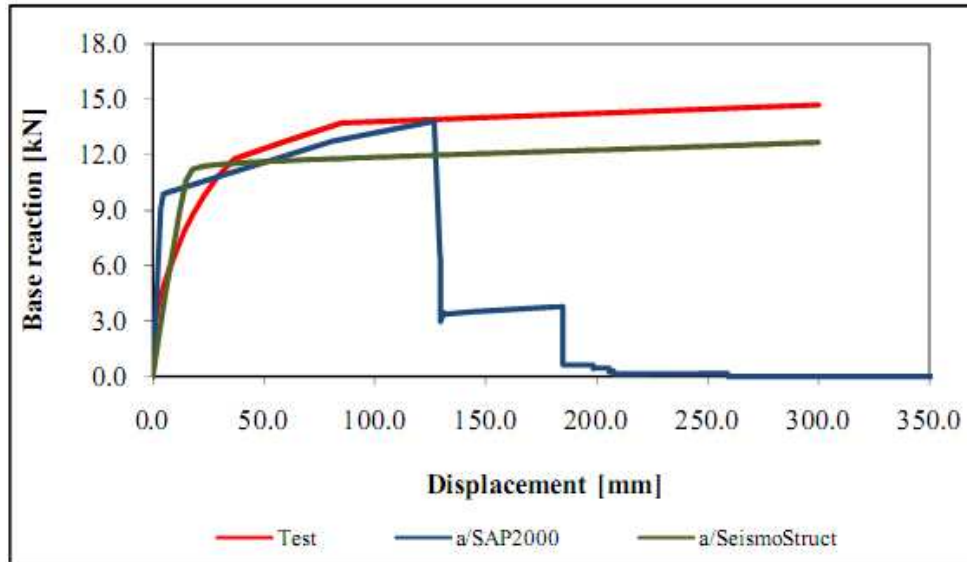


Figura 51. Curvas de capacidad de dos modelos y prueba de laboratorio.
Fuente: Savoia et al. (2020)

En la Figura 36 las curvas en la dirección y, siguen el mismo comportamiento antes señalado, sin embargo, la curva en la dirección x obtenida en Sap2000, supera en rigidez inicial, cortante basal y desplazamiento último a la determinada en Seismostruct. El último punto de la curva de capacidad fue limitado en la mayoría de los casos para el control de las deformaciones, tal como se estableció, donde el cortante en la base último, se limita a un 80% del cortante de fluencia V_y , o visto de otra forma a una caída de cortante máximo de 20% con respecto al cortante de fluencia V_y . En otros casos la curva de capacidad fue limitada a un último punto, por el efecto de degradación importante en las columnas del nivel base, llegando a niveles de desempeño que sobrepasaron el límite de prevención del colapso, considerado muy cercano a la falla de la estructura.

Teniendo en cuenta que posiblemente los modelos de rótulas plásticas con parámetros de tablas estandarizadas, subestiman la capacidad real de la estructura, según lo indica López et al (2017), lo conveniente sería determinar el diagrama de momento-rotación a partir de expresiones matemáticas que tomen en cuenta la geometría y armado de la sección, no como se realiza en las tablas 10-7 y 10-8 del ASCE/SEI 41-17, donde por ejemplo en vigas con confinamiento transversal solo existen 4 posibles opciones y en algunos casos no encaja con ninguna, dando paso a interpolaciones con valores de entrada muy distanciados.

Curva de capacidad espectral

Para la determinación de la aproximación bilineal se respetó el lineamiento del ATC-40, que establece respetar la rigidez inicial de la curva de capacidad y que ambas curvas presenten la misma área bajo la curva, no así el criterio que establece que el cortante en la base debe ser el 60 % del cortante de fluencia en la intersección de la curva de capacidad con la aproximación bilineal. Esto último no es posible cumplirlo en todos los casos, ya que algunas curvas presentan una degradación leve y progresiva de la rigidez en primer tramo de la curva de capacidad, haciendo prácticamente imposible el cumplimiento de todos los criterios. Este efecto es más evidente en las curvas determinadas con Seismostruct (Figura 41 y Figura 42), donde la primera línea de la aproximación bilineal, se separa bastante del tramo inicial de la curva, no así, en las curvas determinadas en Sap2000 (Figura 39 y Figura 40).

Del Cuadro 10 se obtiene una diferencia máxima del 11 % en cuanto al desplazamiento del techo y de 10 % con respecto al cortante en la base, al comparar los resultados de Sap2000 contra los de Seismostruct, para el punto de fluencia equivalente del modelo M01. Con respecto al punto último de análisis, se obtiene una diferencia máxima del 4 % en cuanto al desplazamiento del techo y de 18 % con respecto al cortante en la base, al comparar los resultados de Sap2000 contra los de Seismostruct. Referente al desplazamiento del techo para el punto de fluencia equivalente, se considera una diferencia poco relevante, teniendo en cuenta que en cada programa se utilizaron modelos de no linealidad diferentes. Por otro lado, son más apreciables las diferencias en cuanto al punto último de análisis, específicamente para el cortante último en la base.

Del Cuadro 11 se obtiene una diferencia máxima del 13 % en cuanto al desplazamiento del techo y de 16 % con respecto al cortante en la base, al comparar los resultados de Sap2000 contra los de Seismostruct, para el punto de fluencia equivalente del modelo M02. Con respecto al último punto de análisis, se obtiene una diferencia máxima del 42 % en cuanto al desplazamiento del techo y de 17 % con respecto al cortante en la base, al comparar los resultados de Sap2000 contra los de Seismostruct. De forma similar al Modelo M01, las diferencias en el punto de fluencia equivalente no son tan significativas, sin embargo, son muy altas en el último punto de análisis, específicamente con respecto al desplazamiento en el techo.

Punto y nivel de desempeño

Se observa en los Cuadros 15 y 16, que 7 de 8 ductilidades globales intrínsecas superan la ductilidad global asignada ($\mu = 6$). La excepción anterior presenta un valor de 5,89, lo cual es muy cercano. Esto último no es un requisito indispensable, pero asegura que la estructura puede desarrollar a lo sumo la ductilidad para la cual fue diseñada.

Para el modelo M01, en cuanto al desplazamiento espectral demandado, se obtiene una diferencia máxima de 7,14 % entre lo determinado en Sap2000 y Seismostruct. Referente a la aceleración espectral se tiene una diferencia máxima de 22,06 %, con una aceleración espectral mayor determinada en Seismostruct, en comparación con Sap2000.

Para el modelo M02, en cuanto al desplazamiento espectral demandado, se observa una

diferencia máxima de 8,27 % entre lo determinado en Sap2000 y Seismostruct. Referente a la aceleración espectral se tiene una diferencia máxima de 18,22 %, con una aceleración espectral mayor determinada en Seismostruct, en comparación con Sap2000.

Según el método de capacidad espectral, para el modelo M01, se demanda una ductilidad máxima de 2,71. Para todas las direcciones de análisis y en ambos programas, se logra cumplir con el criterio que establece que la ductilidad demandada no debe superar el 70 % de la ductilidad global intrínseca. En el modelo M02, la demanda de ductilidad se mantiene similar con un valor máximo de 2,70, además, se logra cumplir con el criterio que establece que la ductilidad demandada no debe superar el 70 % de la ductilidad global intrínseca. Evidentemente los resultados muestran ductilidades globales intrínsecas mayores a 1,5 en ambos modelos.

Es posible observar desde la Figura 43 hasta la Figura 46, el amplio margen que existe entre el punto de desempeño y el límite de derivas inelásticas, además, de la lejanía del nivel de desempeño de seguridad de vida con respecto al punto de desempeño. El modelo M01 demanda en promedio para el punto de desempeño un desplazamiento espectral de 10,53 cm, en comparación con el desplazamiento promedio de 15,88 cm en el estado máximo de derivas inelásticas (2 %), lo cual muestra un margen de 5,35 cm de desplazamiento espectral, que se traduce a 6,88 cm de desplazamiento en el techo del modelo M01. Para el límite determinado por el nivel de desempeño de seguridad de vida, se tiene un desplazamiento espectral promedio de 27,73 cm, con un margen de 17,20 cm de desplazamiento espectral con respecto al punto de desempeño, que al final se traduce a 22,11 cm de desplazamiento en el techo del modelo M01. Esto evidencia que el modelo estructural M01, presenta una adecuada capacidad de deformarse, sin presentar ningún problema de derivas excesivas, o degradación de elementos a un nivel superior al de seguridad de vida, previsto como nivel de desempeño límite permisible.

Para el modelo M02, se observa desde la Figura 47 hasta la Figura 50, que el punto de desempeño se acerca más a un estado límite, ya sea el que establece las derivas inelásticas o el nivel de desempeño de seguridad de vida. Esto ocurre principalmente por el incremento en la demanda de desplazamiento espectral, donde incrementa de 10,53 cm a 12,30 cm como valores promedio para los modelos M01 y M02 respectivamente, a pesar de esto, el modelo estructural M02 presenta un comportamiento adecuado al tener un margen entre el punto de desempeño y los dos estados últimos, el de derivas inelásticas y el nivel de desempeño de seguridad de vida. El desplazamiento espectral promedio al cual se alcanza el estado límite de incumplimiento de derivas inelásticas superior al 2 %, es de 16,83 cm, por lo que se tiene un margen de desplazamiento espectral de 4,53 cm, que representa 5,80 cm de desplazamiento en el techo del modelo M02. Para el límite del nivel de desempeño de seguridad de vida, se tiene un valor promedio de 22,91 cm de desplazamiento espectral, lo que se traduce en un margen de 13,58 cm de desplazamiento del techo para el modelo M02 con respecto al punto de desempeño.

Se encuentran sobrerresistencias indicadas en los Cuadros 17 y 18, con valores promedio para el modelo M01 de 4,28 para la dirección x, 3,56 para la dirección y, por otro lado, para el modelo M02 valores promedio de 3,82 para la dirección x y 3,20 para la dirección y. Estos valores son superiores al valor de 2, establecido por el CSCR 2010/14 para marcos de concreto reforzado. Esto concuerda con los valores determinados por Navarro (2019) donde para un edificio con la misma geometría y seis niveles encuentra una sobrerresistencia de 3,80.

Conclusiones y Recomendaciones

Conclusiones

El cumplimiento de las derivas inelásticas mediante el método de capacidad espectral en comparación con el análisis estático del CSCR 2010/14, redujo en un 13,76 % el concreto y en un 9,17 % en el acero de refuerzo, necesarios para la construcción de la estructura.

Las estructuras con una distribución de entrepiso en una sola dirección, requieren que se analicen al menos dos direcciones ortogonales, ya que analizar solo la dirección fuerte, no asegura que la estructura desarrolle suficiente ductilidad para desempeñarse de forma adecuada.

El efecto P-Delta generó una caída acelerada de la curva de capacidad, limitando en la mayoría de los casos la capacidad de la estructura, al no dejar caer la curva en más de un 20 % del cortante de fluencia V_y (FEMA, 2000), principalmente en el modelo flexible (M02).

Existe una diferencia importante en los puntos últimos de análisis, según el modelo de no linealidad, con valores muy significativos llegando hasta un 42 % de diferencia con respecto al desplazamiento del techo en la curva de capacidad del modelo M02.

