



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**Efectos de las Secciones de Viga en la Evaluación del  
Desempeño Sísmico de Edificios con Muros Estructurales,  
San Ramón, Junín, 2022**

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:**

**Ingeniera Civil**

**AUTORA:**

Briceño Esteban, Angela Rosmery ([orcid.org/0000-0002-3161-713X](https://orcid.org/0000-0002-3161-713X))

**ASESOR:**

Mg. Heredia Benavides, Raul ([orcid.org/0000-0001-5408-5706](https://orcid.org/0000-0001-5408-5706))

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:**

Diseño Sísmico y Estructural

**LÍNEA DE RESPONSABILIDAD SOCIAL UNIVERSITARIA:**

Desarrollo Económico, Empleo y Emprendimiento

LIMA – PERÚ

2022

## **Dedicatoria**

Este presente trabajo está dedicado primeramente a Dios y a mis padres por su constante apoyo incondicional y consejos en cada etapa de mi vida.

## **Agradecimiento**

En primera instancia agradezco a mis padres y a mi asesor Mg. Raul Heredia por ayudarme a llegar al punto en el que me encuentro, no ha sido fácil el proceso de titulación, muy agradecida con su persona.

## Índice de Contenidos

Dedicatoria .....	ii
Agradecimiento .....	iii
Índice de Contenido .....	iv
Índice de Figuras.....	v
Índice de Tablas .....	ix
RESUMEN .....	xii
ABSTRACT .....	xiii
I.INTRODUCCIÓN .....	1
II.MARCO TEÓRICO.....	4
III. METODOLOGÍA.....	41
3.1. Tipo y Diseño de la Investigación.....	41
3.2. Variables y Operacionalización .....	42
3.3. Población, Muestra y Muestreo .....	44
3.4. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos.....	45
3.5. Procedimientos.....	46
3.6. Método de Análisis de Datos.....	47
3.7. Aspecto Ético .....	49
IV. RESULTADOS.....	50
4.1. Descripción del Objeto de Estudio .....	50
4.2. Determinación del peso de los edificios .....	54
4.3. Diseño de los Elementos Estructurales .....	56
4.2. Desarrollo del estudio.....	73
4.3. Resultados del estudio .....	105
V. DISCUSIÓN.....	119
VI. CONCLUSIONES .....	125
VII. RECOMENDACIONES.....	128
REFERENCIAS .....	130
ANEXOS .....	134

## Índice de Figuras

Figura 1. Curva de fuerza desplazamiento.....	11
Figura 2. Procedimiento para el análisis no lineal estático.....	12
Figura 3. Análisis dinámico lineal y análisis estático no lineal.....	13
Figura 4. Comparación del método lineal dinámico y no lineal estático. ....	13
Figura 5. Espectro elástico de diseño. ....	15
Figura 6. Deformación de un elemento a flexión. ....	16
Figura 7. Etapas de comportamiento de las vigas trabajando a flexión. ....	17
Figura 8. Relación momento curvatura de una sección de concreto armado.....	18
Figura 9. Contribución de la losa a las características mecánicas de las vigas. ..	19
Figura 10. Ancho efectivo del patín, viga de sección T. ....	20
Figura 11. Ancho efectivo del patín, viga de sección L. ....	21
Figura 12. Ubicación de los ejes neutrales.....	22
Figura 13. Viga T con patín en tensión y parte inferior en compresión. ....	22
Figura 14. Modelo de Park y Paulay (1975).....	24
Figura 15. Modelo de Park et al. (1982) para el concreto. ....	26
Figura 16. Flujograma para la construcción de diagramas momento curvatura...	28
Figura 17. Diagrama momento curvatura y momento rotación del ASCE 41-17..	30
Figura 18. Distribución del modelo de fibras para muros estructurales.....	31
Figura 19. Respuesta dúctil de un sistema de muros estructurales .....	31
Figura 20. Sección de muro estructural con discretización de fibras.....	31
Figura 21. Nivel de daño asociado a la curva de capacidad. ....	32
Figura 22. Transformación de la curva de capacidad a espectro de capacidad...	34
Figura 23. Espectro de demanda. ....	36
Figura 24. Localización del punto de desempeño. ....	37
Figura 25. Flujograma del procedimiento de la investigación.....	46
Figura 26. Edificios de muros estructurales de 4, 12 y 20 pisos.....	51
Figura 27. Distribución de elementos verticales, edificio de 4 pisos.....	52
Figura 28. Distribución de elementos verticales, edificio de 12 pisos.....	53
Figura 29. Distribución de elementos verticales, edificio de 20 pisos.....	53
Figura 30. Configuración típica del paño de losa. ....	57

Figura 31. Envolvente de momentos, eje 2 de los edificios de muros estructurales. .....	59
Figura 32. Refuerzo en vigas y columnas, eje 2 del edificio de 4 pisos. ....	59
Figura 33. Refuerzo en vigas de sección rectangular, edificio de 12 pisos. ....	60
Figura 34. Refuerzo en vigas de sección rectangular, edificio de 20 pisos. ....	61
Figura 35. Distribución de acero en la sección V1 (210). ....	63
Figura 36. Distribución de acero en la sección VT1 (210). ....	65
Figura 37. Distribución de acero en la sección VL2 (210). ....	65
Figura 38. Distribución de vigas L y T. ....	66
Figura 39. Áreas tributarias para muros estructurales, edificio de 20 pisos. ....	67
Figura 40. Fuerzas cortantes en el muro principal del eje 2, edificio de 20 pisos. ....	68
Figura 41. Distribución de fierros del muro principal de 20 pisos. ....	72
Figura 42. Flexión positiva de las secciones rectangulares. ....	81
Figura 43. Flexión negativa de las secciones rectangulares. ....	82
Figura 44. Media de las relaciones momento curvatura de las vigas de sección rectangular. ....	82
Figura 45. Representación bilineal de la flexión negativa, sección V1 (210). ....	83
Figura 46. Diagramas momento curvatura de las vigas de sección rectangular. .	85
Figura 47. Espectro de capacidad VS Demanda, Edificio de 4 pisos. ....	88
Figura 48. Estado de daño en el punto de desempeño, eje 1 edificio de 4 pisos. ....	88
Figura 49. Espectro de capacidad VS Demanda, edificio de 12 pisos. ....	90
Figura 50. Estado de daño en el punto de desempeño, eje 2 edificio de 12 pisos. .....	90
Figura 51. Espectro de capacidad VS Demanda, edificio de 20 pisos con vigas de sección rectangular. ....	92
Figura 52. Estado del daño en el punto de desempeño, eje 2 edificio de 20 pisos con vigas de sección rectangular. ....	92
Figura 53. Espectro de capacidad VS Demanda, edificio de 4 pisos con vigas de sección L y T. ....	93
Figura 54. Estado del daño en el punto de desempeño, eje 1 edificio de 4 pisos con vigas de sección L y T. ....	94
Figura 55. Espectro de capacidad VS Demanda, edificio de 12 pisos con vigas de sección L y T. ....	95

Figura 56. Estado del daño en el punto de desempeño, eje 2 edificio de 12 pisos con vigas de sección L y T. ....	96
Figura 57. Espectro de capacidad VS Demanda, edificio de 20 pisos con vigas de sección L y T. ....	97
Figura 58. Estado del daño en el punto de desempeño, eje 2 edificio de 20 pisos con vigas de sección L y T. ....	98
Figura 59. Curva de capacidad y desempeño sísmico, edificio de 4 pisos con vigas rectangulares.....	99
Figura 60. Curva de capacidad y desempeño sísmico, edificio de 12 pisos con vigas rectangulares.....	100
Figura 61. Curva de capacidad y desempeño sísmico, edificio de 4 pisos con vigas rectangulares.....	101
Figura 62. Curva de capacidad y desempeño sísmico, edificio de 4 pisos con vigas de sección L y T. ....	102
Figura 63. Curva de capacidad y desempeño sísmico, edificio de 12 pisos con vigas de sección L y T. ....	103
Figura 64. Curva de capacidad y desempeño sísmico, edificio de 20 pisos con vigas de sección L y T. ....	104
Figura 65. Efecto de las secciones de viga en la deformación máxima del edificio de 4 pisos. ....	105
Figura 66. Efecto de las secciones de viga en la deformación máxima del edificio de 12 pisos. ....	105
Figura 67. Efecto de las secciones de viga en la deformación máxima del edificio de 20 pisos. ....	107
Figura 68. Histograma de la diferencia de desplazamientos de diseño. ....	107
Figura 69. Histograma para la diferencia de la rigidez agrietada para la flexión positiva. ....	109
Figura 70. Histograma para la diferencia de la rigidez agrietada negativa. ....	111
Figura 71. Efecto de los patines en el diagrama momento curvatura.....	112
Figura 72. Efecto de las secciones de viga en la deformación del punto de desempeño del edificio de 4 pisos. ....	113
Figura 73. Efecto de las secciones de viga en la deformación del punto de desempeño del edificio de 12 pisos. ....	113

Figura 74. Efecto de las secciones de viga en la deformación del punto de desempeño del edificio de 20 pisos. ....	115
Figura 75. Histograma de la diferencia de desplazamientos en el punto de desempeño.....	115
Figura 76. Efecto de las secciones de vigas en el desempeño sísmico del edificio de 4 pisos.....	117
Figura 77. Efecto de las secciones de vigas en el desempeño sísmico del edificio de 12 pisos.....	118
Figura 78. Efecto de las secciones de vigas en el desempeño sísmico del edificio de 20 pisos.....	118
Figura 79. Comparación del análisis lineal Vs No lineal del edificio de 4 pisos con vigas de sección rectangular.....	123
Figura 80. Comparación del análisis lineal Vs No lineal del edificio de 12 pisos con vigas de sección rectangular.....	123
Figura 81. Comparación del análisis lineal Vs No lineal del edificio de 20 pisos con vigas de sección rectangular.....	124



## Índice de Tablas

Tabla 1. Grado de desempeño y daño de la edificación. ....	38
Tabla 2. Intensidades de sismo de diseño. ....	39
Tabla 3. Desempeño sísmico de diseño. ....	39
Tabla 4. Valores críticos de la prueba de rangos signados de Wilcoxon. ....	48
Tabla 5. Comprobación de sistema de muros estructurales, edificio de 4 pisos. .	50
Tabla 6. Fuerza dinámica FD para alcanzar el 80% de la cortante estática.....	51
Tabla 7. Carga muerta para elementos tipo Membrana en Etabs V19.....	54
Tabla 8. Cálculo de la carga viva para elementos tipo Membrana en Etabs V19.	54
Tabla 9. Cálculo de la densidad de carga del edificio de 4 pisos. ....	55
Tabla 10. Cálculo de la densidad de carga del edificio de 12 pisos. ....	55
Tabla 11. Cálculo de la densidad de carga del edificio de 20 pisos. ....	56
Tabla 12. Características típicas de las secciones de concreto armado. ....	62
Tabla 13. Cantidad de fierros en vigas de sección rectangular de 30 x 60 cm. ...	63
Tabla 14. Cálculo de ancho de patín vigas T. ....	64
Tabla 15. Cálculo de ancho de patín de vigas L.....	64
Tabla 16. Cantidad de fierros en secciones de viga L y T.....	66
Tabla 17. Parámetros de diseño para el muro principal del edificio de 20 pisos. .	68
Tabla 18. Acciones ultimas sobre el muro principal del edificio de 20 pisos. ....	69
Tabla 19. Dimensionamiento de los elementos de borde.....	69
Tabla 20. Verificación del requerimiento de elementos de borde.....	70
Tabla 21. Acero vertical para elementos de borde o alma del muro. ....	70
Tabla 22. Cálculo de la cantidad de estribos en elementos de confinamiento. ....	71
Tabla 23. Distribución de estribos en elementos de confinamiento.....	71
Tabla 24. Resumen del diseño de los muros estructurales. ....	72
Tabla 25. Modos de vibración, edificio de 4 pisos con vigas rectangulares. ....	73
Tabla 26. Desplazamientos del edificio de 4 pisos con vigas rectangulares. ....	74
Tabla 27. Modos de vibración del edificio de 12 pisos con vigas rectangulares...	74
Tabla 28. Desplazamientos del edificio de 12 pisos con vigas rectangulares. ....	75
Tabla 29. Modos de vibración del edificio de 20 pisos con vigas rectangulares...	76
Tabla 30. Desplazamientos del edificio de 20 pisos con vigas rectangulares. ....	76
Tabla 31. Modos de vibración del edificio de 4 pisos con vigas L y T. ....	77

Tabla 32. Desplazamientos del edificio de 4 pisos con vigas L y T.....	78
Tabla 33. Modos de vibración del edificio de 12 pisos con vigas L y T. ....	78
Tabla 34. Desplazamientos del edificio de 12 pisos con vigas L y T.....	79
Tabla 35. Modos de vibración del edificio de 20 pisos con vigas L y T. ....	79
Tabla 36. Desplazamientos y derivas del edificio de 20 pisos con vigas T. ....	80
Tabla 37. Puntos notables de la flexión positiva, vigas de sección rectangular. ..	83
Tabla 38. Puntos notables de la flexión negativa, vigas de sección rectangular. .	84
Tabla 39. Propiedades a flexión positiva de las vigas de sección rectangular. ....	84
Tabla 40. Propiedades a flexión negativa de las vigas de sección rectangular....	84
Tabla 41. Puntos notables de la flexión positiva, vigas de sección L y T. ....	85
Tabla 42. Puntos notables de la flexión positiva, vigas de sección L y T. ....	86
Tabla 43. Propiedades de las vigas de sección L y T, flexión negativa.....	86
Tabla 44. Propiedades de las vigas de sección L y T, flexión positiva. ....	87
Tabla 45. Desplazamientos relativos en el punto de desempeño del edificio de 4 pisos con vigas rectangulares. ....	87
Tabla 46. Desplazamientos relativos en el punto de desempeño del edificio de 12 pisos con vigas rectangulares. ....	89
Tabla 47. Desplazamientos relativos en el punto de desempeño del edificio de 20 pisos con vigas rectangulares. ....	91
Tabla 48. Desplazamientos relativos en el punto de desempeño, edificio de 4 pisos con vigas de sección L y T. ....	93
Tabla 49. Desplazamientos relativos en el punto de desempeño, edificio de 12 pisos con vigas de sección L y T. ....	95
Tabla 50. Desplazamientos relativos en el punto de desempeño, edificio de 20 pisos con vigas de sección L y T. ....	97
Tabla 51. Desempeño sísmico, edificio de 4 pisos con vigas rectangulares.....	99
Tabla 52. Desempeño sísmico, edificio de 12 pisos con vigas rectangulares. ...	100
Tabla 53. Desempeño sísmico, edificio de 20 pisos con vigas rectangulares. ...	101
Tabla 54. Desempeño sísmico, edificio de 4 pisos con vigas de sección L y T. ....	102
Tabla 55. Desempeño sísmico, edificio de 12 pisos con vigas de sección L y T. ....	103
Tabla 56. Desempeño sísmico, edificio de 20 pisos con vigas de sección L y T. ....	104
Tabla 57. Efectos en los desplazamientos máximos relativo de los edificios muros estructurales.....	106

Tabla 58. Resumen de la contrastación de hipótesis para las medianas de los desplazamientos inelásticos.....	108
Tabla 59. Efectos en la rigidez a flexión agrietada positiva de las vigas. ....	109
Tabla 60. Resumen de la Contrastación de hipótesis antes y después para la mediana de la flexión agrietada positiva. ....	110
Tabla 61. Efectos en la rigidez a flexión agrietada negativa de las vigas.....	111
Tabla 62. Resumen de la Contrastación de hipótesis antes y después para la mediana de la flexión agrietada negativa. ....	112
Tabla 63. Efecto de las secciones de viga en los desplazamientos relativos en el punto de desempeño de los edificios de muros estructurales. ....	114
Tabla 64. Resumen de la contrastación de hipótesis para las medianas de los desplazamientos relativos en el punto de desempeño. ....	116
Tabla 65. Efecto de las secciones de vigas en el desempeño sísmico de los edificios con muros estructurales. ....	117
Tabla 66. Verificación del factor 0.75R para encontrar los desplazamientos máximos en el análisis lineal. ....	121
Tabla 67. Verificación del factor de reducción de la resistencia $R_o$ . ....	122

## RESUMEN

El tema de investigación tratado se refiere a los Efectos de las Secciones de Viga en la Evaluación del Desempeño Sísmico de Edificios con Muros Estructurales, San Ramón, Junín, 2022. Para lo cual se planificó como objetivo principal: Determinar los efectos del uso de las secciones de viga en la evaluación del desempeño sísmico de los edificios con muros estructurales. La investigación fue de tipo Aplicada, de nivel Explicativo y diseño Pre-Experimental. En la evaluación se utilizó un análisis dinámico espectral y un análisis estático no lineal Pushover. Se obtuvo como resultado que el nivel desempeño sísmico no varía en los tres edificios analizados; sin embargo, los desplazamientos máximos relativos se reducen en un -37.8 %, la rigidez agrietada de las vigas aumenta en un 63.4 % y los desplazamientos relativos en el punto de desempeño se reducen en un -18.7 %. Se discute el factor básico de reducción  $R_o$  que la norma peruana E030 asigna a los edificios de muros estructurales como también el factor  $0.75R$  que sirve para calcular los desplazamientos máximos. Se concluye que los patines de las secciones L y T contribuyen a la rigidez lateral del edificio en toda la historia de su deformación lateral, sin embargo, no influyen significativamente en el nivel del desempeño sísmico, sobre todo en edificios altos en donde la cantidad de muros estructurales aumenta. La importancia de la investigación radica en el desarrollo de un programa de cómputo para obtener propiedades a flexión de vigas de sección rectangular, L y T de concreto armado; está basada en principios de equilibrio de fuerzas, momentos y compatibilidad de deformaciones; utiliza la no linealidad de los materiales y sirve de complemento a softwares comerciales contribuyendo de esta manera a la automatización de la evaluación del desempeño sísmico.

**Palabras clave:** Desempeño sísmico, Secciones de viga, Muros estructurales, Análisis estático no lineal Pushover.

## ABSTRACT

The research topic discussed refers to the Effects of the Beam Sections in the Evaluation of the Seismic Performance of Buildings with Structural Walls, San Ramón, Junín, 2022. For which the main objective was planned: To determine the effects of the use of the beam sections in the evaluation of the seismic performance of buildings with structural walls. The research was of an Applied type, with an Explanatory level and a Pre-Experimental design. In the evaluation, a spectral dynamic analysis and a nonlinear Pushover static analysis were obtained. It was obtained as a result that the seismic performance does not vary in the three buildings analyzed; however, the maximum relative displacements are reduced by -37.8%, the cracked stiffness of the beams is increased by 63.4%, and the yield point displacements are reduced by -18.7%. The basic reduction factor  $R_0$  that the Peruvian standard E030 assigns to buildings with structural walls is discussed, as well as the factor  $0.75R$  that is used to calculate the maximum displacements. It is concluded that the flanges of the L and T sections contribute to the lateral stiffness of the building throughout the history of its lateral deformation, however, they do not significantly influence the seismic performance, especially in tall buildings where the number of structural walls increases. The importance of the research lies in the development of a computer program to obtain bending properties of rectangular, L and T beams of reinforced concrete; it is based on principles of balance of forces, moments and compatibility of deformations; it uses the nonlinearity of materials and serves as a complement to commercial software that contributes in this way to the automation of seismic performance evaluation.

**Keywords:** Seismic performance, Beam sections, Structural walls, Pushover nonlinear static analysis.

## I. INTRODUCCIÓN

Se sabe a nivel mundial que la superficie de la tierra está conformada por placas tectónicas. Las placas tectónicas se deslizan de distintas maneras por el magma líquido que hay en el interior de la tierra. Pueden separarse dando origen a los lomos oceánicos o también pueden chocar de tal modo que uno se sumerge por debajo del otro. Este último comportamiento es conocido como subducción y son generadores de grandes terremotos (BBC Ciencia, 2017).

En América Latina, los lugares cercanos al océano Pacífico son los que están expuestos a los sismos, debido al cinturón de fuego que se extiende por 40000 kilómetros sobre la placa tectónica del pacífico y otras más pequeñas. Países como Japón, Perú, Chile y la costa oeste de Estados Unidos están sobre la unión de estas placas. Las placas tectónicas son losas macizas de la corteza terrestre que están en movimiento constante una contra la otra provocando fricción, la energía se acumula y al liberarse se desencadena un terremoto. Las placas se mueven un promedio de algunos centímetros por año, pero durante un terremoto, pueden moverse varios metros por segundo (CNN, 2018).

El Perú es un país sísmico por encontrarse en una zona de convergencia, donde la placa de Nazca se desliza por debajo de la placa sudamericana provocando temblores constantes (TAVERA, 2019). Frente a ello los edificios deberán soportar sismos moderados, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables y las personas no deberán sufrir daños graves durante un sismo catalogado como severo (NTP E.030, 2019). Por ello es recomendado la evaluación basada en desempeño sísmico, que consiste en determinar el daño de la estructura para evitar su colapso.

Formulación del problema: Se han propuesto varias metodologías respecto al uso práctico de la filosofía basada en desempeño. Entre ellos están los métodos estáticos lineales y no lineales discutidos en los códigos internacionales FEMA 440 y ASCE 41-17. Sin embargo, uno de los temas más discutidos es al respecto del modelado no lineal de sistemas muros estructurales de concreto armado. Por un lado, la losa tiene efectos positivos en la rigidez y la resistencia lateral de una

estructura. A pesar de esto, la presencia de la losa no implica necesariamente un mejor desempeño sísmico, debido a que pueden reducir notablemente la capacidad de rotación de las vigas. Por este motivo, el FEMA establece que el modelado de las vigas tiene que contemplar una sección de tipo T con un ancho de alas en representación de la losa maciza. Sin embargo, existe una discusión importante al respecto y una solución razonable implica muchos estudios experimentales y de campo. Por lo tanto, según (RANGEL, y otros, 2010), la polémica no debe centrarse solo en cuanto es el ancho tributario de la losa, sino en el impacto real que dicho ancho tiene en el desempeño sísmico de los edificios con muros estructurales.

Así, para contribuir a la reflexión anterior, se plantea el problema general: ¿Cuáles son los efectos del uso de las secciones de viga en el desempeño sísmico de los edificios con muros estructurales?, Luego se generan cuatro problemas específicos: ¿Cuál es el efecto del uso de las secciones de viga en los desplazamientos máximos relativos de los edificios con muros estructurales?, ¿Cuáles son los efectos del uso de las secciones de viga en la rigidez agrietada de las vigas de los edificios con muros estructurales?, ¿Cuáles son los efectos del uso de las secciones de viga en los desplazamientos relativos en el punto de desempeño de los edificios con muros estructurales?.

Con la finalidad de justificar estos problemas, se redacta la justificación teórica y práctica.

En cuanto a la justificación teórica se menciona que, se discute el factor básico de reducción  $R_o$  que la norma peruana E030 asigna a los edificios de muros estructurales como también el factor  $0.75R$  que sirve para calcular los desplazamientos máximos. Además, se presenta relaciones no lineales del comportamiento de los materiales y los principios de equilibrio de fuerzas, momentos y compatibilidad de deformaciones para construir diagramas momento curvatura y obtener las propiedades a flexión de elementos con secciones en forma rectangular, L ó T.

En cuanto a la justificación práctica se menciona que, las personas no deben sufrir daños graves durante un sismo catalogado como severo; y que las edificaciones deberán soportar sismos moderados, pudiendo experimentar daños reparables

dentro de límites aceptables. Por lo tanto, es necesario establecer evaluaciones rigurosas del desempeño sísmico de las edificaciones para la estimación real del daño y la propuesta más económica de reforzamiento estructural.

En cuanto a la justificación tecnológica se desarrolla un programa de cómputo para obtener las propiedades a flexión de vigas de concreto armado de sección rectangular, L y T. Esta herramienta de cómputo está basada en principios de equilibrio de fuerzas, momentos y compatibilidad de deformaciones, utiliza la no linealidad de los materiales y servirá de complemento a softwares comerciales contribuyendo de esta manera a la automatización de la evaluación del desempeño sísmico.

Como objetivo general se plantea Determinar los efectos del uso de las secciones de viga en el desempeño sísmico de edificios con muros estructurales. Y los objetivos específicos son: Determinar los efectos del uso de las secciones de viga en los desplazamientos máximos relativos de los edificios con muros estructurales. Determinar los efectos del uso de las secciones de viga en la rigidez agrietada de las vigas de los edificios con muros estructurales. Determinar los efectos del uso de las secciones de viga en los desplazamientos relativos en el punto de desempeño de los edificios con muros estructurales.

Por lo cual la hipótesis general se plantea como tal: El uso de las secciones de viga tienen efectos significativos en la evaluación del desempeño sísmico de los edificios con muros estructurales. Y las hipótesis específicas son las siguientes: El uso de las secciones de viga tiene efectos significativos en los desplazamientos máximos relativos de los edificios con muros estructurales. El uso de las secciones de viga tiene efectos significativos en la rigidez agrietada de las vigas de los edificios con muros estructurales. El uso de las secciones de viga tiene efectos significativos en los desplazamientos relativos en el punto de desempeño de los edificios con muros de concreto armado.



## **II. MARCO TEÓRICO**

### **2.1. Antecedentes Internacionales**

Martínez, y otros (2019), realizó el artículo científico: Evaluación del desempeño sísmico de edificaciones compuestas de marcos rígidos de acero en zonas hondureñas de alto peligro sísmico, que tuvo como objetivo principal determinar el desempeño sísmico de tres edificaciones de cinco pisos, considerando las especificaciones de la norma FEMA 440 y FEMA 356. La metodología del estudio fue no experimental descriptivo y tiene como resultados que, para los marcos rígidos de diseño 2 el desempeño sísmico es de ocupación inmediata y para los marcos rígidos de diseño 1 y 3 el desempeño sísmico es aceptable. La investigación concluye que los diseños 1 y 3 cumplen con la normativa UBC 97 y ANSI/AISC 2010, por el contrario, el diseño 2, no tiene un desempeño sísmico aceptable, por consiguiente, no son apropiados para las demandas sísmicas en las zonas hondureñas de alto peligro.

González, (2018), realizó su tesis de maestría: Análisis estático no lineal Pushover de estructura a porticada de hormigón armado con diferentes grados de ductilidad, aplicando la norma sismo resistente colombiana 2010 (NSR-10), que tuvo como objetivo estimar el desempeño sísmico de una estructura de vivienda con el análisis no lineal Pushover. La metodología del estudio fue básica de nivel descriptivo, por lo cual los instrumentos fueron los softwares de computación. La muestra fue una estructura a porticada de concreto armado, tiene como resultado que las rotulas plásticas en general ocurren en los primeros niveles, lo que nos lleva a programar el reforzamiento de la estructura. La investigación concluye que los avances actuales en el análisis no lineal, como la estimación del desempeño por la metodología Pushover, permite incorporarlos a las oficinas de evaluación y diseño estructural; este método tiene la gran ventaja de entregar mucha más información respecto a los métodos tradicionales, como los daños locales, su progresión hasta alcanzar la rotura y el desempeño global de la estructura.

Redin, (2018), realizó la tesis de titulación: Evaluación sísmica del edificio de la facultad de ingeniería mediante código ASCE 41-13, que se planteó como objetivo

estimar el desempeño sísmico de la facultad de ingeniería con las tablas ASCE 41 para la construcción de los diagramas momento curvatura. La metodología del estudio fue no experimental de tipo descriptivo transversal. Se tuvo como resultado que la facultad de ingeniería tiene un desempeño sísmico de Inmediata ocupación, que significa que la edificación puede recuperar su operación después la ocurrencia de un sismo. La investigación llega a la conclusión que la facultad de ingeniería tiene un desempeño sísmico adecuado a pesar de que el espectro de demanda del ASCE 41-13 usado en la evaluación que es un 70 % mayor al espectro de la norma ecuatoriana NEC.

Rangel y Terán (2010), realizó el artículo científico: Efecto de la losa en las propiedades estructurales y el desempeño sísmico de marcos de concreto reforzado, que tuvo como objetivo principal determinar las consecuencias de la losa en el desempeño sísmico de tres estructuras de cuatro, doce y veinte pisos ubicados en el lago del Distrito Federal. La metodología del estudio fue no experimental descriptivo y tiene como resultados para el edificio de cuatro pisos que la participación de la losa reduce en 19% el desplazamiento ultimo y en el edificio de veinte pisos la reducción es de 9%, de igual manera se da en la resistencia y rigidez de ambos edificios. Respecto a la capacidad de deformación de un edificio, los efectos de la losa disminuyen conforme aumenta el número de niveles. La investigación concluye que la influencia de la losa depende de forma importante de las características de la viga. El efecto es notable en estructuras con vigas esbeltas con reforzamiento ligero, por el contrario, es poco importante en estructuras con vigas robustas con gran reforzamiento, en tal sentido, se sugiere considerar la participación de la losa en la determinación de las propiedades dinámicas y el desempeño sísmico de pórticos dúctiles de concreto armado de baja altura.

Monsalve (2005), realizó su tesis de maestría: Análisis y diseño sísmico por desempeño de edificios de muros estructurales, que planteó como objetivo desarrollar un procedimiento paso a paso de diseño por desempeño estructural de edificios proyectados con muros estructurales de 2, 4, 6 y 8 pisos. La metodología del estudio fue Aplicada, además se utilizó el Análisis no lineal estático Pushover con la norma ATC 40. Se obtuvo como resultado periodos fundamentales de 0.27,

0.45, 0.61 y 0.76 seg respectivamente, los desplazamientos máximos son de 0.09, 0.18, 0.27, 0.36 La investigación concluye que los edificios de muros estructurales son mas flexibles en comparación con los edificios de poca altura y que los elementos estructurales no llegan a plastificarte sino hasta alcanzar el límite permitido por la norma COVENIN 1756-01.

## **2.2. Antecedentes Nacionales**

Huerta, (2022), realizo su tesis de titulación: Desempeño sísmico de edificios multifamiliares de muros estructurales aplicando el método de espectro de capacidad, que planteó como objetivo aportar conocimiento sobre los efectos de utilizar muros estructurales de hormigón armado en el desempeño estructural de 4 edificios multifamiliares en zonas sísmicas de nivel 4 en el Perú. La metodología del estudio fue No experimental - Descriptiva, además se utilizó dos métodos de análisis sísmico como son: Análisis lineal dinámico espectral y Análisis no lineal estático Pushover con las normas ASCE 41/SEI 17, ATC 40 y FEMA 440. Se obtuvo como resultado para los 4 edificios y el punto de desempeño, cortantes basales de 859.88, 740.37, 580.07 y 1043.65 Ton, aceleraciones espectrales de 0.33, 0.37, 0.27 y 0.43 g, desplazamientos espectrales de 0.145, 0.146, 0.109 y 0.085 m y desempeños estructurales de Ocupación inmediata, Seguridad de vida, Ocupación inmediata y Ocupación inmediata respectivamente. La investigación concluye que los edificios con muros estructurales tiene un buen desempeño sísmico y que la norma técnica peruana E030 es muy conservadora.

Paredes, (2020), realizo su tesis de titulación: evaluación del desempeño sísmico de un edificio de muros estructurales de 14 niveles mediante análisis estático no lineal Pushover, Trujillo 2020, que planteó como objetivo determinar el nivel de desempeño estructural de un edificio de placa de concreto de 14 pisos que ha sido diseñado en base a la NTP E030 y E060. La metodología del estudio fue No experimental - Descriptiva, además se utilizó dos métodos de análisis sísmico como son: Análisis lineal dinámico espectral y Análisis no lineal estático Pushover con la norma FEMA 440. Se obtuvo como resultado que el desplazamiento máximo en la dirección Y es de 1.47 cm con una distorsión de 0.005, la capacidad última de la

estructura en la misma dirección se da en un desplazamiento de 33.27 cm con una cortante basal de 1452.05 T, el desplazamiento en el punto de desempeño para el sismo raro es de 25.6 cm con una cortante basal de 1236.89 T y finalmente el desempeño estructural del edificio para el sismo raro fue de Prevención de colapso utilizando los niveles de SEAOC. La investigación concluye que el desempeño estructural en la dirección Y no cumple con el objetivo propuesto por el SEAOC, que estipula que el desempeño sísmico de un edificio de categoría común es de Seguridad de vida.

Meza, (2020), realizó su tesis de titulación: Desempeño sísmico de una edificación esencial mediante métodos de análisis sísmico no lineal, Institución Educativa Santa Rosa, Abancay, Apurímac 2020, que planteó como objetivo evaluar el desempeño sísmico de una estructura de categoría esencial mediante métodos no lineales considerando las especificaciones de las normas internacionales ASCE 41.13, SEAOC 96 y HAZUS MR4. La metodología del estudio fue cuasi experimental, además se utilizó dos métodos de análisis sísmico no lineal, el método estático y tiempo historia. Para tres niveles sismo se tiene como resultado, para el sismo ocasional un desempeño de funcional, para el sismo raro el desempeño de la estructura es de resguardo de vida, y para un sismo muy raro el desempeño es de colapso. La investigación concluye que los niveles de desempeño obtenido en ambos métodos de análisis son similares, pero un análisis no lineal tiempo historia es más realista porque considera los ciclos reversibles de la carga sísmica.

Tunque, y otros (2020), realizó su tesis de titulación: Evaluación del desempeño sísmico del pabellón de geología UNAS, que tuvo como objetivo principal evaluar el desempeño sísmico del nuevo pabellón de Geología de la Universidad Nacional San Agustín utilizando el método no lineal estático. La metodología del estudio fue no experimental descriptivo y tiene como resultados periodos de vibración de 0.32, 0.26 y 0.19 seg para los tres primeros modos respectivamente; y respecto a desempeño, para el sismo de diseño el desempeño sísmico del edificio es de ocupación inmediata, con un desplazamiento de la azotea de 0.148 m y una cortante en la base de 2454.61 T; y para el sismo máximo el desempeño sísmico del edificio es de seguridad de vida, con un desplazamiento de la azotea de 0.210

m y una cortante en la base de 2631.01 T. La investigación concluye que el edificio analizado cumple con los objetivos de desempeño característico de una estructura de categoría esencial, es decir que permanece operativo luego de un evento sísmico y el daño esperado es adecuado para garantizar la seguridad de sus ocupantes.

Choque y Luque (2019), realizó su tesis de titulación: Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la norma E030, que planteó como objetivo aplicar la metodología basada en desempeño estructural a un edificio de 8 niveles con 2 alternativas de estructuración distintas, uno sistema a porticado y otro de sistema de muros estructurales. La metodología del estudio fue No experimental - Descriptiva, además se utilizó 2 métodos de análisis como son: el análisis lineal dinámico espectral y análisis no lineal estático Pushover con las normas ASCE/SEI 41-13 y FEMA 440. Se obtuvo como resultado para el sistema de muros estructurales un periodo fundamental en la dirección X de 0.66 seg, un desplazamiento máximo de 0.0165 m con una distorsión de 0.0057, el desplazamiento ultimo antes del colapso en la dirección X es de 0.26 m, el desplazamiento en el punto de desempeño para el sismo raro es de 0.108 cm y finalmente el desempeño estructural del edificio de muros estructurales fue de Seguridad de vida según la norma FEMA 440. La investigación concluye que el mecanismo de colapso de edificio de sistema de muros estructurales ocurre básicamente por falla a flexión, el aporte de la rigidez de los muros es significativo en el desarrollo de capacidad global y la ductilidad de la estructura  $\mu$  en la dirección X es igual a 5.16 y en la dirección Y es igual a 4.17. Respecto a lo último, estos valores son menores al valor R de la norma por lo que se recomienda considerar un valor menor.

#### **2.4. Bases Teóricas**

El desempeño sísmico de un edificio es una medida del nivel de daño que experimenta su estructura o el nivel de daño localizado en los elementos principales o secundarios (ASCE/SEI 41, 2017). Es una señal de la capacidad de servicio de

la estructura después del sismo y de la amenaza a la seguridad de vida de las personas.

El desempeño sísmico de un edificio nuevo o existente, puede ser evaluado con un análisis Pushover. El análisis Pushover es un análisis no lineal estático realizado en condiciones de cargas de gravedad constante y cargas laterales que aumentan mono tónicamente y es aplicado para los siguientes propósitos (EUROCODE 8, 2004):

- a) Para revisar los valores de sobre resistencia.
- b) Estimar los mecanismos plásticos esperados y la distribución del daño.
- c) Para evaluar el desempeño sísmico de edificios.
- d) Como alternativa al diseño basado en análisis lineal elástico. En este caso el objetivo de desplazamiento debe utilizarse como base del diseño.

Los análisis lineal estáticos son apropiados cuando la respuesta de los modos más altos es insignificante. Esto es generalmente cierto para edificios bajos y regulares. El análisis no lineal estático es aceptable para la mayoría de los edificios, pero debe utilizarse junto con el análisis lineal dinámico si la masa participativa en el primer modo es baja (ASCE/SEI 41, 2017).

El término "lineal" en los procedimientos de análisis lineal implica "elástico lineal". Sin embargo, el procedimiento de análisis puede incluir no linealidad geométrica de las cargas de gravedad que actúan a través de desplazamientos y no linealidad del material implícita del concreto y componentes de albañilería utilizando propiedades de secciones agrietadas. Por otro lado, el término "no lineal" en los procedimientos de análisis no lineal implica no linealidad del material explícita o respuesta del material inelástica, pero también se puede incluir la no linealidad geométrica (ASCE/SEI 41, 2017).

El análisis no lineal estático se aplica a estructuras que tienen las siguientes características (ASCE/SEI 41, 2017):

- 1) La relación de resistencia  $\mu_{strength}$ , calculada de acuerdo con ecuación 1 es menor que  $\mu_{max}$  calculado de acuerdo con ecuación 2.

Si  $\mu_{strength}$  excede  $\mu_{max}$ , se debe realizar un análisis no lineal dinámico.

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (\text{Ec. 1})$$

Dónde:

$S_a$  = Aceleración en el espectro elástico asociado al periodo fundamental efectivo en función de la gravedad.

$V_y$  = Resistencia limite elástica de la curva de capacidad calculada en el análisis estático no lineal.

$W$  = Peso sísmico del edificio.

$C_m$  = Factor efectivo de masa participativa calculado para el modo fundamental.  $C_m$  se tomará como 1.0 si el periodo fundamental  $T$  es mayor que 1.0 seg.

Para edificios con rigidez de post fluencia negativa, la máxima relación de resistencia  $\mu_{max}$  se calculará de acuerdo con la ecuación.

$$\mu_{max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4} \quad (\text{Ec. 2})$$

Dónde:

$\Delta_d$  = El menor desplazamiento objetivo o correspondiente al cortante basal máximo.

$\Delta_y$  = Desplazamiento en el límite elástico efectivo.

$$h = 1 + 0.15 \ln T_e$$

$\alpha_e$  = Coeficiente de pendiente negativa efectiva de post fluencia definida con la ecuación 3.

$$\alpha_e = \alpha_{p-\Delta} + \lambda(\alpha_2 - \alpha_{p-\Delta}) \quad (\text{Ec. 3})$$

Dónde:

$\alpha_2$  = Coeficiente de pendiente negativa de post fluencia definida en la figura 1. Este coeficiente incluye efectos y degradación cíclica.

$\alpha_{p-\Delta}$  = Coeficiente de pendiente negativa causada por efectos P- $\Delta$ .

$\lambda$  = Factor de efecto de campo cercano que será igual a 0.8 si  $S_{x1} \geq 0.6$  o 0.2 si  $S_{x1} \leq 0.6$ .

$S_{x1}$  = Aceleración espectral asociado a un periodo igual a 1.0 seg.

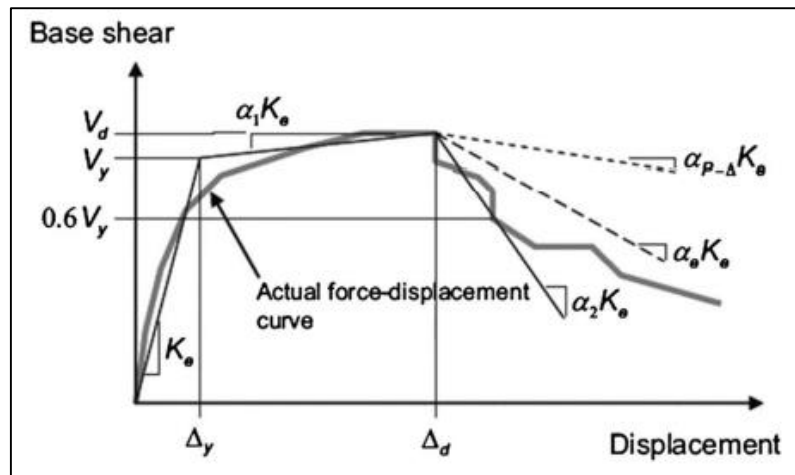


Figura 1. Curva de fuerza desplazamiento.  
Fuente: ASCE/SEI 41 (2017 pág. 74).

- 2) Los efectos de modo superior no son significativos, como se define a continuación:

Para determinar si los modos superiores son significativos, se realizará un análisis lineal dinámico espectral usando modos suficientes para producir 90% de masa participativa. Luego se realizará un segundo análisis considerando únicamente el primer modo de vibración. Los efectos de modo superior se considerarán significativos si el cortante en cualquier piso resultante del análisis modal considerando los modos requeridos para obtener el 90% de masa participativa supera el 130% del corte de piso correspondiente considerando solo el primer modo de vibración. Se permitirá utilizar las modificaciones de la interacción suelo-estructura de la Sección 8.5 del código ASCE/SEI 41 (2017) para demostrar el cumplimiento de este requisito, sin requerir una evaluación específica de peligro del sitio.

Por lo tanto, el desempeño sísmico es el nivel de daño que sufre la estructura de un edificio en respuesta a un nivel de demanda sísmica. El procedimiento más utilizado para la evaluación del desempeño es el análisis no lineal estático, que será



utilizado conjuntamente con un análisis lineal dinámico espectral. Para ello, será necesario conocer las relaciones no lineales del material, las relaciones momento curvatura de la sección, el modelo de plasticidad de los elementos resistentes para finalmente construir la curva de capacidad de la estructura (TERAN, 2021).

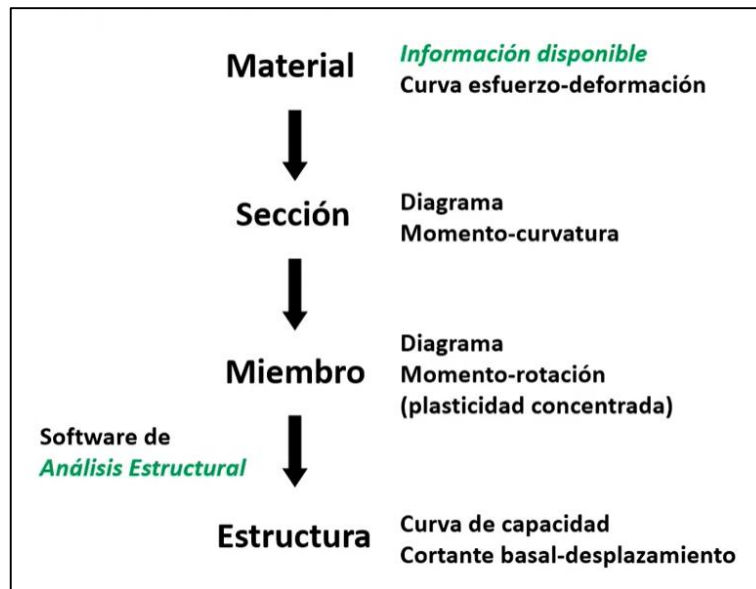


Figura 2. Procedimiento para el análisis no lineal estático.

Fuente: Terán, (2021).

#### 2.4.1. Análisis Lineal Dinámico Espectral

Antes de iniciar con un análisis no lineal estático, se toma de referencia un análisis lineal dinámico espectral de donde se obtiene la aceleración espectral, el desplazamiento máximo ( $\delta_{Target}$  ó  $\Delta_{max}$ ) y propiedades como el periodo fundamental de vibración (AGUIAR, y otros, 2020). En el análisis lineal dinámico el desplazamiento se supone elástico suponiendo que la estructura conserva su rigidez hasta el final de su comportamiento. Esto se puede contemplar en las líneas rectas de la figura 3, donde la línea de mayor pendiente es la respuesta de la estructura que tiene secciones no agrietadas y la otra es la respuesta con secciones agrietadas. Por otro lado, en un análisis no lineal estático el desplazamiento es inelástico suponiendo que la rigidez de la estructura se degrada progresivamente hasta su colapso formándose en la gráfica una línea curva.

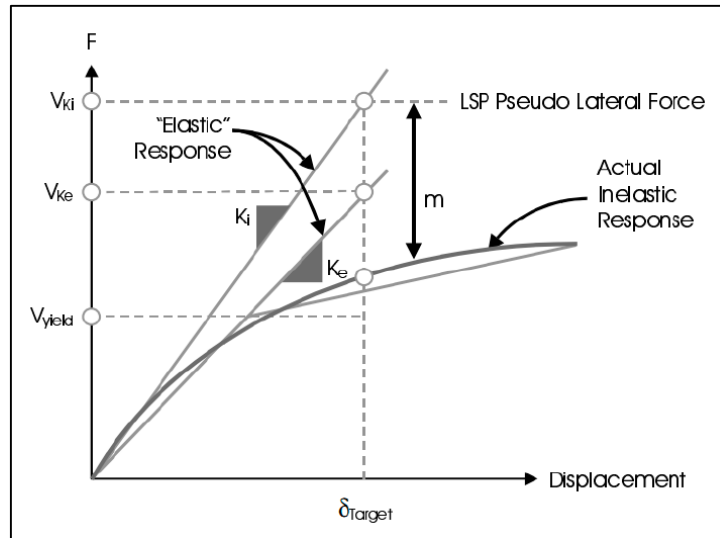


Figura 3. Análisis dinámico lineal y análisis estático no lineal.  
Fuente: ASCE/SEI 7-10, (2020).

