

**UNIVERSIDAD RICARDO PALMA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE UNA  
EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO MEDIANTE UN  
ANÁLISIS PUSH OVER Y PROPUESTA DE INTERVENCIÓN  
(CASO DE ESTUDIO: TORRE TRECCA)**

**TESIS**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTADA POR:**

**Bach. VELÁSQUEZ ORTEGA, SERGIO JOSÉ**

**Asesor: Msc. Ing. CHACÓN ÁLVAREZ, ROBERTO**

**LIMA-PERÚ**

**2020**

## **DEDICATORIA**

A mis padres, José y Mirtha, quienes son el motivo de mi superación y motor de vida.

A toda mi familia, en especial a mis abuelos, Fortunato y Haideé. A mi tía Pilar, por siempre alentarme en todo momento.

A mis primos, Alejandro y Cristhian, a quienes considero como mis hermanos mayores, por todo su apoyo en la carrera y en la vida.

A mis amigos, familia que encontré en este trayecto, por toda esta gran experiencia que siempre llevaré conmigo.

## **AGRADECIMIENTOS**

A mi madre; quien, junto con mi padre, es la persona más importante para mí. Gracias por siempre recordarme de lo que soy capaz y por ser siempre esa persona que guía mi vida hacia el mejor de los caminos.

A mi padre, por siempre darme su apoyo a cada instante de manera incondicional. Gracias a ti y a mamá por hacer que nunca nos falte nada.

A los docentes que más influyeron en mí como profesional, por sus grandes enseñanzas. Gracias por siempre brindar lo mejor de ustedes.

A mi asesor, el Ing. Roberto Chacón, a quien he llegado a considerar como un amigo y me brindó su constante apoyo a lo largo de toda la investigación. Gracias por su paciencia y por siempre disponer de su tiempo para el desarrollo de esta tesis.

A todas aquellas personas que, a pesar de todo, siempre creyeron en mí. Gracias.

## ÍNDICE GENERAL

RESUMEN .....	xii
ABSTRACT .....	xiii
INTRODUCCIÓN .....	1
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	3
1.1 Descripción del problema .....	3
1.2 Formulación del problema .....	4
1.2.1 Problema general.....	4
1.2.2 Problemas específicos .....	4
1.3 Objetivos de la investigación .....	5
1.3.1 Objetivo general .....	5
1.3.2 Objetivos específicos .....	5
1.4 Importancia y justificación del estudio .....	5
1.4.1 Importancia .....	5
1.4.2 Justificación.....	5
1.5 Limitaciones del estudio .....	6
1.5.1 Daños en elementos no estructurales .....	6
1.5.2 Adaptación de normas extranjeras .....	6
1.5.3 Diferencia de propiedades en los materiales.....	6
1.5.4 Información para los análisis probabilísticos.....	6
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO.....	7
2.1 Marco histórico .....	7
2.1.1 Vulnerabilidad sísmica.....	7
2.1.2 Antecedentes de la Torre Trecca.....	8
2.2 Investigaciones relacionadas con el tema .....	11
2.2.1 Investigaciones nacionales .....	11

2.2.2	Investigaciones internacionales.....	12
2.3	Bases teóricas relacionadas.....	13
2.3.1	Análisis pushover.....	13
2.3.1.1	Definición del análisis.....	13
2.3.1.2	Curva pushover.....	15
2.3.1.3	Transformación de la curva pushover a una curva binomial.....	16
2.3.1.4	Espectro de demanda.....	19
2.3.1.5	Obtención del punto de desempeño.....	21
2.3.2	Normativa de FEMA 273.....	22
2.3.3	Normativa del PBEE.....	27
2.3.4	Desempeño y estimación de daños.....	28
2.3.4.1	Niveles de desempeño.....	28
2.3.4.2	Formación de rótulas plásticas.....	29
2.3.4.3	Umbrales de daño.....	31
2.3.4.4	Curvas de fragilidad.....	33
2.4	Definición de términos básicos.....	35
<b>CAPÍTULO III: SISTEMA DE HIPÓTESIS.....</b>		<b>39</b>
3.1	Hipótesis.....	39
3.1.1	Hipótesis general.....	39
3.1.2	Hipótesis específicas.....	39
3.2	Variables.....	39
3.2.1	Definición conceptual.....	40
3.2.2	Operacionalización de variables.....	41
<b>CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....</b>		<b>43</b>
4.1	Tipo y nivel de investigación.....	43
4.1.1	Tipo.....	43
4.1.2	Nivel.....	43
4.2	Diseño de investigación.....	43
4.3	Población y muestra.....	44

4.3.1	Población.....	44
4.3.2	Muestra.....	44
4.4	Técnicas e instrumentos de recolección de datos .....	44
4.4.1	Técnicas de recolección de datos .....	44
4.4.2	Instrumentos de recolección de datos .....	45
4.5	Técnicas para el procesamiento y análisis de la información.....	45
<b>CAPÍTULO V: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN .....</b>		<b>47</b>
5.1	Presentación del capítulo .....	47
5.2	Modelamiento de la estructura.....	49
5.2.1	Materiales de la edificación .....	49
5.2.2	Cargas aplicadas.....	50
5.2.2.1	Carga muerta .....	50
5.2.2.2	Carga viva.....	51
5.2.3	Definición de los elementos estructurales.....	51
5.2.4	Modelamiento de la estructura .....	51
5.2.5	Patrones de cargas .....	52
5.2.5.1	Lineales .....	52
5.2.5.2	No lineales .....	52
5.2.6	Inclusión de rótulas plásticas en vigas .....	56
5.3	Análisis sísmico estático.....	58
5.3.1	Demanda sísmica .....	58
5.3.2	Resultados de fuerzas sísmicas y cortantes basales .....	60
5.3.2.1	Resultados en el eje x .....	61
5.3.2.2	Resultados en el eje y .....	63
5.3.3	Resultados de derivas de entrepiso .....	65
5.3.3.1	Derivas en el eje x .....	65
5.3.3.2	Derivas en el eje y .....	66
5.4	Análisis pushover.....	67

5.4.1	Resultados por carga PUSH X .....	67
5.4.1.1	Curva pushover.....	67
5.4.1.2	Curva pushover bilineal.....	68
5.4.2	Resultados por carga PUSH Y .....	70
5.4.2.1	Curva pushover.....	70
5.4.2.2	Curva pushover bilineal.....	71
5.5	Punto de desempeño .....	73
5.5.1	Punto de desempeño en el eje x .....	73
5.5.2	Punto de desempeño en el eje y .....	75
5.6	Obtención de curvas o espectros de capacidad .....	76
5.6.1	Curva de capacidad del eje x.....	77
5.6.2	Curva de capacidad del eje y.....	78
5.7	Estados de las rótulas .....	80
5.7.1	Rótulas formadas por las carga PUSH X .....	80
5.7.2	Rótulas formadas por las carga PUSH Y .....	82
5.8	Umbrales de daño .....	84
5.8.1	Daños por desplazamientos en el eje x .....	85
5.8.2	Daños por desplazamientos en el eje y .....	86
5.9	Curvas de fragilidad y probabilidad de daño .....	87
5.9.1	Curvas y probabilidad en el eje x.....	87
5.9.2	Curvas y probabilidad en el eje y.....	93
5.10	Propuesta de intervención .....	98
5.10.1	Propuesta para los daños locales (rótulas) .....	98
5.10.2	Propuesta para los daños globales.....	100
	CONCLUSIONES.....	102
	RECOMENDACIONES .....	104
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	105
	ANEXOS .....	110

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Valores de desplazamientos espectrales según umbrales de daño .....	32
Tabla 2: Valores de Beta.....	34
Tabla 3: Relación de variables.....	41
Tabla 4: Materiales de la torre Trecca .....	49
Tabla 5: Propiedades mecánicas del concreto .....	50
Tabla 6: Resistencias del acero .....	50
Tabla 7: Cargas gravitacionales .....	51
Tabla 8: Parámetros sísmicos .....	60
Tabla 9: Tabla resumen con parámetros de curva bilineal del eje x.....	70
Tabla 10: Tabla resumen con parámetros de curva bilineal del eje y.....	73
Tabla 11: Parámetros de la curva de capacidad del eje x .....	77
Tabla 12: Parámetros de la curva de capacidad del eje y .....	78
Tabla 13: Estados de rótulas por análisis pushover en x .....	80
Tabla 14: Estados de rótulas por análisis pushover en y .....	82
Tabla 15: Desplazamientos según estados de daño en el eje x.....	85
Tabla 16: Desplazamientos según estados de daño en el eje y.....	86
Tabla 17: Parámetros de curvas de fragilidad para el eje x .....	87
Tabla 18: Matriz de daño en el punto de desempeño del eje x.....	89
Tabla 19: Matriz de daño ocasionado por el ASE del eje x.....	91
Tabla 20: Matriz de daño en desplazamiento máximo permitido en x.....	92
Tabla 21: Parámetros de curvas de fragilidad para el eje y .....	94
Tabla 22: Matriz de daño en el punto de desempeño del eje y.....	95
Tabla 23: Matriz de daño en desplazamiento máximo permitido en y.....	97
Tabla 24: Cortantes y desplazamientos según steps de PUSH X .....	98
Tabla 25: Cortantes y desplazamientos según steps de PUSH Y .....	99
Tabla 26: Estados de vigas tras máxima demanda sísmica .....	100



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Ubicación de la Torre Trecca .....	9
Figura 2: Torre Trecca en la actualidad .....	10
Figura 3: Tipos de gráficos de espectros de respuesta.....	15
Figura 4: Ejemplo de una curva pushover .....	16
Figura 5: Curva pushover bilineal .....	19
Figura 6: Espectro de aceleraciones.....	20
Figura 7: Espectro de demanda inelástico .....	21
Figura 8: Punto de desempeño.....	22
Figura 9: Espectros de demanda y capacidad .....	27
Figura 10: Niveles de desempeño esperados en edificaciones .....	29
Figura 11: Modelo de rótula plástica según FEMA 356.....	31
Figura 12: Umbrales de estados de daño .....	32
Figura 13: Ejemplo de gráfico de curvas de fragilidad.....	35
Figura 14: Diagrama de flujo del procedimiento.....	48
Figura 15: Modelo de la torre Trecca en SAP2000 .....	52
Figura 16: Patrón de carga gravitacional no lineal .....	53
Figura 17: Patrón de carga “Pushover X”.....	54
Figura 18: Patrón de carga “Pushover Y”.....	54
Figura 19: Carga “Push X” .....	55
Figura 20: Control de desplazamiento en la carga “PUSH X” .....	56
Figura 21: Definición de rótulas plásticas .....	57
Figura 22: Estado de rótulas en una viga causadas por la carga PUSH X.....	57
Figura 23: Estado de rótulas en una viga causadas por la carga PUSH Y.....	58
Figura 24: Masa efectiva de la edificación .....	61
Figura 25: Fuerzas sísmicas en x .....	62
Figura 26: Cortantes en x en relación a pisos .....	63
Figura 27: Fuerzas sísmicas en Y .....	64
Figura 28: Cortantes en y en relación a pisos .....	65
Figura 29: Derivas en el eje x .....	66
Figura 30: Derivas en el eje y .....	67
Figura 31: Curva pushover obtenida de PUSH X.....	68

Figura 32: Parámetros de curva pushover bilineal del eje x .....	69
Figura 33: Curva pushover bilineal del eje x .....	69
Figura 34: Curva pushover obtenida de PUSH Y .....	71
Figura 35: Parámetros de curva pushover bilineal del eje y .....	72
Figura 36: Curva pushover bilineal del eje y .....	72
Figura 37: Punto de desempeño en el eje x .....	74
Figura 38: Intersección del punto de desempeño en x.....	74
Figura 39: Punto de desempeño en el eje y .....	75
Figura 40: Intersección del punto de desempeño en y.....	76
Figura 41: Curva de capacidad del eje x.....	78
Figura 42: Curva de capacidad del eje y.....	79
Figura 43: Porcentajes de rótulas de cada estado según los steps del análisis.....	81
Figura 44: Vista frontal de la torre con vigas rotuladas.....	82
Figura 45: Porcentajes de rótulas de cada estado según los steps del análisis.....	83
Figura 46: Vista frontal de la torre con vigas rotuladas.....	84
Figura 47: Umbrales de daño del eje x en el punto de desempeño.....	85
Figura 48: Umbrales de daño del eje y en el punto de desempeño.....	86
Figura 49: Curvas de fragilidad del eje x.....	88
Figura 50: Curvas de fragilidad en el punto de desempeño del eje x .....	89
Figura 51: Histograma de probabilidad de excedencia de daño .....	90
Figura 52: Curvas de fragilidad del desplazamiento del ASE en el eje x.....	90
Figura 53: Histograma de probabilidad de excedencia de daño .....	91
Figura 54: Curvas de fragilidad del máximo desplazamiento permitido en x.....	92
Figura 55: Histograma de probabilidad de excedencia de daño .....	93
Figura 56: Curvas de fragilidad del eje y.....	94
Figura 57: Curvas de fragilidad en el punto de desempeño del eje y .....	95
Figura 58: Histograma de probabilidad de excedencia de daño .....	96
Figura 59: Curvas de fragilidad del máximo desplazamiento permitido en y .....	96
Figura 60: Histograma de probabilidad de excedencia de daño .....	97

## ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1: Matriz de consistencia.....	110
Anexo 2: Vista en planta de la torre Trecca.....	112
Anexo 3: Cuadro con especificaciones de elementos estructurales.....	113
Anexo 4: Metrado de cargas de aligerados .....	114
Anexo 5: Metrado del peso de acabados .....	114
Anexo 6: Análisis estático en x.....	115
Anexo 7: Análisis estático en y.....	116
Anexo 8: Derivas en el eje x.....	117
Anexo 9: Derivas en el eje y .....	118
Anexo 10: Máximos desplazamientos permitidos en x .....	119
Anexo 11: Máximos desplazamientos permitidos en y .....	120
Anexo 12: Recreación de la planta de la torre Trecca .....	121
Anexo 13: Cargas por piso típico .....	122

## RESUMEN

El objetivo de la presente investigación es conocer el desempeño estructural de la Torre Trecca y su vulnerabilidad frente a la acción sísmica, tanto en su punto de desempeño como en sus demandas establecidas por la Norma E.030.

La investigación se llevó a cabo con el análisis estático no lineal, también conocido como análisis pushover. Este nos permitió conocer la curva de capacidad de la estructura, los valores de desplazamientos espectrales en los que se alcanzan los cuatro (4) umbrales y/o estados de daño: leve, moderado, severo y completo, los estados de las rótulas plásticas en los elementos estructurales a lo largo del análisis y la ductilidad del edificio. Como herramienta para los análisis, se utilizó el programa SAP2000 v. 21.00.