Los dos modelos logran cumplir con una ductilidad intrínseca mayor a 1,5, ya que el modelo M01 presenta una ductilidad global intrínseca promedio de 10,16 y el modelo M02 de 7,30. Además se logra cumplir con el criterio que establece que la demanda de ductilidad no debe superar el 70 % de la ductilidad global intrínseca, al tener valores máximos de demanda de ductilidad de 2,71 para el modelo M01 y de 2,70 para el modelo M02.

El modelo M01 presenta un comportamiento adecuado, ya que el punto de desempeño presenta un margen promedio con respecto al límite de derivas inelásticas de 6,88 cm y de 22,11 con respecto al nivel de desempeño de seguridad de vida, esto en términos de desplazamiento del techo del modelo.

El modelo M02 presenta un comportamiento adecuado, ya que el punto de desempeño presenta un margen promedio con respecto al límite de derivas inelásticas de 5,80 cm y de 13,58 con respecto al nivel de desempeño de seguridad de vida, esto en términos de desplazamiento del techo del modelo.

Los cortantes máximos determinados mediante el AENL, son superiores a los utilizados para el diseño, con valores de sobrerresistencia promedio de 4,28 y 3,56 para el modelo M01, en las direcciones x, y, respectivamente, por otro lado, para el modelo M02 se tienen valores de 3,82 y 3,20 en las direcciones x, y respectivamente, superando en ambos modelos el valor de 2 que establece el CSCR 2010/14.

Recomendaciones

- Para proyectos donde inicialmente se realiza un análisis estático o dinámico del CSCR 2010/14 y posterior análisis no lineal, se recomienda inicialmente realizar el análisis modal espectral, esto para poder evaluar si los modos de vibración superiores tienen relevancia, especialmente en estructuras de gran altura o con alguna irregularidad considerable. En caso de que los modos de vibración superiores sean relevantes, se podría aplicar un pushover adaptativo o en su defecto un análisis dinámico no lineal, para superar los defectos del pushover convencional.
- En caso de utilizar modelo no lineal de rótula plástica, incluir las relaciones momento-rotación establecidas por el ASCE/SEI 41-17, así como la determinación mediante formulación matemática como lo plantean López et al. (2017).
- Incluir los efectos P-Delta, en vista de que afectan en gran medida la capacidad de la estructura.
- Para futuros proyectos que pretendan analizar una estructura por un método no lineal, hacerlo en estructuras irregulares para enfrentar dificultades que en proyectos actuales no se consideran.

Referencias

- Acosta, N. (2005). *Análisis del comportamiento no lineal y de la demanda de ductilidad de Marcos de Acero Estructural tipo marco Especial (SMF)*. Informe de trabajo de graduación para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil. San José, Costa Rica.
- American Concrete Institute (ACI) (2014). *ACI 318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete*. Farmington Hills, Michigan.
- American Society of Civil Engineers (ASCE) (2017). *ASCE standard, ASCE/SEI 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, Virginia.
- Applied Technology Council (ATC) (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Redwood City, California.
- (2005). *FEMA 440: Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*. Redwood City, California.
- (2017). *Guidelines for Nonlinear Structural Analysis and Design of Buildings*. Redwood City, California.
- Chang, G.A., & Mander, J.B. (1994). *Seismic Energy Based Fatigue Damage Analysis of Bridge Columns : Part 1 - Evaluation of Seismic Capacity*. Buffalo, New York.
- Chopra, A., & Goel, R. (1999). *Capacity Demand Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems*. Richmond, Canadá.
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica (CFIA) (2013). *Comentarios al Código Sísmico de Costa Rica 2010*. 2.^a ed. Cartago, Costa Rica: Tecnológica de Costa Rica.
- (2016). *Código Sísmico de Costa Rica 2010/ Revisión 2014*. 5.^a ed. Cartago, Costa Rica: Tecnológica de Costa Rica.
- Computers and Structures Inc. (CSI) (2020). *Sap2000 V20 academic license*.
- Fajfar, P. (1999). «Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra». En: *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 28, págs. 979-993.
- Federal Emergency Management Agency (1997). *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA-273)*. Washington D.C.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA) (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA-356)*. Washington D.C.
- Filippou, F.C., Popov, E.P., & Bertero, V.V. (1983). *Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints*. Berkeley, California.
- Gutiérrez, J., & Alpizar, M. (2004). «An Effective Method for Displacement-Based Earthquake Design for Buildings». En: *13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vol. Paper No. 1512. Vancouver, B.C., Canada.
- Gutiérrez, J. (2006). «Performance-Based Engineering in the Costa Rican Seismic Code». En: *Earthquake Engineering - Challenges and Trends*. Ed. por J J Pérez-Gavilán. UNAM, México.
- Hilje, T. (2005). *Diseño de marcos de concreto reforzado según los requisitos de deriva máxima del Código Sísmico de Costa Rica 2002*. Informe de trabajo de graduación para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil. San José, Costa Rica.

- Kolozvari, K., Orakcal, K., & Wallace, J. (2015). *Shear-Flexure Interaction Modeling for Reinforced Concrete Structural Walls and Columns under Reversed Cyclic Loading*. Berkeley, California.
- López, A., Tomas, A., & Sánchez, G. (2017). «Influencia del tipo de rótula plástica en el análisis no lineal de estructuras de hormigón armado». En: *Hormigón y Acero* 68, págs. 107-119. DOI: 10.1016/j.hya.2017.04.006.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N., & Park, R. (1984). «Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete.» En: *Journal of Structural Engineering. ASCE*. 114(3), págs. 1804-1826.
- Menegotto, M., & Pinto, P.E. (1973). «Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending». En: *Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, International Association for Bridge and Structural Engineering*. Zurich, Switzerland, págs. 15-22.
- Navarro, Á.H. (2019). *Evaluación de la Fragilidad ante Cargas Laterales de tres Edificios tipo Marco de Concreto Reforzado, Diseñados de acuerdo con el Código Sísmico de Costa Rica 2010*. Tesis para optar por el grado y título de Maestría Académica en Ingeniería Civil. San José, Costa Rica.
- Park, R., & Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. New York: John Wiley & Sons.
- PEER/ATC (2010). *Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings, PEER/ATC 72-1 Report*. Redwood City, California.
- Savoia, M., Buratti, N., Ferracuti, B., Martín, P., & Palazzo, G. (2020). «Considerations About Non Linear Static Analysis of a Reinforced Concrete Frame Retrofitted». En: *Mecánica Computacional; Volume 29. Number 102. Concrete Structures (D)*; 10173-10182.
- Seismosoft Ltd. (2020). *Seismostruct 2020 academic license*.
- Structural Engineering Association of California (SEAOC) (1995). *Vision 2000: Performance-Based Seismic Engineering of Buildings*. Sacramento, California.

Documento creado en la plataforma de Overleaf 2020.

Apéndices

1.	Memoria de cálculo del análisis estructural de los modelos M01 y M02.	70
2.	Memoria de cálculo de columnas de concreto reforzado de los modelos M01 y M02.	79
3.	Memoria de cálculo de vigas de concreto reforzado de los modelos M01 y M02.	96

Apéndice 1. Memoria de cálculo del análisis estructural de los modelos M01 y M02.

Análisis estructural por Método Estático

1. Parámetros iniciales

1.1. Propiedades de suelo y zona sísmica

Suelo	S3
Zona	Z3
Aceleración Pico Efectiva	0.360
Factor Espectral Dinámico	0.600

1.2. Factores según tipo de estructura

Tipo	Marco
Factor de Importancia	1.000
Sobre Resistencia	2.000
Ductilidad Global asignada	6.000
Factor de desplazamiento inelast.	0.700
Coefficiente sísmico	0.108

1.3. Periodo Asumido

Número de niveles	5
Periodo Asumido (s)	0.500

2. Cargas

2.1. Cargas Permanentes distribuidas

Descripción	Niveles	Área (m ²)	Peso unitario (kg/m ²)	Peso (kg)
Acabado de piso	Todos	324	75	24300
Instalaciones electromecánicas	Todos	324	15	4860
Particiones livianas	I, II, III y IV	324	75	24300
Cielo suspendido	Todos	324	10	3240
Aire acondicionado	I, II, III y IV	324	10	3240
Entrepiso losa Lex 8-2R/5R	I, II, III y IV	324	315	102060
Total Niveles I, II, III y IV			500 kg/m ²	162000
Total Azotea			415 kg/m ²	134460

2.2. Cargas Permanentes por Elementos

Columnas	0.450 m	x	0.450 m
Vigas de carga	0.500 m	x	0.250 m
Vigas de amarre	0.500 m	x	0.250 m

Descripción	Niveles	Área (m2)	Longitud (m)	Peso concreto (kg/m3)	Peso (kg)
Columnas	I	0.203	52.000	2400	25272
Columnas	II, III y IV	0.203	48.000	2400	23328
Columnas	Azotea	0.203	24.000	2400	11664
Vigas de carga	Todos	0.125	66.600	2400	19980
Vigas de amarre	Todos	0.125	66.600	2400	19980
Total Nivel I					65232
Total Nivel II, III y IV					63288
Total Azotea					51624

2.3. Cargas Temporales

Descripción	Niveles	Área (m2)	Peso unitario (kg/m2)	Peso (kg)
Carga viva uso de oficinas	I, II, III y IV	324	250	81000
Carga viva azotea	Azotea	324	200	64800
Total Niveles I, II, III y IV				81000
Total Azotea				64800

3. Determinación de Cortante Basal

3.1. Factores de Participación de Carga y Cortante Basal

Nivel	CP (kg)	CT (kg)	Factor particip.	Uso	Wsísmico (kg)
1	227232	81000	0.150	Edificio	239382
2	225288	81000	0.150	Edificio	237438
3	225288	81000	0.150	Edificio	237438
4	225288	81000	0.150	Edificio	237438
5	186084	64800	0.000	Azotea	186084

Cortante Basal

122880 kg

4. Distribución de Fuerza Sísmica por Nivel y Cálculo del Periodo

4.1. Fuerza por nivel, desplazamientos y derivas

Nivel	1	2	3	4	5
Altura (m)	3.500	3.000	3.000	3.000	3.000
Altura absoluta hi (m)	3.500	6.500	9.500	12.500	15.500
Peso sísmico Wi (kg)	239382	237438	237438	237438	186084
Wi * hi (kg*m)	837837	1543347	2255661	2967975	2884302
Wi*hi/Σ(Wi*hi)	0.080	0.147	0.215	0.283	0.275
Fuerza sísmica Fi (kg)	9815	18080	26425	34770	33790
Desplaz. Elástico δie (cm)	0.711	1.536	2.262	2.796	3.102

4.2. Determinación del periodo

Formulación Rayleigh

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1 \sum_{i=1}^N W_i (\delta_i^e)^2}{g \sum_{i=1}^N F_i \delta_i^e}}$$

Aceleración de la gravedad (cm/s²)

981

Nivel	Wi (kg)	(δie) ² (cm ²)	Fi (kg)	Wi*(δie) ² (kg*cm ²)	Fi*δie (kg*cm ²)
1	239382	0.506	9815	121159	6983
2	237438	2.360	18080	560369	27776
3	237438	5.118	26425	1215165	59780
4	237438	7.819	34770	1856637	97228
5	186084	9.622	33790	1790518	104814
Σ				5543848	296581

Periodo Rayleigh (s)

0.867

Periodo Sap2000 (s)

0.859

Recálculo del FED

0.339

Recálculo del coeficiente sísmico

0.061

Factor (FEDnuevo/FEDinicial)

