



**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL
ECUADOR**

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROYECTO DE TITULACIÓN

PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:

**MAGÍSTER EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN
ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES**

TEMA:

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA DUCTILIDAD DE COLUMNAS
COMPUESTAS DE ACERO RELLENAS DE HORMIGÓN, Y
COLUMNAS HUECAS DE ACERO DE UN EDIFICIO DE 3 PISOS EN
LA CIUDAD DE AMBATO**

AUTOR:

ING. CHRISTIAN DANILO PÉREZ GALARZA

TUTOR:

ING. JUAN ALFARO ERAZO VERDUGO MSC.

QUITO – ECUADOR

2025

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO I	1
1.1. INTRODUCCIÓN	1
1.1.1. JUSTIFICACIÓN.....	1
1.1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.1.3. OBJETIVOS.....	1
1.1.4. ALCANCE.....	2
1.1.5. METODOLOGÍA Y TÉCNICAS.....	2
1.2. MARCO REFERENCIAL, TEÓRICO	3
1.2.1. MARCO REFERENCIAL.....	3
1.2.2. MARCO TEÓRICO.....	3
1.3. MARCO CONCEPTUAL	4
1.3.1. COLUMNAS COMPUESTAS.....	4
1.3.2. ELEMENTOS DE UNA COLUMNA COMPUESTA.....	5
1.3.3. VENTAJAS CONSTRUCTIVAS.....	5
1.3.4. PROPIEDADES MECÁNICAS DEL HORMIGÓN.....	5
1.3.5. PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO ESTRUCTURAL.....	6
1.3.6. NIVELES DE DESEMPEÑO.....	7
CAPÍTULO II	8
2.1. DATOS PRELIMINARES PARA EL CÁLCULO	8
2.1.1. MATERIALES.....	8
2.1.2. MODELO ARQUITECTÓNICO.....	8
2.1.3. CARGAS VIVAS.....	10
2.1.4. CARGAS MUERTAS.....	10
2.2. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL	13
2.3. ANÁLISIS BASADO EN FUERZAS	20
2.4. MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA (SOFTWARE)	20
2.4.1. MATERIALES.....	20
2.4.2. ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	22
2.4.3. ESTRUCTURA MODELADA.....	26
2.5. DEFINICIÓN DE PARÁMETROS NO LINEALES	31
CAPÍTULO III	34
3.1. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	34
3.1.1. CHEQUEOS SÍSMICOS EDIFICIO CON COLUMNAS HUECAS.....	34
3.1.2. CHEQUEOS SÍSMICOS EDIFICIO CON COLUMNAS COMPUESTAS.....	43
3.1.3. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA.....	52

3.1.4. PUSH OVER	60
3.1.5. COMPARACIÓN DE LOS MODELOS	66
CAPÍTULO IV	68
4.1. CONCLUSIONES	68
4.2. RECOMENDACIONES	69
4.3. BIBLIOGRAFÍA	69
ANEXOS	70

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Espesor de la placa colaborante y espesores de hormigón	10
Tabla 2. Propiedades de la placa colaborante según el espesor.....	10
Tabla 3. Propiedades de la placa más hormigón.....	11
Tabla 4. Peso de pared de ladrillo.....	11
Tabla 5. Carga muerta de losa de entepiso de vivienda	12
Tabla 6. Carga muerta de losa de cubierta accesible	12
Tabla 7. Carga muerta de losa de tapa grada	12
Tabla 8. Valores del factor Z en función de la zona sísmica seleccionada	13
Tabla 9. Propiedades del perfil de suelo tipo D.....	13
Tabla 10. Factor de importancia dependiendo el tipo de uso de la estructura.....	14
Tabla 11. Factores de diseño para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas	14
Tabla 12. Factor usado en el espectro de diseño elástico	14
Tabla 13. Razón entre la aceleración espectral S_a y el PGA para el período de retorno seleccionado.....	15
Tabla 14. Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.	15
Tabla 15. Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.....	15
Tabla 16. Comportamiento no lineal de los suelos.....	16
Tabla 17. Coeficiente de irregularidad en planta.....	16
Tabla 18. Coeficiente de irregularidad en elevación	16
Tabla 19. Coeficientes en función del tipo de configuración estructural	17
Tabla 20. Datos ingresados para la construcción del espectro elástico de diseño.....	18
Tabla 21. Valores para construir el espectro elástico de diseño	19
Tabla 22. Peso de los elementos estructurales de la edificación con columnas de acero huecas	66
Tabla 23. Peso de los elementos estructurales de la edificación con columnas compuestas	66
Tabla 24. Peso de columnas de acero de sección 300x14mm	66

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Planta arquitectónica nivel +0.18.....	8
Ilustración 2. Planta arquitectónica nivel +3.06; +5.94	9
Ilustración 3. Planta arquitectónica nivel +8.82.....	9
Ilustración 4. Perfil placa colaborante.....	10
Ilustración 5. Tablero más cargado, nivel +3.06.....	11
Ilustración 6. Zonas sísmicas del Ecuador	13
Ilustración 7. Espectro sísmico elástico de aceleraciones.....	17
Ilustración 8. Acero A572 grado 50.....	21
Ilustración 9. Hormigón $f'c = 210\text{kg/cm}^2$	21
Ilustración 10. Viga principal.....	22
Ilustración 11. Viga secundaria.....	22
Ilustración 12. Viga principal tapa grada	23
Ilustración 13. Viga secundaria tapa grada	23
Ilustración 14. Tensor en descanso de gradas	24
Ilustración 15. Perfil de gradas	24
Ilustración 16. Columnas de acero huecas	25
Ilustración 17. Columnas compuestas de acero rellenas de hormigón	25
Ilustración 18. Losa tipo membrana.....	26
Ilustración 19. Estructura modelada.....	26
Ilustración 20. Configuración de losa de los 3 niveles de entrepiso	27
Ilustración 21. Configuración de losa del tapa grada.....	27
Ilustración 22. Vista en elevación - Eje A	28
Ilustración 23. Vista en elevación – Eje B	28
Ilustración 24. Vista en elevación – Eje C	29
Ilustración 25. Vista en elevación – Eje 4.....	29
Ilustración 26. Vista en elevación – Eje 2 y 3.....	30
Ilustración 27. Vista en elevación – Eje 1.....	30
Ilustración 28. Caso de carga “permanente no lineal”	31
Ilustración 29. Caso de carga Pushover X	32
Ilustración 30. Control de la aplicación de la carga.....	32
Ilustración 31. Almacenamiento de la información en múltiples estados.....	33
Ilustración 32. Rótulas plásticas en vigas	33

Ilustración 33. Periodo de vibración de la estructura con columnas de acero huecas ..	34
Ilustración 34. Cortante estático y dinámico en sentido X, de la estructura con columnas de acero huecas.....	35
Ilustración 35. Calibración del valor de la gravedad en sentido X	36
Ilustración 36. Cortante estático y dinámico ajustado en sentido X, de la estructura con columnas de acero huecas.....	36
Ilustración 37. Cortante estático y dinámico en sentido Y, de la estructura con columnas de acero huecas.....	37
Ilustración 38. Calibración del valor de la gravedad en sentido Y	38
Ilustración 39. Cortante estático y dinámico ajustado en sentido X, de la estructura con columnas de acero huecas.....	38
Ilustración 40. Modos de vibración de la estructura con columnas de acero huecas....	39
Ilustración 41. Porcentaje de participación modal de la masa por modo de vibración de la estructura con columnas de acero huecas	40
Ilustración 42. Deriva inelástica en sentido X de la estructura con columnas de acero huecas	41
Ilustración 43. Deriva inelástica en sentido Y de la estructura con columnas de acero huecas	42
Ilustración 44. Periodo de vibración de la estructura con columnas de acero compuestas.	43
Ilustración 45. Cortante estático y dinámico en sentido X, de la estructura con columnas de acero compuestas.	44
Ilustración 46. Calibración del valor de la gravedad en sentido X.	45
Ilustración 47. Cortante estático y dinámico ajustado en sentido X, de la estructura con columnas de acero compuestas.....	45
Ilustración 48. Cortante estático y dinámico en sentido Y, de la estructura con columnas de acero compuestas.	46
Ilustración 49. Calibración del valor de la gravedad en sentido Y	47
Ilustración 50. Cortante estático y dinámico ajustado en sentido Y, de la estructura con columnas de acero compuestas.....	47
Ilustración 51. Modos de vibración de la estructura con columnas de acero compuestas	48
Ilustración 52. Porcentaje de participación modal de la masa por modo de vibración de la estructura con columnas de acero compuestas	49

Ilustración 53. Deriva inelástica en sentido X de la estructura con columnas de acero compuestas.....	50
Ilustración 54. Deriva inelástica en sentido Y, de la estructura con columnas de acero compuestas.....	51
Ilustración 55. Diseño de vigas principales y secundarias de la losa del nivel +3.06, de la estructura con columnas de acero huecas	52
Ilustración 56. Diseño de vigas principales y secundarias de la losa del nivel +5.94...	53
Ilustración 57. Diseño de vigas principales y secundarias de la losa del nivel +8.82...	53
Ilustración 58. Diseño de vigas principales y secundarias de la losa del nivel +11.70.	54
Ilustración 59. Diseño de columnas huecas, vigas principales y tensores en gradas del eje A.....	54
Ilustración 60. Diseño de columnas huecas, vigas principales del eje B	55
Ilustración 61. Diseño de columnas huecas, vigas principales del eje C.....	55
Ilustración 62. Diseño de vigas principales y secundarias de la losa del nivel +3.06, de la estructura con columnas de acero compuestas	56
Ilustración 63. Diseño de vigas principales y secundarias de la losa del nivel +5.94...	57
Ilustración 64. Diseño de vigas principales y secundarias de la losa del nivel +8.82...	57
Ilustración 65. Diseño de vigas principales y secundarias de la losa del nivel +11.70.	58
Ilustración 66. Diseño de columnas rellenas de hormigón del eje A.....	58
Ilustración 67. Diseño de columnas rellenas de hormigón del eje B	59
Ilustración 68. Diseño de columnas rellenas de hormigón del eje C	59
Ilustración 69. Comportamiento de estructura con columnas huecas ante el pushover X	60
Ilustración 70. Comportamiento de estructura con columnas huecas ante el pushover Y	61
Ilustración 71. Curva pushover X y Y de la estructura con columnas huecas.....	62
Ilustración 72. Comportamiento de estructura con columnas rellenas de hormigón ante el pushover X.....	63
Ilustración 73. Comportamiento de estructura con columnas rellenas de hormigón ante el pushover Y.....	64
Ilustración 74. Curva pushover X y Y de la estructura con columnas rellenas de hormigón	65

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Espectro elástico de diseño	20
Figura 2. Curvas pushover X de las dos edificaciones.....	67
Figura 3. Curvas pushover Y de las dos edificaciones.....	67

TÍTULO: ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA DUCTILIDAD DE COLUMNAS COMPUESTAS DE ACERO RELLENAS DE HORMIGÓN, Y COLUMNAS HUECAS DE ACERO DE UN EDIFICIO DE 3 PISOS EN LA CIUDAD DE AMBATO.

AUTOR: Christian Danilo Pérez Galarza

TUTOR: Juan Alfaro Erazo Verdugo

RESUMEN

El presente proyecto tiene como objetivo realizar un análisis comparativo de la ductilidad de una edificación aplicando el método análisis estático no lineal pushover, entre una estructura de acero con columnas rectangulares huecas y una estructura de acero con columnas rectangulares compuestas rellenas de hormigón, con el fin de terminar el aporte del hormigón en la reducción del espesor del perfil de la columna de acero, cumpliendo criterios de ductilidad, pandeo local, entre otros.

Adicional al trabajo computación se ha visto la necesidad de realizar cálculos manuales para entender el funcionamiento del programa, los cuales serán presentados paso a paso.

PALABRAS CLAVE: ACERO, HORMIGÓN, PANDEO LOCAL, ESFUERZOS COMBINADOS, PUSH OVER, DERIVAS.

TITLE: COMPARATIVE ANALYSIS OF THE DUCTILITY OF COMPOSITE STEEL COLUMNS FILLED WITH CONCRETE AND HOLLOW STEEL COLUMNS OF A 3-STORY BUILDING IN THE CITY OF AMBATO.

AUTHOR: Christian Danilo Pérez Galarza

TUTOR: Juan Alfaro Erazo Verdugo

ABSTRACT

The purpose of this project is to carry out a comparative analysis of the ductility of a building by applying the static push over method, between a steel structure with square hollow columns and a steel structure with composite columns filled with concrete, in order to finish the contribution of concrete in the reduction of the thickness of the steel column profile, fulfilling ductility criteria, local buckling, among others.

In addition to the computational work, it has been necessary to perform manual calculations to understand the operation of the program, which will be presented step by step.

KEYWORDS: STEEL, CONCRETE, LOCAL BUCKLING, COMBINED FORCES, PUSH OVER, DRIFTS.

CAPÍTULO I

1.1. INTRODUCCIÓN

1.1.1. JUSTIFICACIÓN

La construcción en acero en el país es relativamente nueva en comparación con las construcciones en hormigón, sin embargo, los espesores de la sección columnas de acero huecas son muy grandes, debido a que las estructuras deben cumplir con criterios de ductilidad por la alta sismicidad que tiene el Ecuador debido a su ubicación geográfica, sin embargo, el rellenar estas columnas con hormigón sin confinar, éste puede aportar en gran medida a cumplir con estos criterios, y así reducir espesores en las secciones de columnas de acero.

Las normas de construcción nacionales no especifican una relación entre el espesor del perfil de la columna de acero con respecto a la sección de hormigón del relleno, sin embargo, se ha evidenciado que el uso de pórticos con secciones de columnas de acero compuestas rellenas de hormigón en estructuras, permite optimizar los materiales, con respecto a estructuras únicamente de acero.

1.1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La ductilidad de columnas rectangulares huecas demanda la utilización de espesores muy grandes en comparación con columnas compuestas rellenas de hormigón sin confinar en una estructura de 3 pisos.

1.1.3. OBJETIVOS

1.1.3.1. Objetivo General

Analizar y comparar la ductilidad de columnas compuestas de acero y hormigón, y columnas de huecas de acero de un edificio de 3 pisos de altura.

1.1.3.2. Objetivos Específicos

- Evaluar el aporte que brinda el hormigón en la ductilidad de columnas de acero.
- Verificar la ductilidad de columnas de acero huecas de la estructura, ante un evento sísmico

- Verificar la ductilidad de columnas de acero rellenas de hormigón de la estructura, ante un evento sísmico.

1.1.4. ALCANCE

Este proyecto tiene experimental se centra en la modelación y cálculo estructural de dos edificaciones de acero de 3 pisos más tapa grada, ubicada en la provincia de Tungurahua, cantón Ambato, la una con columnas rectangulares de acero huecas, y la otra con columnas rectangulares de acero rellenas de hormigón. Posteriormente se realizará una comparación de estas dos con el fin de determinar su ductilidad y la diferencia en el espesor del material utilizado.

1.1.5. METODOLOGÍA Y TÉCNICAS

La profundidad de estudio del presente trabajo de titulación llegará hasta la verificación de la disminución del espesor de las columnas de acero huecas al rellenarlas de hormigón a través del cálculo y verificaciones manuales, y el uso de herramientas computacionales que permitirán considerar cargas y esfuerzos producidos por la acción sísmica.

La metodología propuesta será la siguiente:

1. Revisión bibliográfica y recopilación de información relevante en estudios previos sobre el diseño de columnas de acero huecas rellenas de hormigón.
2. Chequeo del pandeo local, cálculo de esbeltez, flexión, compresión, esfuerzos combinados y demás cálculos manuales previos en la norma AISC 360 para cada uno de los elementos estructurales.
3. Modelación de la estructura utilizando un software de análisis estructural para evaluar el comportamiento estático y dinámico de las columnas rectangulares de acero y columnas rectangulares de acero rellenas de hormigón, a través de la metodología del análisis basado en fuerzas, modal espectral y push over.
4. Análisis comparativo de la ductilidad de las columnas de los modelos planteados y demostración de la optimización del acero al reducir el espesor de las columnas rellenas de hormigón en relación a las columnas de acero huecas.
5. Comentarios, conclusiones y recomendaciones de la metodología de análisis, diseño e implementación del relleno de hormigón en columnas de acero huecas (Acero-concreto, 2016).

1.2. MARCO REFERENCIAL, TEÓRICO

1.2.1. MARCO REFERENCIAL

Según Yan Xiao, Wenhui y Xiaoyong (Xiao et al., 2005), en su investigación “Investigación sobre columnas tubulares rellenas de hormigón confinado (CCFT)” presenta una innovadora columna tubular de acero rellena de hormigón (CFT) para mejorar el diseño sísmico de estructuras compuestas de acero y hormigón. El concepto permite controlar el pandeo local del tubo de acero y confinar el hormigón en posibles zonas de articulación plástica de una columna CFT, examinando varios detalles eficientes del confinamiento transversal mediante pruebas experimentales y logrando que el nuevo tipo de columna CFT, denominada CCFT, supere muchas desventajas de la columna CFT convencional, además de mejorar su rendimiento sísmico.

Kvocak, Kanishchev, Platko, Hodovanets y Al Ali (Kvocak et al., 2023), proporcionan un análisis numérico y experimental de la estabilidad global de columnas comprimidas axialmente hechas de tubos de acero rectangulares rellenos de hormigón (CFST) de paredes delgadas. El trabajo presentado introduce la teoría de la estabilidad y resistencia de miembros estructurales compuestos sometidos a fuerzas de compresión axial. Además, se presenta un método de cálculo numérico para la determinación de la resistencia de columnas bajo carga axial, teniendo en cuenta la influencia de los efectos de segundo orden que se consideran en la norma europea para el diseño de dichos elementos. El principal aporte de la investigación radica en que aborda casos que no están incluidos en las normas vigentes actualmente, proporcionando resultados confiables en los que se puede confiar para futuras investigaciones centradas en encontrar nuevas relaciones y ampliando las existentes, con el fin de desarrollar un procedimiento de cálculo y diseño para columnas de acero compuestas rellenas de hormigón.

1.2.2. MARCO TEÓRICO

1.2.2.1. Ubicación

La ciudad de Ambato, cabecera cantonal del cantón Ambato y capital de la provincia de Tungurahua, localizada en el centro de la región interandina del Ecuador. Se encuentra a una altitud de 2577 msnm y posee un clima templado andino de 15.7 °C promedio. En el último censo de 2022 se registraron 177 316 habitantes, convirtiéndola en la onceava ciudad más poblada del país.

La ciudad tiene un historial sísmicamente importante, ya que fue varias veces destruida por terremotos y erupciones volcánicas. El último de estos se dio el 5 de agosto de 1949, un terremoto con epicentro en la ciudad de Pelileo con una magnitud de 6.8 en la escala de Richter, afectando a Ambato en casi su totalidad.

1.2.2.2. Normativas

Las normas ecuatorianas e internacionales a usarse para el cálculo estructural del presente trabajo de titulación son las siguientes:

- NEC-SE-DE (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015): Norma ecuatoriana de la construcción, capítulo de peligro sísmico.
- NEC-SE-RE (NEC_SE_RE: Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras, n.d.): Norma ecuatoriana de la construcción, capítulo de riesgo sísmico.
- NEC-SE-CG (NEC_SE_CG: Cargas No Sísmicas, 2014): Norma ecuatoriana de la construcción, capítulo de cargas no sísmicas.
- ASCE 7-16 (ASCE 7-16, 2017): Cargas mínimas de diseño y criterios asociados para edificios y otras estructuras.
- AISC 360-16 (ANSI/AISC 360-16, 2017): Especificación para construcciones de acero.

1.3. MARCO CONCEPTUAL

1.3.1. COLUMNAS COMPUESTAS

Se denominan secciones compuestas a aquellas en las que el acero estructural y el hormigón trabajan conjuntamente, específicamente las de perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón y perfiles de acero embebidos en hormigón. Algunas de las ventajas por las cuales los diseñadores estructurales prefieren trabajar con este tipo de elementos son:

- El relleno de hormigón brinda a los perfiles tubulares mayor rigidez y capacidad de soportar mayor carga a compresión sin aumentar la sección.
- El perfil tubular de acero sirve de encofrado y refuerzo para el hormigón, lo cual permite disminuir el tiempo de ejecución de la obra.

- El perfil tubular de acero brinda la ductilidad que el hormigón por si solo no posee, permitiendo que el elemento compuesto tenga la ductilidad necesaria para disipar energía sísmica, por su gran capacidad de resistir esfuerzos a tracción.

1.3.2. ELEMENTOS DE UNA COLUMNA COMPUESTA

Una columna compuesta consta de tres elementos estructurales fundamentales:

- Sección de acero
- Sección de hormigón
- Conectores (garantizan la adherencia)

El objetivo de una sección compuesta es que el hormigón y el acero deben deformarse en conjunto, lo cual se garantiza a través del uso de conectores, cuya función es evitar el deslizamiento y la falta de adherencia entre ambos materiales, ya que individualmente tiene diferentes características.

1.3.3. VENTAJAS CONSTRUCTIVAS

- La sección de acero puede fabricarse in situ o en taller; además se puede usar para el relleno hormigón simple, hormigón armado o pretensado.
- Los perfiles de acero para conformar la sección pueden ser laminados, placas, tubos, etc.
- Las conexiones pueden realizarse antes o después del fraguado del hormigón, o del pretensado de ser el caso.
- El tema económico puede verse favorecido, pues el metro cúbico de hormigón es relativamente barato en comparación al precio del kilo de acero estructural y su mano de obra.

1.3.4. PROPIEDADES MECÁNICAS DEL HORMIGÓN

Resistencia a la compresión

La resistencia a la compresión del hormigón está determinada principalmente por un factor preponderante como es la relación agua cemento y factores secundarios, pero de la misma forma importantes como la granulometría de los agregados, correcto vibrado, curado del hormigón fresco, etc. Como su nombre lo indica, es la capacidad que tiene el material para resistir fuerzas de compresión en un área determinada, la cual es medida

generalmente en kg/cm^2 o en MPa. La resistencia a la compresión del hormigón se presenta como “ f_c ”.

Resistencia a la tracción

Es la capacidad que tiene el hormigón de resistir cargas a tracción, es decir, fuerzas en los extremos, con la misma dirección, pero en sentido contrario, que tienden a estirar al material. La resistencia que el hormigón tiene a tracción es relativamente baja en comparación a la resistencia a la compresión, pues representa el 10% del f_c .

Resistencia al corte

Se denomina resistencia al corte a la capacidad que tiene un elemento soportar fuerzas en sentido perpendicular a su sección transversal, a lo largo de la longitud del elemento. Debido a su naturaleza, estas fuerzas se transforman en tracciones diagonales en el hormigón, la resistencia al corte del elemento es similar en magnitud y comportamiento a la resistencia a la tracción.

1.3.5. PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO ESTRUCTURAL

El acero es una aleación que se obtiene de la mezcla de minerales como el hierro y el carbono, y pequeñas cantidades de otros elementos químicos como el silicio, fósforo, azufre, etc. El carbono generalmente representa entre el 0.5% y el 1.5% de esta aleación, y brinda características de ductilidad y resistencia a los elementos de acero.

Esfuerzo de fluencia

Se define como el esfuerzo bajo el cual el acero continúa deformándose aún sin incrementar las cargas de tracción. Este fenómeno se evidencia en el diagrama esfuerzo – deformación del acero por medio de una línea recta que se presenta a continuación del rango elástico. El esfuerzo de fluencia se representa como “ f_y ”.

Ductilidad

Se define como ductilidad a la capacidad que tiene el acero para continuar deformándose dentro del rango no lineal ante los incrementos de carga a tracción sin romperse. El acero estructural es un material muy dúctil debido al alto contenido de carbono que posee, lo cual lo hace muy resistente ante cargas cíclicas producidas por sismos.

Resistencia a la rotura

Conocido también como el esfuerzo último que puede soportar el acero previo al proceso de rotura del material. Dentro del diagrama esfuerzo - deformación del acero el inicio de la rotura queda identificado con el punto de mayor ordenada, el cual se representa con “Fu”. Este proceso ocurre posterior al endurecimiento del material, en el cual alcanza la deformación máxima. El esfuerzo de rotura siempre superior al esfuerzo de fluencia (Espinoza, 2015).

1.3.6. NIVELES DE DESEMPEÑO

Es el estado o condición de una estructura posterior a la acción de diversas cargas y condiciones.

NEC-2015

En la verificación del desempeño sísmico se aplica un procedimiento de análisis no lineal, en el cual se induce a la estructura a alcanzar cierto nivel de desplazamiento o a soportar una determinada carga lateral. A partir de ello, comprueba que la estructura haya alcanzado cualquiera de los 4 siguientes niveles de desempeño:

- 1-A: nivel operacional
- 1-B: nivel de ocupación inmediata
- 3-C: nivel de seguridad de vida
- 5-E: nivel de prevención al colapso (NEC-SE-RE, 2015)

- Nivel +3.06; +5.94

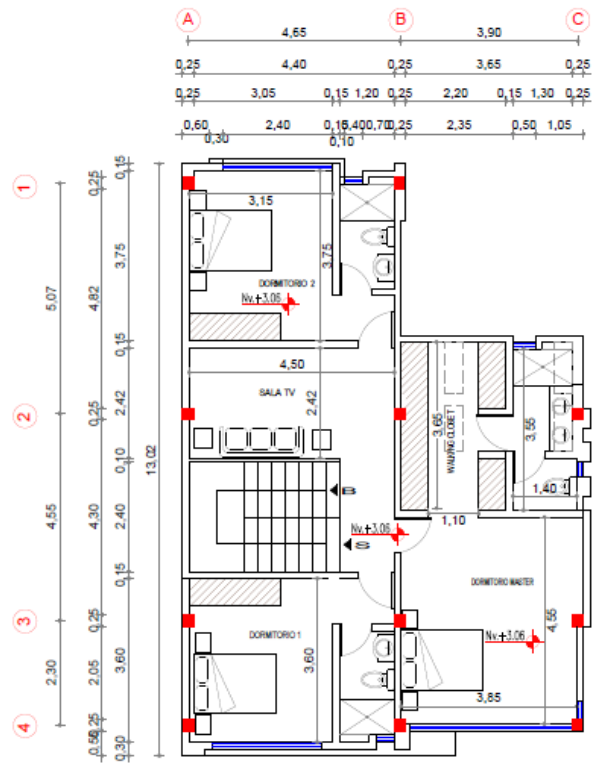


Ilustración 2. Planta arquitectónica nivel +3.06; +5.94

Fuente: (Alulema, n.d.)

- Nivel +8.82

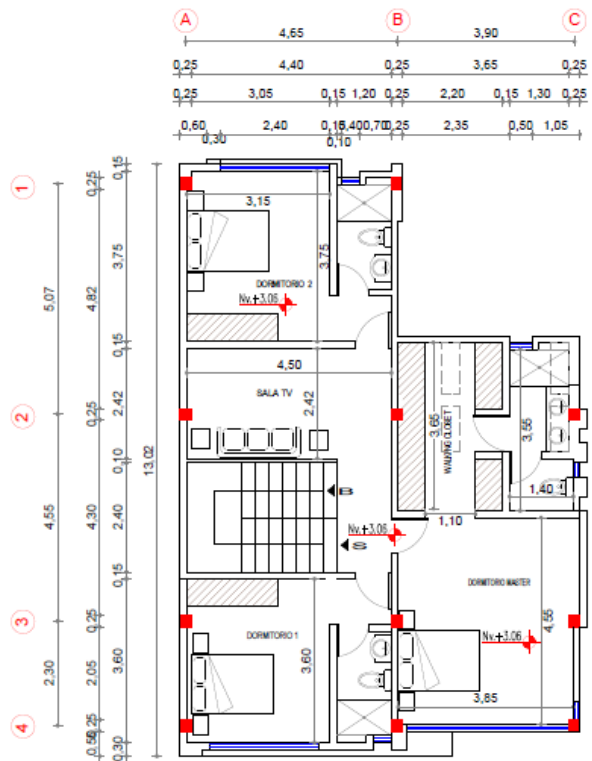


Ilustración 3. Planta arquitectónica nivel +8.82

Fuente: (Alulema, n.d.)

2.1.3. CARGAS VIVAS

Según la NEC_SE_CG 2015 (cargas no sísmicas) de acuerdo al uso de cada nivel de entrepiso, las cargas vivas a usarse son:

- Carga viva en losas de entrepisos destinados al uso de viviendas: 2.00 kN/m^2
- Carga viva en cubiertas accesibles: 3.0 kN/m^2
- Carga viva en cubiertas inaccesibles: 0.70 kN/m^2

2.1.4. CARGAS MUERTAS

Placa colaborante

Se ha escogido para el presente proyecto una placa colaborante con un espesor de 0.76 mm, y el espesor de hormigón sobre la cresta de la placa de 6cm.



Ilustración 4. Perfil placa colaborante

Fuente: Catálogo IPAC

DISTANCIA ENTRE APOYOS (SIN APUNTALAMIENTO)						
ESPESOR	TIPO APOYO	5 cm	6 cm	8 cm	10 cm	12 cm
0.76	simple	2.73	2.66	2.55	2.45	2.37

Tabla 1. Espesor de la placa colaborante y espesores de hormigón

Fuente: Catálogo IPAC

PROPIEDADES DEL MATERIAL								
ESPESOR (mm)	H (ONDA) (mm)	PESO (Kg/m ²)	Y+ (mm)	Y- (mm)	I+ (cm ⁴ /m)	I- (cm ⁴ /m)	S+ (cm ⁴ /m)	S- (cm ⁴ /m)
0.76	55	7.42	28.93	26.07	46.39	39.13	16.08	17.47

Tabla 2. Propiedades de la placa colaborante según el espesor

Fuente: Catálogo IPAC

PROPIEDADES DE LA PLACA + HORMIGÓN						
ESPESOR PLACA (mm)	ALTURA (cm)		VOLUMEN HORMIGÓN (m ³ /m ²)	CARGAS DE PESO PROPIO (kg/m ²)		
	HORMIGÓN	PLACA + HORMIGÓN		HORMIGÓN	PLACA	TOTAL
0.76	6	12.5	0.08	204	7.24	211

Tabla 3. Propiedades de la placa más hormigón

Fuente: Catálogo IPAC

Sobrecarga de paredes

Se realiza el cálculo de la sobrecarga de paredes del tablero más crítico de las losas de entreso, el cual se aplicará conservadoramente en el resto de tableros, en este caso el comprendido entre los ejes A-B, 1-2.

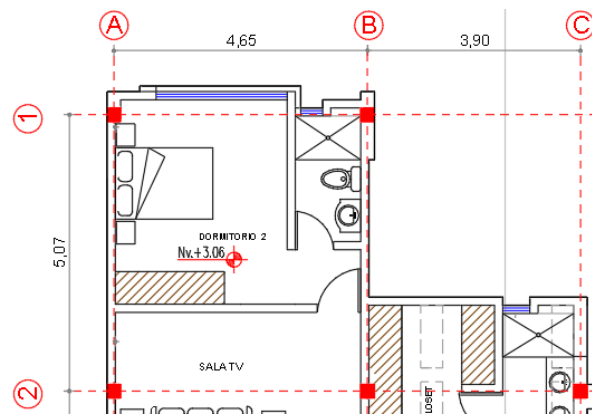


Ilustración 5. Tablero más cargado, nivel +3.06

Fuente: (Alulema, n.d.)

ELEMENTO	MATERIAL	ESPESOR (m)	LARGO (m)	ALTURA (m)	PESO ESPECÍFICO (Kg/m ³)	PESO (kg/m)	TOTAL (kg c/m)
PARED TIPO 1	ladrillo	0.12	1	2.60	1600	499.20	499.20

Tabla 4. Peso de pared de ladrillo

Fuente: Christian Pérez

$$\Delta P = \frac{Pp * Lp}{At}$$

Donde:

ΔP: peso adicional de paredes

Pp: peso propio de paredes

Lp: longitud de pared

At: área del tablero

$$\Delta P = 344.93 \text{ kg/m} \cong 350 \text{ kg/m}$$

Peso de losa

Luego de definir por separado el peso de la placa colaborante más hormigón y la sobrecarga de paredes en cada uno de los tableros, se determinará cuál va a ser la carga muerta total a usarse en cada piso de acuerdo al uso, descrito a continuación:

ELEMENTO	UNIDAD	LARGO (m)	ANCHO (m)	ESPESOR (m)	PESO ESPECÍFICO (Kg/m ³)	PESO /m ² (Kg)
Placa + Homigón						211.00
Instalaciones						30.00
Mortero		1.00	1.00	0.015	2000	30.00
Acabados		1.00	1.00	0.015	1900	28.50
Paredes						350.00
Enlucido		1.00	1.00	0.030	2000	60.00
					CM =	709.5 Kg

Tabla 5. Carga muerta de losa de entrapiso de vivienda

Fuente: Christian Pérez

ELEMENTO	UNIDAD	LARGO (m)	ANCHO (m)	ESPESOR (m)	PESO ESPECÍFICO (Kg/m ³)	PESO /m ² (Kg)
Placa + Homigón						211.00
Instalaciones						30.00
Mortero		1.00	1.00	0.015	2000	30.00
Acabados		1.00	1.00	0.015	1900	28.50
Paredes						220.00
Enlucido		1.00	1.00	0.030	2000	60.00
					CM =	579.5 Kg

Tabla 6. Carga muerta de losa de cubierta accesible

Fuente: Christian Pérez

ELEMENTO	UNIDAD	LARGO (m)	ANCHO (m)	ESPESOR (m)	PESO ESPECÍFICO (Kg/m ³)	PESO /m ² (Kg)
Placa + Homigón						211.00
Instalaciones						30.00
Alisado superior		1.00	1.00	0.020	2000	40.00
Acabados		1.00	1.00	0.015	1900	28.50
					CM =	309.5 Kg

Tabla 7. Carga muerta de losa de tapa grada

Fuente: Christian Pérez

2.2. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Se consideran las siguientes variables que intervienen en la acción sísmica del edificio.