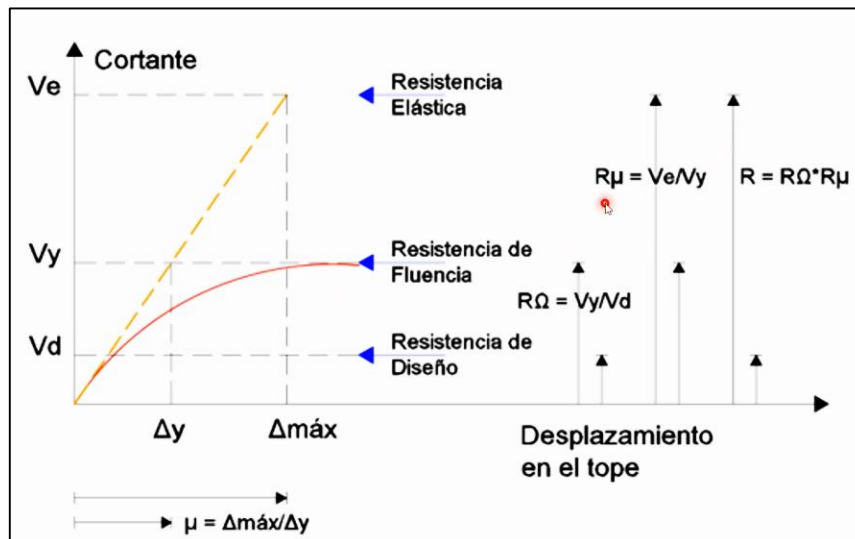


Figura 4. Comparación del método lineal dinámico y no lineal estático.

La figura 4 es similar a la anterior, pero esta vez se puede observar que la rigidez representada en la tangente de la curva, es prácticamente la misma hasta alcanzar la cortante de diseño “Vd” del método lineal dinámico, y que a partir de ahí se degrada progresivamente hasta desaparecer más allá del desplazamiento máximo “ $\Delta_{max}$ ”. Ambas líneas sirven para determinar propiedades como la ductilidad por desplazamiento “ $\mu$ ” y el factor de reducción de la resistencia “ $R_o$ ” que son muy utilizados en los métodos de análisis lineal (AGUIAR, y otros, 2020).

#### **2.4.1.1. Análisis Modal**

Se deberá considerar 3 modos por cada piso del edificio (NTP E.030, 2019). La cantidad mínima de modos deberá ser suficiente para que las sumas de las masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero que se toma en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en cada dirección.

El periodo fundamental de vibración se calcula realizando un análisis modal con el método de los Eigen Vectores con el Etabs V19 y sin considerar las secciones agrietadas. Aunque es buena práctica realizar también un análisis con las secciones agrietadas para llegar a comparar ambos comportamientos (AGUIAR, 2003). De esta manera, se puede contemplar que se obtienen desplazamientos menores cuando se utilizan secciones no agrietadas como se muestra en la figura 3, por lo tanto, se tiene un edificio más rígido y con la misma distribución de masa.

#### **2.4.1.2. Análisis Espectral**

En el análisis lineal, la aceleración espectral se encuentra construyendo un espectro elástico de diseño, reducido con el factor de reducción (R), para un análisis sísmico convencional (NTP E.030, 2019). El espectro elástico de diseño es equivalente a un sismo de Raro, que se calcula de acuerdo a la ecuación 1.

$$S a_D = \frac{ZUCS}{R} g \quad (\text{Ec. 1})$$

Dónde:

Z: Factor de zona.

U: Factor de importancia.

C: Factor de amplificación sísmica.

S: Factor de Suelo

R: Factor de reducción sísmica.

g: Aceleración de la gravedad.

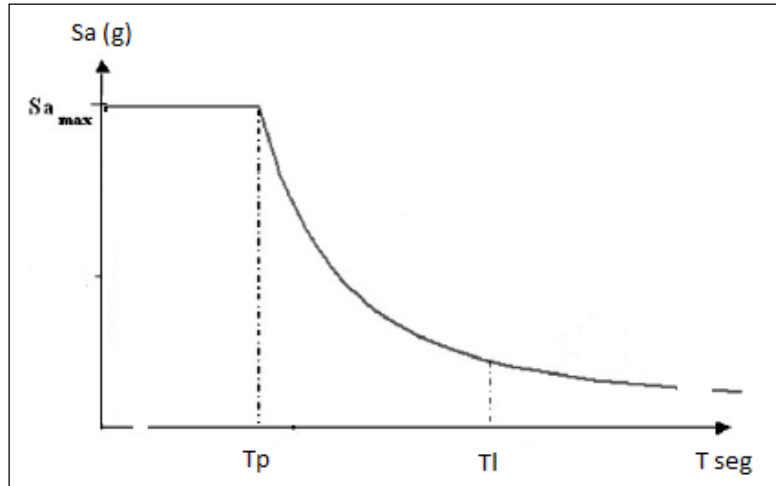


Figura 5. Espectro elástico de diseño.  
Fuente: Arroyo, (2019).

## 2.4.2. Análisis No Lineal de la Sección

### 2.4.2.1. Plasticidad Concentrada Para Vigas

#### 2.4.2.1.1. Diagramas Momento Curvatura

En la figura 5, se muestra un elemento inicialmente recto de un elemento de concreto armado con momentos en los extremos y fuerzas axiales iguales (PARK, y otros, 1988). El radio de curvatura  $R$ , se mide hasta el eje neutro. El radio de curvatura  $R$ , la profundidad del eje neutro  $kd$ , la deformación del en la fibra extrema a compresión  $\varepsilon_c$ , y la deformación del acero a tensión  $\varepsilon_s$ , varían a lo largo del elemento debido a que entre las grietas el concreto toma cierta tensión. Entonces,  $1/R$  es la curvatura en el elemento, ósea la rotación por longitud unitaria del elemento, y está dada por el símbolo  $\phi$ . Así se tiene.

$$\phi = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d} \quad (\text{Ec. 2})$$

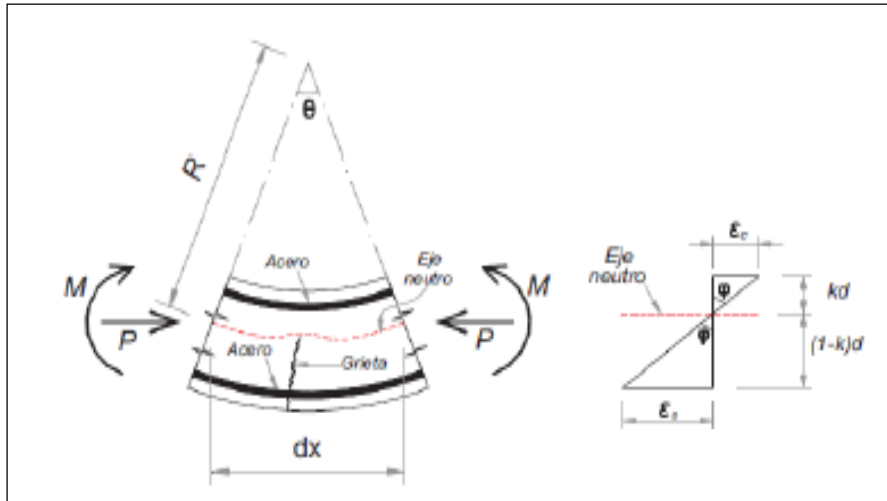


Figura 6. Deformación de un elemento a flexión.  
Fuente: Park y Paulay, (1988).

Si se miden las deformaciones en la sección crítica de una viga de concreto reforzado en una corta longitud calibrada conforme se aumenta el momento flector hasta la falla, de la ecuación 2 se puede calcular la curvatura, lo que permite obtener la relación momento curvatura para la sección.

### a) Viga de Sección Rectangular

Las vigas de sección rectangular trabajan a flexión en tres etapas distintas antes de ocurra el colapso (MC CORMAC, y otros, 2018). Etapa de concreto no agrietado, etapa de concreto agrietado y etapa de resistencia ultima como se muestra en la figura 6.

1) Concreto no agrietado: Bajo cargas pequeñas, cuando los esfuerzos de tensión son menores que a la resistencia a tensión del concreto, la sección transversal total resiste la flexión, con compresión en un lado y tensión en el otro.

2) Concreto agrietado: Situación en la que, al incrementarse las cargas, después de superar la resistencia a tracción del concreto, comienza a desarrollarse grietas en la parte inferior de la viga provocado por un momento de agrietamiento ( $M_{agr}$ ). El eje neutro se desplaza rápidamente hacia arriba. La variación lineal de los esfuerzos y de las deformaciones se presenta normalmente en las vigas de concreto reforzado bajo condiciones normales de carga de servicio, ya que, debido a esas cargas, los esfuerzos del concreto generalmente son inferiores a  $0.50f'_c$ .

3) Etapa de resistencia ultima: Conforme la carga crece todavía más, de modo que los esfuerzos de compresión resultan mayores que  $0.50f'_c$ , las grietas de tensión se desplazan aún más hacia arriba, igual que lo hace el eje neutro, por lo que los esfuerzos de compresión en el concreto comienzan a dejar de ser lineales. En este análisis inicial se supondrá que las varillas de refuerzo han cedido.

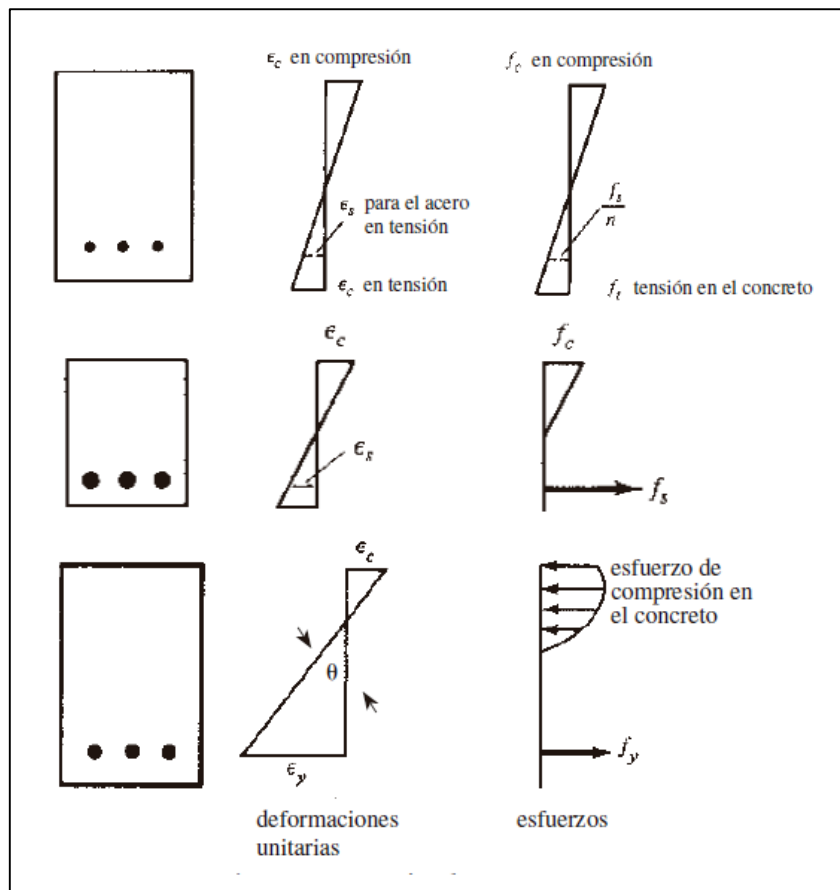


Figura 7. Etapas de comportamiento de las vigas trabajando a flexión. Fuente: Mc Cormac & Brown, (2018).

Un análisis no lineal de la estructura requiere de las propiedades a flexión de las secciones de los elementos que se obtienen realizando un análisis no lineal de las secciones (Aguilar, 2003). En otras palabras, se busca la relación momento curvatura en vigas, placas y columnas, tal como se muestra la figura 4. Estos valores se ingresan al software Etabs V19 empezando de esta manera el modelamiento estructural para luego empujar la estructura con la técnica Push over y obtener así el comportamiento global de la estructura.

En la práctica convencional los códigos como el ASCE/SEI 41 (2017), nos dan tablas para obtener la rigidez a flexión agrietada, pero estos dejan de ser útiles

cuando se analizan secciones que contemplan la participación de las losas (RANGEL, y otros, 2010). Lo ideal sería calcular esta propiedad a través de relaciones momento curvatura.

En la figura 7, se muestra las relaciones del momento flexionante y la curvatura de donde se obtienen las propiedades flexión de una sección del elemento como son: la rigidez a flexión no agrietada ( $EI_g$ ) la rigidez a flexión agrietada ( $EI_{agr}$ ), y la rigidez a flexión de post fluencia ( $EI_p$ ) que vendrían a ser las pendientes de las tres líneas del diagrama. En estas expresiones ( $E$ ) es el módulo de elasticidad del material que se mantiene constante durante la flexión y ( $I_{agr}$ ,  $I_g$  y  $I_p$ ) son los tres momentos de inercia que muestran la degradación de la sección.

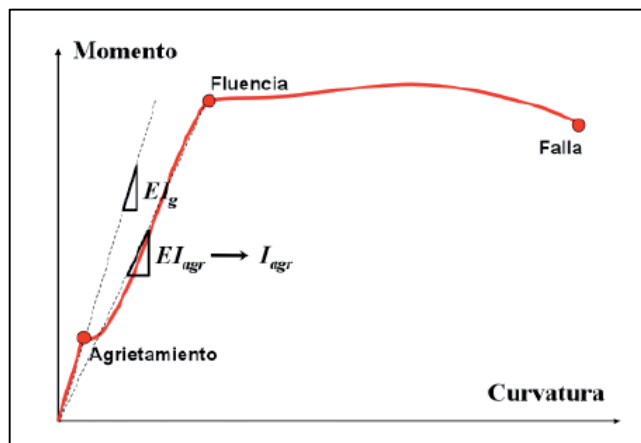


Figura 8. Relación momento curvatura de una sección de concreto armado.

Fuente: Rangel y Terán, (2010, p. 7).

En la figura 8, se puede distinguir tres rangos de comportamiento a flexión limitados por 3 puntos notables que expresa el fin de un determinado comportamiento (AGUIAR, 2003):

1. El punto de Agrietamiento que es apenas el inicio del rango elástico y donde el concreto llega a su máxima capacidad de esfuerzo a tracción.
2. El punto de fluencia en donde está el final del comportamiento elástico en donde el acero logra alcanzar el esfuerzo de fluencia.
3. El punto de falla o rotura en donde el concreto alcanza su máxima deformación útil.

Estos tres puntos nos ayudaran a ver el comportamiento mecánico del elemento a estudiar y son los más importantes.

### b) Viga de Sección T

Los estudios experimentales detallados de la losa muestran que estos son elementos que trabajan a tensión, y que no intervienen notablemente en la flexión de la viga (RANGEL, y otros, 2010). Sin embargo, mientras crece la deformación lateral de la estructura, crece la deformación angular de la viga y los esfuerzos a tensión del acero en la capa superior, hasta que la tensión del acero supera al esfuerzo de fluencia. Por lo tanto, gran parte de la losa participa en la flexión de la viga y empieza a crecer progresivamente con la deformación lateral de la estructura hasta un instante dado en que todo el ancho de la losa puede participar en el mecanismo de falla de la sección.

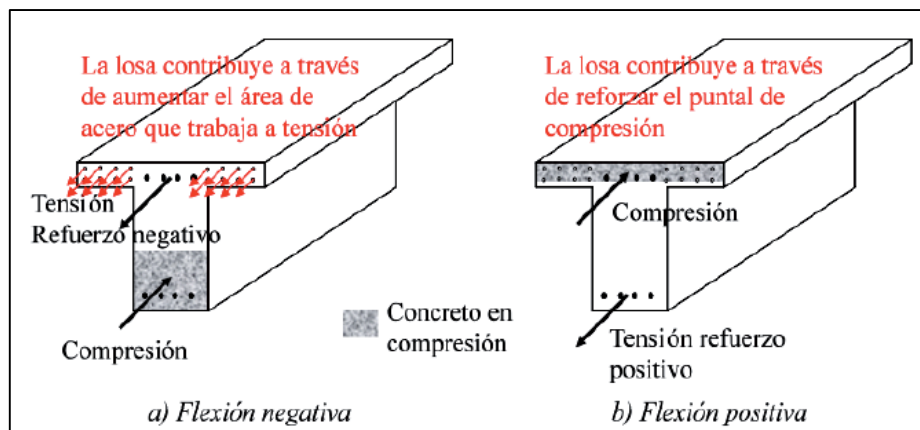


Figura 9. Contribución de la losa a las características mecánicas de las vigas. Fuente: Rangel y Terán, (2010).

Las vigas que incluyen la participación de la losa son analizadas como secciones tipo T o L y es problemático estimar qué tanto de la losa actúa como parte de la viga (KASSIMALI, 2020). Si los patines de vigas T son robustos y compactos en su sección transversal, los esfuerzos de flexión quedarán distribuidos con bastante uniformidad a través de la zona de compresión. Sin embargo, si los patines son anchos y delgados, los esfuerzos de flexión variarán bastante a través del patín debido a las deformaciones por cortante. Según Mc Cormac & Brown (2018) cuanto



más alejada del alma esté una parte de la losa o patín, menor será su esfuerzo de flexión.

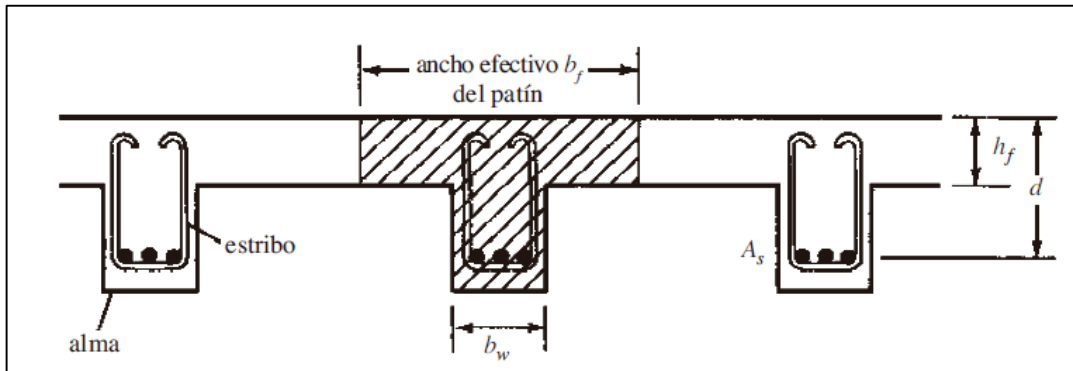


Figura 10. Ancho efectivo del patín, viga de sección T.  
Fuente: Mc Cormac & Brown, (2018).

### Ancho Efectivo del Patín

En el diseño de una viga de sección T, el ancho efectivo del patín ( $b_f$ ) indica el ancho del prisma de presión que entrara en equilibrio con los fierros positivos para soportar los momentos actuantes generados por las cargas actuantes durante la vida de la estructura. Por tanto, según Mc Cormac & Brown (2018), será protagonista en las capacidades a flexión de la viga y en el desempeño sísmico de la estructura.

Según el ACI 318 (2019) el ancho efectivo del patín se determinará como el menor valor que resulta de las siguientes expresiones:

$$b \leq 16h_f + b_w \quad (\text{Ec. 3})$$

$$b \leq \frac{s_{i-1} + s_i}{2} + b_w \quad (\text{Ec. 4})$$

$$b \leq L_{uz}/4 \quad (\text{Ec. 5})$$

Dónde:

$h_f$  = Espesor del patín

$b_w$  = Ancho del alma

$s_{i-1}$  = Distancia libre adyacente a la izquierda del alma

$S_i$  = Distancia libre adyacente a la derecha del alma

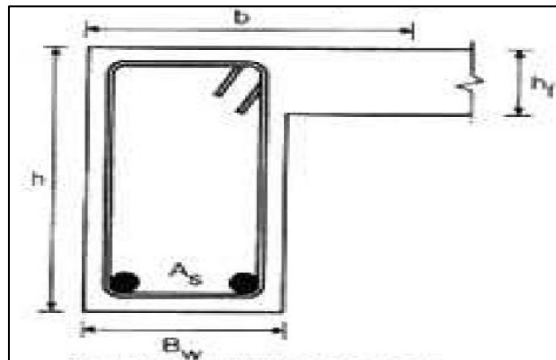


Figura 11. Ancho efectivo del patín, viga de sección L.

Fuente: Mc Cormac & Brown, (2018).

En el caso de vigas perimetrales como se muestra en la figura 11 el ancho efectivo del patín se determinará con el menor valor que resulta de las siguientes expresiones:

$$b \leq 12hf + bw \quad (\text{Ec. 6})$$

$$b \leq \frac{S}{2} + bw \quad (\text{Ec. 7})$$

$$b \leq \frac{Luz}{12} + bw \quad (\text{Ec. 8})$$

Donde:

$S$  = Distancia libre adyacente al alma

Las demás variables ya fueron mencionadas en el párrafo anterior.

### Espesor del Patín

El espesor del patín ( $hf$ ) es un indicador fundamental en el análisis de la flexión de la viga T. Porque si el valor calculado de (a) es igual o menor que el espesor, la sección puede suponerse como rectangular con ancho ( $bf$ ), aun cuando el valor calculado de (c) sea realmente mayor que el espesor del patín (MC CORMAC, y otros, 2018).

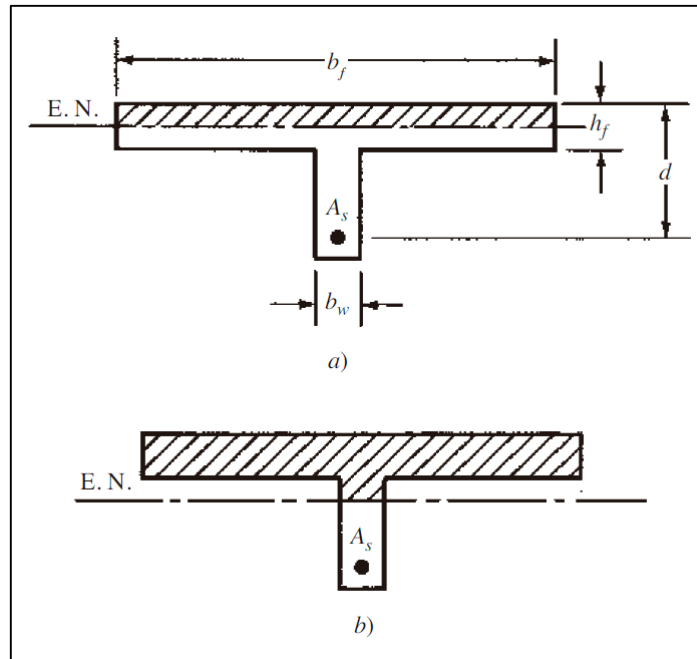


Figura 12. Ubicación de los ejes neutrales.  
Fuente: Mc Cormac & Brown, (2018).

### Área de Acero Negativo

El acero negativo participa en el equilibrio de tensiones cuando ocurren momentos negativos en las secciones de las vigas (AGUIAR, 2003). Por tanto, controlan el daño que se produce en la parte superior de la viga en el extremo por donde la estructura recibe las cargas laterales equivalentes a la fuerza sísmica. En este sentido, también participan en el desempeño sísmico de la estructura.

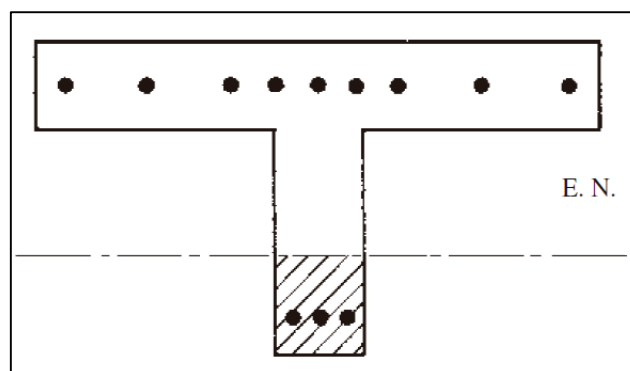


Figura 13. Viga T con patín en tensión y parte inferior en compresión.  
Fuente: Mc Cormac & Brown, (2018).

### c) No Linealidad de los Materiales

#### Modelo Park y Paulay (1975) Para el Acero

El modelo de Park y Paulay (1975) presentado en Chang (2015) presenta un comportamiento elasto plástico perfecto hasta alcanzar una deformación de endurecimiento, usualmente en el rango de 4 a 6 veces la deformación de fluencia. La zona de endurecimiento queda definida por una curva parabólica hasta alcanzar la deformación última.

Las ecuaciones que representan al modelo de Park y Paulay son:

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad \varepsilon_s \leq \varepsilon_y$$

$$f_s = f_y \quad \varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$$

$$f_s = f_y \left[ \frac{m (\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60 (\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) (60 - m)}{2 (30 r + 1)^2} \right] \quad \varepsilon_s > \varepsilon_{sh}$$

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}$$

$$m = \frac{\left(\frac{f_{su}}{f_y}\right)(30 r + 1)^2 - 60 r - 1}{15 r^2} \quad (\text{Ec. 9})$$

Dónde:

$E_s$  es el módulo de elasticidad del acero.

$E_{sh}$  es la pendiente de la zona de endurecimiento.

$f_y$  es el límite de fluencia del acero.

$f_{su}$  es el esfuerzo de rotura del acero.

$\varepsilon_y$  es la deformación de fluencia del acero.

$\varepsilon_{sh}$  es la deformación al inicio de la zona de endurecimiento.

$\varepsilon_{su}$  es la deformación de rotura del acero.

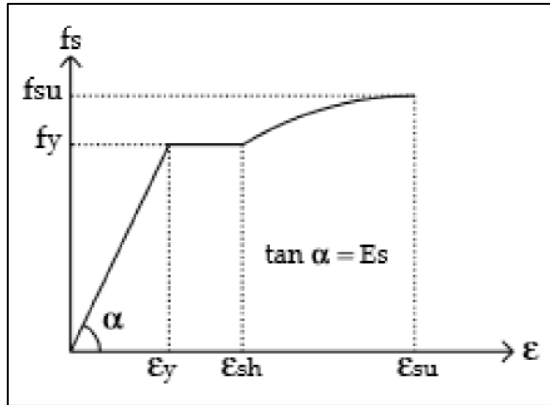


Figura 14. Modelo de Park y Paulay (1975) para el acero.  
Fuente: Chang, (2015).

### Modelo de Park et al (1982) para el concreto

El modelo de Park et al (1982) presentado en Aguiar (2003), es una versión mejorada del Modelo de Kent y Park (1971) y contempla el incremento de resistencia y ductilidad por el confinamiento con ayuda de un factor “k”. El modelo de Park consta de las siguientes ecuaciones:

$$f_c = k f'_c \left[ \frac{2 \varepsilon_c}{k \varepsilon_o} - \left( \frac{\varepsilon_c}{k \varepsilon_o} \right)^2 \right] \quad \varepsilon_c \leq k \varepsilon_o$$

$$f_c = k f'_c [1 - Z(\varepsilon_c - k \varepsilon_o)] \quad k \varepsilon_o \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_u$$

$$Z = \frac{0,5}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} + k \varepsilon_o}$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0,29 f'_c}{145 f'_c - 1000}$$

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_v \sqrt{\frac{b''}{s}}$$

$$\varepsilon_u = k \varepsilon_o + \frac{0,8}{Z}$$

$$k = 1 + \frac{\rho_v f_{yv}}{f'_c}$$

$$\rho_v = \frac{2(b'+h')A_s}{b''h''s}$$

$$b'' = b - 2 \text{ rec}$$

$$b' = b - 2 \text{ rec} - \phi_s$$

$$h'' = h - 2 \text{ rec}$$

$$h' = h - 2 \text{ rec} - \phi_s \quad (\text{Ec. 10})$$

Dónde:

$f_c$ : Esfuerzo del concreto no confinado.

$f'_c$ : Resistencia a compresión máxima del concreto sin confinar (lb/pulg<sup>2</sup>).

$\varepsilon_c$ : Deformación del concreto.

$\varepsilon_o$ : Deformación del concreto asociado a  $f'_c$  ( $\varepsilon_o = 0$ ).

$\varepsilon_{20c}$ : Deformación del concreto asociado a  $2 f'_c$ .

$Z$ : Pendiente de la recta descendente del concreto.

$\rho_v$ : Relación volumétrica entre el refuerzo transversal y el concreto confinado.

$s$ : Espaciamiento del refuerzo transversal.

$b''$ : Ancho de la sección transversal del elemento, pero del concreto confinado.

$b'$ : Distancia entre ejes del estribo en la dirección del ancho  $b$ .

$h''$ : Distancia entre bordes externos del estribo en la dirección del peralte  $h$ .

$h'$ : Distancia entre ejes del estribo en la dirección del peralte  $h$ .

$k$ : Factor que toma en cuenta el confinamiento del concreto, por medio de este factor se incrementa la resistencia y la ductilidad del concreto.

$f_{yv}$ : Fluencia del refuerzo transversal.

$\varepsilon_u$ : Deformación última del concreto.

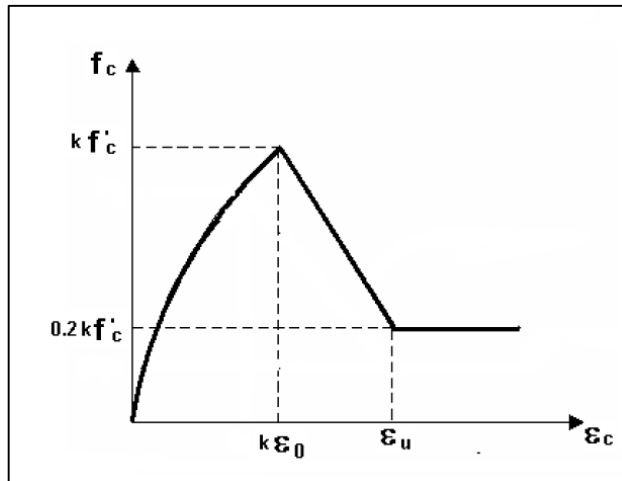


Figura 15. Modelo de Park et al. (1982) para el concreto.

Fuente: Aguiar, (2003).

#### d) Esquema General de Calculo

El cálculo del diagrama momento curvatura está basada en los principios compatibilidad de deformaciones, equilibrio de fuerzas y equilibrio de momentos. Según Aguiar (2003) el procedimiento que se adecua al desarrollo de un programa de computación está dividido en 6 pasos:

1. Es muy importante tener un valor de deformación máxima del concreto, y por lo posterior se hallará un punto del diagrama momento – curvatura.
2. Infundir una ubicación del eje neutro  $c$ , y de acuerdo a esta ubicación trazar el perfil de deformación a lo largo de la profundidad de la sección. La lógica es que la deformación varía linealmente. Por medio de la compatibilidad de deformaciones se determina las deformaciones en cada fila del acero,  $\epsilon_s$ , y en determinados puntos del hormigón.
3. mediante los resultados de las deformaciones, se halla el esfuerzo del acero y el concreto con respecto a las curvas constitutivas de los materiales.
4. En función de los esfuerzos, se resuelven las fuerzas que actúan sobre la sección de acero y hormigón, multiplicando cada esfuerzo por su área respectiva.
5. La suma vectorial de las fuerzas representa la carga axial neta que gravita sobre la sección. Se observa que exista equilibrio de fuerzas, considerando

la carga axial dada. Cabe destacar que siempre debe haber equilibrio si no, se repite el cálculo desde el paso 2 aumentando o disminuyendo la profundidad del eje neutro, según cual sea el caso. El cálculo es interactivo hasta tener equilibrio.

6. Al final, se obtiene el momento flector interno y esto corresponde a la última posición del eje neutro, multiplicando cada fuerza por su distancia respectivo, medido desde el eje de referencia al centroide plástico de la sección.

La curvatura se halla como la razón de la deformación del hormigón  $\varepsilon_c$ , sobre la distancia al eje neutro.

De esta forma se obtiene un punto del diagrama momento - curvatura. Para encontrar distintos puntos se propone un nuevo valor de deformación del concreto  $\varepsilon_c$  y se repite del paso 2 al paso 6.

En la figura 23, se muestra el flujograma desarrollado por Hinojosa (2021) para la construcción de diagramas momento curvatura orientado al desarrollo de un programa de computación.

- 1) Se importan de un archivo Excel las características de la sección y las propiedades de los materiales.
- 2) Con el número de capas de acero se ingresa a una secuencia repetitiva (For  $i=1:n$ ) para ingresar las cantidades de acero generándose un vector  $A_s$ .
- 3) Con el número de capas de acero se ingresa a una secuencia repetitiva (For  $i=1:n$ ) para ingresar la posición de las capas de acero generándose un vector  $d_i$ .
- 4) Se inicia la secuencia repetitiva (For  $j=1:40$ ) para capturar 40 puntos del diagrama momento curvatura.
  - a) Se ingresa a la secuencia repetitiva While imponiendo un valor inicial de la profundidad del eje neutro ( $c$ ) más o menos igual al valor del recubrimiento de la sección. Además de la deformación unitaria del concreto ( $\varepsilon_c$ ) y un valor suma = 30 que será el error mínimo en el equilibrio de fuerzas.



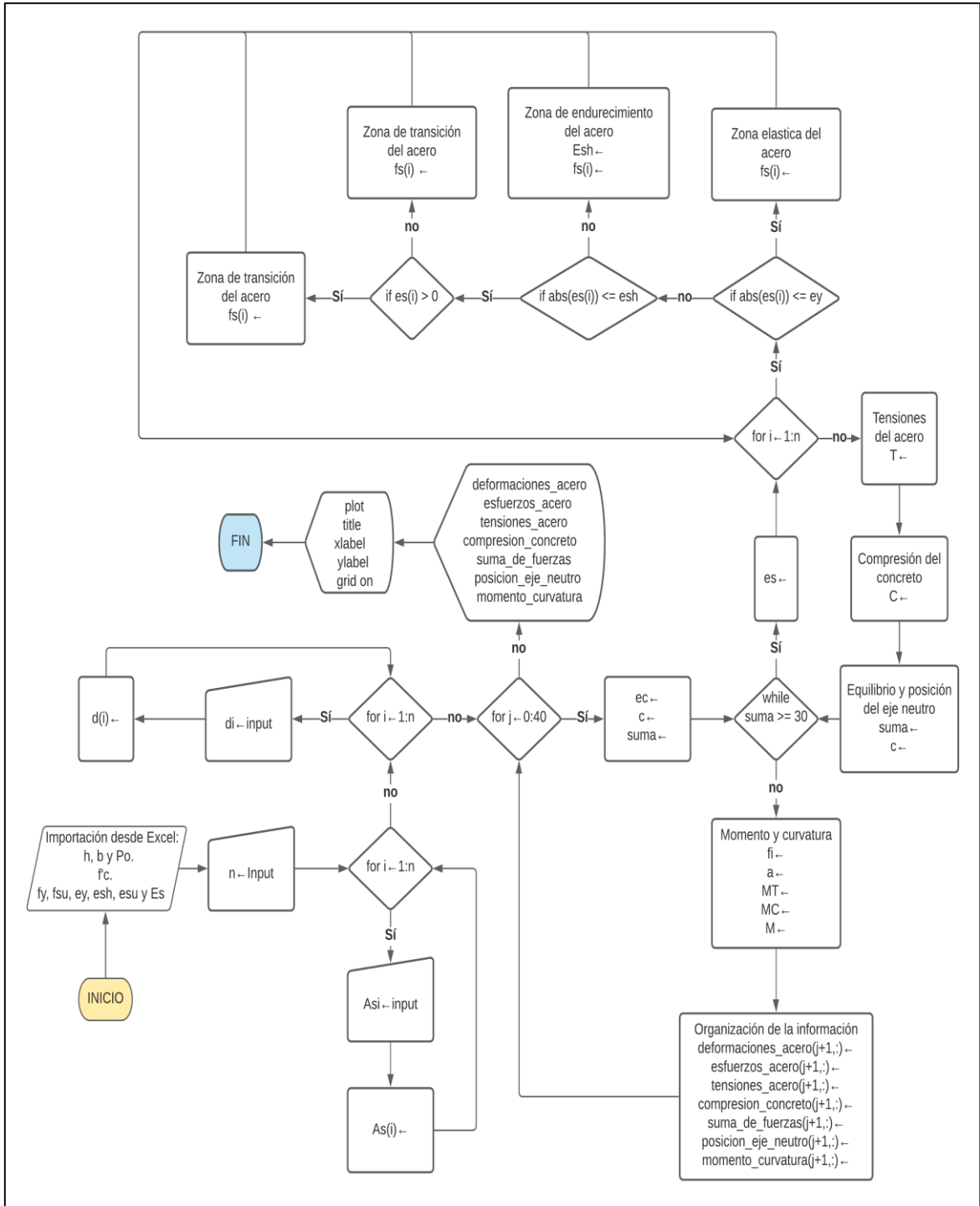


Figura 16. Flujograma para la construcción de diagramas momento curvatura.  
Fuente: Hinostroza (2021).

- b) Se ingresa a una secuencia repetitiva (For  $i=1:n$ ) con las deformaciones unitarias del acero ( $es$ ) y se captura el esfuerzo en cada una de las capas ( $fs$ ) con ayuda de las relaciones no lineales del material.

- c) Se calculan las tensiones del acero (T), la fuerza a compresión del concreto (C), el equilibrio de fuerzas (Suma) y la nueva profundidad del eje neutro (c) para retornar a la condición  $\text{Suma} \geq 30$ . Si el equilibrio de fuerzas no está por debajo de 30 unidades la iteración continua hasta ajustar el valor del eje neutro (c) de tal forma que el equilibrio de fuerzas tenga un valor de más o menos Cero.
  - d) Antes de retornar a la condición (For  $j=1:40$ ) se obtiene un punto del diagrama momento curvatura con la profundidad del eje neutro (c) y se guarda en los vectores (M) y (fi).
- 5) Finalmente, al obtener los 40 puntos del diagrama momento curvatura la iteración se cancela y aparece en pantalla el diagrama momento curvatura de la sección analizada.

#### **2.4.2.1.2. Diagramas Momento Rotación**

Otra manera de construir diagramas momento curvatura es a través de diagramas momento rotación. En este sentido, el código ASCE/SEI 41 (2017) presenta tablas que tienen un respaldo teórico y experimental, por medio de las cuales se puede encontrar en forma sencilla las relaciones momento rotación y a partir de estas inferir las relaciones momento curvatura con las que se halla la rigidez a flexión de acuerdo al estado de daño que tiene la misma. A la izquierda de la figura 15 se muestra el diagrama momento curvatura a dos ramas para un modelo que contempla tres zonas de trabajo del elemento y a la derecha el diagrama momento rotación de acuerdo a la nomenclatura del ASCE/SEI 41 (2017). En el eje horizontal se indica el giro  $\theta$  o desplazamiento  $\Delta$ , y en el eje vertical se tiene  $Q/Q_y$  que para el caso de la flexión será  $M/M_y$  y lo interesante es que el valor para el punto de fluencia es la unidad de tal manera que el momento es el de fluencia  $M_y$ , que está asociada a una rotación  $\theta_y$ .

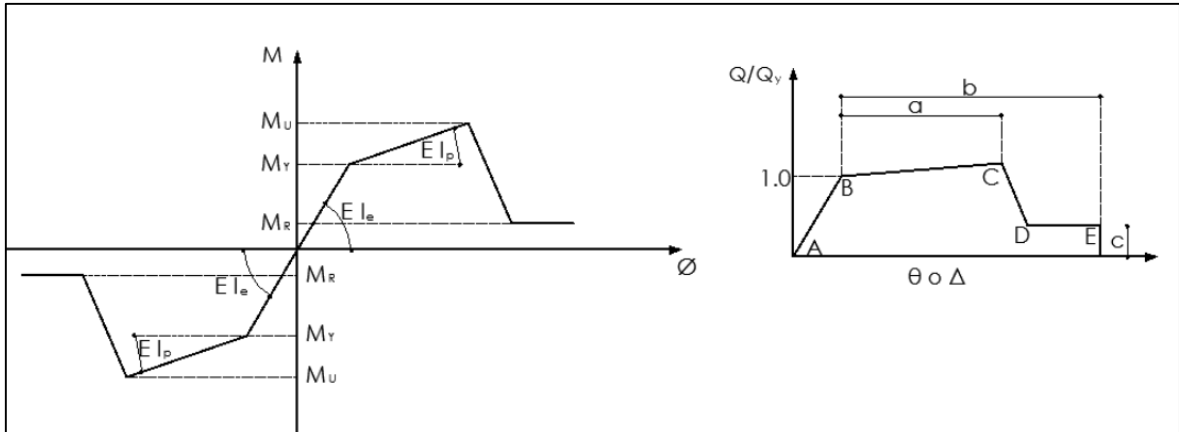


Figura 17. Diagrama momento curvatura y momento rotación del ASCE 41-17.  
Fuente: Aguiar, Mora y Rodríguez (2015).

Las tablas del ASCE/SEI 41 (2017) están orientadas a elementos de sección rectangular. Por tal motivo, para edificios con vigas en L y T es recomendable analizar la sección utilizando relaciones no lineales del material. En este sentido, el programa Etabs V19 es una herramienta muy útil para modelar el comportamiento de las vigas ingresando solo relaciones momento curvatura. En tal sentido, será necesario conocer la longitud de la rótula plástica  $L_p$  que se puede aproximar a un valor igual a la mitad de la altura de la viga (AGUIAR, 2003).

#### 2.4.2.2. Modelo de Fibras Para Muros Estructurales

El modelo fibras consiste en la discretización de toda la sección transversal de los muros en partes más pequeñas y son denominadas fibras uniaxiales, cada fibra trabaja de acuerdo al material que pertenezca que podría ser acero o concreto simple (ALFARO, 2013). De esta manera se captura el comportamiento inelástico de los materiales. Este modelo numérico trabaja con la flexión y la carga axial basándose en la hipótesis de Bernoulli. La respuesta total se obtiene sumando las fuerzas de las fibras en toda la sección transversal del muro estructural.

La sección del muro es dividida en fibras más pequeñas para asignarles a cada una de ellas un esfuerzo asociado a la curva constitutiva del concreto, y un esfuerzo asociado a una curva constitutiva del acero según corresponda (MASSONE, 2018). La disposición de estos materiales ha sido colocada según el diseño del

especialista. En la figura 19 se observa la sección transversal de un muro estructural de concreto armado que ha sido discretizado en fibras.

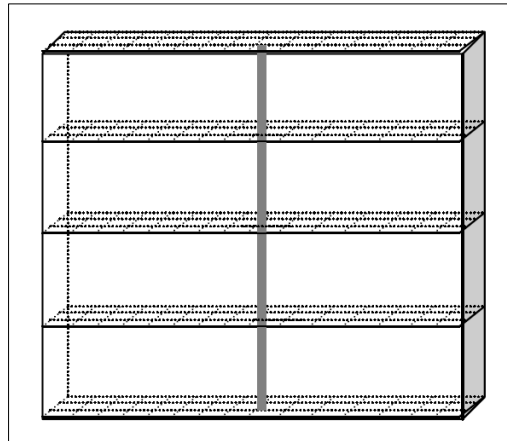


Figura 18. Distribución del modelo de fibras para muros estructurales.  
Fuente: Alfaro, (2013).

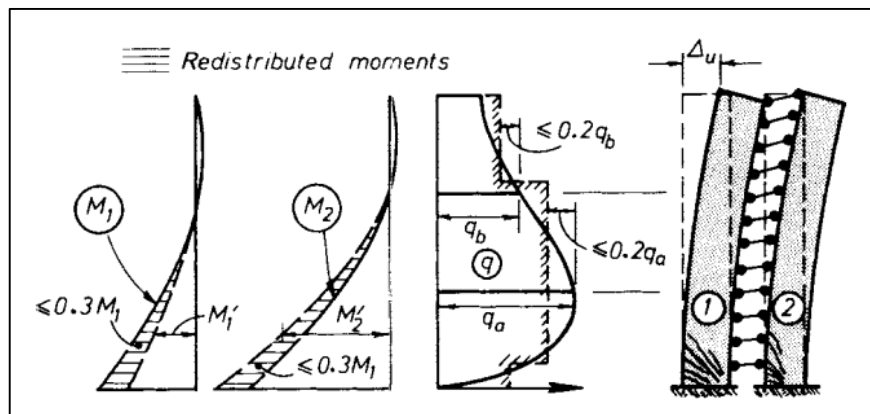


Figura 19. Respuesta dúctil de un sistema de muros estructurales  
Fuente: Paulay y Priestley, (1992)

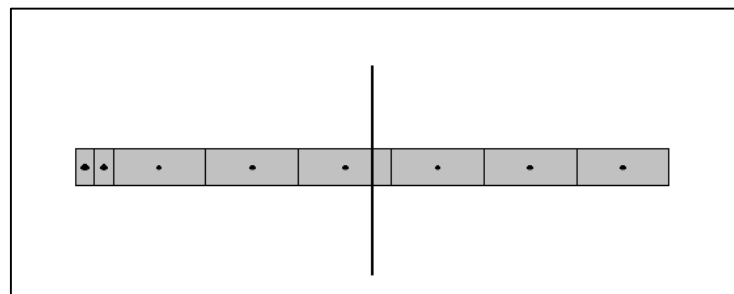


Figura 20. Sección de muro estructural con discretización de fibras.  
Fuente: Massone, (2018, p. 12).