Se utilizaron los datos mencionados para armar las curvas de fragilidad y matrices de daño de la estructura para los desplazamientos espectrales de los estados mencionados en el primer párrafo. Es conocido que los sismos son representados como cargas laterales bidireccionales, por lo que fue necesario analizar a la estructura en sus dos ejes (x,y) para conocer su vulnerabilidad sísmica global.

En los resultados obtenidos se pudo notar que, como primera observación, existe una gran diferencia entre la rigidez del eje x respecto a la del eje y, lo que repercute en la ductilidad de cada eje, siendo el primero el que presenta una mayor ductilidad. Esto influyó en el punto de desempeño de cada eje, ya que en el eje x, la curva de capacidad se intersectó con el espectro de demanda en su rango inelástico, mientras que para el eje y, la estructura aún no había alcanzado la fluencia. La probabilidad de colapso en el punto de desempeño fue mucho mayor en el eje x, representando una grave amenaza a la seguridad tanto de la edificación como de las personas que la habitan si hubiera sido habilitada para su uso, por lo que sería necesario utilizar la información obtenida de la evaluación de desempeño de la torre para otorgarle el reforzamiento estructural adecuado y así garantizar su seguridad.

**Palabras claves:** Desempeño estructural, Torre Trecca, vulnerabilidad, acción sísmica, punto de desempeño, análisis estático no lineal, análisis pushover, curva de capacidad, curvas de fragilidad, matrices de daño, reforzamiento estructural.

## ABSTRACT

The objective of this investigation is to determine the structural performance of the Trecca Tower and its seismic vulnerability, both at its performance point and at its seismic demands established by the peruvian seismic design code E.030.

The research was performed using the nonlinear static analysis, also known as pushover analysis. This allowed us to obtain the capacity curve of the structure, the values of spectral displacements at which the four (4) thresholds and/or damage states are reached: mild, moderate, severe and complete, the states of the plastic hinges in the structural elements throughout the analysis and the ductility of the building. The analyses were performed with the SAP2000 v. 21.00 software.

The mentioned data was used to graph the fragility curves and to determine the damage matrices of the structure for the spectral displacements of the states mentioned in the first paragraph. It is known that seismic forces are represented as bidirectional lateral loads, so it was necessary to analyze the structure in both axes (x,y) to determine its global seismic vulnerability.

By looking at the obtained results, it is remarkable, as a first observation, that there is a great difference between the stiffness of the x axis in comparison to the one in the y axis, which affects the ductility of each axis, the first being the one with the higher ductility. This had repercussions in the obtainment of the performance point of each axis, since in the x-axis, the capacity curve was intersected with the demand spectrum at its inelastic range, while in the y-axis, the structure had not yet reached the yield state. The probability of collapse at the performance point was much higher in the x-axis, representing a serious threat to the safety of both the building and the people who inhabit it if it had been enabled for use, so it would be necessary to use the information obtained from the performance evaluation of the tower to propose the appropriate structural reinforcement and, in that way, guarantee its safety.

**Keywords:** Structural performance, Trecca Tower, vulnerability, seismic action, performance point, non-linear static analysis, pushover analysis, capacity curve, fragility curves, damage matrices, structural reinforcement.

# INTRODUCCIÓN

En el año 1989, se culminó la construcción de la torre Trecca; edificio que tomó veinte (20) años en ser construido desde su concepción arquitectónica y estructural. Sin embargo, hasta la actualidad este edificio no ha sido considerado como apto para su uso debido a presuntas deficiencias estructurales, como también la existencia de irregularidades en planta y en altura que un edificio esencial no debería presentar.

Esta tesis tiene como objetivo principal evaluar la vulnerabilidad de la torre Trecca frente a un sismo actual de diseño y en su punto de desempeño mediante el método de análisis estático no lineal, también conocido como análisis pushover.

Para llevar a cabo el análisis, es necesario realizar el modelamiento computacional de la edificación mencionada; en este caso, con el software SAP2000 versión 21 de la compañía CSI (Computers & Structures, Inc.). La finalidad del análisis es la de obtener la curva de capacidad de la estructura para, con esta información, elaborar las curvas de fragilidad y calcular las matrices de daño.

Los resultados de esta tesis buscan comprobar si la torre Trecca no ha sido habilitada por alguna deficiencia estructural, ya que el código de diseño sismorresistente (Norma Técnica Peruana E.030) ha presentado variaciones desde la concepción de la torre Trecca hasta su culminación constructiva. El propósito de conocer tanto el desempeño como la vulnerabilidad del edificio es la búsqueda de alternativas de solución para garantizar la seguridad de este y, en un caso hipotético, que su uso pueda ser habilitado.

La presente tesis cuenta con la siguiente estructura:

Capítulo I, llamado “Planteamiento del problema”. Como primer capítulo, detalla el panorama general de la problemática (formulación y delimitación de esta), así como también los objetivos, importancia, justificación y limitaciones de la investigación.

Capítulo II, llamado “Marco Teórico”. Este abarca todo lo referido a los conceptos que debemos conocer para poder comprender el análisis pushover, así como también la normativa que establece el *FEMA* (Federal Emergency Management Agency) para este tipo de análisis, el desempeño estructural que se espera en cada edificación como también la definición de vulnerabilidad y demás conceptos claves para entender esta tesis.

Capítulo III, que lleva de nombre “Sistema de hipótesis”. En este breve capítulo se encuentran las suposiciones acerca del desempeño esperado en base a la teoría explicada en el capítulo anterior. Además, se definen las variables que acompañan a esta investigación al realizar los estudios planteados.

Capítulo IV, nombrado “Metodología de la investigación”, donde se detalla todo lo relacionado a los procesos que deben realizarse para la recolección, procesamiento y análisis de la información; desde identificar el tipo de investigación a realizar hasta las indicaciones sobre cómo proceder a realizar el estudio.

Capítulo V, llamado “Presentación y análisis de resultados de la investigación”. Aquí se aplica todo lo previamente descrito y se detallan tanto los análisis como los resultados y sus interpretaciones; como también una propuesta de intervención que se apoya en lo obtenido de los análisis.

Finalmente, en el cierre de esta tesis se encuentran las conclusiones y recomendaciones de toda la investigación y los anexos, herramientas que ayudaron a realizar todos los estudios de manera satisfactoria.

# CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

## 1.1 Descripción del problema

El siglo pasado marcó el inicio de la construcción de edificaciones de gran altura (superando los setenta metros) en la ciudad de Lima, cuando los ingenieros no contaban aún con la tecnología o los estudios estructurales y de demandas sísmicas con los que contamos en la actualidad. Estos edificios fueron diseñados con los códigos de diseño sismorresistente y de concreto armado o acero (según sea el caso) vigentes en el momento de su concepción como proyectos. Algunos ejemplos son el Edificio Sheraton Lima Hotel, el Edificio Petroperú, la Torre Centro Cívico, el Edificio Ex Ministerio de Educación, el Edificio Banco Continental y la Torre Trecca. A pesar del paso de los años y de las modificaciones que se presentaron en las normas técnicas de diseño, estos edificios se mantienen operacionales y con una seguridad estructural garantizada con la excepción del último ejemplo, la Torre Trecca. Este edificio presentó complicaciones en el periodo de su construcción por motivos que permanecen desconocidos aún el día de hoy; hasta que en 1989 se culminó con su construcción, mas nunca se le otorgó la aprobación de uso. Se ha hablado mucho sobre el tema y continúa siendo polémico pese a los años que han transcurrido desde la culminación de su construcción y se han planteado un sinnúmero de supuestos sobre el por qué no ha podido ser habilitada; desde problemas estructurales hasta temas administrativos.

Para poder confirmar o desmentir las presunciones sobre sus deficiencias estructurales, es necesario realizar un análisis estructural detallado de la torre. Dicho análisis debe tomar en consideración los estados elásticos e inelásticos. Los últimos no eran tomados en consideración a profundidad cuando se realizaban los diseños estructurales en los años que el edificio Torre Trecca se inició como proyecto (finales de la década de 1960).

En nuestro país se utilizan con mucha frecuencia los análisis elásticos en el diseño de edificios, amplificando las deformaciones laterales provocadas por un sismo severo para, con ello, conocer su respuesta inelástica frente a este evento. Si lo que se busca es conocer la respuesta estructural real y completa de una edificación, es necesario realizar análisis que incluyan la respuesta inelástica de la estructura, tal



como el análisis por desempeño. Sin embargo, estos no son comunes debido a la complejidad que presentan. Los análisis no lineales se muestran como la alternativa más práctica, debido a que dan a conocer el comportamiento real de la edificación y/o estructura frente a las demandas a las que se someterá en su vida útil. Maldonado (2012) define a los análisis no lineales en estructuras de concreto armado como:

Un análisis no lineal es aquel que considera el comportamiento tenso-deformacional de los materiales y la no linealidad geométrica, descartando de manera directa el principio de superposición. En las estructuras de hormigón, el comportamiento elástico-lineal difiere en gran medida del observado experimentalmente, especialmente cuando éstas se encuentran bajo niveles elevados de carga. Esto se debe a los fenómenos intrínsecos de los materiales que componen a estas estructuras (e.g. fisuración del hormigón, plastificación del acero, etc.), su interacción y su proceso constructivo. (p. i)

Asimismo, estos análisis permiten conocer la ductilidad, vulnerabilidad y el nivel de desempeño de la edificación analizada. Algunos ejemplos de los métodos de análisis no lineales más conocidos son el análisis pushover, el análisis tiempo-historia y el análisis dinámico incremental. De los métodos mencionados, el más práctico de realizar es el análisis pushover, debido a que no requiere de *data* especial como un registro de sismos a los que la estructura ha estado sometida y las demandas aplicadas quedan a criterio del investigador.

## 1.2 Formulación del problema

### 1.2.1 Problema general

La presente investigación plantea lo siguiente:

¿Cuál es la vulnerabilidad de la torre Trecca frente a un sismo severo aplicando el método pushover?

### 1.2.2 Problemas específicos

- a) ¿Cuál es el desempeño estructural que tendría una edificación de concreto armado construida en la década de los años 60 en base a la metodología de análisis PBEE frente a un evento sísmico de diseño según la norma E.030?
- b) ¿Es posible incrementar el desempeño estructural de la torre Trecca para que resista de manera óptima las solicitaciones de diseño de la norma E.030?

- c) ¿Es el método pushover el más adecuado para el análisis de la presente investigación?

### 1.3 Objetivos de la investigación

#### 1.3.1 Objetivo general

Evaluar la vulnerabilidad de la torre Trecca frente a un sismo actual de diseño mediante el método de análisis no lineal de tipo pushover.

#### 1.3.2 Objetivos específicos

- a) Evaluar el desempeño estructural de la torre Trecca en base a la relación entre daños locales y globales de la estructural frente al sismo de diseño estipulado en la norma E.030.
- b) Según el nivel de desempeño estructural que presente la torre Trecca, proponer mejoras en el sistema estructural y analizar si es posible cumplir con niveles de desempeño.
- c) Realizar un análisis de vulnerabilidad en base a las curvas de desempeño y fragilidad utilizando como herramienta el análisis pushover.

### 1.4 Importancia y justificación del estudio

#### 1.4.1 Importancia

Los resultados de la presente investigación son importantes para evaluar la vulnerabilidad de estructuras existentes, lo cual genera un impacto social por las conclusiones y recomendaciones que presenta, las cuales pueden servir como guía para realizar análisis similares en estructuras existentes.

Como resultado de las recomendaciones que se presentan, se elaborarán mejores propuestas de reforzamiento estructural y de mantenimiento en edificios de gran altura con un tiempo de antigüedad mayor a los cincuenta años.

#### 1.4.2 Justificación

Esta investigación busca comprobar o rechazar las hipótesis relacionadas a las deficiencias estructurales que pueda presentar la torre Trecca y así conocer si este edificio no ha sido habilitado para el uso por motivos estructurales. La finalidad del estudio es evaluar la máxima demanda resistente de los pórticos

en ambas direcciones mediante procedimientos del análisis estático no lineal y verificar su comportamiento estructural frente a la acción de un sismo severo.

## 1.5 Limitaciones del estudio

### 1.5.1 Daños en elementos no estructurales

El análisis de desempeño estructural que se plantea sólo considera el análisis en los elementos estructurales. No se incluye el análisis de desempeño de los elementos no estructurales, lo que puede repercutir en el resultado global del análisis.

### 1.5.2 Adaptación de normas extranjeras

El uso de leyes constitutivas simplificadas de ensayos realizados en los Estados Unidos no permite conocer con certeza los resultados ante un evento sísmico severo o catastrófico debido a que dichas leyes no necesariamente se ajustan a nuestra realidad. Para obtener resultados ajustados totalmente a la realidad, se deben validar las leyes anteriormente mencionadas.

### 1.5.3 Diferencia de propiedades en los materiales

Las resistencias nominales de los elementos estructurales del edificio en la realidad no necesariamente son las mismas que las especificadas en los planos. No se conoce con certeza las propiedades mecánicas de los elementos como la resistencia a la compresión y el tipo de acero que se utilizó en la construcción.

### 1.5.4 Información para los análisis probabilísticos

Los análisis de vulnerabilidad deben ser efectuados mediante cálculos probabilísticos, contando con una dispersión de *data* para poder calcular medias y desviaciones estándar. Es necesario ajustar la información obtenida del análisis pushover a una equivalencia en la que se cuenta con limitados datos para cada estado de daño que alcance la estructura.

## CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

### 2.1 Marco histórico

#### 2.1.1 Vulnerabilidad sísmica

Conocer la vulnerabilidad de una estructura nos permite estimar el nivel de daño, el grado de pérdida y, a manera referencial, el desempeño de esta. Se sabe que las fallas estructurales causadas por las cargas gravitacionales (muerta y viva) son controladas debido a que son demandas conocidas y amplificadas, por lo que no representan una amenaza latente a la seguridad de las edificaciones. No obstante, la carga sísmica es siempre la principal causa de daños moderados, severos o completos de las estructuras en general; por lo que determinar la vulnerabilidad sísmica será determinante en la evaluación de la capacidad estructural y seguridad que estas pueden proveer. Conocer el grado de vulnerabilidad sísmica es un estudio que no puede omitirse debido a que “el Perú forma parte del cinturón de fuego del Pacífico; por consiguiente, la costa peruana está en una zona de alta actividad tectónica y sísmica” (Laucata, 2013, p. 1).