- Factor de Zona (Z) = 0.4 (Zona Sísmica V. Amenaza Alta)

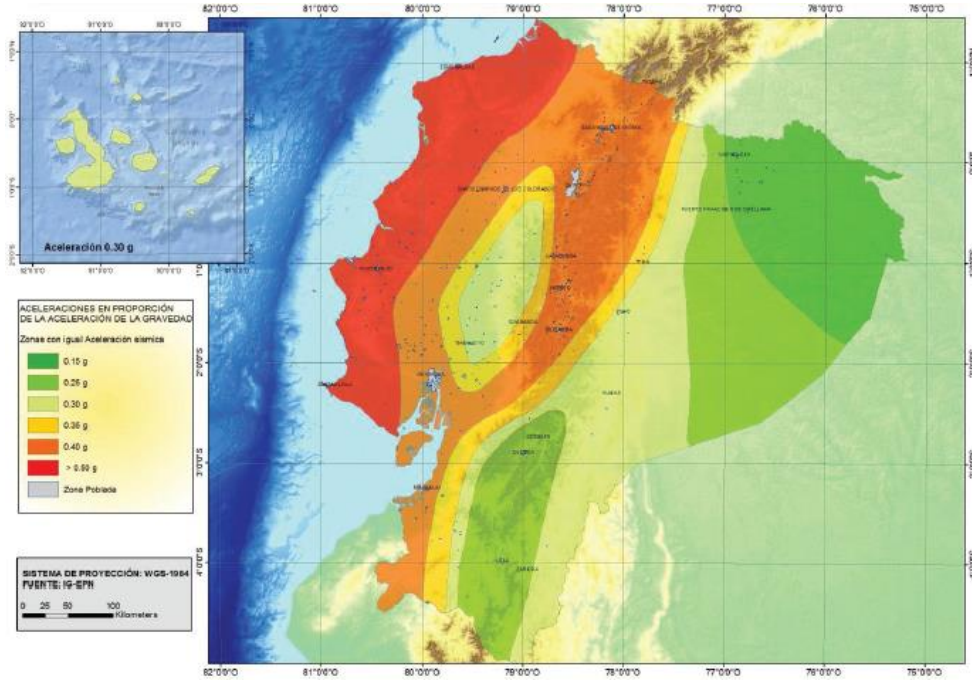


Ilustración 6. Zonas sísmicas del Ecuador

Fuente: (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015)

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Tabla 8. Valores del factor Z en función de la zona sísmica seleccionada

Fuente: (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015)

- Perfil de Suelo: D

Tipo de perfil	Descripción	Definición
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$

Tabla 9. Propiedades del perfil de suelo tipo D

Fuente: (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015)

- Factor de Importancia: $I = 1.0$

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla 10. Factor de importancia dependiendo el tipo de uso de la estructura

Fuente: (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015)

- Factor de Reducción de Respuesta Sísmica: 3

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R^a
C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS		
1. Steel special moment frames	14.1 and 12.2.5.5	8
2. Steel special truss moment frames	14.1	7
3. Steel intermediate moment frames	12.2.5.7 and 14.1	4½
4. Steel ordinary moment frames	12.2.5.6 and 14.1	3½
5. Special reinforced concrete moment frames ^m	12.2.5.5 and 14.2	8
6. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	5
7. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	3
8. Steel and concrete composite special moment frames	12.2.5.5 and 14.3	8
9. Steel and concrete composite intermediate moment frames	14.3	5
10. Steel and concrete composite partially restrained moment frames	14.3	6
11. Steel and concrete composite ordinary moment frames	14.3	3
12. Cold-formed steel—special bolted moment frame ⁿ	14.1	3½

Tabla 11. Factores de diseño para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas

Fuente: (ASCE 7-16, 2017)

- Factor que depende de la ubicación geográfica del proyecto $r = 1$

$r = 1$	para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
$r = 1.5$	para tipo de suelo E.

Tabla 12. Factor usado en el espectro de diseño elástico

Fuente: (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015)

- Relación de amplificación espectral: $\eta = 2.48$ (Provincias de la Sierra).

- $\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),

- $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

- $\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

Tabla 13. Razón entre la aceleración espectral S_a y el PGA para el período de retorno seleccionado.

Fuente: (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015)

- Coeficientes de amplificación dinámica de suelo en función del suelo tipo: $F_a = 1.2$; $F_d = 1.19$; $F_s = 1.28$.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Tabla 14. Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

Fuente: (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 15. Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

Fuente: (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 16. Comportamiento no lineal de los suelos.

Fuente: (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015)

- Coeficientes de configuración estructural

<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_p=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
--	--

Tabla 17. Coeficiente de irregularidad en planta

Fuente: (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015)

$$A > 0.15B \quad ; \quad C > 0.15D$$

$$3.77m > 0.15(13.02m) \quad ; \quad 3.9m > 0.15(8.80m)$$

$$3.77m > 1.95m \quad ; \quad 3.9m > 1.32m$$

Cumple en las dos direcciones $\therefore \phi_p = 0.9$

<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_E=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
---	--

Tabla 18. Coeficiente de irregularidad en elevación

Fuente: (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015)

De acuerdo a la norma, el tapa grada se considera un altillo de un piso, por lo tanto no existe irregularidad en elevación ($\text{Ø}_e = 1.0$).

- Período de vibración

El período de vibración teórico de la estructura se puede calcular con la fórmula:

$$T = C_t * h n^\alpha$$

$$T = 0.072 * 11.52^{0.8}$$

$$T = 0.5087 \text{ seg}$$

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostamientos	0.072	0.8
Con arriostamientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Tabla 19. Coeficientes en función del tipo de configuración estructural

Fuente: (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015)

- Espectro de diseño

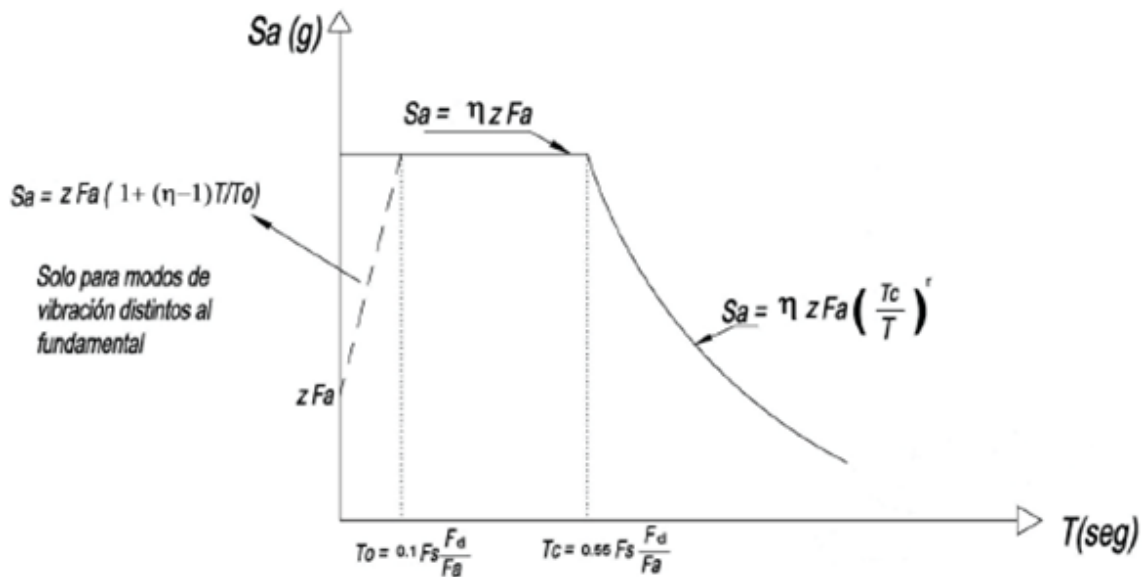


Ilustración 7. Espectro sísmico elástico de aceleraciones

Fuente: (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015)

DATOS PARA V					
Z (g)	0.4				
I	1				
R	3				
Φ_p	0.9				
Φ_e	1				
Ct	0.072				
α	0.8				
hn (m)	11.52				
η	2.48				
Fa	1.2				
Fd	1.19				
Fs	1.28				
r	1				
Tc	0.6981				
To	0.1269				
T	0.5087	Tmax (1.3T)	0.677	Tmodal (s)	
Sa (T)	1.1904	Sa (Tmax)	1.1904	Sa (Tmodal)	1.1904
V - C	0.4409	V (Tmax)	0.4409	V (Tmodal)	0.4409
k	1.004	k(max)	1.088	k(modal)	1.000

Tabla 20. Datos ingresados para la construcción del espectro elástico de diseño

Fuente: Christian Pérez

ESPECTROS ELÁSTICO Y DE DISEÑO SEGÚN NEC-SE-DS				
ESPECTRO ELÁSTICO		ESPECTRO REDUCIDO (PARA DISEÑO)		
T (s)	Sa (g)	Sa (g)	T (s)	Sa (g)
0.00	0.4800	0.1778	0	0.1777
0.05	0.7598	0.2814	0.05	0.2814
0.10	1.0397	0.3851	0.1	0.385
0.15	1.1904	0.4409	0.15	0.4408
0.20	1.1904	0.4409	0.2	0.4408
0.25	1.1904	0.4409	0.25	0.4408
0.30	1.1904	0.4409	0.3	0.4408
0.35	1.1904	0.4409	0.35	0.4408
0.40	1.1904	0.4409	0.4	0.4408
0.45	1.1904	0.4409	0.45	0.4408
0.50	1.1904	0.4409	0.5	0.4408
0.55	1.1904	0.4409	0.55	0.4408
0.60	1.1904	0.4409	0.6	0.4408
0.65	1.1904	0.4409	0.65	0.4408
0.70	1.1872	0.4397	0.7	0.4397
0.75	1.1081	0.4104	0.75	0.4103
0.80	1.0388	0.3847	0.8	0.3847
0.85	0.9777	0.3621	0.85	0.3621
0.90	0.9234	0.3420	0.9	0.3419
0.95	0.8748	0.3240	0.95	0.3239
1.00	0.8311	0.3078	1	0.3077
1.05	0.7915	0.2931	1.05	0.2931
1.10	0.7555	0.2798	1.1	0.2798

1.15	0.7227	0.2677	1.15	0.2676
1.20	0.6925	0.2565	1.2	0.2564
1.25	0.6648	0.2462	1.25	0.2462
1.30	0.6393	0.2368	1.3	0.2367
1.35	0.6156	0.2280	1.35	0.2279
1.40	0.5936	0.2199	1.4	0.2198
1.45	0.5731	0.2123	1.45	0.2122
1.50	0.5540	0.2052	1.5	0.2051
1.55	0.5362	0.1986	1.55	0.1985
1.60	0.5194	0.1924	1.6	0.1923
1.65	0.5037	0.1865	1.65	0.1865
1.70	0.4889	0.1811	1.7	0.181
1.75	0.4749	0.1759	1.75	0.1758
1.80	0.4617	0.1710	1.8	0.1709
1.85	0.4492	0.1664	1.85	0.1663
1.90	0.4374	0.1620	1.9	0.1619
1.95	0.4262	0.1578	1.95	0.1578
2.00	0.4155	0.1539	2	0.1538
2.05	0.4054	0.1501	2.05	0.1501
2.10	0.3957	0.1466	2.1	0.1465
2.15	0.3865	0.1432	2.15	0.1431
2.20	0.3778	0.1399	2.2	0.1399
2.25	0.3694	0.1368	2.25	0.1367
2.30	0.3613	0.1338	2.3	0.1338
2.35	0.3536	0.1310	2.35	0.1309
2.40	0.3463	0.1282	2.4	0.1282
2.45	0.3392	0.1256	2.45	0.1256
2.50	0.3324	0.1231	2.5	0.1231
2.55	0.3259	0.1207	2.55	0.1207
2.60	0.3196	0.1184	2.6	0.1183
2.65	0.3136	0.1162	2.65	0.1161
2.70	0.3078	0.1140	2.7	0.1139
2.75	0.3022	0.1119	2.75	0.1119
2.80	0.2968	0.1099	2.8	0.1099
2.85	0.2916	0.1080	2.85	0.1079
2.90	0.2866	0.1061	2.9	0.1061
2.95	0.2817	0.1043	2.95	0.1043
3.00	0.2770	0.1026	3	0.1025
3.05	0.2725	0.1009	3.05	0.1009
3.10	0.2681	0.0993	3.1	0.0992
3.15	0.2638	0.0977	3.15	0.0977
3.20	0.2597	0.0962	3.2	0.0961
3.25	0.2557	0.0947	3.25	0.0947
3.30	0.2518	0.0933	3.3	0.0932
3.35	0.2481	0.0919	3.35	0.0918
3.40	0.2444	0.0905	3.4	0.0905
3.45	0.2409	0.0892	3.45	0.0892
3.50	0.2374	0.0879	3.5	0.0879
3.55	0.2341	0.0867	3.55	0.0867
3.60	0.2308	0.0855	3.6	0.0854
3.65	0.2277	0.0843	3.65	0.0843
3.70	0.2246	0.0832	3.7	0.0831
3.75	0.2216	0.0821	3.75	0.082
3.80	0.2187	0.0810	3.8	0.0809

Tabla 21. Valores para construir el espectro elástico de diseño

Fuente: Christian Pérez

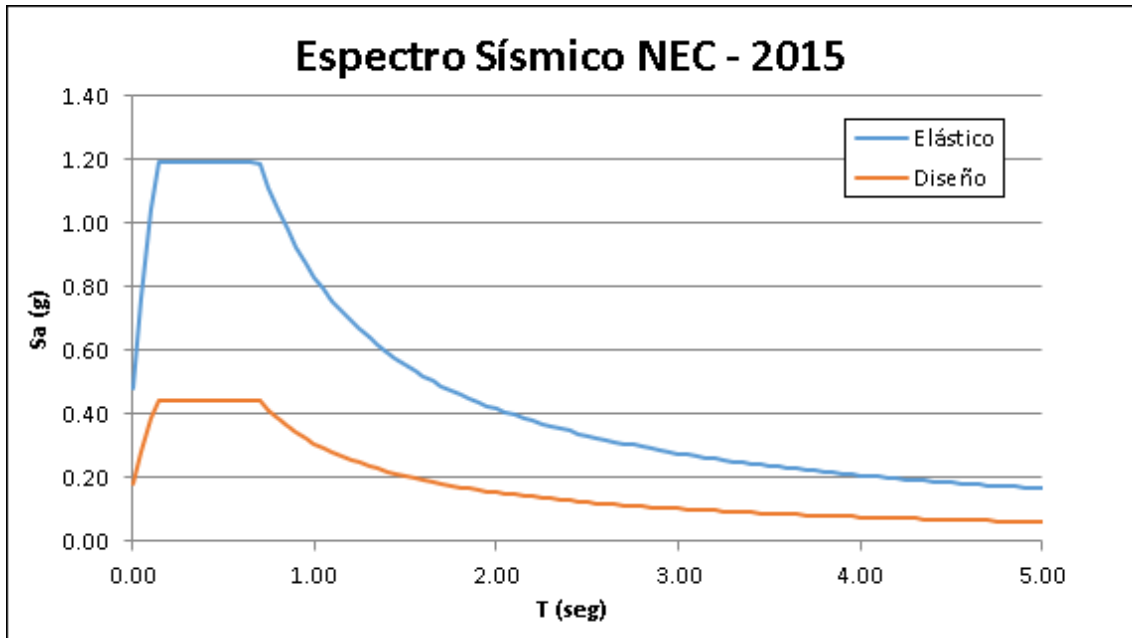


Figura 1. Espectro elástico de diseño

Fuente: Christian Pérez

2.3. ANÁLISIS BASADO EN FUERZAS

El cortante basal total de diseño, a nivel de cargas últimas, que será aplicado a la estructura en una dirección específica, se determina mediante la expresión:

$$V = \frac{I * Sa}{R * \phi_p * \phi_e} * W$$

Donde:

V: cortante basal

I: coeficiente de importancia

Sa: aceleración espectral

R: Coeficiente de reducción de respuesta sísmica

ϕ_p : Coeficiente de irregularidad en planta

ϕ_e : Coeficiente de irregularidad en elevación

W: Peso de la estructura

2.4. MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA (SOFTWARE)

La modelación y diseño de la estructura se ejecutó con el sistema computarizado ETABS.

2.4.1. MATERIALES

Acero

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog for 'Acero A572Gr50'. It is divided into three sections: General Data, Material Weight and Mass, and Mechanical Property Data. The 'General Data' section includes fields for Material Name (A572Gr50), Material Type (Steel), Directional Symmetry Type (Isotropic), Material Display Color (magenta), and Material Notes. The 'Material Weight and Mass' section has radio buttons for 'Specify Weight Density' (selected) and 'Specify Mass Density', with input fields for Weight per Unit Volume (0.00785 kgf/cm³) and Mass per Unit Volume (0.000008 kgf·s²/cm⁴). The 'Mechanical Property Data' section includes input fields for Modulus of Elasticity, E (2040000 kgf/cm²), Poisson's Ratio, U (0.3), Coefficient of Thermal Expansion, A (0.0000117 1/C), and Shear Modulus, G (784615.38 kgf/cm²).

Property	Value	Unit
Material Name	A572Gr50	
Material Type	Steel	
Directional Symmetry Type	Isotropic	
Material Display Color	Magenta	
Material Notes		
Specify Weight Density	<input checked="" type="radio"/>	
Specify Mass Density	<input type="radio"/>	
Weight per Unit Volume	0.00785	kgf/cm³
Mass per Unit Volume	0.000008	kgf·s²/cm⁴
Modulus of Elasticity, E	2040000	kgf/cm²
Poisson's Ratio, U	0.3	
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000117	1/C
Shear Modulus, G	784615.38	kgf/cm²

Ilustración 8. Acero A572 grado 50

Fuente: Christian Pérez

Hormigón

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog for 'Hormigón f'c = 210kg/cm²'. It is divided into three sections: General Data, Material Weight and Mass, and Mechanical Property Data. The 'General Data' section includes fields for Material Name (f'c 210 kg/cm2), Material Type (Concrete), Directional Symmetry Type (Isotropic), Material Display Color (magenta), and Material Notes. The 'Material Weight and Mass' section has radio buttons for 'Specify Weight Density' (selected) and 'Specify Mass Density', with input fields for Weight per Unit Volume (0.0024 kgf/cm³) and Mass per Unit Volume (0.000002 kgf·s²/cm⁴). The 'Mechanical Property Data' section includes input fields for Modulus of Elasticity, E (218819.79 kgf/cm²), Poisson's Ratio, U (0.2), Coefficient of Thermal Expansion, A (0.0000099 1/C), and Shear Modulus, G (91174.91 kgf/cm²).

Property	Value	Unit
Material Name	f'c 210 kg/cm2	
Material Type	Concrete	
Directional Symmetry Type	Isotropic	
Material Display Color	Magenta	
Material Notes		
Specify Weight Density	<input checked="" type="radio"/>	
Specify Mass Density	<input type="radio"/>	
Weight per Unit Volume	0.0024	kgf/cm³
Mass per Unit Volume	0.000002	kgf·s²/cm⁴
Modulus of Elasticity, E	218819.79	kgf/cm²
Poisson's Ratio, U	0.2	
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099	1/C
Shear Modulus, G	91174.91	kgf/cm²