### 2.4.3. Análisis No Lineal Estático

#### 2.4.3.1. Curva de Capacidad

La curva de capacidad es una gráfica que relaciona la cortante basal con el desplazamiento de la azotea en cada incremento de carga lateral (ATC 40, 1996). La estructura tiene que ser regular de tal modo que su respuesta este gobernada por el modo fundamental de vibración. Para calcular la gráfica de curva de capacidad se debe conocer la configuración estructural del edificio, la cantidad y distribución del reforzamiento en la sección del elemento, las propiedades a flexión de los elementos y las relaciones no lineales de los materiales.

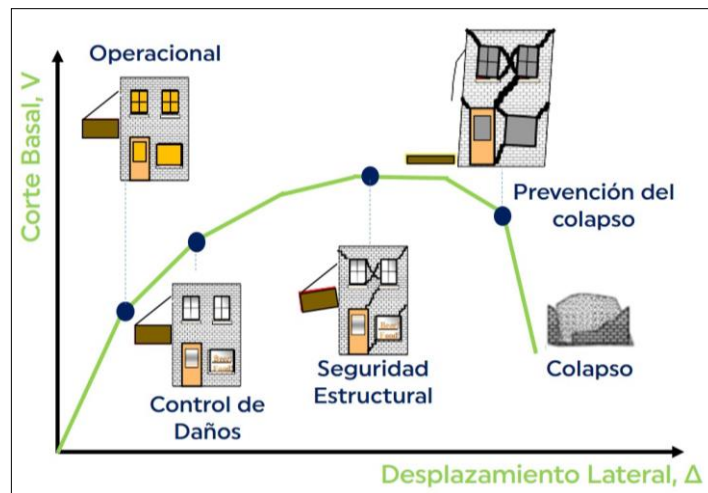


Figura 21. Nivel de daño asociado a la curva de capacidad.  
Fuente: Aguiar (2008).

La curva de capacidad se construye con el método Push over. Esta metodología de análisis no lineal es la más aplicada en el mundo por su relativa simplicidad (Aguiar, 2003). El método Pushover trata en provocar el colapso de una edificación que ha sido diseñada previamente, esto se logra aplicando un empujón incremental conservando en todo momento las cargas verticales de la estructura, que se empujan conservando la dirección hasta que la edificación colapsé. Para aplicar la técnica primero se determinan las fuerzas laterales de acuerdo a la normatividad de cada país, se aplica incrementalmente sobre la estructura midiendo el desplazamiento en el tope y generamos así la curva de capacidad resistente.

### 2.4.3.1.1. Fuerzas Laterales

La curva de capacidad sísmica resistente de una estructura es función de la distribución de fuerzas laterales que se aplican en cada uno de los pisos. Por este motivo es importante tener presente los principios de la dinámica de estructuras para aplicar las fuerzas laterales en cada uno de los pisos, con los cuales se va aplicar la técnica del Pushover (AGUIAR, 2003).

Si se tiene una estructura muy regular en planta y elevación esta va a trabajar básicamente en el primer modo de vibración. En consecuencia, las fuerzas laterales a aplicarse en cada uno de los pisos se determinan con la siguiente ecuación.

$$F_i = \frac{m_i \phi_i}{\sum_j^N m_j \phi_j} V \quad (\text{Ec. 11})$$

Donde:

$m_i$  = Masa del piso  $i$

$\phi_i$  = Modo fundamental de vibración

$V$  = Cortante basal

$N$  = Número de niveles

$F_i$  = Fuerza horizontal del nivel  $i$

### 2.4.3.2. Espectro de capacidad

El diagrama espectro de capacidad es la transformación de la curva de capacidad resistente de la estructura (AGUIAR, 2003). Las dimensiones de cortante versus desplazamiento se convierten a aceleración espectral versus desplazamiento espectral como se muestra en la figura 2.9. Para esto utilizaremos las ecuaciones 2.12-2.15.

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N \frac{\omega_i \phi_{i,1}}{g}}{\sum_{i=1}^N \frac{\omega_i \phi_{i,1}^2}{g}} \quad (\text{Ec. 12})$$

$$\alpha_1 = \frac{(\sum_{i=1}^N (\omega_i \phi_{i,1})/g)^2}{(\sum_{i=1}^N (\omega_i/g)) \cdot (\sum_{i=1}^N (\omega_i \phi_{i,1}^2)/g)} \quad (\text{Ec. 13})$$

$$Sd = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \cdot \phi_{techo 1}} \quad (\text{Ec. 14})$$

$$Sa = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (\text{Ec. 15})$$

Dónde:

PF1: Factor de participación modal del modo fundamental.

$\alpha_1$ : Coeficiente modal de masa del modo fundamental.

G: Aceleración de la gravedad.

w1: Peso que corresponde al nivel i.

$\phi_{i,1}$ : Coeficiente de la forma modal del nivel "i" en el modo 1.

V: Cortante basal.

W: Carga muerta más un porcentaje de la carga viva.

$\Delta_{techo}$ : Deformación en el último piso.

Sa: Aceleración espectral.

Sd: Desplazamiento espectral.

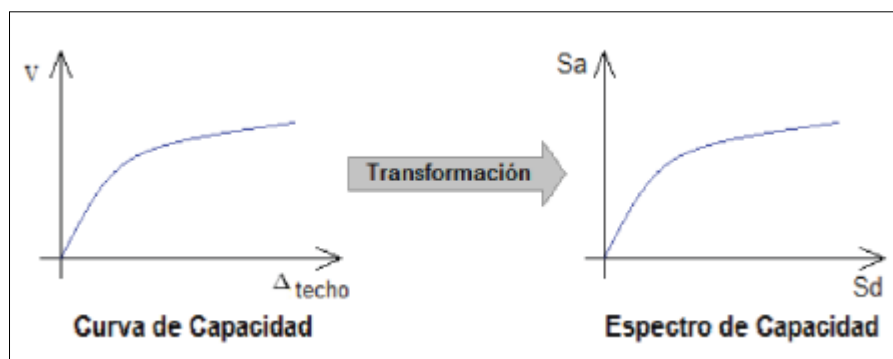


Figura 22. Transformación de la curva de capacidad a espectro de capacidad.  
Fuente: Marín, (2020).

### 2.4.3.3. Espectro de Diseño

Luego del análisis lineal, el espectro de diseño será nuevamente utilizado en el análisis no lineal, pero sin reducir con el factor (R). De esta manera, según (PORTILLO, y otros, 2011) se obtiene el espectro elástico que tiene el mismo

formato del espectro de diseño y como tal, relaciona las pseudo aceleraciones con los periodos de vibración.

$$S_{a_D} = ZUCSg \quad (\text{Ec. 16})$$

La ecuación 5 es equivalente a un sismo Raro de la (SEAOC, 1999), porque este sismo tiene un periodo de retorno de 475 años y una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años.

Los parámetros sísmicos mostrados en la ecuación 5 ya fueron definidos en el ítem 2.4.1.2.

#### **2.4.3.4. Espectro de Demanda**

Se escogerá el espectro de demanda según las condiciones de sitio o microzonificación sísmica (ATC 40, 1996). Se construye el espectro de demanda considerando que por el concreto armado el sistema tiene un 5% de amortiguamiento inicial. Luego el espectro es reducido, debido al daño provocado en la estructura, para encontrar el punto de desempeño.

$$S_v = w S_d = \frac{S_a}{w} \quad (\text{Ec. 17})$$

$$w = \frac{2\pi}{T} \quad (\text{Ec. 18})$$

$$S_{di} = \left(\frac{T_i^2}{4\pi^2}\right) S_{ai} \quad (\text{Ec. 19})$$

Dónde:

$S_v$  = Velocidad espectral.

$w$  = Frecuencia angular del sistema.

$T_i$  = Periodo de vibración en el punto de la curva de pseudo aceleración.

$S_{di}$  = Desplazamiento espectral en el punto de la curva de pseudo aceleración.

$S_{ai}$  = Aceleración espectral en el punto de la curva de pseudo aceleración.



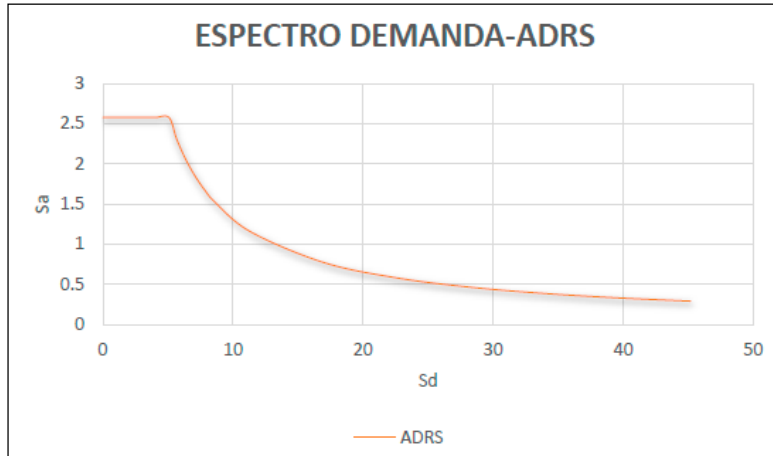


Figura 23. Espectro de demanda.  
Fuente: Vergara y Zevallos, (2014).

#### 2.4.3.5. Punto de Desempeño

Cuando se superponen los espectros de capacidad y demanda se encuentra la respuesta de la edificación en la intersección de estas curvas (MORENO, 2021). La intersección es conocida como punto de desempeño que es el desplazamiento lateral provocado por el sismo Raro. La obtención del punto de desempeño es un procedimiento cíclico que puede programarse en computadora.

Varios métodos se han recomendado, para conseguir el factor de reducción espectral. Entre ellas está el método de (MIRANDA, y otros, 1994), usando en el método N2 de Fajardo, nos da factores de reducción asociados al periodo de evaluación (T), como se ve en las ecuaciones 9-12.

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (\text{Ec. 20})$$

$$S_d = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_a \quad (\text{Ec. 21})$$

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad \text{si } T < T_c \quad (\text{Ec. 22})$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{si } T \geq T_c \quad (\text{Ec. 23})$$

Donde:

$R_\mu$ : Factor de reducción por ductilidad.

$S_{ae}$ : Aceleración espectral elástica.

$T_c$ : Periodo de transición entre el dominio de aceleración constante y velocidad constante.

$\mu$ : Factor de ductilidad.

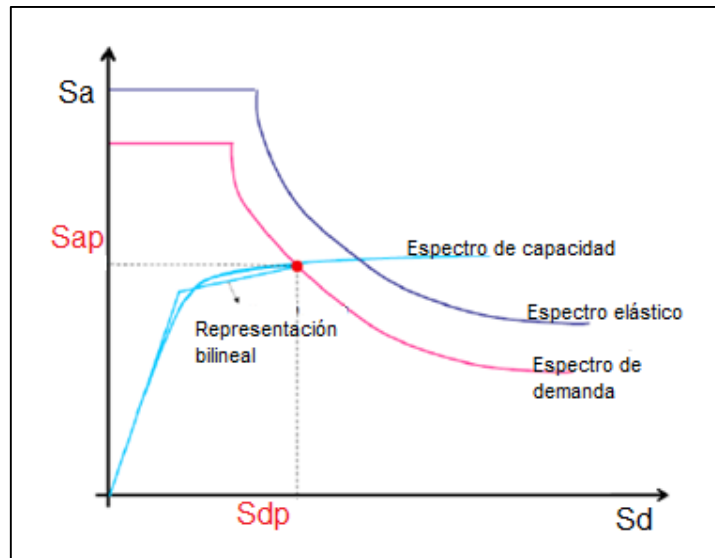


Figura 24. Localización del punto de desempeño.  
Fuente: Moreno, (2016).

## 2.4.4. Evaluación del Desempeño Sísmico

### 2.4.4.1. Grados de Desempeño

Los grados de desempeño es el estado de daño esperado o la degradación que puede sufrir una estructura durante un movimiento sísmico. El daño está asociado con los desplazamientos inelásticos que llegan a sufrir las estructuras, ósea la capacidad resistente por lo que el daño dependerá de los desplazamientos. Según el código SEAOC (1999) el grado de desempeño queda definido por el estado de daño, el que depende del desplazamiento lateral alcanzado por la estructura. Estos grados son:

- Operacional: Situación en donde aparece el primer agrietamiento visible de nivel operacional en el elemento y está asociada a una distorsión menor al 0.2 %.

- Control de daños: Situación en el cual la estructura tiene una distorsión al 0.5 % de su capacidad de deformación. El daño de la estructura aun no es importante y el riesgo de los ocupantes es nulo. Pierde una pequeña porción de su rigidez, pero la capacidad resistente se mantiene.
- Seguridad estructural: Situación en el cual la estructura tiene una distorsión menor al 1.5 % de su capacidad de deformación. La situación de la estructura permite recuperarlo a corto tiempo y no existe riesgo alguno para los ocupantes y los contenidos.
- Prevención de colapso: Situación en el cual la estructura tiene una distorsión menor al 2.5 % de su capacidad de deformación. El daño que aparece es importante, sin embargo, existe un margen de seguridad para el colapso.
- Colapso: Situación en el cual la estructura supera la distorsión de 2.5 %. En esta situación los daños son importantes, apareciendo grietas de gran ancho (10 mm o más) que no tienen reparación. La resistencia de los elementos se degrada en un 20% y se pierde casi toda la rigidez.

Tabla 1. Grado de desempeño y daño de la edificación.

Grado de desempeño	Secuencia de daño	Límite de distorsión (%)
Operacional	Despreciable	< 0.2
Control de daños	Leve	< 0.5
Seguridad estructural	Moderado	< 1.5
Prevención de colapso	Severo	< 2.5
Colapso	Completo	> 2.5

Fuente: SEAOC (1999).

#### 2.4.4.2. Niveles de Sismo

Se identifican 5 intensidades de sismo según el código SEAOC (1999), en función a la probabilidad de excedencia y periodos de retorno en la que el sismo aparece. Estas intensidades se muestran en la tabla 2.

Tabla 2. Intensidades de sismo de diseño.

Intensidad de sismo	Periodo de retorno	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy raro	950 años	10% en 100 años

Fuente: SEAOC, (1999).

### 2.4.4.3. Objetivo de desempeño

En la metodología basada en desempeño sísmico el primer paso es la selección de un estado de falla objetivo que la edificación pretenda alcanzar. Estos objetivos se encuentran en la intersección entre el nivel de desempeño y en el nivel de sismo esperado. Para la identificación del nivel de desempeño es necesario considerar la importancia de la edificación, los contenidos, pérdidas, costos de reforzamiento, interrupción de la operación, resiliencia, etc. La intensidad de sismo en el caso de diseño se determina con las normas de cada país, para la evaluación será necesario utilizar las 4 intensidades de sismo.

Tabla 3. Desempeño sísmico de diseño.

INTENSIDAD DE SISMO		NIVEL DE DESEMPEÑO			
		Operacional	Control de daños	Seguridad estructural	Prevención de colapso
Frecuente	50% en 30 años	C	0	0	0
Ocasional	50% en 50 años	B	C	0	0
Raro	10% en 50 años	A	B	C	0
Muy raro	5% en 50 años	-	A	B	C
0		Desempeño inaceptable para cualquier edificación			
A		Edificaciones esenciales como centros de salud o hospitales.			
B		Edificaciones importantes como cuarteles de bomberos, instituciones educativas, etc.			
C		Edificaciones comunes como viviendas, departamentos u oficinas			

Fuente: Adaptado de SEAOC, (1999).

En la tabla 3 se muestra las recomendaciones del código SEAOC (1999) para seleccionar el desempeño sísmico de diseño, la cual se ha adaptado a la norma técnica peruana E030, donde las edificaciones se clasifican en función de su importancia en 3 grandes grupos:

- 1) Edificaciones esenciales como centros de salud o hospitales.
- 2) Edificaciones importantes como cuarteles de bomberos, instituciones educativas, etc.
- 3) Edificaciones comunes como viviendas, departamentos u oficinas.

### **III. METODOLOGÍA**

#### **3.1. Tipo y Diseño de la Investigación**

##### **Tipo de Investigación**

El tipo de investigación se define como el conjunto de aplicaciones que se utilizan para tener conocimiento de un elemento o problemas específicos, esto con la finalidad de lograr generar nuevos saberes en el área que será utilizada (CARRASCO, 2005).

Por lo que, el tipo de la investigación es aplicada, porque se busca medir las variables de estudio con la intención de modificar la realidad para su desarrollo o mejora. Este tipo de estudio se realiza con intenciones claramente prácticas, porque se sostiene en teorías ya comprobadas orientado a la producción industrial y económica.

##### **Enfoque de la Investigación**

El enfoque de la investigación es cuantitativo cuando la recolección de los datos se basa en la medición y el procesamiento estadístico. En este sentido los objetivos deberán ser específicos y delimitados desde el comienzo del estudio (HERNÁNDEZ, y otros, 2010).

Por ello que la presente investigación tiene un enfoque cuantitativo, porque se manipulan variables numéricas como las propiedades dinámicas, fuerzas externas, internas, desplazamientos y rotaciones de la estructura de un edificio de concreto armado.

##### **Diseño de la Investigación**

El diseño del estudio es el mapa con el cual el investigador deberá alcanzar los resultados. Para ello el investigador deberá observar los hechos de manera

objetiva, además de medir las variables fijadas en los objetivos (OSEDÁ, y otros, 2011).

La investigación propuesta se basará en un diseño Pre Experimental, porque se pretende realizar 2 mediciones antes y después del tratamiento de incorporar las vigas de sección L y T a un grupo de tres edificios de muros estructurales.

El diseño Pre - test y Post - test con un solo grupo tiene el siguiente esquema:

G: O1 X O2

Dónde:

G: Grupo experimental (3 edificios de muros estructurales).

O1: Pre – test (Primera medición del desempeño sísmico).

X: Tratamiento (Vigas de sección L y T)

O2: Pos – test (Segunda medición del desempeño sísmico)

### **Nivel de la Investigación**

El nivel del estudio también conocido como el alcance del estudio, se refiere a la profundidad alcanzada en la propuesta de solución al problema identificado en la línea de la investigación (ARIAS, 2012).

El presente estudio es de nivel explicativo, porque ya existe una relación causal entre las variables y se pretende conocer los efectos que provoca las losas macizas en las propiedades dinámicas y atributos característicos de los edificios de concreto armado.

### **3.2. Variables y Operacionalización**

**Variable Independiente:** Secciones de viga

**Definición Conceptual:** Las vigas son elementos lineales que trabajan principalmente a flexión cuando tienen relativa longitud de manera que los efectos

cortantes no tienen un gran efecto en su comportamiento. (MC CORMAC, y otros, 2018).

**Definición Operacional:** La variable dependiente se operacionaliza según la forma en que trabajan las vigas que puede ser como vigas de sección rectangular o vigas de sección L y T.

**Dimensión:** Vigas de sección rectangular y vigas de sección L y T.

**Indicadores:** Ancho del patín, espesor del patín y área de acero.

**Escala de Medición:** Razón.

**Variable Dependiente:** Evaluación del Desempeño sísmico.

**Definición Conceptual:** El desempeño sísmico de un edificio nuevo o existente, puede ser evaluado con un análisis Pushover. El análisis Pushover es un análisis no lineal estático realizado en condiciones de cargas de gravedad constante y cargas laterales que aumentan mono tónicamente (EUROCODE 8, 2004).

**Definición Operacional:** El análisis no lineal estático es aceptable para la mayoría de los edificios, pero debe utilizarse junto con el análisis lineal dinámico si la masa participativa en el primer modo es baja (ASCE/SEI 41, 2017). Por lo tanto, a fin de responder el problema planteado en el estudio, el investigador operacionaliza la variable dependiente en la obtención de los desplazamientos máximos relativos, la rigidez agrietada de las vigas y los desplazamientos relativos en el punto de desempeño.

**Dimensiones:** Desplazamientos máximos relativos, Rigidez agrietada de las vigas y desplazamientos relativos en el punto de desempeño.

**Indicadores:** Factores de participación modal, Periodos de vibración, Momentos flectores, curvatura, Cortante basal y desplazamiento en el tope.

**Escala de Medición:** Razón.



### **3.3. Población, Muestra y Muestreo**

#### **Población**

La población de estudio es un grupo infinito de objetos que muestra una variedad de unidades de estudio que están establecidos en el espacio y tiempo, además está identificada en el planteamiento del problema y los objetivos de la investigación (TAMAYO, 2003).

La población está conformada por una población infinita de edificios con muros estructurales modelados en el software comercial Etabs V19, utilizando el método de elementos finitos.

#### **Muestra**

La muestra es una porción de la población de estudio que se obtiene con fines de hacer inferencia estadística, o sea, se intenta llevar las conclusiones respecto a la muestra a la población, y para ello la muestra tiene que ser representativa porque el objetivo es estudiar a la población (NIÑO, 2011).

La muestra de estudio estará conformada por tres edificios con muros estructurales de 4, 12 y 20 pisos de concreto armado que presentan la misma configuración estructural tanto en planta como en elevación en concordancia con los antecedentes encontrados.

#### **Muestreo**

Para seleccionar el tipo de muestreo existen dos tipos: el tipo de muestreo probabilístico que se basa en reglas aleatorias y principios de estadística estos nos están sujetas a la voluntad de quien investiga, pero si es recomendable debido a que tiene una mejor representación de la población y no probabilístico la cual no está sujeta al investigador tampoco a reglas ni principios, este depende de la decisión del investigador (CARRASCO, 2005).

La toma de la muestra será no probabilística deliberado, es decir a criterio del investigador. Porque el investigador conoce antecedentes parecidos al que

pretende realizar y está seguro que la muestra fue importante para la investigación (BERNAL, 2010).

### **3.4. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos**

Respecto a la técnica de recolección de datos es fundamental a la hora de alcanzar el propósito de la investigación, porque consiste en la observación directa de las situaciones o fenómenos que se dan en la naturaleza o comunidad, para obtener respuestas objetivas a los problemas planteados al inicio de la investigación (HERNÁNDEZ, y otros, 2010).

Por ello que el desarrollo del presente trabajo está basado en la técnica de la observación, para contemplar el comportamiento de las estructuras y registrar sus indicadores en gráficos, cuadros y fichas de recolección. Además de analizar los cálculos desarrollados en el laboratorio de cómputo.

Por otro lado, el instrumento de recolección de datos es una ficha de recolección diseñada con anticipación en donde se recolecta la información necesaria para alcanzar los objetivos del estudio. Por consiguiente, se debe tener claro las variables del objeto de estudio que se pretende medir (HERNÁNDEZ, y otros, 2010).

Debido a que dentro del presente trabajo se evaluará mediante la técnica de la observación será necesario el diseño de fichas de recolección de datos que serán validadas por 3 especialistas en donde se registran los indicadores más importantes en el desarrollo de la investigación. Estos son.

- 1) Ficha de recolección para los desplazamientos máximos relativos.
- 2) Ficha de recolección para la rigidez agrietada de las vigas.
- 3) Ficha de recolección para los desplazamientos relativos en el punto de desempeño.
- 4) Ficha de recolección para el desempeño sísmico.

### 3.5. Procedimientos

ETAPA 1: Se calcula los desplazamientos máximos relativos de los edificios de concreto armado con muros estructurales con vigas de sección rectangular y vigas de sección L y T, utilizando el método lineal dinámico espectral con las fuerzas sísmicas de la norma técnica peruana E030.

ETAPA 2: Seguidamente se procederá a calcular la rigidez agrietada de las secciones de las vigas de los edificios, en los dos casos mencionados, construyendo los diagramas momento curvatura con el programa de cómputo desarrollado para la presente investigación.

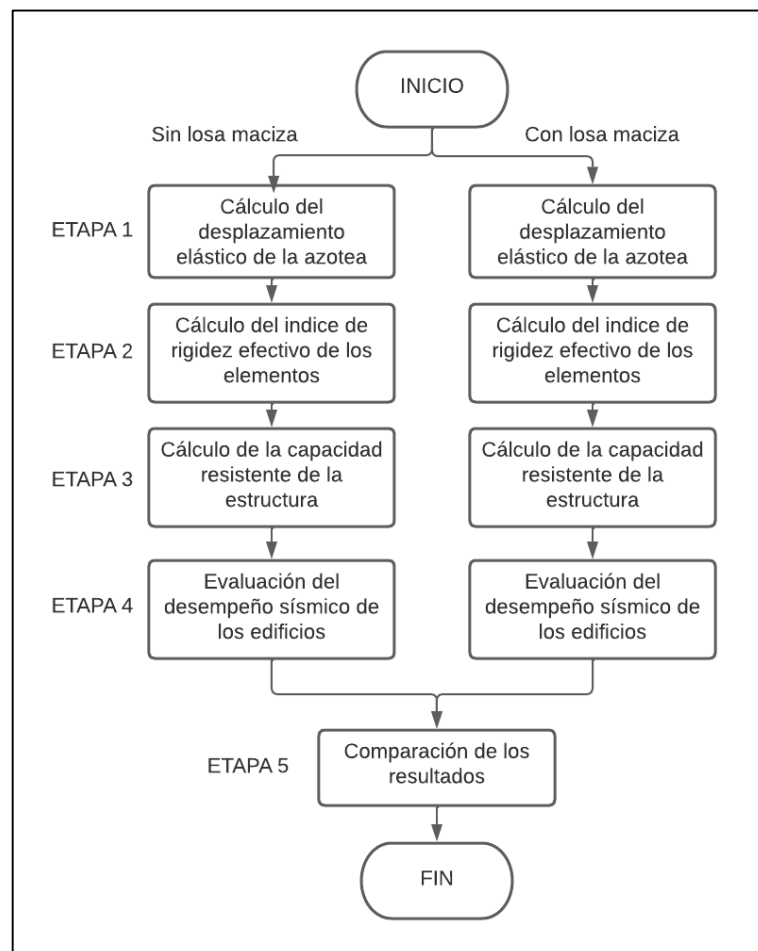


Figura 25. Flujograma del procedimiento de la investigación.  
Fuente: Elaboración propia.

ETAPA 3: Una vez conseguido la rigidez agrietada se procede a modelar la estructura en el software Etabs V19 para construir las curvas de capacidad. En esta

etapa se hará uso de un análisis no lineal estático bajo las consideraciones del código internacional "American Society of Civil Engineers" (ASCE 41) para los casos mencionados.

ETAPA 4: Luego se procede a evaluar el desempeño obteniendo primero el punto de desempeño sísmico de los edificios con el método de espectro de capacidad y bajo las consideraciones de los códigos internacionales "*Structural Engineers Association of California*" (SEAOC) y la "*Applied Technology Council*" (ATC 40).

ETAPA 5: Finalmente se procede a realizar la comparación de los resultados obtenidos para determinar los efectos de las vigas de sección L y T en los desplazamientos máximos relativos, en la rigidez agrietada de las vigas, en los desplazamientos relativos en el punto de desempeño de la estructura y en el desempeño sísmico de los edificios de muros estructurales.

### **3.6. Método de Análisis de Datos**

#### **Prueba de normalidad**

Para elegir la prueba estadística se tendrá que realizar la prueba de normalidad de los datos recolectados con el estadístico Shapiro Wilks, porque se contará con una muestra pequeña de no más de 50 datos. Se contrastará las siguientes hipótesis:

Hipótesis nula  $H_0$ : Los datos analizados siguen una distribución normal.

Hipótesis alterna  $H_1$ : Los datos analizados no siguen una distribución normal.

Si como resultado el  $p$ -valor  $> 0.05$  aceptamos la hipótesis nula  $H_0$  y se elegirá la prueba paramétrica  $t$  de Student para muestras apareadas.

De lo contrario, si el  $p$ -valor  $< 0.05$  se rechaza la hipótesis nula  $H_0$  de manera significativa y se elegirá la prueba no paramétrica  $T$  de Wilcoxon.

#### **Prueba de T de Wilcoxon**

Se utiliza la prueba  $T$  de Wilcoxon cuando la investigación cumple con las siguientes características:

- a) Los datos no tienen distribución normal.
- b) Los datos son cuantitativos o como mínimo ordinales.
- c) Cuando se compara un antes y un después.

Tabla 4. Valores críticos de la prueba de rangos signados de Wilcoxon.

PRUEBA	BILATERAL		UNILATERAL	
	Signif ⇒ 0.05	0.01	0.05	0.01
n ↓				
5	**	**	0	**
6	0	**	2	**
7	2	**	3	0
8	3	0	5	1
9	5	1	8	3
10	8	3	10	3
11	10	5	13	7
12	13	7	17	9
13	17	9	21	12
14	21	12	25	15
15	25	15	30	19
16	29	19	35	23
17	34	23	41	27
18	40	27	47	32
19	46	32	53	37
20	52	37	60	43
21	58	42	67	49
22	65	48	75	55
23	73	54	83	62
24	81	61	91	69
25	89	68	100	76
26	98	75	110	84
27	107	83	119	92
28	116	91	130	101
29	126	100	140	110
30	137	109	151	120

Hipótesis nula  $H_0$ : La mediana de las diferencias en las mediciones de dos muestras aleatorias e independientes son iguales.

$$Me_d = 0$$

Hipótesis alterna H1: La mediana de las diferencias en las mediciones de dos muestras aleatorias e independientes no son iguales.

$$Me_d \neq 0$$

Estadístico de prueba:

$$W = \min (W+, W-)$$

W+: Suma de rangos con signo positivo

W-: Suma de rangos con signo negativo

Con el valor del estadístico (W) se puede calcular cual es la probabilidad de que adquiera un valor igual o más extremo que el observado.

Si  $n < 25$ , se compara el valor obtenido de (W) con los valores de la tabla 4. Si (W) cae dentro del intervalo correspondiente en la tabla para ese (n), la diferencia NO es significativa.

Si  $n > 25$  se puede asumir que (W) se distribuye de forma aproximadamente normal. Se rechaza  $H_0$  si (Z) calculado es mayor que el valor (Z) para el ( $\alpha$ ) elegido.

$$Z = \frac{W - \frac{n(n+1)}{4}}{\sqrt{\frac{n(n+1)(2n+1)}{12}}} \approx N(0,1) \quad (\text{Ec. 24})$$

### 3.7. Aspecto Éticos

En cuanto al aspecto ético, el investigador se compromete a no distorsionar la veracidad de los resultados obtenidos, a resolver con honestidad los problemas planteados y a conservar la exactitud en cada uno de los pasos alcanzados. Así mismos la información procedente de libros, artículos de investigación, tesis y manuales para la elaboración de los antecedentes y las bases teóricas, están adecuadamente citadas, y se respetó la autoría de estos. Las conclusiones de la investigación son importantes para el planteamiento de las soluciones al problema detectado, por lo tanto, la información obtenida no será objeto de manipulación.

## IV. RESULTADOS

### 4.1. Descripción del Objeto de Estudio

Se consideraron tres edificios de muros estructurales de concreto armado, y diseñados conforme al código internacional ACI 318 (2019). Los tres edificios, con cuatro, doce y veinte pisos, tienen la planta y elevación mostrada en la Figura 22. La cantidad de refuerzo en las vigas es semejante cada cierta altura. Cada piso tiene un diafragma rígido que corresponde a una losa aligerada en el centro del paño con losa maciza a los lados de 25 cm de espesor. Las resistencias del concreto fueron de  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  para los edificios con cuatro y doce pisos y de  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$  para el de veinte pisos. En los tres edificios se utilizó un  $f_y$  de  $4200 \text{ kg/cm}^2$  para el acero.

Los tres edificios son regulares en planta y elevación. Las derivas límite de entrepiso provocadas por las fuerzas horizontales de diseño fueron de 0.007. Para determinar las fuerzas horizontales y los elementos resistentes a sismo, se realizó un análisis lineal dinámico espectral que consideró un espectro de diseño correspondiente a la ciudad de San Ramón catalogado como zona Z3 igual 0.25, los edificios se clasificaron como categoría C obteniendo un factor de importancia  $U$  igual a 1, el factor de sitio corresponde a un suelo de calidad intermedia con un valor de  $S_2$  igual a 1.20, el factor de amplificación corresponde un sistema de muros estructurales y el factor de reducción de las fuerzas sísmicas  $R$  es igual 6.

Tabla 5. Comprobación de sistema de muros estructurales, edificio de 4 pisos.

ELEMENTO	#	Vi	#Vi	Parcial	%
C1	4	4.07	16.28	46.56	30
C2	4	3.11	12.44		
C3	4	4.46	17.84		
Muros	4	25.94	103.76	103.76	70
Total				150.32	100
Los muros estructurales deberán absorber como mínimo el 70 % del cortante total de piso.					

El diseño de los elementos estructurales se realizó conforme a la especificación del código (ACI 318, 2019) con las fuerzas sísmicas obtenidas según la (NTP E.030, 2019), que indica que la cortante basal obtenida en el análisis dinámico tendrá que amplificarse hasta alcanzar como valor mínimo el 80% de la cortante basal obtenida en el análisis estático como se muestra en la tabla 6. Se diseñaron dos marcos diferentes, uno interno y otro externo. Dado que la planta de los tres edificios es la misma, el armado de sus losas es el mismo. El acero de refuerzo en losa maciza, que es el que contribuye a las propiedades estructurales de las vigas de los edificios, está formado por barras del 3/8 @ 20 cm.

Tabla 6. Fuerza dinámica FD para alcanzar el 80% de la cortante estática.

EDIFICIO	FD	Vdin	Vest	Relación %	Mínimo %	Obs.	Nuevo FD
4 PISOS	0.49	150.28	186.82	80	80	Cumple	-
12 PISOS	0.49	249.63	316.13	79	80	No cumple	0.50
20 PISOS	0.49	406.34	494.37	82	80	Cumple	-

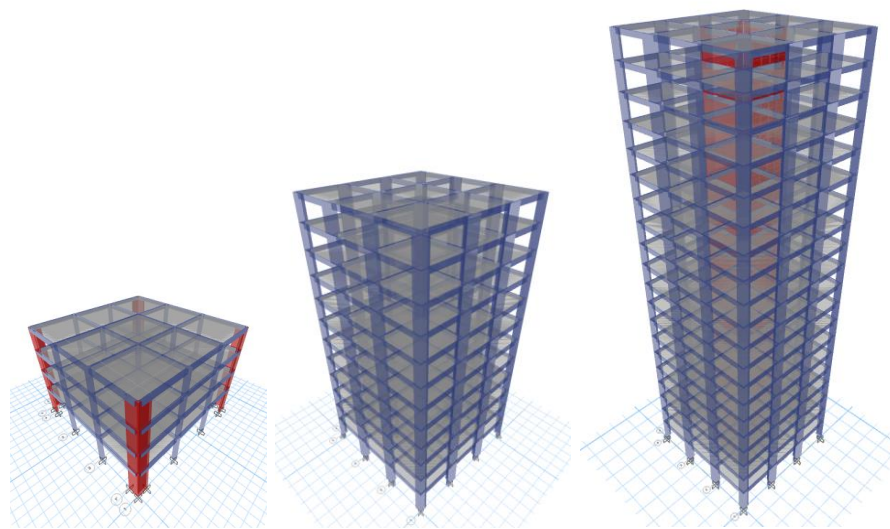


Figura 26. Edificios de muros estructurales de 4, 12 y 20 pisos.

Los edificios se diseñaron con los siguientes criterios:

El comportamiento más estable ante cargas laterales del sistema de muros estructurales, independientemente del material estructural que se elija, se da cuando los elementos que conforman el sistema estructural trabajan a flexión (RANGEL, y otros, 2010). Debido a esto, el esquema planteado normalmente



considera comportamiento plástico en flexión de los elementos que desarrollan comportamiento no lineal.

Los edificios tienen que ser regulares tanto en planta como en elevación, para evitar que otros factores como la irregularidad torsional distorsionen los resultados que se busca en la presente investigación (ASCE/SEI 41, 2017).

La altura del edificio será tal, de modo que en el análisis dinámico espectral el porcentaje de masa participativa en el primer modo de vibración este por encima del 70 % para garantizar que el comportamiento del edificio este gobernado principalmente por el primer modo y por lo tanto sea aplicable el Pushover monotónico (FEMA 440, 2005).

Los edificios tendrán una distorsión lateral dentro del rango de 0.003 a 0.007 buscando que las vigas tengan un diseño semejante. Se entiende que con derivas cercanas a 0.003 la cuantía de acero de los elementos verticales se aproxima al mínimo, mientras que distorsiones cercanas a 0.007 la cuantía de acero aumenta con una reducción de la sección.

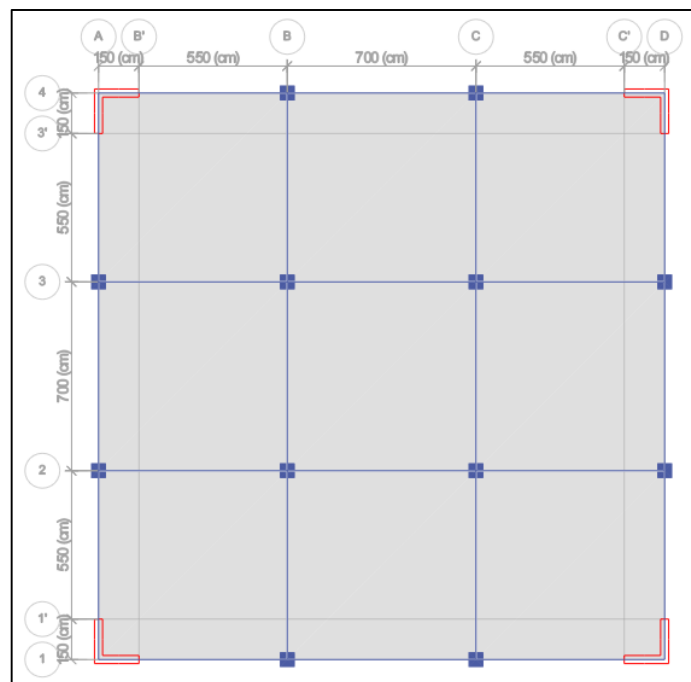


Figura 27. Distribución de elementos verticales, edificio de 4 pisos.

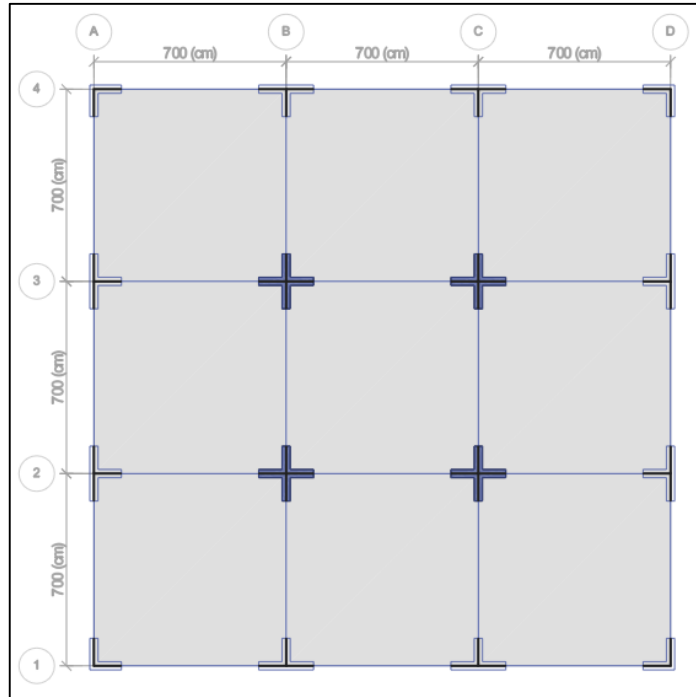


Figura 28. Distribución de elementos verticales, edificio de 12 pisos.

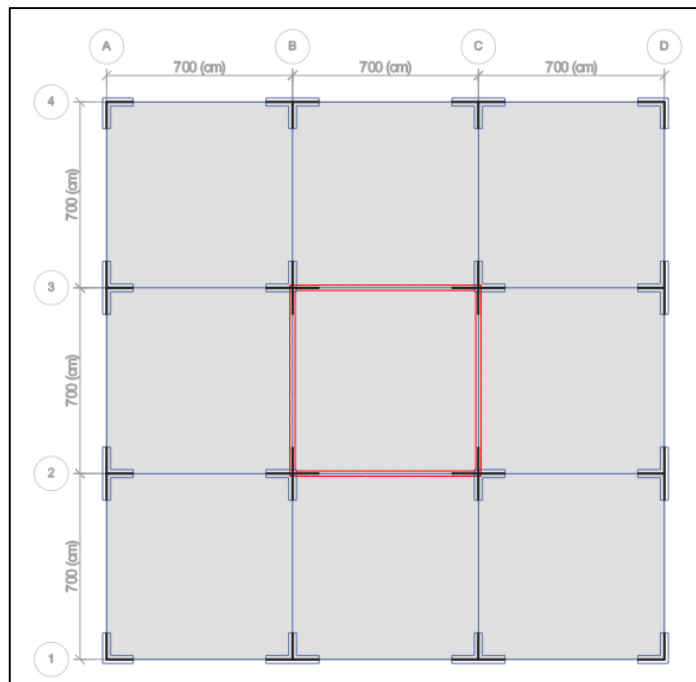


Figura 29. Distribución de elementos verticales, edificio de 20 pisos.

## 4.2. Determinación del peso de los edificios

El peso del edificio se determinó con el programa Etabs V19. Para ello, se tuvo que identificar las cargas muertas y vivas partiendo de la configuración de las losas como se muestra en la figura 30 y como se detalla a continuación.

Tabla 7. Carga muerta para elementos tipo Membrana en Etabs V19.

Elemento	Peso específico	Espesor	Peso propio	Área parcial	Peso	Carga distribuida en toda la superficie	Mas acabado
	T/m3	m	T/m2	m2	T	T/m2	T/m2
Aligerado	-	-	0.35	26.52	9.28	0.21	<b>0.31</b>
Maciza	2.40	0.25	0.60	18.37	11.02	0.25	0.35
			Total	44.89	20.30	0.45	<b>0.55</b>

En la tabla 7, se muestra el cálculo de la carga muerta asignada a las losas de los edificios con muros estructurales en el programa Etabs V19. El valor de 0.31 T/m2 se asignó a las losas modeladas como elementos tipo Membrana en los edificios modelados con vigas de sección T y L y 0.55 T/m2 para los edificios modelados con vigas de sección rectangular. El primer valor es menor al segundo para no superponer el peso que corresponde a los patines de las secciones T y L modelados en Etabs V19.

Tabla 8. Cálculo de la carga viva para elementos tipo Membrana en Etabs V19.

Tipo de carga	T/m2
sobrecarga	0.2
Tabiquería móvil	0.1
Total	0.3

En la tabla 8, se muestra el cálculo de la carga viva que fue asignada a las losas de los edificios. En este caso se obtuvo un valor de 0.30 T/m2 tanto para los edificios modelados con vigas de sección rectangular como los modelados con vigas de sección L y T.

En la tabla 9, se muestra el cálculo del peso sísmico y la densidad de carga en cada piso del edificio de 4 pisos. El peso del edificio es de 1557.37 T y predomina una

densidad de carga de 0.89 T/m<sup>2</sup>. Esto último será utilizado en el diseño de los muros estructurales.

Tabla 9. Cálculo de la densidad de carga del edificio de 4 pisos.

EDIFICIO 4 PISOS		Área total =	441
Losa	Masa	Peso	Peso/Área
D1	40.98	402.04	0.91
D2	40.19	394.23	0.89
D3	40.19	394.23	0.89
D4	37.40	366.87	0.83
Total		1557.37	-
		FE	0.11
		Vbasal	174.33

Tabla 10. Cálculo de la densidad de carga del edificio de 12 pisos.

EDIFICIO 12 PISOS		Área total =	441
Losa	Masa	Peso	Peso/Área
D1	46.79	459.06	1.04
D2	45.12	442.63	1.00
D3	45.12	442.63	1.00
D4	45.12	442.63	1.00
D5	45.12	442.63	1.00
D6	45.12	442.63	1.00
D7	45.12	442.63	1.00
D8	45.12	442.63	1.00
D9	45.12	442.63	1.00
D10	45.12	442.63	1.00
D11	45.12	442.63	1.00
D12	39.26	385.16	0.87
Total		5270.55	-
		FE	0.06
		Vbasal	301.75

En la tabla 10, se muestra el cálculo del peso sísmico y la densidad de carga en cada piso del edificio de 12 pisos. El peso del edificio es de 5270.55 T y predomina una densidad de carga de 1.00 T/m<sup>2</sup>. Esto último será utilizado en el diseño de los muros estructurales.

Tabla 11. Cálculo de la densidad de carga del edificio de 20 pisos.

EDIFICIO 20 PISOS		Área total =	441
Losa	Masa	Peso	Peso/Área
D1	52.49	514.95	1.17
D2	50.00	490.46	1.11
D3	50.00	490.46	1.11
D4	50.00	490.46	1.11
D5	50.00	490.46	1.11
D6	50.00	490.46	1.11
D7	50.00	490.46	1.11
D8	50.00	490.46	1.11
D9	50.00	490.46	1.11
D10	50.00	490.46	1.11
D11	50.00	490.46	1.11
D12	50.00	490.46	1.11
D13	50.00	490.46	1.11
D14	50.00	490.46	1.11
D15	50.00	490.46	1.11
D16	50.00	490.46	1.11
D17	50.00	490.46	1.11
D18	50.00	490.46	1.11
D19	50.00	490.46	1.11
D20	41.26	404.75	0.92
Total		9747.95	-
		FE	0.05
		Vbasal	490.67

En la tabla 11, se muestra el cálculo del peso sísmico y la densidad de carga en cada piso del edificio de 20 pisos. El peso del edificio es de 9747.95 T y predomina una densidad de carga de 1.11 T/m<sup>2</sup>. Esto último será utilizado en el diseño de los muros estructurales.