0.565

4.3. Recálculo del periodo

Nivel	Wi (kg)	(δ_{ie}) ² (cm ²)	Fi (kg)	Wi*(δ_{ie}) ² (kg*cm ²)	Fi* δ_{ie} (kg*cm ²)
1	239382	0.161	5542	38652	2227
2	237438	0.753	10208	178768	8858
3	237438	1.633	14920	387658	19064
4	237438	2.495	19631	592298	31006
5	186084	3.070	19078	571199	33425
Σ				1768575	94579

Periodo Rayleigh (s)

0.867

Periodo Sap2000 (s)

0.859

Recálculo del FED

0.339

Factor (FEDnuevo/FEDinicial)

1.000

Cortante Basal Final

69367 kg

4.4. Valores finales

Nivel	Wi (kg)	Fi (kg)
1	239382	5541
2	237438	10207
3	237438	14917
4	237438	19628
5	186084	19075
Σ		69367

4.5. Derivas inelásticas

Deriva inelástica permitida

2.000%

Nivel	δ_{ie} (cm)	δ_i (cm)	Δ_{ie}	Δ_i	Cumplimiento
1	0.402	3.375	0.115%	1.378%	Cumple
2	0.868	7.289	0.155%	1.863%	Cumple
3	1.278	10.733	0.137%	1.640%	Cumple
4	1.579	13.267	0.101%	1.207%	Cumple
Azotea	1.752	14.717	0.058%	0.690%	Cumple

Análisis estructural por Método Estático

1. Parámetros iniciales

1.1. Propiedades de suelo y zona sísmica

Suelo	S3
Zona	Z3
Aceleración Pico Efectiva	0.360
Factor Espectral Dinámico	0.600

1.2. Factores según tipo de estructura

Tipo	Marco
Factor de Importancia	1.000
Sobre Resistencia	2.000
Ductilidad Global asignada	6.000
Factor de desplazamiento inelast.	0.700
Coefficiente sísmico	0.108

1.3. Periodo Asumido

Número de niveles	5
Periodo Asumido (s)	0.500

2. Cargas

2.1. Cargas Permanentes distribuidas

Descripción	Niveles	Área (m ²)	Peso unitario (kg/m ²)	Peso (kg)
Acabado de piso	Todos	324	75	24300
Instalaciones electromecánicas	Todos	324	15	4860
Particiones livianas	I, II, III y IV	324	75	24300
Cielo suspendido	Todos	324	10	3240
Aire acondicionado	I, II, III y IV	324	10	3240
Entrepiso losa Lex 8-2R/5R	I, II, III y IV	324	315	102060
Total Niveles I, II, III y IV			500 kg/m²	162000
Total Azotea			415 kg/m²	134460

2.2. Cargas Permanentes por Elementos

Columnas	0.400 m	x	0.400 m
Vigas de carga	0.450 m	x	0.250 m
Vigas de amarre	0.450 m	x	0.250 m

Descripción	Niveles	Área (m2)	Longitud (m)	Peso concreto (kg/m3)	Peso (kg)
Columnas	I	0.160	52.000	2400	19968
Columnas	II, III y IV	0.160	48.000	2400	18432
Columnas	Azotea	0.160	24.000	2400	9216
Vigas de carga	Todos	0.113	67.200	2400	18144
Vigas de amarre	Todos	0.113	67.200	2400	18144
Total Nivel I					56256
Total Nivel II, III y IV					54720
Total Azotea					45504

2.3. Cargas Temporales

Descripción	Niveles	Área (m2)	Peso unitario (kg/m2)	Peso (kg)
Carga viva uso de oficinas	I, II, III y IV	324	250	81000
Carga viva azotea	Azotea	324	200	64800
Total Niveles I, II, III y IV				81000
Total Azotea				64800

3. Determinación de Cortante Basal

3.1. Factores de Participación de Carga y Cortante Basal

Nivel	CP (kg)	CT (kg)	Factor participación	Uso	$W_{sismico}$ (kg)
1	218256	81000	0.150	Edificio	230406
2	216720	81000	0.150	Edificio	228870
3	216720	81000	0.150	Edificio	228870
4	216720	81000	0.150	Edificio	228870
5	179964	64800	0.000	Azotea	179964

Cortante Basal

118474 kg

4. Distribución de Fuerza Sísmica por Nivel y Cálculo del Periodo

4.1. Fuerza por nivel, desplazamientos y derivas

Nivel	1	2	3	4	5
Altura (cm)	3.500	3.000	3.000	3.000	3.000
Altura absoluta h_i (m)	3.500	6.500	9.500	12.500	15.500
Peso sísmico W_i (kg)	230406	228870	228870	228870	179964
$W_i * h_i$ (kg*cm)	806421	1487655	2174265	2860875	2789442
$W_i * h_i / \Sigma(W_i * h_i)$	0.080	0.147	0.215	0.283	0.276
Fuerza sísmica F_i (kg)	9442	17418	25457	33496	32660
Desplaz. Elástico δ_i^e (cm)	1.064	2.253	3.290	4.048	4.475

4.2. Determinación del periodo

Formulación Rayleigh

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1 \sum_{i=1}^N W_i (\delta_i^e)^2}{g \sum_{i=1}^N F_i \delta_i^e}}$$

Aceleración de la gravedad (cm/s²)

981

Nivel	W_i (kg)	$(\delta_i^e)^2$ (cm ²)	F_i (kg)	$W_i * (\delta_i^e)^2$ (kg*cm ²)	$F_i * \delta_i^e$ (kg*cm ²)
1	230406	1.132	9442	260793	10045
2	228870	5.077	17418	1162056	39248
3	228870	10.823	25457	2477011	83749
4	228870	16.388	33496	3750704	135600
5	179964	20.023	32660	3603408	146144
Σ				11253971	414787

Periodo Rayleigh (s)

1.045

Periodo Sap2000 (s)

1.015

Recálculo del FED

0.279

Recálculo del coeficiente sísmico

0.050

Factor ($FED_{nuevo} / FED_{inicial}$)

0.465

4.3. Recálculo del periodo

Nivel	Wi (kg)	$(\delta_i^e)^2$ (cm ²)	F _i (kg)	W _i * $(\delta_i^e)^2$ (kg*cm ²)	F _i * δ_i^e (kg*cm ²)
1	230406	0.243	4388	55886	2161
2	228870	1.088	8096	249071	8445
3	228870	2.320	11832	530871	18020
4	228870	3.513	15569	803935	29179
5	179964	4.292	15180	772320	31447
Σ				2412083	89252

Periodo Rayleigh (s)

1.043

Periodo Sap2000 (s)

1.015

Recálculo del FED

0.279

Factor (FED_{nuevo}/FED_{inicial})

1.002

Cortante Basal Final

55174 kg

4.4. Valores finales

Nivel	Wi (kg)	F _i (kg)
1	230406	4397
2	228870	8112
3	228870	11856
4	228870	15600
5	179964	15210
Σ		55174

4.5. Derivas inelásticas

Deriva inelástica permitida

2.000%

Nivel	δ_i^e (cm)	δ_i (cm)	Δ_i^e	Δ_i	Cumplimiento
1	0.493	4.137	0.141%	1.689%	Cumple
2	1.043	8.763	0.184%	2.203%	No cumple
3	1.523	12.793	0.160%	1.919%	Cumple
4	1.874	15.743	0.117%	1.405%	Cumple
Azotea	2.072	17.401	0.066%	0.790%	Cumple

Apéndice 2. Memoria de cálculo de columnas de concreto reforzado de los modelos M01 y M02.

Diseño de Columnas de Concreto Reforzado

1. Consideraciones generales

1.1. Ubicación de elemento

Columnas primer nivel M01	
Altura de la Columna (H)	3.50 m

1.2. Sección a utilizar

Sección seleccionada	C45x45cm	
Relación L/d	7.8	Ok
Relación b/h	1.0	Ok
Ancho mínimo (b_{min} ó h_{min})	33.0 cm	Ok

1.3. Propiedades y dimensiones de la sección

Ancho (b)	45.0 cm	Recubrimiento vert. (rec_2)	3.0 cm
Altura (h)	45.0 cm	Resistencia especif. (f'_c)	280 kg/cm ²
Altura efectiva acero tensión. (d)	39.0 cm	Fluencia acero flexión (f_y)	4200 kg/cm ²
Altura efectiva acero en comp. (d')	6.0 cm	Fluencia acero cortante (f_{ys})	4200 kg/cm ²
Recubrimiento horiz. (rec_1)	3.0 cm	Módulo E. acero (E_s)	2100000 kg/cm ²

1.4. Factores de reducción de resistencia y límites de deformación unitaria

Factor reducc. Resist. (Φ_b)	0.90
Factor reducc. Resist. (Φ_v)	0.75
Factor reducc. Resist. Tens. (Φ_t)	0.90
Factor reducc. Resist. Comp. (Φ_c)	0.65
Def. min. acero (ϵ_{smin})	0.002
Def. máx. concreto (ϵ_{cmax})	0.003

2. Verificación de elemento en flexocompresión

Carga última compresión (Pu)	192 ton	
Carga para flexocompresión	57 ton	Ok

3. Refuerzo longitudinal y Diagrama de Interacción

Capa	Varillas	As [cm ²]	d [cm]
5	5 num. 6	14.25	5.22
4	2 num. 6	5.70	13.86
3	2 num. 6	5.70	22.50
2	2 num. 6	5.70	31.14
1	5 num. 6	14.25	39.78

Aro transversal

Cuantía de acero máxima (ρ_{max})

Cuantía de acero mínima (ρ_{min})

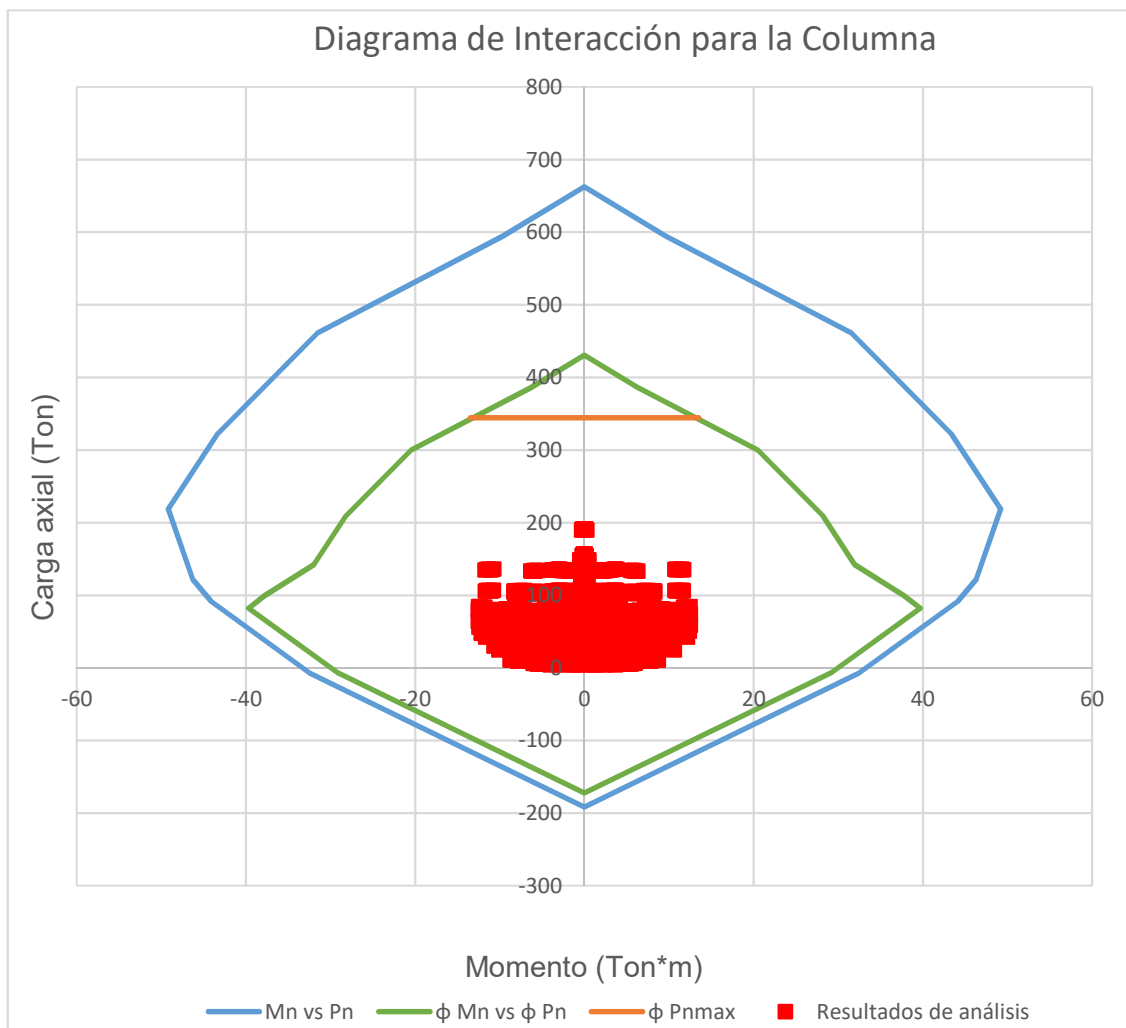
Cuantía de acero (ρ_g)