Ilustración 9. Hormigón $f'c = 210\text{kg/cm}^2$

Fuente: Christian Pérez

2.4.2. ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Vigas

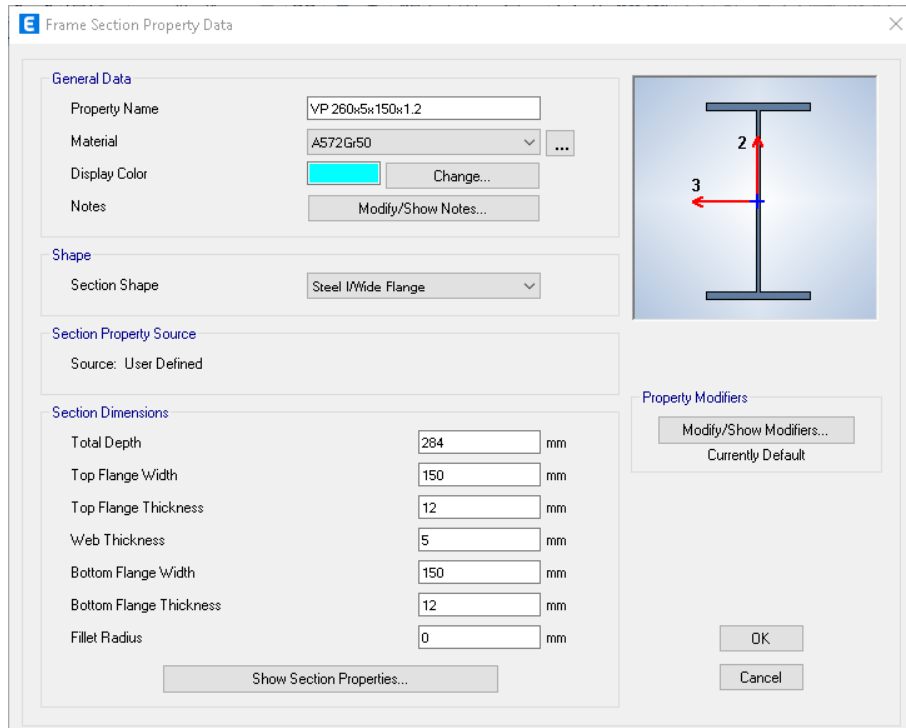


Ilustración 10. Viga principal

Fuente: Christian Pérez

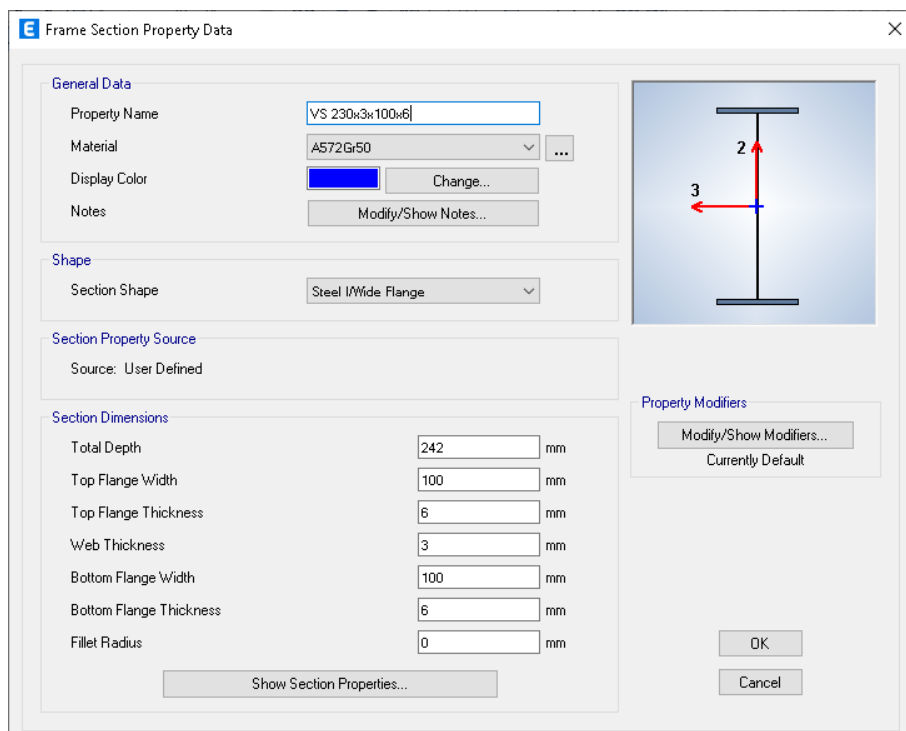


Ilustración 11. Viga secundaria

Fuente: Christian Pérez

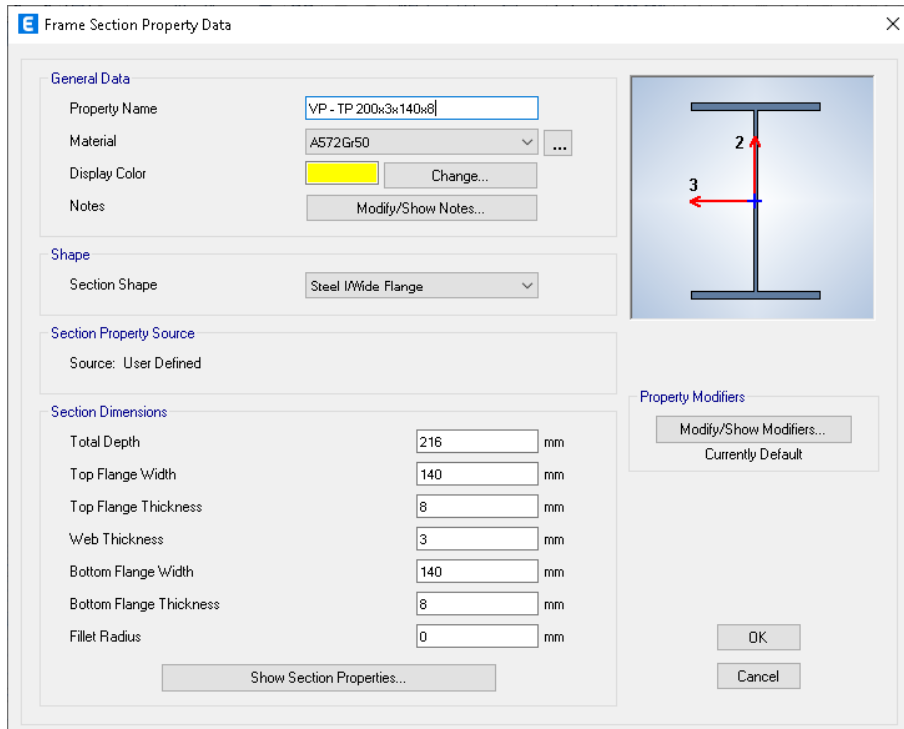


Ilustración 12. Viga principal tapa grada

Fuente: Christian Pérez

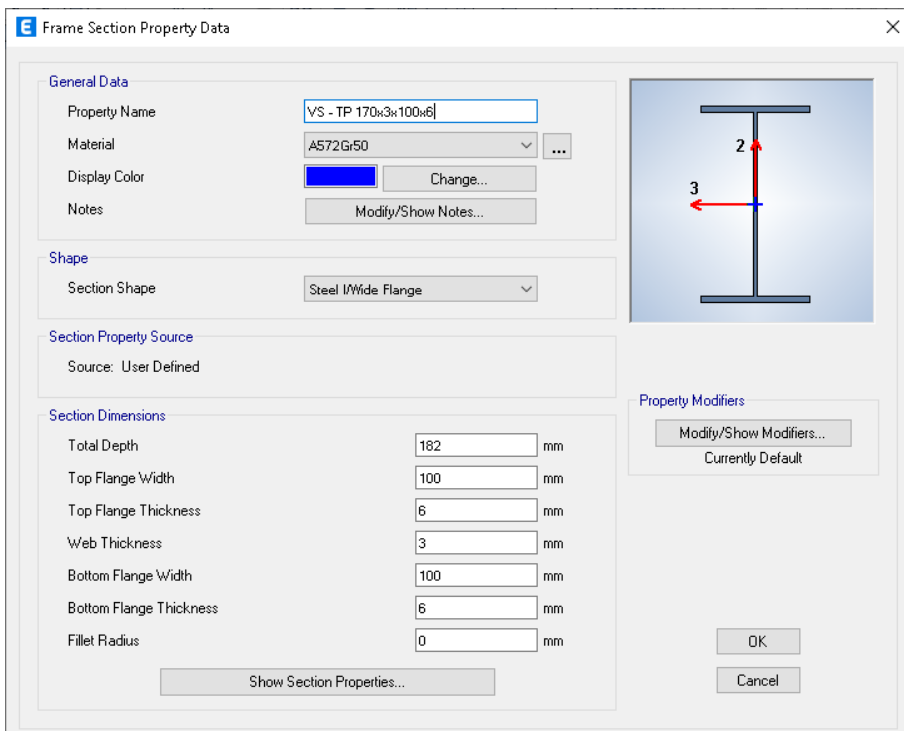


Ilustración 13. Viga secundaria tapa grada

Fuente: Christian Pérez

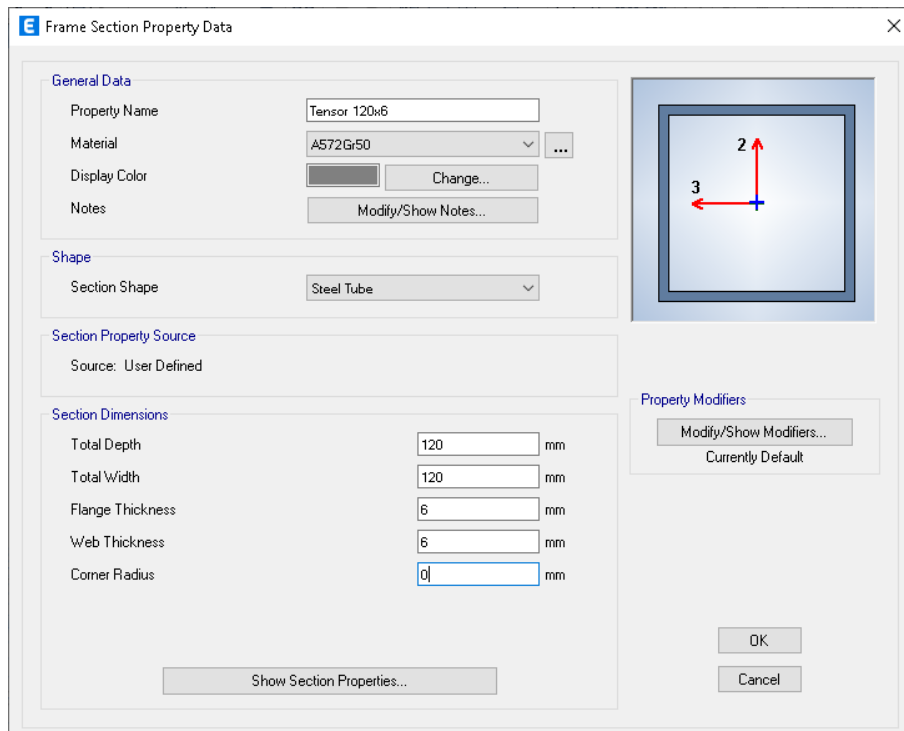


Ilustración 14. Tensor en descanso de gradas

Fuente: Christian Pérez

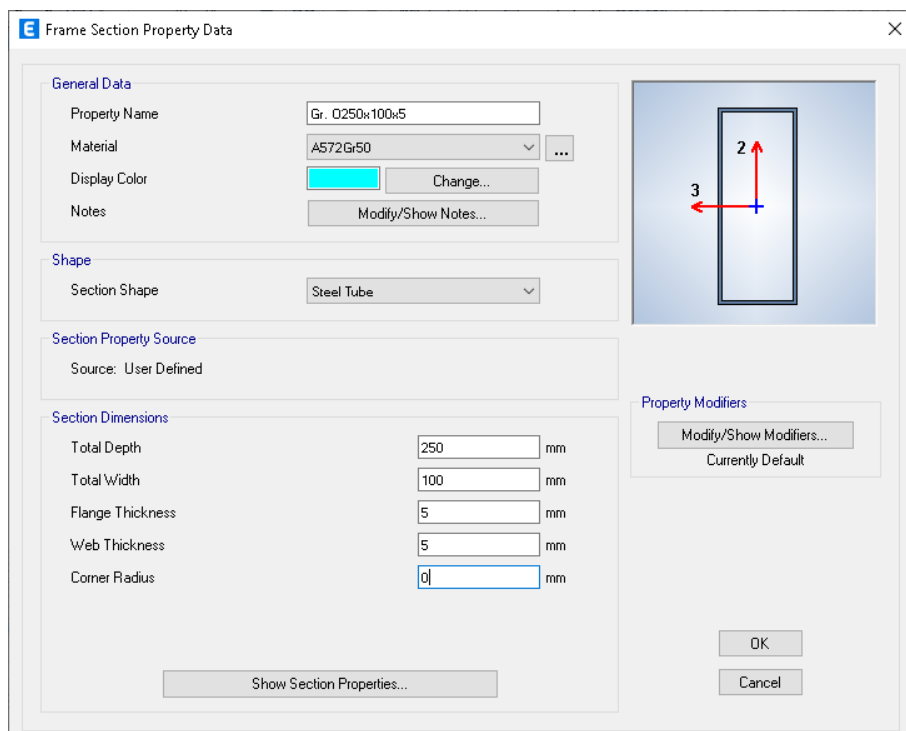


Ilustración 15. Perfil de gradas

Fuente: Christian Pérez

Columnas

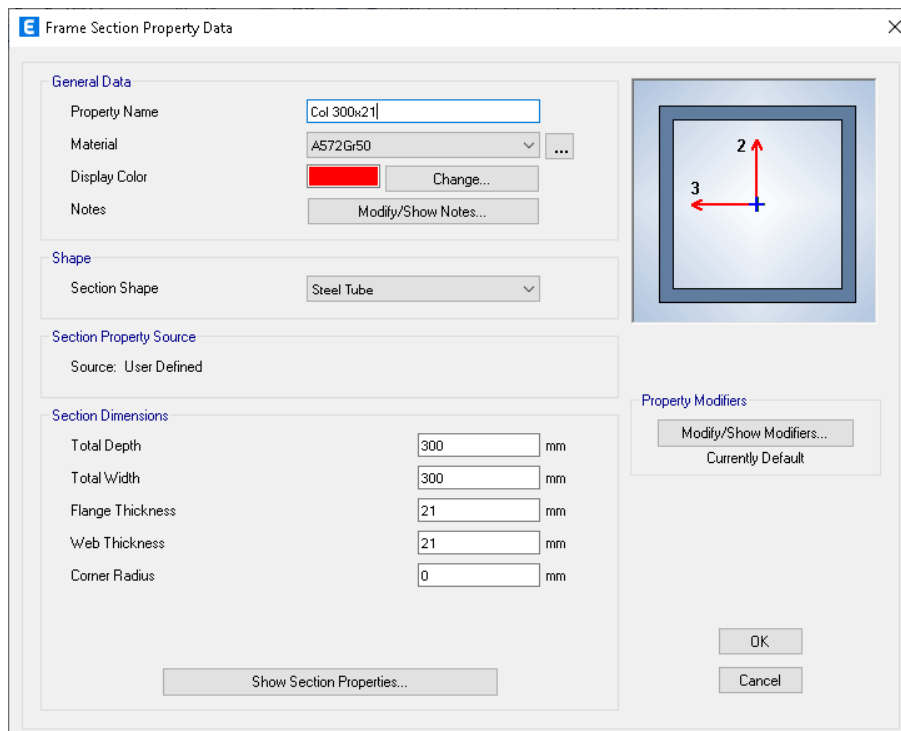


Ilustración 16. Columnas de acero huecas

Fuente: Christian Pérez

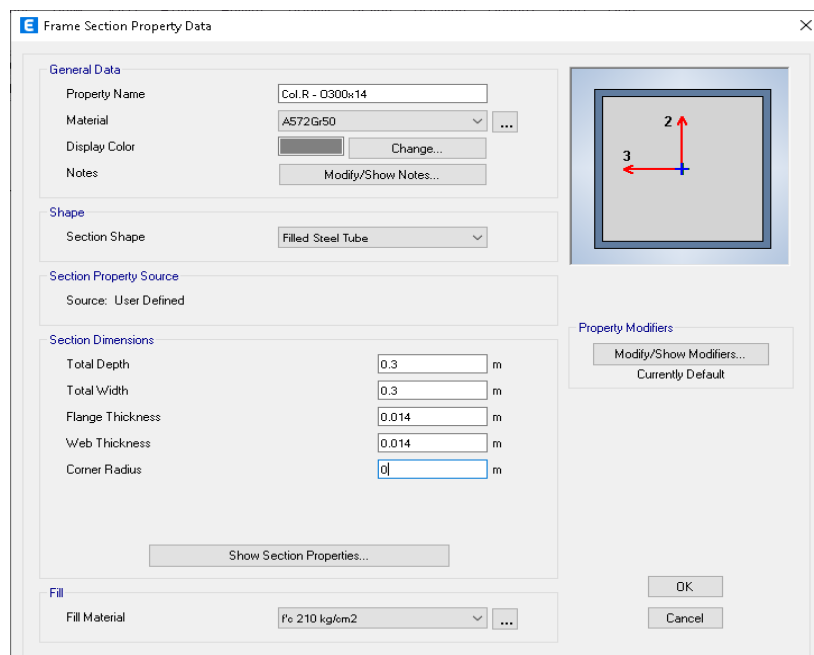


Ilustración 17. Columnas compuestas de acero rellenas de hormigón

Fuente: Christian Pérez

Losa

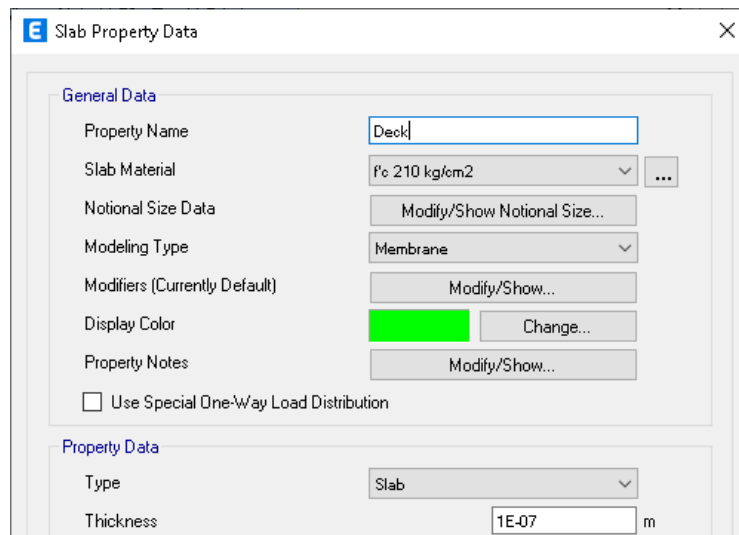


Ilustración 18. Losa tipo membrana

Fuente: Christian Pérez

2.4.3. ESTRUCTURA MODELADA

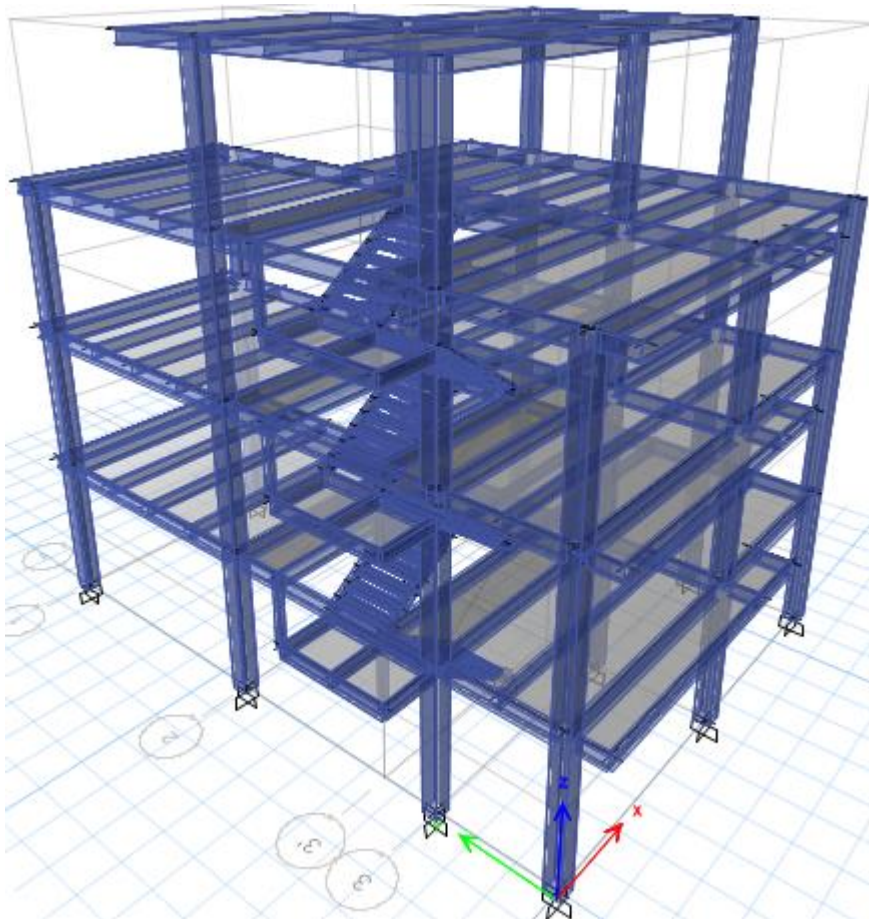


Ilustración 19. Estructura modelada

Fuente: Christian Pérez

Planta niveles +3.06; +5.94; +8.82

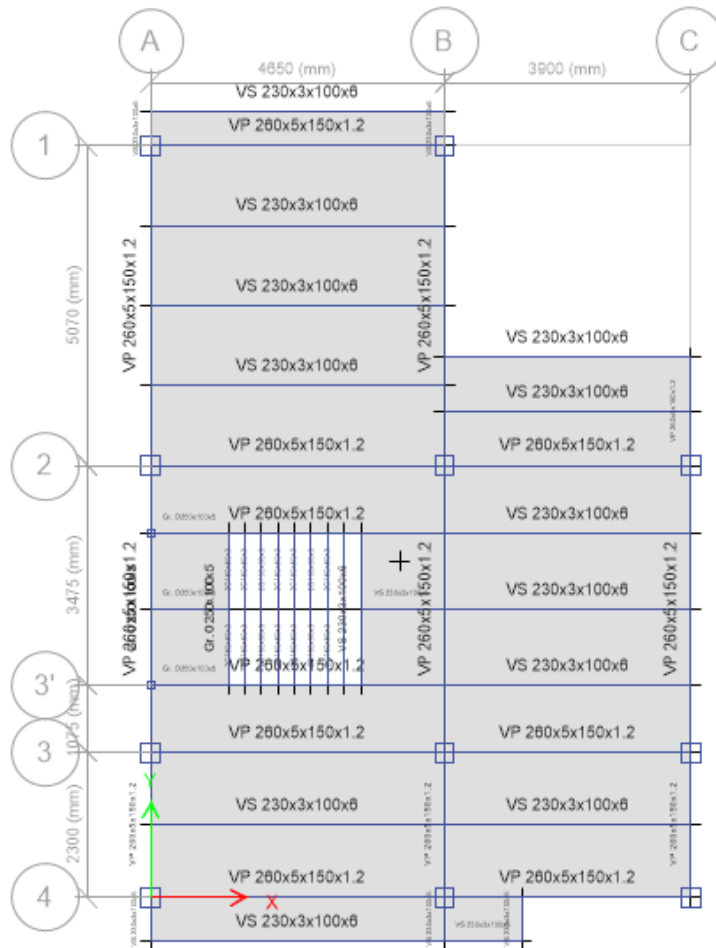


Ilustración 20. Configuración de losa de los 3 niveles de entresiso

Fuente: Christian Pérez

Planta nivel +11.70

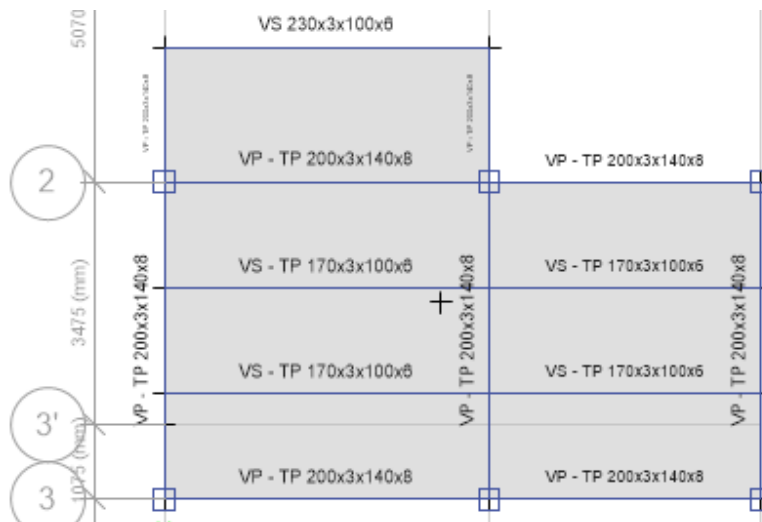


Ilustración 21. Configuración de losa del tapa grada

Fuente: Christian Pérez

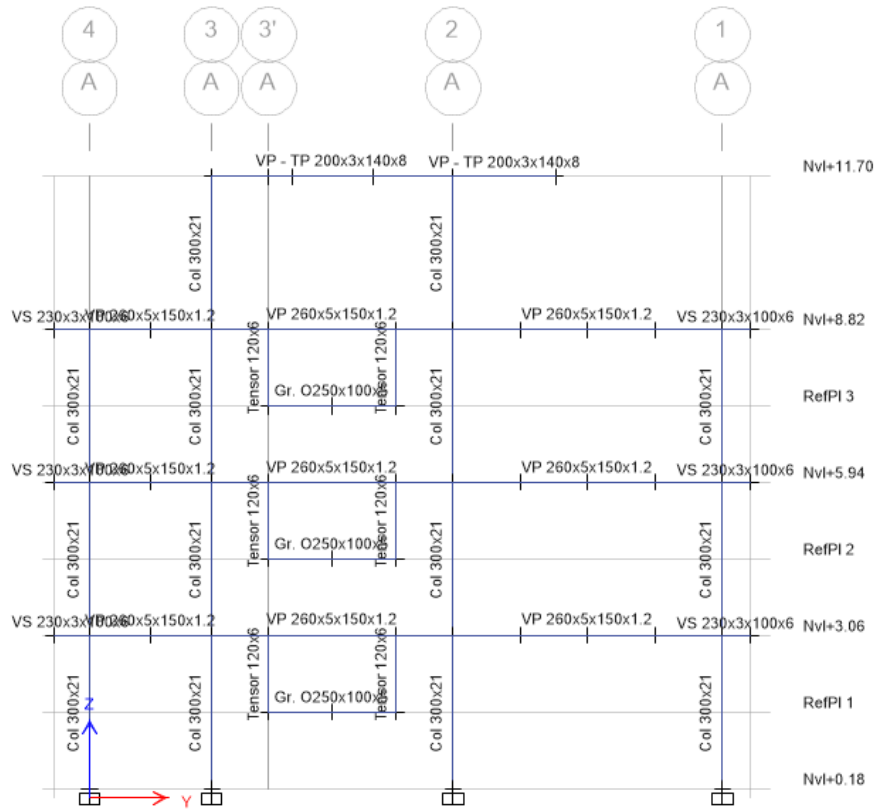


Ilustración 22. Vista en elevación - Eje A

Fuente: Christian Pérez

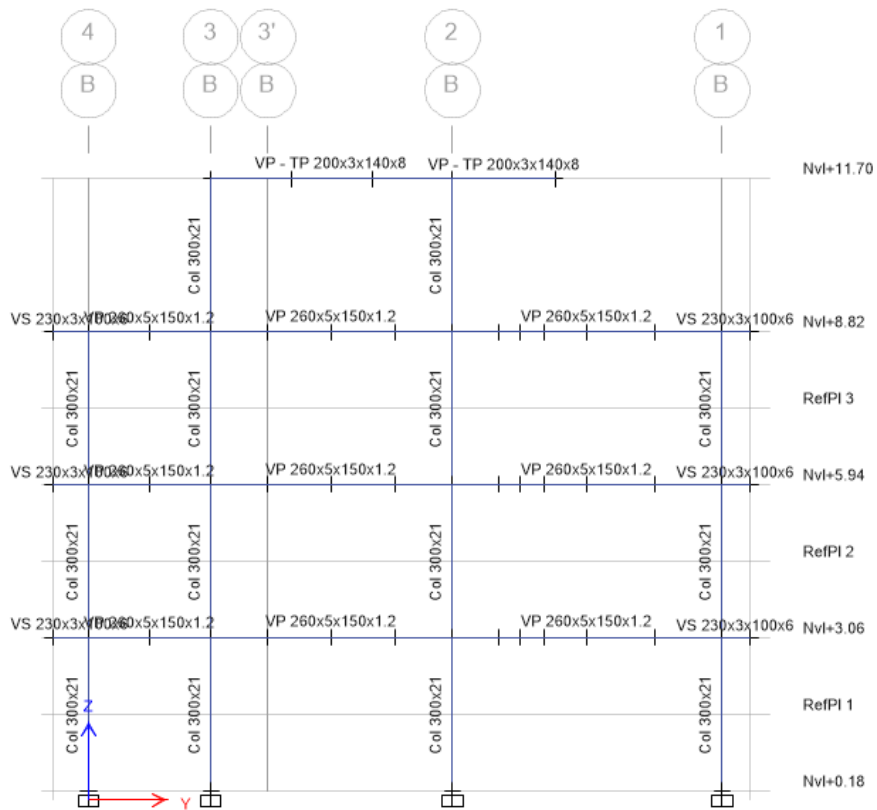


Ilustración 23. Vista en elevación – Eje B

Fuente: Christian Pérez

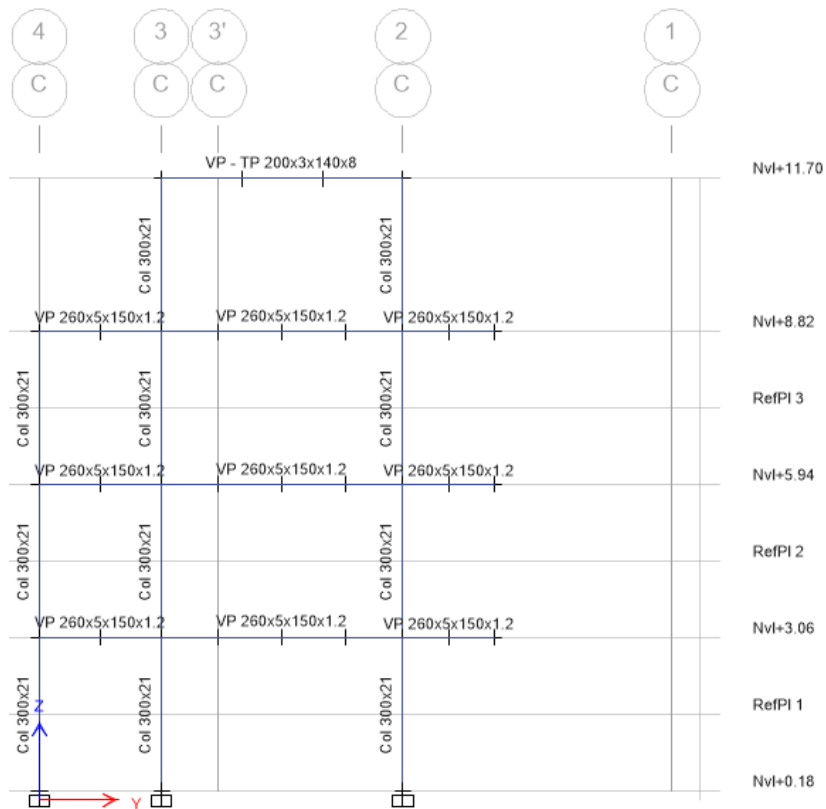


Ilustración 24. Vista en elevación – Eje C

Fuente: Christian Pérez

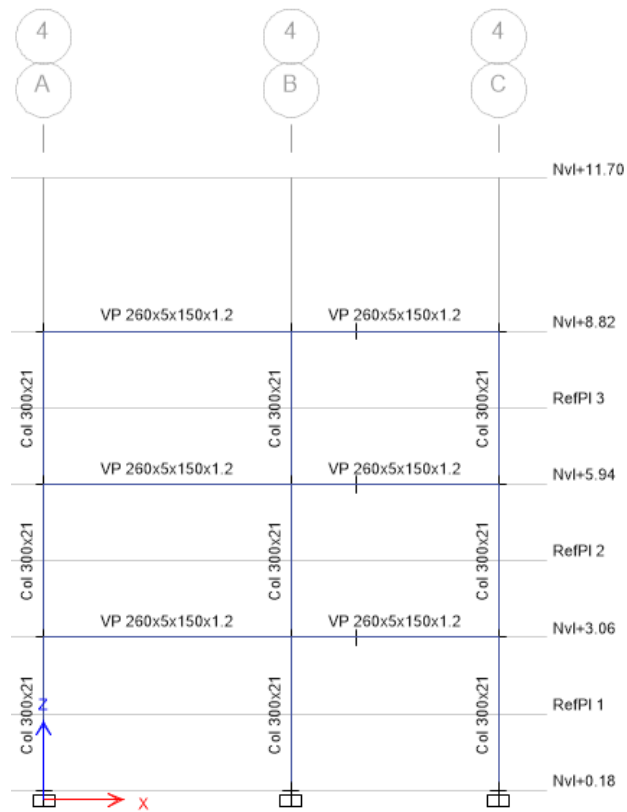


Ilustración 25. Vista en elevación – Eje 4

Fuente: Christian Pérez

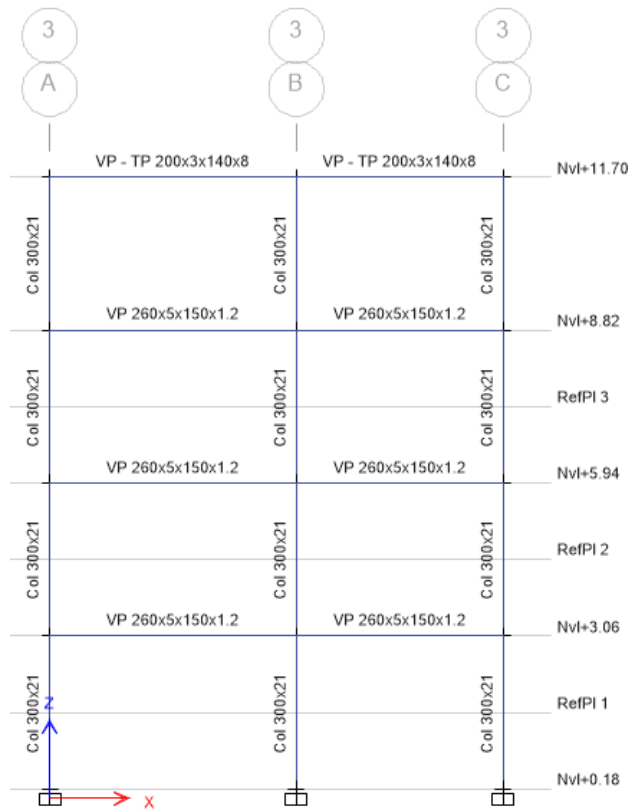


Ilustración 26. Vista en elevación – Eje 2 y 3

Fuente: Christian Pérez

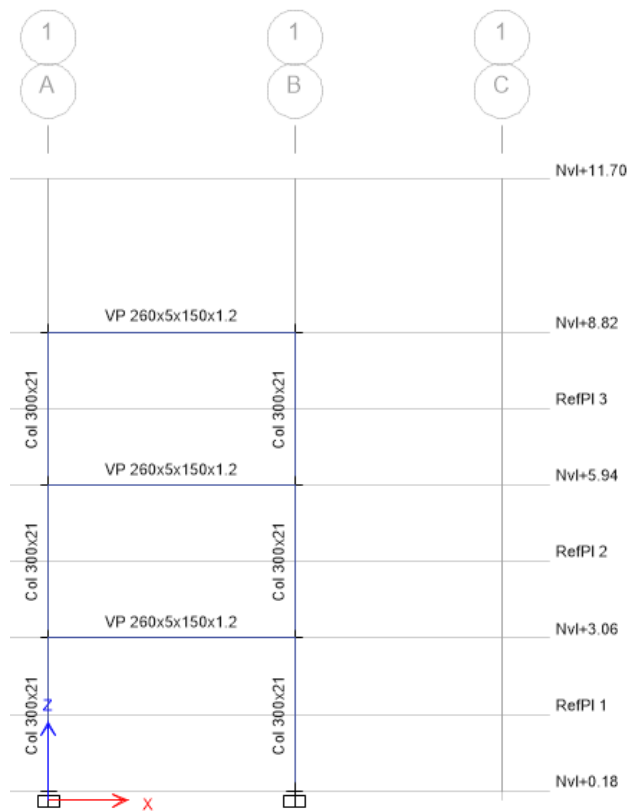


Ilustración 27. Vista en elevación – Eje 1

Fuente: Christian Pérez

2.5. DEFINICIÓN DE PARÁMETROS NO LINEALES

Se crea un nuevo estado de carga denominado PERMANENTE NO LINEAL, con el fin de indicar que el análisis no lineal de la estructura parte inicialmente desde un estado de cargas muertas.

Load Case Data

General

Load Case Name: PERMANENTE NO LINEAL

Load Case Type: Nonlinear Static

Mass Source: MsSrc1

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: [Empty Field]

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	ACM	1
Load Pattern	Dead	1

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load

Results Saved: Final State Only

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event

Buttons: Design..., Notes..., Add, Delete, OK, Cancel

Ilustración 28. Caso de carga “permanente no lineal”

Fuente: Christian Pérez

El análisis no lineal debe realizarse a partir de un estado deformado de la estructura debido a la acción de cargas muertas permanentes, es por eso que se crean los estados de carga “pushover X” y “pushover Y”, los cuales deben empezar su acción continuando con el estado de carga “permanente no lineal”.

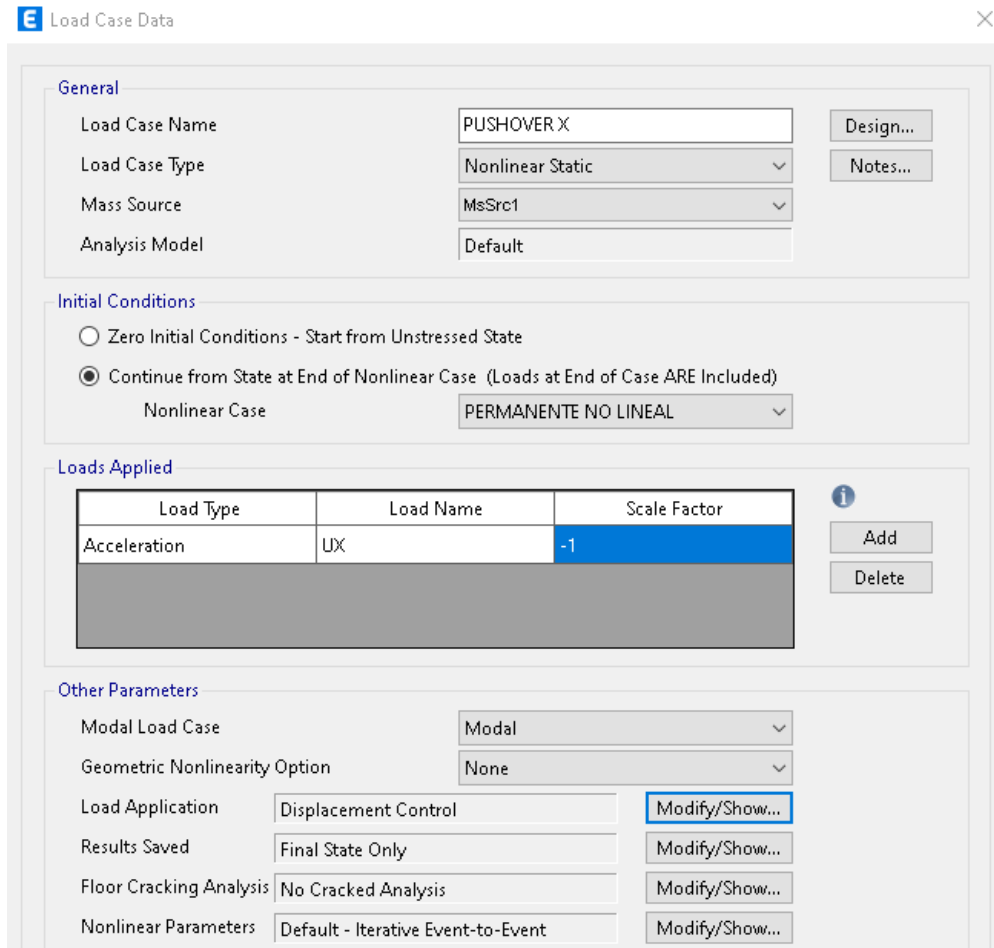


Ilustración 29. Caso de carga Pushover X

Fuente: Christian Pérez

El control de la aplicación de la carga para el análisis no lineal se lo realiza en base a desplazamientos, en un nodo específico del último nivel de piso.

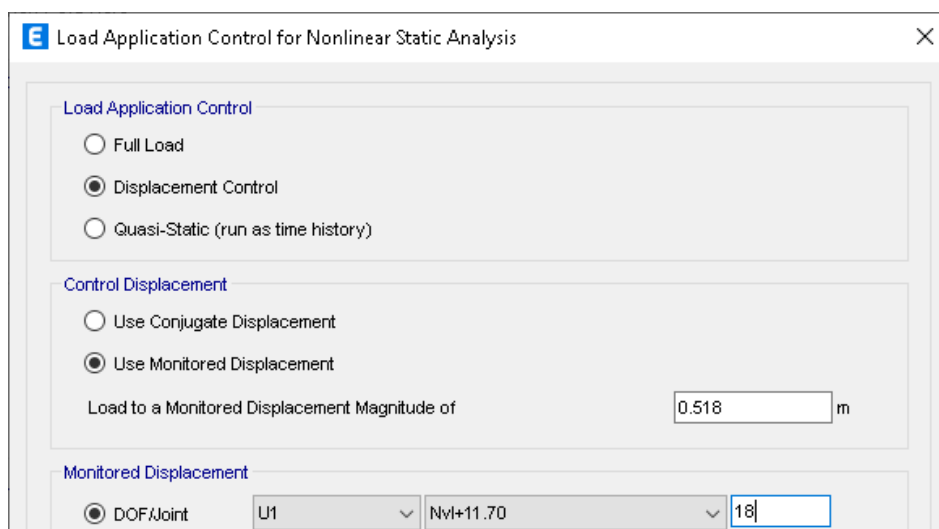


Ilustración 30. Control de la aplicación de la carga

Fuente: Christian Pérez

Los resultados serán almacenados en múltiples casos conforme actúe la fuerza en la estructura.

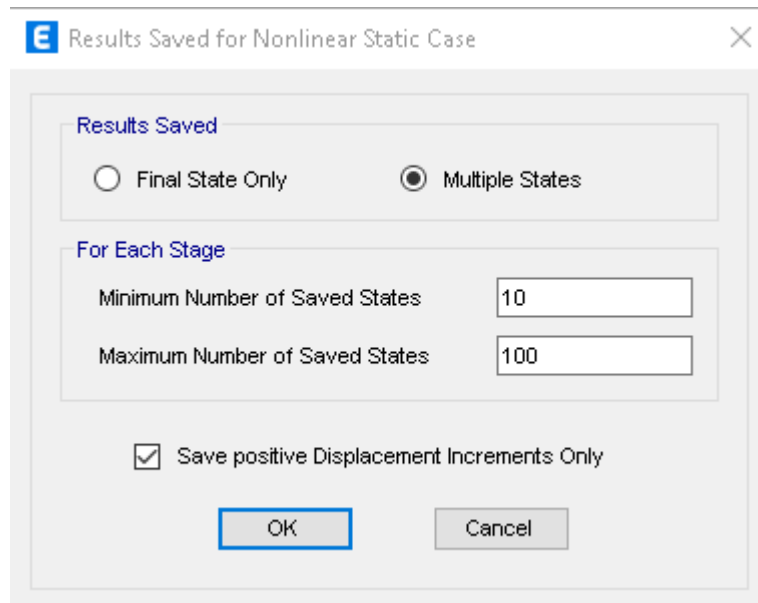


Ilustración 31. Almacenamiento de la información en múltiples estados

Fuente: Christian Pérez

Finalmente se asignan las rótulas plásticas a las vigas principales, quienes se encargarán de disipar la energía.

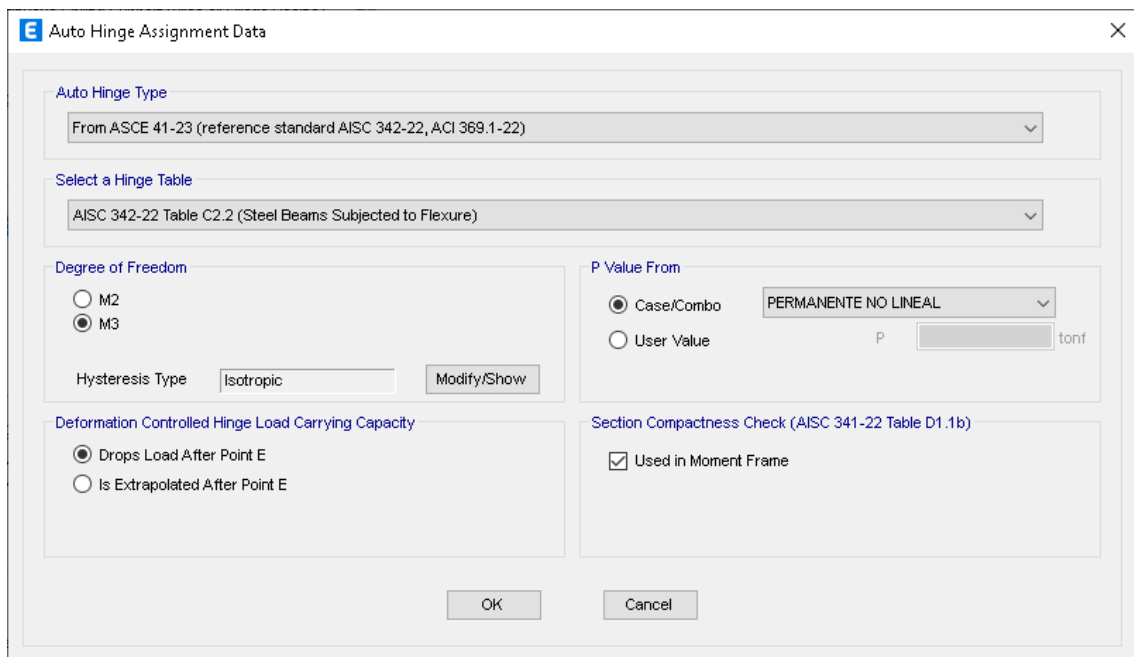


Ilustración 32. Rótulas plásticas en vigas

Fuente: Christian Pérez

Chequeo 2

Verificar que el cortante dinámico sea mayor o igual al 85% del cortante estático, para estructuras irregulares (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015):

SENTIDO X

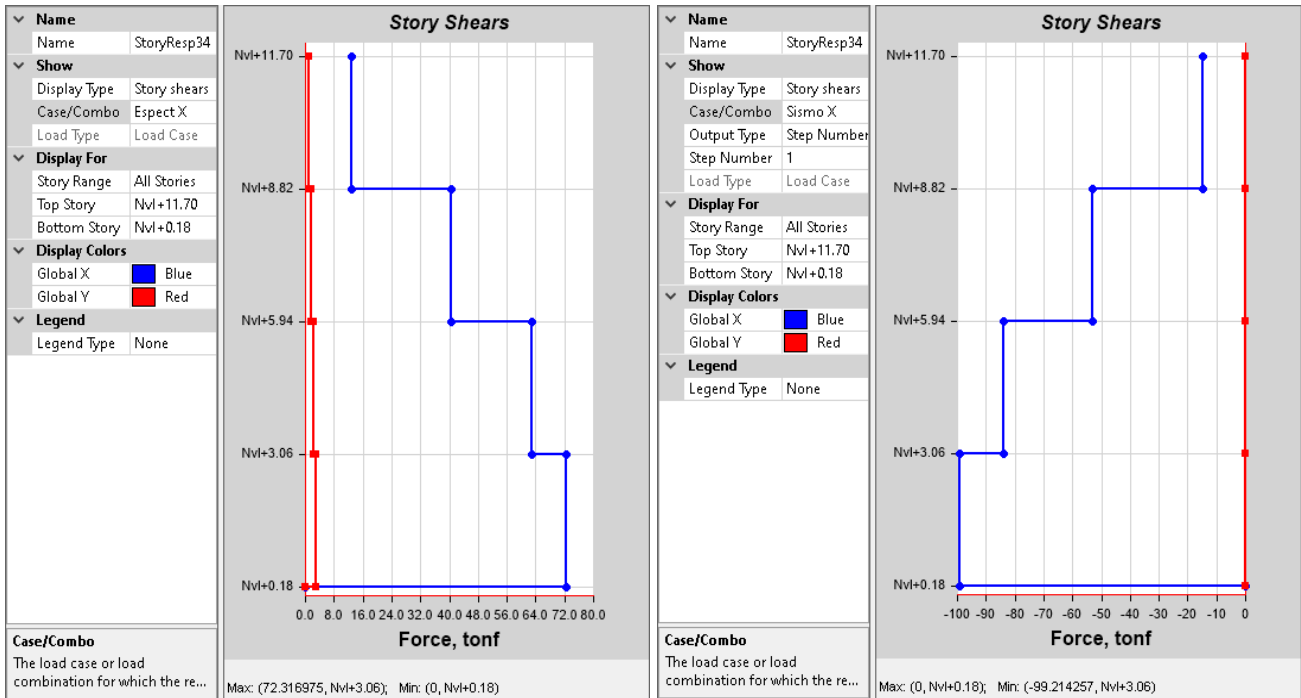


Ilustración 34. Cortante estático y dinámico en sentido X, de la estructura con columnas de acero huecas

Fuente: Christian Pérez

$$\frac{V. \text{Dinámico (Espect. X)}}{V. \text{Estático (Sx)}} \geq 85\%$$

$$\frac{72.316975 \text{ tonf}}{99.214257 \text{ tonf}} \geq 85\%$$

$$72.89\% < 85\%$$

Calibración del cortante dinámico ajustando el valor de la gravedad al multiplicarlo por un factor de corrección. De manera conservadora se relaciona a un porcentaje del 90%:

$$\frac{99.214257 \text{ tonf}}{72.316975 \text{ tonf}} * 0.9 = 1.2348 * 9.8067 = 12.1093$$

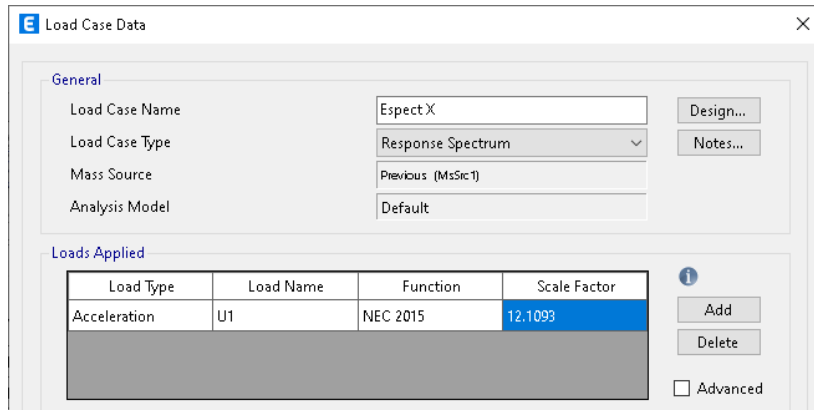


Ilustración 35. Calibración del valor de la gravedad en sentido X

Fuente: Christian Pérez

Se realiza nuevamente la verificación de los valores con la gravedad ajustada:

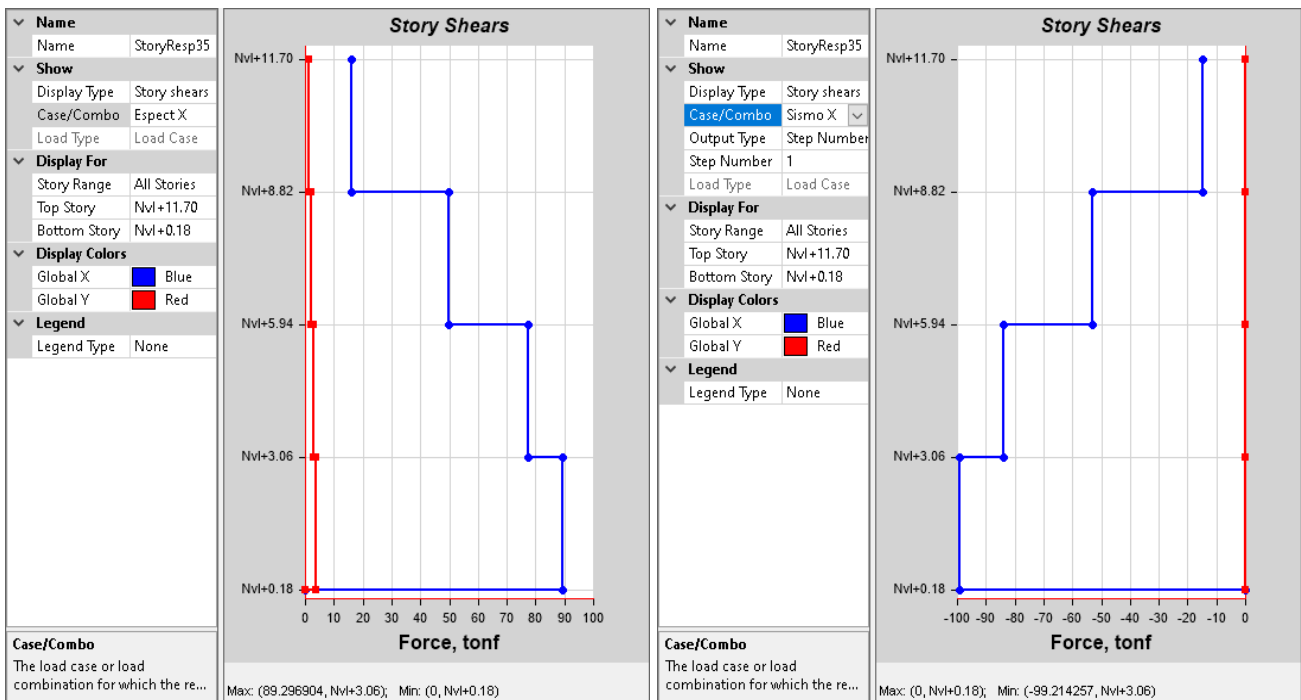


Ilustración 36. Cortante estático y dinámico ajustado en sentido X, de la estructura con

columnas de acero huecas

Fuente: Christian Pérez

$$\frac{V. \text{Dinámico (Espect. X)}}{V. \text{Estático (Sx)}} \geq 85\%$$

$$\frac{89.296904 \text{ tonf}}{99.214257 \text{ tonf}} \geq 85\%$$

$$90\% > 85\%$$

(CUMPLE)

SENTIDO Y

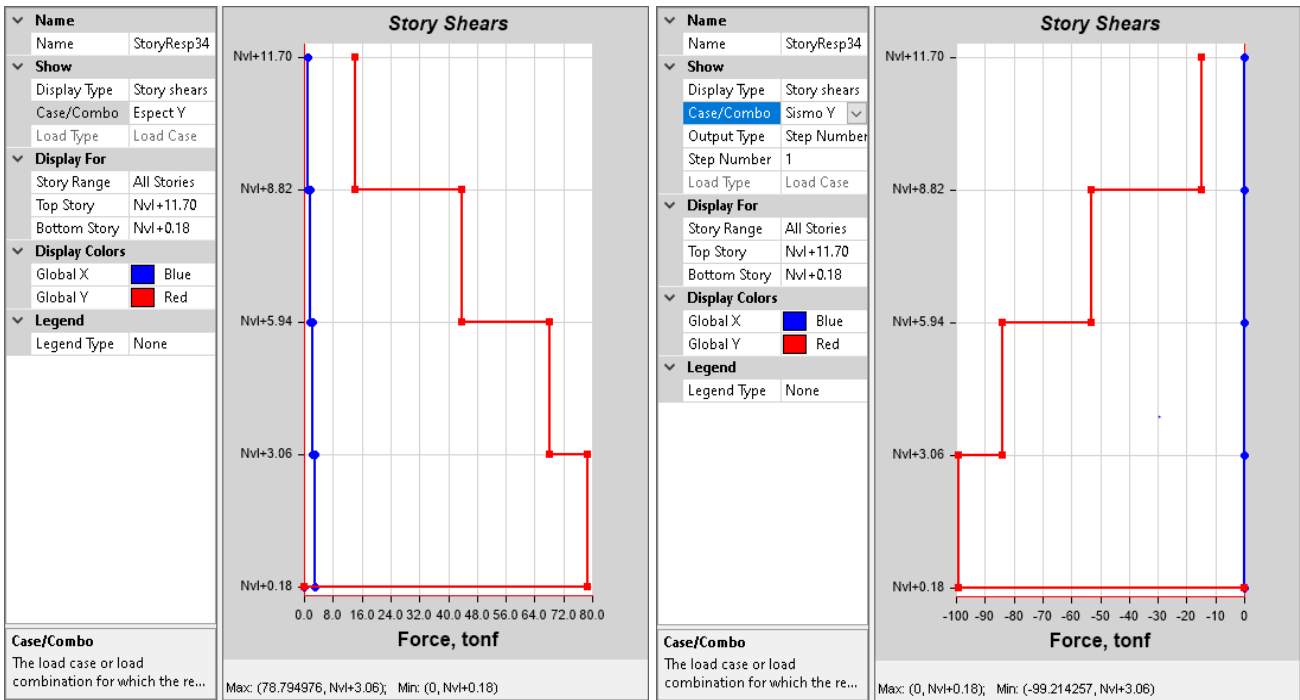


Ilustración 37. Cortante estático y dinámico en sentido Y, de la estructura con columnas de acero huecas

Fuente: Christian Pérez

$$\frac{V. \text{Dinámico (Espect. X)}}{V. \text{Estático (Sx)}} \geq 85\%$$

$$\frac{78.794976 \text{ tonf}}{99.214257 \text{ tonf}} \geq 85\%$$

$$79.42\% < 85\%$$

(NO CUMPLE)

Calibración del cortante dinámico ajustando el valor de la gravedad al multiplicarlo por un factor de corrección. De manera conservadora se adopta un porcentaje del 90%:

$$\frac{99.214257 \text{ tonf}}{78.794976 \text{ tonf}} * 0.9 = 1.1333 * 9.8067 = 11.1139$$

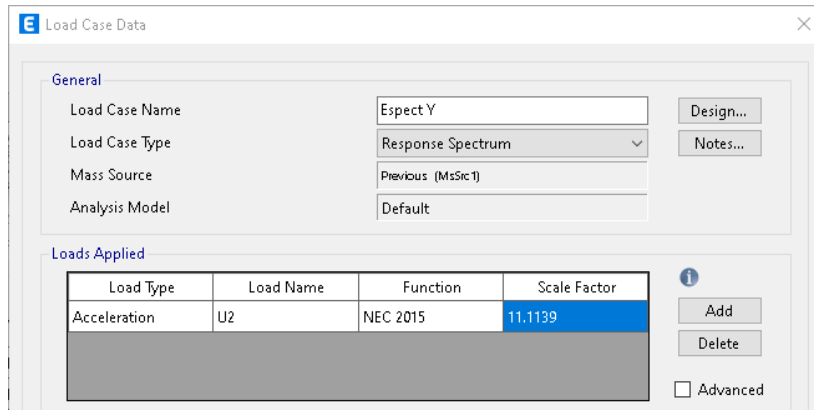


Ilustración 38. Calibración del valor de la gravedad en sentido Y

Fuente: Christian Pérez

Se realiza nuevamente la verificación de los valores con la gravedad ajustada:

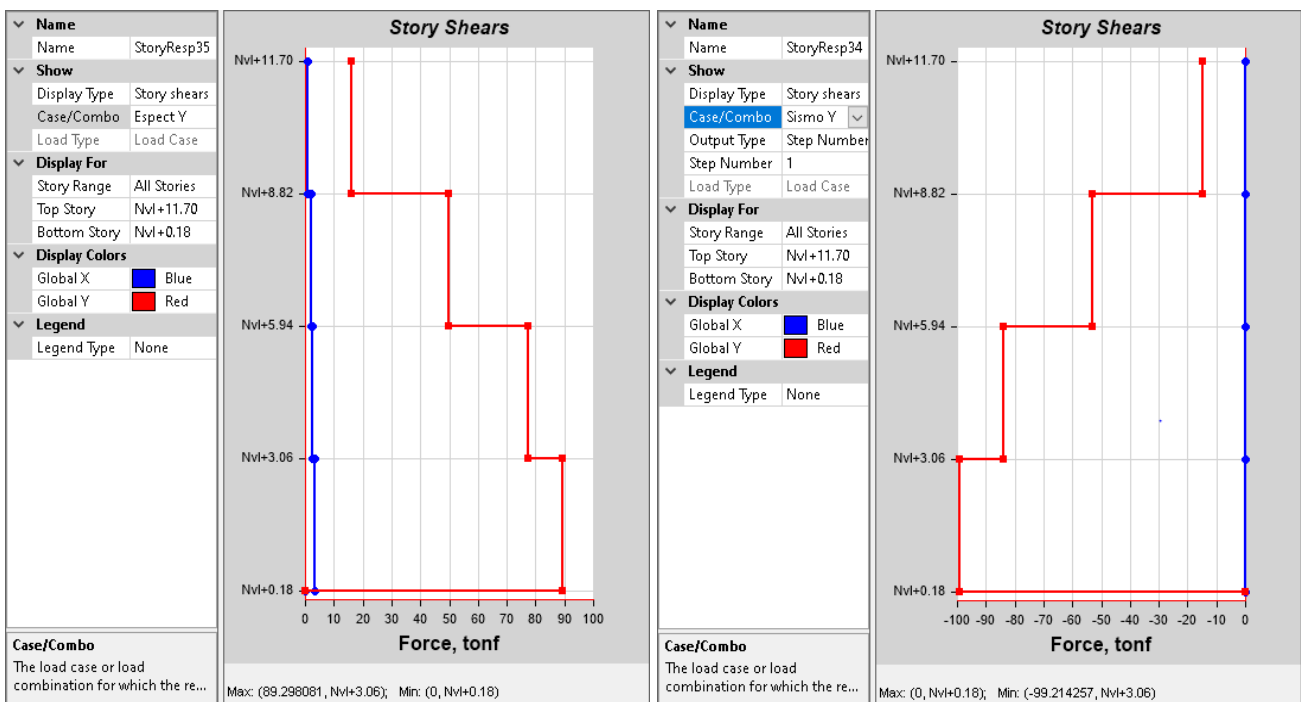


Ilustración 39. Cortante estático y dinámico ajustado en sentido X, de la estructura con

columnas de acero huecas

Fuente: Christian Pérez

$$\frac{V. \text{Dinámico (Espect. X)}}{V. \text{Estático (Sx)}} \geq 85\%$$

$$\frac{89.298081 \text{ tonf}}{99.214257 \text{ tonf}} \geq 85\%$$

$$90\% > 85\%$$

(CUMPLE)

Chequeo 3

Verificar que los dos primeros modos de vibración sean traslacionales.

MODO 1

$$\frac{Rz}{\text{Max}(Ux; Uy)} \leq 30\%$$

$$\frac{0.0793}{0.7006} \leq 30\%$$

$$11.32\% \leq 30\%$$

(Traslacional)

MODO 2

$$\frac{Rz}{\text{Max}(Ux; Uy)} \leq 30\%$$

$$\frac{0.0051}{0.7795} \leq 30\%$$

$$0.65\% \leq 30\%$$

(Traslacional)

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
Modal	1	0.571	0.7006	1.778E-06	0	0.7006	1.778E-06	0	0	0.2253	0.0793
Modal	2	0.529	0.0006	0.7795	0	0.7012	0.7795	0	0.2458	0.0002	0.0051
Modal	3	0.439	0.0765	0.0055	0	0.7777	0.785	0	0.0014	0.0296	0.7102
Modal	4	0.189	0.1172	0.0026	0	0.8949	0.7876	0	0.0108	0.4314	0.0059
Modal	5	0.183	0.0033	0.1159	0	0.8982	0.9035	0	0.4562	0.0131	8.778E-06
Modal	6	0.145	0.0063	0.0007	0	0.9044	0.9042	0	0.0027	0.0269	0.1025
Modal	7	0.107	0.039	0.0115	0	0.9435	0.9157	0	0.0362	0.1101	0.0153
Modal	8	0.103	0.0118	0.0536	0	0.9553	0.9692	0	0.1615	0.035	0.0001
Modal	9	0.09	0.0154	0.0013	0	0.9706	0.9705	0	0.0032	0.0458	0.0454
Modal	10	0.066	0.0224	0.0019	0	0.9931	0.9724	0	0.0052	0.0631	0.0078
Modal	11	0.064	0.0018	0.0275	0	0.9948	1	0	0.0769	0.005	0.0001
Modal	12	0.055	0.0052	4.704E-05	0	1	1	0	0.0001	0.0145	0.0283

Ilustración 40. Modos de vibración de la estructura con columnas de acero huecas

Fuente: Christian Pérez

Chequeo 4

Comprobar la participación del 90% de la masa en los primeros modos de vibración:

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
Modal	1	0.571	0.7006	1.778E-06	0	0.7006	1.778E-06	0	0	0.2253	0.0793
Modal	2	0.529	0.0006	0.7795	0	0.7012	0.7795	0	0.2458	0.0002	0.0051
Modal	3	0.439	0.0765	0.0055	0	0.7777	0.785	0	0.0014	0.0296	0.7102
Modal	4	0.189	0.1172	0.0026	0	0.8949	0.7876	0	0.0108	0.4314	0.0059
Modal	5	0.183	0.0033	0.1159	0	0.8982	0.9035	0	0.4562	0.0131	8.776E-06
Modal	6	0.145	0.0063	0.0007	0	0.9044	0.9042	0	0.0027	0.0269	0.1025
Modal	7	0.107	0.039	0.0115	0	0.9435	0.9157	0	0.0362	0.1101	0.0153
Modal	8	0.103	0.0118	0.0536	0	0.9553	0.9692	0	0.1615	0.035	0.0001
Modal	9	0.09	0.0154	0.0013	0	0.9706	0.9705	0	0.0032	0.0458	0.0454
Modal	10	0.066	0.0224	0.0019	0	0.9931	0.9724	0	0.0052	0.0631	0.0078
Modal	11	0.064	0.0018	0.0275	0	0.9948	1	0	0.0769	0.005	0.0001
Modal	12	0.055	0.0052	4.704E-05	0	1	1	0	0.0001	0.0145	0.0283

Ilustración 41. Porcentaje de participación modal de la masa por modo de vibración de la estructura con columnas de acero huecas

Fuente: Christian Pérez

La participación del 90% de la masa en el sentido X y Y se cumple en el modo de vibración número 6. Mientras que el 100% en el modo 12. Estos valores determinan que el modelo es confiable.

Chequeo 5

Deriva inelástica menor o igual a 2% (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015).

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_{ELÁSTICA}$$

SISMO X

$$\Delta_{ELÁSTICA X} = 0.75 * R * \Delta_{ELÁSTICA}$$

$$\Delta_{ELÁSTICA X} = 0.75 * 3 * 0.008605$$

$$\Delta_{ELÁSTICA X} = 0.0194 = 1.94\%$$

(CUMPLE)

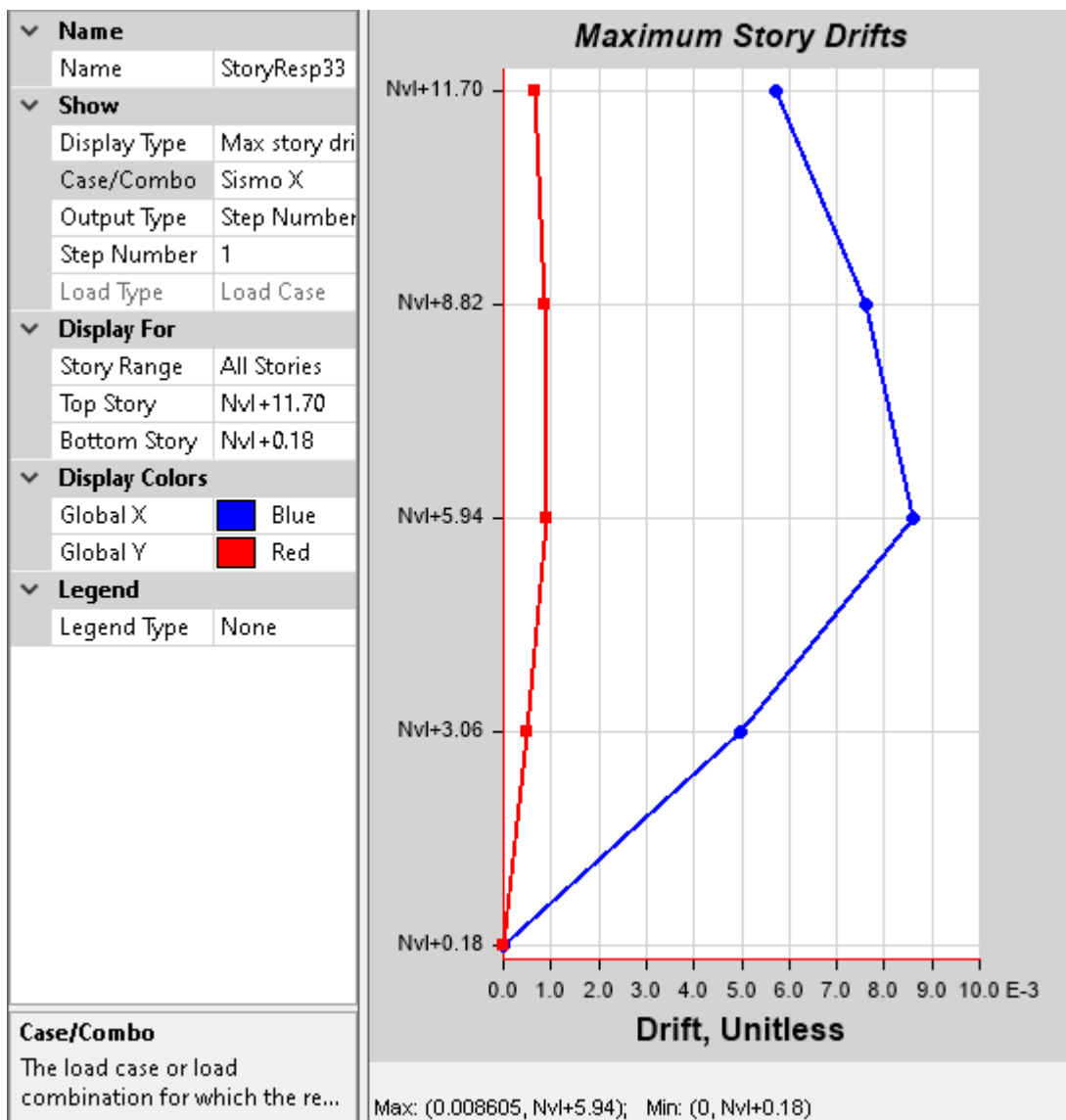


Ilustración 42. Deriva inelástica en sentido X de la estructura con columnas de acero huecas

Fuente: Christian Pérez

SISMO Y

$$\Delta_{ELÁSTICA Y} = 0.75 * R * \Delta_{ELÁSTICA}$$

$$\Delta_{ELÁSTICA Y} = 0.75 * 3 * 0.006509$$

$$\Delta_{ELÁSTICA Y} = 0.0146 = 1.46\%$$

(CUMPLE)

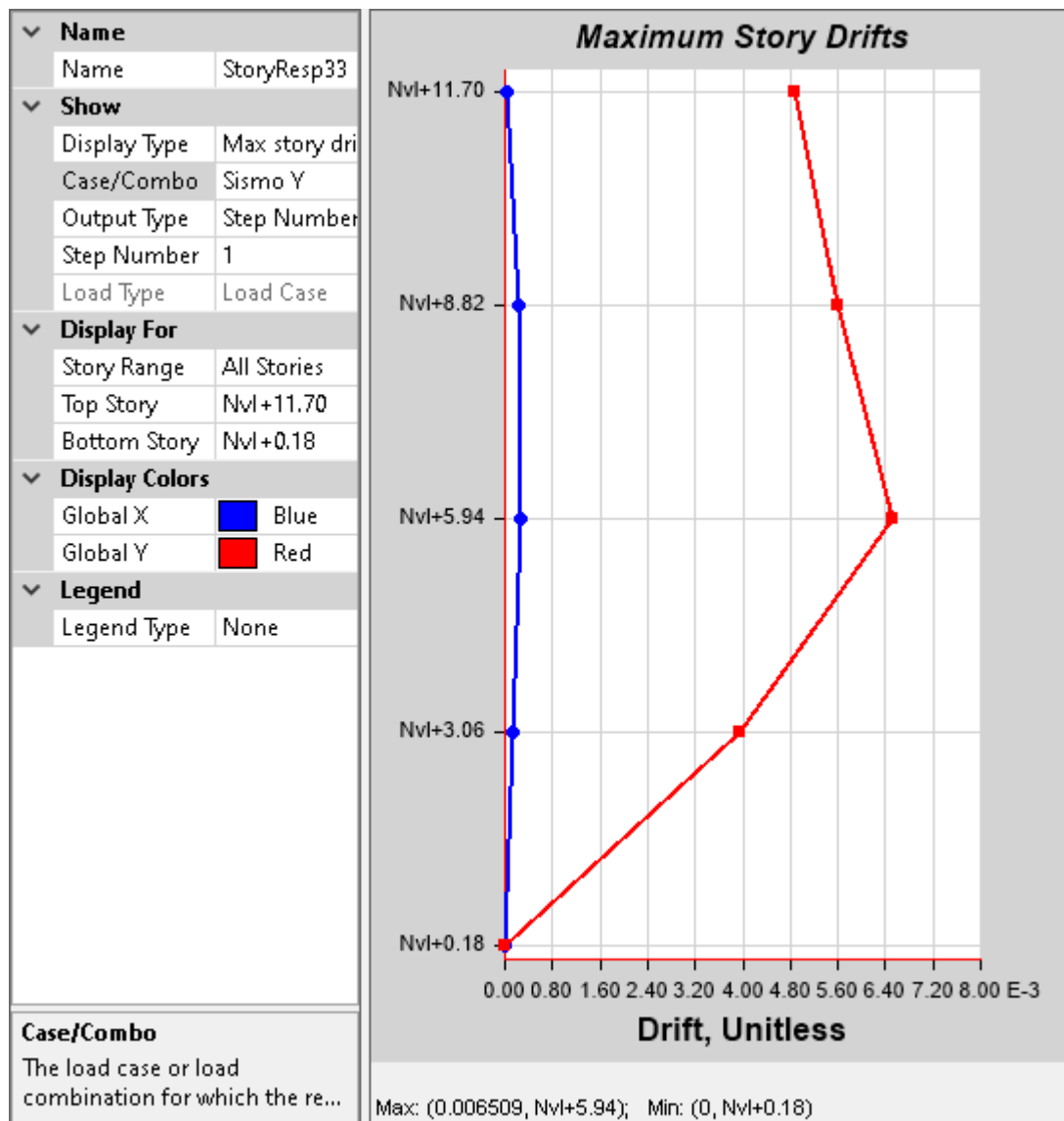


Ilustración 43. Deriva inelástica en sentido Y de la estructura con columnas de acero huecas

Fuente: Christian Pérez

3.1.2. CHEQUEOS SÍSMICOS EDIFICIO CON COLUMNAS COMPUESTAS

Chequeo 1

Calibración del período de vibración (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015):

$$T1 \leq T. Programa \leq 1.3 T1$$

$$0.5087 \text{ s} \leq 0.5755 \text{ s} \leq 0.661 \text{ s}$$

(Chequeo cumplido)

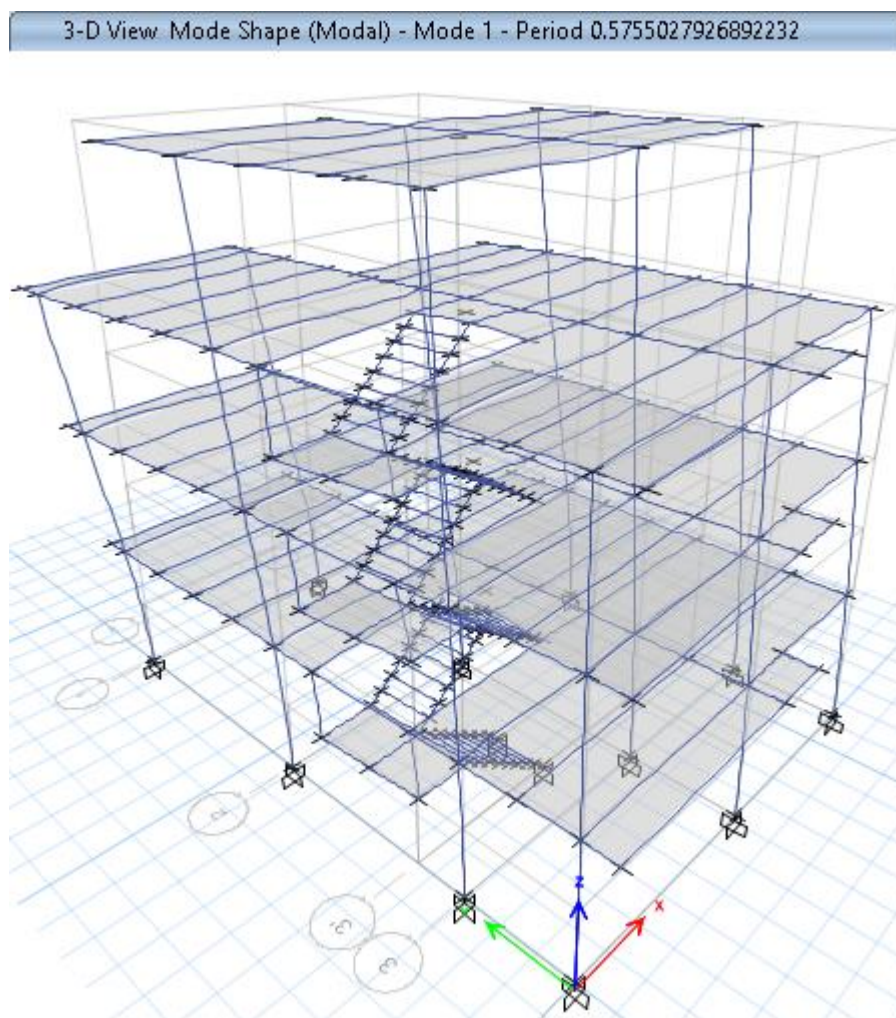


Ilustración 44. Período de vibración de la estructura con columnas de acero compuestas.

Fuente: Christian Pérez

Chequeo 2

Verificar que el cortante dinámico sea mayor o igual al 85% del cortante estático, para estructuras irregulares (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015):

SENTIDO X

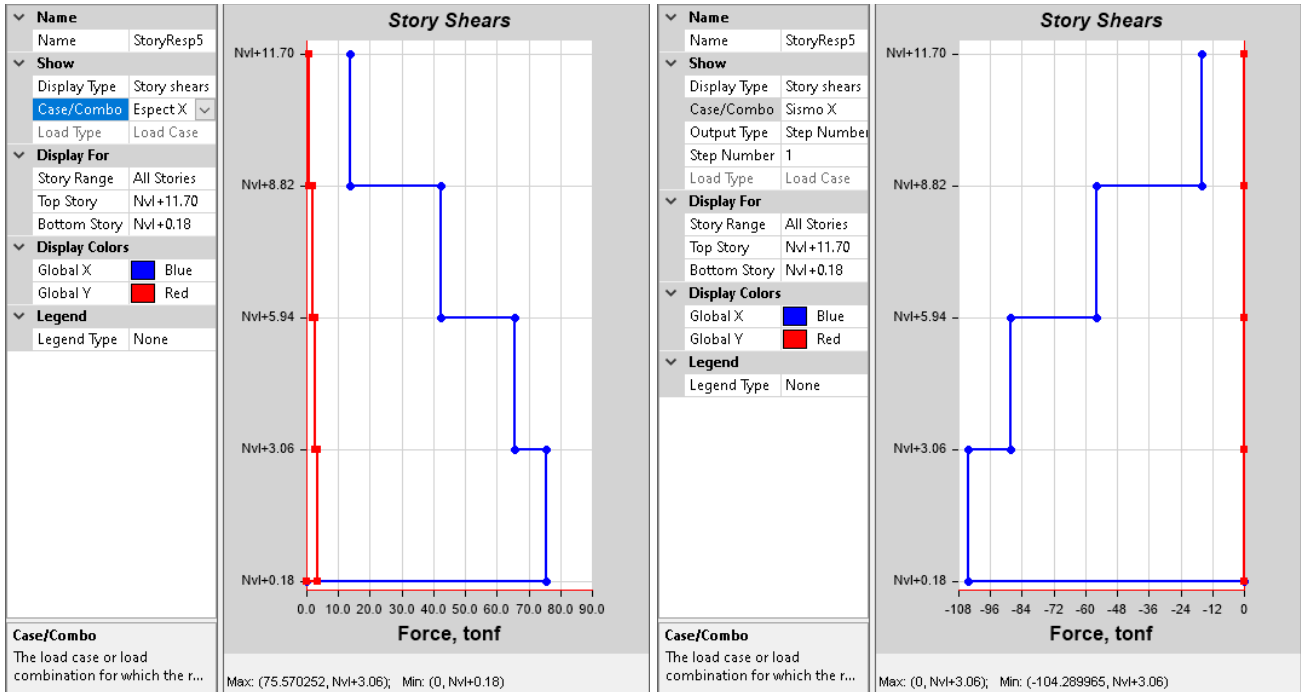


Ilustración 45. Cortante estático y dinámico en sentido X, de la estructura con columnas de acero compuestas.

Fuente: Christian Pérez

$$\frac{V. \text{Dinámico (Espect. X)}}{V. \text{Estático (Sx)}} \geq 85\%$$

$$\frac{75.570252 \text{ tonf}}{104.289965 \text{ tonf}} \geq 85\%$$

$$72.46\% < 85\%$$

Calibración del cortante dinámico ajustando el valor de la gravedad al multiplicarlo por un factor de corrección. De manera conservadora se relaciona a un porcentaje del 90%:

$$\frac{104.289965 \text{ tonf}}{75.570252 \text{ tonf}} * 0.9 = 1.24204 * 9.8067 = 12.1803$$

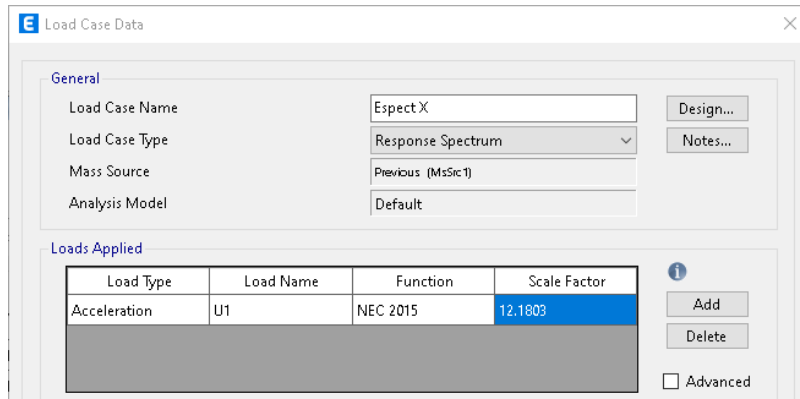


Ilustración 46. Calibración del valor de la gravedad en sentido X.

Fuente: Christian Pérez

Se realiza nuevamente la verificación de los valores con la gravedad ajustada:

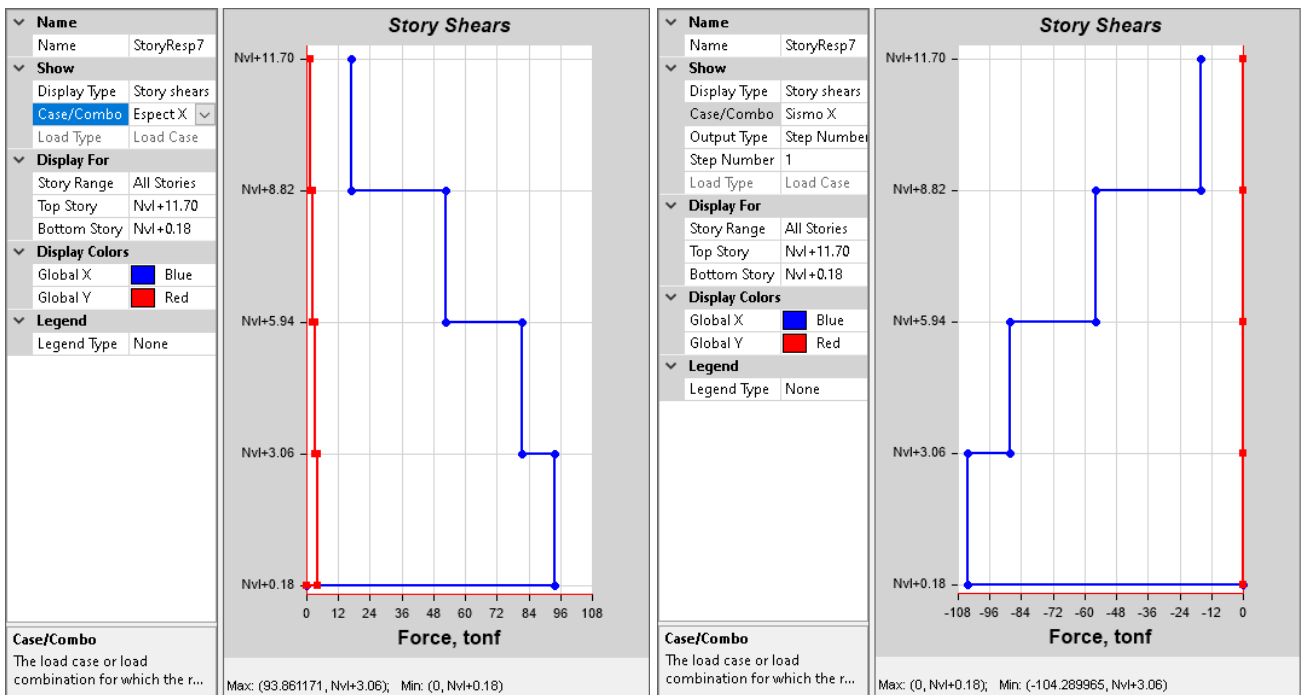


Ilustración 47. Cortante estático y dinámico ajustado en sentido X, de la estructura con

columnas de acero compuestas.