### 4.3. Diseño de los Elementos Estructurales

#### 4.3.1. Losas

La teoría de diseño en concreto armado, indica que para paños más o menos cuadrados, será necesario el uso de losas aligeradas bidireccionales. Sin embargo, es cotidiano observar en losas con luces mayores a 5.00 m, que la fuerza cortante supera la resistencia de las viguetas en la zona cercana a las vigas. En

consecuencia, se opta por reemplazar en esta zona, la losa aligerada por una losa maciza de concreto armado, con una extensión suficiente para resistir las fuerzas cortantes. Un ejemplo de esta solución se da en la construcción del Hospital Julio Cesar Demarini Caro, en la provincia de Chanchamayo. Por ello que, se optó por configurar paños con losas macizas en el contorno y de losa aligerada en el interior de los paños para todas las losas de los edificios.

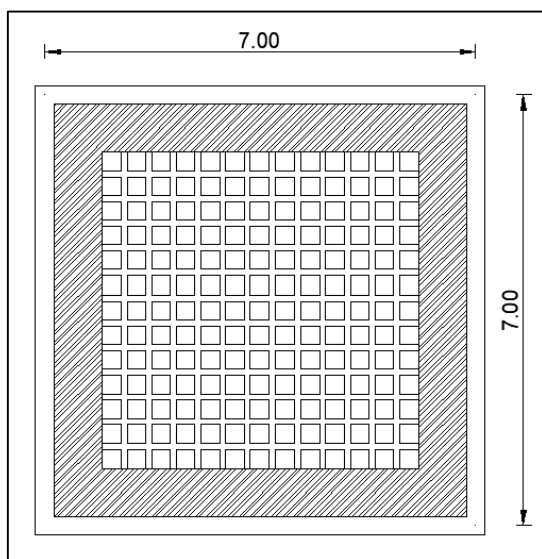


Figura 30. Configuración típica del paño de losa.

En la figura 30, se muestra la configuración del paño típico de losa de los tres edificios estudiados en la presente investigación. En el contorno la textura achurada representa la parte de la losa maciza de concreto armado y en la parte interior se muestra las viguetas de la losa aligerada. El ancho de la losa maciza se determinó de acuerdo a las dimensiones del patín de las vigas de sección T calculado en el ítem 4.3.2.

#### 4.3.2. Vigas

##### a) Vigas de Sección Rectangular

Se realizó el análisis estructural de las vigas de los edificios con muros estructurales, utilizando como herramienta el programa Etabs V19. Las vigas de sección rectangular como de sección T y L fueron diseñadas como vigas de sección rectangular por ser el método común en la práctica profesional. La filosofía de

diseño fue por factores de carga y resistencia (LRFD), utilizando la envolvente de las siguientes combinaciones de carga:

$$\text{ENVO} = \text{COMB 1} + \text{COMB 2} + \text{COMB 3} + \text{SISMO}$$

$$\text{COMB 1} = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CM}$$

$$\text{COMB 2} = 0.9 \text{ CM} + 1.0 \text{ SISMO}$$

$$\text{COMB 3} = 1.25 \text{ CM} + 1.25 \text{ CV} + 1.0 \text{ SISMO}$$

$$\text{SISMO} = 0.25 \text{ CQC} + 0.75 \text{ SRSS}$$

Dónde:

ENVO = Diagrama de fuerza envolvente.

CM = Diagrama de fuerza causado por la carga muerta.

CV = Diagrama de fuerza causado por la carga viva.

SISMO = Diagrama de fuerza causado por el sismo.

CQC = Combinación modal cuadrática completa.

SRSS = Combinación modal raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

En la figura 31, se muestra el diagrama envolvente de momentos flectores en el eje 2 de los edificios de muros estructurales. Los diagramas presentan simetría en su forma en concordancia con la geometría del edificio. El valor de los momentos flectores es más o menos uniformes en los edificios de 4 y 12 pisos, mientras que el valor de los momentos flectores aumenta ligeramente con la altura del edificio de 20 pisos, debido a la rigidez que presenta el muro estructural de 9 m de longitud.

En la figura 32, se muestra el área de acero longitudinal tanto para vigas y columnas del eje 2 del edificio de 4 pisos. Durante el desempeño sísmico las vigas fallan normalmente por la flexión que ocurre en sus extremos. Por tal motivo, para la flexión negativa se colocará en la parte superior de la sección de las vigas un área de acero igual a 15.84 cm<sup>2</sup> y para la flexión positiva se colocará en la parte inferior de la sección un área de acero igual a 9.66 cm<sup>2</sup>, como se indica con mayor detalle en la tabla 13 del apartado que viene a continuación.

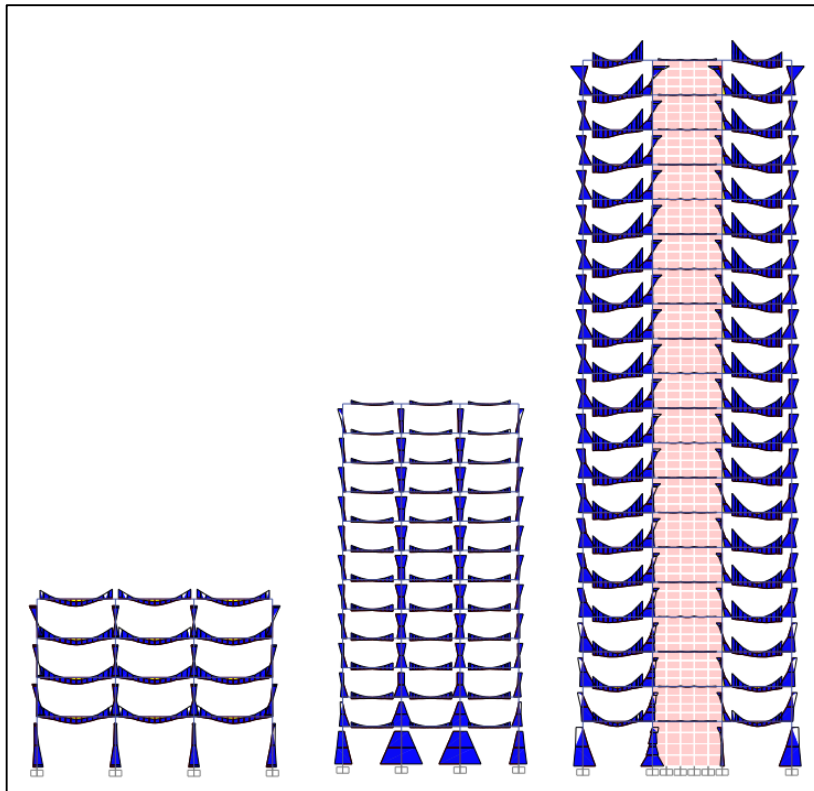


Figura 31. Envolvente de momentos, eje 2 de los edificios de muros estructurales.

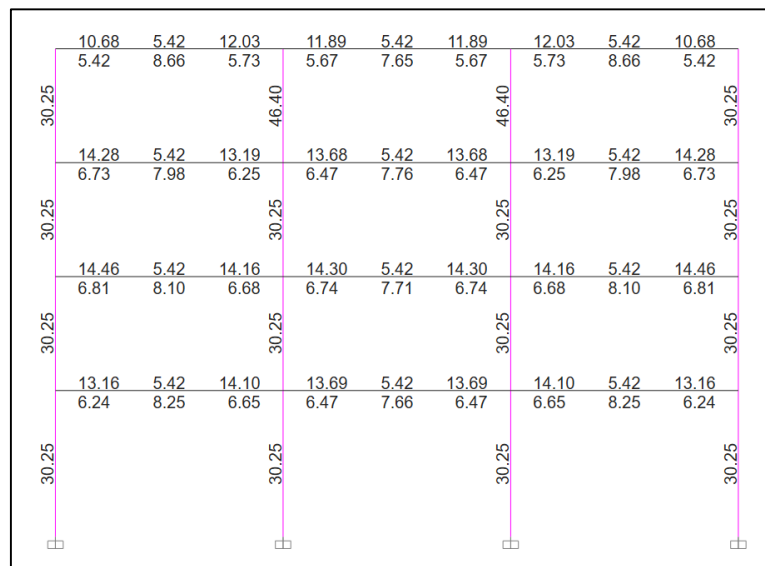


Figura 32. Refuerzo en vigas y columnas, eje 2 del edificio de 4 pisos.



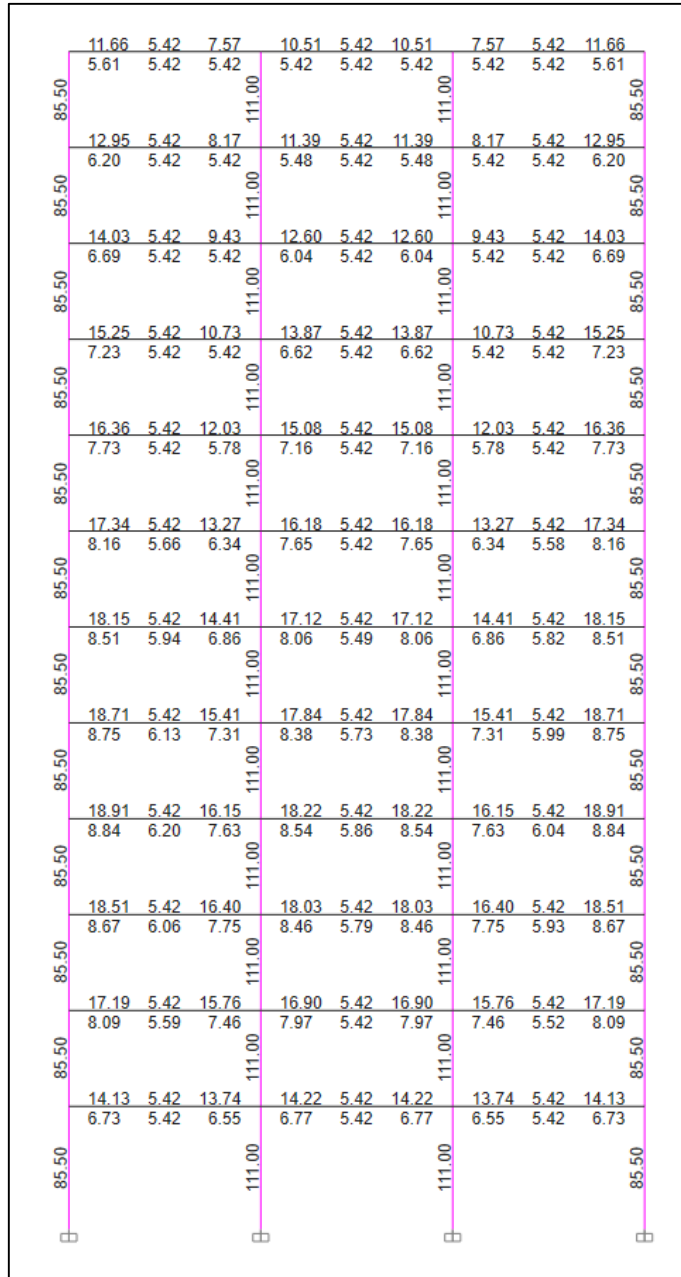


Figura 33. Refuerzo en vigas de sección rectangular, edificio de 12 pisos.

Igual al caso anterior y en concordancia con los momentos flectores mostrados en las figuras 33. Para la flexión negativa se colocará en la parte superior de la sección de las vigas un área de acero igual a 16.47 cm<sup>2</sup> y para la flexión positiva se colocará en la parte inferior de la sección un área de acero igual a 10.77 cm<sup>2</sup>, como se indica con mayor detalle en la tabla 13 del apartado que viene a continuación.

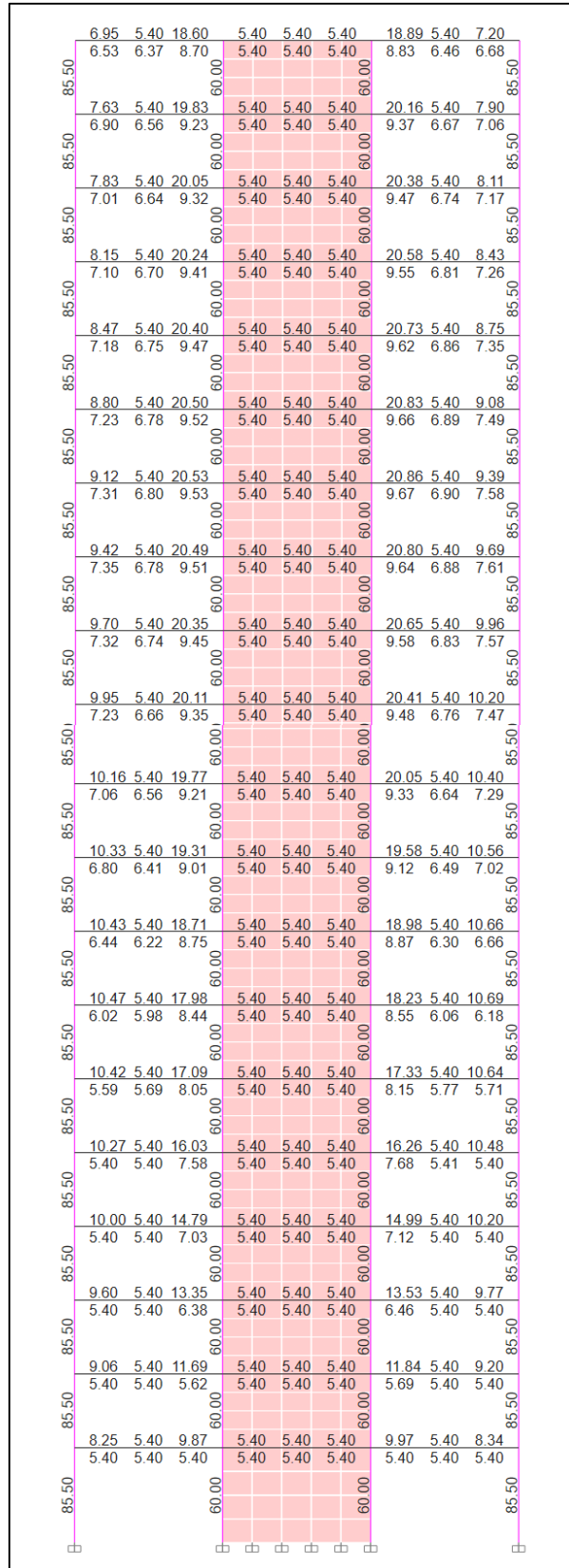


Figura 34. Refuerzo en vigas de sección rectangular, edificio de 20 pisos.

Igual al caso anterior y en concordancia con los momentos flectores mostrados en las figuras 34. Para la flexión negativa se colocará en la parte superior de la sección de las vigas un área de acero igual a 15.84 cm<sup>2</sup> y para la flexión positiva se colocará en la parte inferior de la sección un área de acero igual a 9.66 cm<sup>2</sup>, como se indica con mayor detalle en la tabla 13 del apartado que viene a continuación.

Tabla 12. Características típicas de las secciones de concreto armado.

CARACTERÍSTICAS TÍPICAS DE LA SECCIÓN:	
Peralte de la sección (h):	60 cm
Ancho de la sección (b):	30 cm
Recubrimiento (rec):	5 cm
Diámetro del estribo ( $\phi$ ):	1 cm
Espaciamiento del estribo (s):	8 cm
Carga axial ( $P_o$ ):	0 Kg
PROPIEDADES DEL CONCRETO:	
Resistencia a la compresión ( $f_c$ ):	210 Kg/cm <sup>2</sup> (V1,V2)
	250Kg/cm <sup>2</sup> (V3,V4,V5,V6)
Módulo de elasticidad (E):	217371 Kg/cm <sup>2</sup>
Deformación asociada a la resistencia ( $\epsilon_o$ ):	0.002
Modelo constitutivo del concreto:	Park et al (1986)
PROPIEDADES DEL ACERO:	
Esfuerzo de fluencia ( $f_y$ ):	4200 Kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo ultimo ( $f_{su}$ ):	6300 Kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad ( $E_s$ ):	2100000 Kg/cm <sup>2</sup>
Deformación de fluencia ( $\epsilon_y$ ):	0.002
Deformación inicial de endurecimiento ( $\epsilon_{sh}$ ):	0.008
Deformación de rotura ( $\epsilon_{su}$ ):	0.11
Modelo constitutivo del acero:	Park y Paulay

En la tabla 22, se muestra las características típicas de las secciones de concreto armado y las propiedades mecánicas de los materiales, que se utilizaron en las vigas de sección rectangular, L y T.

De acuerdo a los criterios descritos al inicio de este capítulo, se diseñaron los edificios de tal forma que todos presenten vigas de 30 x 60 cm de sección con la distribución de fierros que se muestra en la figura 35. Los fierros se distribuyen

verticalmente en 3 capas a 0.05, 0.30 y 0.55 m de profundidad respecto al borde superior. La cantidad de fierros se muestra en la tabla 13.

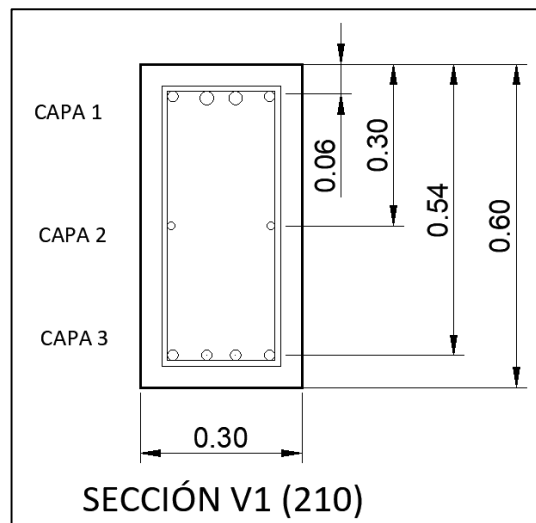


Figura 35. Distribución de acero en la sección V1 (210).

Tabla 13. Cantidad de fierros en vigas de sección rectangular de 30 x 60 cm.

EDIFICIO	SECCIÓN	CAPA 1		CAPA 2		CAPA 3		EJE
		fierros negativos	As	fierros	As	fierros positivos	As	
4 PISOS	V1 (210)	2Ø3/4" + 2Ø1"	15.84	2Ø1/2"	2.53	2Ø3/4" + 2Ø5/8"	9.66	Interior
	V2 (210)	2Ø3/4" + 1Ø1"	10.77	2Ø1/2"	2.53	2Ø3/4" + 1Ø5/8"	7.68	Exterior
12 PISOS	V3 (250)	4Ø3/4" + 1Ø1"	16.47	2Ø1/2"	2.53	2Ø3/4" + 1Ø1"	10.77	Interior
	V4 (250)	5Ø3/4"	14.25	2Ø1/2"	2.53	4Ø3/4"	11.4	Exterior
20 PISOS	V5 (250)	2Ø3/4" + 2Ø1"	15.84	2Ø1/2"	2.53	2Ø3/4" + 2Ø5/8"	9.66	Interior
	V6 (250)	2Ø3/4" + 1Ø1"	10.77	2Ø1/2"	2.53	2Ø3/4"	5.7	Exterior

En la tabla 21, se muestra la cantidad de fierros en las vigas de sección rectangular, donde se menciona el nombre de la sección, la resistencia del concreto y las cantidades de acero distribuidos en 3 capas horizontales. También se indica el eje donde se encuentran estas secciones reconociendo que en cada dirección se tienen cuatro ejes, dos ejes exteriores (1 y 4 ó A y D) y dos ejes interiores (2 y 3 ó B y C).

#### b) Vigas de sección L y T.

En la presente investigación, las vigas de sección L y T son resultado de juntar la viga rectangular con la losa maciza de concreto armado. La cantidad de fierros

longitudinales en los patines de la sección L y T son las cantidades mínimas que especifica la norma ACI 318-14. Por otro lado, la cantidad de fierros en el alma de la sección es la colocada en el apartado anterior para vigas de sección rectangular.

Tabla 14. Cálculo de ancho de patín vigas T.

VIGA T INTERIOR		Metros
Espesor patín	hf =	0.25
Ancho del alma	bw =	0.30
Luz de la viga	Luz =	6.50
Distancia libre adyacente promedio		6.40
Ecuación 3		4.30
Ecuación 4		6.70
Ecuación 5		1.63
El menor	bf =	1.63

En la tabla 14, se muestra el cálculo el ancho del patín de las vigas de sección T calculado con las ecuaciones 3, 4 y 5 mostrado en las bases teóricas, obteniendo como resultado un valor igual a 1.63 m.

Tabla 15. Cálculo de ancho de patín de vigas L.

VIGA PERIMETRAL		Metros
Espesor patín	hf =	0.25
Ancho del alma	bw =	0.30
Luz de la viga	Luz =	6.50
Distancia libre adyacente entre almas		6.40
Ecuación 6		3.30
Ecuación 7		3.50
Ecuación 8		0.84
El menor	bf =	0.84

En la tabla 15, se muestra el cálculo el ancho del patín de las vigas de sección T calculado con las ecuaciones 3, 4 y 5 mostrada en las bases teóricas, obteniendo como resultado un valor igual a 0.84 m.

En la figura 36, se muestra distribución de fierros en la sección VT1 (210). El ancho inferior es 0.30 m, el ancho del patín es 1.65 m, la altura de la viga es 0.60 m y el espesor del patín es 0.25 m. Los fierros se distribuyen verticalmente en 4 capas a

0.05, 0.20, 0.30 y 0.55 m de profundidad respecto al borde superior. La cantidad de fierros se muestra en la tabla 27.

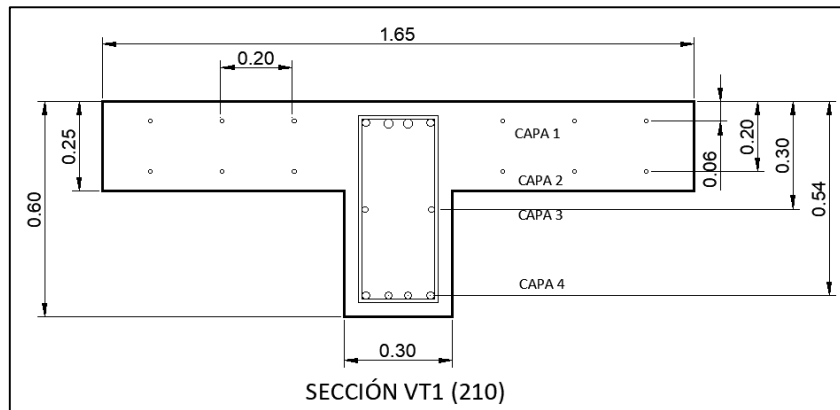


Figura 36. Distribución de acero en la sección VT1 (210).

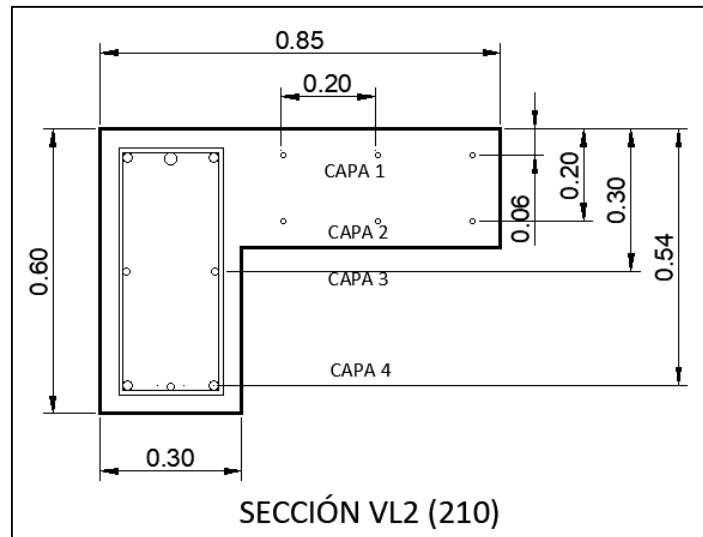


Figura 37. Distribución de acero en la sección VL2 (210).

En la figura 37, se muestra la distribución de fierros en la sección de la viga VL2 (210). El ancho inferior es 0.30 m, el ancho del patín es 0.85 m, la altura de la viga es 0.60 m y el espesor del patín es 0.25 m. Los fierros se distribuyen verticalmente en 4 capas a 0.05, 0.20, 0.30 y 0.55 m de profundidad respecto al borde superior, igual como el caso anterior. La cantidad de fierros se muestra en la tabla 27.

En la tabla 27, se muestra la cantidad de fierros en las secciones L y T donde se menciona el nombre de la sección, la resistencia del concreto y las cantidades de acero distribuidos en 4 capas horizontales. También se indica el eje donde se encuentran estas vigas reconociendo que en cada dirección de la planta del edificio

se tienen cuatro ejes, dos ejes exteriores (1 y 4 ó A y D) y dos ejes interiores (2 y 3 ó B y C).

Tabla 16. Cantidad de fierros en secciones de viga L y T.

EDIFICIO	SECCIÓN	CAPA 1		CAPA 2		CAPA 3		CAPA 4		EJE
		Fierros	As	Fierros	As	Fierros	As	Fierros	As	
4 PISOS	VT1 (210)	$2\text{Ø}3/4" + 2\text{Ø}1" + 6\text{Ø}3/8"$	20.11	$6\text{Ø}3/8"$	4.28	$2\text{Ø}1/2"$	2.53	$2\text{Ø}3/4" + 2\text{Ø}5/8"$	9.66	Interior
	VL2 (210)	$2\text{Ø}3/4" + 1\text{Ø}1" + 3\text{Ø}3/8"$	12.91	$3\text{Ø}3/8"$	2.14	$2\text{Ø}1/2"$	2.53	$2\text{Ø}3/4" + 1\text{Ø}5/8"$	7.68	Exterior
12 PISOS	VT3 (250)	$4\text{Ø}3/4" + 1\text{Ø}1" + 6\text{Ø}3/8"$	20.74	$6\text{Ø}3/8"$	4.28	$2\text{Ø}1/2"$	2.53	$2\text{Ø}3/4" + 1\text{Ø}1"$	10.77	Interior
	VL4 (250)	$5\text{Ø}3/4" + 3\text{Ø}3/8"$	16.39	$3\text{Ø}3/8"$	2.14	$2\text{Ø}1/2"$	2.53	$4\text{Ø}3/4"$	11.40	Exterior
20 PISOS	VT5 (250)	$2\text{Ø}3/4" + 2\text{Ø}1" + 6\text{Ø}3/8"$	20.11	$6\text{Ø}3/8"$	4.28	$2\text{Ø}1/2"$	2.53	$2\text{Ø}3/4" + 2\text{Ø}5/8"$	9.66	Interior
	VL6 (250)	$2\text{Ø}3/4" + 1\text{Ø}1" + 3\text{Ø}3/8"$	17.97	$3\text{Ø}3/8"$	2.14	$2\text{Ø}1/2"$	2.53	$2\text{Ø}3/4"$	5.70	Exterior

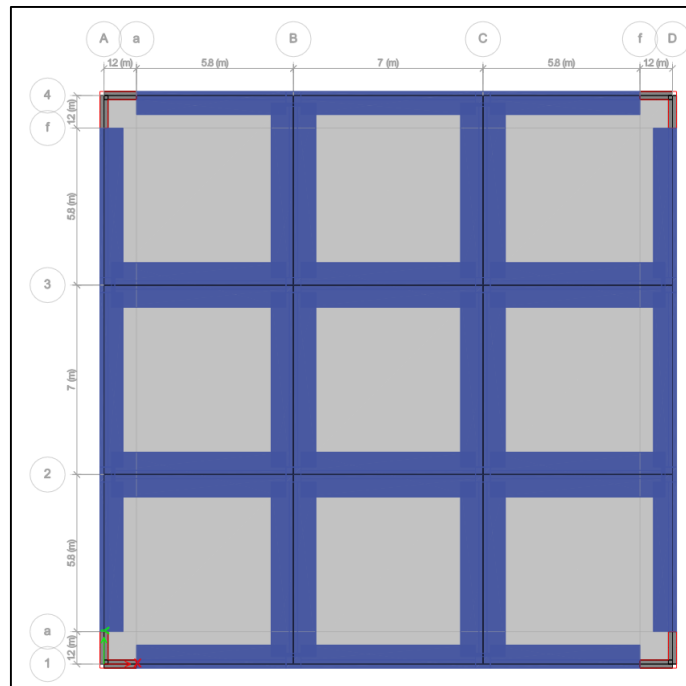


Figura 38. Distribución de vigas L y T.

En la figura 38, se muestra la forma en que se distribuyen las vigas de sección L y T en la planta del edificio de 4 pisos. Se observa que las vigas de sección en L están alineadas y encajan como corresponde en el eje de los muros estructurales.

#### 4.3.3. Muros estructurales

Se realizó el análisis estructural de los edificios con muros estructurales, utilizando como herramienta el programa Etabs V19. Los muros estructurales fueron diseñados con el método T - C. La filosofía de diseño fue por factores de carga y

resistencia (LRFD), utilizando la combinación de carga  $U = 1.25CM + 1.25CV + 1.00 \text{ SISMO}$  para obtener las fuerzas cortantes de diseño y un factor de reducción de la resistencia  $\phi = 0.90$ . Como ejemplo se desarrolla a continuación el diseño del muro principal de 9.00 m de longitud que se muestra en la figura 29.

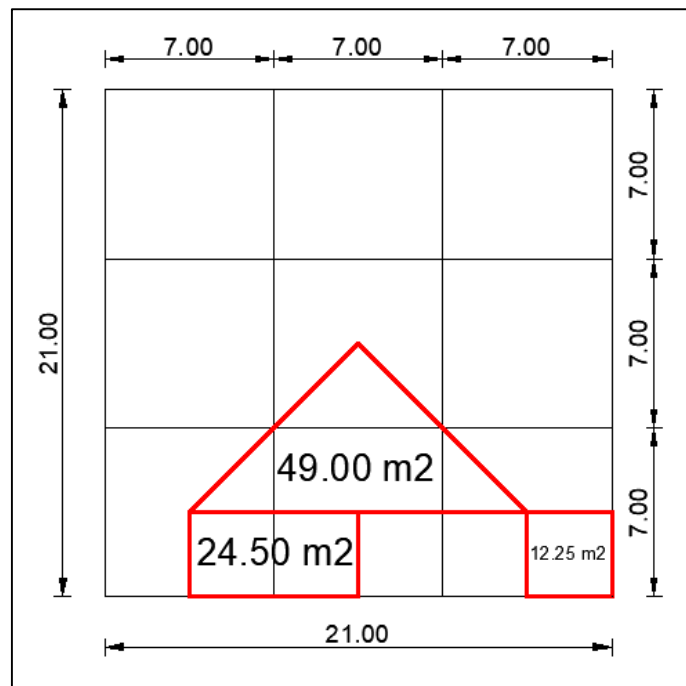


Figura 39. Áreas tributarias para muros estructurales, edificio de 20 pisos.

En la figura 39, se muestra la determinación de las áreas tributarias para los 3 tipos de muros estructurales del edificio de 20 pisos. El muro principal tiene un área tributaria de 49.00 m<sup>2</sup>, el muro lateral tiene un área tributaria de 24.50 m<sup>2</sup> y el muro de esquina tiene un área tributaria de 12.25 m<sup>2</sup>.

En la tabla 17, se muestra los parámetros de diseño del muro principal del edificio de 20 pisos. La densidad de carga se obtuvo en el ítem 4.2., la deriva del muro resulta del análisis lineal dinámico espectral y el factor de resistencia se debe a la prevalencia de la falla a tracción.

En la figura 30, se muestra de color azul la distribución de fuerzas cortantes en toda la altura del muro principal en el eje 2 del edificio de 20 pisos. El valor máximo se



encuentra en el piso 2 con un valor de 172.84 T. El valor mínimo se encuentra en el piso 19 con un valor de 27.88 T.

Tabla 17. Parámetros de diseño para el muro principal del edificio de 20 pisos.

Descripción	Nomenclatura	Valor	Unidad
Altura total del edificio	hw	71	m
Longitud de muro	lw	9	m
Número de pisos	#	20	Pisos
Área en planta	Aplanta	441	m <sup>2</sup>
Área tributaria del muro	Atrib	49	m <sup>2</sup>
Resistencia del concreto	fc	250	kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de fluencia del acero	fy	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de fluencia del estribo	fyv	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Espesor del muro	bw	0.3	m
Densidad de carga	Wser	1.11	T/m <sup>2</sup>
Deriva del muro	$\beta$	0.35	%
Factor de reducción de la resistencia	$\phi$	0.9	Falla por tracción

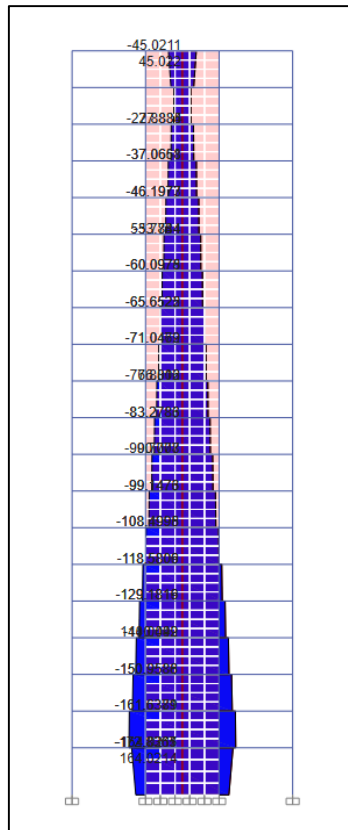


Figura 40. Fuerzas cortantes en el muro principal del eje 2, edificio de 20 pisos.

Tabla 18. Acciones ultimas sobre el muro principal del edificio de 20 pisos.

Piso	hs	Vu	momentos	Mu	Mu/Ø	axiales	Pu	Pu/Ø	ebase
1	4.5	164.02	738.09	6824.56	7582.84	54.39	1087.8	1208.67	6.27
2	3.5	172.84	604.94	6086.46	6762.74	54.39	1033.41	1148.23	5.89
3	3.5	161.63	565.7	5481.52	6090.58	54.39	979.02	1087.8	5.6
4	3.5	150.96	528.36	4915.82	5462.02	54.39	924.63	1027.37	5.32
5	3.5	140.05	490.18	4387.46	4874.96	54.39	870.24	966.93	5.04
6	3.5	129.18	452.13	3897.28	4330.32	54.39	815.85	906.5	4.78
7	3.5	118.58	415.03	3445.16	3827.95	54.39	761.46	846.07	4.52
8	3.5	108.5	379.75	3030.12	3366.81	54.39	707.07	785.63	4.29
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
17	3.5	46.2	161.7	546.6	607.33	54.39	217.56	241.73	2.51
18	3.5	37.07	129.74	384.9	427.66	54.39	163.17	181.3	2.36
19	3.5	27.88	97.58	255.15	283.5	54.39	108.78	120.87	2.35
20	3.5	45.02	157.57	157.57	175.08	54.39	54.39	60.43	2.9

En la tabla 18. Se muestra el cálculo de las acciones últimas del muro principal del edificio de 20 pisos. La zona crítica se da en el primer piso con una cortante última de 164.02 T, un momento último de 6824.56 Tm, una carga axial última de 1087.8 T y una excentricidad de 6.27 m.

Tabla 19. Dimensionamiento de los elementos de borde.

PISO	c-lw/10	c/2	lb = El mayor	Mu/(4*Vu)	lw	hb = El mayor
1	2.19	1.545	2.19	10.4	9	10.4
2	1.89	1.395	1.89	8.8	9	9
3	1.6	1.25	1.6	8.48	9	9
4	1.4	1.15	1.4	8.14	9	9
5	1.15	1.025	1.15	7.83	9	9
6	1	0.95	1	7.54	9	9
7	0.77	0.835	0.84	7.26	9	9
8	0.64	0.77	0.77	6.98	9	9
:	:	:	:	:	:	:
17	-0.5	0.2	0.2	2.96	9	9
18	-0.56	0.17	0.17	2.6	9	9
19	-0.64	0.13	0.13	2.29	9	9
20	-0.75	0.075	0.08	0.88	9	9

En la tabla 19, se muestra el dimensionamiento de los elementos de borde. Obteniendo como resultado que la longitud del elemento de borde será mayor a 2.19 m y la altura será mayor a 10.4 m en el primer piso. Por lo tanto, elegimos una

longitud de borde de 2.20 m que se repetirá hasta el piso 3. El ancho del elemento de borde es igual al ancho del muro.

Tabla 20. Verificación del requerimiento de elementos de borde.

PISO	d1 (m)	d2 (m)	As ** (m2)	c (m)	cp = 2.86, Requiere elementos de borde?
1	1.095	7.905	0.0131	3.09	Si
2	0.945	8.055	0.0097	2.79	No
3	0.8	8.2	0.0076	2.5	No
4	0.7	8.3	0.0055	2.3	No
5	0.575	8.425	0.0042	2.05	No
6	0.5	8.5	0.0025	1.9	No
7	0.42	8.58	0.0018	1.67	No
8	0.385	8.615	0.0007	1.54	No
:	:	:	:	:	:
17	0.1	8.9	-0.0012	0.4	No
18	0.085	8.915	-0.0013	0.34	No
19	0.065	8.935	-0.0012	0.26	No
20	0.04	8.96	-0.0003	0.15	No

En la tabla 20, se muestra la verificación de requerimiento de elementos de borde y el área de acero respectivo. Obteniendo como resultado que si es necesario los elementos de borde en el primer piso con un área de acero de 131 cm<sup>2</sup>.

Tabla 21. Acero vertical para elementos de borde o alma del muro.

Piso	Diámetro (cm)	Área (cm <sup>2</sup> )	As* (cm <sup>2</sup> )	barras *	Sh* (m)	As** (cm <sup>2</sup> )	barras **	Sh** (m)
1	0.75	2.85	131	46	0.2	65.5	23	0.1
2	0.625	1.98	97	49	0.18	48.5	24	0.08
3	0.625	1.98	76	38	0.23	38	19	0.08
4	0.625	1.98	55	28	0.32	27.5	14	0.1
5	0.625	1.98	42	21	0.42	21	11	0.11
6	0.625	1.98	25	13	0.71	12.5	6	0.16
7	0.625	1.98	18	9	0.99	9	5	0.18
8	0.625	1.98	7	4	2.55	3.5	2	0.44
:	:	:	:	:	:	:	:	:
16	0.625	1.98	-12	-6	-1.48	-6	-3	-0.07
17	0.625	1.98	-13	-7	-1.37	-6.5	-3	-0.05
18	0.625	1.98	-12	-6	-1.48	-6	-3	-0.04
19	0.625	1.98	-3	-2	-5.94	-1.5	-1	-0.11

En la tabla 21, se muestra la distribución de acero vertical para elementos de borde (\*\*) o alma del muro (\*) según sea el caso. Como en el presente caso se requieren elementos de borde, estos serán reforzados en 2 capas de 23 barras de 3/4" separados a cada 0.10 m. En el alma del muro los aceros verticales se repartirán en 2 capas con barras de 3/8" repartidos a 0.20 m. Este diseño se mantendrá en todos los pisos a fin de provocar la falla en el primer nivel.

Tabla 22. Cálculo de la cantidad de estribos en elementos de confinamiento.

Piso	Ag	Ach	$0.3*(Ag/Ach-1)*fc/fyv$	$0.09*fc/fyv$	$Asv/(S*bc) = \text{El mayor}$
1	0.657	0.473	0.0072	0.005571	0.0072
2	0.567	0.407	0.0073	0.005571	0.0073
3	0.48	0.3432	0.0074	0.005571	0.0074
4	0.42	0.2992	0.0075	0.005571	0.0075
5	0.345	0.2442	0.0077	0.005571	0.0077
6	0.3	0.2112	0.0078	0.005571	0.0078
7	0.252	0.176	0.008	0.005571	0.008
8	0.231	0.1606	0.0081	0.005571	0.0081
:	:	:	:	:	:
17	0.06	0.0352	0.0131	0.005571	0.0131
18	0.051	0.0286	0.0145	0.005571	0.0145
19	0.039	0.0198	0.018	0.005571	0.018
20	0.024	0.0088	0.0321	0.005571	0.0321

En la tabla 22, se muestra el cálculo de la cantidad de estribos en elementos de confinamiento. En el primer piso, la relación  $Asv/(S*bc)$  es igual a 0.0072 y aumenta hasta 0.0321 en el último piso.

Tabla 23. Distribución de estribos en elementos de confinamiento.

Piso	0.10 (m)	6*Dfi (m)	bw/3 (m)	Sv = EI menor (m)	$Asv/(S*bc)$	bc (m)	Asv (cm2)	Aest (cm2)	ramas
1	0.1	0.04	0.1	0.04	0.0072	2.15	6.2	0.71	8.7
2	0.1	0.04	0.1	0.04	0.0073	1.85	5.4	0.71	7.6
3	0.1	0.04	0.1	0.04	0.0074	1.56	4.6	0.71	6.5
4	0.1	0.04	0.1	0.04	0.0075	1.36	4.1	0.71	5.8
5	0.1	0.04	0.1	0.04	0.0077	1.11	3.4	0.71	4.8
6	0.1	0.04	0.1	0.04	0.0078	0.96	3	0.71	4.2
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
19	0.1	0.04	0.1	0.04	0.018	0.09	0.6	0.71	0.8
20	0.1	0.04	0.1	0.04	0.0321	0.04	0.5	0.71	0.7

En la tabla 23, se muestra la distribución de estribos en elementos de confinamiento. Se repartirá 9 ramas de 3/8" a cada 0.04 m en cada extremo del muro. La cantidad de ramas disminuye respecto a la altura del edificio.

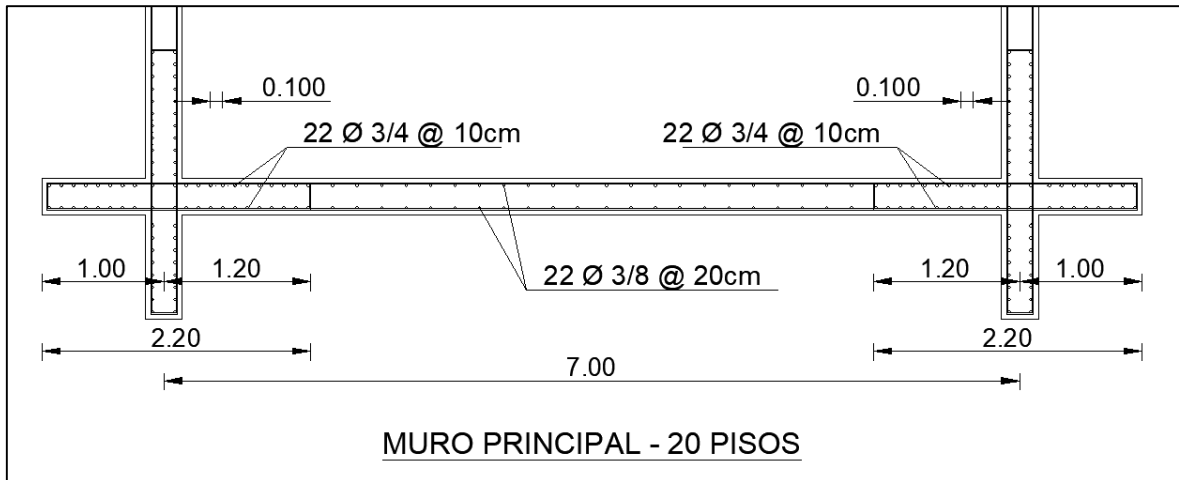


Figura 41. Distribución de fierros del muro principal de 20 pisos.

En la figura 41, se muestra la distribución de fierros en el muro principal de 20 pisos. Se tienen elementos de borde de 2.20 m de longitud, armado en 2 capas con 22 fierros de 3/4" a cada 10 cm, de igual manera, 22 fierros de 3/8" a cada 20 cm en el alma del muro. Esta distribución se repetirá en todos los pisos a fin de provocar la falla del muro en el primer nivel. La falla del muro estará controlada a flexo compresión utilizando plasticidad distribuida en la base con el método de fibras.

Tabla 24. Resumen del diseño de los muros estructurales.

EDIFICIO	MURO	Lw (m)	Atrib (m2)	Vu max (Ton)	DISEÑO A FLEXOCOMPRESIÓN				
					Elementos de borde				Alma del muro
					lb (m)	hb (m)	Ø vertical (2 capas)	Estribos	Ø vertical (2 capas)
4 PISOS	Esquina	1.35	6.12	27.60	0.6	10.69	12 Ø 3/4" @ 5cm	8 Ø 3/8" @ 4cm	-
12 PISOS	Principal	2.00	24.5	16.69	1.0	7.51	11 Ø 3/4" @ 8cm	4 Ø 3/8" @ 4cm	-
	Lateral	2.00	16.33	16.63	1.0	7.34	11 Ø 3/4" @ 8cm	4 Ø 3/8" @ 4cm	-
20 PISOS	Principal	9.00	49.00	172.84	2.2	10.40	23 Ø 3/4" @ 10cm	9 Ø 3/8" @ 4cm	Ø 3/8" @ 20cm
	Lateral	2.00	16.33	7.36	0.8	48.12	7 Ø 5/8" @ 12cm	4 Ø 3/8" @ 4cm	Ø 3/8" @ 20cm

En la tabla 24, se muestra un resumen del diseño a flexo compresión de los muros estructurales de los edificios en estudio. Estos resultados serán validados con la

verificación de los mecanismos de falla en el Pushover Monotónico. Se espera que las fallas inicien en las vigas y terminen en la base del muro estructural para otorgar de esta manera ductilidad al edificio, así se estaría evitando un desempeño sísmico defectuoso.