Espaciamiento entre varillas longitudinales

4
6.00%
1.00%
2.25%
6.7

Ok

Ok



4. Columna fuerte - viga débil

4.1. Capacidad en flexión de las columnas

Columna superior (M_n)	34.1 ton*m
Columna inferior (M_n)	34.1 ton*m

4.2. Capacidad en flexión de las vigas

Viga derecha (M_n -)	25.1 ton*m
Viga izquierda (M_n +)	15.1 ton*m

4.2. Cap. flexión columnas > 1.2 Cap. flexión vigas

$\Sigma M_{ncolumna} / \Sigma M_{nviga}$	1.70	Ok
--	------	----

5. Determinación del refuerzo transversal

5.1. Refuerzo transversal por confinamiento (cf) en L_o

Cortante en condición de doble curvatura (V_e)	26 ton	
Cortante que toma el concreto (V_c)	0 ton	
Cortante que toma el acero (V_s)	34 ton	
Cortante máximo que puede soportar la sección (V_{max})	78 ton	
Separación requerida para tomar cortante V_s o separación máx.	11.3 cm	
Separación utilizada	10.0 cm	Ok
Longitud de confinamiento especial L_o	58.3 cm	
Para regiones confinadas (extremos L_o):	60.0 cm	

Usar: **7 aros (núm. 4 @ 10 cm) + 1 amarres suplement. (núm. 4 @ 10 cm)**

$\Phi_v * V_n$	47 ton	Ok
----------------	--------	----

5.2. Refuerzo transversal por cortante (ct) en el resto de la columna

Cortante último de análisis (V_u)	7 ton	
Cortante que toma el concreto (V_c)	16 ton	
Cortante que toma el acero (V_s)	0 ton	
Cortante máximo que puede soportar la sección (V_{max})	78 ton	
Separación requerida para tomar cortante V_s o separación máx.	22.5 cm	
Separación utilizada	20.0 cm	Ok
Para regiones no confinadas (centro):	230 cm	
Usar:	11 aros (núm. 4 @ 20 cm) + 1 amarres suplement. (núm. 4 @ 20 cm)	
$\Phi_v * V_n$	35 ton	Ok

Diseño de Columnas de Concreto Reforzado

1. Consideraciones generales

1.1. Ubicación de elemento

Columnas niveles superiores M01	
Altura de la Columna (H)	3.00 m

1.2. Sección a utilizar

Sección seleccionada	C45x45cm	
Relación L/d	6.7	Ok
Relación b/h	1.0	Ok
Ancho mínimo (b_{\min} ó h_{\min})	33.0 cm	Ok

1.3. Propiedades y dimensiones de la sección

Ancho (b)	45.0 cm	Recubrimiento vert. (rec_2)	3.0 cm
Altura (h)	45.0 cm	Resistencia especif. (f'_c)	280 kg/cm ²
Altura efectiva acero tensión. (d)	39.0 cm	Fluencia acero flexión (f_y)	4200 kg/cm ²
Altura efectiva acero en comp.(d')	6.0 cm	Fluencia acero cortante (f_{ys})	4200 kg/cm ²
Recubrimiento horiz. (rec_1)	3.0 cm	Módulo E. acero (E_s)	2100000 kg/cm ²

1.4. Factores de reducción de resistencia y límites de deformación unitaria

Factor reducc. Resist. (Φ_b)	0.90
Factor reducc. Resist. (Φ_v)	0.75
Factor reducc. Resist. Tens. (Φ_t)	0.90
Factor reducc. Resist. Comp. (Φ_c)	0.65
Def. min. acero ($\epsilon_{s\min}$)	0.002
Def. máx. concreto ($\epsilon_{c\max}$)	0.003

2. Verificación de elemento en flexocompresión

Carga última compresión (Pu)	192 ton	
Carga para flexocompresión	57 ton	Ok

3. Refuerzo longitudinal y Diagrama de Interacción

Capa	Varillas	As [cm ²]	d [cm]
5	5 num. 6	14.25	5.22
4	2 num. 6	5.70	13.86
3	2 num. 6	5.70	22.50
2	2 num. 6	5.70	31.14
1	5 num. 6	14.25	39.78

Aro transversal

Cuantía de acero máxima (ρ_{max})

Cuantía de acero mínima (ρ_{min})

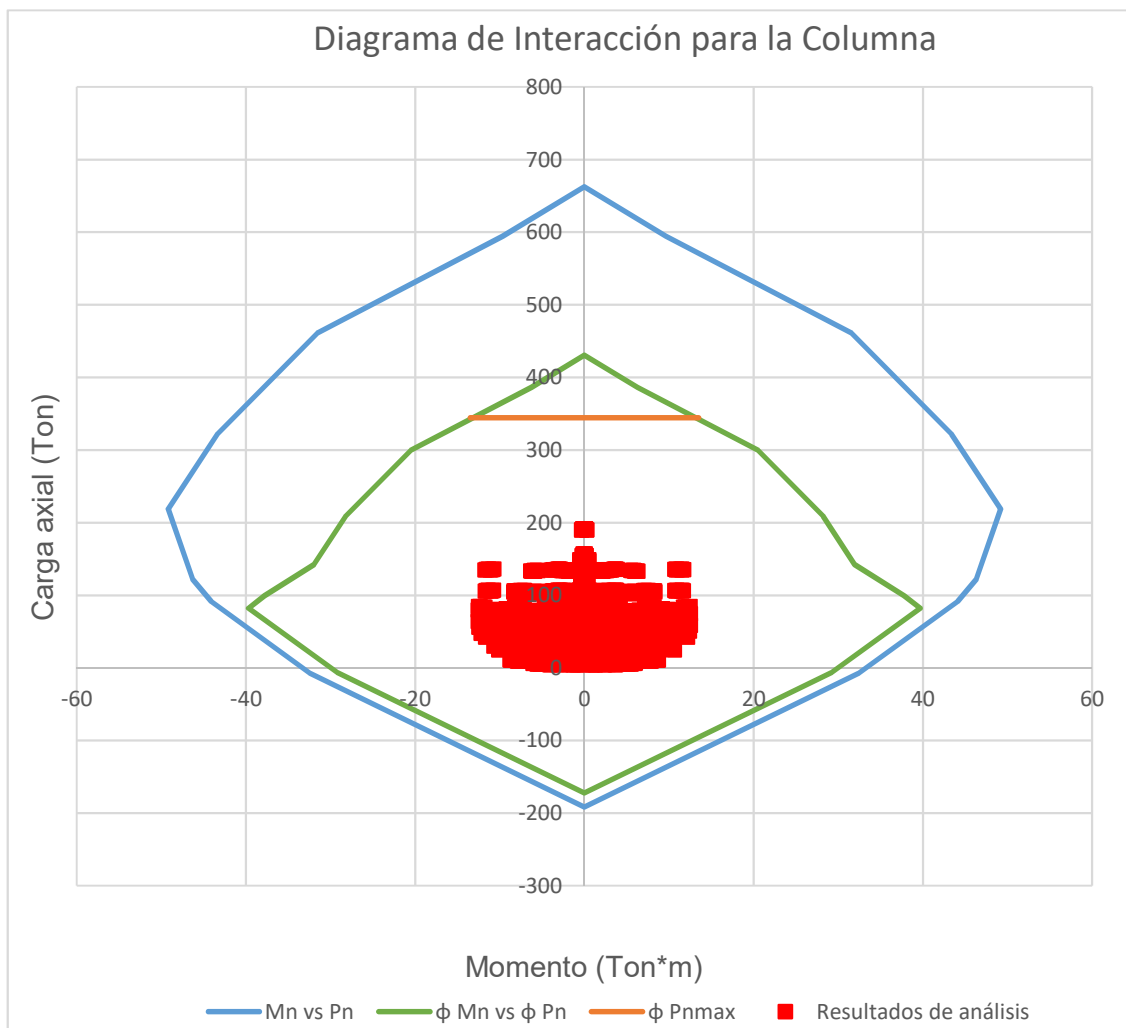
Cuantía de acero (ρ_g)

Espaciamiento entre varillas longitudinales

4
6.00%
1.00%
2.25%
6.7

Ok

Ok



4. Columna fuerte - viga débil

4.1. Capacidad en flexión de las columnas

Columna superior (M_n)	34.1 ton*m
Columna inferior (M_n)	34.1 ton*m

4.2. Capacidad en flexión de las vigas

Viga derecha (M_n -)	25.1 ton*m
Viga izquierda (M_n +))	15.1 ton*m

4.2. Cap. flexión columnas > 1.2 Cap. flexión vigas

$\Sigma M_{ncolumna} / \Sigma M_{nviga}$	1.70	Ok
--	------	----

5. Determinación del refuerzo transversal

5.1. Refuerzo transversal por confinamiento (cf) en L_o

Cortante en condición de doble curvatura (V_e)	30 ton	
Cortante que toma el concreto (V_c)	0 ton	
Cortante que toma el acero (V_s)	40 ton	
Cortante máximo que puede soportar la sección (V_{max})	78 ton	
Separación requerida para tomar cortante V_s o separación máx.	11.3 cm	
Separación utilizada	10.0 cm	Ok
Longitud de confinamiento especial L_o	50.0 cm	
Para regiones confinadas (extremos L_o):	50.0 cm	