Se puede definir a la vulnerabilidad sísmica de una estructura como “la susceptibilidad que tiene de ser dañada dada una determinada intensidad” (Chacón y Paz, 2016, p. 10). Para calcular la vulnerabilidad sísmica se pueden emplear métodos empíricos y/o analíticos. Los primeros se basan en la observación y recolección de datos reales de edificaciones similares a la que se va a analizar, estableciendo valores medios de aceleraciones o desplazamientos relacionados a estados de daño específicos; mientras que los segundos se basan en resultados de análisis computacionales donde las estructuras van alcanzando diferentes umbrales de daño.

Antes de llevar a cabo el análisis de vulnerabilidad sísmica es necesario, primero, definir si el método será empírico o analítico. Esta decisión se debe llevar a cabo sabiendo que “para elegir cuál es el método indicado se debe tener en cuenta los requerimientos, recursos y datos disponibles, como también el tamaño de estudio a realizar” (Chacón y Paz, 2016, p. 10). Así, pues, la mejor opción para este estudio es el del método analítico, debido a que las

edificaciones similares a la torre Trecca no han sufrido grandes daños y mucho menos se ha notificado sobre el colapso de alguna de ellas, ni se ha presentado un sismo de gran magnitud que haya podido afectar de manera significativa a las mismas.

Una vez conocida la vulnerabilidad sísmica, también se podrá conocer el desempeño de la estructura en este punto como el estado en el que esta se encontrará inmediatamente después del suceso sísmico. Estos resultados deben ser analizados cautelosamente para incrementar el nivel de desempeño mediante el reforzamiento de los elementos que así lo requieran.

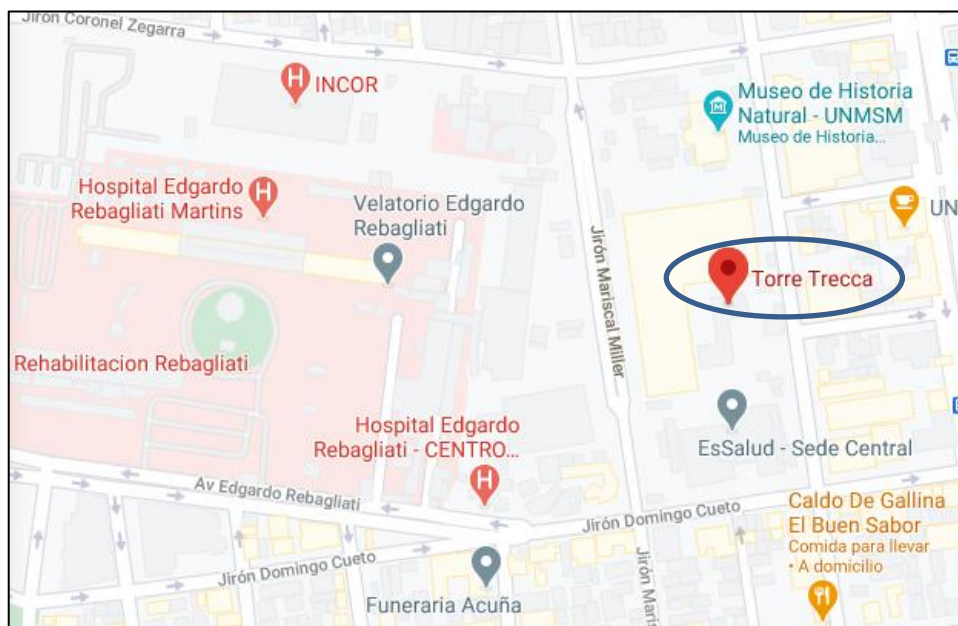
Finalmente, es válido decir que la vulnerabilidad se encuentra relacionada a la fragilidad, la cual nos indica la probabilidad de excedencia de un determinado umbral de daño relacionado a un desplazamiento o a una aceleración o cortante producida por un sismo. El daño es medido según porcentajes y está relacionado a la reducción de las resistencias nominales de los elementos estructurales producto de deformaciones excesivas, agrietamientos significantes, excedencia de capacidad de carga, rigideces reducidas y rotulación en las uniones de los elementos que conforman los pórticos principales y secundarios.

#### 2.1.2 Antecedentes de la Torre Trecca

La Torre Trecca se encuentra en el distrito de Jesús María, en la ciudad de Lima, Perú. Posee un terreno de 17,150 m<sup>2</sup>, limitada por la avenida Arenales, la calle Mariscal Miller, el Museo de Historia Natural de la Universidad Nacional Mayor de San Marcos y el edificio de oficinas del IPSS (Instituto Peruano de Seguridad Social). (Ver Figura 1)

**Figura 1**

*Ubicación de la Torre Trecca*



*Nota: Se aprecia la ubicación de la Torre Trecca. Extraído de Google Maps.*

La edificación comprende tres (3) niveles de sótano, tres (3) niveles que han sido destinados a consultorios clínicos y el resto de niveles, a oficinas. Inicialmente, la torre fue proyectada como dos volúmenes totalmente independientes: Veintidós (22) niveles de oficinas y catorce (14) de viviendas.

Como proyecto, fue desarrollado por el ingeniero Walter Tillit en 1969, en base a los criterios de las normas de diseño sismorresistente vigentes en ese entonces.

Scaletti (1999) señala que el sistema estructural está definido como aporticado con placas en el eje horizontal y dual en el vertical. La obra se llevó a cabo con normalidad hasta la construcción del nivel del piso mecánico (NPT+12.53m) en 1980, cuando el ingeniero Luis Zegarra revisó el proyecto, adaptándolo a la nueva norma de diseño sismorresistente del año 1977.

Scaletti (1999) explica que esta adaptación exigía un reforzamiento en la estructura. Esto implicó la implementación de nuevas placas y el aumento de las dimensiones de las columnas. En el último trimestre de 1982 se llevaron a cabo estos procesos, que recibieron el nombre de “Trabajos de Reforzamiento

Estructural del Centro Comercial Arenales”, de donde derivan las siglas del nombre de la edificación.

Sin embargo, no fue hasta 1987 cuando se reanudó la construcción del edificio hasta finales de 1989, habiéndose construido hasta lo que podemos observar hoy en día (Ver Figura 2).

**Figura 2**

*Torre Trecca en la actualidad*



*Nota: Vista frontal de la torre Trecca. Extraído de [www.andina.pe](http://www.andina.pe).*

Scaletti (1999) da a conocer que la torre presenta una planta de configuración irregular, aunque los elementos que aportan rigidez lateral están posicionados en forma simétrica respecto a los ejes ortogonales. La revisión detallada por el autor, pone en conocimiento las deficiencias constructivas tales como:

- a) No se respetó por completo el plano de estructuras.
- b) Errores considerables en los niveles de losas y escaleras.
- c) Fisuras en las vigas principales.
- d) Refuerzo colocado incorrectamente en algunos elementos o con un recubrimiento menor al especificado.

- e) Corrosión del refuerzo, lo que lleva al desprendimiento del concreto superficial.

## 2.2 Investigaciones relacionadas con el tema

### 2.2.1 Investigaciones nacionales

Calcina (2017) explica en su investigación:

El tema abordado en esta investigación trata sobre el diseño por desempeño, que es una herramienta de la ingeniería sísmica para predecir el comportamiento de los edificios ante solicitaciones sísmicas. La importancia fundamental del diseño por desempeño radica en que, desde el punto de vista del diseñador, se tendrá una respuesta certera sobre el nivel que presentará la estructura después de un sismo.

Con el desarrollo de la Ingeniería Estructural basada en el desempeño en el mundo del diseño, ha habido la necesidad de que los diseñadores se alejen de las metodologías tradicionales de diseño lineal con el fin de predecir cómo las estructuras responderán a las cargas hasta el punto de falla. Ésta deformación no lineal de la estructura después desde su primer punto de fluencia se puede definir como la ductilidad de la estructura. (p. 1)

Castillo (1994) hace hincapié en la importancia que tiene el diseño sísmico en estructuras esenciales:

En las normas de diseño se especifican las cargas sísmicas, por lo que no es necesario realizar investigaciones detalladas de la actividad sísmica del área donde se construirán estructuras comunes. El coeficiente de diseño sísmico a ser usado en el diseño sísmico pseudo estático se determina en base a la zona, condición del suelo e importancia de la estructura. Si la estructura es flexible, la carga sísmica se modifica tomando en cuenta su periodo fundamental. Sin embargo, cuando se planifican estructuras importantes, deben evaluarse sus capacidades de resistir terremotos en base a estudios detallados de peligro sísmico. Tales estructuras incluyen: presas grandes, puentes con luces grandes, túneles, centrales nucleares. También se necesitan estudios detallados para la evaluación del peligro sísmico en una zona grande por urbanizar. (p. 1)



Sáenz (2019) expone que:

El Perú es un país altamente sísmico debido a que forma parte del cinturón circumpacífico donde se producen más del 80% de los sismos a nivel mundial, éstos eventos han demostrado que las edificaciones con desempeño sísmico deficientes están propensas a sufrir daños importantes en sus elementos estructurales y consecuentemente alcanzan el colapso, ello conlleva a las pérdidas de vida humanas y económicas, así mismo todo plan de prevención y mitigación de éstos, parten del supuesto que las edificaciones esenciales se mantienen operativas antes, durante y después del evento sísmico. De manera que es importante realizar estudios de vulnerabilidad sísmica de las edificaciones esenciales, mediante métodos que consideren la incertidumbre de los factores estructurales, sísmicos y geotécnicos. (p. xviii)

Albarracín y Gallo (2010) indican que:

En los últimos 130 años, en el país no hemos tenido terremotos severos y nuestras edificaciones de concreto armado no han sido probadas en condiciones sísmicas severas. Las normas de edificaciones del Perú y la mayoría de las normas del mundo están basadas en criterios de protección ante un solo nivel de amenaza sísmica. Por esta razón es necesario estudiar el desempeño sísmico de nuestras edificaciones ante diferentes niveles de demanda sísmica. (p. 3)

## 2.2.2 Investigaciones internacionales

Martínez (2012) menciona en su investigación que:

En un país de gran actividad sísmica y en una ciudad cuna del terremoto de mayor magnitud registrado en el mundo, se hace necesario el conocimiento y entendimiento de metodologías destinadas para evaluar la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones. Es por esto que en esta tesis se estudia el concepto de la vulnerabilidad sísmica, mediante la obtención de curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño. Entendiendo que la vulnerabilidad sísmica es un parámetro intrínseco de la estructura, que depende de varios factores como son su materialidad, su configuración estructural, etc. (p. xi)

Duarte, Martínez, y Santamaría (2017) explican que:

Ya que las edificaciones en El Salvador están propensas a movimientos sísmicos recurrentes, es importante conocer la capacidad de soportarlos y su funcionalidad en el momento de que estos ocurren y afectan la estructura. Es por tal razón y debido a la inminente posibilidad de un sismo que ponga en evidencia las limitaciones con las cuales este edificio en específico fue diseñado y construido, que se hace de vital importancia un análisis que determine la capacidad estructural del mismo. Dicho análisis nos proporcionará resultados que servirán para conocer el estado actual, desempeño y vulnerabilidad del edificio ante una excitación determinada. (p. i)

Jamarillo y Riveros (2011) manifiestan que:

En la actualidad, la gran mayoría del diseño estructural de edificios en concreto reforzado en Colombia es realizado mediante el análisis lineal. Este método, aunque sencillo, no toma en cuenta una gran cantidad de variables que influyen en el comportamiento de la estructura, y dadas ciertas condiciones, asume comportamientos que en la realidad no ocurren.

Por otro lado, el análisis no lineal de estructuras en concreto reforzado sí permite modelar el comportamiento real de una estructura ante un evento sísmico, por ejemplo, sin necesidad de asumir comportamientos que podrían no reflejar la realidad. (p. 41)

## 2.3 Bases teóricas relacionadas

### 2.3.1 Análisis pushover

A continuación, se muestran las definiciones y conceptos fundamentales del análisis para su comprensión.

#### 2.3.1.1 Definición del análisis

Tras la acción de un sismo de moderada o severa intensidad, es aceptable que se presenten distintos niveles de daño en las estructuras. Estos niveles de daño pueden ser conocidos al realizar análisis no lineales como el dinámico incremental (*IDA*) o el tiempo-historia. Freeman (1998) sugiere que, para obviar estos métodos extensos y complejos, se utilicen

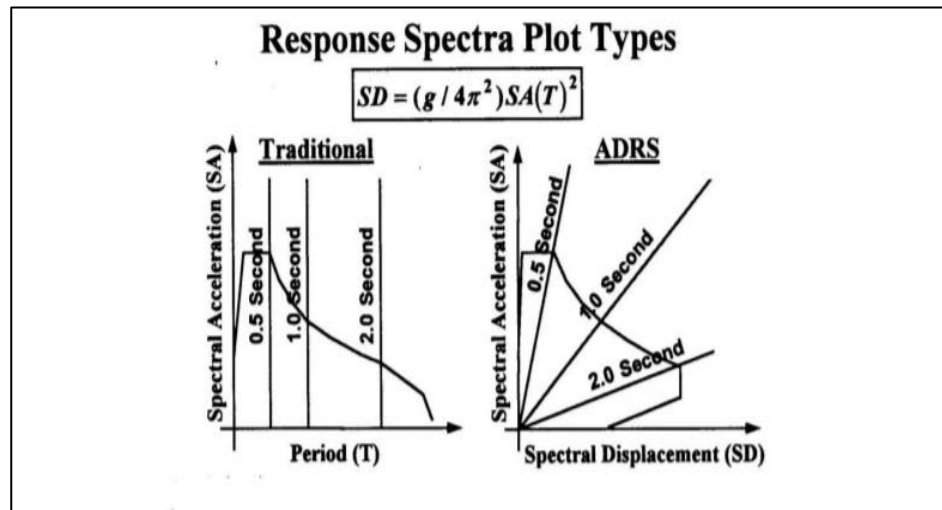
procedimientos como el análisis pushover, debido a que permite conocer el espectro de capacidad; el cual sirve como herramienta para cualquier estudio de desempeño o vulnerabilidad que se desee realizar.

El análisis pushover tiene como objetivo llevar a la estructura al colapso por medio de cargas laterales que se incrementan monotónicamente respecto a la altura para, así, obtener la curva de capacidad de la estructura (cortantes en la base vs desplazamientos en el último nivel) como producto de la acción sísmica. Luego, se define un valor exagerado de desplazamiento al que se llevará la estructura para alcanzar el estado de daño completo o colapso y así poder conocer su capacidad estructural. El pushover no sólo permite conocer la capacidad de la estructura, sino también en qué momento sus elementos alcanzan el agrietamiento, la fluencia y el fallo con el patrón de cargas gravitacionales no lineales y las cargas laterales mencionadas. Es un análisis de simple realización y sus resultados proveen confiabilidad. Esta práctica se ha popularizado en las últimas décadas debido a su practicidad. Según el Eurocódigo (1998), “el análisis de tipo pushover es una técnica de cálculo para el diseño sismorresistente muy extendida en los continentes americanos y europeos.” (p. 192)

Una vez obtenida la curva de capacidad, esta debe relacionarse con el espectro de demanda sísmica, el cual está relacionado al espectro de aceleraciones, también conocido como espectro de respuesta. Para ello, se debe relacionar a las aceleraciones espectrales con los desplazamientos espectrales relacionados con distintos valores de periodos propuestos (Ver Figura 3).