Fuente: Christian Pérez

$$\frac{V. \text{Dinámico (Espect. X)}}{V. \text{Estático (Sx)}} \geq 85\%$$

$$\frac{93.861171 \text{ tonf}}{104.289965 \text{ tonf}} \geq 85\%$$

$$90\% > 85\%$$

(CUMPLE)

SENTIDO Y

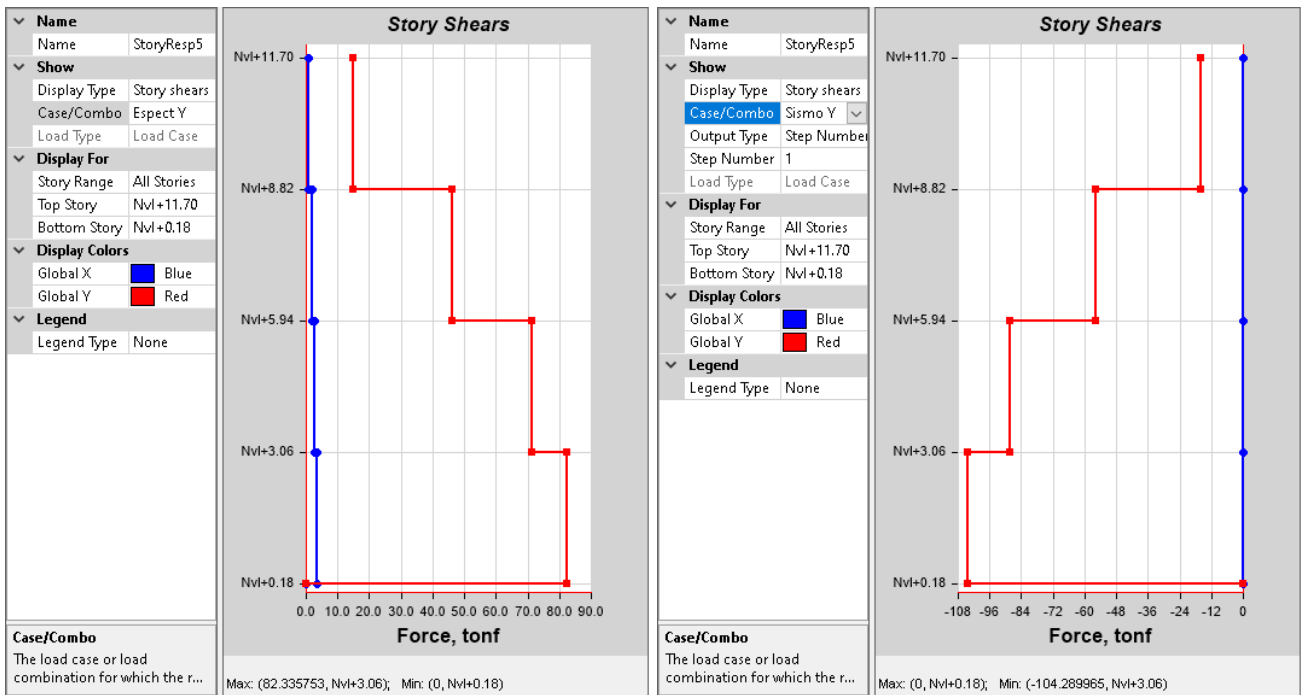


Ilustración 48. Cortante estático y dinámico en sentido Y, de la estructura con columnas de acero compuestas.

Fuente: Christian Pérez

$$\frac{V. \text{Dinámico (Espect. X)}}{V. \text{Estático (Sx)}} \geq 85\%$$

$$\frac{82.335753 \text{ tonf}}{104.289965 \text{ tonf}} \geq 85\%$$

$$78.95\% < 85\%$$

(NO CUMPLE)

Calibración del cortante dinámico ajustando el valor de la gravedad al multiplicarlo por un factor de corrección. De manera conservadora se adopta un porcentaje del 90%:

$$\frac{104.289965 \text{ tonf}}{82.335753 \text{ tonf}} * 0.9 = 1.13998 * 9.8067 = 11.1794$$

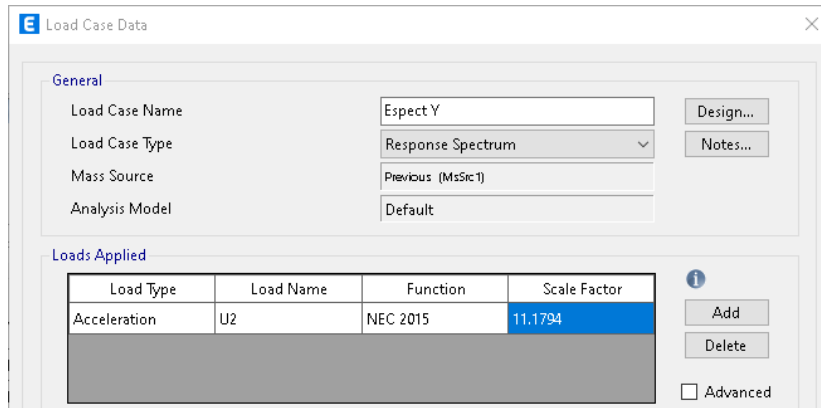


Ilustración 49. Calibración del valor de la gravedad en sentido Y

Fuente: Christian Pérez

Se realiza nuevamente la verificación de los valores con la gravedad ajustada:



Ilustración 50. Cortante estático y dinámico ajustado en sentido Y, de la estructura con columnas de acero compuestas.

Fuente: Christian Pérez

$$\frac{V. \text{Dinámico (Espect. X)}}{V. \text{Estático (Sx)}} \geq 85\%$$

$$\frac{93.86076 \text{ tonf}}{104.289965 \text{ tonf}} \geq 85\%$$

$$90\% > 85\%$$

(CUMPLE)

Chequeo 3

Verificar que los dos primeros modos sean traslacionales.

MODO 1

$$\frac{Rz}{\text{Max}(Ux; Uy)} \leq 30\%$$

$$\frac{0.0807}{0.6946} \leq 30\%$$

$$11.62\% \leq 30\%$$

(Traslacional)

MODO 2

$$\frac{Rz}{\text{Max}(Ux; Uy)} \leq 30\%$$

$$\frac{0.0058}{0.7737} \leq 30\%$$

$$0.75\% \leq 30\%$$

(Traslacional)

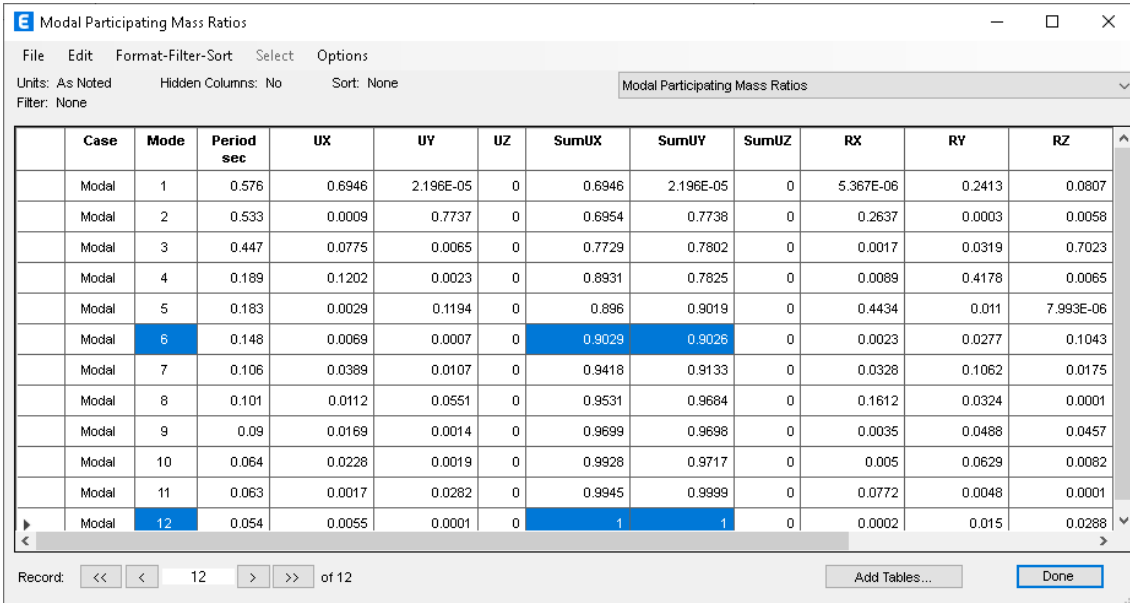
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
Modal	1	0.576	0.6946	2.196E-05	0	0.6946	2.196E-05	0	5.367E-06	0.2413	0.0807
Modal	2	0.533	0.0009	0.7737	0	0.6954	0.7738	0	0.2637	0.0003	0.0058
Modal	3	0.447	0.0775	0.0065	0	0.7729	0.7802	0	0.0017	0.0319	0.7023
Modal	4	0.189	0.1202	0.0023	0	0.8931	0.7825	0	0.0089	0.4178	0.0065
Modal	5	0.183	0.0029	0.1194	0	0.896	0.9019	0	0.4434	0.011	7.993E-06
Modal	6	0.148	0.0069	0.0007	0	0.9029	0.9026	0	0.0023	0.0277	0.1043
Modal	7	0.106	0.0389	0.0107	0	0.9418	0.9133	0	0.0328	0.1062	0.0175
Modal	8	0.101	0.0112	0.0551	0	0.9531	0.9684	0	0.1612	0.0324	0.0001
Modal	9	0.09	0.0169	0.0014	0	0.9699	0.9698	0	0.0035	0.0488	0.0457
Modal	10	0.064	0.0228	0.0019	0	0.9928	0.9717	0	0.005	0.0629	0.0082
Modal	11	0.063	0.0017	0.0282	0	0.9945	0.9999	0	0.0772	0.0048	0.0001
Modal	12	0.054	0.0055	0.0001	0	1	1	0	0.0002	0.015	0.0288

Ilustración 51. Modos de vibración de la estructura con columnas de acero compuestas

Fuente: Christian Pérez

Chequeo 4

Comprobar la participación del 90% de la masa en los primeros modos de vibración:



Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
Modal	1	0.576	0.6946	2.196E-05	0	0.6946	2.196E-05	0	5.367E-06	0.2413	0.0807
Modal	2	0.533	0.0009	0.7737	0	0.6954	0.7738	0	0.2637	0.0003	0.0058
Modal	3	0.447	0.0775	0.0065	0	0.7729	0.7802	0	0.0017	0.0319	0.7023
Modal	4	0.189	0.1202	0.0023	0	0.8931	0.7825	0	0.0089	0.4178	0.0065
Modal	5	0.183	0.0029	0.1194	0	0.896	0.9019	0	0.4434	0.011	7.993E-06
Modal	6	0.148	0.0069	0.0007	0	0.9029	0.9026	0	0.0023	0.0277	0.1043
Modal	7	0.106	0.0389	0.0107	0	0.9418	0.9133	0	0.0328	0.1062	0.0175
Modal	8	0.101	0.0112	0.0551	0	0.9531	0.9684	0	0.1612	0.0324	0.0001
Modal	9	0.09	0.0169	0.0014	0	0.9699	0.9698	0	0.0035	0.0488	0.0457
Modal	10	0.064	0.0228	0.0019	0	0.9928	0.9717	0	0.005	0.0629	0.0082
Modal	11	0.063	0.0017	0.0282	0	0.9945	0.9999	0	0.0772	0.0048	0.0001
Modal	12	0.054	0.0055	0.0001	0	1	1	0	0.0002	0.015	0.0288

Ilustración 52. Porcentaje de participación modal de la masa por modo de vibración de la estructura con columnas de acero compuestas

Fuente: Christian Pérez

La participación del 90% de la masa en el sentido X y Y se cumple en el modo de vibración número 6. Mientras que el 100% en el modo 12. Esto valores determinan que el modelo es confiable.

Chequeo 5

Deriva inelástica menor o igual a 2% (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015).

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_{ELÁSTICA}$$

SISMO X

$$\Delta_{ELÁSTICA X} = 0.75 * R * \Delta_{ELÁSTICA}$$

$$\Delta_{ELÁSTICA X} = 0.75 * 3 * 0.008704$$

$$\Delta_{ELÁSTICA X} = 0.0196 = 1.96\%$$

(CUMPLE)

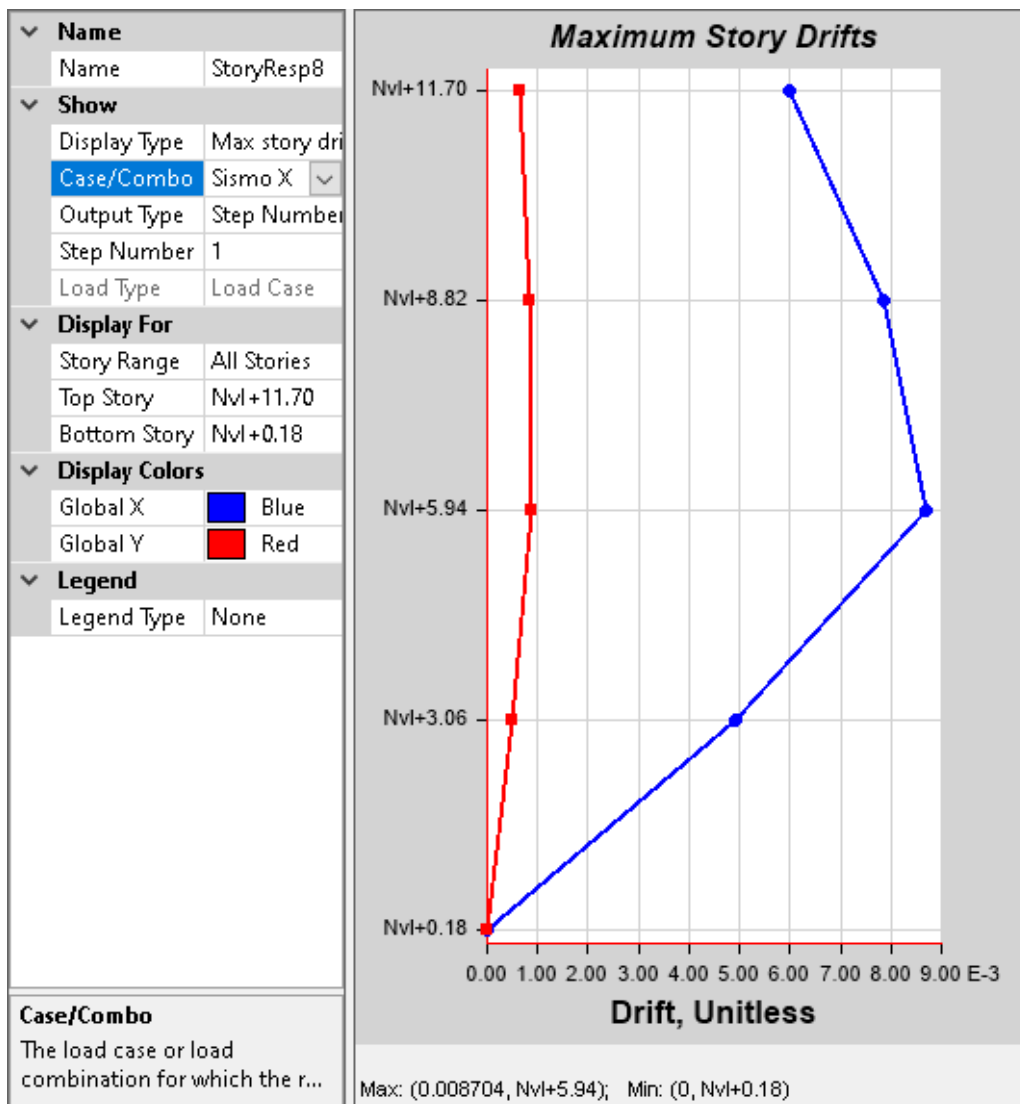


Ilustración 53. Deriva inelástica en sentido X de la estructura con columnas de acero compuestas

Fuente: Christian Pérez

SISMO Y

$$\Delta_{ELÁSTICA Y} = 0.75 * R * \Delta_{ELÁSTICA}$$

$$\Delta_{ELÁSTICA Y} = 0.75 * 3 * 0.006607$$

$$\Delta_{ELÁSTICA Y} = 0.0148 = 1.48\%$$

(CUMPLE)

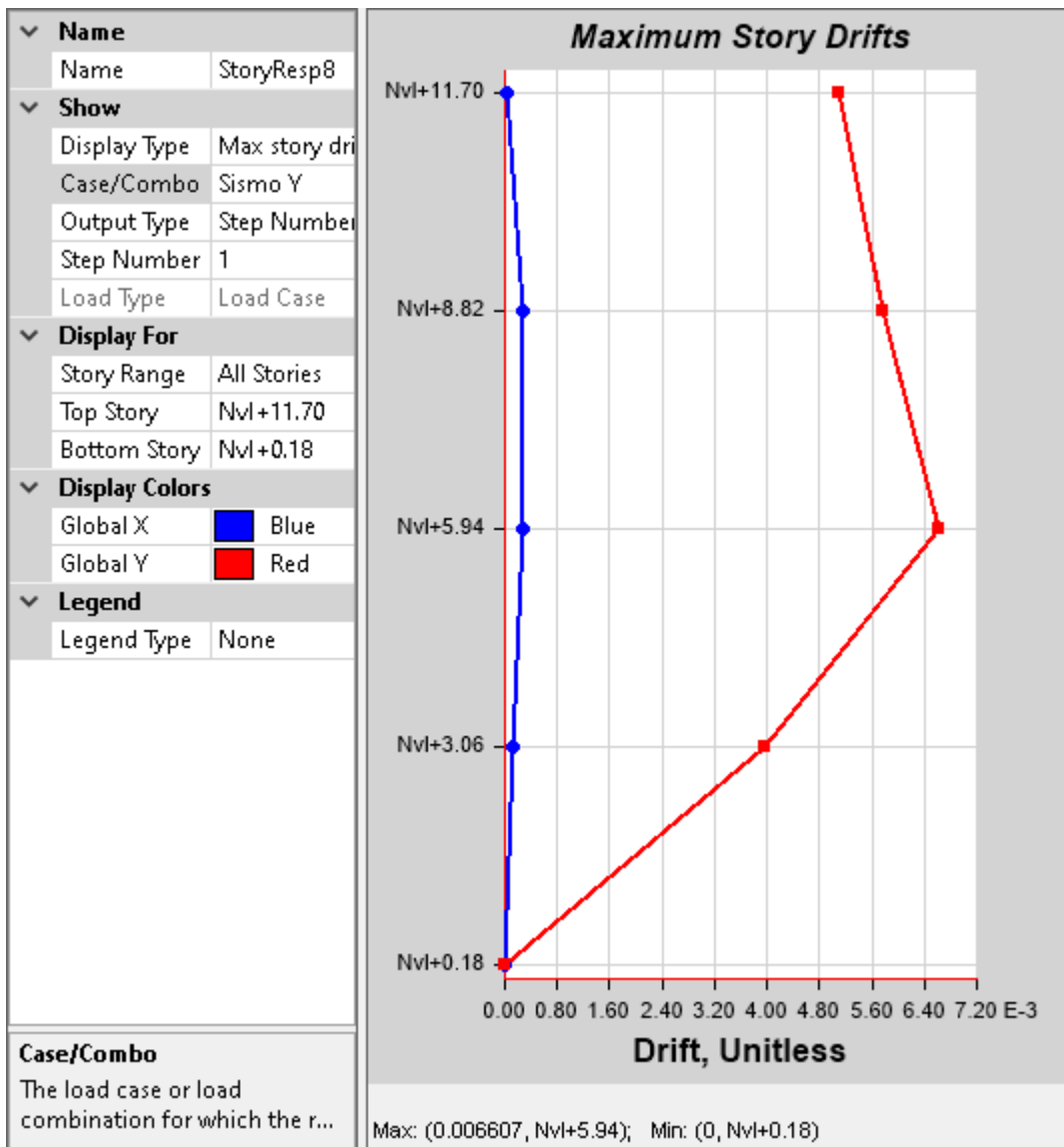


Ilustración 54. Deriva inelástica en sentido Y, de la estructura con columnas de acero compuestas

Fuente: Christian Pérez

3.1.3. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

Luego de modelar la estructura, asignar las cargas, asignar la longitud de arriostramiento en vigas y definir que el sistema estructural OMF, el diseño estructural realizado a través del software es el siguiente:

EDIFICIO CON COLUMNAS RECTANGULARES HUECAS

Se evidencia que el diseño estructural realizado por el software de vigas metálicas (principales y secundarias) y de columnas de acero es óptimo, sin embargo, en la literal del Anexos se muestran cálculos manuales comprobatorios.

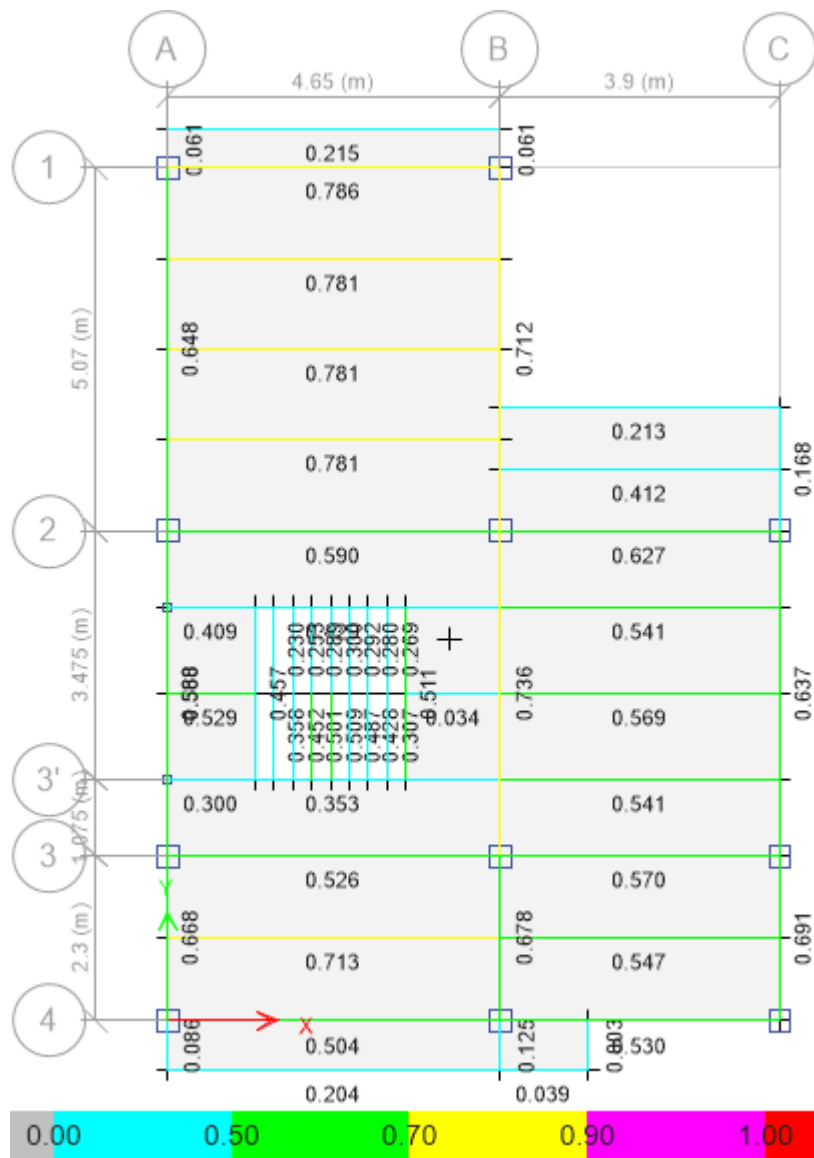


Ilustración 55. Diseño de vigas principales y secundarias de la losa del nivel +3.06, de la estructura con columnas de acero huecas

Fuente: Christian Pérez

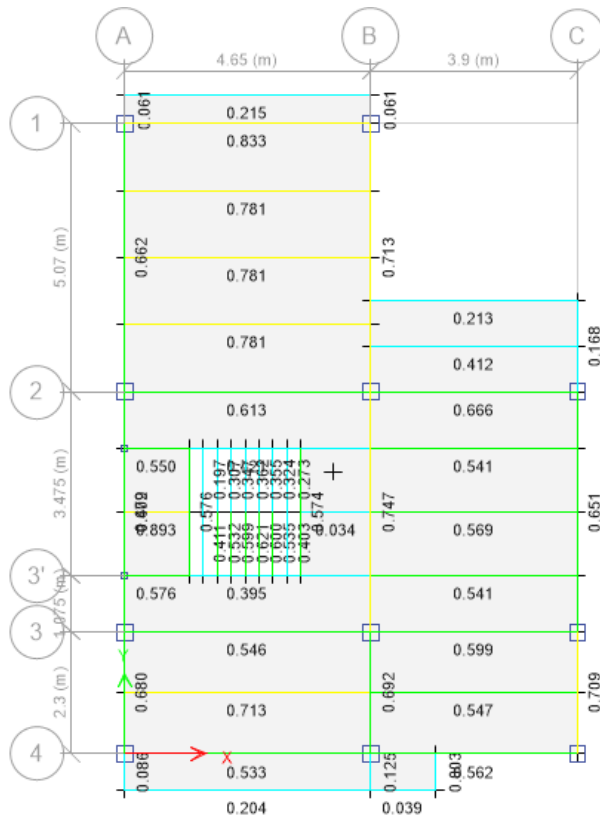


Ilustración 56. Diseño de vigas principales y secundarias de la losa del nivel +5.94

Fuente: Christian Pérez

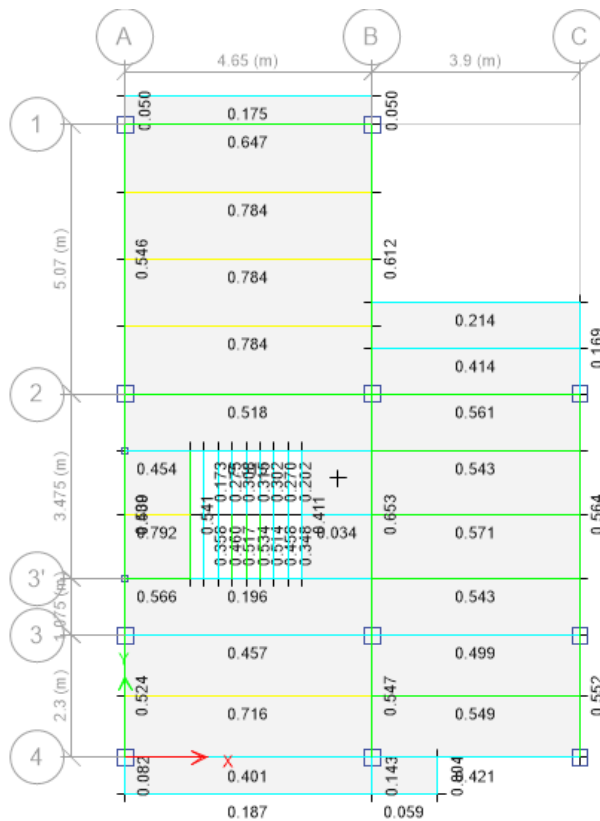


Ilustración 57. Diseño de vigas principales y secundarias de la losa del nivel +8.82

Fuente: Christian Pérez

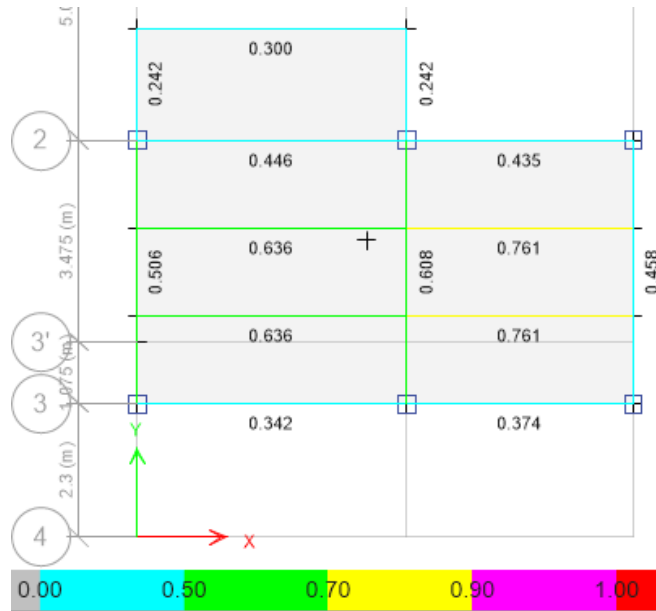


Ilustración 58. Diseño de vigas principales y secundarias de la losa del nivel +11.70

Fuente: Christian Pérez

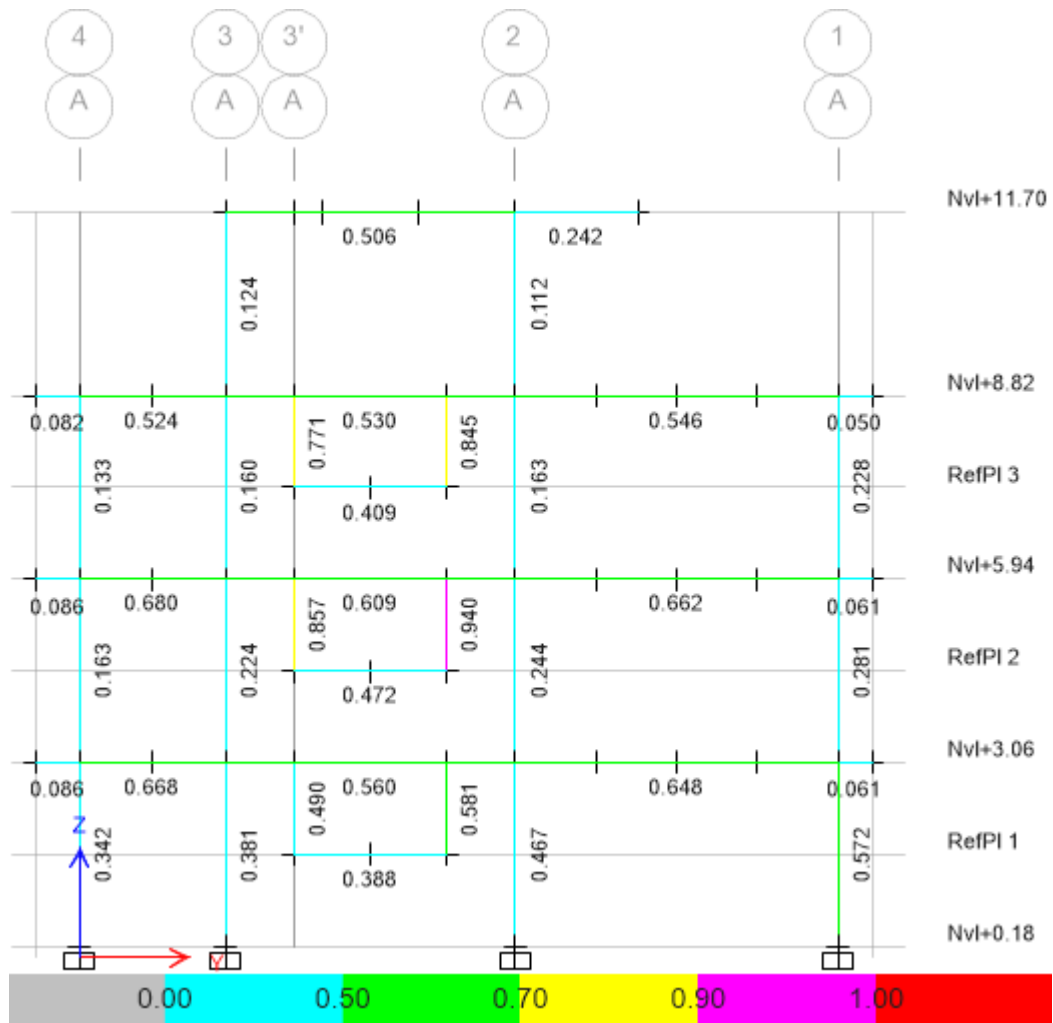


Ilustración 59. Diseño de columnas huecas, vigas principales y tensores en gradas del eje A

Fuente: Christian Pérez

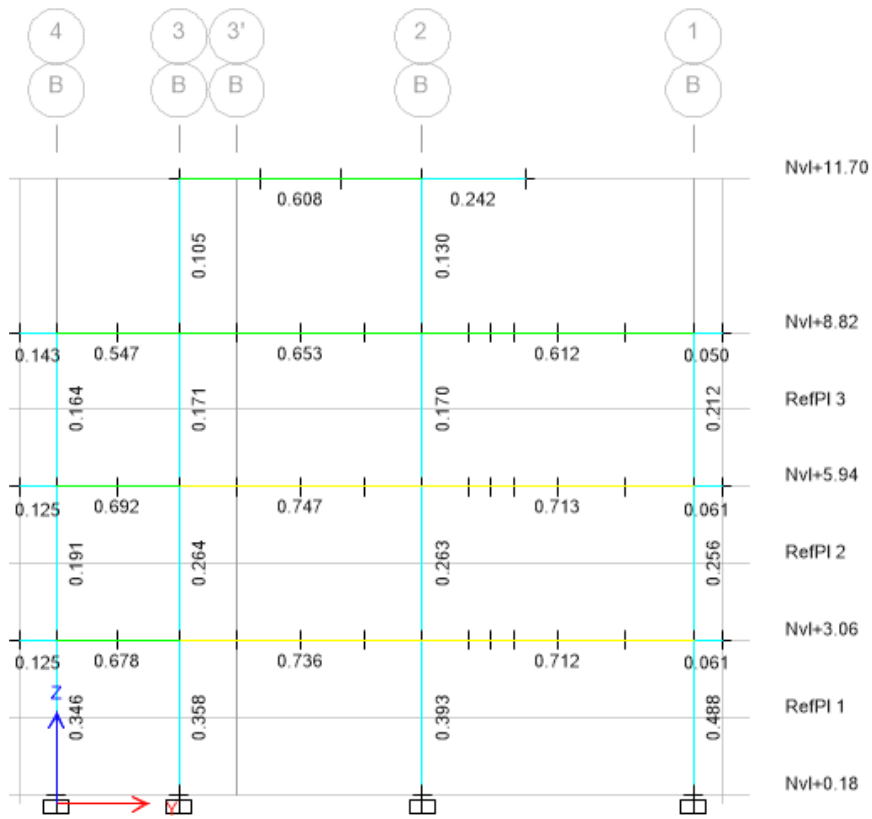


Ilustración 60. Diseño de columnas huecas, vigas principales del eje B

Fuente: Christian Pérez

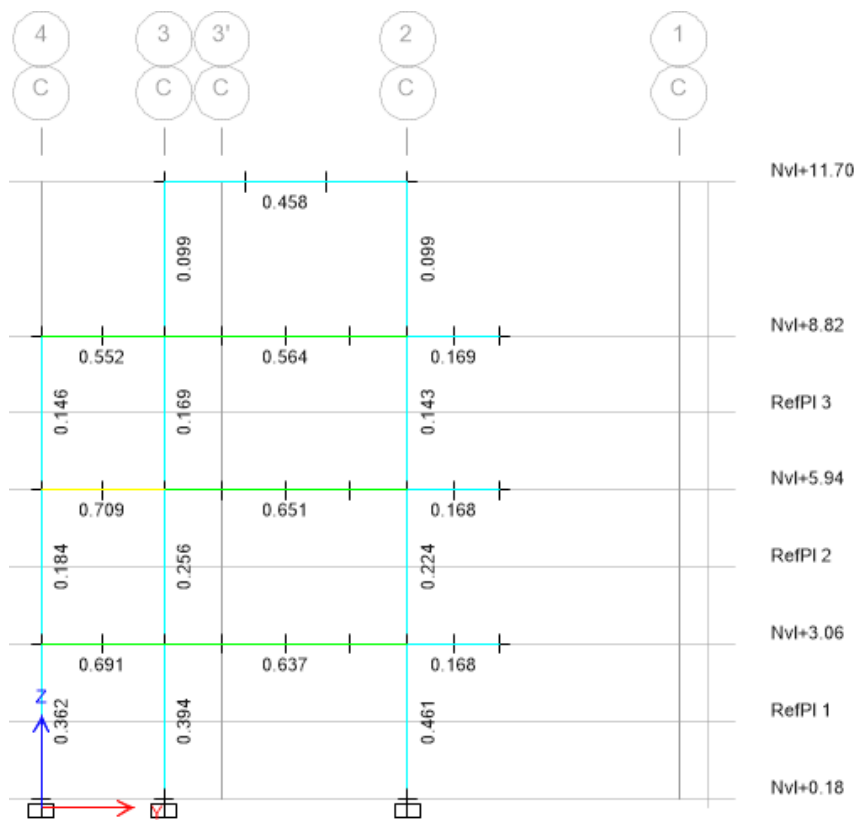


Ilustración 61. Diseño de columnas huecas, vigas principales del eje C

Fuente: Christian Pérez

EDIFICIO CON COLUMNAS RECTANGULARES RELLENAS DE HORMIGÓN

Se evidencia que el diseño estructural realizado por el software de vigas metálicas (principales y secundarias) y de columnas de acero es óptimo, sin embargo, en la literal del Anexos se muestran cálculos manuales comprobatorios.