## 4.2. Desarrollo del estudio

### 4.2.1. Cálculo de los desplazamientos máximos relativos de los edificios de muros estructurales.

#### a) Vigas de sección rectangular

##### Edificio de 4 Pisos

Tabla 25. Modos de vibración, edificio de 4 pisos con vigas rectangulares.

MODO	PERIODO (seg)	UX	UY	SUMA UX	SUMA UY
1	0.67	0.82	0.00	0.82	0.00
2	0.67	0.00	0.82	0.82	0.82
3	0.47	0.00	0.00	0.82	0.82
4	0.18	0.13	0.00	0.95	0.82
5	0.18	0.00	0.13	0.95	0.95
6	0.12	0.00	0.00	0.95	0.95
7	0.08	0.03	0.00	0.98	0.95
8	0.08	0.00	0.03	0.98	0.98
9	0.05	0.00	0.00	0.98	0.98
10	0.04	0.01	0.00	0.99	0.98
11	0.04	0.00	0.01	0.99	0.99
12	0.03	0.00	0.00	0.99	0.99

En la tabla 7, se muestra el cálculo del periodo de vibración del edificio de muros estructurales de 4 pisos, obteniendo como resultado un valor de 0.67 seg en ambas direcciones de análisis. Además, se obtuvo un factor de participación de 82 % en ambas direcciones de análisis. Esto significa que la deformación más probable se dará en la dirección X e Y debido a que se obtiene en estas direcciones un mayor factor de masa participativa.

Tabla 26. Desplazamientos del edificio de 4 pisos con vigas rectangulares.

DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS (MÉTODO DINÁMICO)						R=	Muros
							6
Dirección Analizada	Piso	Desplaz. Lateral (m)	Desplaz. Elástico (m)	Desplaz máximo relativo ( $\Delta \times 0.75 \times R$ ) (m)	Altura de entrepiso (m)	Deriva (rad)	Deriva $\leq$
							0.007
X	4	0.01652	0.0036	0.0163	3.50	0.0046	Ok
	3	0.01291	0.0044	0.0199	3.50	0.0057	Ok
	2	0.00848	0.0047	0.0210	3.50	0.0060	Ok
	1	0.00381	0.0038	0.0171	4.50	0.0038	Ok

En la tabla 26, se muestra el cálculo de los desplazamientos máximos relativos del edificio con muros estructurales de 4 pisos, obteniendo como valor máximo 0.0210 m en ambas direcciones. Además, se obtuvo una deriva máxima de 0.0060. Esto significa que el edificio es estable y económico por deformarse dentro y cerca al límite de 0.007 como especifica la norma técnica peruana E030.

## Edificio de 12 Pisos

Tabla 27. Modos de vibración del edificio de 12 pisos con vigas rectangulares.

MODO	PERIODO (seg)	UX	UY	SUMA UX	SUMA UY
1	1.31	0.00	0.78	0.00	0.78
2	1.31	0.78	0.00	0.78	0.78
3	1.12	0.00	0.00	0.78	0.78
4	0.39	0.00	0.11	0.78	0.89
5	0.39	0.11	0.00	0.89	0.89
6	0.34	0.00	0.00	0.89	0.89
7	0.20	0.00	0.05	0.89	0.94
8	0.20	0.05	0.00	0.94	0.94
9	0.18	0.00	0.00	0.94	0.94

En la tabla 27, se muestra el cálculo del periodo de vibración del edificio de muros estructurales de 12 pisos, obteniendo como resultado un valor de 1.31 seg en ambas direcciones de análisis. Además, se obtuvo un factor de participación de 78.0 % en ambas direcciones de análisis. Esto significa que la deformación más

probable será en la dirección X e Y debido a que se obtiene en estas direcciones un mayor factor de masa participativa.

Tabla 28. Desplazamientos del edificio de 12 pisos con vigas rectangulares.

DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS (MÉTODO DINÁMICO)						R=	Muros
Dirección Analizada	Piso	Desplaz. Lateral (m)	Desplaz. Elástico (m)	Desplaz máximos relativos ( $\Delta \times 0.75 \times R$ ) (m)	Altura de entrepiso (m)	Deriva (rad)	6
							Deriva <=
							0.007
X	12	0.0325	0.0013	0.0061	3.50	0.0017	Ok
	11	0.0312	0.0016	0.0074	3.50	0.0021	Ok
	10	0.0295	0.0020	0.0091	3.50	0.0026	Ok
	9	0.0275	0.0024	0.0108	3.50	0.0031	Ok
	8	0.0251	0.0028	0.0125	3.50	0.0036	Ok
	7	0.0223	0.0031	0.0140	3.50	0.0040	Ok
	6	0.0192	0.0034	0.0152	3.50	0.0043	Ok
	5	0.0158	0.0036	0.0161	3.50	0.0046	Ok
	4	0.0122	0.0036	0.0164	3.50	0.0047	Ok
	3	0.0086	0.0035	0.0157	3.50	0.0045	Ok
	2	0.0051	0.0030	0.0135	3.50	0.0039	Ok
	1	0.0021	0.0021	0.0094	4.50	0.0021	Ok

En la tabla 28, se muestra el cálculo desplazamientos máximos relativos del edificio con muros estructurales de 12 pisos, obteniendo como resultado un valor máximo de 0.0164 m en ambas direcciones. Además, se obtuvo una deriva máxima de 0.0047 en el cuarto piso. Esto significa que el edificio es estable y económico por deformarse dentro y cerca al límite de 0.007 que especifica la norma técnica peruana E030.

### Edificio de 20 Pisos

En la tabla 29, se muestra el cálculo del periodo de vibración del edificio de muros estructurales de 20 pisos, obteniendo como resultado un valor de 1.49 seg en ambas direcciones de análisis. Además, se obtuvo un factor de participación de 68.0 % en ambas direcciones de análisis. Esto significa que la deformación más



probable será en la dirección X e Y debido a que se obtiene en estas direcciones un mayor factor de masa participativa.

Tabla 29. Modos de vibración del edificio de 20 pisos con vigas rectangulares.

MODO	PERIODO (seg)	UX	UY	SUMA UX	SUMA UY
1	1.49	0.68	0.00	0.68	0.00
2	1.49	0.00	0.68	0.68	0.68
3	0.89	0.00	0.00	0.68	0.68
4	0.36	0.16	0.02	0.84	0.70
5	0.36	0.02	0.16	0.86	0.86
6	0.30	0.00	0.00	0.86	0.86
7	0.18	0.00	0.00	0.86	0.86
8	0.16	0.01	0.06	0.87	0.92
9	0.16	0.06	0.01	0.93	0.93

Tabla 30. Desplazamientos del edificio de 20 pisos con vigas rectangulares.

DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS (MÉTODO DINÁMICO)						R=	Muros 6
Dirección Analizada	Piso	Desplaz. Lateral (m)	Desplaz. Elástico (m)	Desplaz máximos relativos ( $\Delta_i \times 0.75 \times R$ ) (m)	Altura de entrepiso (m)	Deriva (rad)	Deriva <= 0.007
X	20	0.0411	0.0022	0.0099	3.50	0.0028	Ok
	19	0.0389	0.0023	0.0102	3.50	0.0029	Ok
	18	0.0367	0.0023	0.0104	3.50	0.0030	Ok
	17	0.0344	0.0024	0.0106	3.50	0.0030	Ok
	16	0.0320	0.0024	0.0108	3.50	0.0031	Ok
	15	0.0296	0.0024	0.0109	3.50	0.0031	Ok
	14	0.0272	0.0024	0.0110	3.50	0.0031	Ok
	13	0.0247	0.0025	0.0110	3.50	0.0032	Ok
	12	0.0223	0.0024	0.0110	3.50	0.0031	Ok
	11	0.0198	0.0024	0.0109	3.50	0.0031	Ok
	10	0.0174	0.0024	0.0107	3.50	0.0031	Ok
	9	0.0150	0.0023	0.0104	3.50	0.0030	Ok
	8	0.0127	0.0022	0.0100	3.50	0.0029	Ok
	7	0.0105	0.0021	0.0095	3.50	0.0027	Ok
	6	0.0084	0.0020	0.0089	3.50	0.0025	Ok
	5	0.0064	0.0018	0.0081	3.50	0.0023	Ok
	4	0.0046	0.0016	0.0071	3.50	0.0020	Ok
	3	0.0030	0.0013	0.0059	3.50	0.0017	Ok
	2	0.0017	0.0010	0.0045	3.50	0.0013	Ok
	1	0.0007	0.0007	0.0032	4.50	0.0007	Ok

En la tabla 30, se muestra el cálculo del desplazamiento elástico máximo del edificio con muros estructurales de 12 pisos, obteniendo como resultado un valor de 0.0110 m en ambas direcciones. Además, se obtuvo una deriva máxima de 0.0032 en el decimotercer piso. Esto significa que el edificio es estable y que probablemente las cuantías de acero en las secciones de los elementos verticales sean las mínimas por alcanzar una deriva cercana a la mitad del límite 0.007.

## b) Vigas de sección L y T

### Edificio de 4 Pisos

Tabla 31. Modos de vibración del edificio de 4 pisos con vigas L y T.

MODO	PERIODO (seg)	UX	UY	SUMA UX	SUMA UY
1	0.47	0.83	0.00	0.83	0.00
2	0.47	0.00	0.83	0.83	0.83
3	0.35	0.00	0.00	0.83	0.83
4	0.13	0.12	0.00	0.95	0.83
5	0.13	0.00	0.12	0.95	0.95
6	0.09	0.00	0.00	0.95	0.95
7	0.06	0.03	0.00	0.98	0.95
8	0.06	0.00	0.03	0.98	0.98
9	0.04	0.00	0.00	0.98	0.98

En la tabla 31, se muestra el cálculo del periodo de vibración del edificio de muros estructurales de 4 pisos, obteniendo como resultado un valor de 0.47 seg en ambas direcciones de análisis. Además, se obtuvo un factor de participación de 83.0 % en ambas direcciones de análisis. Esto significa que la deformación más probable se dará en la dirección X e Y debido a que se obtiene en estas direcciones mayor factor de masa participativa.

En la tabla 32, se muestra el cálculo de los desplazamientos máximos relativos del edificio con muros estructurales de 4 pisos, obteniendo como resultado un valor de 0.0118 m en ambas direcciones. Además, se obtuvo una deriva máxima de 0.0034 en el segundo piso. Esto significa que el edificio es estable y que probablemente

las cuantías de acero en las secciones de los elementos verticales sean las mínimas por alcanzar una deriva cercana a la mitad del límite 0.007.

Tabla 32. Desplazamientos del edificio de 4 pisos con vigas L y T.

DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS (MÉTODO DINÁMICO)						R=	Muros
							6
Dirección Analizada	Piso	Desplaz. Lateral (m)	Desplaz. Elástico (m)	Desplaz Inelástico ( $\Delta \times 0.75 \times R$ ) (m)	Altura de entrepiso (m)	Deriva (rad)	Deriva <=
							0.007
X	4	0.0091	0.0018	0.0079	3.50	0.0023	Ok
	3	0.0073	0.0023	0.0105	3.50	0.0030	Ok
	2	0.0050	0.0026	0.0118	3.50	0.0034	Ok
	1	0.0024	0.0024	0.0106	4.50	0.0024	Ok

## Edificio de 12 Pisos

Tabla 33. Modos de vibración del edificio de 12 pisos con vigas L y T.

MODO	PERIODO (seg)	UX	UY	SUMA UX	SUMA UY
1	0.90	0.00	0.79	0.00	0.79
2	0.90	0.79	0.00	0.79	0.79
3	0.80	0.00	0.00	0.79	0.79
4	0.28	0.00	0.11	0.79	0.90
5	0.28	0.11	0.00	0.90	0.90
6	0.25	0.00	0.00	0.90	0.90
7	0.15	0.00	0.04	0.90	0.94
8	0.15	0.04	0.00	0.94	0.94
9	0.14	0.00	0.00	0.94	0.94

En la tabla 33, se muestra el cálculo del periodo de vibración del edificio de muros estructurales de 12 pisos, obteniendo como resultado un valor de 0.90 seg en ambas direcciones de análisis. Además, se obtuvo un factor de participación de 79.0 % en ambas direcciones de análisis. Esto significa que la deformación más probable se dará en la dirección X e Y debido a que se obtiene en estas direcciones un mayor factor de masa participativa.

En la tabla 34, se muestra el cálculo de los desplazamientos máximos relativos del edificio con muros estructurales de 12 pisos, obteniendo como resultado un valor

de 0.0114 m en ambas direcciones. Además, se obtuvo una deriva máxima de 0.0033 en el cuarto piso. Esto significa que el edificio es estable y que probablemente las cuantías de acero en las secciones de los elementos verticales sean las mínimas por alcanzar una deriva cercana a la mitad del límite 0.007.

Tabla 34. Desplazamientos del edificio de 12 pisos con vigas L y T.

DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS (MÉTODO DINÁMICO)						R=	Muros
Dirección Analizada	Piso	Desplaz. Lateral (m)	Desplaz. Elástico (m)	Desplaz máximos relativos ( $\Delta i \times 0.75 \times R$ ) (m)	Altura de entrepiso (m)	Deriva (rad)	6
							Deriva <=
							0.007
X	12	0.0223	0.0007	0.0034	3.50	0.0010	Ok
	11	0.0215	0.0010	0.0045	3.50	0.0013	Ok
	10	0.0205	0.0013	0.0058	3.50	0.0017	Ok
	9	0.0192	0.0016	0.0071	3.50	0.0020	Ok
	8	0.0176	0.0019	0.0084	3.50	0.0024	Ok
	7	0.0158	0.0021	0.0094	3.50	0.0027	Ok
	6	0.0137	0.0023	0.0103	3.50	0.0030	Ok
	5	0.0114	0.0025	0.0110	3.50	0.0032	Ok
	4	0.0089	0.0025	0.0114	3.50	0.0033	Ok
	3	0.0064	0.0025	0.0113	3.50	0.0032	Ok
	2	0.0039	0.0022	0.0101	3.50	0.0029	Ok
	1	0.0016	0.0016	0.0074	4.50	0.0016	Ok

## Edificio de 20 Pisos

Tabla 35. Modos de vibración del edificio de 20 pisos con vigas L y T.

MODO	PERIODO (seg)	UX	UY	SUMA UX	SUMA UY
1	1.14	0.32	0.37	0.32	0.37
2	1.14	0.37	0.32	0.69	0.69
3	0.72	0.00	0.00	0.69	0.69
4	0.29	0.09	0.09	0.78	0.78
5	0.29	0.09	0.09	0.86	0.86
6	0.24	0.00	0.00	0.86	0.86
7	0.14	0.00	0.00	0.86	0.86
8	0.13	0.03	0.03	0.89	0.89
9	0.13	0.03	0.03	0.92	0.92

En la tabla 35, se muestra el cálculo del periodo de vibración del edificio de muros estructurales de 20 pisos, obteniendo como resultado un valor de 1.14 seg en

ambas direcciones de análisis. Además, se obtuvo un factor de participación de 69 % en ambas direcciones de análisis. Esto significa que la deformación traslación debido a que se obtiene en esta dirección un mayor factor de masa participativa.

Tabla 36. Desplazamientos y derivas del edificio de 20 pisos con vigas T.

DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS (MÉTODO DINÁMICO)						R=	Muros
Dirección Analizada	Piso	Desplaz. Lateral (m)	Desplaz. Elástico (m)	Desplaz Inelástico ( $\Delta \times 0.75 \times R$ ) (m)	Altura de entrepiso (m)	Deriva (rad)	6
							Deriva <= 0.007
X	20	0.0245	0.0012	0.0055	3.50	0.0016	Ok
	19	0.0233	0.0013	0.0057	3.50	0.0016	Ok
	18	0.0220	0.0013	0.0059	3.50	0.0017	Ok
	17	0.0207	0.0013	0.0061	3.50	0.0017	Ok
	16	0.0194	0.0014	0.0062	3.50	0.0018	Ok
	15	0.0180	0.0014	0.0063	3.50	0.0018	Ok
	14	0.0166	0.0014	0.0065	3.50	0.0018	Ok
	13	0.0152	0.0015	0.0065	3.50	0.0019	Ok
	12	0.0137	0.0015	0.0066	3.50	0.0019	Ok
	11	0.0123	0.0015	0.0065	3.50	0.0019	Ok
	10	0.0108	0.0014	0.0065	3.50	0.0019	Ok
	9	0.0094	0.0014	0.0063	3.50	0.0018	Ok
	8	0.0080	0.0014	0.0061	3.50	0.0018	Ok
	7	0.0066	0.0013	0.0059	3.50	0.0017	Ok
	6	0.0053	0.0012	0.0055	3.50	0.0016	Ok
	5	0.0041	0.0011	0.0050	3.50	0.0014	Ok
	4	0.0029	0.0010	0.0045	3.50	0.0013	Ok
	3	0.0020	0.0008	0.0038	3.50	0.0011	Ok
	2	0.0011	0.0007	0.0029	3.50	0.0008	Ok
	1	0.0005	0.0005	0.0021	4.50	0.0005	Ok

En la tabla 36, se muestra el cálculo de los desplazamientos máximos relativos del edificio con muros estructurales de 20 pisos, obteniendo como resultado un valor de 0.0066 m en ambas direcciones. Además, se obtuvo una deriva máxima de 0.0019 en el piso 12. Esto significa que el edificio es demasiado rígido por deformarse por debajo de la mitad del límite 0.007.

#### 4.2.2. Cálculo de la rigidez agrietada de las vigas en los edificios con muros estructurales

Para obtener la rigidez a flexión agrietada se automatizó la construcción de diagramas momento curvatura, desarrollando el sistema de computación MoCurva1 en base al flujograma de la figura 16 y utilizando el lenguaje de programación Python en el entorno de Jupyter Notebook. Los algoritmos desarrollados se muestran en el anexo 5.

##### a) Vigas de sección rectangular

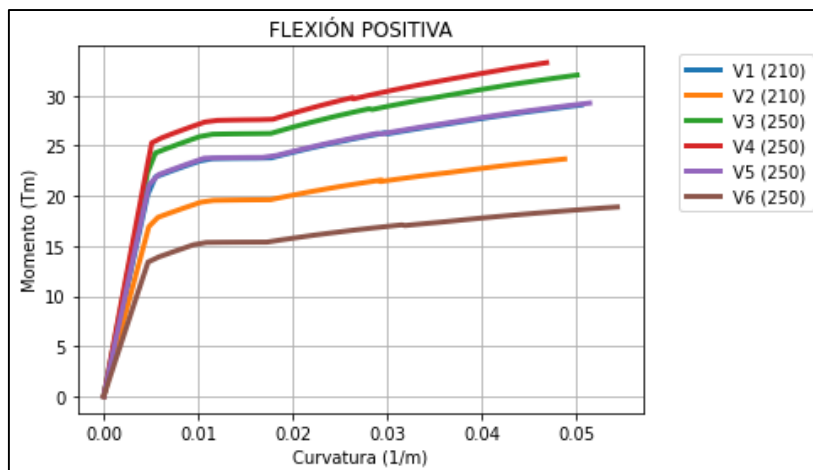


Figura 42. Flexión positiva de las secciones rectangulares.

En la figura 42, se muestra la comparación de la rama positiva de los diagramas momento curvatura de las secciones rectangulares de concreto armado descritos en las tablas 21. La sección V6 (250) es la sección que desarrolla mayor deformación (curvatura) pero a la vez una menor resistencia (momento). Por otro lado, la sección V4 (250) es la sección de mayor resistencia, pero con una menor deformación.

En la figura 43, se muestra la comparación de la flexión negativa de los diagramas momento curvatura de las secciones rectangulares de concreto armado descritos en las tablas 21. Esta vez la sección V4 (250) es la sección que desarrolla mayor deformación (curvatura) pero es superada en resistencia (momento) por la sección V3 (250). Mientras que la sección V6 (250) sigue siendo la de menor resistencia, pero esta vez junto a la sección V2 (210).

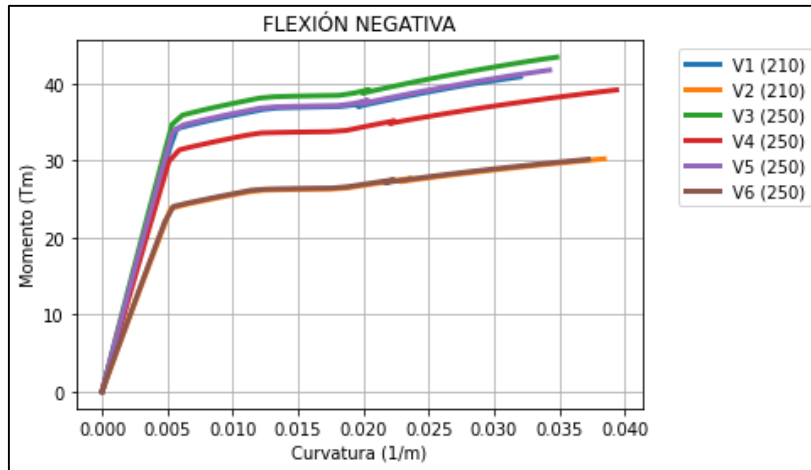


Figura 43. Flexión negativa de las secciones rectangulares.

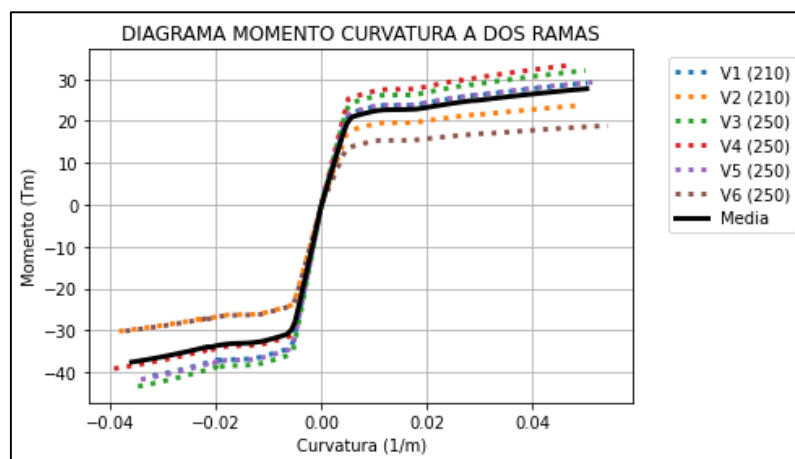


Figura 44. Media de las relaciones momento curvatura de las vigas de sección rectangular.

En la figura 44, se acopla la flexión positiva y negativa en un solo diagrama momento curvatura de cada una de las secciones rectangulares de concreto armado y se calcula el diagrama promedio para su comparación con los resultados de las secciones L y T.

Para encontrar las propiedades a flexión de las secciones rectangulares de concreto armado se realizó la bilinealización de los diagramas momento curvatura como se muestra en la figura 45 para la flexión positiva de la sección V1 (210). De esta manera se obtuvo el punto de fluencia cuando falla el acero de refuerzo y el punto de rotura cuando falla el concreto simple. En esta sección, el punto de fluencia ocurre cuando el momento alcanza un valor de 15.00 Tm con una curvatura

de 0.005 1/m y el punto de rotura ocurre cuando el momento alcanza los 17.7 Tm con una curvatura de 0.053 1/m.

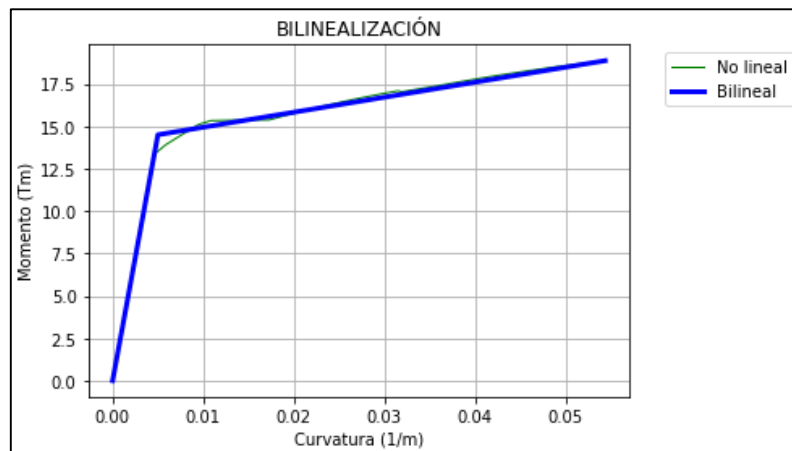


Figura 45. Representación bilineal de la flexión negativa, sección V1 (210).

Tabla 37. Puntos notables de la flexión positiva, vigas de sección rectangular.

SECCIÓN	Flexión	DIAGRAMA ORIGINAL				DIAGRAMA UNITARIOS			
		Punto de fluencia		Punto de rotura		Punto de fluencia		Punto de rotura	
		$\sigma_y$	$M_y$	$\sigma_u$	$M_u$	$\sigma_y$	$M_y$	$\sigma_u$	$M_u$
V1 (210)	+	0.0050	22.00	0.0505	29.05	0	1	0.0455	1.32
V2 (210)	+	0.0050	18.50	0.0488	23.66	0	1	0.0438	1.28
V3 (250)	+	0.0050	24.50	0.0501	32.03	0	1	0.0451	1.31
V4 (250)	+	0.0050	26.00	0.0469	33.27	0	1	0.0419	1.28
V5 (250)	+	0.0050	22.50	0.0514	29.24	0	1	0.0464	1.30
V6 (250)	+	0.0050	14.50	0.0544	18.87	0	1	0.0494	1.30
Media		0.0050	21.33	0.0504	27.69				

En la tabla 37, se muestra los puntos de fluencia y rotura encontrados en la etapa de bilinealización de los diagramas momento curvatura de flexión positiva. Estos servirán para trazar los diagramas unitarios que serán ingresados al programa Etabs V19. Se observa que, las vigas de sección rectangular tienen en promedio una resistencia elástica de 21.33 Tm y una resistencia última de 27.69 Tm.

En la tabla 38, se muestra los puntos de fluencia y rotura para la flexión negativa de las vigas de sección rectangular y se observa que tienen en promedio una resistencia elástica de 30.83 Tm y una resistencia última de 37.57 Tm.



Tabla 38. Puntos notables de la flexión negativa, vigas de sección rectangular.

SECCIÓN	Flexión	DIAGRAMA ORIGINAL				DIAGRAMA REDUCIDO			
		Punto de fluencia		Punto de rotura		Punto de fluencia		Punto de rotura	
		$\sigma_y$	$M_y$	$\sigma_u$	$M_u$	$\sigma_y$	$M_y$	$\sigma_u$	$M_u$
V1 (210)	-	0.0055	34.00	0.0320	40.85	0	1	0.0265	1.20
V2 (210)	-	0.0055	24.50	0.0384	30.20	0	1	0.0329	1.23
V3 (250)	-	0.0055	35.50	0.0348	43.39	0	1	0.0293	1.22
V4 (250)	-	0.0055	32.00	0.0394	39.15	0	1	0.0339	1.22
V5 (250)	-	0.0055	34.50	0.0343	41.71	0	1	0.0288	1.21
V6 (250)	-	0.0055	24.50	0.0372	30.14	0	1	0.0317	1.23
Media		0.0055	30.8333	0.0360	37.5733				

Tabla 39. Propiedades a flexión positiva de las vigas de sección rectangular.

SECCIÓN	Flexión	c (cm)	Elagr	Elp	Índice	$\mu$
V1 (210)	+	0.08	4400	155	0.37	10
V2 (210)	+	0.08	3700	118	0.32	10
V3 (250)	+	0.08	4900	167	0.38	10
V4 (250)	+	0.08	5200	174	0.41	9
V5 (250)	+	0.08	4500	145	0.35	10
V6 (250)	+	0.07	2900	88	0.23	11
Media	+	0.08	4267	141	0.34	10

En la tabla 39, se muestra las propiedades a flexión positiva de las vigas de sección rectangular obtenidos con los puntos de fluencia y rotura del diagrama momento curvatura bilineal. Se observa que la rigidez agrietada tiene un valor promedio de 4267 Tm<sup>2</sup>, de igual manera, la rigidez de post fluencia es de 141 Tm<sup>2</sup>, el índice de agrietamiento es de 34% y la ductilidad por curvatura es de 10 unidades. También se muestra la profundidad de la fibra neutra con un valor 0.08 m.

Tabla 40. Propiedades a flexión negativa de las vigas de sección rectangular.

SECCIÓN	Flexión	c (cm)	Elagr	Elp	Índice	$\mu$
V1 (210)	-	0.12	6182	258	0.53	6
V2 (210)	-	0.10	4455	173	0.38	7
V3 (250)	-	0.11	6455	269	0.50	6
V4 (250)	-	0.10	5818	211	0.45	7
V5 (250)	-	0.11	6273	250	0.49	6
V6 (250)	-	0.10	4455	178	0.35	7
Media	-	0.11	5606	223	0.45	6.5

De igual manera se obtuvo las propiedades a flexión negativa de las vigas de sección rectangular como se observa en la tabla 40. Se obtuvo como resultado para la rigidez agrietada un valor promedio de 5606 Tm<sup>2</sup>, de igual manera, la rigidez de post fluencia es de 223 Tm<sup>2</sup>, el índice de agrietamiento es de 45 % y la ductilidad por curvatura es de 6.5. También se muestra la profundidad de la fibra neutra con un valor 0.11 m.

### b) Vigas de sección T

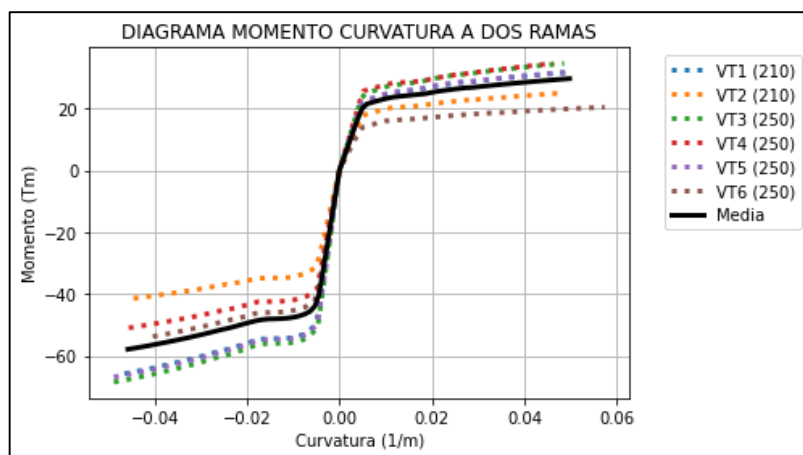


Figura 46. Diagramas momento curvatura de las vigas de sección rectangular.

En la figura 46, se acopla la flexión positiva y negativa en un solo diagrama momento curvatura de cada una de las secciones L y T de la tabla anterior y se calcula el diagrama promedio para su comparación con los resultados de las secciones rectangulares.

Tabla 41. Puntos notables de la flexión positiva, vigas de sección L y T.

SECCIÓN	Flexión	DIAGRAMA ORIGINAL				DIAGRAMA UNITARIO			
		Punto de fluencia		Punto de rotura		Punto de fluencia		Punto de rotura	
		$\phi_y$	$M_y$	$\phi_u$	$M_u$	$\phi_y$	$M_y$	$\phi_u$	$M_u$
VT1 (210)	+	0.0055	24.00	0.0488	31.56	0	1	0.0433	1.32
VL2 (210)	+	0.0055	19.50	0.0479	24.93	0	1	0.0424	1.28
VT3 (250)	+	0.0055	26.50	0.0486	34.55	0	1	0.0431	1.30
VL4 (250)	+	0.0055	26.50	0.0463	34.54	0	1	0.0408	1.30
VT5 (250)	+	0.0055	24.50	0.0497	31.76	0	1	0.0442	1.30
VL6 (250)	+	0.0055	15.50	0.0574	20.36	0	1	0.0519	1.31
Media		0.0055	22.75	0.0498	29.62				

En la tabla 41, se muestra los puntos de fluencia y rotura encontrados en la etapa de bilinealización de los diagramas momento curvatura de flexión positiva. Estos servirán para trazar los diagramas unitarios que serán ingresados al programa Etabs V19. Se observa que, las vigas de sección L y T tienen en promedio una resistencia elástica de 22.75 Tm y una resistencia ultima de 29.62 Tm.

Tabla 42. Puntos notables de la flexión positiva, vigas de sección L y T.

SECCIÓN	Flexión	DIAGRAMA ORIGINAL				DIAGRAMA UNITARIO			
		Punto de fluencia		Punto de rotura		Punto de fluencia		Punto de rotura	
		$\phi_y$	My	$\phi_u$	Mu	$\phi_y$	My	$\phi_u$	Mu
VT1 (210)	-	0.0050	52.00	0.0465	65.79	0	1	0.0415	1.27
VL2 (210)	-	0.0050	33.00	0.0445	41.47	0	1	0.0395	1.26
VT3 (250)	-	0.0050	53.00	0.0488	68.48	0	1	0.0438	1.29
VL4 (250)	-	0.0050	40.50	0.0456	50.95	0	1	0.0406	1.26
VT5 (250)	-	0.0050	52.50	0.0488	66.84	0	1	0.0438	1.27
VL6 (250)	-	0.0050	43.00	0.0404	53.75	0	1	0.0354	1.25
Media		0.0050	45.6667	0.0458	57.8800				

De igual manera, en la tabla 42, se muestra los puntos de fluencia y rotura para la flexión negativa de las vigas de sección L y T y se observa que tienen en promedio una resistencia elástica de 45.67 Tm y una resistencia ultima de 57.88 Tm.

Tabla 43. Propiedades de las vigas de sección L y T, flexión negativa.

SECCIÓN	Flexión	c (cm)	Elagr	Elp	Índice	$\mu$	
VT1 (210)	+	0.08	4364	175	0.37	9	
VL2 (210)	+	0.08	3545	128	0.3	9	
VT3 (250)	+	0.08	4818	187	0.38	9	
VL4 (250)	+	0.08	4818	197	0.38	8	
VT5 (250)	+	0.08	4455	164	0.35	9	
VL6 (250)	+	0.07	2818	94	0.22	10	
Media		+	0.08	4136	158	0.33	9

En la tabla 43, se muestra las propiedades a flexión positiva de las vigas de sección L y T obtenidos con los puntos de fluencia y rotura del diagrama momento curvatura bilineal. Se observa que la rigidez agrietada tiene un valor promedio de 4136 Tm<sup>2</sup>, de igual manera, la rigidez de post fluencia es de 158 Tm<sup>2</sup>, el índice de agrietamiento es de 33 % y la ductilidad por curvatura es de 9 unidades. También se muestra la profundidad de la fibra neutra con un valor 0.08 m.

Tabla 44. Propiedades de las vigas de sección L y T, flexión positiva.

SECCIÓN	Flexión	c (cm)	Elagr	Elp	Índice	$\mu$
VT1 (210)	-	0.08	10400	332	0.16	9
VL2 (210)	-	0.09	6600	214	0.20	9
VT3 (250)	-	0.08	10600	353	0.15	10
VL4 (250)	-	0.09	8100	257	0.22	9
VT5 (250)	-	0.08	10500	327	0.15	10
VL6 (250)	-	0.10	8600	304	0.24	8
Media	-	0.09	9133	298	0.19	9.2

De igual manera se obtuvo las propiedades a flexión negativa de las vigas de sección L y T como se observa en la tabla 44. Se obtuvo como resultado para la rigidez agrietada un valor promedio de 9133 Tm<sup>2</sup>, de igual manera, la rigidez de post fluencia es de 298 Tm<sup>2</sup>, el índice de agrietamiento es de 19 % y la ductilidad por curvatura es de 9.2. También se muestra la profundidad de la fibra neutra con un valor 0.09 m.

#### 4.2.3. Cálculo de los desplazamientos relativos en el punto de desempeño de los edificios con muros estructurales.

##### a) Vigas de sección rectangular

##### Edificio de 4 pisos

Tabla 45. Desplazamientos relativos en el punto de desempeño del edificio de 4 pisos con vigas rectangulares.

Dirección Analizada	Piso	Desplazamiento Lateral (m)	Altura de entrepiso (m)	Desplazamientos relativos en el punto de desempeño (m)	Deriva
X	4	0.125	3.50	0.0270	0.0077
	3	0.098	3.50	0.0320	0.0091
	2	0.066	3.50	0.0340	0.0097
	1	0.032	4.50	0.0320	0.0071
Media =				0.0313	0.0084

En la tabla 45, se muestra los desplazamientos relativos en el punto de desempeño del edificio de 4 pisos. Obteniéndose como resultado un valor máximo de 0.034 m con una deriva máxima de 0.0097 en el 2do piso.

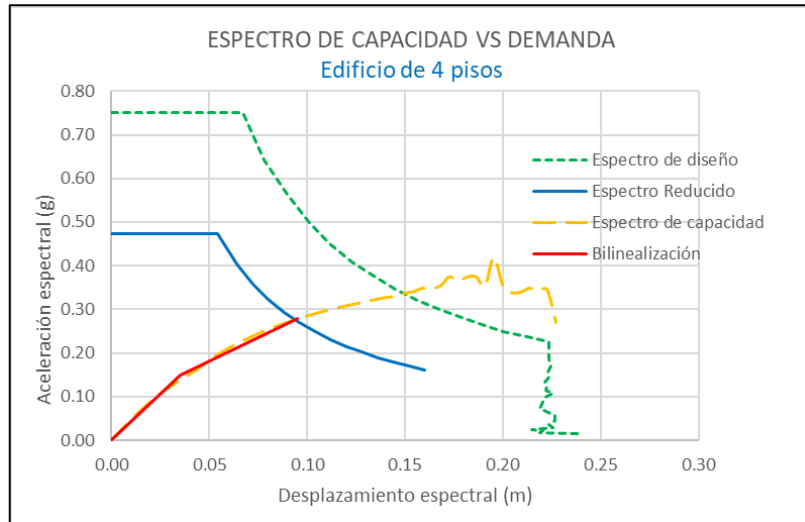


Figura 47. Espectro de capacidad VS Demanda, Edificio de 4 pisos.

En la figura 47, se muestra la intersección espectro de capacidad Vs Demanda del edificio de 4 pisos. El espectro de demanda es un espectro de diseño calculado con los parámetros sísmicos de la zona que es reducido por el amortiguamiento de la estructura. Cuando el espectro reducido intercepta al espectro de capacidad se encuentra el punto de desempeño.

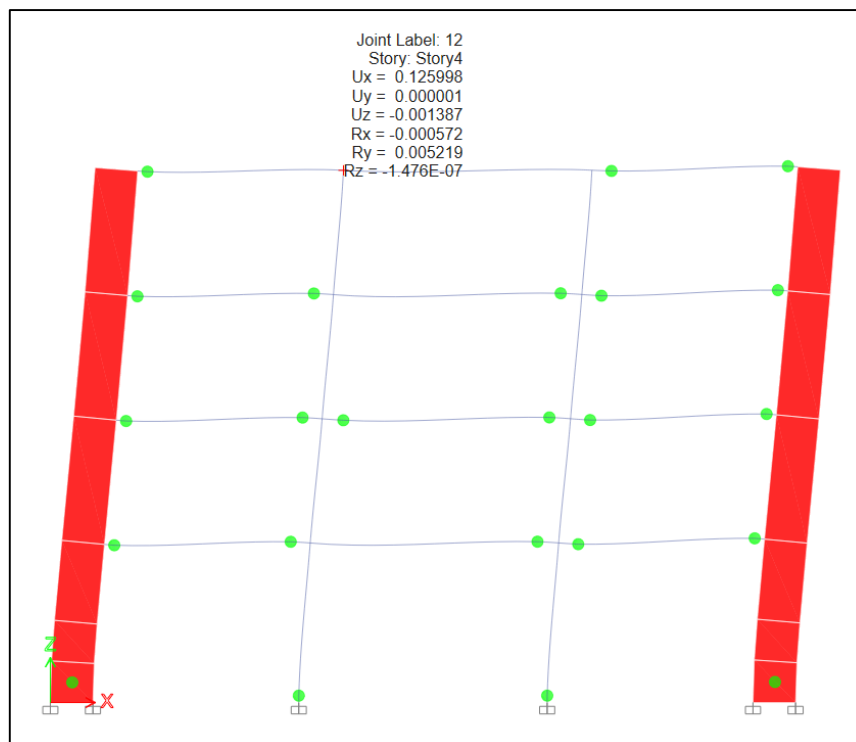


Figura 48. Estado de daño en el punto de desempeño, eje 1 edificio de 4 pisos.

En la figura 48, se muestra el daño provocado por los desplazamientos en el punto de desempeño en el eje 1 del edificio de 4 pisos. Todos los mecanismos de daño son representados con rotulas plásticas que se muestran en color verde e indican que las secciones de los elementos en estos puntos han entrado en un estado de fisuramiento.

## Edificio de 12 pisos

Tabla 46. Desplazamientos relativos en el punto de desempeño del edificio de 12 pisos con vigas rectangulares.

Dirección Analizada	Piso	Desplazamiento Lateral (m)	Altura de entrepiso (m)	Desplazamiento relativo en el punto de desempeño (m)	Deriva
X	12	0.2060	3.50	0.0090	0.0026
	11	0.1970	3.50	0.0104	0.0030
	10	0.1866	3.50	0.0122	0.0035
	9	0.1744	3.50	0.0145	0.0041
	8	0.1599	3.50	0.0170	0.0049
	7	0.1429	3.50	0.0195	0.0056
	6	0.1234	3.50	0.0219	0.0063
	5	0.1015	3.50	0.0233	0.0067
	4	0.0782	3.50	0.0236	0.0067
	3	0.0546	3.50	0.0224	0.0064
	2	0.0322	3.50	0.0189	0.0054
	1	0.0133	4.50	0.0133	0.0030
Media =				0.0172	0.0048

En la tabla 46, se muestra los desplazamientos relativos en el punto de desempeño del edificio de 4 pisos. Obteniéndose como resultado un valor máximo de 0.0336 m con una deriva máxima de 0.0067 en el 4to piso.

En la figura 49, se muestra la intersección espectro de capacidad Vs Demanda del edificio de 4 pisos. El espectro de demanda es un espectro de diseño calculado con los parámetros sísmicos de la zona que es reducido por el amortiguamiento de la estructura. Cuando el espectro reducido intercepta al espectro de capacidad se encuentra el punto de desempeño.

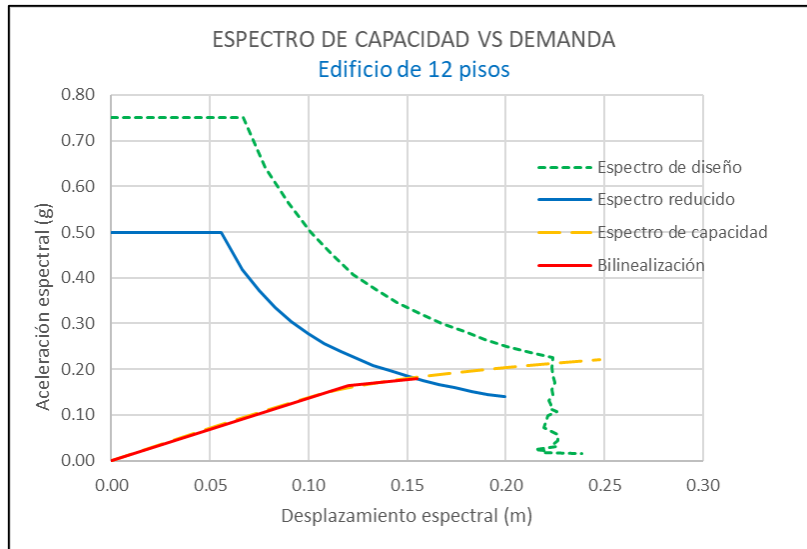


Figura 49. Espectro de capacidad VS Demanda, edificio de 12 pisos.

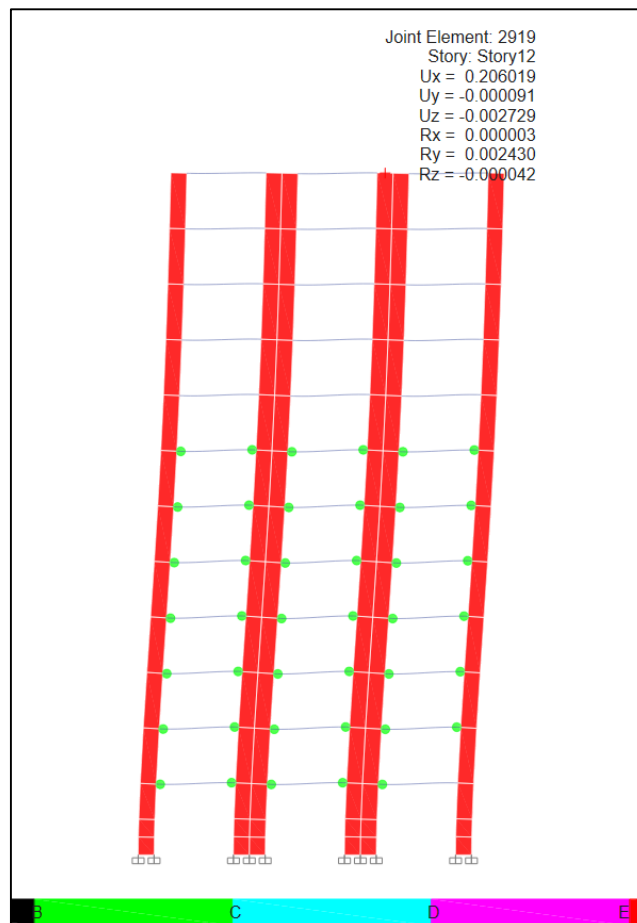


Figura 50. Estado de daño en el punto de desempeño, eje 2 edificio de 12 pisos.