**Figura 3**

*Tipos de gráficos de espectros de respuesta*



*Nota: Se puede visualizar cómo los periodos del espectro de aceleraciones también se incluyen en el espectro de demanda sísmica. Extraído de (Gutiérrez, 2015, p. 1).*

Gutiérrez (2015) explica que, en general, la capacidad de una estructura está ligada a dos factores: su resistencia y la capacidad de deformación que esta presenta. Los análisis no lineales nos permiten conocer la capacidad de las estructuras pasado el rango elástico, lo que nos proporciona una información con mayor cercanía a la realidad de lo que ocurriría con la estructura que está siendo analizada.

#### 2.3.1.2 Curva pushover

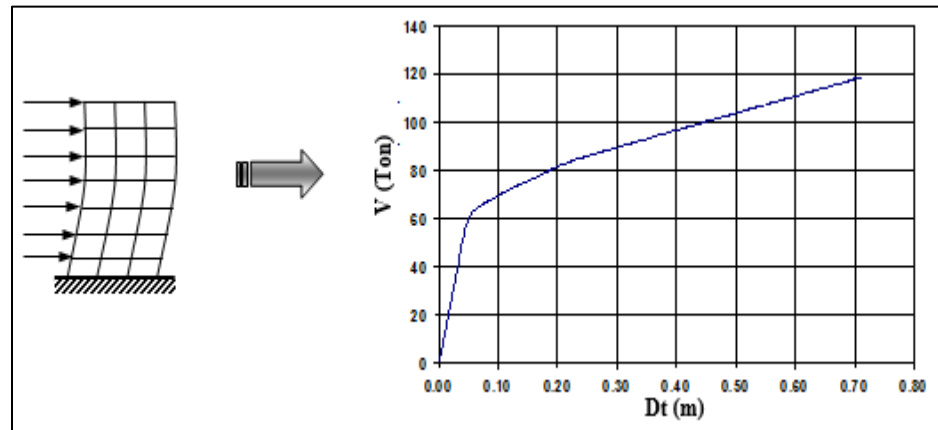
Como se ha mencionado, la capacidad estructural está ligada a la resistencia y las deformaciones que la estructura puede alcanzar, manteniendo seguridad para quienes la habitan. Para conocer la respuesta de la estructura pasado el rango lineal se deben aplicar análisis no lineales (en nuestro caso, el pushover) y determinar su capacidad en este estado plástico.

A través del comportamiento de la estructura frente a las cargas mencionadas en el ítem anterior, el análisis pushover nos otorga como resultado un gráfico donde se muestran las fuerzas cortantes en la base y los desplazamientos en el punto asignado, el cual se encuentra en la parte

superior de la edificación. A este gráfico se le conoce como curva pushover (Ver Figura 4).

**Figura 4**

*Ejemplo de una curva pushover*



*Nota: En esta curva se puede apreciar el cambio de pendientes. Este cambio es la transición del rango elástico al inelástico y se detiene cuando se ha alcanzado el desplazamiento objetivo. Extraído de (Aguiar & Mora, 2015, p. 162).*

### 2.3.1.3 Transformación de la curva pushover a una curva binomial

Para que la curva pushover se pueda intersectar con el espectro de demanda sísmica, es necesaria su representación de manera binomial para estimar el punto de desempeño de la estructura. Esta nueva curva sirve para conocer el espectro inelástico, el cual es el espectro de demanda reducido. Para que sea posible esta transformación, es necesario definir el punto de inicio de fluencia y el punto de desempeño de la estructura analizada.

Se sabe que el inicio de la fluencia ocurre cuando un elemento incursiona en el rango no lineal. Se debe tomar en cuenta, entonces, cual es la cortante en el inicio de la fluencia y definirla como  $V_y$ .

La normativa *FEMA* (Federal Emergency Management Agency) 356 (2003) establece que para representar la curva pushover de manera binomial se debe utilizar el criterio de áreas iguales. Este último indica que el área bajo la curva pushover sea igual a la de la curva binomial, para que

la cantidad de energía disipada por la estructura sea la misma en ambos casos.

Martínez (2012) explica que para realizar la transformación de la curva con este criterio se deben seguir los siguientes pasos:

1. Definir el desplazamiento último en la curva pushover con su respectivo valor de cortante ( $D_u$  y  $V_u$  respectivamente).
2. Calcular el área bajo la curva pushover con el método que resulte más conveniente.
3. Se estima un valor de la cortante que dará inicio a la fluencia a criterio propio. Con ello podemos obtener un valor de la cortante  $V_y^i$ . Este valor debe ser definido a base de iteraciones donde se igualen las áreas bajo la curva del pushover y este primer segmento de la curva binomial.
4. Definir un valor de  $0.6V_y^i$ , al que le corresponde un valor de desplazamiento al que llamaremos  $D_{0.6}$ . Con ellos, calcularemos el valor de la pendiente  $Ke^i$ , que representa al valor de la rigidez lateral. El valor de dicha pendiente se calcula de la siguiente manera (Ver ecuación 1):

$$Ke^i = \frac{0.6 V_y^i}{D_{0.6}} \quad (1)$$

5. Con el valor de la pendiente, podemos calcular el desplazamiento correspondiente a  $V_y^i$  y tener el primer punto de nuestra curva. El valor del desplazamiento es calculado con la ecuación 2:

$$D_y^i = \frac{V_y^i}{Ke^i} \quad (2)$$

6. Con el primer punto definido, trazamos el segundo segmento de la curva uniendo el primero al punto donde la curva pushover alcanza al  $D_u$ .
7. Se procede a calcular el valor de " $\alpha^i$ ", que es el factor de reducción que afecta a la rigidez de la estructura debido a que esta ya entró en el estado plástico.

$$\alpha^i = \frac{\frac{Vu}{V^i y} - 1}{\frac{Vu}{D^i y} - 1} \quad (3)$$

8. Comparamos el área bajo la curva binomial con el de la curva pushover.
9. Calcular el valor del error “ε” para verificar la eficacia de la conversión de la curva pushover como lo indica la ecuación 4. Para efectos de esta tesis, se consideró un 3% de tolerancia de error para evitar un aumento excesivo de cálculo.

$$\varepsilon = \frac{Acurva - Abilineal}{Acurva} * 100\% \quad (4)$$

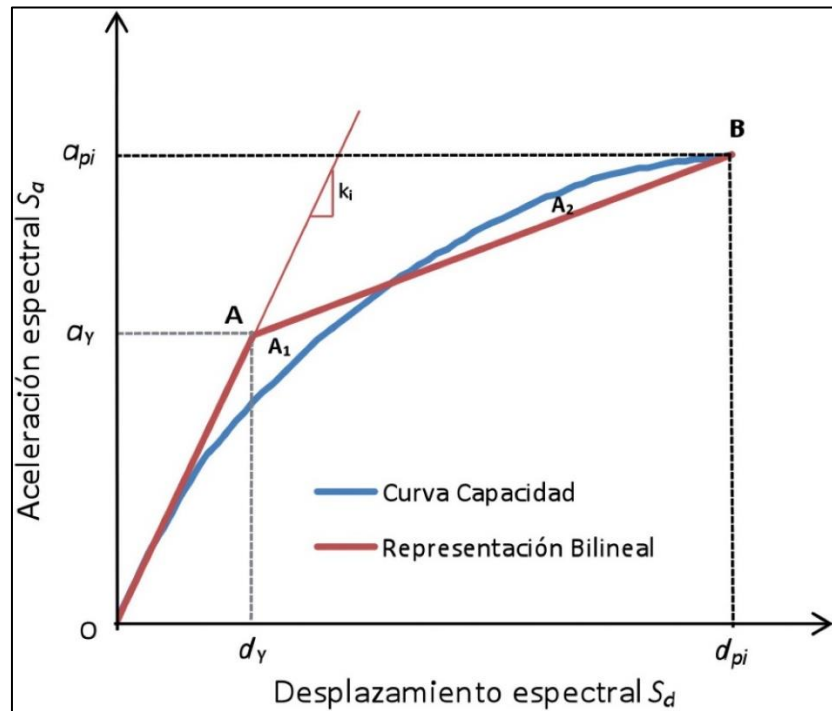
10. Si el valor del error no es el esperado, se debe calcular un nuevo valor de la cortante basal hasta que el porcentaje de error se encuentre en el rango propuesto como lo indica la ecuación 5:

$$Vi + 1y = V^i y \frac{Acurva}{Abilineal} \quad (5)$$

11. Finalmente, con los valores ajustados presentando un error mínimo, se debe graficar la curva bilineal. Esta curva, luego, debe ser transformada a los valores equivalentes en términos de aceleraciones y desplazamientos espectrales (Ver Figura 5).

**Figura 5**

*Curva pushover bilineal*



*Nota: El tramo OA representa el rango elástico; mientras que el AB, el inelástico.*

*Extraído de (Medina y Music, 2018, p. 70).*

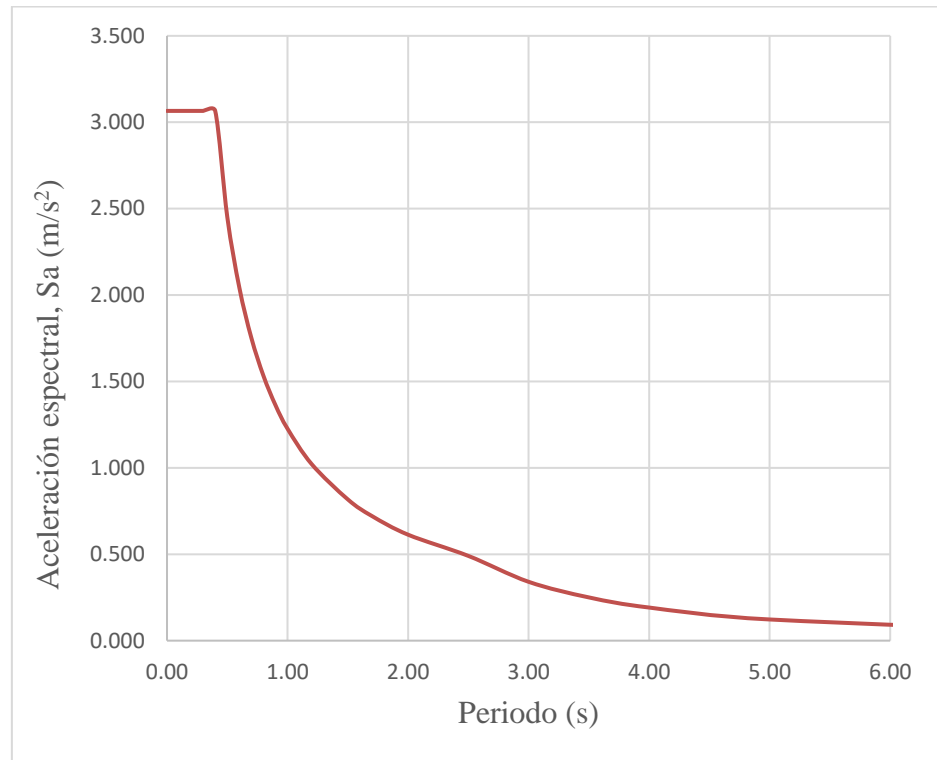
#### 2.3.1.4 Espectro de demanda

El espectro de demanda es el gráfico donde se representan las aceleraciones espectrales ( $S_a$ ) en relación a los desplazamientos espectrales ( $S_d$ ) a los que se encontrará sometida la estructura. Este gráfico parte del espectro de aceleraciones, donde se relacionan las aceleraciones espectrales y los periodos (Ver Figura 6).



**Figura 6**

*Espectro de aceleraciones*



*Nota: Representación gráfica de un espectro de aceleraciones, también conocido como espectro de respuesta. Gráfico de elaboración propia extraído del programa Excel 2013.*

La transformación del periodo al desplazamiento espectral elástico es explicada en la siguiente ecuación (Ver ecuación 6):

$$Sd = Sa \cdot \frac{T^2}{4\pi^2} \quad (6)$$

Donde:

Sd: Desplazamiento espectral (m)

Sa: Aceleración espectral (m/s<sup>2</sup>)

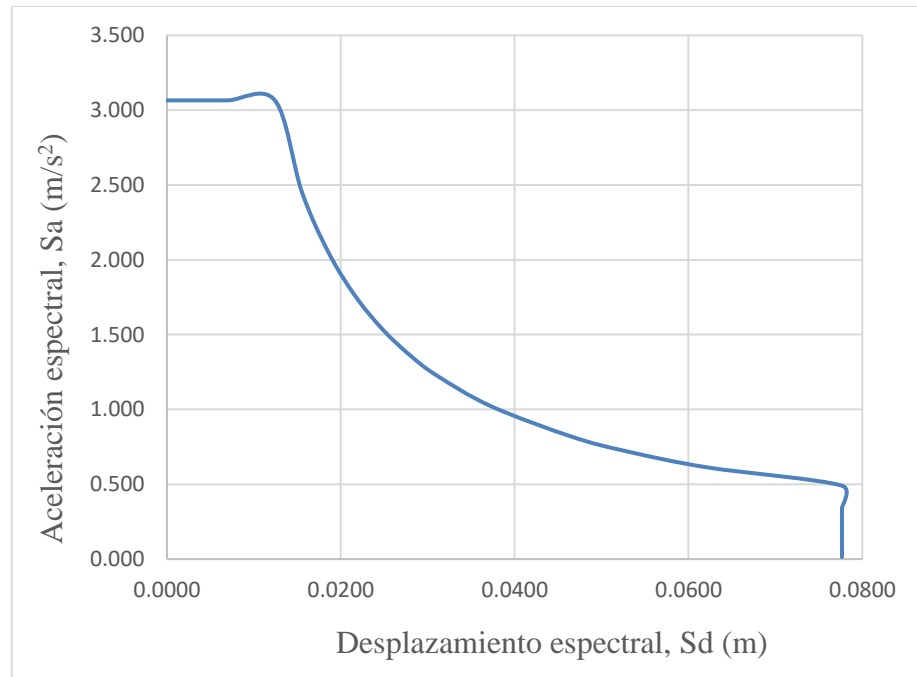
T: Periodo (s)

Para conocer los desplazamientos espectrales inelástico, se debe multiplicar el valor de los elásticos por el coeficiente de reducción sísmica “R”. Definir este espectro es imprescindible para poder conocer el punto de desempeño de la estructura, ya que este se halla al intersectar el espectro

de demanda con la curva bilineal del pushover en su forma de espectro de capacidad, debido a que ambos están representados por aceleraciones y desplazamientos espectrales. A continuación, se muestra un ejemplo de un espectro de demanda inelástico (Ver Figura 7).