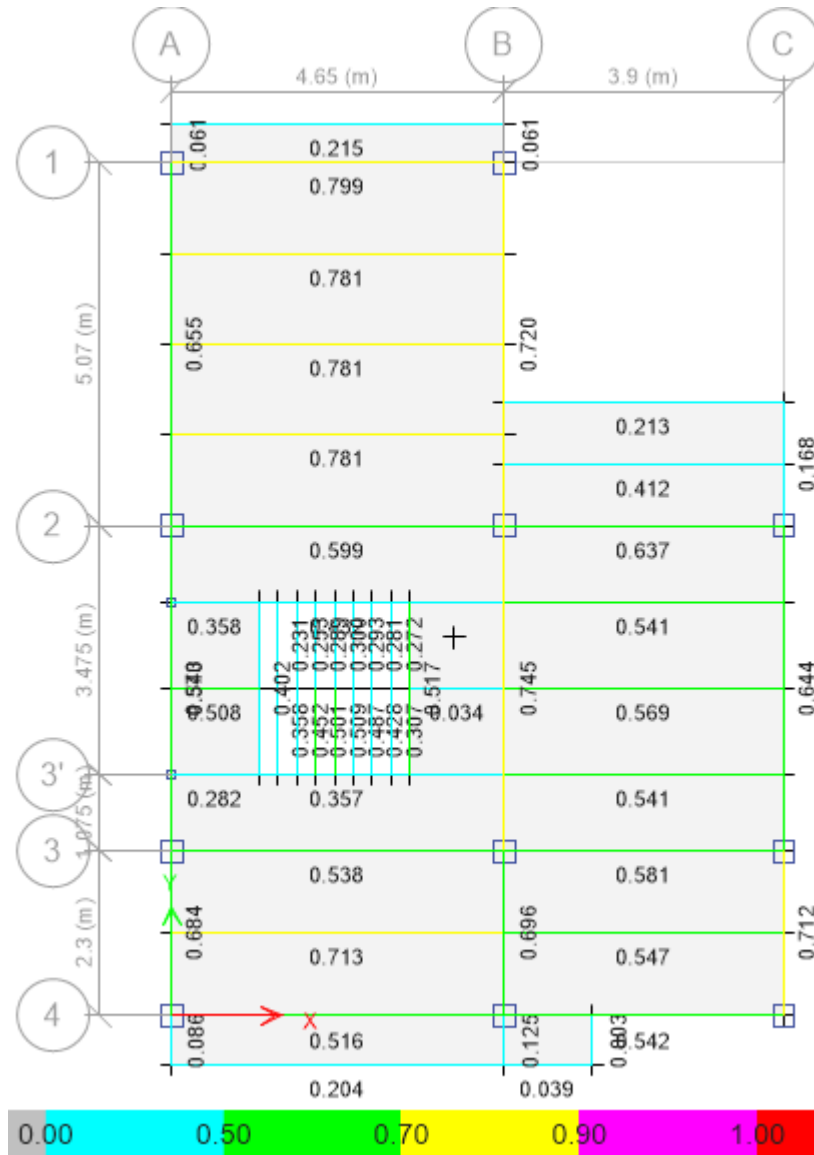


Ilustración 62. Diseño de vigas principales y secundarias de la losa del nivel +3.06, de la estructura con columnas de acero compuestas

Fuente: Christian Pérez

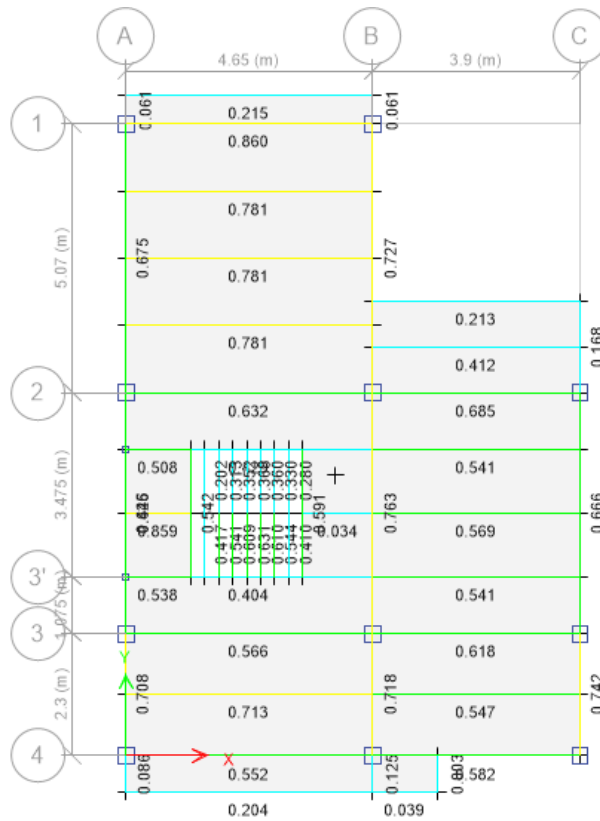


Ilustración 63. Diseño de vigas principales y secundarias de la losa del nivel +5.94

Fuente: Christian Pérez

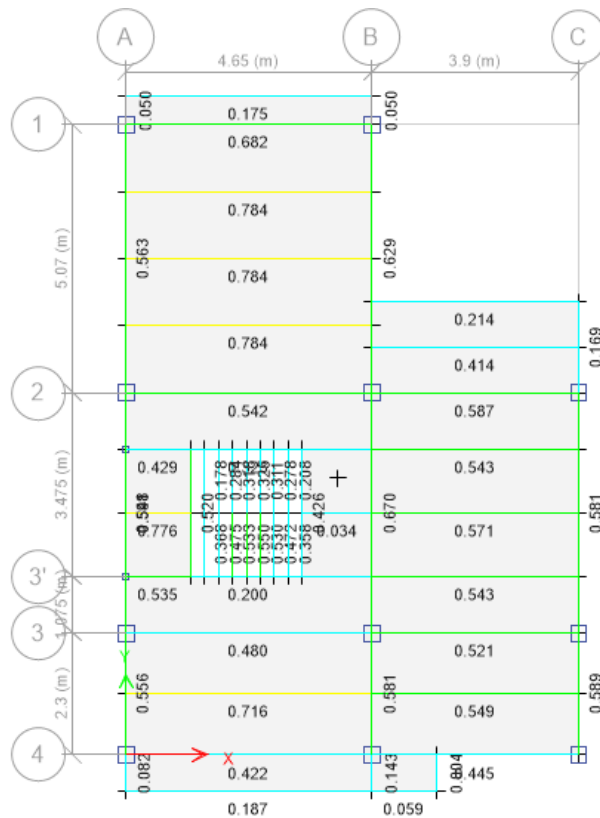


Ilustración 64. Diseño de vigas principales y secundarias de la losa del nivel +8.82

Fuente: Christian Pérez

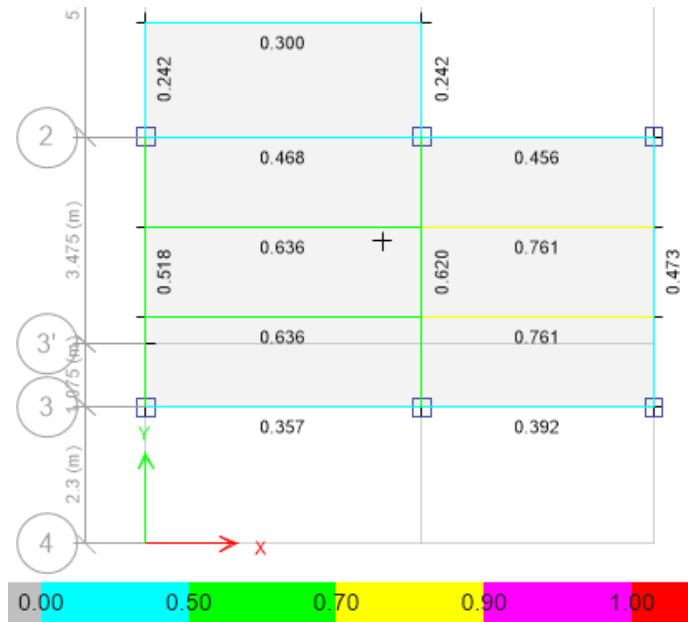


Ilustración 65. Diseño de vigas principales y secundarias de la losa del nivel +11.70

Fuente: Christian Pérez

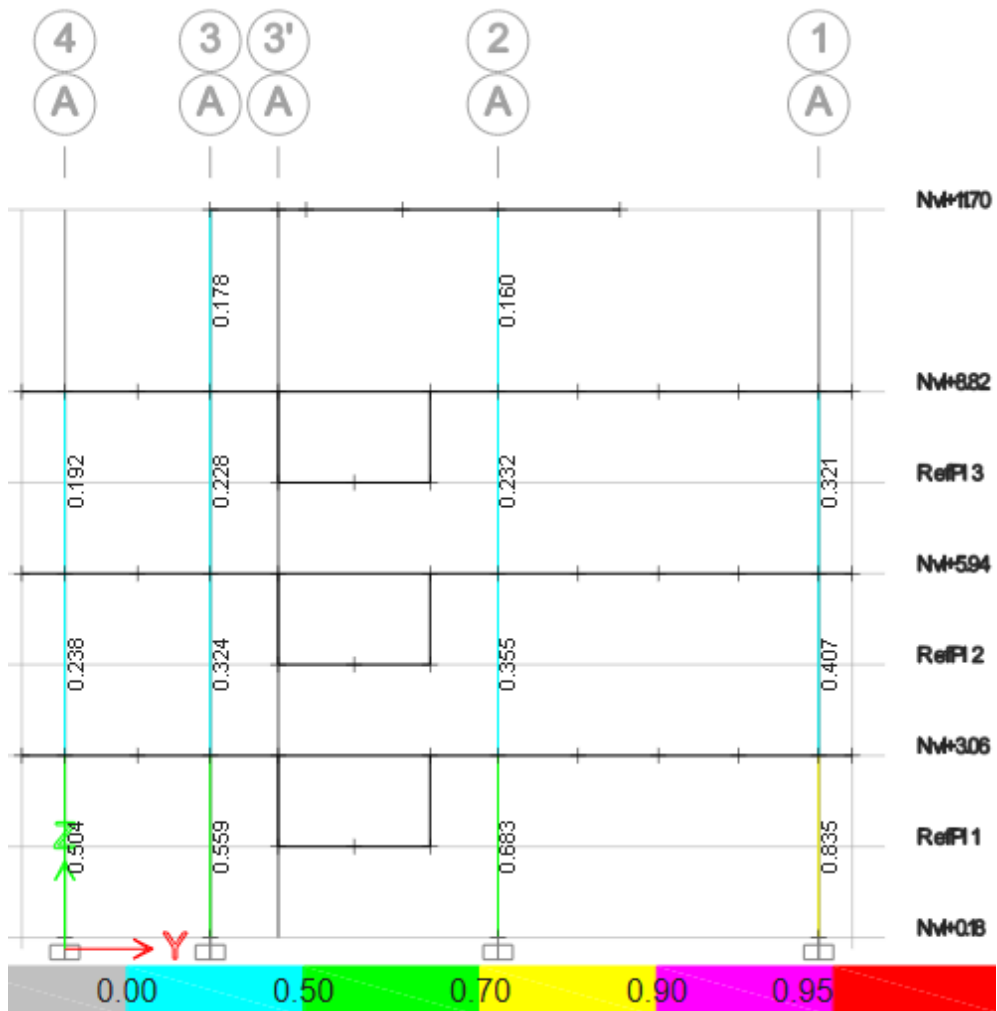


Ilustración 66. Diseño de columnas rellenas de hormigón del eje A

Fuente: Christian Pérez

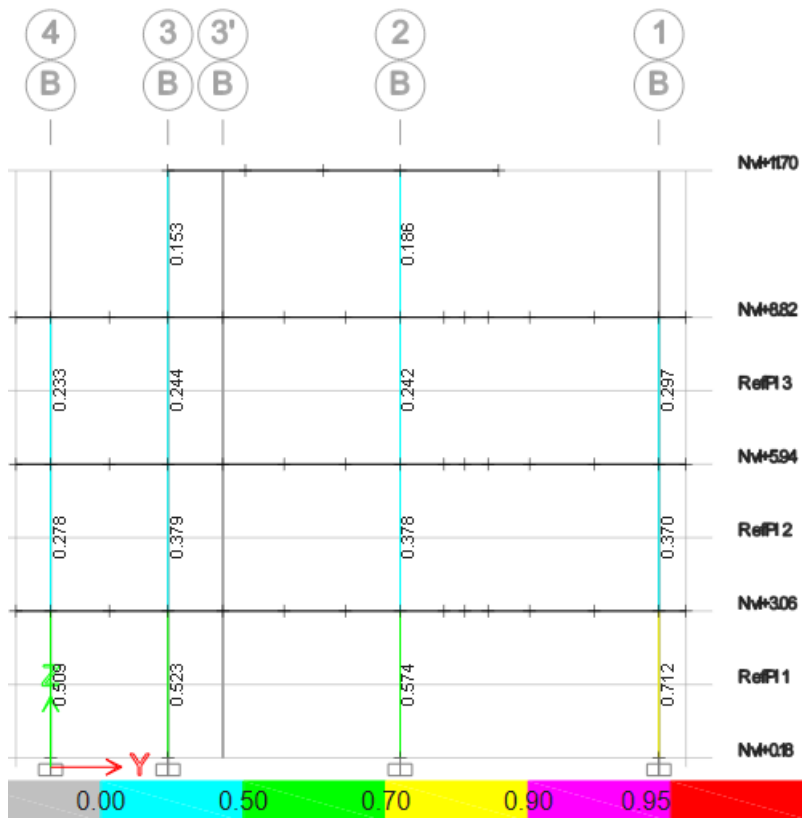


Ilustración 67. Diseño de columnas rellenas de hormigón del eje B
Fuente: Christian Pérez

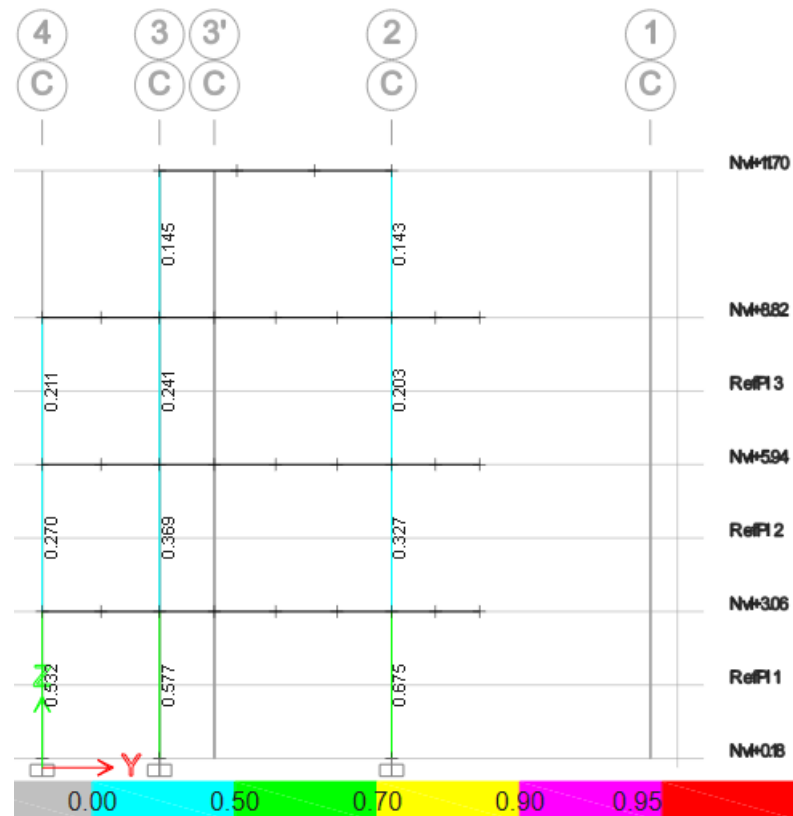


Ilustración 68. Diseño de columnas rellenas de hormigón del eje C
Fuente: Christian Pérez

y por consiguiente la estructura, permanecen en un nivel de desempeño de ocupación inmediata.

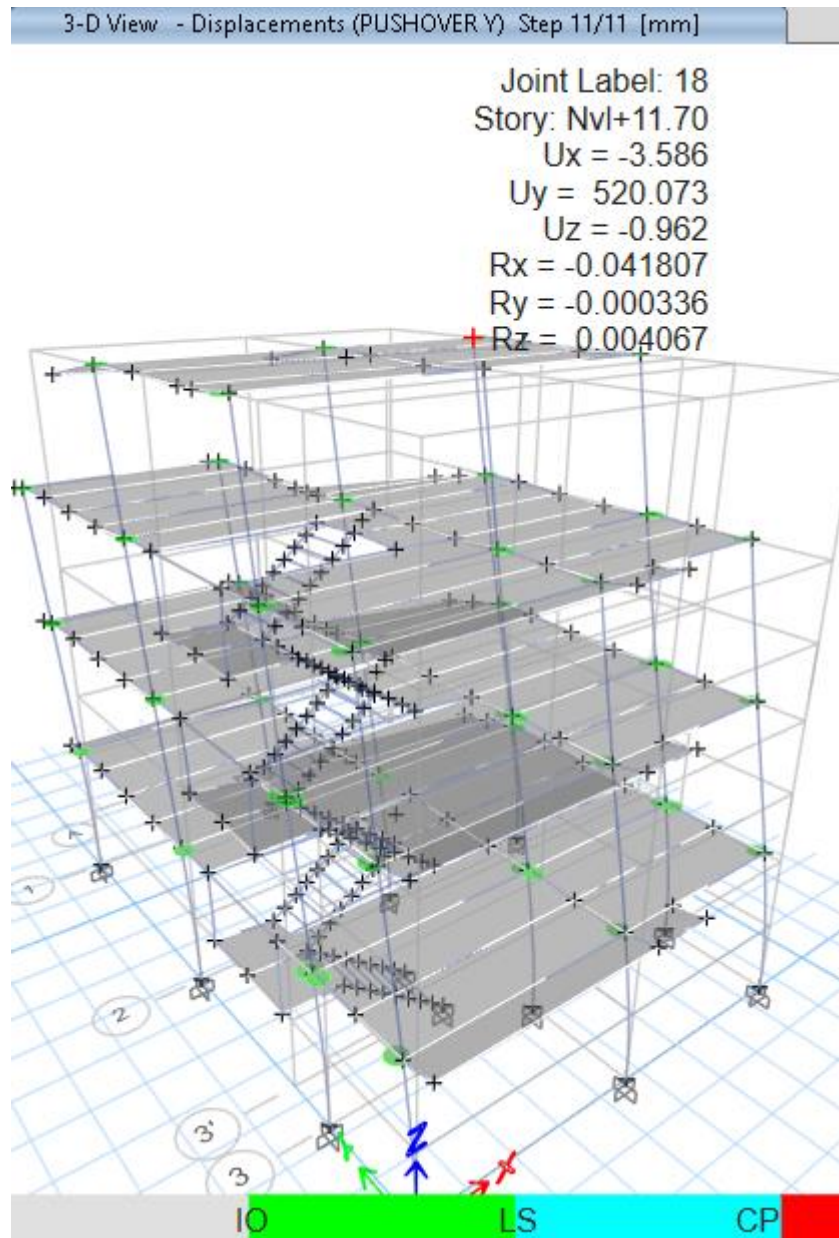


Ilustración 70. Comportamiento de estructura con columnas huecas ante el pushover Y

Fuente: Christian Pérez

Se evidencia que luego que la estructura ha alcanzado el desplazamiento impuesto, y analizando el caso de carga pushover en sentido Y, las rótulas plásticas asignadas en vigas y por consiguiente la estructura, permanecen en un nivel de desempeño de ocupación inmediata.

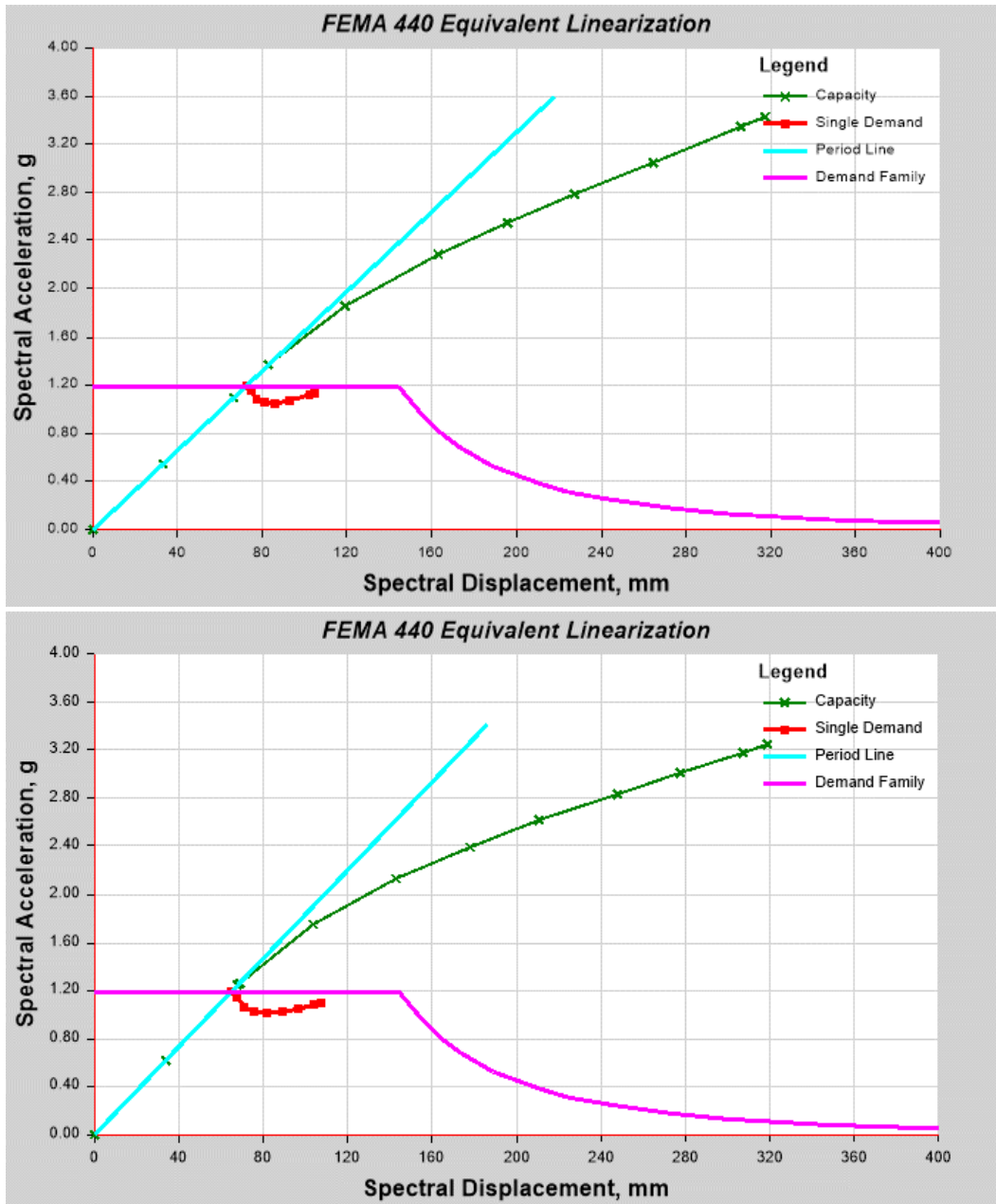


Ilustración 71. Curva pushover X y Y de la estructura con columnas huecas

Fuente: Christian Pérez

Se evidencia que el nivel de desempeño de la estructura en las curvas pushover en los dos sentidos, es de ocupación inmediata, debido a que la estructura no ingresa al rango no lineal, es decir, los desplazamientos son proporcionales a las deformaciones debido a la gran rigidez de la estructura.

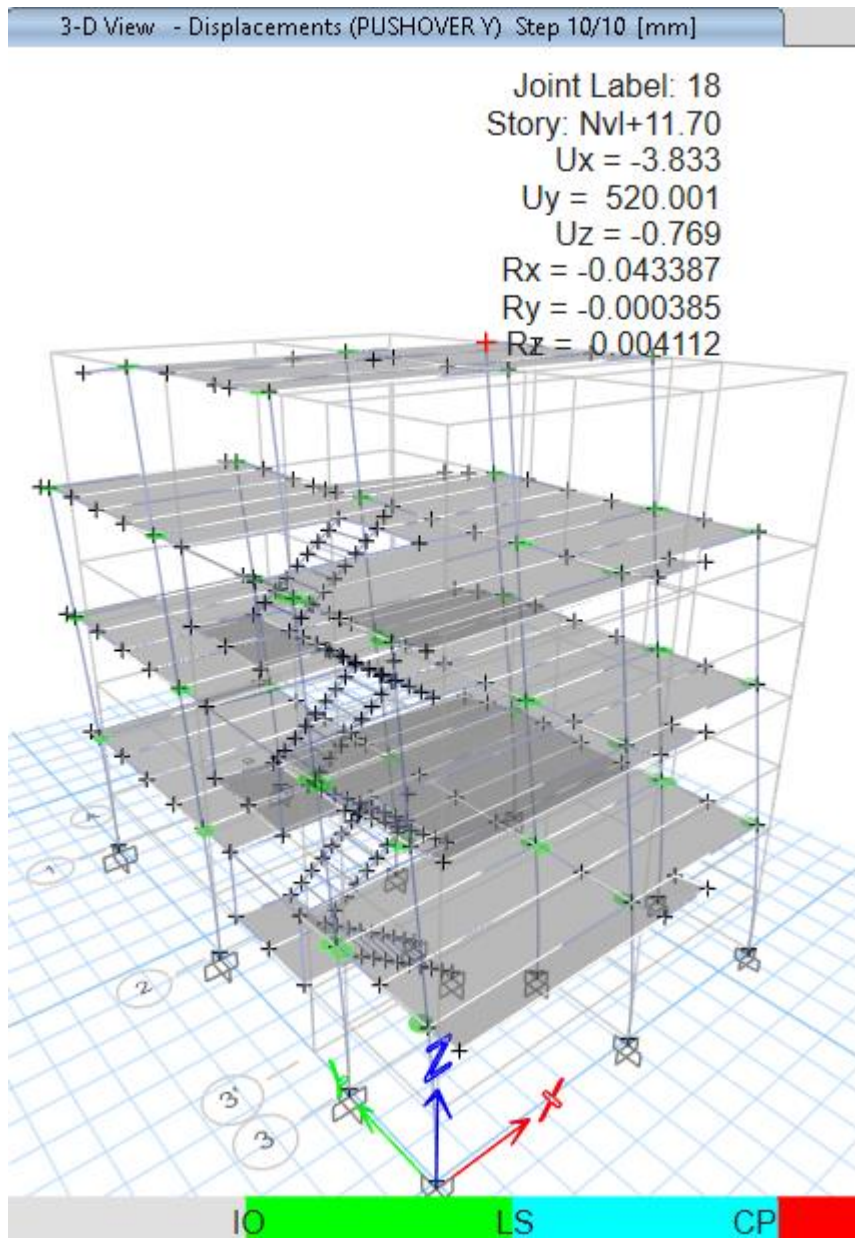


Ilustración 73. Comportamiento de estructura con columnas rellenas de hormigón ante el pushover Y

Fuente: Christian Pérez

Se evidencia que luego que la estructura ha alcanzado el desplazamiento impuesto, y analizando el caso de carga pushover en sentido Y, las rótulas plásticas asignadas en vigas y por consiguiente la estructura, permanecen en un nivel de desempeño de ocupación inmediata.

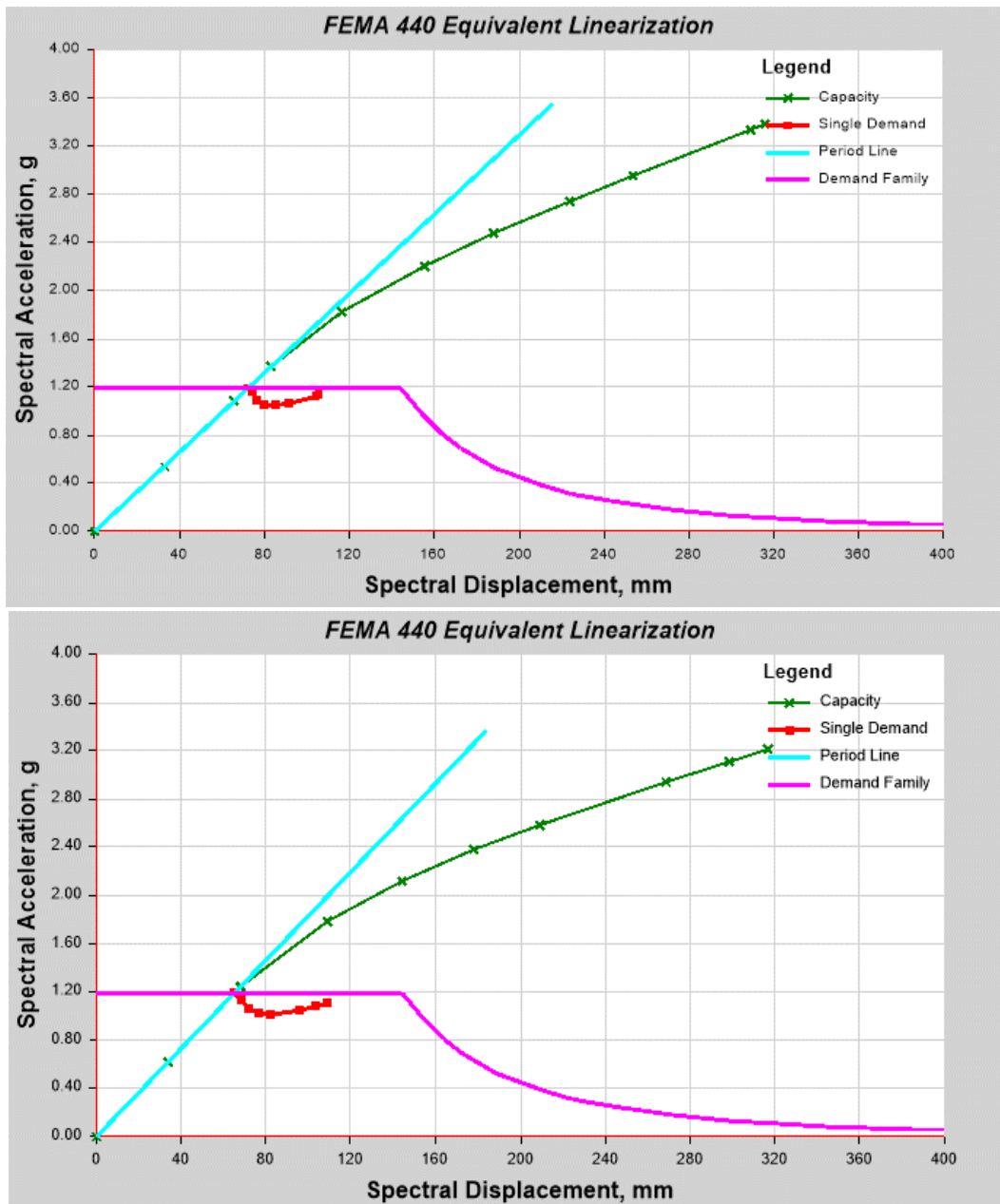


Ilustración 74. Curva pushover X y Y de la estructura con columnas rellenas de hormigón

Fuente: Christian Pérez

Se evidencia que el nivel de desempeño de la estructura en las curvas pushover en los dos sentidos, es de ocupación inmediata, debido a que la estructura no ingresa al rango no lineal, es decir, los desplazamientos son proporcionales a las deformaciones debido a la gran rigidez de la estructura.

3.1.5. COMPARACIÓN DE LOS MODELOS

Peso de la estructura

El peso total del esqueleto de la estructura con columnas de acero huecas, es decir, vigas y columnas, es de 35.13 toneladas, mientras que la estructura con columnas compuestas pesa en total 48.54 toneladas, lo que representa una diferencia del 27.63% en peso neto de los pórticos.

La estructura con columnas rectangulares de acero huecas tiene un peso en columnas de 20.85 toneladas, mientras que las columnas de la estructura con columnas compuestas rellenas de hormigón tienen un peso de 34.25 toneladas, sin embargo, despreciando el hormigón de relleno pesan 14.31 toneladas. La diferencia corresponde al 31.37% en peso del acero de las dos edificaciones.