En la figura 50, se muestra el daño provocado por los desplazamientos en el punto de desempeño en el eje 2 del edificio de 12 pisos. Todos los mecanismos de daño son representados con rotulas plásticas que se muestran en color verde e indican

que las secciones de los elementos en esos puntos han entrado en un estado de fisuramiento.

## Edificio de 20 pisos

Tabla 47. Desplazamientos relativos en el punto de desempeño del edificio de 20 pisos con vigas rectangulares.

Dirección Analizada	Piso	Desplaz. Lateral (m)	Altura de entrepiso (m)	Desplaz. Inelástico (m)	Deriva
X	20	0.2059	3.50	0.0107	0.0031
	19	0.1952	3.50	0.0109	0.0031
	18	0.1843	3.50	0.0109	0.0031
	17	0.1734	3.50	0.0112	0.0032
	16	0.1622	3.50	0.0112	0.0032
	15	0.151	3.50	0.0114	0.0033
	14	0.1396	3.50	0.0115	0.0033
	13	0.1281	3.50	0.0115	0.0033
	12	0.1166	3.50	0.0116	0.0033
	11	0.105	3.50	0.0116	0.0033
	10	0.0934	3.50	0.0115	0.0033
	9	0.0819	3.50	0.0113	0.0032
	8	0.0706	3.50	0.0110	0.0031
	7	0.0596	3.50	0.0107	0.0031
	6	0.0489	3.50	0.0103	0.0029
	5	0.0386	3.50	0.0096	0.0027
	4	0.029	3.50	0.0089	0.0025
	3	0.0201	3.50	0.0080	0.0023
	2	0.0121	3.50	0.0069	0.0020
	1	0.0052	4.50	0.0052	0.0012
Media =				0.0103	0.0029

En la tabla 47, se muestra los desplazamientos relativos en el punto de desempeño del edificio de 20 pisos. Obteniéndose como resultado un valor máximo de 0.0116 m con una deriva máxima de 0.0033 en el 13vo piso.

En la figura 51, se muestra la intersección espectro de capacidad Vs Demanda del edificio de 20 pisos. El espectro de demanda es un espectro de diseño calculado



con los parámetros sísmicos de la zona y es reducido por el amortiguamiento de la estructura. Cuando el espectro reducido intercepta al espectro de capacidad se encuentra el punto de desempeño.

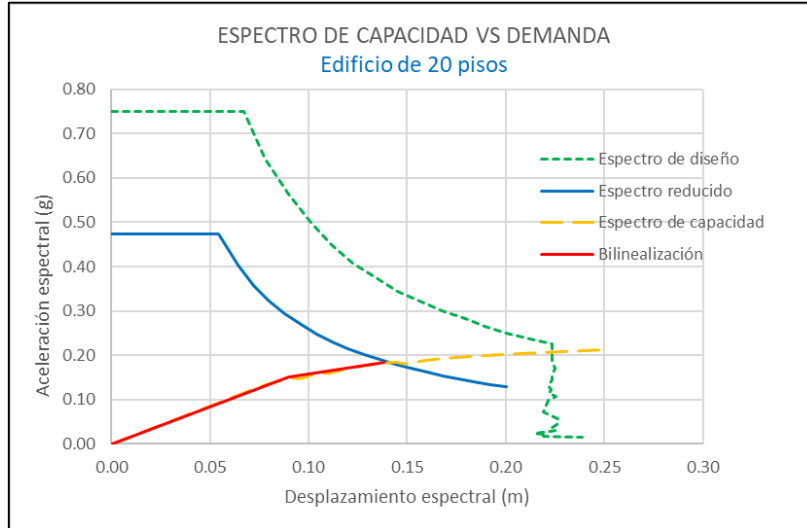


Figura 51. Espectro de capacidad VS Demanda, edificio de 20 pisos con vigas de sección rectangular.

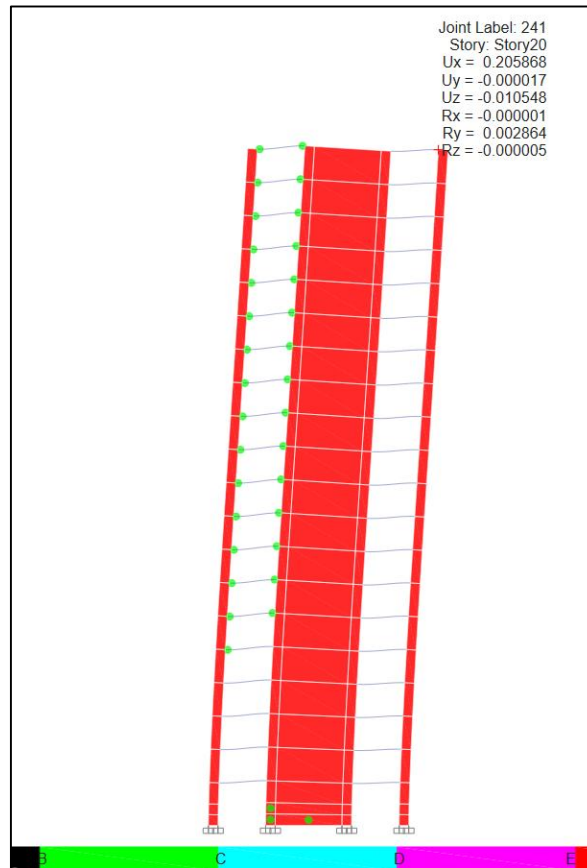


Figura 52. Estado del daño en el punto de desempeño, eje 2 edificio de 20 pisos con vigas de sección rectangular.

En la figura 52, se muestra el daño provocado por los desplazamientos en el punto de desempeño en el eje 2 del edificio de 20 pisos. Todos los mecanismos de daño son representados con rotulas plásticas que se muestran en color verde e indican que las secciones de los elementos en esos puntos han entrado en un estado de fisuramiento.

## b) Vigas de sección L y T

### Edificio de 4 pisos

Tabla 48. Desplazamientos relativos en el punto de desempeño, edificio de 4 pisos con vigas de sección L y T.

Dirección Analizada	Piso	Desplazamiento Lateral (m)	Altura de entrepiso (m)	Desplazamiento Relativo En el punto De desempeño (m)	Deriva
X	4	0.0960	3.50	0.0188	0.0054
	3	0.0772	3.50	0.0232	0.0066
	2	0.0540	3.50	0.0263	0.0075
	1	0.0277	4.50	0.0277	0.0062
Media =				0.0240	0.0064

En la tabla 48, se muestra los desplazamientos relativos en el punto de desempeño del edificio de 4 pisos. Obteniéndose como resultado un valor máximo de 0.0277 m con una deriva máxima de 0.0075 en el 2do piso.

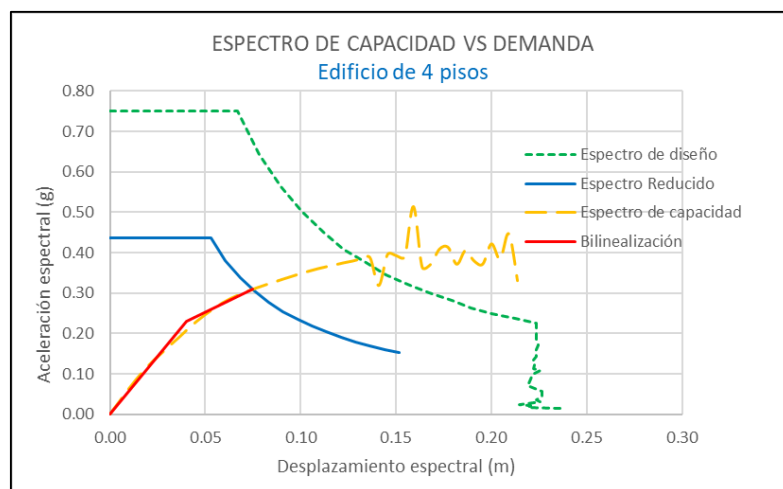


Figura 53. Espectro de capacidad VS Demanda, edificio de 4 pisos con vigas de sección L y T.

En la figura 53, se muestra la intersección espectro de capacidad Vs Demanda del edificio de 4 pisos con vigas de sección L y T. El espectro de demanda es un espectro de diseño calculado con los parámetros sísmicos de la zona que es reducido por el amortiguamiento de la estructura. Cuando el espectro reducido intercepta al espectro de capacidad se encuentra el punto de desempeño.

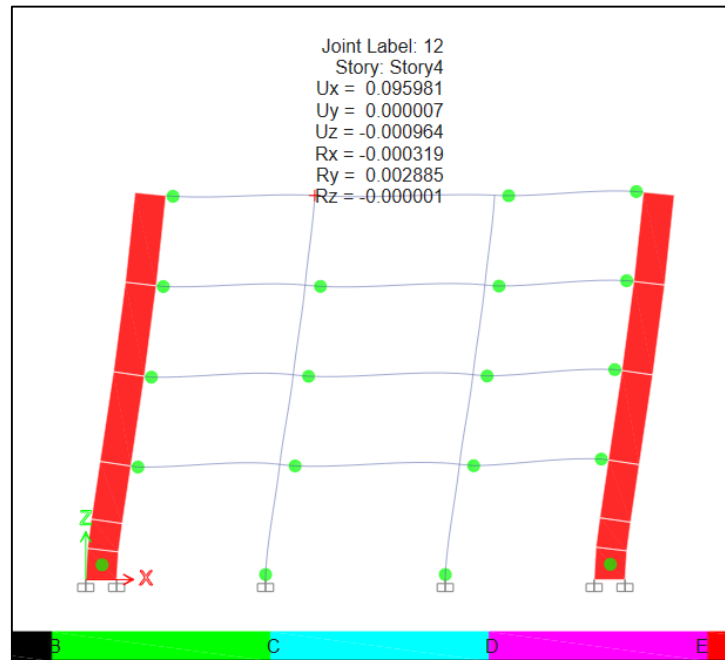


Figura 54. Estado del daño en el punto de desempeño, eje 1 edificio de 4 pisos con vigas de sección L y T.

En la figura 54, se muestra el daño provocado por los desplazamientos en el punto de desempeño en el eje 1 del edificio de 4 pisos con vigas de sección L y T. Todos los mecanismos de daño son representados con rotulas plásticas que se muestran en color verde e indican que las secciones de los elementos en esos puntos han entrado en un estado de fisuramiento.

### Edificio de 12 pisos

En la tabla 49, se muestra los desplazamientos relativos en el punto de desempeño del edificio de 12 pisos con vigas de sección L y T. Obteniéndose como resultado un valor máximo de 0.0202 m con una deriva máxima de 0.0058 en el 4to piso.

Tabla 49. Desplazamientos relativos en el punto de desempeño, edificio de 12 pisos con vigas de sección L y T.

Dirección Analizada	Piso	Desplaz. Lateral (m)	Altura de entrepiso (m)	Desplaz. Inelástico (m)	Deriva
X	12	0.1631	3.50	0.0051	0.0015
	11	0.1580	3.50	0.0062	0.0018
	10	0.1518	3.50	0.0080	0.0023
	9	0.1438	3.50	0.0100	0.0029
	8	0.1338	3.50	0.0124	0.0035
	7	0.1214	3.50	0.0150	0.0043
	6	0.1064	3.50	0.0174	0.0050
	5	0.0890	3.50	0.0192	0.0055
	4	0.0698	3.50	0.0202	0.0058
	3	0.0496	3.50	0.0197	0.0056
	2	0.0299	3.50	0.0170	0.0049
	1	0.0129	4.50	0.0129	0.0029
Media =				0.0136	0.0038

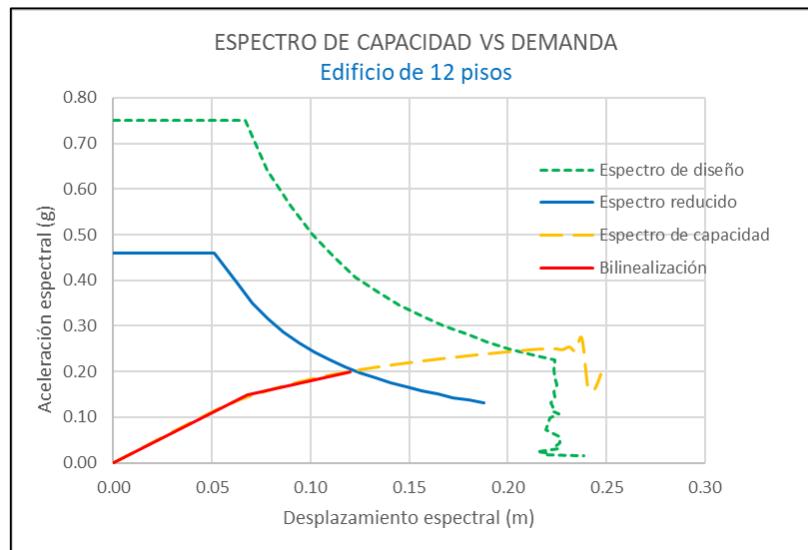


Figura 55. Espectro de capacidad VS Demanda, edificio de 12 pisos con vigas de sección L y T.

En la figura 55, se muestra la intersección espectro de capacidad Vs Demanda del edificio de 12 pisos con vigas de sección L y T. El espectro de demanda es un espectro de diseño calculado con los parámetros sísmicos de la zona que es reducido por el amortiguamiento de la estructura. Cuando el espectro reducido intercepta al espectro de capacidad se encuentra el punto de desempeño.

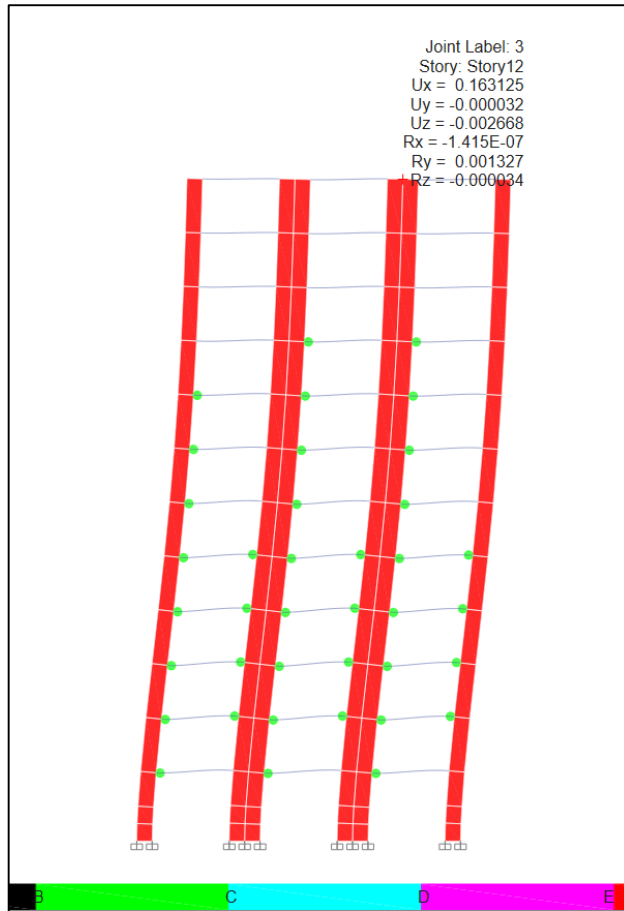


Figura 56. Estado del daño en el punto de desempeño, eje 2 edificio de 12 pisos con vigas de sección L y T.

En la figura 56, se muestra el daño provocado por los desplazamientos en el punto de desempeño en el eje 2 del edificio de 12 pisos. Todos los mecanismos de daño son representados con rotulas plásticas que se muestran en color verde e indican que las secciones de los elementos en esos puntos han entrado en un estado de fisuramiento.

### Edificio de 20 pisos

En la tabla 50, se muestra los desplazamientos relativos en el punto de desempeño del edificio de 20 pisos. Obteniéndose como resultado un valor máximo de 0.0100 m con una deriva máxima de 0.0029 en el 11vo piso.

Tabla 50. Desplazamientos relativos en el punto de desempeño, edificio de 20 pisos con vigas de sección L y T.

Dirección Analizada	Piso	Desplazamiento Lateral (m)	Altura de entrepiso (m)	Desplazamiento Relativo En el punto De desempeño (m)	Deriva
X	20	0.1775	3.50	0.0087	0.0025
	19	0.1688	3.50	0.0088	0.0025
	18	0.16	3.50	0.0089	0.0025
	17	0.1511	3.50	0.0092	0.0026
	16	0.1419	3.50	0.0092	0.0026
	15	0.1327	3.50	0.0095	0.0027
	14	0.1232	3.50	0.0097	0.0028
	13	0.1135	3.50	0.0097	0.0028
	12	0.1038	3.50	0.0099	0.0028
	11	0.0939	3.50	0.0100	0.0029
	10	0.0839	3.50	0.0099	0.0028
	9	0.074	3.50	0.0099	0.0028
	8	0.0641	3.50	0.0097	0.0028
	7	0.0544	3.50	0.0095	0.0027
	6	0.0449	3.50	0.0092	0.0026
	5	0.0357	3.50	0.0086	0.0025
	4	0.0271	3.50	0.0081	0.0023
	3	0.019	3.50	0.0074	0.0021
	2	0.0116	3.50	0.0064	0.0018
	1	0.0052	4.50	0.0052	0.0012
Media =				0.0089	0.0025

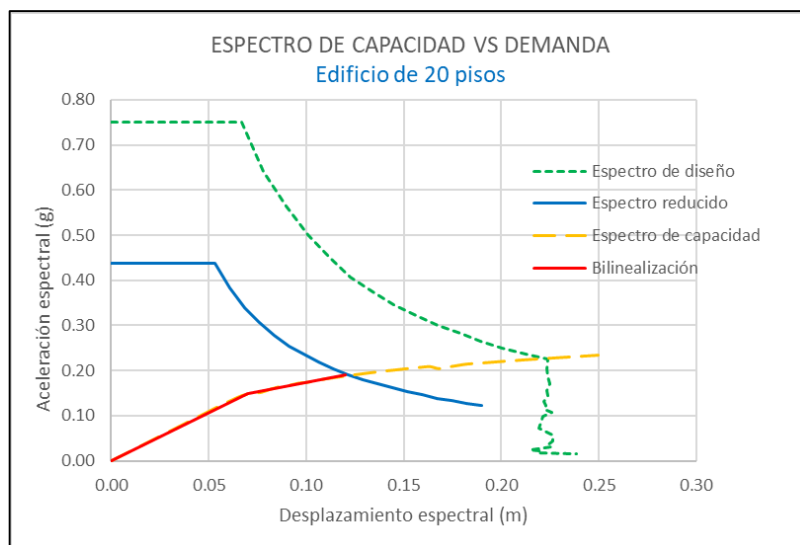


Figura 57. Espectro de capacidad VS Demanda, edificio de 20 pisos con vigas de sección L y T.

En la figura 57, se muestra la intersección espectro de capacidad Vs Demanda del edificio de 20 pisos. El espectro de demanda es un espectro de diseño calculado con los parámetros sísmicos de la zona que es reducido por el amortiguamiento de la estructura. Cuando el espectro reducido intercepta al espectro de capacidad se encuentra el punto de desempeño.

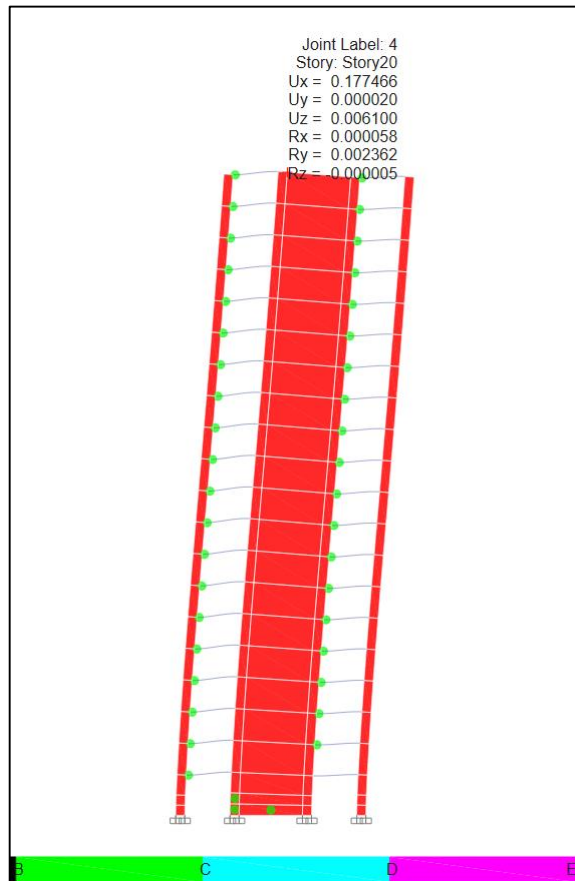


Figura 58. Estado del daño en el punto de desempeño, eje 2 edificio de 20 pisos con vigas de sección L y T.

En la figura 58, se muestra el daño provocado por los desplazamientos en el punto de desempeño en el eje 2 del edificio de 20 pisos. Todos los mecanismos de daño son representados con rotulas plásticas que se muestran en color verde e indican que las secciones de los elementos en esos puntos han entrado en un estado de fisuramiento.

#### 4.2.4. Cálculo del desempeño sísmico de edificios con muros estructurales.

##### a) Vigas de sección rectangular

##### Edificio de 4 pisos

Tabla 51. Desempeño sísmico, edificio de 4 pisos con vigas rectangulares.

Grado de desempeño sísmico	Límite de distorsión (%)	Límites de desplazamiento (m) Altura Edif. = 15 m	Desplazamiento en el punto de desempeño (m)	Secuencia de daño
Operacional	< 0.2	0.03	-	Despreciable
Control de daños	< 0.5	0.08	-	Leve
Seguridad estructural	< 1.5	0.25	0.125	Moderado
Prevención de colapso	< 2.5	0.42	-	Severo
Colapso	> 2.5	-	-	Completo

En la tabla 51, se muestra el cálculo del desempeño sísmico del edificio de 4 pisos con vigas rectangulares. Para un desplazamiento en el tope en el punto de desempeño de 0.125 m se obtuvo como resultado un desempeño de Seguridad estructural y el daño es de nivel Moderado.

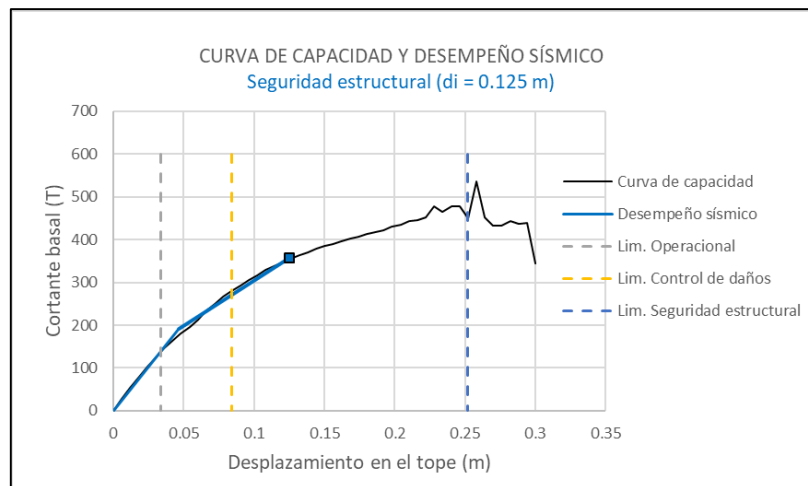


Figura 59. Curva de capacidad y desempeño sísmico, edificio de 4 pisos con vigas rectangulares.

En la figura 59, se muestra la curva de capacidad, el punto de desempeño y el nivel de desempeño alcanzado por el edificio de 4 pisos. El punto de desempeño obtenido en el espectro de capacidad es trasladado a la curva de capacidad para



conocer el desplazamiento total y la cortante basal del edificio. El punto de desempeño cruza el límite de control de daños y se encuentra dentro del nivel Seguridad estructural.

## Edificio de 12 pisos

Tabla 52. Desempeño sísmico, edificio de 12 pisos con vigas rectangulares.

Grado de desempeño sísmico	Límite de distorsión (%)	Límites en desplazamiento (m) Altura Edif. = 43 m	Desplazamiento en el punto de desempeño (m)	Secuencia de daño
Operacional	< 0.2	0.09	-	Despreciable
Control de daños	< 0.5	0.22	0.208	Leve
Seguridad estructural	< 1.5	0.65	-	Moderado
Prevención de colapso	< 2.5	1.08	-	Severo
Colapso	> 2.5	-	-	Completo

En la tabla 52, se muestra el cálculo del desempeño sísmico del edificio de 12 pisos con vigas rectangulares. Para un desplazamiento en el tope en el punto de desempeño de 0.208 m se obtuvo como resultado un desempeño de Control de daños y el daño es de nivel Leve.

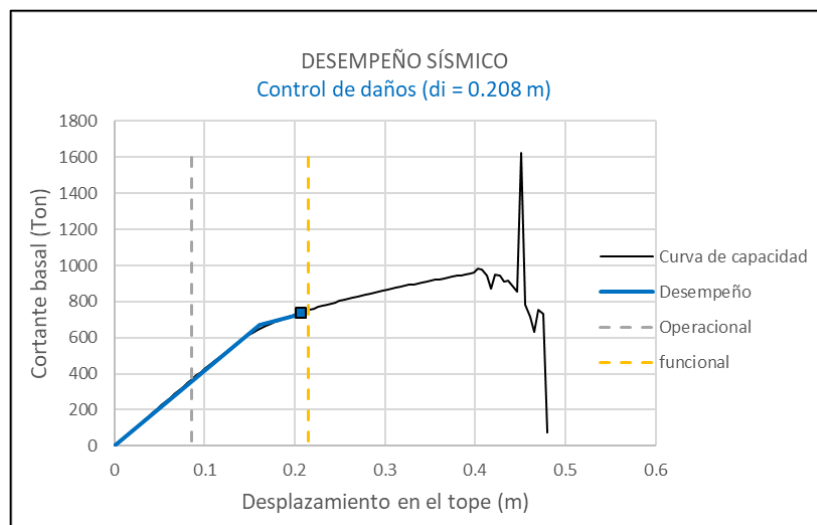


Figura 60. Curva de capacidad y desempeño sísmico, edificio de 12 pisos con vigas rectangulares.

En la figura 60, se muestra la curva de capacidad, el punto de desempeño y el nivel de desempeño alcanzado por el edificio de 12 pisos. El punto de desempeño cruza el límite Operacional y se encuentra dentro del nivel Control de daños.

## Edificio de 20 pisos

Tabla 53. Desempeño sísmico, edificio de 20 pisos con vigas rectangulares.

Grado de desempeño sísmico	Límite de distorsión (%)	Límites de desplazamiento (m) Altura Edif. = 71 m	Desplazamiento en el punto de desempeño (m)	Secuencia de daño
Operacional	< 0.2	0.14	-	Despreciable
Control de daños	< 0.5	0.36	0.204	Leve
Seguridad estructural	< 1.5	1.07	-	Moderado
Prevención de colapso	< 2.5	1.78	-	Severo
Colapso	> 2.5	-	-	Completo

En la tabla 53, se muestra el desempeño sísmico del edificio de 20 pisos con vigas rectangulares. Para un desplazamiento en el tope en el punto de desempeño de 0.204 m se obtuvo como resultado un desempeño de Control de daños y un daño de nivel Leve.

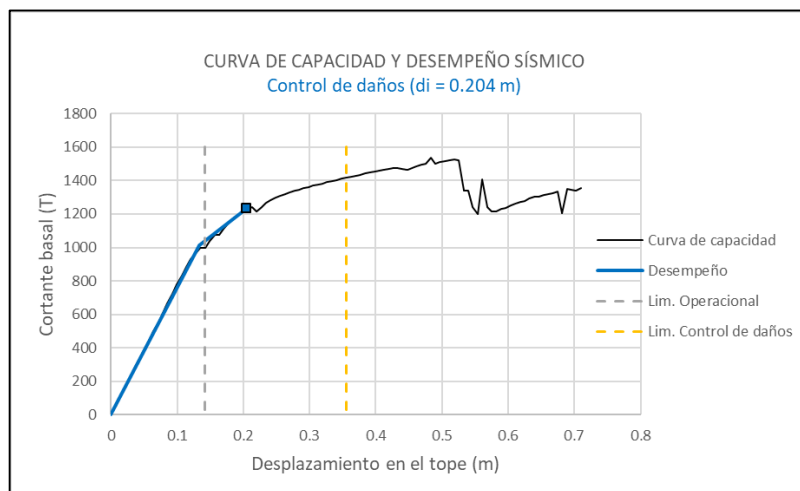


Figura 61. Curva de capacidad y desempeño sísmico, edificio de 4 pisos con vigas rectangulares.

En la figura 61, se muestra la curva de capacidad, el punto de desempeño y el nivel de desempeño alcanzado por el edificio de 20 pisos con vigas rectangulares. El punto de desempeño cruza el límite de Operacional y se encuentra dentro del nivel Control de Daños.

## b) Vigas de sección L y T

### Edificio de 4 pisos

Tabla 54. Desempeño sísmico, edificio de 4 pisos con vigas de sección L y T.

Grado de desempeño sísmico	Límite de distorsión (%)	Límites de desplazamiento (m) Altura Edif. = 15 m	Desplazamiento en el punto de desempeño (m)	Secuencia de daño
Operacional	< 0.2	0.03	-	Despreciable
Control de daños	< 0.5	0.08	-	Leve
Seguridad estructural	< 1.5	0.25	0.099	Moderado
Prevención de colapso	< 2.5	0.42	-	Severo
Colapso	> 2.5	-	-	Completo

En la tabla 54, se muestra el cálculo del desempeño sísmico del edificio de 4 pisos con vigas de sección L y T. Para un desplazamiento en el tope en el punto de desempeño de 0.099 m se obtuvo como resultado un desempeño de Seguridad estructural y un daño de nivel Moderado.

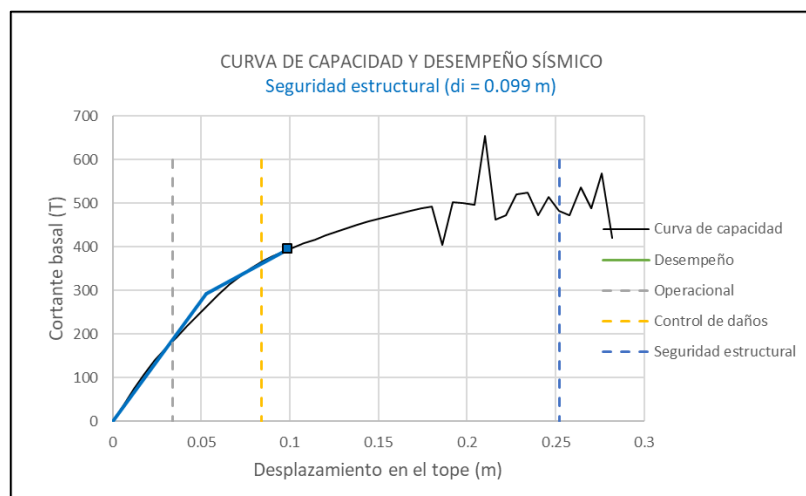


Figura 62. Curva de capacidad y desempeño sísmico, edificio de 4 pisos con vigas de sección L y T.

En la figura 62, se muestra la curva de capacidad, el punto de desempeño y el nivel de desempeño alcanzado por el edificio de 4 pisos con vigas de sección L y T. El punto de desempeño cruza el límite de Control de Daños y se encuentra dentro del nivel Seguridad estructural.

## Edificio de 12 pisos

Tabla 55. Desempeño sísmico, edificio de 12 pisos con vigas de sección L y T.

Grado de desempeño sísmico	Límite de distorsión (%)	Límites en desplazamiento (m) Altura Edif. = 16.8 m	Desempeño medido en desplazamiento (m)	Secuencia de daño
Operacional	< 0.2	0.09	-	Despreciable
Control de daños	< 0.5	0.22	0.161	Leve
Seguridad estructural	< 1.5	0.65	-	Moderado
Prevención de colapso	< 2.5	1.08	-	Severo
Colapso	> 2.5	-	-	Completo

En la tabla 55, se muestra el desempeño sísmico del edificio de 12 pisos con vigas de sección L y T. Para un desplazamiento en el tope en el punto de desempeño de 0.161 m se obtuvo como resultado un desempeño de Control de Daños y un daño de nivel Leve.

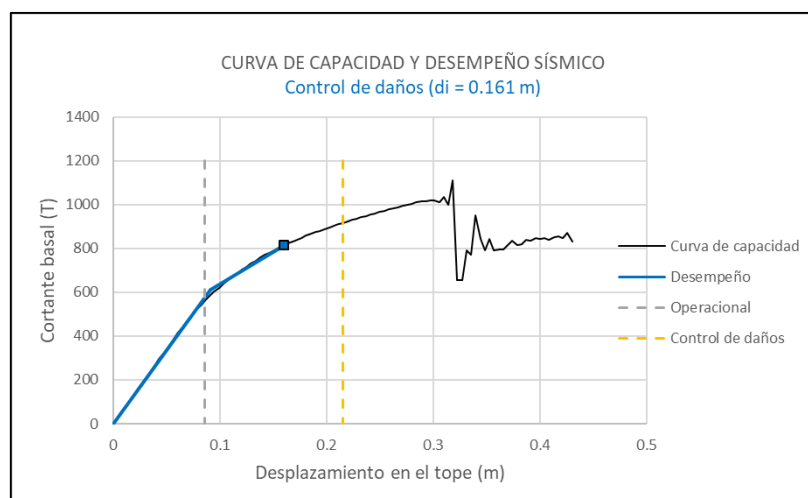


Figura 63. Curva de capacidad y desempeño sísmico, edificio de 12 pisos con vigas de sección L y T.

En la figura 63, se muestra la curva de capacidad, el punto de desempeño y el nivel de desempeño alcanzado por el edificio de 12 pisos. El punto de desempeño cruza el límite de Operacional y se encuentra dentro del nivel Control de Daños.

## Edificio de 20 pisos

Tabla 56. Desempeño sísmico, edificio de 20 pisos con vigas de sección L y T.

Grado de desempeño sísmico	Límite de distorsión (%)	Límites en desplazamiento (m) Altura Edif. = 71 m	Desplazamiento en el punto de desempeño (m)	Secuencia de daño
Operacional	< 0.2	0.14	-	Despreciable
Control de daños	< 0.5	0.36	0.178	Leve
Seguridad estructural	< 1.5	1.07	-	Moderado
Prevención de colapso	< 2.5	1.78	-	Severo
Colapso	> 2.5	-	-	Completo

En la tabla 56, se muestra el desempeño sísmico del edificio de 20 pisos con vigas de sección L y T. Para un desplazamiento en el tope en el punto de desempeño de 0.178 m se obtuvo como resultado un desempeño de Control de Daños y el daño es de nivel Leve.

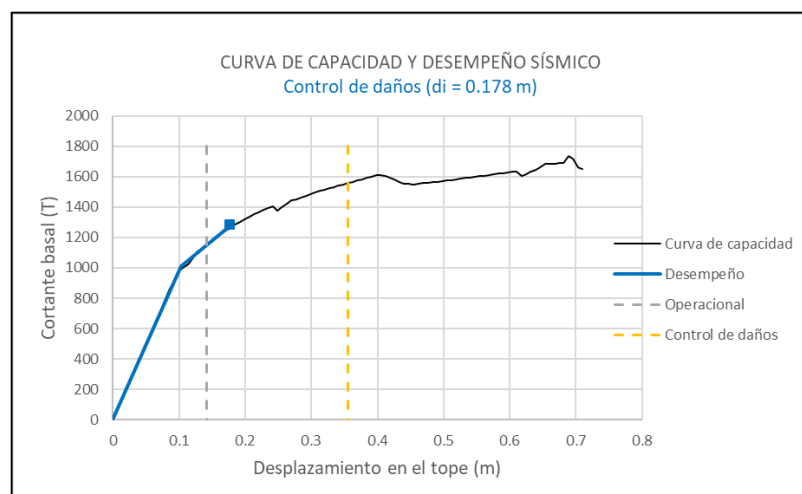


Figura 64. Curva de capacidad y desempeño sísmico, edificio de 20 pisos con vigas de sección L y T.

En la figura 64, se muestra la curva de capacidad, el punto de desempeño y el nivel de desempeño alcanzado por el edificio de 20 pisos. El punto de desempeño cruza el límite de Operacional y se encuentra dentro del nivel de Control de daños.

### 4.3. Resultados del estudio

#### 4.3.1. Determinación de los efectos del uso de las secciones de viga en los desplazamientos máximos relativo de los edificios de muros estructurales.

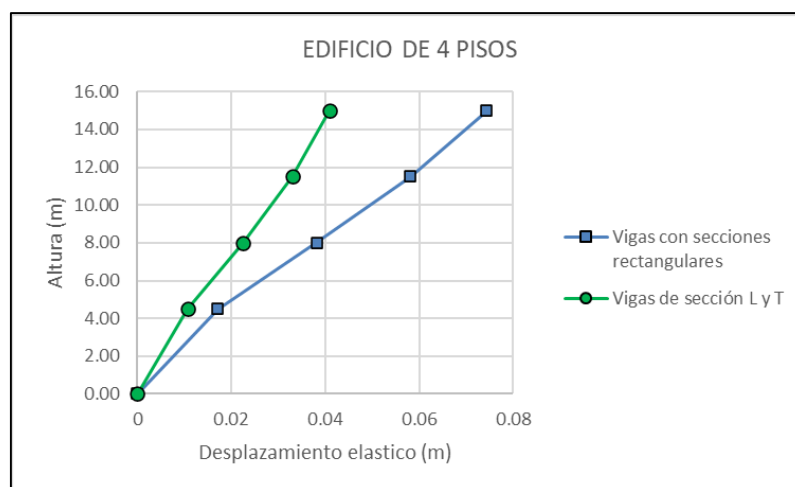


Figura 65. Efecto de las secciones de viga en la deformación máxima del edificio de 4 pisos.

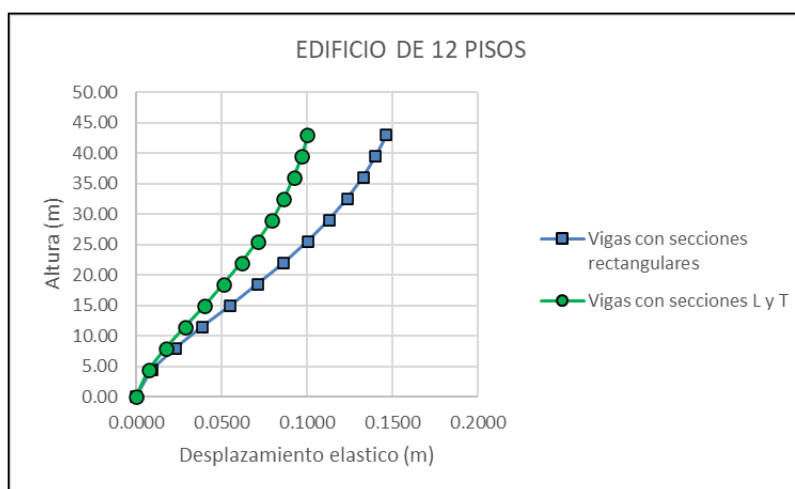


Figura 66. Efecto de las secciones de viga en la deformación máxima del edificio de 12 pisos.

Tabla 57. Efectos en los desplazamientos máximos relativo de los edificios muros estructurales.

EDIFICIO	PISO	DATO	REC (m)	LYT (m)	DIF	%
4 PISOS	4	1	0.0163	0.0079	-0.0084	-51.4
	3	2	0.0199	0.0105	-0.0095	-47.5
	2	3	0.0210	0.0118	-0.0092	-43.7
	1	4	0.0171	0.0106	-0.0065	-37.9
12 PISOS	12	5	0.0061	0.0034	-0.0027	-44.4
	11	6	0.0074	0.0045	-0.0029	-39.0
	10	7	0.0091	0.0058	-0.0033	-35.9
	9	8	0.0108	0.0071	-0.0037	-34.1
	8	9	0.0125	0.0084	-0.0041	-33.2
	7	10	0.0140	0.0094	-0.0045	-32.5
	6	11	0.0152	0.0103	-0.0049	-32.0
	5	12	0.0161	0.0110	-0.0050	-31.3
	4	13	0.0164	0.0114	-0.0049	-30.2
	3	14	0.0157	0.0113	-0.0045	-28.3
	2	15	0.0135	0.0101	-0.0034	-25.3
	1	16	0.0094	0.0074	-0.0020	-21.4
20 PISOS	20	17	0.0099	0.0055	-0.0043	-44.0
	19	18	0.0102	0.0057	-0.0044	-43.6
	18	19	0.0104	0.0059	-0.0045	-43.2
	17	20	0.0106	0.0061	-0.0045	-42.7
	16	21	0.0108	0.0062	-0.0045	-42.2
	15	22	0.0109	0.0063	-0.0046	-41.8
	14	23	0.0110	0.0065	-0.0045	-41.3
	13	24	0.0110	0.0065	-0.0045	-40.8
	12	25	0.0110	0.0066	-0.0045	-40.4
	11	26	0.0109	0.0065	-0.0044	-40.0
	10	27	0.0107	0.0065	-0.0042	-39.6
	9	28	0.0104	0.0063	-0.0041	-39.2
	8	29	0.0100	0.0061	-0.0039	-38.8
	7	30	0.0095	0.0059	-0.0037	-38.5
	6	31	0.0089	0.0055	-0.0034	-38.1
	5	32	0.0081	0.0050	-0.0030	-37.6
	4	33	0.0071	0.0045	-0.0026	-37.1
	3	34	0.0059	0.0038	-0.0022	-36.6
2	35	0.0045	0.0029	-0.0016	-35.6	
1	36	0.0032	0.0021	-0.0010	-33.0	
Media			0.0113	0.0070	-0.0043	-37.8

En la tabla 57, se muestra el efecto del uso de las secciones de vigas en los desplazamientos máximos relativos. Para los edificios con vigas de sección

rectangular se obtuvo un valor promedio de 0.0095 m y para los edificios con vigas de sección L y T un valor promedio de 0.0070 m, que da como resultado una variación de -37.8 %. Esto significa que las secciones L y T reducen la flexión elástica de las vigas y en consecuencia incrementan la rigidez lateral del edificio. En conclusión, se confirma la hipótesis específica 1, que indica que la sección de las vigas tiene efectos significativos en los desplazamientos máximos relativos de los edificios con muros estructurales.

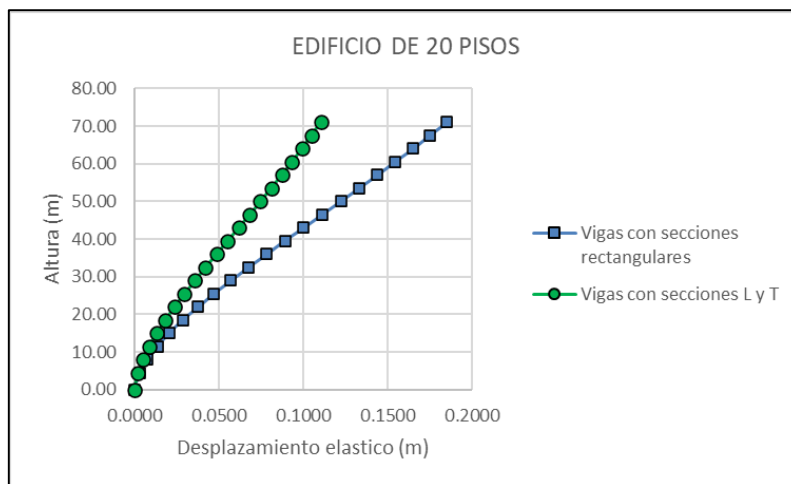


Figura 67. Efecto de las secciones de viga en la deformación máxima del edificio de 20 pisos.

### Prueba de Normalidad

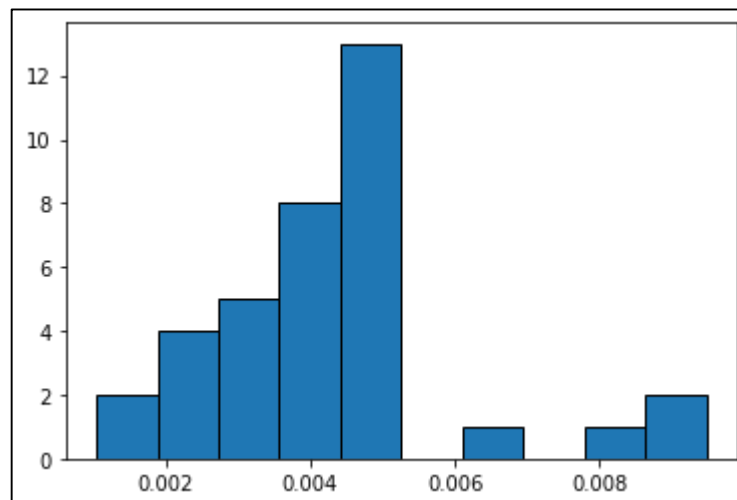


Figura 68. Histograma de la diferencia de desplazamientos de diseño.



En el histograma que se muestra figura 68, se observa que la diferencia de los desplazamientos máximos relativos de los tres edificios de muros estructurales no tiene una distribución normal. En la prueba de normalidad Shapiro Wilck se obtuvo como resultado un p – valor = 0.00, que es menor al nivel de significancia  $\alpha = 0.05$ . Por consiguiente, se rechaza la hipótesis nula que indica que los datos analizados siguen una distribución normal y se tomará el estadístico T de Wilcoxon para la prueba de hipótesis.

### Prueba de Hipótesis

Tabla 58. Resumen de la contrastación de hipótesis para las medianas de los desplazamientos inelásticos.