**Figura 7**

*Espectro de demanda inelástico*



*Nota: Representación gráfica de un espectro de demanda inelástico. Gráfico de elaboración propia extraído del programa Excel 2013.*

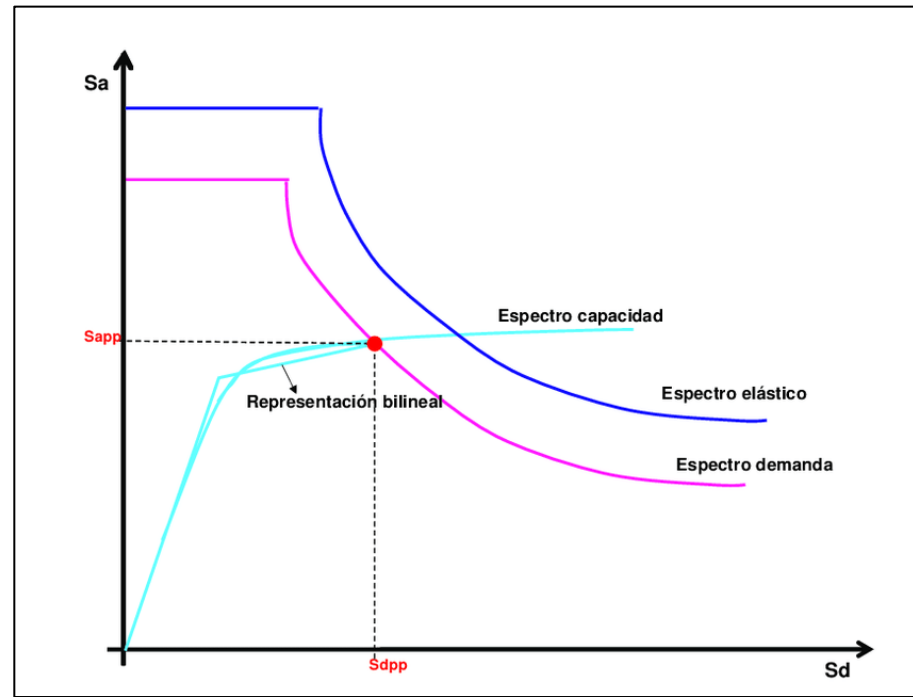
#### 2.3.1.5 Obtención del punto de desempeño

Se entiende por punto de desempeño de la estructura al punto de intersección entre el espectro de demanda y el de capacidad. Esta intersección (Ver Figura 8) permite conocer los valores máximos de cortante en la base y desplazamiento en el último nivel al que se someterá la estructura por su demanda sísmica. Para poder intersectar ambos espectros, es necesario considerar que se debe considerar al aumento de porcentajes de amortiguamiento del espectro de demanda, debido a la incursión en el rango no lineal. Se acostumbra otorgar valores de amortiguamiento del 10 y 15 por ciento para estados inelásticos, pero la estructura puede encontrar su punto de desempeño aún en el rango elástico debido a una gran rigidez, como también puede darse el caso que el

espectro de capacidad nunca llegue a intersectarse con el de demanda debido a una muy baja rigidez.

**Figura 8**

*Punto de desempeño*



*Nota: Intersección del espectro de demanda inelástico con el de capacidad. Extraído de (Moreno, Aparicio, Barbat, y Pujades, 2007, p. 82).*

### 2.3.2 Normativa de FEMA 273

FEMA 273 (1997) propuso un procedimiento a seguir para realizar un análisis no lineal un análisis sísmico por desempeño con la finalidad de obtener un registro de daños. Fajfar (2000) resumió este proceso en los siguientes pasos:

- 1) Se asume que la estructura es un sistema de un grado de libertad. La demanda sísmica es interpretada como un espectro de aceleración elástico ( $S_{ae}$ ).
- 2) Se debe hallar el espectro inelástico en el formato de aceleración-desplazamiento como se explicó en la ecuación 6.
- 3) Se convierten los valores elásticos de los desplazamientos espectrales a sus equivalencias inelásticas.

$$S_d = S_a \cdot \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot R_u \cdot u \quad (7)$$

Donde:

$u$ : Ductilidad

$R_u$ : Factor de reducción relacionado a la ductilidad

- 4) Se define el valor de  $R_u$  como indican las ecuaciones 8 y 9.

$$R_u = (u - 1) \frac{T}{T_c} + 1; \quad T < T_c \quad (8)$$

$$R_u = u; \quad T \geq T_c \quad (9)$$

Donde:

$T$ : Periodo fundamental de la estructura (s).

$T_c$ : Periodo característico del suelo de fundación (s).

- 5) Se realiza el análisis pushover.
- 6) Se establece un sistema equivalente al de un grado de libertad. Para ello, se debe presentar la ecuación (Ver ecuación 10) de movimiento de un sistema equivalente de varios grados de libertad.

$$M\ddot{U} + R = M1a \quad (10)$$

Donde:

$U$ : Vector desplazamiento en función del tiempo

$R$ : Vector de fuerzas internas

$a$ : Aceleración del suelo ( $m/s^2$ )

$1$ : Vector unitario

$M$ : Masa de la estructura ( $kg.s^2/m$ )

- 7) Para hallar la ecuación de movimiento del sistema equivalente de un grado de libertad, es necesario establecer parámetros equivalentes como la masa " $m^*$ ", el desplazamiento " $D^*$ " y la fuerza " $F^*$ ". La primera se halla con la siguiente ecuación:

$$m^* = \sum m_i \varphi_i \quad (11)$$

Donde:

$\varphi$ : 1 (por simplicidad)

$m^*$ : Masa del sistema equivalente de varios grados de libertad (kg.s<sup>2</sup>/m)

$m$ : Masa del sistema de un grado de libertad (kg.s<sup>2</sup>/m)

- 8) Los parámetros “D\*” y “F\*” están sujetos al valor de “Γ”, el cual controla la transformación de modelos de varios grados de libertad. El valor de este se halla de la siguiente manera (Ver ecuación 12).

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \varphi_i^2} \quad (12)$$

Donde:

$\varphi$ : 1 (por simplicidad).

$m^*$ : Masa del sistema equivalente de varios grados de libertad (kg.s<sup>2</sup>/m)

$m$ : Masa del sistema de un grado de libertad (kg.s<sup>2</sup>/m)

- 9) Calcular los valores de “D\*” y “F\*” (Ver ecuaciones 13 y 14 respectivamente).

$$D^* = \frac{Dt}{\Gamma} \quad (13)$$

$$F^* = \frac{pm^*}{\Gamma} \quad (14)$$

Donde:

$m^*$ : Masa del sistema equivalente de varios grados de libertad (kg.s<sup>2</sup>/m)

$p$ : Coeficiente sísmico.

$Dt$ : Desplazamiento en función del tiempo (m).

10) Completar la ecuación de movimiento del nuevo sistema equivalente (Ver ecuación 15).

$$m^* \ddot{D}^* + F^* = -m^* a \quad (15)$$

Donde:

$m^*$ : Masa del sistema equivalente de varios grados de libertad ( $\text{kg.s}^2/\text{m}$ )

$a$ : Aceleración ( $\text{m/s}^2$ )

$D^*$ : Desplazamiento del sistema de varios grados de libertad (m)

$F^*$ : Fuerza sísmica del sistema de varios grados de libertad (kgf)

11) Calcular el periodo del nuevo sistema equivalente (Ver ecuación 16).

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D y^*}{F y^*}} \quad (16)$$

Donde:

$T^*$ : Periodo equivalente (s)

$m^*$ : Masa del sistema equivalente de varios grados de libertad ( $\text{kg.s}^2/\text{m}$ )

$D y^*$ : Desplazamiento al alcanzar la fluencia (m)

$F y^*$ : Esfuerzo de fluencia ( $\text{kg/cm}^2$ )

12) Calcular los valores de las aceleraciones espectrales (Ver ecuación 17).

$$S a = \frac{F^*}{m^*} \quad (17)$$

Donde:

$S a$ : Aceleración espectral ( $\text{m/s}^2$ )

$m^*$ : Masa del sistema equivalente de varios grados de libertad ( $\text{kg.s}^2/\text{m}$ )

$F y^*$ : Esfuerzo de fluencia ( $\text{kg/cm}^2$ )

- 13) Calcular el valor de  $Ru$  para poder convertir la demanda sísmica al nuevo sistema (Ver ecuación 18).

$$Ru = \frac{Sae}{Say} (T^*) \quad (18)$$

Donde:

$Ru$ : Factor de reducción sísmica por ductilidad

$Sae$ : Aceleración espectral elástica ( $m/s^2$ )

$Say$ : Aceleración espectral al alcanzar fluencia ( $m/s^2$ )

$T^*$ : Periodo equivalente (s)

- 14) Calcular el valor de los desplazamientos espectrales. Si el periodo de este nuevo sistema equivalente es menor o igual al del suelo de fundación, los desplazamientos espectrales inelásticos serán iguales a los elásticos; de lo contrario, se deberá utilizar la ecuación 19 para estimar los valores de los desplazamientos espectrales.

$$Sd = \frac{Sde}{Ru} \left(1 + (Ru - 1) \frac{Tc}{T^*}\right) \quad (19)$$

Donde:

$Sd$ : Desplazamiento espectral (m)

$Sde$ : Desplazamiento espectral elástico (m)

$Ru$ : Factor de reducción sísmica por ductilidad

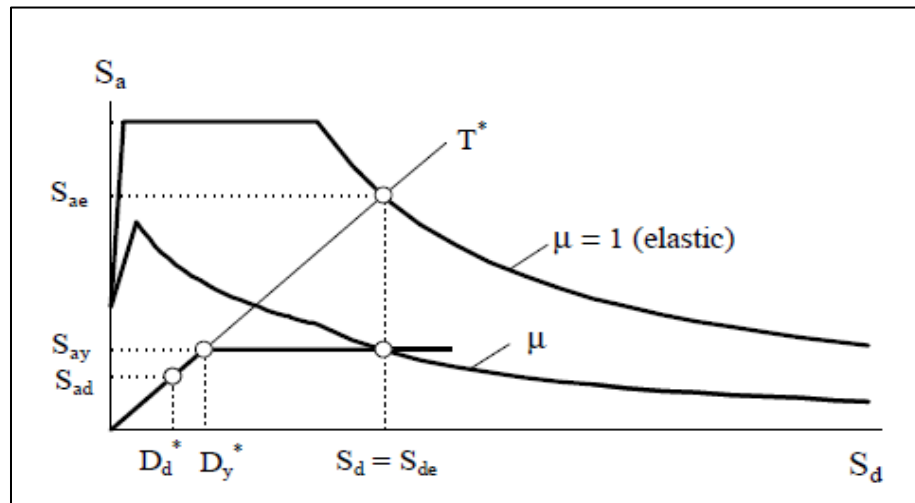
$Tc$ : Periodo del suelo de fundación (s)

$T^*$ : Periodo equivalente (s)

- 15) Graficar los espectros de capacidad y de demanda (Ver Figura 9).

**Figura 9**

*Espectros de demanda y capacidad*



*Nota: Intersección de la curva de capacidad con los espectros de demanda. Extraído de (Fajfar, 2000, p. 576).*

- 16) Conocido el punto de desempeño, estimar las consecuencias del sismo en ese punto.
- 17) Como último paso, se debe evaluar el desempeño y analizar los daños en la estructura. El desempeño es evaluado comparando las demandas sísmicas con las capacidades de la estructura para el nivel de desempeño esperado. Los daños deben ser esquematizados según el desempeño y verificar si la seguridad de la estructura no se ve comprometida por estos.

### 2.3.3 Normativa del PBEE

El *PBEE* (Performance Based Earthquake Engineering) es la filosofía de diseño sismorresistente que relaciona a los sucesos sísmicos con cuatro análisis sucesivos: análisis de peligro, estructural, de daño y de pérdidas.

Günay y Mosalam (2012) explican en su investigación que esta metodología se basa en cálculos probabilísticos para los cuatro análisis mencionados. A pesar de que un análisis no está completamente sujeto al otro, las incertidumbres de cada análisis repercuten en el otro. El análisis de peligro tiene la incertidumbre de todo lo relacionado al peligro sísmico. El análisis estructural muestra incertidumbres en todo lo relacionado a la estructura, como



la degradación de los materiales y en la propia naturaleza del sismo y cómo este la afectará. El análisis de daño considera la incertidumbre en el estado en el que se encuentra la estructura. Por último, el análisis de pérdida encuentra como limitación la incertidumbre relacionada a la distribución del daño en la estructura, lo que también tiene consecuencias en los valores económicos relacionados al daño ocasionado.

Conociendo las incertidumbres en su metodología, el *PBEE* lleva a cabo sus análisis probabilísticos mediante el uso de distribuciones logarítmicas. En ellas, calculamos la probabilidad de excedencia de algún suceso determinado (e.g. probabilidad de daño moderado en una estructura) como producto de un estudio; considerando los riesgos que se pueden presentar durante el tiempo de vida útil del edificio debido a la acción sísmica.