	Object Type	Material	Weight tonf	Number Pieces	Number Studs
▶	Column	A572Gr50	20.84684	45	
	Beam	A572Gr50	14.28453	185	0
	Floor	f'c 210 kg/cm2	8E-05		

Tabla 22. Peso de los elementos estructurales de la edificación con columnas de acero huecas

Fuente: Christian Pérez

	Object Type	Material	Weight tonf	Number Pieces	Number Studs
▶	Column	A572Gr50	34.24905	45	
	Beam	A572Gr50	14.28453	185	0
	Floor	f'c 210 kg/cm2	8E-05		

Tabla 23. Peso de los elementos estructurales de la edificación con columnas compuestas

Fuente: Christian Pérez

	Object Type	Material	Weight tonf	Number Pieces	Number Studs
▶	Column	A572Gr50	14.30533	45	

Tabla 24. Peso de columnas de acero de sección 300x14mm

Fuente: Christian Pérez

Curvas pushover

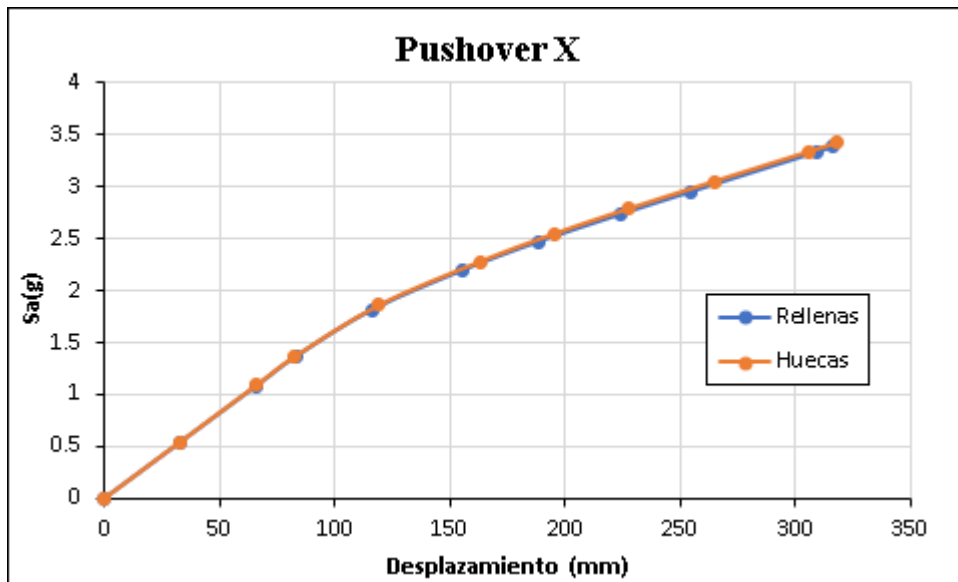


Figura 2. Curvas pushover X de las dos edificaciones

Fuente: Christian Pérez

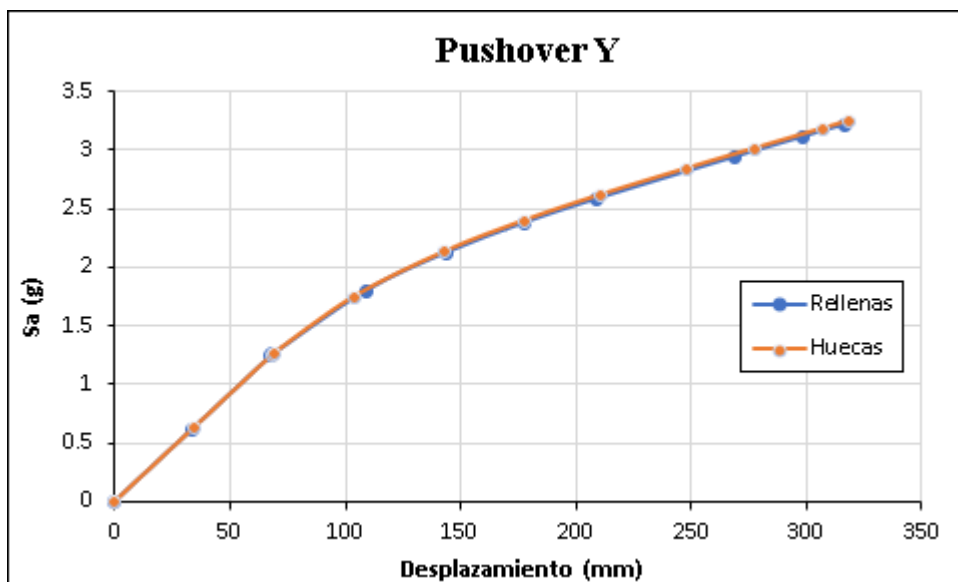


Figura 3. Curvas pushover Y de las dos edificaciones

Fuente: Christian Pérez

Las curvas pushover tanto en dirección X como en dirección Y son muy similares, lo que quiere decir que los comportamientos son idénticos al inducir las dos estructuras que alcancen un desplazamiento de 520mm. No se puede decir que una estructura es más dúctil que la otra cuando al estar sometidas a las mismas condiciones actúan de la misma manera.

CAPÍTULO IV

4.1. CONCLUSIONES

- La estructura con columnas rectangulares de acero huecas y la estructura con columnas compuestas rellenas de hormigón, presentan un comportamiento muy similar, ya que al ser inducidas a un desplazamiento de 520mm, las curvas pushover en las dos direcciones se superponen entre sí.
- Las curvas pushover de las dos edificaciones en la dirección X y Y son muy similares, esto debido a que las derivas de ambas estructuras tienen una diferencia del 0.01% y 0.02% respectivamente, por lo tanto, al estar sometidas a iguales condiciones externas, se puede concluir que una capacidad de disipación de energía similar.
- El peso de la estructura con columnas de acero huecas, tomando en cuenta únicamente vigas y columnas, es de 35.13 toneladas, mientras que la estructura con columnas rellenas de hormigón pesa en total 48.54 toneladas, es decir, el esqueleto de la estructura con columnas compuestas es 27.63%; por lo tanto, podemos concluir que el soporta 27.63% más fuerza sísmica que la estructura con columnas huecas.
- La estructura con columnas rectangulares de acero huecas tiene un peso en columnas de 20.85 toneladas, mientras que el peso del acero de las columnas de la estructura con columnas rellenas de hormigón es de 14.31 toneladas, es decir, la estructura con columnas compuestas optimiza en 31.37% en peso del acero.
- La estructura con columnas compuestas rellenas de hormigón tiene una sección de columnas de 300x14mm, mientras que la estructura con columnas de acero huecas una sección de 300x21mm; es decir, que la estructura con secciones huecas necesita 6mm más de acero en cada columna para cumplir con los criterios de rigidez, estabilidad y ductilidad, y así alcanzar un comportamiento similar a la otra estructura con columnas compuestas, por lo que se considera que en igualdad de condiciones se optimiza el acero al usar elementos compuestos.

4.2. RECOMENDACIONES

- Se recomienda verificar que el hormigón al momento de ser utilizado como material de relleno en columnas huecas, tenga una correcta adherencia para garantizar el aporte del mismo y trabajar como sección compuesta.
- Se recomienda realizar un correcto cálculo de la soldadura, ya que estos sistemas al ser considerados OMF no requieren el diseño de la conexión.

4.3. BIBLIOGRAFÍA

Acero-concreto, C. C. (2016). *Columnas Compuestas Acero-Concreto*.

Alulema, D. (n.d.). *Plano arquitectónico residencia Sr. Fernando Pazmiño*.

NEC_SE_RE: Riesgo sísmico, evaluación, rehabilitación de estructuras.

NEC_SE_CG: Cargas no sísmicas, Norma Ecuatoriana de la Construcción. 1 (2014).
<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-CG-Cargas-Sísmicas.pdf>

NEC_SE_DS: Peligro sísmico, 135 (2015).

Espinoza, P. (2015). *DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACION CON SECCIONES COMPUESTAS*. UNIVERSIDAD DE CUENCA.

Kvocak, V., Kanishchev, R., Platko, P., Hodovanets, E., & Al Ali, M. (2023). Stability of Steel Columns with Concrete-Filled Thin-Walled Rectangular Profiles. *Sustainability*, 15(23), 16217. <https://doi.org/10.3390/su152316217>

NEC-SE-RE. (2015). Rehabilitación Sísmica de Estructuras. *Norma Ecuatoriana de La Construcción*, 41. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-RE.pdf>

ANSI/AISC 360-16, 37 Specification for Structural Steel Buildings 169 (2017). <https://doi.org/10.1080/10462937.2017.1349256>

ASCE 7-16, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures 1 (2017). <https://doi.org/10.1061/9780784414248>

Xiao, Y., He, W., & Mao, X. (2005). Research on Confined Concrete Filled Tubular (CCFT) Columns. *Fourth International Conference on Advances in Steel Structures*, 1, 563–570. <https://doi.org/10.1016/b978-008044637-0/50081-0>

ANEXOS

VIGAS ESTRUCTURA CON COLUMNAS HUECAS

$$E := 2.04 \cdot 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_y := 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$R_y := 1.1$$

VIGA PRINCIPAL

Datos:

$$h := 26 \text{ cm}$$

$$b_f := 15 \text{ cm}$$

$$Z_x := 574.1 \text{ cm}^3$$

$$l := 4.55 \text{ m}$$

$$t_w := 0.5 \text{ cm}$$

$$t_f := 1.2 \text{ cm}$$

$$r_y := 3.712 \text{ cm}$$

ESBELTEZ

ALAS:

$$\gamma := \frac{b_f}{2 t_f} = 6.25$$

$$\gamma_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.155$$

$$\gamma_r := 1 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 24.091$$

$$\gamma_{hd} := 0.3 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 6.891$$

if $\gamma < \gamma_{hd}$

|| "ALTAMENTE DÚCTIL"

else if $\gamma < \gamma_p$

|| "COMPACTO"

else

|| "NO COMPACTO"

= "ALTAMENTE DÚCTIL"

ALMA:

$$\gamma := \frac{h}{t_w} = 52$$

$$\gamma_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 90.582$$

$$\gamma_r := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 137.318$$

$$\gamma_{hd} := 2.5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 57.424$$

if $\gamma < \gamma_{hd}$

|| "ALTAMENTE DÚCTIL"

else if $\gamma < \gamma_p$

|| "COMPACTO"

else

|| "NO COMPACTO"

= "ALTAMENTE DÚCTIL"

FLUENCIA $\phi := 0.9$

$$M_p := F_y \cdot Z_x = 20.18 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

PANDEO LATERAL TORSIONAL

$$L_b := 1.2 \text{ m}$$

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.574 \text{ m}$$

if $L_p < L_b$	= "NO CHEQUEO LTB"
"CHEQUEO LTB"	
else	
"NO CHEQUEO LTB"	

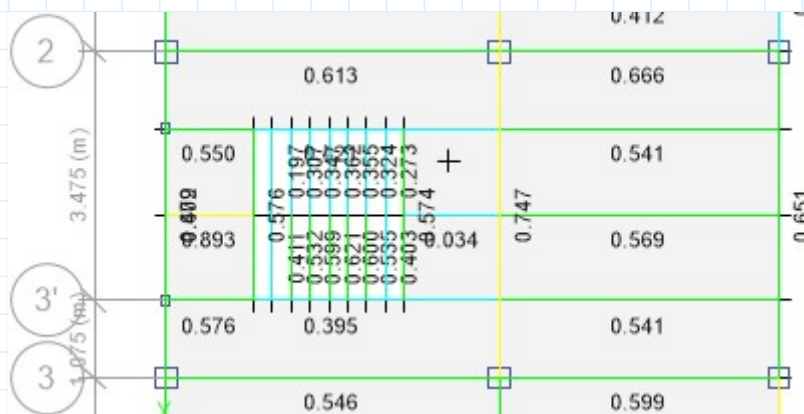
$$M_n := M_p \quad \phi \cdot M_n = 18.162 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$



$$M_u := 13.5731 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

if $M_u < \phi \cdot M_n$	= "CUMPLE"
"CUMPLE"	
else	
"NO CUMPLE"	

$$eff := \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} = 0.747$$



VIGA SECUNDARIA

$$\bar{h} := 23 \text{ cm}$$

$$t_f := 0.6 \text{ cm}$$

$$S_x := 163.3 \text{ cm}^3$$

$$C_w := 13924 \text{ cm}^6$$

$$t_w := 0.3 \text{ cm}$$

$$Z_x := 181.3 \text{ cm}^3$$

$$J := 1.6 \text{ cm}^4$$

$$l := 4.65 \text{ m}$$

$$b_f := 10 \text{ cm}$$

$$I_y := 100.1 \text{ cm}^4$$

$$r_y := 2.301 \text{ cm}$$

ESBELTEZ

ALAS:

$$\gamma := \frac{b_f}{2t_f} = 8.333$$

$$\gamma_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.155$$

$$\gamma_r := 1 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 24.091$$

$$\gamma_{hd} := 0.3 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 6.891$$

if $\gamma < \gamma_{hd}$

|| "ALTAMENTE DÚCTIL"

else if $\gamma < \gamma_p$

|| "COMPACTO"

else

|| "NO COMPACTO"

= "COMPACTO"

ALMA:

$$\gamma := \frac{h}{t_w} = 76.667$$

$$\gamma_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 90.582$$

$$\gamma_r := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 137.318$$

$$\gamma_{hd} := 2.5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 57.424$$

if $\gamma < \gamma_{hd}$

|| "ALTAMENTE DÚCTIL"

else if $\gamma < \gamma_p$

|| "COMPACTO"

else

|| "NO COMPACTO"

= "COMPACTO"

FLUENCIA

$$\phi := 0.9$$

$$M_p := F_y \cdot Z_x = 6.373 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_p = 5.735 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

PANDEO LATERAL TORSIONAL

$$N_{arriost} := 2$$

$$L_b := \frac{l}{N_{arriost} + 1} = 1.55 \text{ m}$$

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.976 \text{ m}$$

$$\begin{array}{l} \text{if } L_p < L_b \\ \quad \parallel \text{ "CHEQUEO LTB"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "NO CHEQUEO LTB"} \end{array} \quad \Bigg| = \text{"CHEQUEO LTB"}$$

$$h_0 := h + t_f = 23.6 \text{ cm}$$

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_y \cdot h_0}{2 \cdot S_x}} = 2.689 \text{ cm}$$

$$c := 1$$

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} = 2.601 \text{ m}$$

$$\begin{array}{l} \text{if } L_p < L_b \leq L_r \\ \quad \parallel \text{ "CASO B"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "CASO C"} \end{array} \quad \Bigg| = \text{"CASO B"}$$

Cálculo del factor Cb

$$M_{max} := 3.9751$$

$$M_A := 3.8393$$

$$M_B := 3.9751$$

$$M_C := 3.8393$$

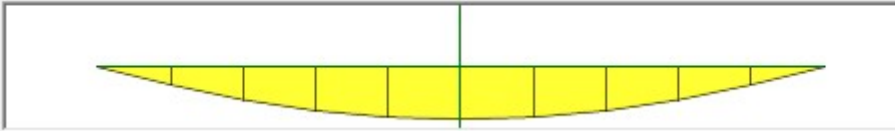
$$C_b := \frac{12.5 \cdot M_{max}}{2.5 \cdot M_{max} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} = 1.017$$

$$M_n := C_b \cdot \left(M_p - (M_p - 0.7 \cdot F_y \cdot S_x) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) = 5.633 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$\begin{array}{l} \text{if } M_n \leq M_p \\ \quad \parallel \text{ "CUMPLE"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "NO CUMPLE"} \end{array} \quad \Bigg| = \text{"CUMPLE"}$$

$$\phi \cdot M_n = 5.07 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

Moment M3

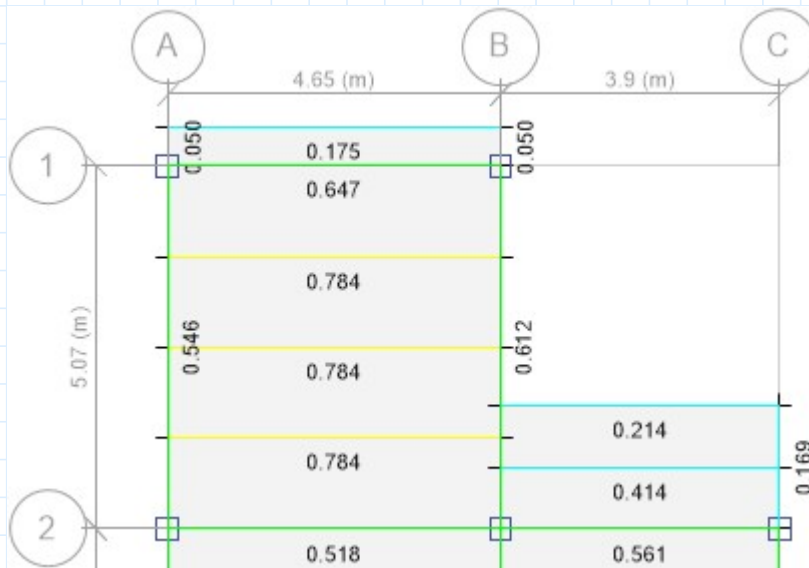


3.9751 tonf-m
at 2.3250 m

$$M_u := 3.9751 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

if $M_u < \phi \cdot M_n$ = "CUMPLE"
 || "CUMPLE"
 else
 || "NO CUMPLE"

$$eff := \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} = 0.784$$



VIGA PRINCIPAL TAPA GRADAS

Datos:

$$h := 20 \text{ cm}$$

$$b_f := 14 \text{ cm}$$

$$Z_x := 263 \text{ cm}^3$$

$$l := 4.55 \text{ m}$$

$$t_w := 0.3 \text{ cm}$$

$$t_f := 0.8 \text{ cm}$$

$$r_y := 3.589 \text{ cm}$$

ESBELTEZ

ALAS:

$$\gamma := \frac{b_f}{2 t_f} = 8.75$$

$$\gamma_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.155$$

$$\gamma_r := 1 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 24.091$$

$$\gamma_{hd} := 0.3 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 6.891$$

if $\gamma < \gamma_{hd}$

|| "ALTAMENTE DÚCTIL"

else if $\gamma < \gamma_p$

|| "COMPACTO"

else

|| "NO COMPACTO"

= "COMPACTO"

ALMA:

$$\gamma := \frac{h}{t_w} = 66.667$$

$$\gamma_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 90.582$$

$$\gamma_r := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 137.318$$

$$\gamma_{hd} := 2.5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 57.424$$

if $\gamma < \gamma_{hd}$

|| "ALTAMENTE DÚCTIL"

else if $\gamma < \gamma_p$

|| "COMPACTO"

else

|| "NO COMPACTO"

= "COMPACTO"

FLUENCIA

$$\phi := 0.9$$

$$M_p := F_y \cdot Z_x = 9.244 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

PANDEO LATERAL TORSIONAL

$$N_{arriost} := 2$$

$$L_b := \frac{l}{N_{arriost} + 1} = 1.517 \text{ m}$$

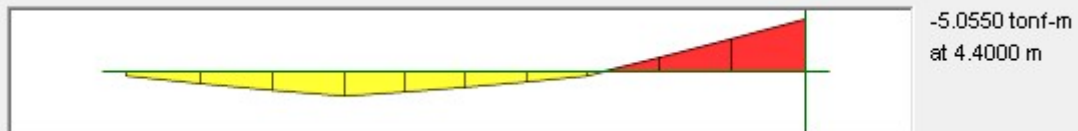
$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.522 \text{ m}$$

if $L_p < L_b$	= "NO CHEQUEO LTB"
"CHEQUEO LTB"	
else	
"NO CHEQUEO LTB"	

$$M_n := M_p$$

$$\phi \cdot M_n = 8.32 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

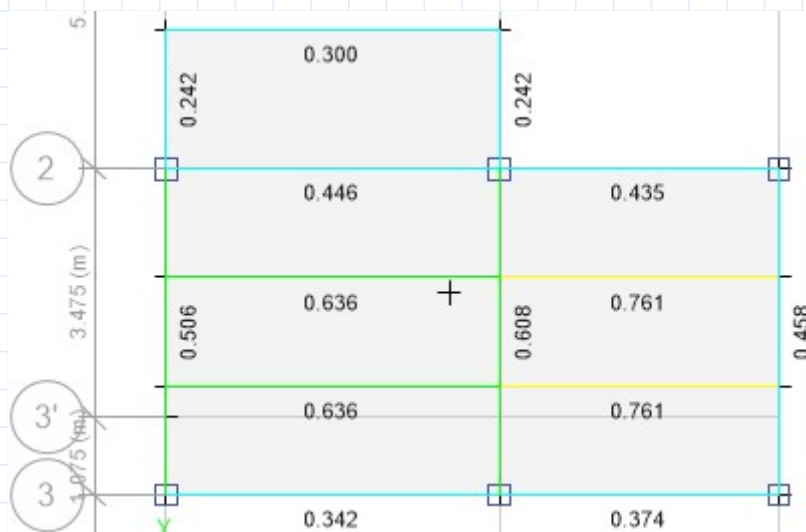
Moment M3



$$M_u := 5.055 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

if $M_u < \phi \cdot M_n$	= "CUMPLE"
"CUMPLE"	
else	
"NO CUMPLE"	

$$eff := \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} = 0.608$$



VIGA SECUNDARIA TAPA GRADAS

$$\bar{h} := 17 \text{ cm}$$

$$\bar{t}_f := 0.6 \text{ cm}$$

$$\bar{S}_x := 115.7 \text{ cm}^3$$

$$\bar{l} := 3.9 \text{ m}$$

$$\bar{t}_w := 0.3 \text{ cm}$$

$$\bar{Z}_x := 127.3 \text{ cm}^3$$

$$\bar{J} := 1.6 \text{ cm}^4$$

$$\bar{b}_f := 10 \text{ cm}$$

$$\bar{I}_y := 100 \text{ cm}^4$$

$$\bar{r}_y := 2.419 \text{ cm}$$

ESBELTEZ

ALAS:

$$\bar{\gamma} := \frac{\bar{b}_f}{2} = 8.333$$

$$\bar{\gamma}_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.155$$

$$\bar{\gamma}_r := 1 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 24.091$$

$$\bar{\gamma}_{hd} := 0.3 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 6.891$$

if $\gamma < \gamma_{hd}$

|| "ALTAMENTE DÚCTIL"

else if $\gamma < \gamma_p$

|| "COMPACTO"

else

|| "NO COMPACTO"

= "COMPACTO"

ALMA:

$$\bar{\gamma} := \frac{\bar{h}}{t_w} = 56.667$$

$$\bar{\gamma}_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 90.582$$

$$\bar{\gamma}_r := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 137.318$$

$$\bar{\gamma}_{hd} := 2.5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 57.424$$

if $\gamma < \gamma_{hd}$

|| "ALTAMENTE DÚCTIL"

else if $\gamma < \gamma_p$

|| "COMPACTO"

else

|| "NO COMPACTO"

= "ALTAMENTE DÚCTIL"

FLUENCIA

$$\bar{\phi} := 0.9$$

$$\bar{M}_p := F_y \cdot \bar{Z}_x = 4.475 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

PANDEO LATERAL TORSIONAL

$$N_{arriost} := 0$$

$$L_b := \frac{l}{N_{arriost} + 1} = 3.9 \text{ m}$$

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.026 \text{ m}$$

$$\begin{array}{l|l} \text{if } L_p < L_b & = \text{“CHEQUEO LTB”} \\ \parallel & \\ \text{“CHEQUEO LTB”} & \\ \text{else} & \\ \parallel & \\ \text{“NO CHEQUEO LTB”} & \end{array}$$

$$h_0 := h + \frac{t_f}{2} = 17.3 \text{ cm}$$

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_y \cdot h_0}{2 \cdot S_x}} = 2.734 \text{ cm}$$

$$c := 1$$

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} = 2.808 \text{ m}$$

$$\begin{array}{l|l} \text{if } L_p < L_b \leq L_r & = \text{“CASO C”} \\ \parallel & \\ \text{“CASO B”} & \\ \text{else} & \\ \parallel & \\ \text{“CASO C”} & \end{array}$$

Cálculo del factor Cb

$$M_{max} := 1.3543$$

$$M_A := 0.9981$$

$$M_B := 1.3543$$

$$M_C := 0.9981$$

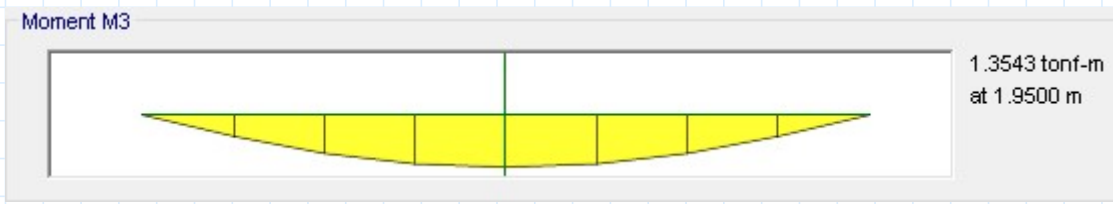
$$C_b := \frac{12.5 \cdot M_{max}}{2.5 \cdot M_{max} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} = 1.144$$

$$F_{cr} := \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = (1.706 \cdot 10^4) \frac{\text{tonne}}{\text{m}^2}$$

$$M_n := F_{cr} \cdot S_x = 1.974 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$\begin{array}{l|l} \text{if } M_n \leq M_p & = \text{“CUMPLE”} \\ \parallel & \\ \text{“CUMPLE”} & \\ \text{else} & \\ \parallel & \\ \text{“NO CUMPLE”} & \end{array}$$

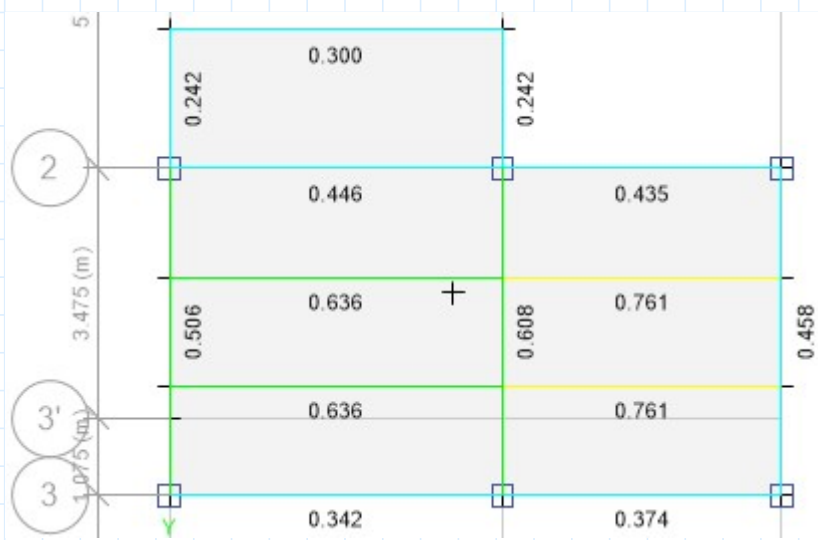
$$\phi \cdot M_n = 1.776 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$



$$M_u := 1.3543 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

if $M_u < \phi \cdot M_n$ = "CUMPLE"
 || "CUMPLE"
 else
 || "NO CUMPLE"

$$eff := \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} = 0.762$$



DISEÑO DE TENSOR

Datos:

$$P_u := 7.075 \text{ tonne}$$

$$b_c := 12 \text{ cm}$$

$$l := 1.44 \text{ m}$$

$$M_{ry} := 1.3329 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$t_c := 0.6 \text{ cm}$$

$$d_v := 28.4 \text{ cm}$$

$$M_{rx} := 1.9957 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$A_g := 27.4 \text{ cm}^2$$

$$K := 1$$

$$E := 2.04 \cdot 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$r := 4.66 \text{ cm}$$

$$J := 912.6 \text{ cm}^4$$

$$F_y := 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Z := 117.1 \text{ cm}^3$$

ESBELTEZ

Compresión:

$$\gamma := \frac{b_c}{t_c} = 20$$

$$\gamma_r := 1.40 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 33.727$$

if $\gamma < \gamma_r$ | = "NO ESBELTA"
|| "NO ESBELTA"
else
|| "ESBELTA"

Flexión:

$$\gamma := \frac{b_c}{t_c} = 20$$

$$\gamma_p := 1.12 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 26.982$$

$$\gamma_r := 1.40 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 33.727$$

if $\gamma < \gamma_p$ | = "COMPACTO"
|| "COMPACTO"
else if $\gamma < \gamma_r$
|| "NO COMPACTO"
else
|| "ESBELTO"

DISEÑO A COMPRESIÓN

$$l_{col} := l - d_v = 1.156 \text{ m}$$

Pandeo:

$$L_c := K \cdot l_{col}$$
$$\frac{K \cdot l_{col}}{r} = 24.807$$
$$\left. \begin{array}{l} \text{if } \frac{K \cdot l_{col}}{r} < 200 \\ \quad \parallel \text{ "CUMPLE" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "NO CUMPLE" } \end{array} \right\} = \text{"CUMPLE"}$$

Esfuerzo elástico de pandeo:

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} = (3.272 \cdot 10^5) \frac{\text{tonne}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo nominal:

$$\frac{L_c}{r} = 24.807$$
$$4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 113.468$$
$$\left. \begin{array}{l} \text{if } \frac{L_c}{r} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \quad \parallel \text{ "CASO A" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "CASO B" } \end{array} \right\} = \text{"CASO A"}$$

$$F_n := \left(0.658 \frac{F_y}{F_c}\right) \cdot F_y = (3.36 \cdot 10^4) \frac{\text{tonne}}{\text{m}^2}$$

Fuerza nominal a compresión: $\phi := 0.9$

$$P_n := F_n \cdot A_g = 92.076 \text{ tonne}$$

$$\phi \cdot P_n = 82.869 \text{ tonne}$$

DISEÑO A FLEXIÓN

$$\phi := 0.9$$

Fluencia:

$$M_p := F_y \cdot Z = 4.116 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

Pandeo local:

Para secciones **COMPACTAS NO APLICA**

Pandeo local torsional:

$$L_p := 0.13 \cdot E \cdot r \cdot \frac{\sqrt{J \cdot A_g}}{M_p} = 4.748 \text{ m}$$

if $L_p < l_{col}$ = "NO CHEQUEO LTB"
 || "CHEQUEO LTB"
 else
 || "NO CHEQUEO LTB"

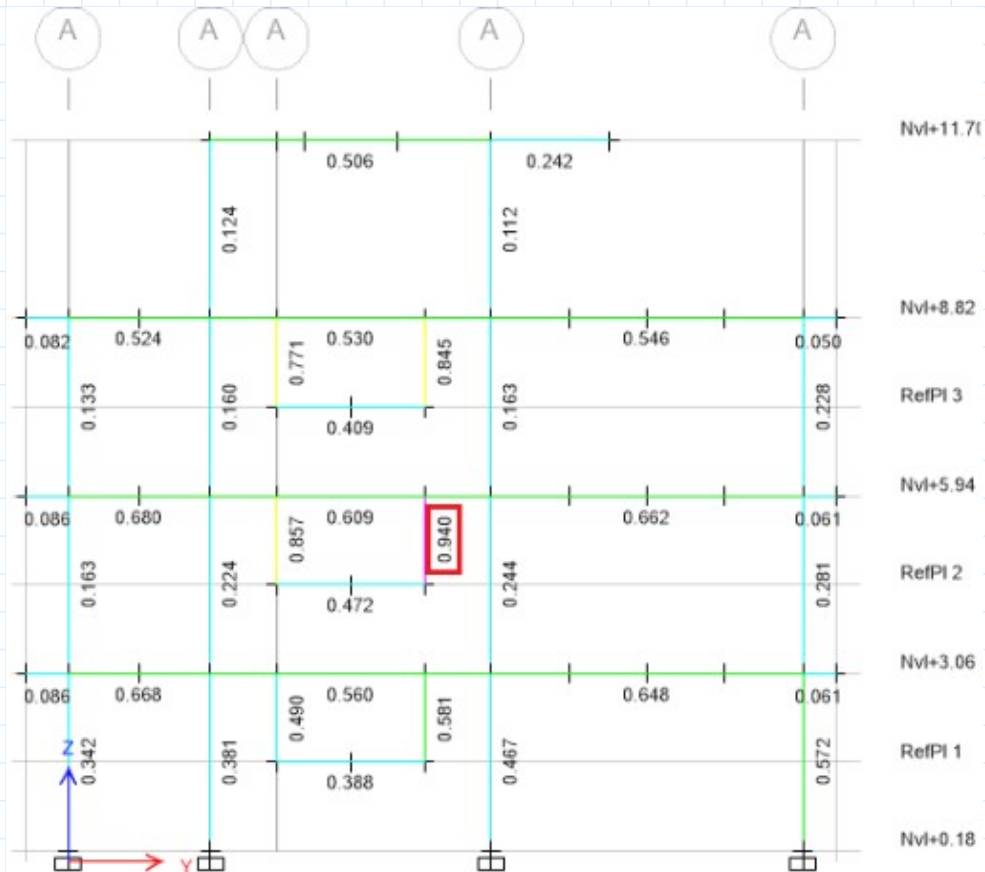
$M_n := M_p = 4.116 \text{ tonne} \cdot m$

$\phi \cdot M_n = 3.704 \text{ tonne} \cdot m$

DISEÑO A FLEXO COMPRESIÓN

$\frac{P_u}{P_n} = 0.077$ if $\frac{P_u}{P_n} \geq 0.2$ = "CASO B"
 || "CASO A"
 else
 || "CASO B"

$\frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_n} + \left(\frac{M_{rx}}{\phi \cdot M_n} + \frac{M_{ry}}{\phi \cdot M_n} \right) = 0.941$ if $\frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_n} + \left(\frac{M_{rx}}{\phi \cdot M_n} + \frac{M_{ry}}{\phi \cdot M_n} \right) \leq 1$ = "CUMPLE"
 || "CUMPLE"
 else
 || "NO CUMPLE"



VIGAS ESTRUCTURA CON COLUMNAS RELLENAS

VIGA PRINCIPAL

Datos:

$$h := 26 \text{ cm}$$

$$b_f := 15 \text{ cm}$$

$$Z_x := 574.1 \text{ cm}^3$$

$$l := 4.55 \text{ m}$$

$$t_w := 0.5 \text{ cm}$$

$$t_f := 1.2 \text{ cm}$$

$$r_y := 3.712 \text{ cm}$$

ESBELTEZ

ALAS

:

$$\gamma := \frac{b_f}{t_f} = 6.25$$

$$\gamma_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.155$$

$$\gamma_r := 1 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 24.091$$

$$\gamma_{hd} := 0.3 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 6.891$$

if $\gamma < \gamma_{hd}$

|| "ALTAMENTE DÚCTIL"

else if $\gamma < \gamma_p$

|| "COMPACTO"

else

|| "NO COMPACTO"

= "ALTAMENTE DÚCTIL"

ALMA:

$$\gamma := \frac{h}{t_w} = 52$$

$$\gamma_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 90.582$$

$$\gamma_r := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 137.318$$

$$\gamma_{hd} := 2.5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 57.424$$

if $\gamma < \gamma_{hd}$

|| "ALTAMENTE DÚCTIL"

else if $\gamma < \gamma_p$

|| "COMPACTO"

else

|| "NO COMPACTO"