Población N (n) =	36
Suma de ranking T(+) =	23
Suma de ranking T(-) =	643
Valor T =	23
Z (cal) =	-3.44
Significancia ( $\alpha$ ) =	0.05
Valor critico (Z $_{1-\alpha/2}$ ) =	1.96
p-valor =	0.000
Decisión: p-valor < $\alpha$ . Existe evidencia estadística suficiente para rechazar hipótesis nula.	
H <sub>0</sub> : $\bar{X}_{LYT} = \bar{X}_{REC}$	No hay efectos significativos
H <sub>1</sub> : $\bar{X}_{LYT} \neq \bar{X}_{REC}$	El efecto es significativo

En la tabla 58, se muestra la contrastación de hipótesis “antes y después” para la mediana de los desplazamientos máximos relativos. La prueba se realizó a dos colas, obteniendo como resultado que el p-valor = 0.00 es menor al nivel de significancia  $\alpha = 0.05$ . Por lo tanto, se interpreta que existe evidencia estadística suficiente para rechazar la hipótesis nula. En conclusión, se confirma la hipótesis específica 1, que indica que las secciones de viga tienen efectos significativos en los desplazamientos máximos relativos de los edificios con muros estructurales.

### 4.3.2. Determinación del efecto del uso de las secciones de viga en la rigidez agrietada de las vigas de los edificios con muros estructurales.

#### Flexión Positiva

Tabla 59. Efectos en la rigidez a flexión agrietada positiva de las vigas.

EDIFICIO	SECCIÓN	FLEXIÓN	REC (Tm <sup>2</sup> )	LYT (Tm <sup>2</sup> )	DIF	%
4 PISOS	V1 (210)	+	4400	4364	-36	-0.8
	V2 (210)	+	3700	3545	-155	-4.2
12 PISOS	V3 (250)	+	4900	4818	-82	-1.7
	V4 (250)	+	5200	4818	-382	-7.3
20 PISOS	V5 (250)	+	4500	4455	-45	-1.0
	V6 (250)	+	2900	2818	-82	-2.8
Media		+	4267	4136	-130	-3.0

En la tabla 46, se muestra el efecto del uso de las secciones de vigas en la rigidez agrietada positiva de las vigas. Para las vigas de sección rectangular se obtuvo un valor promedio de 4267 Tm<sup>2</sup> y para las vigas de sección L y T un valor promedio de 4136 Tm<sup>2</sup>, que da como resultado una variación de -3.0 %. Esto significa que los fierros en los patines de las secciones L y T no tienen gran participación en la flexión positiva de las vigas porque se encuentran a compresión. En conclusión, se niega la hipótesis específica 2, que indica que la sección de las vigas tiene efectos significativos en la rigidez agrietada positiva de las vigas de los edificios con muros estructurales.

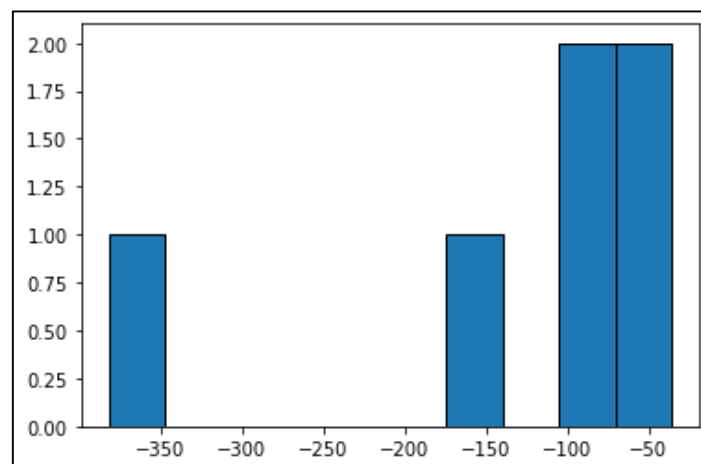


Figura 69. Histograma para la diferencia de la rigidez agrietada para la flexión positiva.

En el histograma que se muestra en la figura 69, se observa que la diferencia de la rigidez a flexión agrietada positiva de las vigas de los tres edificios de muros estructurales no tiene una distribución normal. En la prueba de normalidad Shapiro Wilck se obtuvo como resultado un p – valor = 0.023, que es menor al nivel de significancia  $\alpha = 0.05$ . Por consiguiente, se rechaza la hipótesis nula que indica que los datos analizados siguen una distribución normal y se tomará el estadístico T de Wilcoxon para la prueba de hipótesis.

Tabla 60. Resumen de la Contrastación de hipótesis antes y después para la mediana de la flexión agrietada positiva.

Población N (n) =	6
Suma de ranking T(+) =	8
Suma de ranking T(-) =	13
Valor T =	8
Significancia ( $\alpha$ ) =	0.05
$T_{0.05} =$	0
Decisión:	Como $T > T_{\alpha}$ No se rechaza la $H_0$ .
$H_0: \bar{X}_{LYT} = \bar{X}_{REC}$	No hay efectos significativos
$H_1: \bar{X}_{LYT} \neq \bar{X}_{REC}$	Existen efectos significativos

En la tabla 60, se muestra la contrastación de hipótesis “antes y después” para la mediana de la rigidez agrietada a flexión positiva de las vigas de los edificios con muros estructurales. La prueba se realizó a dos colas con un nivel de significancia  $\alpha = 0.05$ , obteniendo como resultado un valor  $T = 8$  que es mayor al Valor crítico = 0. Por lo tanto, no existe evidencia estadística suficiente para rechazar la hipótesis nula. En conclusión, se niega la hipótesis específica 2, que indica que la sección de las vigas tiene efectos significativos en la rigidez agrietada a flexión positiva de las vigas de los edificios con muros estructurales.

### Flexión Negativa

En la tabla 61, se muestra el efecto del uso de las secciones de vigas en la rigidez agrietada negativa de las vigas. Para las vigas de sección rectangular se obtuvo un valor promedio de 5606 Tm<sup>2</sup> y para las vigas de sección L y T un valor promedio de 9133 Tm<sup>2</sup>, que da como resultado una variación de 63.4 %. Esto significa que

los fierros en los patines de las secciones L y T participan en la flexión negativa de las vigas porque se encuentran a tracción. En conclusión, se confirma la hipótesis específica 2, que indica que la sección de las vigas tiene efectos significativos en la rigidez agrietada a flexión negativa de las vigas de los edificios con muros estructurales.

Tabla 61. Efectos en la rigidez a flexión agrietada negativa de las vigas.

EDIFICIO	SECCIÓN	FLEXIÓN	REC	LYT	DIF	%
4 PISOS	V1 (210)	-	6182	10400	4218	68.2
	V2 (210)	-	4455	6600	2145	48.1
12 PISOS	V3 (250)	-	6455	10600	4145	64.2
	V4 (250)	-	5818	8100	2282	39.2
20 PISOS	V5 (250)	-	6273	10500	4227	67.4
	V6 (250)	-	4455	8600	4145	93.0
Media		-	5606	9133	3527	63.4

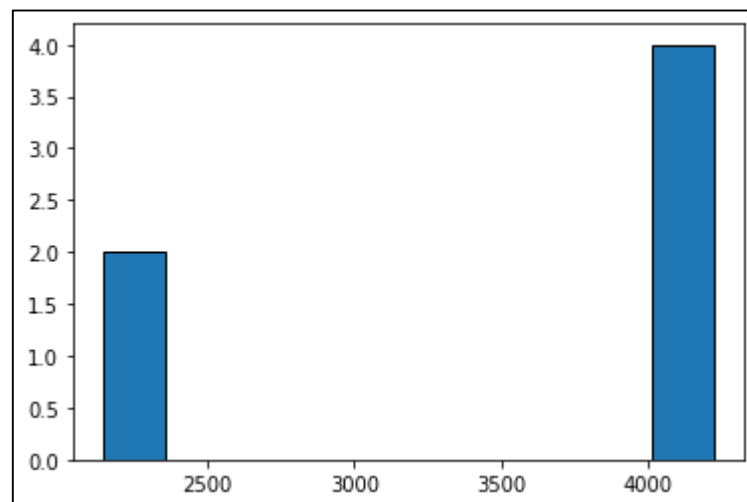


Figura 70. Histograma para la diferencia de la rigidez agrietada negativa.

En el histograma que se muestra en la figura 70, se observa que la diferencia de la rigidez a flexión agrietada para la flexión negativa de las vigas de los tres edificios de muros estructurales no tiene una distribución normal. En la prueba de normalidad Shapiro Wilck se obtuvo como resultado un  $p$  – valor = 0.004, que es menor al nivel de significancia  $\alpha = 0.05$ . Por consiguiente, se rechaza la hipótesis nula que indica que los datos analizados siguen una distribución normal y se tomará el estadístico T de Wilcoxon para la prueba de hipótesis.

Tabla 62. Resumen de la Contrastación de hipótesis antes y después para la mediana de la flexión agrietada negativa.

Población N (n) =	6
Suma de ranking T(+) =	21
Suma de ranking T(-) =	0
Valor T =	0
Significancia ( $\alpha$ ) =	0.05
$T_{0.05}$ =	0
Decisión:	Como $T = T_{\alpha}$ Se rechaza la $H_0$ .
$H_0: \bar{X}_{LYT} = \bar{X}_{REC}$	No hay efectos significativos
$H_1: \bar{X}_{LYT} \neq \bar{X}_{REC}$	Existen efectos significativos

En la tabla 62, se muestra la contrastación de hipótesis “antes y después” para la mediana de la rigidez agrietada para la flexión negativa de las vigas de los edificios con muros estructurales. La prueba se realizó a dos colas con un nivel de significancia  $\alpha = 0.05$ , obteniendo como resultado un valor  $T = 0$  menor al Valor crítico = 0. Por lo tanto, existe evidencia estadística suficiente para rechazar la hipótesis nula. En conclusión, se confirma la hipótesis específica 2, que indica que la sección de las vigas tiene efectos significativos en la rigidez agrietada negativa de las vigas de los edificios con muros estructurales.

## Comparación

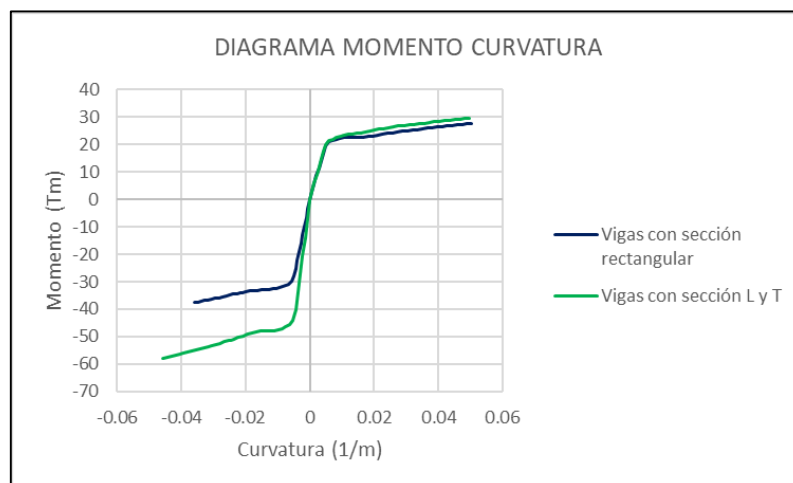


Figura 71. Efecto de los patines en el diagrama momento curvatura.

En la figura 71, se compara los diagramas momento curvatura promedio de las vigas de sección rectangular y de sección L y T. En el grafico se contempla efectos

significativos para la flexión negativa debido a la participación de los fierros contenidos en los patines de las secciones L y T.

#### 4.3.3. Determinación del efecto del uso de las secciones de viga en los desplazamientos relativos en el punto de desempeño de los edificios con muros estructurales.

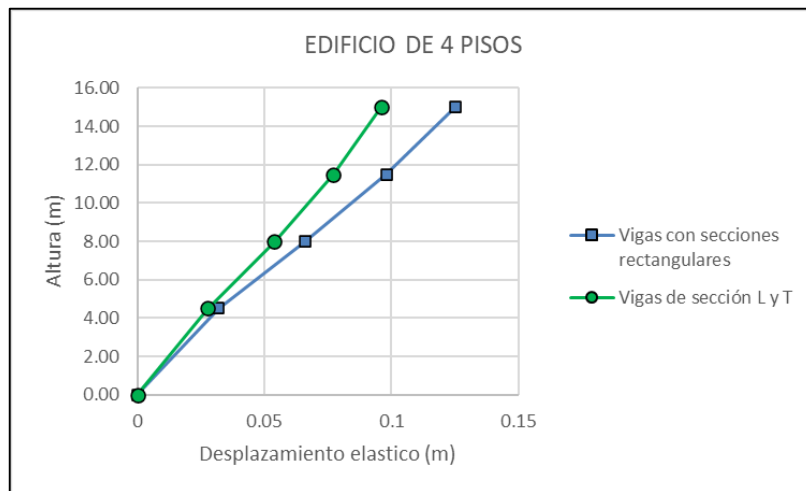


Figura 72. Efecto de las secciones de viga en la deformación del punto de desempeño del edificio de 4 pisos.

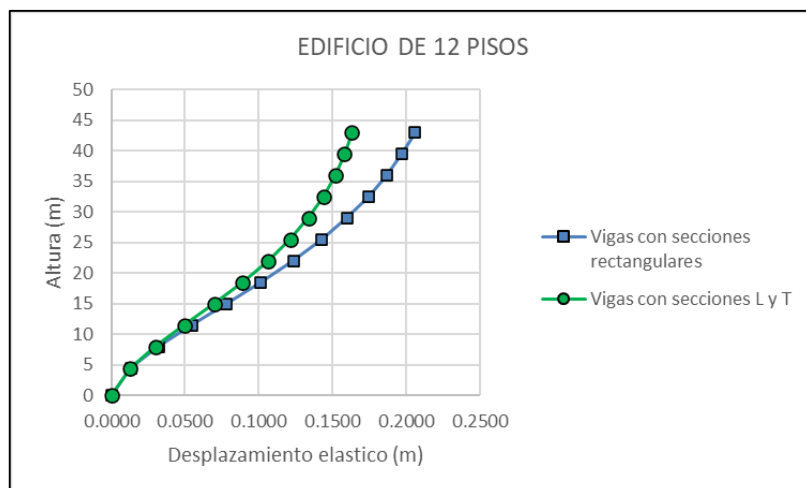


Figura 73. Efecto de las secciones de viga en la deformación del punto de desempeño del edificio de 12 pisos.

Tabla 63. Efecto de las secciones de viga en los desplazamientos relativos en el punto de desempeño de los edificios de muros estructurales.

EDIFICIO	PISO	DATO	REC (m)	LYT (m)	DIF	%
4 PISOS	4	1	0.0270	0.0188	-0.0082	-30.4
	3	2	0.0320	0.0232	-0.0088	-27.5
	2	3	0.0340	0.0263	-0.0077	-22.6
	1	4	0.0320	0.0277	-0.0043	-13.4
12 PISOS	12	5	0.0090	0.0051	-0.0039	-43.3
	11	6	0.0104	0.0062	-0.0042	-40.4
	10	7	0.0122	0.0080	-0.0042	-34.4
	9	8	0.0145	0.0100	-0.0045	-31.0
	8	9	0.0170	0.0124	-0.0046	-27.1
	7	10	0.0195	0.0150	-0.0045	-23.1
	6	11	0.0219	0.0174	-0.0045	-20.5
	5	12	0.0233	0.0192	-0.0041	-17.6
	4	13	0.0236	0.0202	-0.0034	-14.4
	3	14	0.0224	0.0197	-0.0027	-12.1
	2	15	0.0189	0.0170	-0.0019	-10.1
	1	16	0.0133	0.0129	-0.0004	-3.0
20 PISOS	20	17	0.0107	0.0087	-0.0020	-18.7
	19	18	0.0109	0.0088	-0.0021	-19.3
	18	19	0.0109	0.0089	-0.0020	-18.3
	17	20	0.0112	0.0092	-0.0020	-17.9
	16	21	0.0112	0.0092	-0.0020	-17.9
	15	22	0.0114	0.0095	-0.0019	-16.7
	14	23	0.0115	0.0097	-0.0018	-15.7
	13	24	0.0115	0.0097	-0.0018	-15.7
	12	25	0.0116	0.0099	-0.0017	-14.7
	11	26	0.0116	0.0100	-0.0016	-13.8
	10	27	0.0115	0.0099	-0.0016	-13.9
	9	28	0.0113	0.0099	-0.0014	-12.4
	8	29	0.0110	0.0097	-0.0013	-11.8
	7	30	0.0107	0.0095	-0.0012	-11.2
	6	31	0.0103	0.0092	-0.0011	-10.7
	5	32	0.0096	0.0086	-0.0010	-10.4
	4	33	0.0089	0.0081	-0.0008	-9.0
	3	34	0.0080	0.0074	-0.0006	-7.5
2	35	0.0069	0.0064	-0.0005	-7.2	
1	36	0.0052	0.0052	0.0000	0.0	
Media			0.0149	0.0121	-0.0028	-18.7

En la tabla 63, se muestra el efecto del uso de las secciones de vigas en los desplazamientos relativos en el punto de desempeño de los edificios con muros estructurales. Para los edificios con vigas de sección rectangular se obtuvo un valor

promedio de 0.0149 m y para los edificios con vigas de sección L y T un valor promedio de 0.0121 m, que da como resultado una variación de -18.7 %. Esto significa que los fierros contenidos en los patines de las secciones L y T reducen ligeramente el deterioro de las vigas y en consecuencia la rigidez del edificio aumenta antes y después del primer daño. En concordancia con la prueba de hipótesis, se niega la hipótesis específica 3, que indica que la sección de las vigas tiene efectos significativos en los desplazamientos relativos en el punto de desempeño de los edificios con muros estructurales.

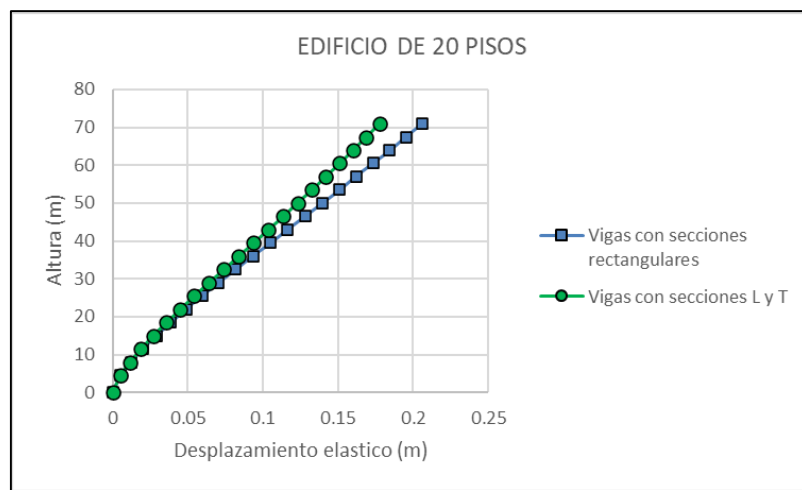


Figura 74. Efecto de las secciones de viga en la deformación del punto de desempeño del edificio de 20 pisos.

### Prueba de normalidad

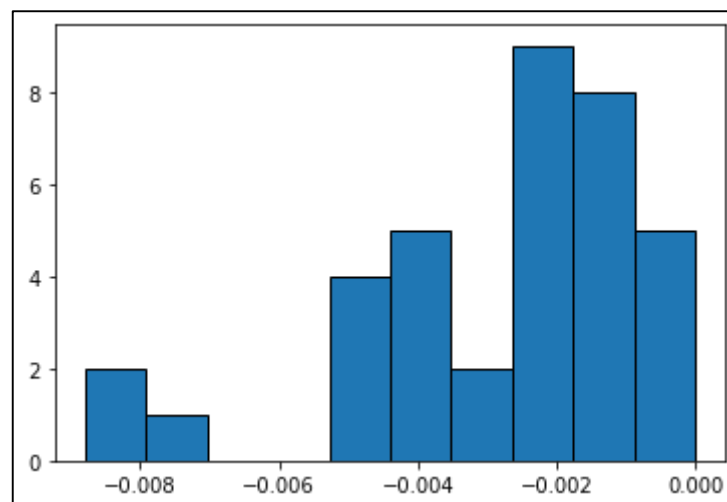


Figura 75. Histograma de la diferencia de desplazamientos en el punto de desempeño.



En el histograma que se muestra figura 75, se observa que la diferencia de los desplazamientos relativos en el punto de desempeño de los tres edificios de muros estructurales no tiene una distribución normal. En la prueba de normalidad Shapiro Wilck se obtuvo como resultado un  $p - \text{valor} = 0.00$ , que es menor al nivel de significancia  $\alpha = 0.05$ . Por consiguiente, se rechaza la hipótesis nula que indica que los datos analizados siguen una distribución normal y se tomará el estadístico T de Wilcoxon para la prueba de hipótesis.

### Prueba de Hipótesis

Tabla 64. Resumen de la contrastación de hipótesis para las medianas de los desplazamientos relativos en el punto de desempeño.

Población N (n) =	36
Suma de ranking T(+) =	308
Suma de ranking T(-) =	358
Valor T =	308
Z (cal) =	-0.28
Significancia ( $\alpha$ ) =	0.05
Valor critico ( $Z_{1-\alpha/2}$ ) =	1.96
p-valor =	0.391
Decisión: $p - \text{valor} > \alpha$ . No existe evidencia estadística suficiente para rechazar hipótesis nula.	
$H_0: \bar{X}_{LYT} = \bar{X}_{REC}$	No hay efectos significativos
$H_1: \bar{X}_{LYT} \neq \bar{X}_{REC}$	El efecto es significativo

En la tabla 64, se muestra la contrastación de hipótesis “antes y después” para la mediana de los desplazamientos relativos en el punto de desempeño. La prueba se realizó a dos colas, obteniendo como resultado un  $p - \text{valor} = 0.391$  que es mayor al nivel de significancia  $\alpha = 0.05$ . Por lo tanto, se interpreta que no existe evidencia estadística suficiente para rechazar la hipótesis nula. En conclusión, se niega la hipótesis específica 3, que indica que la sección de las vigas tiene efectos significativos en los desplazamientos relativos en el punto de desempeño de los edificios con muros estructurales.

#### 4.3.4. Determinación del efecto del uso de las secciones de viga en el desempeño sísmico de los edificios con muros estructurales.

Tabla 65. Efecto de las secciones de vigas en el desempeño sísmico de los edificios con muros estructurales.

EDIFICIO	REC	LYT	DIF	%
4 PISOS	S. Estructural	S. Estructural	0	0.0
12 PISOS	C. de Daños	C. de Daños	0	0.0
20 PISOS	C. de Daños	C. de Daños	0	0.0

En la tabla 65, se muestra el efecto del uso de las secciones de vigas en el desempeño sísmico de los edificios con muros estructurales. Se obtuvo como resultado que el desempeño sísmico no varía en los tres edificios analizados. Para el edificio de 4 pisos el desempeño es de Seguridad Estructural y para los edificios de 12 y 20 pisos el desempeño es de Control de daños. Esto significa que los patines de las secciones L y T contribuyen a la rigidez lateral del edificio en toda su historia de deformación, sin embargo, no influyen significativamente en el desempeño sísmico, sobre todo en edificios de gran altura donde la cantidad de muros estructurales aumenta. En conclusión, se niega la hipótesis general, que indica que la sección de las vigas tiene efectos significativos en el desempeño sísmico de los edificios con muros estructurales.

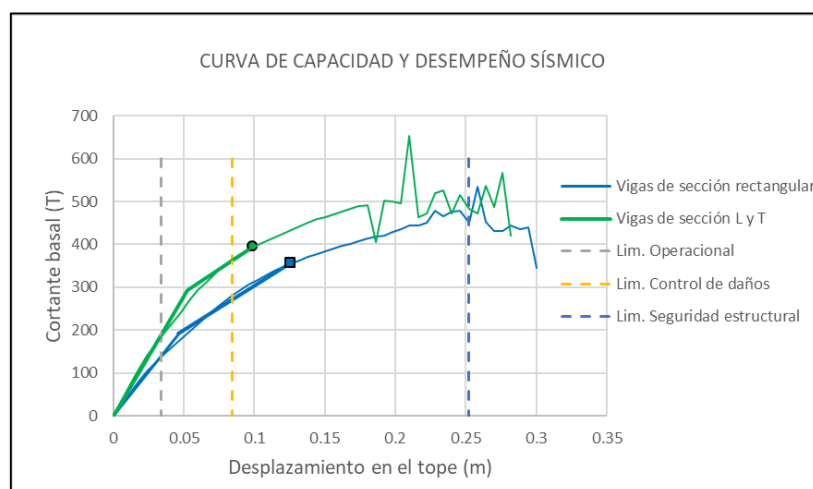


Figura 76. Efecto de las secciones de vigas en el desempeño sísmico del edificio de 4 pisos.

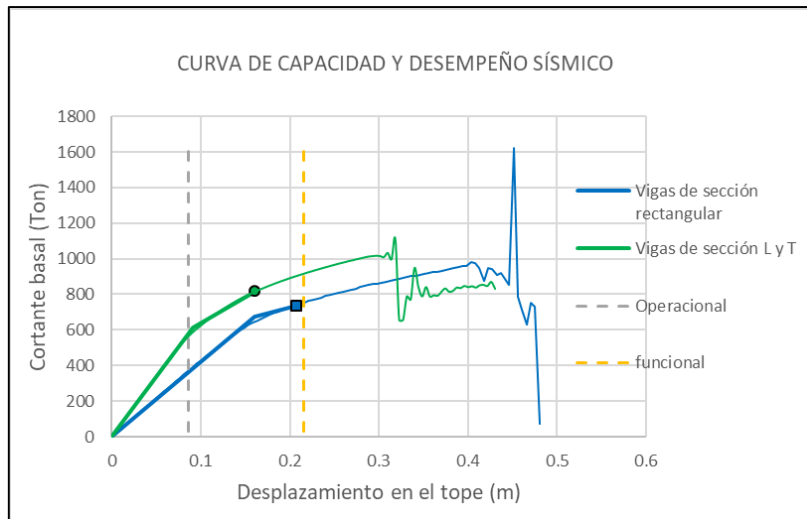


Figura 77. Efecto de las secciones de vigas en el desempeño sísmico del edificio de 12 pisos.

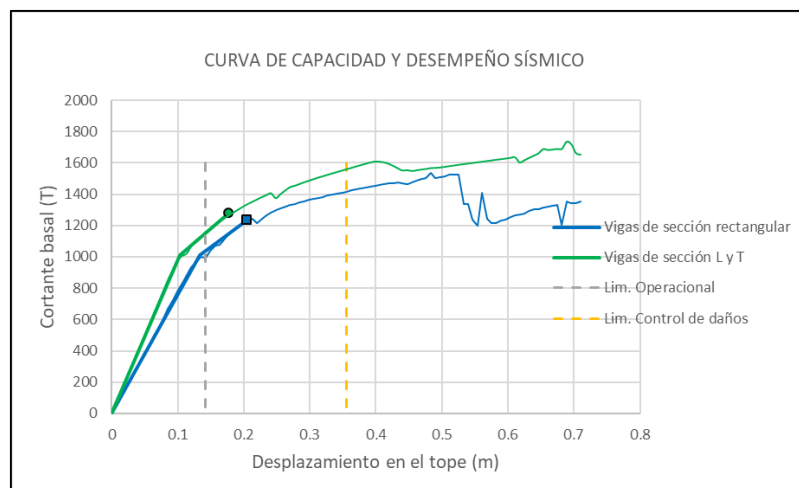


Figura 78. Efecto de las secciones de vigas en el desempeño sísmico del edificio de 20 pisos.

## **V. DISCUSIÓN**

### **DISCUSIÓN 1**

Se determinó el efecto del uso de las secciones de vigas en los desplazamientos máximos relativos de los edificios con muros estructurales. Para los edificios con vigas de sección rectangular se obtuvo un valor promedio de 0.0095 m y para los edificios con vigas de sección L y T un valor promedio de 0.0070 m, que da como resultado una variación de -37.8 %. Esto significa que las secciones L y T reducen la flexión elástica de las vigas y en consecuencia incrementan la rigidez lateral del edificio.

Referente a Paredes (2020), citado en antecedentes nacionales, evalúa el nivel de desempeño estructural de un edificio de muros estructurales de 14 pisos que ha sido diseñado en base a la NTP E030 y E060 utilizando los dos métodos aplicados en la presente investigación, como son: Análisis lineal dinámico espectral y Análisis no lineal estático Pushover. Del primer análisis obtuvo como resultado un valor promedio de desplazamientos máximos relativos de 0.0164 m en la dirección X y de 0.0104 m en la dirección Y.

De la comparación podemos deducir que en proporción a las rigideces de los edificios los resultados obtenidos son parecidos, por lo tanto, el objetivo específico 1 fue alcanzado.

### **DISCUSIÓN 2**

Se determinó el efecto del uso de las secciones de vigas en la rigidez agrietada de las vigas de los edificios con muros estructurales. Para la flexión negativa, las vigas de sección rectangular tienen un valor promedio de 5606 Tm<sup>2</sup> y las vigas de sección L y T tienen un valor promedio de 9133 Tm<sup>2</sup>, obteniendo una variación de 63.4 %. Esto significa que los fierros contenidos en los patines de las secciones L y T participan significativamente en la flexión negativa de las vigas, porque en este sentido se encuentran trabajando a tracción.

Referente a Godínez, Velázquez, & Tena, (2019), citado en antecedentes internacionales, evalúa la influencia que la cuantía de refuerzo longitudinal tiene en la determinación de la rigidez agrietada de secciones de vigas sujetas a flexión. Obtuvo como resultado que la rigidez agrietada de las secciones L y T son siempre mayores a los correspondientes a secciones rectangulares. Por lo tanto, concluye que la forma de la sección transversal es una variable que debería considerarse en la determinación de la rigidez agrietada de vigas de concreto armado.

De la comparación anterior podemos observar que ambos resultados son congruentes, por lo tanto, el objetivo específico 2 fue alcanzado.

### **DISCUSIÓN 3**

Se determino el efecto del uso de las secciones de vigas en los desplazamientos relativos en el punto de desempeño de edificios con muros estructurales. Para los edificios con vigas de sección rectangular se obtuvo un valor promedio de 0.0149 m y para los edificios con vigas de sección L y T un valor promedio de 0.0121 m, que da como resultado una variación de -18.7 %. Esto significa que los fierros contenidos en los patines de las secciones L y T reducen ligeramente el deterioro de las vigas y en consecuencia la rigidez del edificio aumenta antes y después del primer daño.

Referente a Rangel y Terán (2010), citado en artículos científicos, determina los efectos de las vigas de sección L y T en la capacidad de deformación lateral de los pórticos de concreto armado de 4, 12 y 20 pisos. Para el edificio de 12 pisos con vigas de sección rectangular obtiene un desplazamiento ultimo de 0.069 m y con las vigas de sección L y T obtiene un desplazamiento ultimo de 0.055 m, que da como resultado una reducción del -20.3 %.

Si comparamos ambos resultados observamos que son similares, por lo tanto, se considera que el objetivo específico 3 fue alcanzado.

## DISCUSIÓN 4

Se determino el efecto del uso de las secciones de vigas en el desempeño sísmico de los edificios con muros estructurales. Se obtuvo como resultado que el desempeño sísmico no varía en los tres edificios analizados. Para el edificio de 4 pisos el desempeño es de Seguridad Estructural y para los edificios de 12 y 20 pisos el desempeño es de Control de daños. Esto significa que los patines de las secciones L y T contribuyen a la rigidez lateral del edificio en toda su historia de deformación, sin embargo, no influyen significativamente en el nivel de desempeño sísmico, sobre todo en edificios de gran altura donde la cantidad de muros estructurales aumenta.

Referente a Rangel y Terán (2010), citado en artículos científicos, determina los efectos de las vigas de sección L y T en la capacidad de deformación lateral de los pórticos de concreto armado de 4, 12 y 20 pisos. Obteniendo como resultado un decremento de la capacidad de deformación de la estructura y por lo tanto un mejor desempeño sísmico. Este efecto decrece conforme aumenta el número de pisos.

Realizada la comparación notamos que los resultados son coherentes, por lo tanto, se considera que el objetivo específico 4 fue alcanzado.

## DISCUSIÓN 5

Por ser un parámetro importante en el análisis cotidiano en la ingeniería sísmica, se verifico el parámetro sísmico  $0.75R$  de la norma técnica peruana E030 para el cálculo de desplazamientos máximos en edificios de muros estructurales. Además, se verifica la precisión del cálculo estimando la sobre resistencia  $R\Omega$  y el factor  $R$  de la norma técnica peruana E030.

Tabla 66. Verificación del factor  $0.75R$  para encontrar los desplazamientos máximos en el análisis lineal.

EDIFICIO	E030	R calculada		VAR. (%)
	$0.75R$	para alcanzar $\Delta_{max}$	para alcanzar punto de desempeño	para el punto de desempeño
4 PISOS	4.5	6.01	7.59	69
12 PISOS	4.5	6.01	6.38	42

20 PISOS	4.5	6.03	4.98	11
----------	-----	------	------	----

En la tabla 66, se muestra el cálculo del factor R y se comparó respecto al valor  $0.75R$  obteniendo como resultado para los edificios de 4, 12 y 20 pisos variaciones de 69 a 42 y 11 % respectivamente. Esto significa que el punto de desempeño se encuentra aproximadamente en valores mucho mayores respecto al desplazamiento elástico de diseño.

Tabla 67. Verificación del factor de reducción de la resistencia  $R_o$ .

EDIFICIO	Vd	Vy (T)	Ve	$R\Omega$	$R\mu$	$R_o$ calculada	$R_o$ utilizada	VAR (%)
4 PISOS	147	191	885	1.30	4.64	6.01	6.00	0
12 PISOS	250	672	1499	2.69	2.23	6.01	6.00	0
20 PISOS	406	1011	2445	2.49	2.42	6.03	6.00	0

En la tabla 67, se verifica los cálculos realizados en el presente estudio comprobando el factor de reducción sísmica  $R_o$  como se indica en la figura 4 con los valores de las cortantes de diseño Vd, cortante de fluencia Vy y cortante máxima Ve. Obteniendo como resultado que los valores de  $R_o$  coinciden. Además, se obtienen los factores de sobre resistencia  $R\Omega$  iguales a 1.30, 2.69, 2.49 para los edificios de 4, 12 y 20 pisos respectivamente. Por lo tanto, se acepta la precisión de los cálculos realizados en la presente investigación.

Referente a (CHOQUE, y otros, 2019), citado en antecedente nacional, aplica la metodología basada en desempeño estructural a un edificio de 8 niveles con 2 alternativas de estructuración distintas, uno sistema a porticado y otro de sistema de muros estructurales. Obtuvo como resultado para el sistema de muros estructurales que la ductilidad de la estructura  $\mu$  en la dirección X es igual a 5.16 y en la dirección Y es igual a 4.17. Respecto a lo último, estos valores son menores al valor R de la norma por lo que recomienda considerar un valor menor. Además, obtiene factores de sobre resistencia  $R\Omega$  en la dirección X igual a 1.16 y de 1.18 en la dirección Y.

De la comparación de los resultados podemos discutir que la ductilidad global  $\mu$  de la estructura no es igual al factor R como (CHOQUE, y otros, 2019) indica, si no que el factor R es el porcentaje necesario que le falta al desplazamiento elástico de diseño para alcanzar el punto de desempeño. En este sentido se ha demostrado

en la presente investigación, como se puede observar en las figuras 79, 80 y 81, que el factor 0.75R de la norma E030 no nos aproxima de manera realista al punto de desempeño del edificio, debido a que el punto de desempeño no siempre esta alineado al desplazamiento inelástico máximo, por lo tanto, se recomienda verificar en todo diseño el factor de reducción R con un análisis no lineal estático Pushover utilizando inercias agrietadas en vez de R igual a 0.75R, así el cálculo de los desplazamientos máximos serian iguales a  $\Delta d^*R$  para estructuras regulares. Por otro lado, los factores de sobre resistencia  $R\Omega$  son similares en ambos estudios, en tal sentido, se considera que los objetivos del estudio fueron alcanzados.

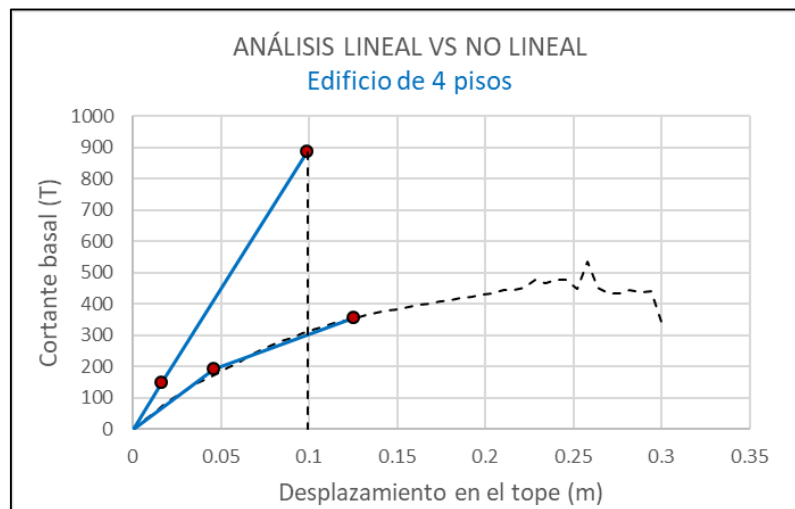


Figura 79. Comparación del análisis lineal Vs No lineal del edificio de 4 pisos con vigas de sección rectangular.

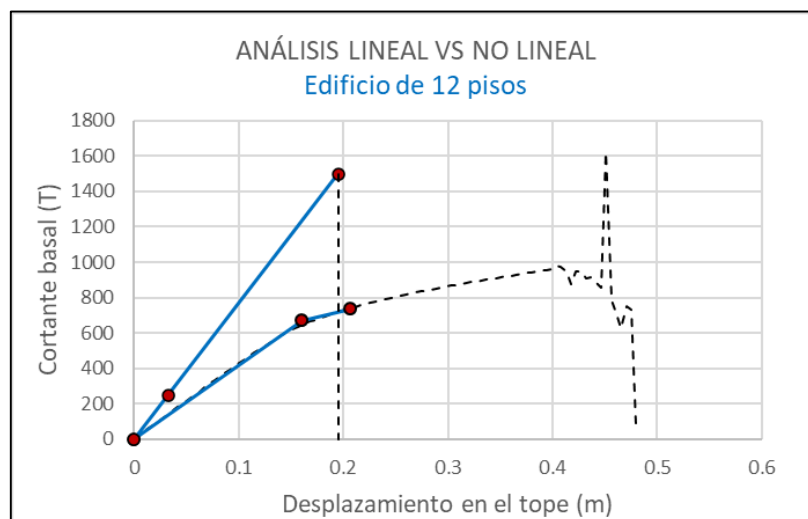


Figura 80. Comparación del análisis lineal Vs No lineal del edificio de 12 pisos con vigas de sección rectangular.



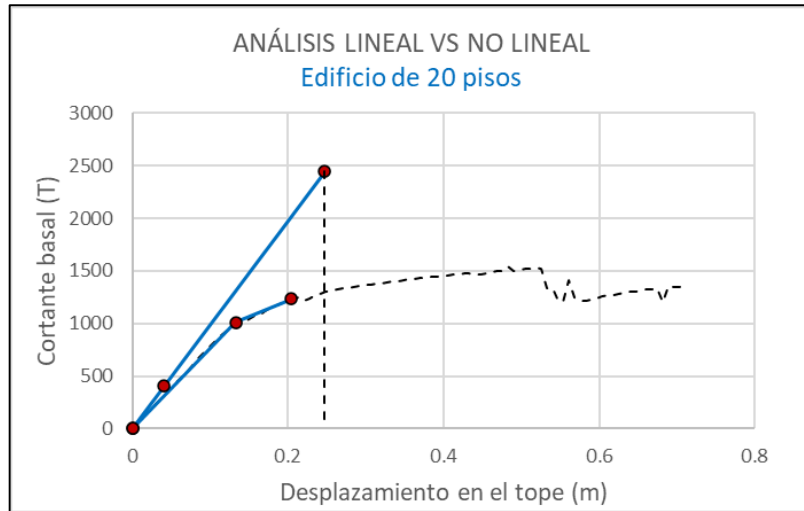


Figura 81. Comparación del análisis lineal Vs No lineal del edificio de 20 pisos con vigas de sección rectangular.

## **VI. CONCLUSIONES**

### **CONCLUSIÓN 1**

Se determino el efecto del uso de las secciones de vigas en los desplazamientos máximos relativos de los edificios con muros estructurales. Para los edificios con vigas de sección rectangular se obtuvo un valor promedio de 0.0095 m y para los edificios con vigas de sección L y T un valor promedio de 0.0070 m, que da como resultado una variación de -37.8 %. Esto significa que las secciones L y T reducen la flexión elástica de las vigas y en consecuencia incrementan la rigidez lateral del edificio. En conclusión, se confirma la hipótesis específica 1, que indica que la sección de las vigas tiene efectos significativos en los desplazamientos máximos relativo de los edificios con muros estructurales.

### **CONCLUSIÓN 2**

Se determino el efecto del uso de las secciones de vigas en la rigidez agrietada de las vigas de los edificios con muros estructurales. Para la flexión positiva, las vigas de sección rectangular tienen un valor promedio de 4267 Tm<sup>2</sup> y las vigas de sección L y T tienen un valor promedio de 4136 Tm<sup>2</sup>, obteniendo una variación de -3.0 %. Para la flexión negativa, las vigas de sección rectangular tienen un valor promedio de 5606 Tm<sup>2</sup> y las vigas de sección L y T tienen un valor promedio de 9133 Tm<sup>2</sup>, obteniendo una variación de 63.4 %. En el primer caso, los fierros contenidos en los patines de las secciones L y T casi no participan en la flexión positiva de las vigas porque se encuentran trabajando a compresión, mientras que, para el caso de la flexión negativa, su contribución es significativa por encontrarse a tracción. Por lo tanto, se confirma la hipótesis específica 2, que indica que la sección de las vigas tiene efectos significativos en la rigidez agrietada de las vigas de los edificios con muros estructurales.

### **CONCLUSIÓN 3**

Se determino el efecto del uso de las secciones de vigas en los desplazamientos relativos en el punto de desempeño de edificios con muros estructurales. Para los edificios con vigas de sección rectangular se obtuvo un valor promedio de 0.0149 m y para los edificios con vigas de sección L y T un valor promedio de 0.0121 m, que da como resultado una variación de -18.7 %. Esto significa que los fierros contenidos en los patines de las secciones L y T reducen ligeramente el deterioro de las vigas y en consecuencia la rigidez del edificio aumenta antes y después del primer daño. En conclusión, se niega la hipótesis específica 3, que indica que la sección de las vigas tiene efectos significativos en los desplazamientos objetivos relativo de los edificios con muros estructurales.

### **CONCLUSIÓN 4**

Se determino el efecto del uso de las secciones de vigas en el desempeño sísmico de los edificios con muros estructurales. Se obtuvo como resultado que el desempeño sísmico no varía en los tres edificios analizados. Para el edificio de 4 pisos el desempeño es de Seguridad Estructural y para los edificios de 12 y 20 pisos el desempeño es de Control de daños. Esto significa que los patines de las secciones L y T contribuyen a la rigidez lateral del edificio en toda su historia de deformación, sin embargo, no influyen significativamente en el desempeño sísmico, sobre todo en edificios de gran altura donde la cantidad de muros estructurales aumenta. En conclusión, se niega la hipótesis general, que indica que la sección de las vigas tiene efectos significativos en el desempeño sísmico de los edificios con muros estructurales.

### **CONCLUSION 5**

Por ser un parámetro importante en el análisis cotidiano en la ingeniería sísmica, se verifico el parámetro sísmico  $0.75R$  de la norma técnica peruana E030 para el cálculo de desplazamientos máximos en edificios de muros estructurales. Se cálculo el factor  $R$  y se comparó respecto al valor  $0.75R$  obteniendo como resultado

para los edificios de 4, 12 y 20 pisos variaciones de 69 a 42 y 11 % respectivamente. En este sentido se ha demostrado en la presente investigación, como se puede observar en las figuras 79, 80 y 81, que el factor 0.75R de la norma E030 no nos aproxima de manera realista al punto desempeño del edificio, debido a que el punto de desempeño no siempre esta alineado al desplazamiento máximo obtenido con la norma E030, por lo tanto, se recomienda verificar en todo diseño el factor de reducción R con un análisis no lineal estático Pushover utilizando inercias agrietadas en vez de desnaturalizar el factor R igualándolo a 0.75R, así el cálculo de los desplazamientos máximos serian iguales a  $\Delta_d \cdot R$  para estructuras regulares.

## **VII. RECOMENDACIONES**

### **RECOMENDACIÓN 1**

Se determino el efecto del uso de las secciones de vigas en los desplazamientos máximos relativos de los edificios con muros estructurales. Para los edificios con vigas de sección rectangular se obtuvo un valor promedio de 0.0095 m y para los edificios con vigas de sección L y T un valor promedio de 0.0070 m, que da como resultado una variación de -37.8 %. Por lo tanto, se recomienda utilizar en el análisis lineal dinámico, la participación de secciones L y T con inercias agrietadas siempre que la edificación presente losas macizas de concreto armado.

### **RECOMENDACIÓN 2**

Se determino el efecto del uso de las secciones de vigas en la rigidez agrietada de las vigas de los edificios con muros estructurales. Para la flexión negativa, las vigas de sección rectangular tienen un valor promedio de 5606 Tm<sup>2</sup> y las vigas de sección L y T tienen un valor promedio de 9133 Tm<sup>2</sup>, obteniendo una variación de 63.4 %. Por lo tanto, para la obtención de las propiedades a flexión de las vigas de concreto armado, se recomienda considerar en la construcción de diagramas momento curvatura, todas las características de la sección, además de las relaciones no lineales de los materiales como son los modelos de Park y Paulay (1975) para el acero y Park et al (1982) para el concreto.