Usar: **6 aros (núm. 4 @ 10 cm) + 1 amarres suplement. (núm. 4 @ 10 cm)**

$\Phi_v * V_n$	47 ton	Ok
----------------	--------	----

5.2. Refuerzo transversal por cortante (ct) en el resto de la columna

Cortante último de análisis (V_u)	7 ton	
Cortante que toma el concreto (V_c)	16 ton	
Cortante que toma el acero (V_s)	0 ton	
Cortante máximo que puede soportar la sección (V_{max})	78 ton	
Separación requerida para tomar cortante V_s o separación máx.	22.5 cm	
Separación utilizada	20.0 cm	Ok
Para regiones no confinadas (centro):	200 cm	
Usar:	9 aros (núm. 4 @ 20 cm) + 1 amarres suplement. (núm. 4 @ 20 cm)	
$\Phi_v * V_n$	35 ton	Ok

Diseño de Columnas de Concreto Reforzado

1. Consideraciones generales

1.1. Ubicación de elemento

Columnas primer nivel M02	
Altura de la Columna (H)	3.50 m

1.2. Sección a utilizar

Sección seleccionada	C40x40cm	
Relación L/d	8.8	Ok
Relación b/h	1.0	Ok
Ancho mínimo (b_{\min} ó h_{\min})	33.0 cm	Ok

1.3. Propiedades y dimensiones de la sección

Ancho (b)	40.0 cm	Recubrimiento vert. (rec_2)	3.0 cm
Altura (h)	40.0 cm	Resistencia especif. (f'_c)	280 kg/cm ²
Altura efectiva acero tensión. (d)	34.0 cm	Fluencia acero flexión (f_y)	4200 kg/cm ²
Altura efectiva acero en comp. (d')	6.0 cm	Fluencia acero cortante (f_{ys})	4200 kg/cm ²
Recubrimiento horiz. (rec_1)	3.0 cm	Módulo E. acero (E_s)	2100000 kg/cm ²

1.4. Factores de reducción de resistencia y límites de deformación unitaria

Factor reducc. Resist. (Φ_b)	0.90
Factor reducc. Resist. (Φ_v)	0.75
Factor reducc. Resist. Tens. (Φ_t)	0.90
Factor reducc. Resist. Comp. (Φ_c)	0.65
Def. min. acero ($\epsilon_{s\min}$)	0.002
Def. máx. concreto ($\epsilon_{c\max}$)	0.003

2. Verificación de elemento en flexocompresión

Carga última compresión (Pu)	200 ton	
Carga para flexocompresión	45 ton	Ok

3. Refuerzo longitudinal y Diagrama de Interacción

Capa	Varillas	As [cm ²]	d [cm]
4	2 num. 7 + 2 num. 6	13.46	5.38
3	2 num. 6	5.70	15.13
2	2 num. 6	5.70	24.87
1	2 num. 7 + 2 num. 6	13.46	34.62

Aro transversal

Cuantía de acero máxima (ρ_{max})

Cuantía de acero mínima (ρ_{min})

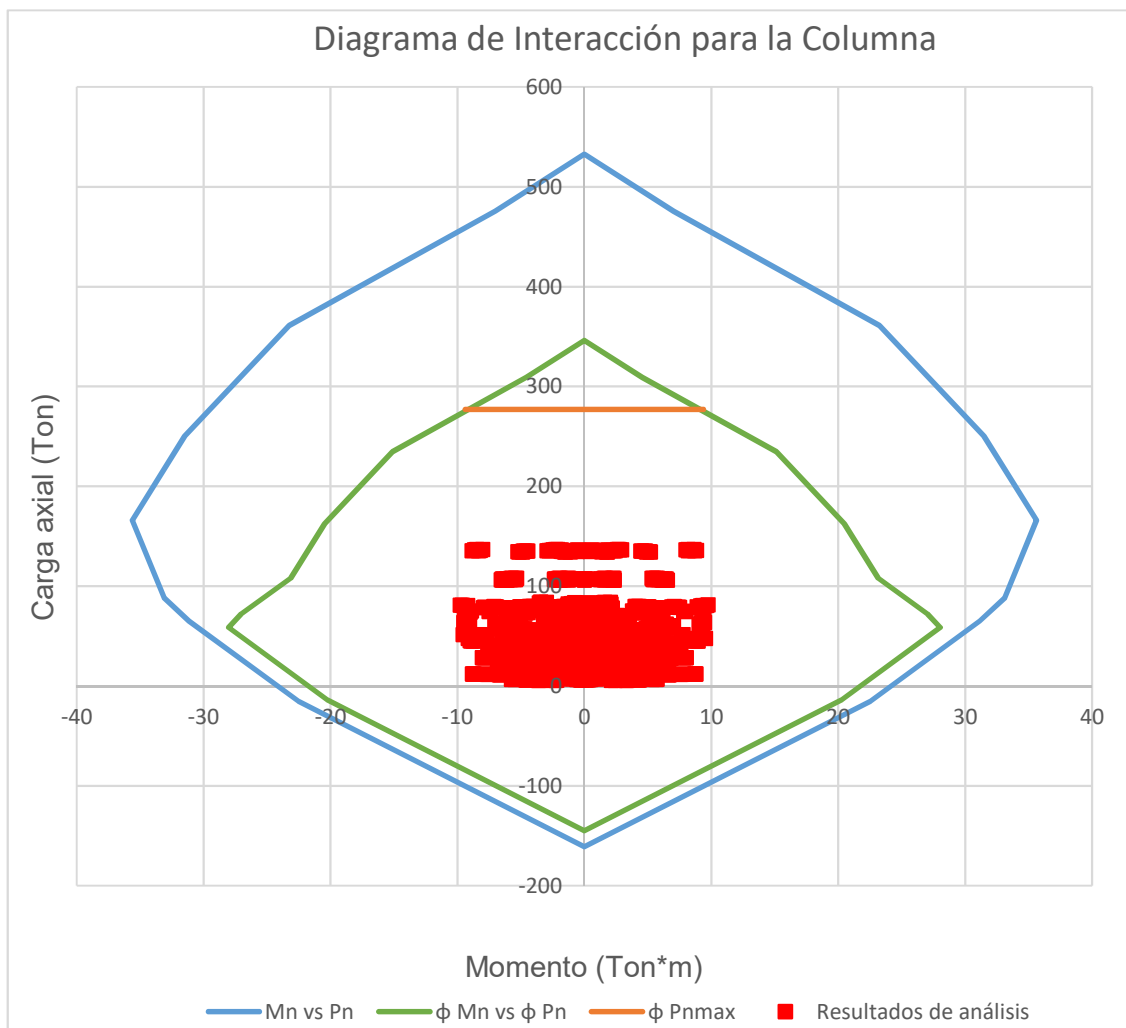
Cuantía de acero (ρ_g)

Espaciamiento entre varillas longitudinales

4
6.00%
1.00%
2.39%
7.7

Ok

Ok



4. Columna fuerte - viga débil

4.1. Capacidad en flexión de las columnas

Columna superior (M_n)	24.9 ton*m
Columna inferior (M_n)	24.9 ton*m

4.2. Capacidad en flexión de las vigas

Viga derecha (M_n -)	23.8 ton*m
Viga izquierda (M_n +))	13.3 ton*m

4.2. Cap. flexión columnas > 1.2 Cap. flexión vigas

$\Sigma M_{ncolumna} / \Sigma M_{nviga}$	1.34	Ok
--	------	----

5. Determinación del refuerzo transversal

5.1. Refuerzo transversal por confinamiento (cf) en L_o

Cortante en condición de doble curvatura (V_e)	16 ton	
Cortante que toma el concreto (V_c)	0 ton	
Cortante que toma el acero (V_s)	21 ton	
Cortante máximo que puede soportar la sección (V_{max})	61 ton	
Separación requerida para tomar cortante V_s o separación máx.	10.0 cm	
Separación utilizada	10.0 cm	Ok

Longitud de confinamiento especial L_o	58.3 cm
Para regiones confinadas (extremos L_o):	60.0 cm

Usar: **7 aros (núm. 4 @ 10 cm)**

$\Phi_v * V_n$	27 ton	Ok
----------------	--------	----

5.2. Refuerzo transversal por cortante (ct) en el resto de la columna

Cortante último de análisis (V_u)

7 ton

Cortante que toma el concreto (V_c)

12 ton

Cortante que toma el acero (V_s)

0 ton

Cortante máximo que puede soportar la sección (V_{max})

61 ton

Separación requerida para tomar cortante V_s o separación máx.

20.0 cm

Separación utilizada

20.0 cm

Ok

Para regiones no confinadas (centro):

230 cm

Usar: **11 aros (núm. 4 @ 20 cm)**

$\Phi_v * V_n$

23 ton

Ok

Diseño de Columnas de Concreto Reforzado

1. Consideraciones generales

1.1. Ubicación de elemento

Columnas niveles superiores M02	
Altura de la Columna (H)	3.00 m

1.2. Sección a utilizar

Sección seleccionada	C40x40cm	
Relación L/d	7.5	Ok
Relación b/h	1.0	Ok
Ancho mínimo (b_{\min} ó h_{\min})	33.0 cm	Ok

1.3. Propiedades y dimensiones de la sección

Ancho (b)	40.0 cm	Recubrimiento vert. (rec_2)	3.0 cm
Altura (h)	40.0 cm	Resistencia especif. (f'_c)	280 kg/cm ²
Altura efectiva acero tensión. (d)	34.0 cm	Fluencia acero flexión (f_y)	4200 kg/cm ²
Altura efectiva acero en comp.(d')	6.0 cm	Fluencia acero cortante (f_{ys})	4200 kg/cm ²
Recubrimiento horiz. (rec_1)	3.0 cm	Módulo E. acero (E_s)	2100000 kg/cm ²

1.4. Factores de reducción de resistencia y límites de deformación unitaria

Factor reducc. Resist. (Φ_b)	0.90
Factor reducc. Resist. (Φ_v)	0.75
Factor reducc. Resist. Tens. (Φ_t)	0.90
Factor reducc. Resist. Comp. (Φ_c)	0.65
Def. min. acero ($\epsilon_{s\min}$)	0.002
Def. máx. concreto ($\epsilon_{c\max}$)	0.003

2. Verificación de elemento en flexocompresión

Carga última compresión (Pu)	200 ton	
Carga para flexocompresión	45 ton	Ok

3. Refuerzo longitudinal y Diagrama de Interacción

Capa	Varillas	As [cm ²]	d [cm]
4	2 num. 7 + 2 num. 6	13.46	5.38
3	2 num. 6	5.70	15.13
2	2 num. 6	5.70	24.87
1	2 num. 7 + 2 num. 6	13.46	34.62

Aro transversal

Cuantía de acero máxima (ρ_{max})

Cuantía de acero mínima (ρ_{min})