= "ALTAMENTE DÚCTIL"

FLUENCIA

$$\phi := 0.9$$

$$M_p := F_y \cdot Z_x = 20.18 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

PANDEO LATERAL TORSIONAL

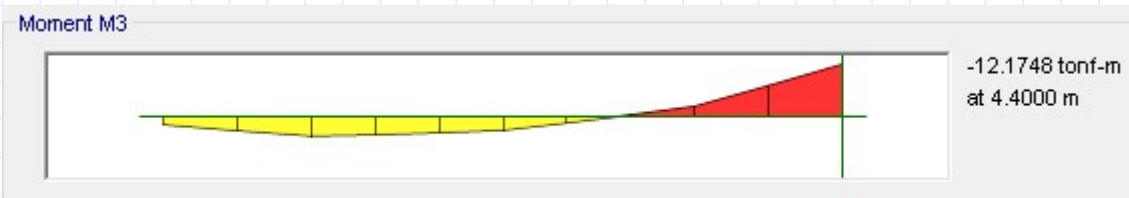
$$L_b := 1.2 \text{ m}$$

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.574 \text{ m}$$

if $L_p < L_b$	= "NO CHEQUEO LTB"
"CHEQUEO LTB"	
else	
"NO CHEQUEO LTB"	

$$M_n := M_p$$

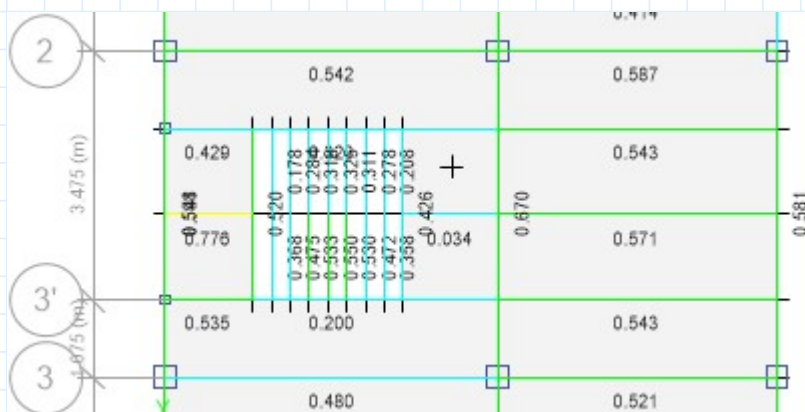
$$\phi \cdot M_n = 18.162 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$



$$M_u := 12.1748 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

if $M_u < \phi \cdot M_n$	= "CUMPLE"
"CUMPLE"	
else	
"NO CUMPLE"	

$$eff := \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} = 0.67$$



VIGA PRINCIPAL TAPA GRADAS

Datos:

$$h := 20 \text{ cm}$$

$$b_f := 14 \text{ cm}$$

$$Z_x := 263 \text{ cm}^3$$

$$l := 4.55 \text{ m}$$

$$t_w := 0.3 \text{ cm}$$

$$t_f := 0.8 \text{ cm}$$

$$r_y := 3.589 \text{ cm}$$

ESBELTEZ

ALAS:

$$\gamma := \frac{b_f}{2 t_f} = 8.75$$

$$\gamma_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.155$$

$$\gamma_r := 1 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 24.091$$

$$\gamma_{hd} := 0.3 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 6.891$$

if $\gamma < \gamma_{hd}$

|| "ALTAMENTE DÚCTIL"

else if $\gamma < \gamma_p$

|| "COMPACTO"

else

|| "NO COMPACTO"

= "COMPACTO"

ALMA:

$$\gamma := \frac{h}{t_w} = 66.667$$

$$\gamma_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 90.582$$

$$\gamma_r := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 137.318$$

$$\gamma_{hd} := 2.5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 57.424$$

if $\gamma < \gamma_{hd}$

|| "ALTAMENTE DÚCTIL"

else if $\gamma < \gamma_p$

|| "COMPACTO"

else

|| "NO COMPACTO"

= "COMPACTO"

FLUENCIA

$$\phi := 0.9$$

$$M_p := F_y \cdot Z_x = 9.244 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

PANDEO LATERAL TORSIONAL

$$N_{arriost} := 2$$

$$L_b := \frac{l}{N_{arriost} + 1} = 1.517 \text{ m}$$

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.522 \text{ m}$$

if $L_p < L_b$	= "NO CHEQUEO LTB"
"CHEQUEO LTB"	
else	
"NO CHEQUEO LTB"	

$$M_n := M_p$$

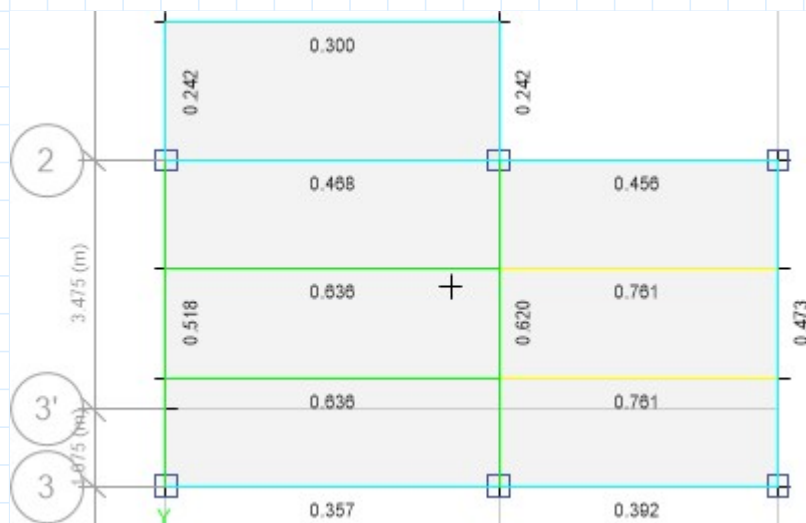
$$\phi \cdot M_n = 8.32 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$



$$M_u := 5.1583 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

if $M_u < \phi \cdot M_n$	= "CUMPLE"
"CUMPLE"	
else	
"NO CUMPLE"	

$$eff := \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} = 0.62$$



DISEÑO DE TENSOR

Datos:

$$P_u := 7.1915 \text{ tonne}$$

$$b_c := 12 \text{ cm}$$

$$l := 1.44 \text{ m}$$

$$M_{ry} := 1.3535 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$t_c := 0.6 \text{ cm}$$

$$d_v := 28.4 \text{ cm}$$

$$M_{rx} := 2.034 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$A_g := 27.4 \text{ cm}^2$$

$$K := 1$$

$$E := 2.04 \cdot 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$r := 4.66 \text{ cm}$$

$$J := 912.6 \text{ cm}^4$$

$$F_y := 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Z := 117.1 \text{ cm}^3$$

ESBELTEZ

Compresión:

$$\gamma := \frac{b_c}{t_c} = 20$$

$$\gamma_r := 1.40 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 33.727$$

if $\gamma < \gamma_r$ | = "NO ESBELTA"
|| "NO ESBELTA"
else
|| "ESBELTA"

Flexión:

$$\gamma := \frac{b_c}{t_c} = 20$$

$$\gamma_p := 1.12 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 26.982$$

$$\gamma_r := 1.40 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 33.727$$

if $\gamma < \gamma_p$ | = "COMPACTO"
|| "COMPACTO"
else if $\gamma < \gamma_r$
|| "NO COMPACTO"
else
|| "ESBELTO"

DISEÑO A COMPRESIÓN

$$l_{col} := l - d_v = 1.156 \text{ m}$$

Pandeo:

$$L_c := K \cdot l_{col}$$
$$\frac{K \cdot l_{col}}{r} = 24.807$$
$$\left. \begin{array}{l} \text{if } \frac{K \cdot l_{col}}{r} < 200 \\ \quad \parallel \text{ "CUMPLE" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "NO CUMPLE" } \end{array} \right\} = \text{"CUMPLE"}$$

Esfuerzo elástico de pandeo:

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} = (3.272 \cdot 10^5) \frac{\text{tonne}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo nominal:

$$\frac{L_c}{r} = 24.807$$
$$4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 113.468$$
$$\left. \begin{array}{l} \text{if } \frac{L_c}{r} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \quad \parallel \text{ "CASO A" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "CASO B" } \end{array} \right\} = \text{"CASO A"}$$

$$F_n := \left(0.658 \frac{F_y}{F_c}\right) \cdot F_y = (3.36 \cdot 10^4) \frac{\text{tonne}}{\text{m}^2}$$

Fuerza nominal a compresión: $\phi := 0.9$

$$P_n := F_n \cdot A_g = 92.076 \text{ tonne}$$

$$\phi \cdot P_n = 82.869 \text{ tonne}$$

DISEÑO A FLEXIÓN

$$\phi := 0.9$$

Fluencia:

$$M_p := F_y \cdot Z = 4.116 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

Pandeo local:

Para secciones **COMPACTAS NO APLICA**

Pandeo local torsional:

$$L_p := 0.13 \cdot E \cdot r \cdot \frac{\sqrt{J \cdot A_g}}{M_p} = 4.748 \text{ m}$$

if $L_p < l_{col}$ = "NO CHEQUEO LTB"
 || "CHEQUEO LTB"
 else
 || "NO CHEQUEO LTB"

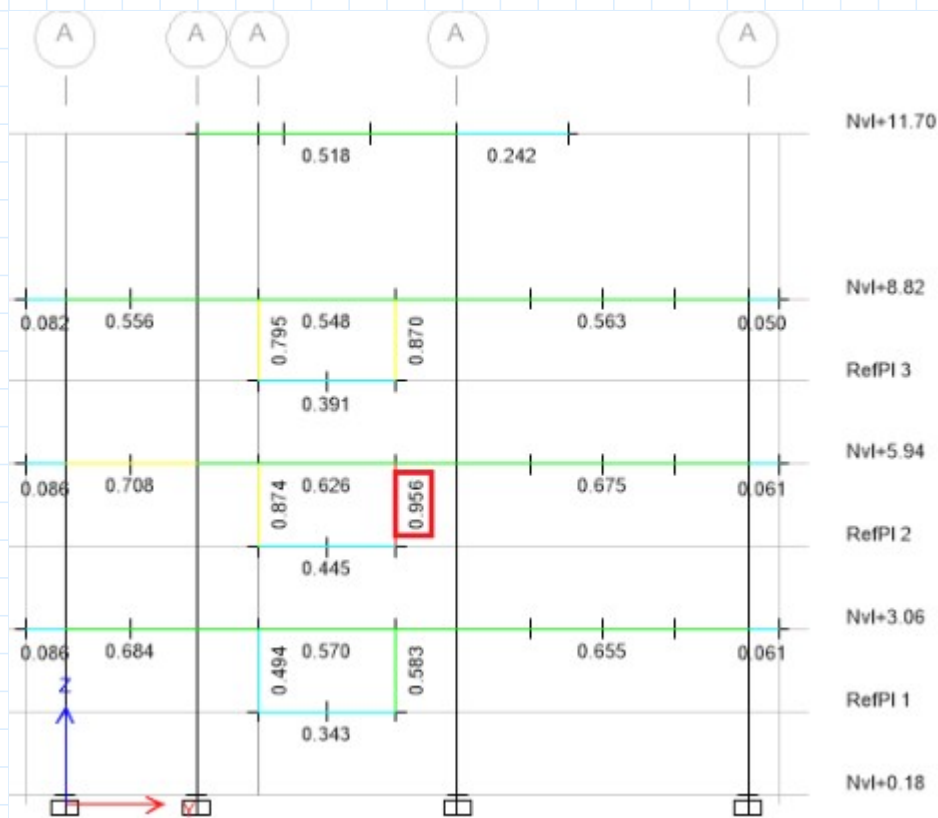
$M_n := M_p = 4.116 \text{ tonne} \cdot \text{m}$

$\phi \cdot M_n = 3.704 \text{ tonne} \cdot \text{m}$

DISEÑO A FLEXO COMPRESIÓN

$\frac{P_u}{P_n} = 0.078$ if $\frac{P_u}{P_n} \geq 0.2$ = "CASO B"
 || "CASO A"
 else
 || "CASO B"

$\frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_n} + \left(\frac{M_{rx}}{\phi \cdot M_n} + \frac{M_{ry}}{\phi \cdot M_n} \right) = 0.958$ if $\frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_n} + \left(\frac{M_{rx}}{\phi \cdot M_n} + \frac{M_{ry}}{\phi \cdot M_n} \right) \leq 1$ = "CUMPLE"
 || "CUMPLE"
 else
 || "NO CUMPLE"



COLUMNAS HUECAS

Datos:

$$P_u := 40.795 \text{ tonne}$$

$$b_c := 30 \text{ cm}$$

$$l := 2.88 \text{ m}$$

$$M_{ry} := 32.9864 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$t_c := 2.1 \text{ cm}$$

$$d_v := 28.4 \text{ cm}$$

$$M_{rx} := 9.2259 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$A_g := 234.4 \text{ cm}^2$$

$$K := 1$$

$$E := 2.04 \cdot 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$r := 11.42 \text{ cm}$$

$$J := 47390.6 \text{ cm}^4$$

$$F_y := 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Z := 2456.6 \text{ cm}^3$$

ESBELTEZ

Compresión:

$$\gamma := \frac{b_c}{t_c} = 14.286$$

$$\gamma_r := 1.40 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 33.727$$

if $\gamma < \gamma_r$	= "NO ESBELTA"
"NO ESBELTA"	
else	
"ESBELTA"	

Flexión:

$$\gamma := \frac{b_c}{t_c} = 14.286$$

$$\gamma_p := 1.12 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 26.982$$

$$\gamma_r := 1.40 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 33.727$$

if $\gamma < \gamma_p$	= "COMPACTO"
"COMPACTO"	
else if $\gamma < \gamma_r$	
"NO COMPACTO"	
else	
"ESBELTO"	

DISEÑO A COMPRESIÓN

$$l_{col} := l - d_v = 2.596 \text{ m}$$

Pandeo:

$$L_c := K \cdot l_{col}$$
$$\frac{K \cdot l_{col}}{r} = 22.732$$
$$\left. \begin{array}{l} \text{if } \frac{K \cdot l_{col}}{r} < 200 \\ \quad \parallel \text{ "CUMPLE" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "NO CUMPLE" } \end{array} \right\} = \text{"CUMPLE"}$$

Esfuerzo elástico de pandeo:

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} = (3.896 \cdot 10^5) \frac{\text{tonne}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo nominal:

$$\frac{L_c}{r} = 22.732$$
$$4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 113.468$$
$$\left. \begin{array}{l} \text{if } \frac{L_c}{r} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \quad \parallel \text{ "CASO A" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "CASO B" } \end{array} \right\} = \text{"CASO A"}$$

$$F_n := \left(0.658 \frac{F_y}{F_c}\right) \cdot F_y = (3.385 \cdot 10^4) \frac{\text{tonne}}{\text{m}^2}$$

Fuerza nominal a compresión: $\phi := 0.9$

$$P_n := F_n \cdot A_g = 793.386 \text{ tonne}$$

$$\phi \cdot P_n = 714.047 \text{ tonne}$$

DISEÑO A FLEXIÓN

$$\phi := 0.9$$

Fluencia:

$$M_p := F_y \cdot Z = 86.349 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

Pandeo local:

Para secciones **COMPACTAS NO APLICA**

Pandeo local torsional:

$$L_p := 0.13 \cdot E \cdot r \cdot \frac{\sqrt{J \cdot A_g}}{M_p} = 11.69 \text{ m}$$

if $L_p < l_{col}$ = "NO CHEQUEO LTB"
 || "CHEQUEO LTB"
 else
 || "NO CHEQUEO LTB"

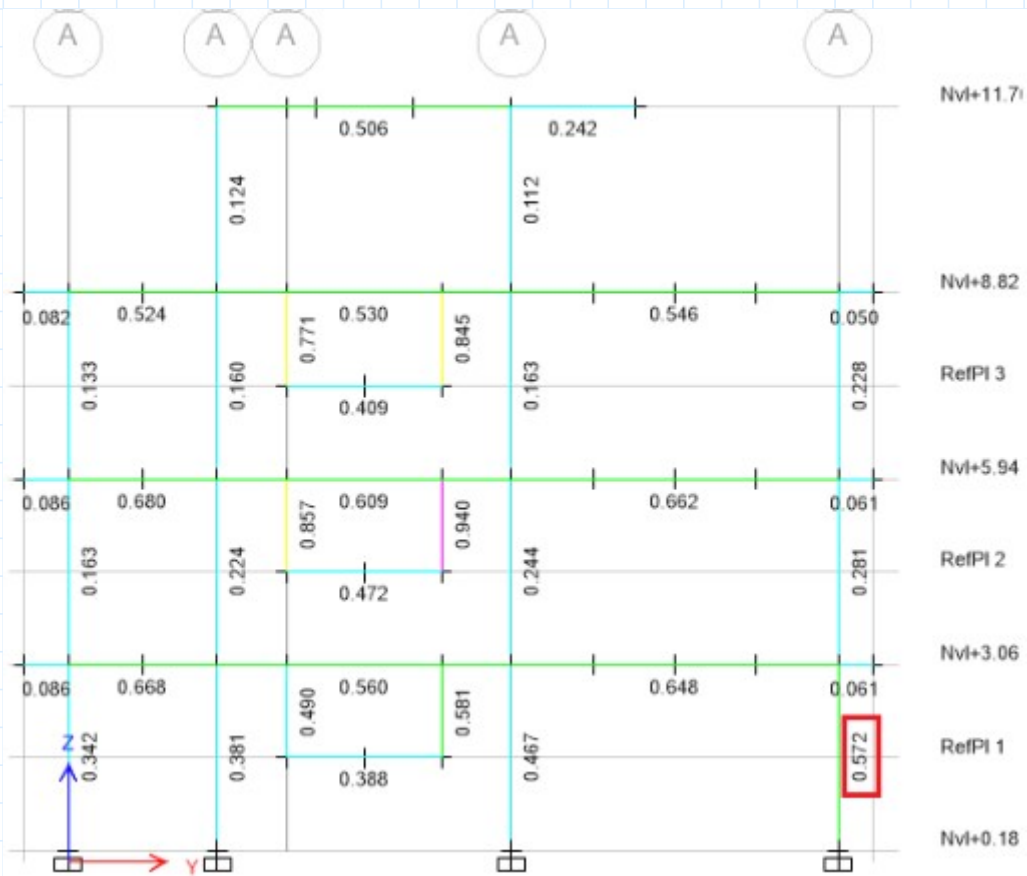
$M_n := M_p = 86.349 \text{ tonne} \cdot m$

$\phi \cdot M_n = 77.715 \text{ tonne} \cdot m$

DISEÑO A FLEXO COMPRESIÓN

$\frac{P_u}{P_n} = 0.051$ if $\frac{P_u}{P_n} \geq 0.2$ = "CASO B"
 || "CASO A"
 else
 || "CASO B"

$\frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_n} + \left(\frac{M_{rx}}{\phi \cdot M_n} + \frac{M_{ry}}{\phi \cdot M_n} \right) = 0.572$ if $\frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_n} + \left(\frac{M_{rx}}{\phi \cdot M_n} + \frac{M_{ry}}{\phi \cdot M_n} \right) \leq 1$ = "CUMPLE"
 || "CUMPLE"
 else
 || "NO CUMPLE"



COLUMNAS RELLENAS

Datos:

$$P_u := 42.6247 \text{ tonne}$$

$$F_y := 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$l := 2.88 \text{ m}$$

$$M_{ry} := 35.7088 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$f'_c := 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$d_v := 28.4 \text{ cm}$$

$$M_{rx} := 9.9841 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$K := 1$$

$$E_s := 2.04 \cdot 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$b_c := 30 \text{ cm}$$

$$t_c := 1.4 \text{ cm}$$

Módulo de elasticidad del hormigón:

$$E_c := 15100 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = (2.188 \cdot 10^5) \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

ESBELTEZ

Pandeo local:

$$b_i := b_c - 2 \cdot t_c = 27.2 \text{ cm}$$

$$\gamma_p := 2.26 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 54.445$$

$$\gamma_r := 3 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 72.273$$

$$\gamma := \frac{b_i}{t_c} = 19.429$$

if $\gamma < \gamma_p$ | = "COMPACTA"
|| "COMPACTA"
else if $\gamma < \gamma_r$
|| "NO COMPACTA"
else
|| "ESBELTA"

DISEÑO A COMPRESIÓN

$$\phi := 0.75$$

$$A_{sr} := 0 \text{ cm}^2 \text{ --> Área de acero longitudinal en varillas}$$

$$A_s := b_c^2 - (b_c - 2 t_c)^2 = 160.16 \text{ cm}^2 \text{ --> Área de acero}$$

$$A_c := (b_c - 2 t_c)^2 = 739.84 \text{ cm}^2 \text{ --> Área de hormigón}$$

$$I_{sr} := 0 \text{ cm}^4 \text{ --> Inercial del acero de refuerzo}$$

$$I_s := \frac{b_c^4}{12} - \frac{(b_c - 2 t_c)^4}{12} = 21886.398 \text{ cm}^4 \text{ -->Inercial del perfil de acero}$$

$$I_c := \frac{(b_c - 2 t_c)^4}{12} = 45613.6 \text{ cm}^4 \text{ -->Inercial del hormigón}$$

$$A_g := b_c^2 = 900 \text{ cm}^2 \text{ -->Área gruesa de la sección}$$

if $A_s \geq 1\% \cdot A_g$	= "CUMPLE"
"CUMPLE"	
else	
"AUMENTAR AREA DE ACERO"	

Método directo de análisis:

$$C_2 := 0.85 \text{ -->Para columnas rectangulares}$$

Fuerza a compresión plástica:

$$P_p := F_y \cdot A_s + C_2 \cdot f'_c \cdot \left(A_c + A_{sr} \cdot \frac{E_s}{E_c} \right) = 695.024 \text{ tonne -->Ec. I2-9b}$$

Fuerza a compresión plástica:

$$P_{n0} := P_p = 695.024 \text{ tonne -->Ec. I2-9a}$$

$$C_3 := \min \left(0.45 + 3 \cdot \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right), 0.9 \right) = 0.9 \text{ -->Ec. I2-13}$$

Rigidez efectiva de la sección compuesta:

$$EI_{eff} := E_s \cdot I_s + E_s \cdot I_{sr} + C_3 \cdot E_c \cdot I_c = (5.363 \cdot 10^3) \text{ tonne} \cdot \text{m}^2 \text{ -->Ec. I2-12}$$

Fuerza a compresión de la sección compuesta:

$$l_{col} := l - d_v = 2.596 \text{ m} \quad L_c := K \cdot l_{col} = 2.596 \text{ m}$$

$$P_e := \frac{\pi^2 \cdot 0.64 EI_{eff}}{L_c^2} = (5.027 \cdot 10^3) \text{ tonne}$$

$$\frac{P_{n0}}{P_e} = 0.138 \quad \left| \begin{array}{l} \text{if } \frac{P_{n0}}{P_e} \leq 2.25 \\ \text{“CASO A”} \\ \text{else} \\ \text{“CASO B”} \end{array} \right. = \text{“CASO A”}$$

$$P_n := P_{n0} \cdot \left(0.658 \frac{P_{n0}}{P_e} \right) = 655.944 \text{ tonne}$$

$$\phi \cdot P_n = 491.958 \text{ tonne}$$

DISEÑO A FLEXIÓN

Comentarios Cap. I Sección 2d-4

$$H := b_c = 300 \text{ mm}$$

$$t_w := t_c = 14 \text{ mm}$$

$$t_f := t_c = 14 \text{ mm}$$

$$b_i = 272 \text{ mm}$$

$$a_p := \frac{2 F_y \cdot H \cdot t_w + 0.85 \cdot f'_c \cdot b_i \cdot t_f}{4 \cdot t_w \cdot F_y + 0.85 \cdot f'_c \cdot b_i} = 123.092 \text{ mm}$$

Compresión del hormigón:

$$C_c := 0.85 \cdot f'_c \cdot (a_p - t_f) \cdot b_i = 52.966 \text{ tonne}$$

Distancias con respecto al eje neutro:

$$d_c := \frac{a_p - t_f}{2} = 54.546 \text{ mm}$$

Compresión del ala superior:

$$C_f := b_i \cdot t_f \cdot F_y = 133.851 \text{ tonne}$$

$$d_{fc} := a_p - \frac{t_f}{2} = 0.116 \text{ m}$$

Compresión de las 2 almas:

$$C_w := a_p \cdot 2 \cdot t_w \cdot F_y = 121.147 \text{ tonne}$$

$$d_{wc} := \frac{a_p}{2} = 61.546 \text{ mm}$$

Tracción de las 2 almas:

$$T_w := (H - a_p) \cdot 2 \cdot t_w \cdot F_y = 174.113 \text{ tonne}$$

$$d_{wt} := \frac{H - a_p}{2} = 88.454 \text{ mm}$$

Tracción del ala inferior:

$$T_f := b_i \cdot t_f \cdot F_y = 133.851 \text{ tonne}$$

$$d_{ft} := (H - a_p) - \frac{t_f}{2} = 169.908 \text{ mm}$$

Momento plástico:

$$M_p := C_c \cdot d_c + C_f \cdot d_{fc} + C_w \cdot d_{wc} + T_w \cdot d_{wt} + T_f \cdot d_{ft} = 64.028 \text{ tonne} \cdot \text{m} \quad \text{-->Resiste a flexión}$$

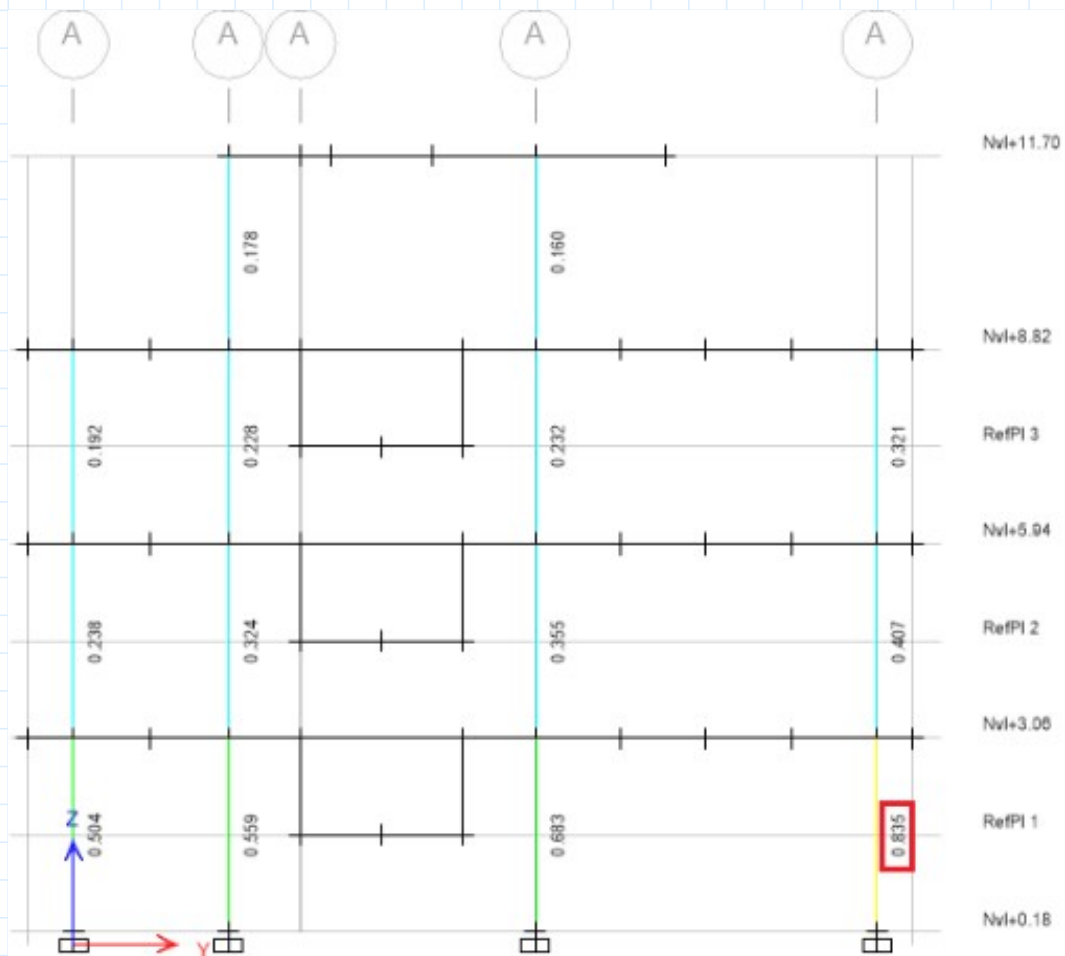
$$M_n := M_p \quad \phi_b := 0.9$$

$\phi_b \cdot M_n = 57.625 \text{ tonne} \cdot \text{m}$ --> Resistencia de diseño a flexión

DISEÑO A FLEXO COMPRESIÓN

$$\frac{P_u}{P_n} = 0.065 \quad \left| \begin{array}{l} \text{if } \frac{P_u}{P_n} \geq 0.2 \\ \text{“CASO A”} \\ \text{else} \\ \text{“CASO B”} \end{array} \right. = \text{“CASO B”}$$

$$\frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_n} + \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b \cdot M_n} + \frac{M_{ry}}{\phi_b \cdot M_n} \right) = 0.836 \quad \left| \begin{array}{l} \text{if } \frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_n} + \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b \cdot M_n} + \frac{M_{ry}}{\phi_b \cdot M_n} \right) \leq 1 \\ \text{“CUMPLE”} \\ \text{else} \\ \text{“NO CUMPLE”} \end{array} \right. = \text{“CUMPLE”}$$



PERNOS DE CORTE TIPO STUD

Datos:

$$F_u := 4220 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$R_g := 1$$

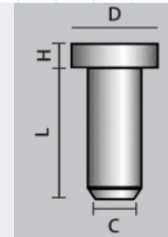
$$f'_c := 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi_{conector} := \frac{5}{8} \text{ in} = 1.588 \text{ cm}$$

$$R_p := 0.6$$

$$l_{conector} := 3 \text{ in} + 8.5 \text{ mm} = 8.47 \text{ cm}$$

TIPO DE CONECTORES		NS-500/250	NS-625/250	NS-625/300	NS-625/400	NS-750/300	NS-750/400
DIMENSIONES	Diámetro del vástago (C)	1/2"	5/8"	5/8"	5/8"	3/4"	3/4"
	Longitud del vástago (L)	2 1/2"	2 1/2"	3"	4"	3"	4"
	Diámetro de la cabeza (D)	1"	1 1/4"	1 1/4"	1 1/4"	1 1/4"	1 1/4"
	Altura de la cabeza (H)	8,5 mm	8,5 mm	8,5 mm	8,5 mm	10 mm	10 mm



$$A_{sa} := \frac{\pi \cdot \phi_{conector}^2}{4} = 197.933 \text{ mm}^2$$

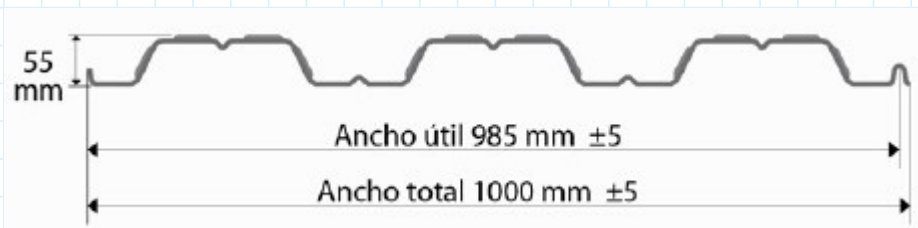
$$E_c := 15100 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = (2.188 \cdot 10^5) \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Q_{nc} := 0.5 \cdot A_{sa} \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c} = 6.709 \text{ tonne}$$

$$Q_{ns} := R_g \cdot R_p \cdot A_{sa} \cdot F_u = 5.012 \text{ tonne}$$

$$Q_n := \min(Q_{nc}, Q_{ns}) = 5.012 \text{ tonne}$$

$$l_v := 4.65 \text{ m}$$



$$num_{conect} := \text{floor} \left(\frac{\frac{l_v \cdot 3}{2}}{985 \text{ mm}} \right) = 7$$

VIGA PARCIALMENTE COMPUESTA

Datos de la viga:

$$h := 23 \text{ cm}$$

$$t_f := 0.6 \text{ cm}$$

$$h_{deck} := 55 \text{ mm}$$

$$t_w := 0.3 \text{ cm}$$

$$A_s := 18.9 \text{ cm}^2$$

$$t_{losa} := 6 \text{ cm}$$

$$b_f := 10 \text{ cm}$$

$$Z_x := 181.3 \text{ cm}^3$$

$$F_y := 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Capacidad de compresión del hormigón en la losa:

$$C := num_{conect} \cdot Q_n = 35.082 \text{ tonne}$$

Capacidad máxima a tracción:

$$P_y := A_s \cdot F_y = 66.434 \text{ tonne}$$

Comparando las capacidades a compresión y tracción, no están en equilibrio, es por eso que necesito que una porción del perfil trabaje a compresión:

Área de acero que trabaja a tracción:

$$A_{st} := \frac{P_y + C}{F_y} = 14.44 \text{ cm}^2$$

$$\begin{array}{l} \text{if } A_s - A_{st} < b_f \cdot t_f \\ \quad \parallel \text{ "ENP en Ala" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "ENP en Alma" } \end{array} = \text{"ENP en Ala"}$$

Fuerza de tracción:

Fuerza de compresión:

$$\frac{P_y + C}{2} = 50.758 \text{ tonne}$$

$$\frac{P_y - C}{2} = 15.676 \text{ tonne}$$

La posición del eje neutro plástico (ENP):

$$d := h + 2 \cdot t_f = 24.2 \text{ cm}$$

$$Y_{ENP} := d - \frac{P_y - C}{2 \cdot F_y \cdot b_f} = 23.754 \text{ cm}$$

$$d_1 := h_{deck} + \frac{t_{losa}}{2} = 8.5 \text{ cm}$$

$$d_3 := \frac{d}{2} = 12.1 \text{ cm}$$

$$d_2 := \frac{P_y - C}{2 \cdot F_y \cdot b_f} = 0.446 \text{ cm}$$

Momento nominal para secciones parcialmente compuestas: $\phi := 0.9$

$$M_n := C \cdot (d_1 + d_2) + P_y \cdot (d_3 - d_2) = 10.881 \text{ tonne} \cdot m$$

$$\phi \cdot M_n = 9.793 \text{ tonne} \cdot m$$

Momento plástico de la viga:

$$M_p := F_y \cdot Z_x = 6.373 \text{ tonne} \cdot m$$

$$\phi \cdot M_p = 5.735 \text{ tonne} \cdot m$$

Aporte de la sección compuesta:

$$\frac{\phi \cdot M_n}{\phi \cdot M_p} = 1.707 \quad \text{--> Se aumentó en un 70\% la capacidad de la viga}$$