### **RECOMENDACIÓN 3**

Se determino el efecto del uso de las secciones de vigas en los desplazamientos relativos en el punto de desempeño de edificios con muros estructurales. Para los edificios con vigas de sección rectangular se obtuvo un valor promedio de 0.0149 m y para los edificios con vigas de sección L y T un valor promedio de 0.0121 m, que da como resultado una variación de -18.7 %. Por lo tanto, se recomienda la participación de las vigas L y T en el análisis no lineal estático de la estructura

utilizando el método Pushover y bajo las especificaciones de las normas internacionales ASCE/SEI 7-10 (2010), ASCE/SEI 41 (2017), ATC 40 (1996), SEAOC (1999) y FEMA 440 (2005).

#### **RECOMENDACIÓN 4**

Se determino el efecto del uso de las secciones de vigas en el desempeño sísmico de los edificios con muros estructurales. Se obtuvo como resultado que el nivel de desempeño sísmico no varía en los tres edificios analizados, pero si cambia la secuencia y el patrón de daño en la estructura. Por lo tanto, se recomienda incluir a las losas macizas, a través del uso de vigas de secciones L y T, en la evaluación del desempeño sísmico de edificios con muros estructurales.

#### **RECOMENDACIÓN 5**

Por ser un parámetro importante en el análisis cotidiano en la ingeniería sísmica, se verifico el parámetro sísmico  $0.75R$  de la norma técnica peruana E030 para el cálculo de desplazamientos máximos en edificios de muros estructurales. Se cálculo el factor  $R$  y se comparó respecto al valor  $0.75R$  obteniendo como resultado para los edificios de 4, 12 y 20 pisos variaciones de 69 a 42 y 11 % respectivamente. Por lo tanto, se recomienda verificar en todo diseño el factor de reducción  $R$  con un análisis no lineal estático Pushover utilizando inercias agrietadas en vez de  $R$  igual a  $0.75R$ , así el cálculo de los desplazamientos máximos seria iguales a  $\Delta_d * R$  para estructuras regulares.

## REFERENCIAS

- ACI 318. 2019. Code Requirements for Structural Concrete. Michigan : American Concrete Institute, 2019. 978-1-64195-060-2.
- AGUIAR, Roberto. 2003. Análisis sísmico por desempeño. Quito : CEINCI - ESPE, 2003.
- AGUIAR, Roberto, CAGUA, B y PILATASIG, J. 2020. Pushover con acoplamiento de CEINCI-LAB y OpenSees. Barcelona : A.H. Barbat, 2020. 1134-3249.
- AGUIAR, Roberto, MORA, David y RODRIGUEZ, Michael. 2015. Diagrama momento curvatura y momento rotación para elementos de hormigon armado y acero con ASCE/SEI 41 y sistema de computación SEINCI-LAB. Sangolqui : Disponible en: <https://bit.ly/3yHcmDK>, 2015.
- ALFARO, Jorge. 2013. Estimación del desplazamiento lateral elástico e inelástico de muros esbeltos mediante un modelo de rotula plástica basado en un modelo de fibras. Santiago de Chile : s.n., 2013. Disponible en: <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/113669>.
- ARIAS, Fidias. 2012. El proyecto de investigación. Caracas : Episteme, 2012. 980-07-8529-9.
- ARROYO, Heeder. 2019. Evaluación del desempeño sísmico del pabellón B del colegio Santa Isabel, Huancayo, 2019. Huancayo : s.n., 2019.
- ASCE/SEI 41. 2017. American Society of Civil Engineers. Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. EE UU : s.n., 2017. 978-0-7844-1285-5.
- ASCE/SEI 7-10. 2010. Minimum design loads for buildings and other structures. Virginia : s.n., 2010.
- ATC 40. 1996. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Applied Technology Council. California : s.n., 1996.
- BBC Ciencia. 2017. BBC News. [En línea] 25 de Mayo de 2017. <https://bbc.in/3JGfbZO>.
- BERNAL, César. 2010. Metodología de la investigación administración, economía, humanidades y ciencias sociales. Colombia : Pearson Educación, 2010. 978-958-699-128-5.

CARRASCO, Sergio. 2005. Metodología de la Investigación científica. Lima : San Marcos, 2005.

CHANG, Daniel. 2015. Estudio de relaciones Momento - Curvatura en secciones de Concreto Armado y Concreto Preesforzado sometidas a Flexión. Lima, Perú : Disponible en: <https://bit.ly/3yoVm6g>, 2015.

CHOQUE, Johanny y LUQUE, Edward. 2019. Análisis no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la norma E030. Arequipa, Perú : Disponible en: <https://bit.ly/3c5naEq>, 2019.

CNN. 2018. [cnn.espanol.cnn.com](https://www.cnn.espanol.com). [En línea] 7 de Septiembre de 2018. <https://cnn.it/3qxDcuH>.

EUROCODE 8. 2004. Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. 2004.

FEMA 440. 2005. Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. Washington : s.n., 2005.

GODÍNEZ, Eber, VELÁZQUEZ, Isidro y TENA, Arturo. 2019. Efecto de la cuantía de refuerzo longitudinal en la rigidez efectiva de secciones de cigas de concreto reforzado. Ingeniería. Chiapas, Mexico : Disponible en: <https://bit.ly/3JxJSRE>, Junio de 2019.

GONZÁLES, Camilo. 2018. Análisis estático no lineal Pushover de estructura apoticada de hormigón armado con diferentes grados de ductilidad. Aplicando la norma sismoresistente Colombiana 2010 (NSR-10). Valéncia : s.n., 2018. Disponible en: <https://bit.ly/3jKj8Bp>.

HERNÁNDEZ, Roberto, FERNÁNDEZ, Carlos y BAPTISTA, Pilar. 2010. Metodología de la investigación. Mexico : McGRAW HILL/Interamericana Editores S.A., 2010. 978-607-15-0291-9.

HINOSTROZA, Saúl. 2021. Desarrollo de sistema de computación para el cálculo de diagramas momento curvatura de secciones de concreto armado en Huancayo, 2021. Huancayo, Perú : Disponible en: <https://bit.ly/3Pdru2F>, 2021.

HUERTA, Paolo. 2022. Desempeño sísmico de edificios multifamiliares de muros estructurales aplicando el método de espectro de capacidad. Lima : s.n., 2022. Disponible en: <https://bit.ly/3AGSD9f>.

KASSIMALI, Aslam. 2020. Structural Analysis. Boston : Cengage Learning. Inc., 2020. 978-1-337-63094-8.



MARIN, Wily. 2020. Nivel de desempeño sísmico de un edificio multifamiliar mediante el análisis estático no lineal Push over, Jesus María, 2020. Lima : s.n., 2020. Disponible en : <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/60076>.

MARTINEZ, V. y NUNGARAY, C. 2019. Evaluación del desempeño sísmico de edificaciones compuestas de marcos rígidos de acero en zonas hondureñas de alto peligro sísmico. Informes de la construcción. Tegucigalpa : s.n., 2019. Vol. 71, 556. 0020-0883. <https://doi.org/10.3989/ic.64333>.

MASSONE, Leonardo. 2018. Modelación no lineal de un edificio de hormigón armado y aplicación de metodología de diseño por desempeño. Santiago de Chile : s.n., 2018. Disponible en: <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/170032>.

MC CORMAC, Jack y BROWN, Russell. 2018. Design of reinforced concrete. 10. México : Alfaomega, 2018. pág. 664. 978-958-778-413-8.

MEZA, Margoth. 2020. Desempeño sísmico de una edificación esencial mediante métodos de análisis sísmico no lineal, Institución Educativa Santa Rosa, Abancay, Apurímac 2020. Lima : s.n., 2020. Disponible en: <https://bit.ly/3xzMjzb>.

MIRANDA, Eduardo y BERTERO, Vitelmo. 1994. Evaluación de factores de reducción de resistencia para diseño sismorresistente. Espectros de terremotos. 1994. Vol. 10, 2.

MONSALVE, Jazmín. 2005. Análisis y diseño sísmico por desempeño de edificios de muros estructurales. 2005. Disponible en: <https://bit.ly/3ThIJDj>.

MORENO, Bill. 2021. Evaluación del desempeño sísmico en el rango inelástico de una estructura esencial de concreto armado con disipadores de fluido viscoso. Lima : s.n., 2021. Disponible en: <https://bit.ly/3IFaBd5>.

NIÑO, Victor. 2011. Metodología de la investigación Diseño y Ejecución. Bogotá : Ediciones de la U, 2011. 978-958-8675-94-7.

NTP E.030. 2019. Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima : Macro, 2019.

OSEDA, Dulio, y otros. 2011. Como aprender y enseñar investigación científica. Huancavelica : Universidad Nacional de Huancavelica, 2011. 978-612-46019-0-3.

PAREDES, Elías. 2020. Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de muros estructurales de 14 niveles mediante análisis estático no lineal Pushover, Trujillo 2020. Trujillo, Perú : Disponible en: <https://bit.ly/3QE5gaz>, 2020.

PARK, R y PAULAY, T. 1988. reinforced concrete structures. Christchurch : John Wiley & Sons, 1988. 0-471-65917-7.

PAULAY, T y PRIESTLEY, M. 1992. Seismic desing of reinforced concrete and masonry building. New York : John Wiley & Sons, 1992. 0-471-54915-0.

PORTILLO, Y, RODRIGUEZ, J y MARTÍNEZ, C. 2011. Introducción al diseño de marcos de concreto reforzados, por el método de análisis estático no lineal (Push over) utilizando un software especializado. 2011.

RANGEL, Gilberto y TERÁN, Amador. 2010. Efecto de la losa en las propiedades estructurales y el desempeño sísmico de marcos de concreto reforzado. Concreto y cemento. Investigación y desarrollo. México : s.n., 2010. Vol. 1, 2. 2007-3011.

REDIN, Francisco. 2018. Evaluación sísmica del edificio de la facultad de ingeniería mediante código ASCE 41-13. Quito : s.n., 2018. Disponible en: <https://bit.ly/3EBGX8l>.

SEAOC. 1999. Recommended Lateral Force Requirements and Commentary . Structural Engineers Association of California. California : s.n., 1999.

TAMAYO, Mario. 2003. El proceso de la investigación científica. México D.F. : Limusa, 2003. 968-18-5872-7.

TAVERA, Hernando. 2019. Sismo de lagunas del 26 de mayo del 2019 (M8.0). Lima : s.n., 2019. Disponible en: <https://bit.ly/36SqTCo>.

TERAN, Amador. 2021. Diseño sismoresistente avanzado. s.l. : Youtube. <https://bit.ly/3OcmLNs>, 16 de Enero de 2021.

TUNQUE, Joao y COLOS, Edwin. 2020. Evaluación del desempeño sísmico del pabellón de geología UNSA. Arequipa : s.n., 2020. Disponible en: <https://bit.ly/3rtZBcz>.

## **ANEXOS**

Anexo 1. Matriz de Consistencia.

Anexo 2. Matriz de Operacionalización de Variables.

Anexo 3. Ficha de Validación de Juicio de Expertos.

Anexo 4. Programa de computación “MoCurva V.1”.

## Anexo 1. Matriz de consistencia.

TÍTULO: EFECTOS DE LAS SECCIONES DE VIGA EN LA EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS CON MUROS ESTRUCTURALES, SAN RAMÓN, JUNÍN, 2022.

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLE	DIMENSIONES	INDICADOR	INSTRUMENTOS	METODOLOGÍA		
GENERAL ¿Cuáles son los efectos del uso de las secciones de viga en la evaluación del desempeño sísmico de los edificios con muros estructurales?	GENERAL Determinar los efectos del uso de las secciones de viga en la evaluación del desempeño sísmico de edificios con muros estructurales.	GENERAL Las secciones de viga tienen efectos significativos en la evaluación del desempeño sísmico de los edificios con muros estructurales.	Variable Independiente (X):  SECCIONES DE VIGA	Viga de sección rectangular	Ancho de la viga (cm)	Ficha de recolección de datos	Tipo de investigación: Aplicada  Nivel: Explicativo  Diseño: Pre experimental  Población: Edificios con muros estructurales.  Muestra: Tres edificios con muros estructurales de 4, 12 y 20 pisos.  Técnica de medición: Observación		
ESPECÍFICOS ¿Cuál es el efecto del uso de las secciones de viga en los desplazamientos máximos relativos de los edificios con muros estructurales?	ESPECÍFICOS Determinar el efecto del uso de las secciones de viga en los desplazamientos máximos relativos de los edificios con muros estructurales.	ESPECÍFICOS El uso de las secciones de viga tiene efectos significativos en los desplazamientos máximos relativos de los edificios con muros estructurales.			Viga de sección L y T			Peralte de la viga (cm)	
								Área de acero (cm <sup>2</sup> )	
				Ancho del ala (cm)					
¿Cuál es el efecto del uso de las secciones de viga en la rigidez agrietada de las vigas de los edificios con muros estructurales?	Determinar los efectos del uso de las secciones de viga en la rigidez agrietada de las vigas de los edificios con muros estructurales.	El uso de las secciones de viga tiene efectos significativos en la rigidez agrietada de las vigas de los edificios con muros estructurales.		Variable Dependiente (Y):	Desplazamientos máximos relativos (cm)			Factor de participación (%)	Ficha de recolección de datos
								Periodo de vibración (seg)	
¿Cuál es el efecto del uso de las secciones de viga en los desplazamientos en el punto de desempeño de los edificios con muros estructurales?	Determinar el efecto del uso de las secciones de viga en los desplazamientos en el punto de desempeño de los edificios con muros estructurales.	El uso de las secciones de viga tiene efectos significativos en los desplazamientos en el punto de desempeño de los edificios con muros estructurales.	EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO	Rigidez agrietada de las vigas (Tm <sup>2</sup> )	Momento flector (Tm)	Ficha de recolección de datos			
					Curvatura (1/m)				
				Desplazamientos en el punto de desempeño (cm)	Cortante basal (T)		Desplazamiento en el tope (m)		

## Anexo 2. Matriz de Operacionalización de Variables.

TÍTULO: EFECTOS DE LA LOSA MACIZA EN LA EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS CON MUROS ESTRUCTURALES, SAN RAMÓN, JUNÍN, 2022.

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN
<p>VARIABLE INDEPENDIENTE (X):</p> <p>Secciones de vigas</p>	<p>Las vigas son elementos lineales que trabajan principalmente a flexión cuando tienen relativa longitud de manera que los efectos cortantes no tienen un gran efecto en su comportamiento. (MC CORMAC, y otros, 2018).</p>	<p>La variable dependiente se operacionaliza según la forma en que trabajan las vigas que puede ser como vigas de sección rectangular o vigas de sección T.</p>	<p>Viga de sección rectangular</p>	Ancho de la viga (cm)	<p>Razón</p>
				Peralte de la viga (cm)	
				Área de acero (cm <sup>2</sup> )	
			<p>Viga de sección L y T</p>	Ancho del ala (cm)	
				Espesor del ala (cm)	
				Área de acero (cm <sup>2</sup> )	
<p>VARIABLE DEPENDIENTE (Y):</p> <p>Evaluación del desempeño sísmico</p>	<p>El desempeño sísmico de un edificio nuevo o existente, puede ser evaluado con un análisis Pushover. El análisis Pushover es un análisis no lineal estático realizado en condiciones de cargas de gravedad constante y cargas laterales que aumentan mono tónicamente (EUROCODE 8, 2004).</p>	<p>El análisis no lineal estático es aceptable para la mayoría de los edificios, pero debe utilizarse junto con el análisis lineal dinámico si la masa participativa en el primer modo es baja (ASCE/SEI 41, 2017). Por lo tanto, a fin de responder las preguntas planteadas en el estudio, la variable se operacionaliza en la obtención de los desplazamientos máximos relativos, la rigidez agrietada de las vigas y los desplazamientos relativos en el punto de desempeño.</p>	<p>Desplazamientos máximos relativos (cm)</p>	Factor de participación (%)	<p>Razón</p>
				Periodo de vibración (seg)	
			<p>Rigidez agrietada de las vigas (Tm<sup>2</sup>)</p>	Momento flector (Tm)	
				Curvatura (1/m)	
			<p>Desplazamientos en el punto de desempeño (cm)</p>	Cortante basal (T)	
				Desplazamiento en el tope (m)	

### Anexo 3. Ficha de validación de juicio de expertos.

#### FICHA DE VALIDACIÓN DE INSTRUMENTOS JUICIO DE EXPERTOS

Estimado Especialista: Ing. Angel Y. Peralta Riera

Considerando su actitud académica y trayectoria profesional, permítame nombrarlo como JUEZ EXPERTO para revisar el contenido de los instrumentos de recolección de datos:

#### FICHA DE RECOLECCIÓN DE DESPLAZAMIENTO MÁXIMO, RIGIDEZ A FLEXIÓN AGRIETADA DE LOS ELEMENTOS, CAPACIDAD MÁXIMA Y DESEMPEÑO SÍSMICO

Le presento la matriz de consistencia y operacionalización de variables para la revisión respectiva del proyecto de tesis que tiene como enfoque:

1. Cualitativo ( )                      2. Cuantitativo ( X )                      3. Mixto ( )

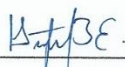
El resultado de esta evaluación permitirá la validez de contenido de los instrumentos para el proyecto:

Título del proyecto de tesis:	Efectos de las secciones de viga en el desempeño sísmico de edificios duales de concreto armado, San Ramón, Junín, 2022.
Línea de investigación:	Diseño sísmico y estructural

Dicho trabajo tiene como Asesor del proyecto de tesis al Mg. Raúl Heredia Benavides.

De antemano le agradezco sus aportes.

San Ramón, 21 de mayo del 2022



Ángela Rosmery Briceño Esteban

DNI: 70332926

## Formato de Validación de Criterios de Expertos

### I. Datos Generales

Fecha	21 de mayo del 2022
Validador	Angel U. Peralta Riera
Cargo e institución donde labora	Esp. en Estructuras - GORE JUNIN
Instrumentos a validar	Ficha de recolección del Desplazamiento Máximo
Objetivo de los instrumentos	Recolectar el desplazamiento máximo, la rigidez a flexión agrietada de los elementos, la capacidad máxima y el desempeño sísmico de tres edificios duales de concreto armado.
Autor(es) del instrumento	Ángela Rosmery Briceño Esteban

### II. Criterios de validación del instrumento

Revisar cada ítem del instrumento de recolección de datos y marcar con una equis (X) según corresponda a cada uno de los indicadores de la ficha teniendo en cuenta:

1	Deficiente (D)	Si menos del 30% de los ítems cumplen con el indicador.
2	Regular (R)	Si entre el 31% y 70% de los ítems cumplen con el indicador.
3	Buena (B)	Si más del 70% de los ítems cumplen con el indicador.

Criterios	Indicadores	D	R	B	Observación
		(1)	(2)	(3)	
Pertinencia	Los ítems miden lo previsto en los objetivos de investigación.			X	
Coherencia	Responden a lo que se debe medir en la variable, dimensiones e indicadores.			X	
Congruencia	Están acorde con el avance de la ciencia y tecnología.			X	
Suficiencia	Son suficientes en cantidad para medir los indicadores de la variable.			X	
Objetividad	Se expresan en comportamientos y acciones observables y verificables.			X	
Consistencia	Se han formulado en relación a la teoría de las dimensiones de la variable.			X	
Organización	Son secuenciales y distribuidos de acuerdo a dimensiones.			X	
Claridad	Están redactados en un lenguaje claro y entendible.			X	
Oportunidad	El instrumento se aplica en un momento adecuado.			X	
Estructura	El instrumento cuenta con instrucciones y opciones de respuesta bien definidas.			X	
Total					

### III. Coeficiente de validez

$$\frac{D + R + B}{30}$$

$$\frac{30}{30} = 1$$



Ing. ANGEL U. PERALTA R.

CIP: 269900

**FICHA DE VALIDACIÓN DE INSTRUMENTOS  
JUICIO DE EXPERTOS**

Estimado Especialista: Ing. Brandon de la Cruz Luyo

Considerando su actitud académica y trayectoria profesional, permítame nombrarlo como JUEZ EXPERTO para revisar el contenido de los instrumentos de recolección de datos:

**FICHA DE RECOLECCIÓN DE DESPLAZAMIENTO MÁXIMO, RIGIDEZ A FLEXIÓN AGRIETADA DE LOS ELEMENTOS, CAPACIDAD MÁXIMA Y DESEMPEÑO SÍSMICO**

Le presento la matriz de consistencia y operacionalización de variables para la revisión respectiva del proyecto de tesis que tiene como enfoque:

1. Cualitativo ( )                      2. Cuantitativo ( X )                      3. Mixto ( )

El resultado de esta evaluación permitirá la validez de contenido de los instrumentos para el proyecto:

Título del proyecto de tesis:	Efectos de las secciones de viga en el desempeño sísmico de edificios duales de concreto armado, San Ramón, Junín, 2022.
Línea de investigación:	Diseño sísmico y estructural

Dicho trabajo tiene como Asesor del proyecto de tesis al Mg. Raúl Heredia Benavides.

De antemano le agradezco sus aportes.

San Ramón, 21 de mayo del 2022



Ángela Rosmery Briceño Esteban

DNI:



## Formato de Validación de Criterios de Expertos

### I. Datos Generales

Fecha	21 de mayo del 2022
Validador	Jos. BRANDON DE LA CRUZ LUYO
Cargo e institución donde labora	GERENCIA DE ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INVERSIÓN M.O.P
Instrumentos a validar	Ficha de recolección del Desplazamiento Máximo
Objetivo de los instrumentos	Recolectar el desplazamiento máximo, la rigidez a flexión agrietada de los elementos, la capacidad máxima y el desempeño sísmico de tres edificios duales de concreto armado.
Autor(es) del instrumento	Ángela Rosmery Briceño Esteban

### II. Criterios de validación del instrumento

Revisar cada ítem del instrumento de recolección de datos y marcar con una equis (X) según corresponda a cada uno de los indicadores de la ficha teniendo en cuenta:

1	Deficiente (D)	Si menos del 30% de los ítems cumplen con el indicador.
2	Regular (R)	Si entre el 31% y 70% de los ítems cumplen con el indicador.
3	Buena (B)	Si más del 70% de los ítems cumplen con el indicador.

Criterios	Indicadores	D	R	B	Observación
		(1)	(2)	(3)	
Pertinencia	Los ítems miden lo previsto en los objetivos de investigación.			X	
Coherencia	Responden a lo que se debe medir en la variable, dimensiones e indicadores.			X	
Congruencia	Están acorde con el avance de la ciencia y tecnología.			X	
Suficiencia	Son suficientes en cantidad para medir los indicadores de la variable.			X	
Objetividad	Se expresan en comportamientos y acciones observables y verificables.			X	
Consistencia	Se han formulado en relación a la teoría de las dimensiones de la variable.			X	
Organización	Son secuenciales y distribuidos de acuerdo a dimensiones.			X	
Claridad	Están redactados en un lenguaje claro y entendible.			X	
Oportunidad	El instrumento se aplica en un momento adecuado.			X	
Estructura	El instrumento cuenta con instrucciones y opciones de respuesta bien definidas.			X	
Total					

### III. Coeficiente de validez

$$\frac{D + R + B}{30}$$

$$\frac{30}{30} = 1$$



DE LA CRUZ LUYO BRANDON JAIZO  
INGENIERO CIVIL  
CIP N° 259333

Ing. BRANDON JAIZO DE LA CRUZ LUYO.

CIP: 259333

## Anexo 4. Sistema de Computación “MoCurva V.1”.

### 1) Programa MoCurva V.1 (Entorno Júpiter Notebook)

```
# PROGRAMA MOCURVA V.1
```

```
**Descripción: ** El programa momento curvatura realiza el análisis no lineal de las secciones de concreto armado que tienen forma rectangular, T o L.
```

```
**Desarrollador: ** Angela Briceño Esteban
```

```
*UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO*
```

```
#### 1. IMPORTACIÓN DE LIBRERÍAS
```

```
from tabulate import tabulate
```

```
import matplotlib.pyplot as plt
```

```
import numpy as np
```

```
#### 2. PROGRAMAS DESARROLLADOS
```

```
from flexion_seccion import *
```

```
import dibujo
```

```
# CARACTERÍSTICAS TÍPICAS DE LA SECCIÓN
```

```
# b1/ b2/ h/ phi/ Sv/ Po
```

```
# b1 = Ancho de la base (cm)
```

```
# b2 = Ancho superior (cm)
```

```
# h = Altura de la viga (cm)
```

```
# phi = Diametro del Estribo (cm)
```

```
# Sv = Espaciamiento de estribo (cm)
```

```
# Po = Carga axial en la sección (Kg)
```

```
cts=[[30,165,60,1,8,0],
```

```
      [30,85,60,1,8,0],
```

```
      [30,165,60,1,8,0],
```

[30,85,60,1,8,0],  
[30,165,60,1,8,0],  
[30,85,60,1,8,0]]

#### # PROPIEDADES DEL CONCRETO

# f'c/ ec

# F'c = Resistencia a compresión del concreto (kg/cm<sup>2</sup>)

# ec = Deformación unitaria del concreto asociado a f'c (Adim)

con=[[210,0.002],  
[210,0.002],  
[250,0.002],  
[250,0.002],  
[250,0.002],  
[250,0.002]]

#### # PROPIEDADES TIPICAS DEL ACERO

# fy/ ey/ esh/ eu

# fy = Esfuerzo de fluencia del acero

# ey = Deformación unitaria del acero asociado a la fluencia

# esh = Deformación unitaria del acero asociado al endurecimiento

# eu = Deformación unitaria del acero asociado a la rotura

ace=[4200,0.002,0.008,0.11]

#### # AREA DE CAPAS DE ACERO

# capa 1, 2, 3, ... n (cm<sup>2</sup>)

As=[[20.11,4.28,2.53,9.66],  
[12.91,2.14,2.53,7.68],  
[20.74,4.28,2.53,10.77],  
[16.39,2.14,2.53,11.40],

```
[20.11,4.28,2.53,9.66],  
[17.97,2.14,2.53,5.70]]
```

```
# Posición de las capas de acero
```

```
# d1, d2, d3, ... dn (cm)
```

```
d=[[5,20,30,55],  
[5,20,30,55],  
[5,20,30,55],  
[5,20,30,55],  
[5,20,30,55],  
[5,20,30,55]]
```

```
##### 5. DIAGRAMACIÓN
```

```
resultados=flexion(cts,con,ace,As,d)
```

```
##### 5.1. COMPARACIÓN DE LA FLEXIÓN POSITIVA
```

```
dibujo.flexion_positiva(con,resultados)
```

```
##### 5.2. COMPARACIÓN DE LA FLEXIÓN NEGATIVA
```

```
dibujo.flexion_negativa(con,resultados)
```

```
##### 5.3. DIAGRAMACIÓN A DOS RAMAS
```

```
[Fi, Mo]=dibujo.flexion_2ramas(con,resultados)
```

```
# EXPORTACIÓN A EXCEL
```

```
from openpyxl import Workbook
```

```
archivo=Workbook()
```

```
hoja=archivo.active
```

```
for i in range(1, 81):
```

```
    hoja[f'C{i}']=float(Fi[i-1])
```

```
    hoja[f'D{i}']=float(Mo[i-1])
```

```
archivo.save('media_LYT.xlsx')
```

```
##### 5.3. PROPIEDADES DE LA SECCIÓN
```

```
punto_Y=[0.0055,15.50]
```

```
seccion=5
```

```
dibujo.flexion_bilineal_positiva(resultados,punto_Y,seccion)
```

```
punto_Y=[0.005,43]
```

```
seccion=5
```

```
dibujo.flexion_bilineal_negativa(resultados,punto_Y,seccion)
```

## 2) Sub Programa “flexion\_seccion”

```
from seccion_concreto import *
```

```
import numpy as np
```

```
class flexion():
```

```
    def __init__(self,caracteristicas_secciones,  
                propiedades_concreto,  
                propiedades_acero,  
                capas_armadura_sentido_positivo,  
                posicion_capas_armadura_positivo):
```

```
    # ENTRADA
```

```
    self.cts=caracteristicas_secciones
```

```
    self.con=propiedades_concreto
```

```
    self.ace=propiedades_acero
```

```
    self.As_pos=capas_armadura_sentido_positivo
```

```
    self.d_pos=posicion_capas_armadura_positivo
```

```
    # DESARROLLO
```

```
    self.As_neg=self.armadura_sentido_negativo()
```

```
    self.d_neg=self.posicion_capas_armadura_negativo()
```

```
# RESULTADOS
```

```
self.flex_pos=self.flexion_positiva()
```

```
self.flex_neg=self.flexion_negativa()
```

```
def flexion_positiva (self):
```

```
    flex_pos=[]
```

```
    for i in range(len(self.cts)):
```

```
        flex_pos.append(propiedades(self.cts[i][0],  
                                    self.cts[i][2],  
                                    self.d_pos[i][0], # Es una lista  
                                    self.cts[i][3],  
                                    self.cts[i][4],  
                                    self.cts[i][5],  
                                    self.con[i][0],  
                                    self.con[i][1],  
                                    self.ace[0],  
                                    self.ace[1],  
                                    self.ace[2],  
                                    self.ace[3],  
                                    np.matrix(self.As_pos[i][:]).T,  
                                    np.matrix(self.d_pos[i][:]).T))
```

```
    return (np.array(flex_pos))
```

```
def armadura_sentido_negativo (self):
```

```
    As_neg=np.flip(self.As_pos,axis=1)
```

```
    return As_neg
```

```
def posicion_capas_armadura_negativo (self):
```

```
    cts=np.matrix(self.cts)
```

```
    h=cts[:,2]
```

```
    d=np.matrix(self.d_pos)
```

```
d_neg=np.flip(h-d,axis=1)
return d_neg
```

```
def flexion_negativa (self):
    flex_neg=[]
    for i in range(len(self.cts)):
        flex_neg.append(propiedades(self.cts[i][1],
                                    self.cts[i][2],
                                    self.d_neg[i,0], # Es una matriz
                                    self.cts[i][3],
                                    self.cts[i][4],
                                    self.cts[i][5],
                                    self.con[i][0],
                                    self.con[i][1],
                                    self.ace[0],
                                    self.ace[1],
                                    self.ace[2],
                                    self.ace[3],
                                    np.matrix(self.As_neg[i][:]).T,
                                    np.matrix(self.d_neg[i][:]).T))
    return (np.array(flex_neg))
```

### 3) Sub Programa “dibujo”

```
import matplotlib.pyplot as plt
import numpy as np
```

```
def flexion_positiva(con,resultados):
    for i in range(len(resultados.flex_pos)):
        Mo=resultados.flex_pos[i].Mo
```

```

    Fi=resultados.flex_pos[i].Fi
    plt.plot(Fi,Mo,label='V'+str(i+1)+' ('+str(con[i][0])+)',linewidth=3)
plt.legend(bbox_to_anchor=(1.05, 1.0), loc='upper left')
plt.title('FLEXIÓN POSITIVA')
plt.xlabel('Curvatura (1/m)')
plt.ylabel('Momento (Tm)')
plt.grid()
plt.show()
return

```

```

def flexion_negativa(con,resultados):
    for i in range(len(resultados.flex_pos)):
        Mo=resultados.flex_neg[i].Mo
        Fi=resultados.flex_neg[i].Fi
        plt.plot(Fi,Mo,label='V'+str(i+1)+' ('+str(con[i][0])+)',linewidth=3)
plt.legend(bbox_to_anchor=(1.05, 1.0), loc='upper left')
plt.title('FLEXIÓN NEGATIVA')
plt.xlabel('Curvatura (1/m)')
plt.ylabel('Momento (Tm)')
plt.grid()
plt.show()
return

```

```

def flexion_2ramas(con,resultados):

    n=len(resultados.flex_pos)

    agrupa=np.zeros((40,1))
    for i in range(n):
        agrupa=np.concatenate((agrupa,resultados.flex_pos[i].Fi),axis=1)
    agrupa=np.delete(agrupa,0,axis=1)

```



```

Fi_me_pos=np.mean(agrupa,axis=1)

agrupa=np.zeros((40,1))
for i in range(n):
    agrupa=np.concatenate((agrupa,resultados.flex_neg[i].Fi),axis=1)
agrupa=np.delete(agrupa,0,axis=1)
Fi_me_neg=np.mean(agrupa,axis=1)

agrupa=np.zeros((40,1))
for i in range(n):
    agrupa=np.concatenate((agrupa,resultados.flex_pos[i].Mo),axis=1)
agrupa=np.delete(agrupa,0,axis=1)
Mo_me_pos=np.mean(agrupa,axis=1)

agrupa=np.zeros((40,1))
for i in range(n):
    agrupa=np.concatenate((agrupa,resultados.flex_neg[i].Mo),axis=1)
agrupa=np.delete(agrupa,0,axis=1)
Mo_me_neg=np.mean(agrupa,axis=1)

for i in range(n):
    Mo_pos=resultados.flex_pos[i].Mo
    Fi_pos=resultados.flex_pos[i].Fi
    Mo_neg=np.flip(resultados.flex_neg[i].Mo)
    Fi_neg=np.flip(resultados.flex_neg[i].Fi)
    Fi=np.concatenate((-Fi_neg,Fi_pos),axis=0)
    Mo=np.concatenate((-Mo_neg,Mo_pos),axis=0)
    plt.plot(Fi,Mo,'.',label='V'+str(i+1)+' ('+str(con[i][0])+)',linewidth=3)
Mo_vuelta=np.flip(Mo_me_neg)
Fi_vuelta=np.flip(Fi_me_neg)
Fi=np.concatenate((-Fi_vuelta,Fi_me_pos), axis=0)

```

```

Mo=np.concatenate((-Mo_vuelta,Mo_me_pos), axis=0)
plt.plot(Fi,Mo,'k',label='Media',linewidth=3)
plt.legend(bbox_to_anchor=(1.05, 1.0), loc='upper left')
plt.title('DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA A DOS RAMAS')
plt.xlabel('Curvatura (1/m)')
plt.ylabel('Momento (Tm)')
plt.grid()
plt.show()
return Fi, Mo

```

```

def flexion_bilineal_positiva(resultados,punto_Y,seccion):

```

```

    Fi=resultados.flex_pos[seccion].Fi
    Mo=resultados.flex_pos[seccion].Mo
    c=resultados.flex_pos[seccion].c
    E=resultados.flex_pos[seccion].Ec
    b=resultados.flex_pos[seccion].b
    h=resultados.flex_pos[seccion].h
    # Punto notables
    [fiy,my]=punto_Y
    [fiu,mu]=[round(float(Fi[-1]),4),round(float(Mo[-1]),2)]

    # Propiedades de la sección
    Elg=E*10*b*0.01*(h*0.01)**3/12
    Elagr=my/fiy
    Elp=(mu-my)/(fiu-fiy)
    ind_e=Elagr/Elg
    u=fiu/fiy

    # Diagramación
    plt.plot(Fi,Mo,label='No lineal',linewidth=1,color='g')

```

```

plt.plot([0,fiy,fiu],[0,my,mu],label='Bilineal',linewidth=3,color='b') # Ploteo diseño
plt.legend(bbox_to_anchor=(1.05, 1.0), loc='upper left')
plt.title('BILINEALIZACIÓN')
plt.xlabel('Curvatura (1/m)')
plt.ylabel('Momento (Tm)')
plt.grid()
plt.show()

```

# Impresión

```

print('Punto de fluencia:      {} 1/m, {} Tm'.format(fiy,my))
print('Punto de rotura:      {} 1/m, {} Tm \n'.format(fiu,mu))
print('Profundidad del eje neutro:  c      = {} m\n'.format(round(c/100,2)))
print('Rigidez a flexión gruesa:  Elg     = {} Tm2'.format(round(Elg)))
print('Rigidez a flexión agrietada: Elagr   = {} Tm2'.format(round(Elagr)))
print('Rigidez de post fluencia:  Elp     = {} Tm2\n'.format(round(Elp)))
print('Indice de rigidez efectiva: Elagr/Elg = {} '.format(round(ind_e,2)))
print('Ductilidad por curvatura:  u      = {} '.format(round(u)))

```

return

def flexion\_bilineal\_negativa(resultados,punto\_Y,seccion):

```

Fi=resultados.flex_neg[seccion].Fi
Mo=resultados.flex_neg[seccion].Mo
c=resultados.flex_neg[seccion].c
E=resultados.flex_neg[seccion].Ec
b=resultados.flex_neg[seccion].b
h=resultados.flex_neg[seccion].h
# Punto notables
[fiy,my]=punto_Y
[fiu,mu]=[round(float(Fi[-1]),4),round(float(Mo[-1]),2)]

```

```

# Propiedades de la sección
Elg=E*10*b*0.01*(h*0.01)**3/12
Elagr=my/fiy
Elp=(mu-my)/(fiu-fiy)
ind_e=Elagr/Elg
u=fiu/fiy

# Diagramación
plt.plot(Fi,Mo,label='No lineal',linewidth=1,color='g')
plt.plot([0,fiy,fiu],[0,my,mu],label='Bilineal',linewidth=3,color='b') # Ploteo diseño
plt.legend(bbox_to_anchor=(1.05, 1.0), loc='upper left')
plt.title('BILINEALIZACIÓN')
plt.xlabel('Curvatura (1/m)')
plt.ylabel('Momento (Tm)')
plt.grid()
plt.show()

# Impresión
print('Punto de fluencia:      {} 1/m, {} Tm'.format(fiy,my))
print('Punto de rotura:      {} 1/m, {} Tm \n'.format(fiu,mu))
print('Profundidad del eje neutro:  c      = {} m\n'.format(round(c/100,2)))
print('Rigidez a flexión gruesa:  Elg     = {} Tm2'.format(round(Elg)))
print('Rigidez a flexión agrietada: Elagr   = {} Tm2'.format(round(Elagr)))
print('Rigidez de post fluencia:  Elp     = {} Tm2\n'.format(round(Elp)))
print('Índice de rigidez efectiva: Elagr/Elg = {} '.format(round(ind_e,2)))
print('Ductilidad por curvatura:  u      = {} '.format(round(u)))

return

```

#### 4) Sub programa “seccion\_concreto”

```
from concreto import participacion_concreto
from acero import participacion_acero
import numpy as np
import math
```

```
class propiedades():
```

```
    def __init__ (self, ancho_seccion,
                  peralte_seccion,
                  recubrimiento,
                  diametro_estribo,
                  espaciamiento_estribo,
                  carga_axial,
                  resistencia_concreto,
                  deformacion_asociada_resistencia,
                  esfuerzo_fluencia,
                  deformacion_fluencia,
                  deformación_endurecimiento,
                  deformacion_rotura,
                  capas_armadura,
                  posicion_capas):
```

```
    # ENTRADA
```

```
    self.b=ancho_seccion
```

```
    self.h=peralte_seccion
```

```
    self.rec=recubrimiento
```

```
    self.phi=diámetro_estribo
```

```
    self.s=espaciamiento_estribo
```

```
    self.Po=carga_axial
```

```
    self.fc=resistencia_concreto
```

```

self.eo=deformacion_asociada_resistencia
self.fy=esfuerzo_fluencia
self.ey=deformacion_fluencia
self.esh=deformación_endurecimiento
self.esu=deformacion_rotura
self.As=capas_armadura
self.d=posicion_capas

# DESARROLLO
self.Ec=self.modulo_elasticidad()
self.fsu=self.esfuerzo_ultimo()
self.Es=self.modulo_acero()

# RESULTADOS
[self.Fi,self.Mo,self.c]=self.momento_curvatura()

def modulo_elasticidad(self):
    Ec=round(15000*math.sqrt(self.fc))
    return Ec

def esfuerzo_ultimo(self):
    fsu=round(1.5*self.fy)
    return fsu

def modulo_acero(self):
    Es=round(self.fy/self.ey)
    return Es

def momento_curvatura(self):
    # Aproximación sucesiva a la posición (c) en equilibrio para deformaciones
    (ec) en el rango 0.0001 - 0.0040
    n=len(self.As)

```

```

cinicial=1
# ----- secuencia repetitiva for -----
Fi=np.zeros(40)
Fi=np.matrix(Fi)
Fi=np.transpose(Fi)
Mo=np.zeros(40)
Mo=np.matrix(Mo)
Mo=np.transpose(Mo)
for j in range(1,40):
    ec=j/10000
    c=cinicial # Posición inicial del eje neutro
    suma=30 # Precisión +-30
#-----secuencia repetitiva while-----
    fs=np.zeros(n)
    fs=np.matrix(fs)
    fs=np.transpose(fs)
    while suma>=30:
# Creamos un vector columna con las deformaciones del acero
        es=((self.d-c)*ec)/(c)
# Creamos un vector fila con los esfuerzos del acero
        for i in range(n): # i=1:n
            if abs(es[i])<=self.ey:
                fs[i]=(self.fy/self.ey)*es[i]
            else:
                if abs(es[i])<=self.esh:
                    if es[i]>0:
                        fs[i]=self.fy
                    else:
                        fs[i]=-self.fy
                else:
                    fs[i]=participacion_acero(es[i],self.fy,self.fsu,self.esh,self.esu)

```

```

# Creamos un vector columna con las tensiones del acero
T=np.array(self.As)*np.array(fs)

# Compresión del concreto
[Co,MC]=participacion_concreto(ec,c,self.fc,self.eo,self.b,self.h,self.rec,s
elf.fy,self.phi,self.s)

# Equilibrio y nueva posición del eje neutro (c)
suma=float(sum(T))-Co-self.Po
c=c+0.005

#-----fin while-----

# Calculo del momento(M)
MT=np.array(T)*np.array(self.d) # Kgcm
m=(float(sum(MT))-MC-self.Po*self.h/2)*10**-5 # Tm

# Calculo de la curvatura (fi)
fi=ec*100/(c)

# Capturamos C, fi y M en vectores
Fi[j]=fi
Mo[j]=m

# -----fin for.....
return Fi,Mo,c

```

## 5) Sub programa “concreto”

```

import math

def participacion_concreto (ec, # Deformación unitaria del concreto
c, # Posición del eje neutro
fc, # Resistencia del concreto (kg/cm2)
eo, # Deformación asociado a la resistencia
b, # Ancho de la sección (cm)
h, # Peralte de la sección (cm)
rec,# Recubrimiento (cm)
fy, # Esfuerzo de fluencia del estribo (Kg/cm2)

```



phi, # Diametro del acero del estribo (cm)

s): # Espaciamiento del estribo (cm)

bdoble=b-2\*rec

bprima=bdoble-phi

hdoble=h-2\*rec

hprima=hdoble-phi

Asv=math.pi\*phi\*\*2/4

rho=2\*(bprima+hprima)\*Asv/(bdoble\*hdoble\*s)

k=1+rho\*fy/fc

if ec<=k\*eo:

    alfa=ec\*(3\*k\*eo-ec)/(3\*k\*eo\*\*2)

    gama=(8\*k\*eo-3\*ec)/(4\*(3\*k\*eo-ec))

else:

    e50u=(3+0.29\*fc\*14.2233)/(145\*fc\*14.2233-1000)

    e50h=3\*rho\*math.sqrt(bdoble/s)/4

    z=0.5/(e50u+e50h+k\*eo)

    alfa=(6\*ec-2\*k\*eo-3\*z\*(ec-k\*eo)\*\*2)/(6\*ec)

    A=6\*z\*ec\*\*2\*k\*eo+6\*ec\*\*2-4\*z\*ec\*\*3-k\*eo\*\*2-2\*z\*k\*eo\*\*3

    B=ec\*(12\*ec-4\*k\*eo-6\*z\*ec\*\*2+12\*z\*k\*eo\*ec-6\*z\*k\*eo\*\*2)

    gama=A/B

C=alfa\*k\*fc\*b\*(c-rec)

MC=C\*(1-gama)\*(c-rec)

return C,MC

## 6) Sub Programa "acero"

def participacion\_acero(es, # Deformacion\_unitaria\_acero

```
fy, # Esfuerzo_fluencia_acero (kg/cm2)
fsu, # Resistencia_ultima_acero (kg/cm2)
esh, # Deformacion_endurecimiento
esu): # Deformacion_fractura
```

```
# MODELO PARK Y PAULAY
```

```
n=esu-esh
```

```
m=((fsu/fy)*(30*n+1)**2-60*n-1)/(15*n**2)
```

```
esesh=es-esh
```

```
A=(m*(esesh)+2)/(60*(esesh)+2)
```

```
B=((esesh)*(60-m))/(2*(30*n+1)**2)
```

```
fs=fy*(A+B)
```

```
return fs
```



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

### **Declaratoria de Autenticidad del Asesor**

Yo, HEREDIA BENAVIDES RAUL, docente de la FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA de la escuela profesional de INGENIERÍA CIVIL de la UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO SAC - LIMA ATE, asesor de Tesis titulada: "Efectos de las Secciones de Viga en la Evaluación del Desempeño Sísmico de Edificios con Muros Estructurales, San Ramón, Junín, 2022", cuyo autor es BRICEÑO ESTEBAN ANGELA ROSMERY, constato que la investigación tiene un índice de similitud de 26.00%, verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin, el cual ha sido realizado sin filtros, ni exclusiones.

He revisado dicho reporte y concluyo que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender la Tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad César Vallejo.

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

LIMA, 12 de Setiembre del 2022

<b>Apellidos y Nombres del Asesor:</b>	<b>Firma</b>
HEREDIA BENAVIDES RAUL <b>DNI:</b> 45822843 <b>ORCID:</b> 0000-0001-5408-5706	Firmado electrónicamente por: RHEREDIAB el 12- 09-2022 16:19:36

Código documento Trilce: TRI - 0428201