#### 2.3.4 Desempeño y estimación de daños

##### 2.3.4.1 Niveles de desempeño

El diseño por desempeño tiene como finalidad garantizar la seguridad de cualquier estructura luego de la acción de un sismo. Como respuesta de la estructura, Botas y Espinosa (2013) afirma que el desempeño según los sismos se clasifica en:

a) Sismo de servicio: La estructura tiene un 50 por ciento de probabilidad de tener que enfrentar un sismo de servicio en sus próximos 50 años. Para este evento, no se permiten daños estructurales que comprometan a la edificación.

b) Sismo de diseño: Para este sismo, se permite alcanzar deformaciones que se encuentren dentro de los límites establecidos por los códigos de diseño sismorresistentes sin causar mayores complicaciones. Se permiten, también, daños en los elementos no estructurales, pero la estructura no debe presentar indicios de daños severos o completos. Se espera que la estructura se mantenga, aún, en su rango elástico.

c) Sismo máximo esperado: Existe un 2 por ciento de probabilidad en los próximos 50 años. La estructura debe preservar la seguridad en sus elementos. Se espera cierto grado de daño en los elementos estructurales y un daño considerable en los no estructurales. La estructura puede incursionar en el rango inelástico, presentando daños globales que no

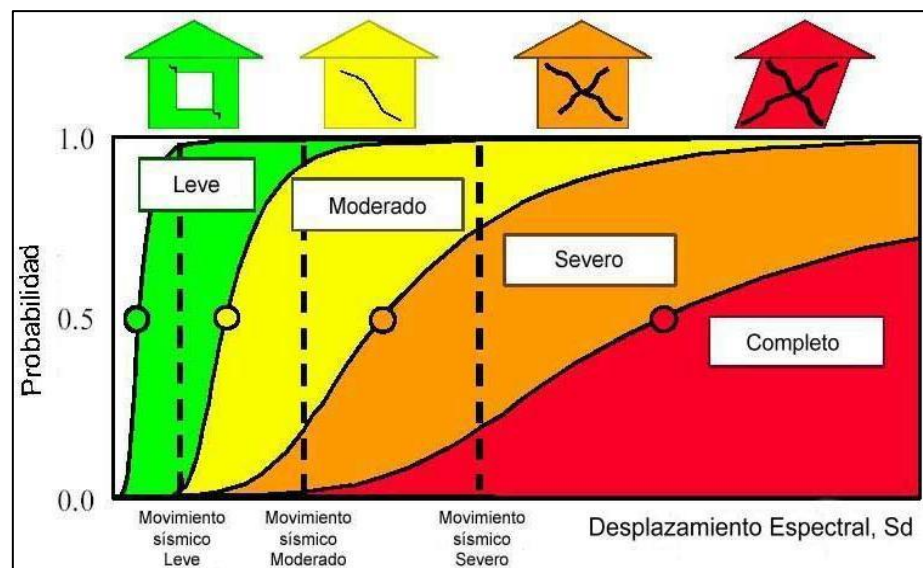
representen mayores amenazas a su estabilidad. Bajo ningún motivo se debe permitir el colapso.

El nivel de desempeño de una estructura describe un estado límite de daño. Este, representa condiciones límite relacionadas a probables daños en la estructura, la amenaza que estos daños signifiquen a los habitantes de esta y la funcionalidad de la estructura luego de haber transcurrido el evento sísmico.

Los distintos niveles de desempeño se expresan en términos del impacto público que dejará el sismo y en términos estructurales para el estudio de vulnerabilidad de edificaciones existentes. Los estados de daño esperados están relacionados al nivel de desempeño según el sismo anticipado (Ver Figura 10).

**Figura 10**

*Niveles de desempeño esperados en edificaciones*



*Nota: Estados de daño según intensidad del sismo. Extraído de (Rincón, 2015, p. 8).*

#### 2.3.4.2 Formación de rótulas plásticas

Para obtener la respuesta no lineal de la estructura, es necesario que sus elementos también incurrieren en rangos no lineales. A lo largo de, en el caso de esta investigación, el análisis pushover, se irán rotulando los elementos de tipo línea (vigas y/o columnas) y con ello, su rigidez se irá

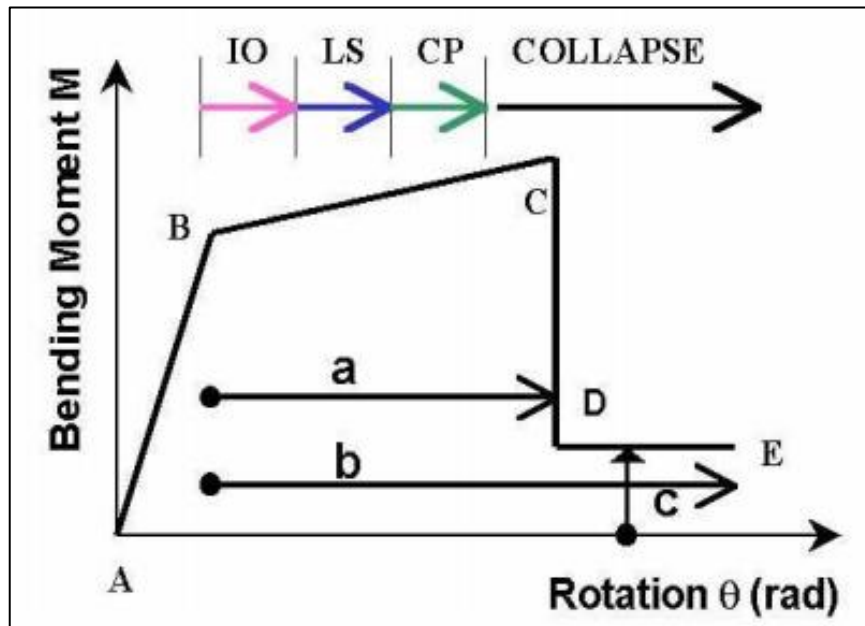
deteriorando haciendo que el elemento vaya perdiendo su capacidad de carga hasta, de ser el caso, perderla por completo. Las rótulas atraviesan distintos rangos lineales en el diagrama de curvatura del elemento analizado, partiendo de la rigidez lineal inicial hasta tramos donde su rigidez se ha reducido, empieza a degradarse con los daños que ha sufrido y hasta el posible colapso, todo en relación a los momentos a los que se somete junto con los giros ocasionados por los primeros. Los tramos del diagrama son:

- A-B: Rango elástico desde que el elemento no está cargado hasta la fluencia.
- B-C: Respuesta inelástica pero lineal de rigidez reducida dúctil.
- C-D: Reducción de resistencia de carga.
- D-E: Continúa la reducción del punto anterior.
- E-F: Pérdida completa de resistencia.

Es en la recta BC donde se determinan los estados de desempeño como: Ocupación inmediata (IO), Seguridad de vida (LS) y prevención de colapso (CP). En el primero se presentan daños poco significativos y es seguro volver a ocupar la estructura; en el segundo, el daño es considerable y algunos elementos presentan degradación en su rigidez y en el tercer, existe un riesgo del colapso parcial o total de algunos elementos y no es seguro volver a habitar la edificación. Algunos autores dividen este segmento en 4 partes y colocan estos puntos en el orden mencionado; otros, lo ponen al 10, 60 y 90% respectivamente. FEMA 356 (2000) toma el 80% del tramo BC y lo distribuye en tres partes iguales para ubicar los estados de daño, estimando que el colapso ocurrirá pasado el 80% del tramo en mención. Estos son los parámetros con los que se trabajará en esta tesis cuando se esquematicen los daños en las rótulas (Ver Figura 11).

Figura 11

Modelo de rótula plástica según FEMA 356



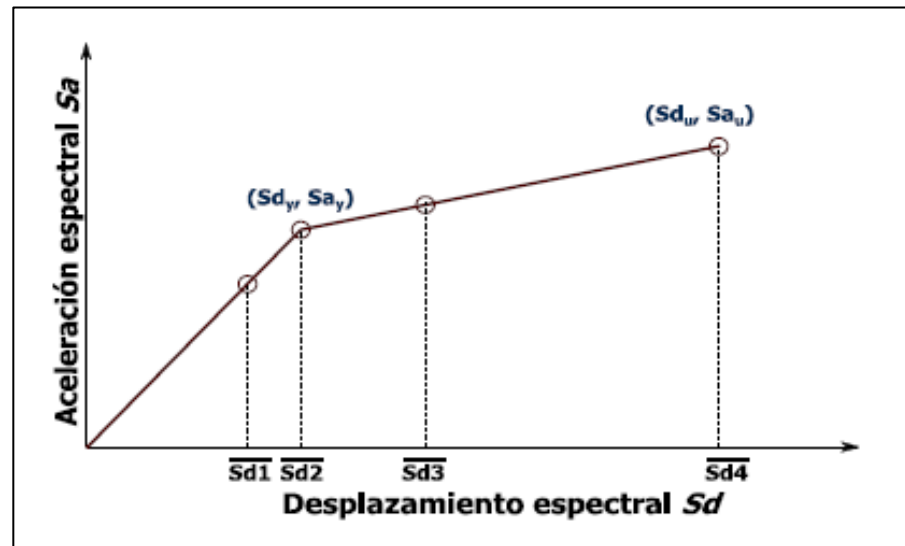
Nota: Estado de las rótulas plásticas bajo acción de momentos. Extraído de (Svetlana y Sherstobitoff, 2004, p. 11).

#### 2.3.4.3 Umbrales de daño

La curva pushover no solo nos permite conocer el punto de desempeño de la estructura, sino también el valor de las cortantes al inicio de la fluencia y al colapso; así como también los desplazamientos correspondientes a estos sucesos respectivamente. Estos valores de cortantes y desplazamientos deberán ser transformados a espectros de aceleración y desplazamientos para poder segmentar la nueva curva bilineal pushover en los estados de daño leve, moderado, severo y completo. Estos estados se encuentran en función de los desplazamientos espectrales que se alcancen factorizando el desplazamiento de fluencia ( $D_y$ ) y el del colapso ( $D_u$ ). Los estados de daño deben ser representados en la curva binomial (Ver Figura 12).

**Figura 12**

*Umbrales de estados de daño*



*Nota: Los desplazamientos espectrales marcan el estado de daño alcanzado. Extraído de (Martínez, 2012, p. 45).*

En la Tabla 1 podemos ver los valores de desplazamientos espectrales asignados a cada umbral de daño, propuestos por la normativa de RISK-UE (2001).

**Tabla 1**

*Valores de desplazamientos espectrales según umbrales de daño*

Umbral de daño	Nomenclatura	Desplazamiento espectral (m)
Leve	Sd <sub>1</sub>	0.7D <sub>y</sub>
Moderado	Sd <sub>2</sub>	D <sub>y</sub>
Severo	Sd <sub>3</sub>	D <sub>y</sub> + 0.25(D <sub>u</sub> -D <sub>y</sub> )
Completo	Sd <sub>4</sub>	D <sub>u</sub>

*Nota: Los cuatro desplazamientos espectrales se encuentran relacionados al desplazamiento de fluencia (D<sub>y</sub>) y al de colapso (D<sub>u</sub>). Estos serán determinados al haber transformado la curva pushover a su forma de espectro de capacidad. Fuente: Elaboración propia.*

#### 2.3.4.4 Curvas de fragilidad

Las curvas de fragilidad son gráficas que permiten conocer cuál es la probabilidad de excedencia de los distintos estados de daño en la estructura analizada. Estas pueden estar en función de parámetros como desplazamientos, aceleraciones, cortantes, entre otros. En esta tesis, se evaluará la probabilidad de daño en base a desplazamientos espectrales absolutos en el tope del edificio.

Estas curvas son, en esencia, distribuciones log normales de probabilidad. Se sabe que estos tipo de distribuciones están sujetas a un valor medio y a una desviación estándar. La función densidad de probabilidad ( $pdf_{e,k}$ ) es:

$$pdf_{e,k}(x) = \frac{1}{\beta_{e,k}x\sqrt{2\pi}} \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{1}{\beta_{e,k}} \ln \frac{x}{\bar{x}_{e,k}} \right)^2 \right] \quad (20)$$

Donde  $x$  es un valor que se encuentre dentro del rango de la función,  $\bar{x}_{e,k}$  es el valor medio al cual se le atribuye el 50% de probabilidad en la distribución y  $\beta_{e,k}$  es la desviación estándar del  $\ln$  de  $x$ ;  $e$  y  $k$  son las variables que, en nuestro caso, harán referencia al  $ds$  (estado de daño) y  $sd$  (desplazamiento espectral).

Las normativas Hazus 99 (2000) y RISK-UE (2001) proponen que la probabilidad de excedencia acumulada de un nivel de daño determinado sea la integral definida con límites  $Sd$  y  $0$  de la función de densidad anteriormente mencionada (Ver ecuación 21).

$$P(Sd) = \int_0^{Sd} pdf_{as,sd}(Sd) dSd \quad (21)$$

La solución de esta integral es la que se presenta en la ecuación 22.

$$P[ds/Sd] = \phi \left[ \frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left( \frac{Sd}{\bar{sd}_{ds}} \right) \right] \quad (22)$$

Donde  $P$  es la probabilidad acumulada de excedencia,  $\phi$  es la función de distribución acumulativa,  $\beta_{ds}$  es la desviación estándar del logaritmo natural de la dispersión de desplazamientos espectrales,  $Sd$  es el desplazamiento espectral en el último piso producto de la acción sísmica a

analizar y  $\overline{Sd}_{ds}$  es la media de desplazamiento espectral al que se debe someter la estructura para alcanzar el estado de daño  $ds$ .

Debido a que el análisis pushover solo nos provee de un solo valor de desplazamiento espectral para cada estado de daño, este valor se tomará como el valor medio y su probabilidad de ocurrencia será de 50% como lo indica la normativa Hazus 99. Contar con solo un valor de desplazamiento también imposibilita calcular un valor de beta, ya que no podemos conocer la desviación estándar de un solo valor numérico; por lo que la normativa RISK-UE (2001) propone plantear valores relacionados con la ductilidad de la estructura  $u$  ( $Du/Dy$ ). En la Tabla 2 se encuentran los valores de Beta ( $\beta_{sdi}$ ) para cada estado de daño.

**Tabla 2**

*Valores de Beta*

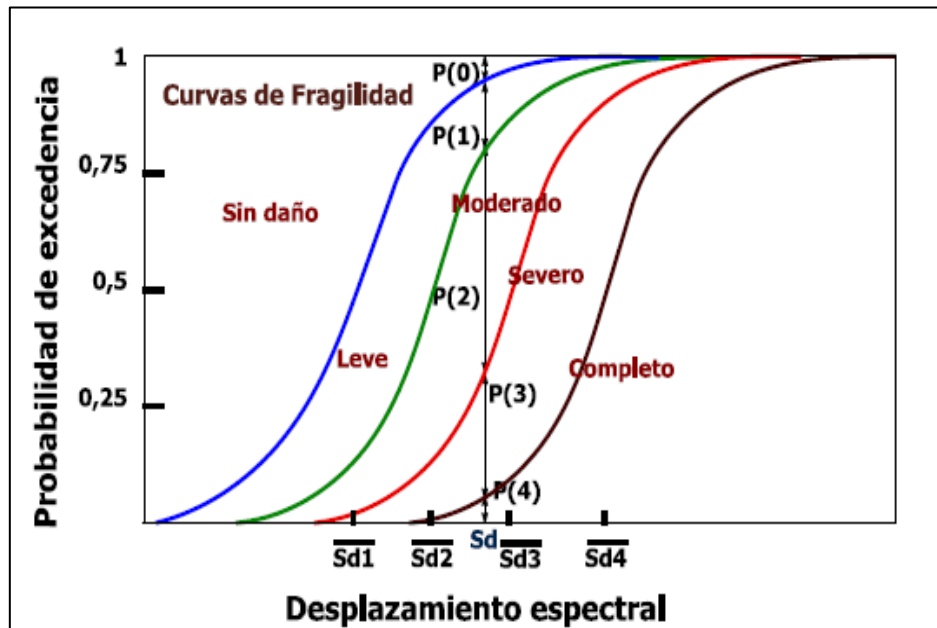
Umbral de daño	Beta	Valor
Leve	$\beta_{Sd1}$	$0.25+0.07.\ln(u)$
Moderado	$\beta_{Sd2}$	$0.20+0.18.\ln(u)$
Severo	$\beta_{Sd3}$	$0.10+0.4.\ln(u)$
Completo	$\beta_{Sd4}$	$0.15+0.5.\ln(u)$

*Nota: Los valores de Beta deben ajustarse a la cantidad de data con la que se cuente en caso no se cuente con una dispersión. Fuente: Elaboración propia.*

Con los parámetros definidos, se grafican las curvas de fragilidad (Ver Figura 13) como distribuciones log-normales utilizando como media el logaritmo natural ( $\ln$ ) de  $\overline{Sd}$  y  $\beta_{sdi}$  como desviación estándar para cada desplazamiento espectral cuya probabilidad de daño deseamos conocer.