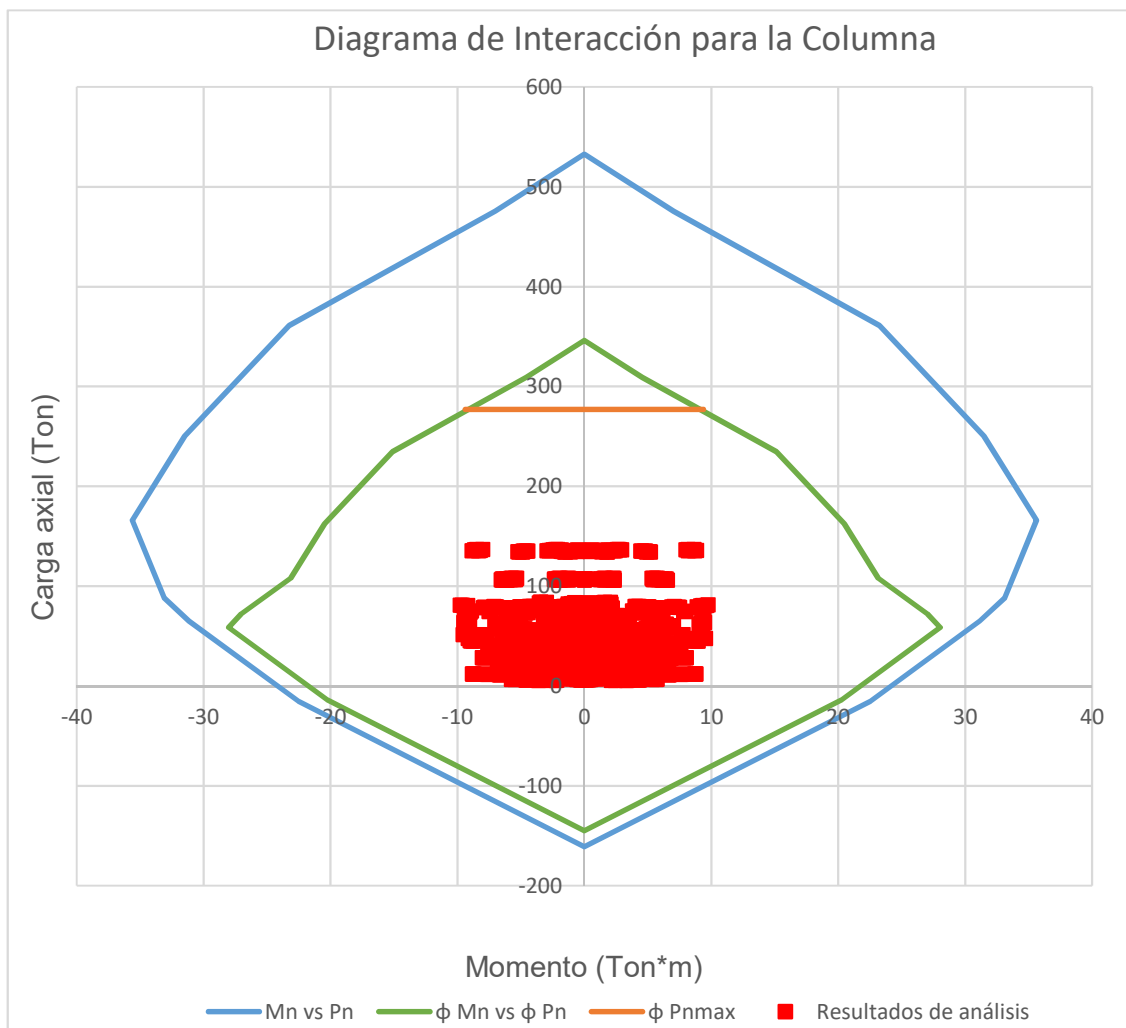
Cuantía de acero (ρ_g)

Espaciamiento entre varillas longitudinales

4
6.00%
1.00%
2.39%
7.7

Ok

Ok



4. Columna fuerte - viga débil

4.1. Capacidad en flexión de las columnas

Columna superior (M_n)	24.9 ton*m
Columna inferior (M_n)	24.9 ton*m

4.2. Capacidad en flexión de las vigas

Viga derecha (M_n -)	23.8 ton*m
Viga izquierda (M_n +))	13.3 ton*m

4.2. Cap. flexión columnas > 1.2 Cap. flexión vigas

$\Sigma M_{ncolumna} / \Sigma M_{nviga}$	1.34	Ok
--	------	----

5. Determinación del refuerzo transversal

5.1. Refuerzo transversal por confinamiento (cf) en L_o

Cortante en condición de doble curvatura (V_e)	18 ton	
Cortante que toma el concreto (V_c)	0 ton	
Cortante que toma el acero (V_s)	24 ton	
Cortante máximo que puede soportar la sección (V_{max})	61 ton	
Separación requerida para tomar cortante V_s o separación máx.	10.0 cm	
Separación utilizada	10.0 cm	Ok

Longitud de confinamiento especial L_o	50.0 cm
Para regiones confinadas (extremos L_o):	50.0 cm

Usar: **6 aros (núm. 4 @ 10 cm)**

$\Phi_v * V_n$	27 ton	Ok
----------------	--------	----

5.2. Refuerzo transversal por cortante (ct) en el resto de la columna

Cortante último de análisis (V_u)

7 ton

Cortante que toma el concreto (V_c)

12 ton

Cortante que toma el acero (V_s)

0 ton

Cortante máximo que puede soportar la sección (V_{max})

61 ton

Separación requerida para tomar cortante V_s o separación máx.

20.0 cm

Separación utilizada

20.0 cm

Ok

Para regiones no confinadas (centro):

200 cm

Usar: **9 aros (núm. 4 @ 20 cm)**

$\Phi_v * V_n$

23 ton

Ok

Apéndice 3. Memoria de cálculo de vigas de concreto reforzado de los modelos M01 y M02.

Diseño de Vigas de Concreto Reforzado

1. Consideraciones generales

1.1. Ubicación de elemento

Vigas de carga VC01 M01	
Longitud de la viga (L)	5.55 m
Condición de apoyos	Simplemente apoyada

1.2. Sección a utilizar

Sección seleccionada	V50x25cm	
Peralte mínimo (h_{min})	34.7 cm	Ok
Ancho mínimo (b_{min})	20.0 cm	Ok
Relación b/h	0.50	Ok

1.3. Propiedades y dimensiones de la sección

Ancho (b)	25.0 cm	Recubrimiento vert. (rec_2)	3.0 cm
Altura (h)	50.0 cm	Resistencia especif. (f'_c)	280 kg/cm ²
Altura efectiva acero tensión. (d)	45.0 cm	Fluencia acero flexión (f_y)	4200 kg/cm ²
Altura efectiva acero en comp.(d')	5.0 cm	Fluencia acero cortante (f_{ys})	4200 kg/cm ²
Recubrimiento horiz. (rec_1)	3.0 cm	Módulo E. acero (E_s)	2100000 kg/cm ²

1.4. Factores de reducción de resistencia y límites de deformación unitaria

Factor reducc. Resist. (Φ_b)	0.90
Factor reducc. Resist. (Φ_v)	0.75
Def. min. acero (ϵ_{smin})	0.005
Def. máx. concreto (ϵ_{cmax})	0.003

2. Efectos por cargas aplicadas (CSCR, 2010)

Mu (+)	Mu (-)	Vu (2-2)	CP	CT	$f_1 * f_R$
10174 kg-m	20745 kg-m	19555 kg	3000 kg/m	1500 kg/m	0.5

3. Cálculo de acero por flexión

3.1. Momento positivo

Momento por concreto (M_{uc})	-	
Momento por acero compresión (M_{us})	-	
Acero requerido en compresión (A'_s)	-	
Cuantía de acero en compresión (ρ')	-	
Acero requerido en tensión ajustado (A_s)	6.29 cm ²	
Cuantía de acero (ρ)	0.006	
Cuantía de acero máxima (ρ_{max})	0.018	Ok

3.2. Momento negativo

Momento por concreto (M_{uc})	-	
Momento por acero compresión (M_{us})	-	
Acero requerido en compresión (A'_s)	-	
Cuantía de acero en compresión (ρ')	-	
Acero requerido en tensión ajustado (A_s)	13.66 cm ²	
Cuantía de acero (ρ)	0.012	
Cuantía de acero máxima (ρ_{max})	0.018	Ok

3.3. Verificación del acero y varillas seleccionadas

3.3.1. Para momento positivo

Refuerzo en tensión

Se utiliza:

3 varillas num. 6

Espaciado requerido entre varillas
Espaciado real menor entre varillas
Área de acero en tensión (A_s)
Refuerzo en compresión

2.50 cm	
5.69 cm	Ok
8.55 cm ²	Ok

Se utiliza:

2 varillas num. 6

Espaciado requerido entre varillas
Espaciado real menor entre varillas

2.50 cm	
13.29 cm	Ok

Área de acero en compresión (A'_s)
Cuantía de acero máxima (ρ_{max})
Cuantía de acero (ρ)

5.70 cm ²	
0.018	
0.008	Ok

Φ_b

0.90	
------	--

$\Phi_b * M_n$

13569 kg-m	Ok
------------	----

3.3.2. Para momento negativo

Refuerzo en tensión

Se utiliza:

4 varillas num. 6 + 2 varillas num. 5

Espaciado requerido entre varillas

2.50 cm

Espaciado real menor entre varillas

3.16 cm

Ok

Área de acero en tensión (A_s)

15.36 cm²

Ok

Refuerzo en compresión

Se utiliza:

3 varillas num. 6

Espaciado requerido entre varillas

2.50 cm

Espaciado real menor entre varillas

5.69 cm

Ok

Área de acero en compresión (A'_s)

8.55 cm²

Cuantía de acero máxima (ρ_{max})

0.018

Cuantía de acero (ρ)

0.014

Ok

Φ_b

0.90

$\Phi_b * M_n$

22605 kg-m

Ok

4. Cálculo de acero por cortante

Cortante en viga en condición de doble curvatura (V_e)

17695 kg

Cortante considerado para el concreto en zonas de confinam. espec.

0 kg

Cortante considerado para el concreto en otras zonas (V_c)

8096 kg

Cortante máximo que puede soportar la sección (V_{max})

47534 kg

Cantidad de ramas para tomar cortante

2

Número de varilla en aros

3

Separación requerida de aros en zona de confinamiento especial

10.10 cm

Separación requerida de aros en otras zonas

14.70 cm

Separación máxima zona confinamiento especial

11.09 cm

Separación máxima en otras zonas

22.10 cm

Separación utilizada en zonas de confinamiento especial

10.00 cm

OK

Separación utilizada en otras zonas

14.00 cm

OK

$\Phi_v * V_n$ (mínimo)

19912 kg

Ok

Diseño de Vigas de Concreto Reforzado

1. Consideraciones generales

1.1. Ubicación de elemento

Vigas de carga VC02 M01	
Longitud de la viga (L)	5.55 m
Condición de apoyos	Simplemente apoyada

1.2. Sección a utilizar

Sección seleccionada	V50x25cm	
Peralte mínimo (h_{min})	34.7 cm	Ok
Ancho mínimo (b_{min})	20.0 cm	Ok
Relación b/h	0.50	Ok

1.3. Propiedades y dimensiones de la sección

Ancho (b)	25.0 cm	Recubrimiento vert. (rec_2)	3.0 cm
Altura (h)	50.0 cm	Resistencia especif. (f'_c)	280 kg/cm ²
Altura efectiva acero tensión. (d)	45.0 cm	Fluencia acero flexión (f_y)	4200 kg/cm ²
Altura efectiva acero en comp.(d')	5.0 cm	Fluencia acero cortante (f_{ys})	4200 kg/cm ²
Recubrimiento horiz. (rec_1)	3.0 cm	Módulo E. acero (E_s)	2100000 kg/cm ²

1.4. Factores de reducción de resistencia y límites de deformación unitaria

Factor reducc. Resist. (Φ_b)	0.90
Factor reducc. Resist. (Φ_v)	0.75
Def. min. acero (ϵ_{smin})	0.005
Def. máx. concreto (ϵ_{cmax})	0.003

2. Efectos por cargas aplicadas (CSCR, 2010)

Mu (+)	Mu (-)	Vu (2-2)	CP	CT	$f_1 * f_R$
5779 kg-m	15209 kg-m	10333 kg	1500 kg/m	750 kg/m	0.5