**Figura 13**

*Ejemplo de gráfico de curvas de fragilidad*



*Nota: Las probabilidades de excedencia de cada estado o umbral de daño son la diferencia de la probabilidad acumulada de un estado con la del próximo. Extraído de (Martínez, 2012, p. 44).*

#### 2.4 Definición de términos básicos

a) Sismo: Fenómeno natural ocasionado por la liberación y/o disipación de energía en el interior de la Tierra, específicamente en las placas tectónicas. Los sismos se representan como excitaciones en el suelo de fundación de las estructuras en forma de aceleraciones. Por principios de física (segunda ley de Newton), se sabe que la fuerza resultante es el producto de la masa y la aceleración. Este principio se usa al determinar la fuerza sísmica que actuará en la estructura, multiplicando la aceleración correspondiente a la estructura según los códigos de diseño sismorresistente y la masa efectiva de esta.

b) Estructura: Conjunto de elementos conectados entre sí como un armazón que cumplen la función de enfrentarse a las demandas establecidas. Toda estructura presenta elementos estructurales y no estructurales. Los primeros deben garantizar la estabilidad y seguridad global de todo el sistema. Los segundos no otorgan resistencias como los primeros, pero cumplen funciones como separación de ambientes, ventilación y cuestiones estéticas, tales como tabiques, vanos, puertas o



paneles. Estos pueden presentar daños pequeños y controlados tras la acción de un sismo.

c) Edificación: Obra de arquitectura e ingeniería previamente planificadas y diseñadas. Son espacios designados para el desarrollo de una actividad humana; ya sea para habitarlas o usarlas como espacios de resguardo. Es común que se les asigne el uso de viviendas u oficinas, aunque también entran en esta definición los hospitales, bibliotecas, aeropuertos, museos, etc.

d) Amenaza o peligro sísmico: Probabilidad de ocurrencia de un sismo catastrófico durante un periodo de tiempo específico y ubicación específicos. El peligro sísmico representa un factor de riesgo externo al elemento expuesto asociado al fenómeno sísmico.

e) Vulnerabilidad sísmica: Es el grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos como resultado de un evento sísmico desastroso. Se puede definir también como la predisposición intrínseca de un elemento o grupo de elementos expuestos a ser afectados o a sufrir daños ante la ocurrencia de un evento sísmico determinado. La vulnerabilidad se expresa mediante porcentajes y/o ratios según los diferentes niveles de intensidad sísmica; convencionalmente, en una escala que va desde 0 (sin daño), hasta 1 (pérdida total).

f) Riesgo sísmico: El riesgo sísmico se encuentra relacionado con la probabilidad que se presenten consecuencias (e.g. daños en los elementos estructurales), lo cual está íntimamente vinculado al grado de exposición. Se relaciona a la vulnerabilidad con el peligro sísmico para conocer esta probabilidad de daños.

g) Acción sísmica: Permite caracterizar la severidad del sismo esperado. Esta debe ser capaz de representar el movimiento esperado de manera que proporcione la respuesta crítica de la estructura, incluyendo posibles daños que se presenten.

h) Daño sísmico: representa el deterioro físico de los diferentes elementos o el impacto económico asociado frente a un evento sísmico determinado.

i) Daño estructural: Daño causado en elementos que forman parte del sistema resistente, tales como vigas, columnas, muros, losas, etc. Se relaciona con las características de los materiales que lo componen, su configuración y las características de las acciones a las que han estado sometidos. Se cuantifica mediante índices de daño de cada elemento estructural, para así dar una notación sobre el daño global en la estructura.

j) Daño no estructural: Daños asociados a elementos arquitectónicos, sistemas mecánicos, eléctricos y/o sanitarios. Se relaciona con los niveles de deformación que sufre la estructura y, en ocasiones, con las aceleraciones a las que está sometida la estructura en un evento sísmico.

k) Rigidez: Propiedad de todo elemento estructural y/o estructura definida por la geometría (momento de inercia) y el material (módulo de elasticidad). La rigidez lateral puede ser definida como la resistencia que presenta un elemento frente a cargas laterales, tales como cargas sísmicas o de viento. Estas también controlan las deformaciones que se van a presentar de manera global.

l) Fluencia: Estado de esfuerzo que alcanza el refuerzo (acero) en las estructuras de concreto armado. La fluencia marca la transición entre el rango elástico y el inelástico. El acero presenta tal resiliencia frente a la flexión, corte y compresión que, una vez alcanzado el esfuerzo de fluencia ( $F_y$ ), este continúa aportando resistencia a la estructura hasta llegar a su esfuerzo último o de fractura ( $F_u$ ).

m) Degradación del concreto: Se sabe que el concreto es un material que posee una efectiva resistencia frente a la compresión, mas no ante la tracción; es por ello que el concreto siempre debe llevar un refuerzo de acero, para que sea este quien tome los esfuerzos de tracción. En los diagramas de momento/curvatura se determina el momento y giro asociados al instante en el que el concreto comienza a agrietarse. Esto no significa que la resistencia del material se encuentre por debajo de sus demandas, ya que toda estructura de concreto presenta agrietamientos muchas veces imperceptibles ante el ojo humano que no representan una amenaza al elemento. No obstante, ante un evento extraordinario, el acero puede llegar a ceder, haciendo que el concreto tome esfuerzos de tracción, originándose grietas que no solo tienen consecuencias en la resistencia del concreto, sino en el refuerzo, ya que el acero queda al descubierto y es propenso a sufrir degradaciones como la corrosión, producto de la humedad.

n) Sistema estructural: Configuración estructural que presenta una estructura en cada eje de análisis. Está definida por la predominancia de uno o más elementos que se encargarán de hacer frente a las demandas de la estructura a lo largo de toda su vida útil. En el concreto armado podemos encontrar sistemas aporricados, duales, de muros estructurales (placas o muros de corte) y muros de ductilidad limitada.

o) Cortante basal: Como su nombre lo indica, es la fuerza cortante producto de la carga sísmica en la base. Esta cortante es la sumatoria de las fuerzas sísmicas de

todos los entrepisos de la edificación hasta llegar a la base. La cortante basal es la fuerza sísmica total con la que el sismo afectará a la estructura, por lo que debe ser controlada por los elementos estructurales, así como también debe controlarse la deformación que causará en todos los entrepisos.

p) Derivas de entrepiso: Las fuerzas sísmicas causan desplazamientos en cada entrepiso; los mismos que son regulados por la rigidez lateral total de cada entrepiso al realizar un análisis sísmico estático. Se le llama deriva de entrepiso a la relación entre el desplazamiento relativo de cada entrepiso respecto a la altura del mismo. Los códigos de diseño sismorresistente establecen valores límites de estas derivas en los estados inelásticos, rigiendo a la estructuras con desplazamientos controlados.

q) Análisis sísmico estático: Este análisis considera a la estructura como un elemento que solo contiene un modo de vibración; es decir, que la estructura se mueve como un solo bloque en una misma dirección. Las estructuras del siglo pasado solo eran analizadas bajo este concepto y se amplificaban los desplazamientos con los coeficientes de reducción sísmica para conocer el comportamiento de la estructura en el rango inelástico.

r) Ductilidad: En la ingeniería estructural, la ductilidad se define como la capacidad de deformación del acero (o de la estructura en términos globales) pasado el rango elástico manteniendo aún una rigidez y/o resistencia reducida. Se puede expresar como la relación entre el desplazamiento en el que ocurre el colapso y el desplazamiento relacionado al inicio de la fluencia.

s) Cuantías de acero: Relación entre la cantidad de refuerzo que requiere una sección de concreto armado y el área efectiva del concreto. Al ser materiales distintos, debe existir un balance entre las áreas de cada uno para lograr una falla dúctil (el acero continúa aportando resistencias pese a su deformación) y evitar las fallas frágiles.

t) Aceleración espectral: También conocidas como pseudo aceleraciones, las aceleraciones espectrales buscan representar un modelo idealizado de las excitaciones sísmicas en forma de aceleraciones expresadas en porcentajes de la gravedad, que experimentan las estructuras al ocurrir un sismo.

u) Desplazamiento espectral: Desplazamientos experimentados por las estructuras producto de las aceleraciones espectrales y el periodo.

## CAPÍTULO III: SISTEMA DE HIPÓTESIS

### 3.1 Hipótesis

De acuerdo con los objetivos establecidos en el primer capítulo, la presente investigación plantea sus hipótesis en base a los conceptos explicados en el segundo capítulo. La matriz de consistencia relaciona a cada objetivo con su hipótesis (Ver Anexo 1).

#### 3.1.1 Hipótesis general

El grado de vulnerabilidad de la torre Trecca frente a un sismo de diseño de la actual norma E.030 mostrará que se tendrá un daño esperado del 80% de los elementos estructurales principales.

#### 3.1.2 Hipótesis específicas

- a) El desempeño estructural de la torre Trecca se encuentra por debajo de lo esperado según sus demandas.
- b) La fuerza resistente máxima de los pórticos principales es menor a la fuerza ejercida por el sismo de diseño. Sin embargo, es posible incrementar su nivel de desempeño.
- c) El análisis pushover es una herramienta de análisis adecuada para analizar el desempeño sísmico estructural. Sin embargo, se necesita tener modelos de comportamientos no lineales experimentales. Específicamente de las rótulas de los nodos de los pórticos para tener resultados más realistas.

### 3.2 Variables

En este estudio se definen seis variables. Estas son determinantes para el análisis que se quiere realizar en esta tesis, como también para analizar los resultados y otorgar conclusiones puntuales que respondan a las interrogantes planteadas en el primer capítulo y en las hipótesis. Las variables son:

- Demanda sísmica
- Respuesta estructural
- Desempeño estructural
- Reforzamiento estructural
- Diagramas de curvatura

- Análisis de daño

### 3.2.1 Definición conceptual

- a) Demanda sísmica: Está sujeta a los parámetros que indican los códigos de diseño sismorresistente a las estructuras que se deseen analizar. Anteriormente, se solía definir como un espectro de respuesta, donde se graficaban las pseudo aceleraciones con distintos valores de periodos. Este espectro se utiliza mucho en los análisis sísmicos modales espectrales y/o dinámicos, que se basan en tener resistencias que soporten las fuerzas obtenidas del espectro. No obstante, la práctica ha demostrado que controlar las deformaciones es tan importante como controlar las resistencias, por lo que lo más recomendable es hacer uso de un espectro de demanda, donde las pseudo aceleraciones se relacionan con los desplazamientos espectrales.
- b) Respuesta estructural: Se define como los resultados o consecuencias que presenta una estructura tras una demanda. Esto abarca aspectos como el comportamiento de los materiales frente a esta demanda, los daños encontrados, las deformaciones presentadas, la resistencia mostrada por la estructura y el desempeño global observado.
- c) Desempeño estructural: Representa el estado en el que la estructura se encuentra después de un sismo leve, de diseño y del máximo esperado. Toma en cuenta el impacto que tiene en cuanto a daños en la estructura, respuesta estructural, grado de pérdida y cómo afecta a los habitantes de la estructura.
- d) Reforzamiento estructural: Replanteo y/o aumento de la cantidad de refuerzo que requieren los elementos estructurales de una estructura. El reforzamiento viene como resultado de análisis que hacen hincapié en el real comportamiento de la estructura y en los daños que presenta en dicho análisis, con la finalidad de incrementar su desempeño y reducir o controlar la cantidad de daños que se presenten.
- e) Diagramas de curvatura: Como se observa en la Figura 11 del capítulo anterior, los diagramas de curvatura muestran la trayectoria de los elementos estructurales conforme los momentos a los que se someten van incrementando, así como los giros que se dan como productos de estos.

Tras alcanzar el rango inelástico, los elementos continúan ofreciendo resistencias disminuidas hasta perder su capacidad de carga progresivamente y llegar al inminente colapso o pérdida completa de esta capacidad.

- f) Análisis de daño: Se obtiene tras la realización de análisis de capacidad estructural. Luego de definir los puntos de fluencia y colapso, se proponen valores de desplazamientos, cortantes o aceleraciones relacionados a estados de daño leve, moderado, severo y completo. En ellos encontramos la cantidad de elementos en los que se formaron rótulas plásticas, daños globales medidos en formas de desplazamientos o de exceso de carga y, por medio de curvas de fragilidad, la probabilidad de excedencia de los estados de daño mencionados.

### 3.2.2 Operacionalización de variables

A continuación, se muestra una tabla con las variables y sus indicadores (Ver Tabla 3).