3. Cálculo de acero por flexión

3.1. Momento positivo

Momento por concreto (M_{uc})	-	
Momento por acero compresión (M_{us})	-	
Acero requerido en compresión (A'_s)	-	
Cuantía de acero en compresión (ρ')	-	
Acero requerido en tensión ajustado (A_s)	3.49 cm ²	
Cuantía de acero (ρ)	0.003	
Cuantía de acero máxima (ρ_{max})	0.018	Ok

3.2. Momento negativo

Momento por concreto (M_{uc})	-	
Momento por acero compresión (M_{us})	-	
Acero requerido en compresión (A'_s)	-	
Cuantía de acero en compresión (ρ')	-	
Acero requerido en tensión ajustado (A_s)	9.68 cm ²	
Cuantía de acero (ρ)	0.009	
Cuantía de acero máxima (ρ_{max})	0.018	Ok

3.3. Verificación del acero y varillas seleccionadas

3.3.1. Para momento positivo

Refuerzo en tensión

Se utiliza:

2 varillas num. 6

Espaciado requerido entre varillas	2.50 cm	
Espaciado real menor entre varillas	13.29 cm	Ok
Área de acero en tensión (A_s)	5.70 cm ²	Ok

Refuerzo en compresión

Se utiliza:

2 varillas num. 6

Espaciado requerido entre varillas	2.50 cm	
Espaciado real menor entre varillas	13.29 cm	Ok

Área de acero en compresión (A'_s)

Cuantía de acero máxima (ρ_{max})

Cuantía de acero (ρ)

Φ_b

$\Phi_b * M_n$

5.70 cm ²	
0.018	
0.005	Ok
0.90	
9263 kg-m	Ok

3.3.2. Para momento negativo

Refuerzo en tensión

Se utiliza:

4 varillas num. 6

Espaciado requerido entre varillas

2.50 cm

Espaciado real menor entre varillas

3.16 cm

Ok

Área de acero en tensión (A_s)

11.40 cm²

Ok

Refuerzo en compresión

Se utiliza:

2 varillas num. 6

Espaciado requerido entre varillas

2.50 cm

Espaciado real menor entre varillas

13.29 cm

Ok

Área de acero en compresión (A'_s)

5.70 cm²

Cuantía de acero máxima (ρ_{max})

0.018

Cuantía de acero (ρ)

0.010

Ok

Φ_b

0.90

$\Phi_b * M_n$

17659 kg-m

Ok

4. Cálculo de acero por cortante

Cortante en viga en condición de doble curvatura (V_e)

10999 kg

Cortante considerado para el concreto en zonas de confinam. espec.

0 kg

Cortante considerado para el concreto en otras zonas (V_c)

8689 kg

Cortante máximo que puede soportar la sección (V_{max})

48700 kg

Cantidad de ramas para tomar cortante

2

Número de varilla en aros

3

Separación requerida de aros en zona de confinamiento especial

18.30 cm

Separación requerida de aros en otras zonas

52.90 cm

Separación máxima zona confinamiento especial

11.25 cm

Separación máxima en otras zonas

22.50 cm

Separación utilizada en zonas de confinamiento especial

10.00 cm

OK

Separación utilizada en otras zonas

20.00 cm

OK

$\Phi_v * V_n$ (mínimo)

16617 kg

Ok

Diseño de Vigas de Concreto Reforzado

1. Consideraciones generales

1.1. Ubicación de elemento

Vigas de amarre VA01 M01	
Longitud de la viga (L)	5.55 m
Condición de apoyos	Simplemente apoyada

1.2. Sección a utilizar

Sección seleccionada	V50x25cm	
Peralte mínimo (h_{min})	34.7 cm	Ok
Ancho mínimo (b_{min})	20.0 cm	Ok
Relación b/h	0.50	Ok

1.3. Propiedades y dimensiones de la sección

Ancho (b)	25.0 cm	Recubrimiento vert. (rec_2)	3.0 cm
Altura (h)	50.0 cm	Resistencia especif. (f'_c)	280 kg/cm ²
Altura efectiva acero tensión. (d)	45.0 cm	Fluencia acero flexión (f_y)	4200 kg/cm ²
Altura efectiva acero en comp.(d')	5.0 cm	Fluencia acero cortante (f_{ys})	4200 kg/cm ²
Recubrimiento horiz. (rec_1)	3.0 cm	Módulo E. acero (E_s)	2100000 kg/cm ²

1.4. Factores de reducción de resistencia y límites de deformación unitaria

Factor reducc. Resist. (Φ_b)	0.90
Factor reducc. Resist. (Φ_v)	0.75
Def. min. acero (ϵ_{smin})	0.005
Def. máx. concreto (ϵ_{cmax})	0.003

2. Efectos por cargas aplicadas (CSCR, 2010)

Mu (+)	Mu (-)	Vu (2-2)	CP	CT	$f_1 * f_R$
7759 kg-m	9646 kg-m	3772 kg	0 kg/m	0 kg/m	0.5

3. Cálculo de acero por flexión

3.1. Momento positivo

Momento por concreto (M_{uc})	-	
Momento por acero compresión (M_{us})	-	
Acero requerido en compresión (A'_s)	-	
Cuantía de acero en compresión (ρ')	-	
Acero requerido en tensión ajustado (A_s)	4.74 cm ²	
Cuantía de acero (ρ)	0.004	
Cuantía de acero máxima (ρ_{max})	0.018	Ok

3.2. Momento negativo

Momento por concreto (M_{uc})	-	
Momento por acero compresión (M_{us})	-	
Acero requerido en compresión (A'_s)	-	
Cuantía de acero en compresión (ρ')	-	
Acero requerido en tensión ajustado (A_s)	5.95 cm ²	
Cuantía de acero (ρ)	0.005	
Cuantía de acero máxima (ρ_{max})	0.018	Ok

3.3. Verificación del acero y varillas seleccionadas

3.3.1. Para momento positivo

Refuerzo en tensión

Se utiliza:

2 varillas num. 6

Espaciado requerido entre varillas	2.50 cm	
Espaciado real menor entre varillas	13.29 cm	Ok
Área de acero en tensión (A_s)	5.70 cm ²	Ok

Refuerzo en compresión

Se utiliza:

2 varillas num. 6

Espaciado requerido entre varillas	2.50 cm	
Espaciado real menor entre varillas	13.29 cm	Ok

Área de acero en compresión (A'_s)

Área de acero en compresión (A'_s)	5.70 cm ²	
Cuantía de acero máxima (ρ_{max})	0.018	
Cuantía de acero (ρ)	0.005	Ok
Φ_b	0.90	
$\Phi_b * M_n$	9263 kg-m	Ok

3.3.2. Para momento negativo

Refuerzo en tensión

Se utiliza:

2 varillas num. 6 + 1 varillas num. 5

Espaciado requerido entre varillas

2.50 cm

Espaciado real menor entre varillas

5.85 cm

Ok

Área de acero en tensión (A_s)

7.68 cm²

Ok

Refuerzo en compresión

Se utiliza:

2 varillas num. 6

Espaciado requerido entre varillas

2.50 cm

Espaciado real menor entre varillas

13.29 cm

Ok

Área de acero en compresión (A'_s)

5.70 cm²

Cuantía de acero máxima (ρ_{max})

0.018

Cuantía de acero (ρ)

0.007

Ok

Φ_b

0.90

$\Phi_b * M_n$

12276 kg-m

Ok

4. Cálculo de acero por cortante

Cortante en viga en condición de doble curvatura (V_e)

5204 kg

Cortante considerado para el concreto en zonas de confinam. espec.

0 kg

Cortante considerado para el concreto en otras zonas (V_c)

9224 kg

Cortante máximo que puede soportar la sección (V_{max})

49235 kg

Cantidad de ramas para tomar cortante

2

Número de varilla en aros

3

Separación requerida de aros en zona de confinamiento especial

38.80 cm

Separación requerida de aros en otras zonas

68.00 cm

Separación máxima zona confinamiento especial

11.25 cm

Separación máxima en otras zonas

22.50 cm

Separación utilizada en zonas de confinamiento especial

10.00 cm

OK

Separación utilizada en otras zonas

20.00 cm

OK

$\Phi_v * V_n$ (mínimo)

17018 kg

Ok

Diseño de Vigas de Concreto Reforzado

1. Consideraciones generales

1.1. Ubicación de elemento

Vigas de carga VC01 M02	
Longitud de la viga (L)	5.60 m
Condición de apoyos	Simplemente apoyada

1.2. Sección a utilizar

Sección seleccionada	V45x25cm	
Peralte mínimo (h_{min})	35.0 cm	Ok
Ancho mínimo (b_{min})	20.0 cm	Ok
Relación b/h	0.56	Ok

1.3. Propiedades y dimensiones de la sección

Ancho (b)	25.0 cm	Recubrimiento vert. (rec_2)	3.0 cm
Altura (h)	45.0 cm	Resistencia especif. (f'_c)	280 kg/cm ²
Altura efectiva acero tensión. (d)	40.0 cm	Fluencia acero flexión (f_y)	4200 kg/cm ²
Altura efectiva acero en comp.(d')	5.0 cm	Fluencia acero cortante (f_{ys})	4200 kg/cm ²
Recubrimiento horiz. (rec_1)	3.0 cm	Módulo E. acero (E_s)	2100000 kg/cm ²

1.4. Factores de reducción de resistencia y límites de deformación unitaria

Factor reducc. Resist. (Φ_b)	0.90
Factor reducc. Resist. (Φ_v)	0.75
Def. min. acero (ϵ_{smin})	0.005
Def. máx. concreto (ϵ_{cmax})	0.003

2. Efectos por cargas aplicadas (CSCR, 2010)

Mu (+)	Mu (-)	Vu (2-2)	CP	CT	$f_1 * f_R$
10186 kg-m	19933 kg-m	19526 kg	3000 kg/m	1500 kg/m	0.5

3. Cálculo de acero por flexión

3.1. Momento positivo

Momento por concreto (M_{uc})	-	
Momento por acero compresión (M_{us})	-	
Acero requerido en compresión (A'_s)	-	
Cuantía de acero en compresión (ρ')	-	
Acero requerido en tensión ajustado (A_s)	7.19 cm ²	
Cuantía de acero (ρ)	0.007	
Cuantía de acero máxima (ρ_{max})	0.018	Ok

3.2. Momento negativo

Momento por concreto (M_{uc})	-	
Momento por acero compresión (M_{us})	-	
Acero requerido en compresión (A'_s)	-	
Cuantía de acero en compresión (ρ')	-	
Acero requerido en tensión ajustado (A_s)	15.23 cm ²	
Cuantía de acero (ρ)	0.015	
Cuantía de acero máxima (ρ_{max})	0.018	Ok

3.3. Verificación del acero y varillas seleccionadas

3.3.1. Para momento positivo

Refuerzo en tensión

Se utiliza:

3 varillas num. 6

Espaciado requerido entre varillas
Espaciado real menor entre varillas
Área de acero en tensión (A_s)
Refuerzo en compresión

2.50 cm	
5.69 cm	Ok
8.55 cm ²	Ok

Se utiliza:

2 varillas num. 6

Espaciado requerido entre varillas
Espaciado real menor entre varillas

2.50 cm	
13.29 cm	Ok

Área de acero en compresión (A'_s)
Cuantía de acero máxima (ρ_{max})
Cuantía de acero (ρ)

5.70 cm ²	
0.018	
0.009	Ok
0.90	
11953 kg-m	Ok

Φ_b

$\Phi_b * M_n$

3.3.2. Para momento negativo

Refuerzo en tensión

Se utiliza:

4 varillas num. 6 + 2 varillas num. 6

Espaciado requerido entre varillas

2.50 cm

Espaciado real menor entre varillas

3.16 cm

Ok

Área de acero en tensión (A_s)

17.10 cm²

Ok

Refuerzo en compresión

Se utiliza:

3 varillas num. 6

Espaciado requerido entre varillas

2.50 cm

Espaciado real menor entre varillas

5.69 cm

Ok

Área de acero en compresión (A'_s)

8.55 cm²

Cuantía de acero máxima (ρ_{max})

0.018

Cuantía de acero (ρ)

0.017

Ok

Φ_b

0.90

$\Phi_b * M_n$

21417 kg-m

Ok

4. Cálculo de acero por cortante

Cortante en viga en condición de doble curvatura (V_e)

17109 kg

Cortante considerado para el concreto en zonas de confinam. espec.

0 kg

Cortante considerado para el concreto en otras zonas (V_c)

6206 kg

Cortante máximo que puede soportar la sección (V_{max})

41030 kg

Cantidad de ramas para tomar cortante

2

Número de varilla en aros

3

Separación requerida de aros en zona de confinamiento especial

9.00 cm

Separación requerida de aros en otras zonas

11.80 cm

Separación máxima zona confinamiento especial

9.79 cm

Separación máxima en otras zonas

19.50 cm

Separación utilizada en zonas de confinamiento especial

8.50 cm

OK

Separación utilizada en otras zonas

10.00 cm

OK

$\Phi_v * V_n$ (mínimo)

20685 kg

Ok

Diseño de Vigas de Concreto Reforzado

1. Consideraciones generales

1.1. Ubicación de elemento

Vigas de carga VC02 M02	
Longitud de la viga (L)	5.60 m
Condición de apoyos	Simplemente apoyada

1.2. Sección a utilizar

Sección seleccionada	V45x25cm	
Peralte mínimo (h_{min})	35.0 cm	Ok
Ancho mínimo (b_{min})	20.0 cm	Ok
Relación b/h	0.56	Ok

1.3. Propiedades y dimensiones de la sección

Ancho (b)	25.0 cm	Recubrimiento vert. (rec_2)	3.0 cm
Altura (h)	45.0 cm	Resistencia especif. (f'_c)	280 kg/cm ²
Altura efectiva acero tensión. (d)	40.0 cm	Fluencia acero flexión (f_y)	4200 kg/cm ²
Altura efectiva acero en comp.(d')	5.0 cm	Fluencia acero cortante (f_{ys})	4200 kg/cm ²
Recubrimiento horiz. (rec_1)	3.0 cm	Módulo E. acero (E_s)	2100000 kg/cm ²

1.4. Factores de reducción de resistencia y límites de deformación unitaria

Factor reducc. Resist. (Φ_b)	0.90
Factor reducc. Resist. (Φ_v)	0.75
Def. min. acero (ϵ_{smin})	0.005
Def. máx. concreto (ϵ_{cmax})	0.003

2. Efectos por cargas aplicadas (CSCR, 2010)

Mu (+)	Mu (-)	Vu (2-2)	CP	CT	$f_1 * f_R$
5360 kg-m	13535 kg-m	10268 kg	1500 kg/m	750 kg/m	0.5

3. Cálculo de acero por flexión

3.1. Momento positivo

Momento por concreto (M_{uc})	-	
Momento por acero compresión (M_{us})	-	
Acero requerido en compresión (A'_s)	-	
Cuantía de acero en compresión (ρ')	-	
Acero requerido en tensión ajustado (A_s)	3.66 cm ²	
Cuantía de acero (ρ)	0.004	
Cuantía de acero máxima (ρ_{max})	0.018	Ok

3.2. Momento negativo

Momento por concreto (M_{uc})	-	
Momento por acero compresión (M_{us})	-	
Acero requerido en compresión (A'_s)	-	
Cuantía de acero en compresión (ρ')	-	
Acero requerido en tensión ajustado (A_s)	9.80 cm ²	
Cuantía de acero (ρ)	0.010	
Cuantía de acero máxima (ρ_{max})	0.018	Ok

3.3. Verificación del acero y varillas seleccionadas

3.3.1. Para momento positivo

Refuerzo en tensión

Se utiliza:

2 varillas num. 6

Espaciado requerido entre varillas	2.50 cm	
Espaciado real menor entre varillas	13.29 cm	Ok
Área de acero en tensión (A_s)	5.70 cm ²	Ok

Refuerzo en compresión

Se utiliza:

2 varillas num. 6

Espaciado requerido entre varillas	2.50 cm	
Espaciado real menor entre varillas	13.29 cm	Ok

Área de acero en compresión (A'_s)

Cuantía de acero máxima (ρ_{max})

Cuantía de acero (ρ)

Φ_b

$\Phi_b * M_n$

5.70 cm ²	
0.018	
0.006	Ok
0.90	
8186 kg-m	Ok

3.3.2. Para momento negativo

Refuerzo en tensión

Se utiliza:

4 varillas num. 6

Espaciado requerido entre varillas

2.50 cm

Espaciado real menor entre varillas

3.16 cm

Ok

Área de acero en tensión (A_s)

11.40 cm²

Ok

Refuerzo en compresión

Se utiliza:

2 varillas num. 6

Espaciado requerido entre varillas

2.50 cm

Espaciado real menor entre varillas

13.29 cm

Ok

Área de acero en compresión (A'_s)

5.70 cm²

Cuantía de acero máxima (ρ_{max})

0.018

Cuantía de acero (ρ)

0.011

Ok

Φ_b

0.90

$\Phi_b * M_n$

15504 kg-m

Ok

4. Cálculo de acero por cortante

Cortante en viga en condición de doble curvatura (V_e)

10244 kg

Cortante considerado para el concreto en zonas de confinam. espec.

0 kg

Cortante considerado para el concreto en otras zonas (V_c)

7473 kg

Cortante máximo que puede soportar la sección (V_{max})

43038 kg

Cantidad de ramas para tomar cortante

2

Número de varilla en aros

3

Separación requerida de aros en zona de confinamiento especial

17.40 cm

Separación requerida de aros en otras zonas

38.50 cm

Separación máxima zona confinamiento especial

10.00 cm

Separación máxima en otras zonas

20.00 cm

Separación utilizada en zonas de confinamiento especial

10.00 cm

OK

Separación utilizada en otras zonas

20.00 cm

OK

$\Phi_v * V_n$ (mínimo)

14583 kg

Ok

Diseño de Vigas de Concreto Reforzado

1. Consideraciones generales

1.1. Ubicación de elemento

Vigas de amarre VA01 M02	
Longitud de la viga (L)	5.60 m
Condición de apoyos	Simplemente apoyada

1.2. Sección a utilizar

Sección seleccionada	V45x25cm	
Peralte mínimo (h_{min})	35.0 cm	Ok
Ancho mínimo (b_{min})	20.0 cm	Ok
Relación b/h	0.56	Ok

1.3. Propiedades y dimensiones de la sección

Ancho (b)	25.0 cm	Recubrimiento vert. (rec_2)	3.0 cm
Altura (h)	45.0 cm	Resistencia especif. (f'_c)	280 kg/cm ²
Altura efectiva acero tensión. (d)	40.0 cm	Fluencia acero flexión (f_y)	4200 kg/cm ²
Altura efectiva acero en comp.(d')	5.0 cm	Fluencia acero cortante (f_{ys})	4200 kg/cm ²
Recubrimiento horiz. (rec_1)	3.0 cm	Módulo E. acero (E_s)	2100000 kg/cm ²

1.4. Factores de reducción de resistencia y límites de deformación unitaria

Factor reducc. Resist. (Φ_b)	0.90
Factor reducc. Resist. (Φ_v)	0.75
Def. min. acero (ϵ_{smin})	0.005
Def. máx. concreto (ϵ_{cmax})	0.003

2. Efectos por cargas aplicadas (CSCR, 2010)

Mu (+)	Mu (-)	Vu (2-2)	CP	CT	$f_1 * f_R$
6154 kg-m	7827 kg-m	3113 kg	0 kg/m	0 kg/m	0.5

3. Cálculo de acero por flexión

3.1. Momento positivo

Momento por concreto (M_{uc})	-	
Momento por acero compresión (M_{us})	-	
Acero requerido en compresión (A'_s)	-	
Cuantía de acero en compresión (ρ')	-	
Acero requerido en tensión ajustado (A_s)	4.23 cm ²	
Cuantía de acero (ρ)	0.004	
Cuantía de acero máxima (ρ_{max})	0.018	Ok

3.2. Momento negativo

Momento por concreto (M_{uc})	-	
Momento por acero compresión (M_{us})	-	
Acero requerido en compresión (A'_s)	-	
Cuantía de acero en compresión (ρ')	-	
Acero requerido en tensión ajustado (A_s)	5.44 cm ²	
Cuantía de acero (ρ)	0.005	
Cuantía de acero máxima (ρ_{max})	0.018	Ok

3.3. Verificación del acero y varillas seleccionadas

3.3.1. Para momento positivo

Refuerzo en tensión

Se utiliza:

2 varillas num. 6

Espaciado requerido entre varillas	2.50 cm	
Espaciado real menor entre varillas	13.29 cm	Ok
Área de acero en tensión (A_s)	5.70 cm ²	Ok

Refuerzo en compresión

Se utiliza:

2 varillas num. 6

Espaciado requerido entre varillas	2.50 cm	
Espaciado real menor entre varillas	13.29 cm	Ok

Área de acero en compresión (A'_s)

Cuantía de acero máxima (ρ_{max})

Cuantía de acero (ρ)

Φ_b

$\Phi_b * M_n$

5.70 cm ²	
0.018	
0.006	Ok
0.90	
8186 kg-m	Ok

3.3.2. Para momento negativo

Refuerzo en tensión

Se utiliza:

2 varillas num. 6 + 1 varillas num. 5

Espaciado requerido entre varillas

2.50 cm

Espaciado real menor entre varillas

5.85 cm

Ok

Área de acero en tensión (A_s)

7.68 cm²

Ok

Refuerzo en compresión

Se utiliza:

2 varillas num. 6

Espaciado requerido entre varillas

2.50 cm

Espaciado real menor entre varillas

13.29 cm

Ok

Área de acero en compresión (A'_s)

5.70 cm²

Cuantía de acero máxima (ρ_{max})

0.018

Cuantía de acero (ρ)

0.008

Ok

Φ_b

0.90

$\Phi_b * M_n$

10825 kg-m

Ok

4. Cálculo de acero por cortante

Cortante en viga en condición de doble curvatura (V_e)

4497 kg

Cortante considerado para el concreto en zonas de confinam. espec.

0 kg

Cortante considerado para el concreto en otras zonas (V_c)

8127 kg

Cortante máximo que puede soportar la sección (V_{max})

43692 kg

Cantidad de ramas para tomar cortante

2

Número de varilla en aros

3

Separación requerida de aros en zona de confinamiento especial

39.90 cm

Separación requerida de aros en otras zonas

68.00 cm

Separación máxima zona confinamiento especial

10.00 cm

Separación máxima en otras zonas

20.00 cm

Separación utilizada en zonas de confinamiento especial

10.00 cm

OK

Separación utilizada en otras zonas

20.00 cm

OK

$\Phi_v * V_n$ (mínimo)

15073 kg

Ok