**Tabla 3**

*Relación de variables*

Variables	Nombre	Indicadores	Relación
Demanda sísmica	X <sub>1</sub>	Zona sísmica	
	X <sub>2</sub>	Sistema estructural	X <sub>1</sub> -Y <sub>1</sub> ;
	X <sub>3</sub>	Tipo de suelo	X <sub>2</sub> -Y <sub>2</sub> ;
Respuesta estructural	Y <sub>1</sub>	Momentos / Cortantes	X <sub>3</sub> -Y <sub>3</sub>
	Y <sub>2</sub>	Derivas de entrepiso	
	Y <sub>3</sub>	Análisis en la frecuencia de la estructura	
Desempeño estructural	X <sub>1</sub>	Daño estructural	
	X <sub>2</sub>	Capacidad estructural	X <sub>1</sub> -Y <sub>1</sub> ;
	X <sub>3</sub>	Ductilidad	X <sub>2</sub> -Y <sub>2</sub> ;
Reforzamiento estructural	Y <sub>1</sub>	Nivel de daño	X <sub>3</sub> -Y <sub>3</sub>
	Y <sub>2</sub>	Cuantías de acero	
	Y <sub>3</sub>	Rigidez Lateral	

	X <sub>1</sub>	Momentos / giros	
Diagramas de curvatura	X <sub>2</sub>	Agrietamiento	X <sub>1</sub> -Y <sub>1</sub> ;
	X <sub>3</sub>	Fluencia	
	Y <sub>1</sub>	Caracterización de daño local	X <sub>2</sub> -Y <sub>2</sub> ;
Análisis de daño	Y <sub>2</sub>	Degradación de rigidez	X <sub>3</sub> -Y <sub>3</sub>
	Y <sub>3</sub>	Curva de capacidad	

*Nota: Las variables dependen de tres indicadores cada una. A su vez, estos indicadores están relacionados con otros en la siguiente variable que también está ligada a la primera. En la columna de la derecha se muestra la relación entre los indicadores según los nombres que se les han asignado. Fuente: Elaboración propia.*

## CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

### 4.1 Tipo y nivel de investigación

#### 4.1.1 Tipo

La presente investigación es de tipo experimental, ya que analiza la capacidad estructural de la torre Trecca con la finalidad de dar una propuesta de reforzamiento frente a sus demandas sísmicas.

También es de tipo descriptiva al señalar las características de estructuración del objeto en estudio.

Adicionalmente, es de tipo explicativa debido a que busca detallar los motivos por los que la torre Trecca no se encuentra en condición de ser habitada.

Asimismo, es de tipo deductiva; porque se basa en el estudio de un escenario real como lo es la situación de la torre Trecca y la afirmación o rechazo de las premisas relacionadas con su capacidad estructural.

#### 4.1.2 Nivel

Esta investigación tiene un nivel tanto explicativo como aplicativo. El nivel explicativo se debe a que el desempeño se encuentra en función tanto a la capacidad estructural como a la vulnerabilidad sísmica de la torre Trecca. Por añadidura, el estudio es de nivel aplicativo porque propone una alternativa de solución mediante el reforzamiento estructural (si se requiere) o modificaciones en la configuración de la distribución de elementos estructurales para mejorar el desempeño de la edificación.

### 4.2 Diseño de investigación

- a) Según el proceso formal, el método de la investigación es inductivo al analizar un caso en particular extrayendo conclusiones de carácter general.
- b) Según el grado de abstracción, es de tipo aplicado ya que resuelve un problema en específico con un margen de generalización limitado.
- c) Según el grado de generalización, es de tipo investigación-acción al producir cambios en la realidad estudiada.



- d) Según la naturaleza de los datos, es de tipo cualitativa por su naturaleza subjetiva e interpretativa.
- e) Según la concepción de los fenómenos, es de tipo idiográfica debido a que enfatiza lo particular e individual.
- f) Según la orientación, está orientada a la toma de decisiones, a las recomendaciones derivadas de los resultados.
- g) Según el enfoque, es de tipo correlacional ya que la variable independiente no será modificada.
- h) Según las fuentes, es de tipo bibliográfica.
- i) Según el lugar, es de laboratorio. Los datos necesarios para la investigación provienen de los planos de la edificación.
- j) Según la temporalización, es de tipo longitudinal al tener el mismo grupo de sujetos en un periodo de tiempo determinado.
- k) Finalmente, según el número de individuos, es de tipo de sujeto único al tener un solo objeto de estudio.

### 4.3 Población y muestra

#### 4.3.1 Población

Esta investigación tiene como población objetiva a las edificaciones de concreto armado de sistema estructural aperticado y/o dual con una antigüedad de treinta (30) a más años que funcionan como oficinas, viviendas u hoteles y que pertenecen a la zona sísmica 4 de acuerdo a la norma peruana de diseño sismorresistente E.030.

#### 4.3.2 Muestra

La presente investigación tiene como única muestra a la torre Trecca, un edificio de concreto armado de veintidós (22) pisos cuyo uso está destinado al de oficinas y está ubicado en la ciudad de Lima.

### 4.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

#### 4.4.1 Técnicas de recolección de datos

Una de las técnicas de recolección de datos usadas en esta investigación fue la del análisis documental de libros, códigos de diseño y artículos de investigación. Adicionalmente, se utilizó la observación no experimental, ya que esta implica la profundización de un estudio sin manipulación de variables.

#### 4.4.2 Instrumentos de recolección de datos

La recolección provino de distintas fuentes. Una de ellas fue el reporte realizado por el ingeniero Antonio Blanco (2010), quien investigó sobre las posibles formas de reestructuración y reforzamiento de la edificación.

Adicionalmente, se tomaron en cuenta los parámetros correspondientes de las normas técnicas peruanas E.030 y E.060 para los análisis realizados en la investigación, como también los parámetros de FEMA, Hazus 99 y RISK-UE para el análisis pushover y el análisis probabilístico de daño respectivamente.

En suma, se contó con los planos arquitectónicos de la torre Trecca y los planos con las especificaciones técnicas de los elementos estructurales, ambos provenientes del informe del ingeniero Blanco. (Ver Anexos 2 y 3).

Habiendo hecho mención de lo expuesto, el procedimiento de interpretación y uso de la información fue el siguiente:

- 1) Lectura e interpretación de planos arquitectónicos y estructurales de la torre Trecca.
- 2) Revisión de las normas E.030 y E.060.
- 3) Revisión de las indicaciones de *FEMA* para la realización de un análisis pushover.
- 4) Revisión de la normativa de RISK-UE para establecer el análisis de daño.
- 5) Definir los datos estadísticos para el análisis de vulnerabilidad sísmica de la estructura con la normativa de Hazus 99.

#### 4.5 Técnicas para el procesamiento y análisis de la información

En base a la lectura de los planos mencionados en el ítem anterior, se realizó el modelo virtual de la torre en el programa SAP2000 (Versión 21.0.0). Los planos arquitectónicos sirvieron para insertar la distribución en planta y en altura de los elementos; mientras que los estructurales, para definir los materiales junto con las dimensiones de los elementos estructurales.

La revisión de la norma E.030 sirvió para definir la demanda sísmica, así como también para llevar a cabo el análisis sísmico estático, identificar las irregularidades presentadas en la edificación, analizar los resultados de las deformaciones tras la acción del sismo de diseño y a definir el espectro de demanda utilizado

posteriormente en el análisis pushover. Por otro lado, la norma E.060 fue consultada para introducir los parámetros de diseño al programa SAP2000, ya que la norma peruana no figura en este y se debe adaptar con los valores correspondientes. Adicionalmente, permitió profundizar en los conceptos de los diagramas de momento/curvatura.

Para realizar correctamente el análisis pushover, fue necesario revisar las normativas FEMA 273 (análisis pushover), FEMA 356 (transformación bilineal de la curva pushover) y FEMA 440 (obtención del punto de desempeño en relación al espectro de capacidad y el de demanda). Si bien es cierto, el programa SAP2000 cuenta con la información requerida para realizar este tipo de análisis y mostrar sus resultados, se deben manejar los conceptos claves del análisis para introducir la *data* correcta y aún más importante, saber interpretar sus resultados.

Tras haberse realizado el análisis pushover, se identificaron los estados de fluencia y daño total, también conocido como estado último. Con las deformaciones asociadas a estos estados, la normativa de RISK-UE hizo posible definir los umbrales de daño explicados en el segundo capítulo de esta tesis. Estos valores se intersectaron con la curva pushover bilineal y con eso se tiene una idea general de la distribución de los estados de daño a lo largo de la curva de capacidad de la estructura.

Finalmente, con los datos recogidos del análisis pushover y los umbrales de daño, se obtuvieron las curvas de fragilidad siguiendo lo establecido en Hazus 99. Por medio del uso del software Microsoft Excel versión 2016, se graficaron estas curvas donde se hizo posible conocer la vulnerabilidad sísmica de la torre Trecca.

Es con todas estas técnicas de procesamiento y análisis de la información que se otorgaron las conclusiones y recomendaciones del estudio con fundamento de lo expuesto en la presente investigación.

## **CAPÍTULO V: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN**

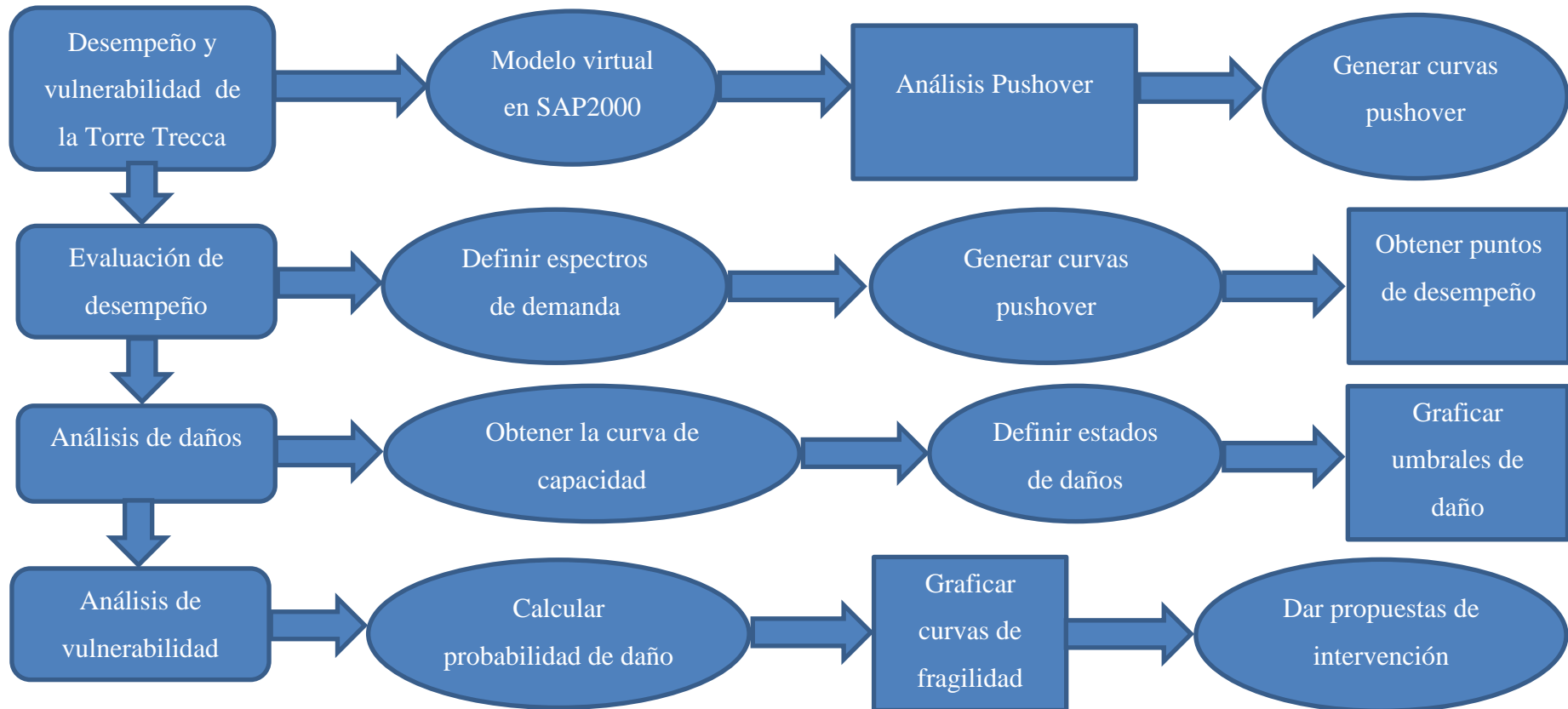
### **5.1 Presentación del capítulo**

En el presente capítulo se detallan el análisis pushover realizado, la obtención de la curva de capacidad, del punto de desempeño, la obtención de los umbrales de daño, de las curvas de fragilidad y las matrices de daño de la torre Trecca. Inicialmente, se describe el análisis sísmico realizado a la edificación, lo cual fue de suma importancia al momento de determinar la vulnerabilidad sísmica de la estructura. Posterior a ello, se realizaron todos los análisis mencionados en las primeras líneas y, finalmente, se otorgó una propuesta de intervención haciendo hincapié en la necesidad de un reforzamiento estructural para aumentar el desempeño y reducir la vulnerabilidad.

Para un mejor entendimiento del lector, se elaboró un diagrama de flujo (Ver Figura 14) detallando el procedimiento del análisis a seguir.

**Figura 14**

*Diagrama de flujo del procedimiento*



*Nota: El proceso concluye con las propuestas de intervención en base a los resultados de todo el análisis. Fuente: Elaboración propia.*

## 5.2 Modelamiento de la estructura

### 5.2.1 Materiales de la edificación

Los materiales se encuentran detallados a continuación (Ver Tabla 4).

**Tabla 4**

*Materiales de la torre Trecca*

Elementos	Dimensiones (m)	Material
Vigas	0.35x0.80	Concreto de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
	0.40x0.80	
	0.50x0.80	
	0.60x0.80	
Placas	0.40	Concreto de $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$
	0.45	
	0.65	
	0.70	
	0.80	
	0.85	
Aligerados (2 direcciones)	0.20	Concreto de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

*Nota: Las dimensiones que figuran en las vigas están expresadas en el orden de base y altura. Para las placas y aligerados, las dimensiones indican el espesor de estas. Fuente: Elaboración propia.*

En la Tabla 5 se pueden observar las propiedades del concreto y en la Tabla 6, las del acero.

**Tabla 5***Propiedades mecánicas del concreto*

$f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Módulo de elasticidad (kg/cm <sup>2</sup> )
210	2.17E+05
280	2.51E+05
350	2.81E+05

*Nota: Los módulos de elasticidad fueron calculados multiplicando la raíz de la resistencia a la compresión ( $f'_c$ ) por 15,000. Fuente: Elaboración propia.*

**Tabla 6***Resistencias del acero*

$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Módulo de elasticidad (kg/cm <sup>2</sup> )
4200	2.00E+06

*Nota: Se consideró un acero de refuerzo de grado 60. Fuente: Elaboración propia.*

## 5.2.2 Cargas aplicadas

### 5.2.2.1 Carga muerta

Se consideró el peso propio de las placas y vigas, calculados por el software SAP2000, estableciendo que el peso unitario del concreto armado, independientemente del valor de su resistencia a la compresión, es de 2,400 kg/m<sup>3</sup> como indica la Norma Técnica Peruana E020. El peso propio de la losa fue calculado mediante un metrado de cargas (Ver Anexo 4) y se le asignó dicho valor. También se calculó el peso de los acabados (Ver Anexo 5) considerando un espesor de cinco centímetros y el peso del concreto simple según la norma E020 (2,300 kg/m<sup>3</sup>), mientras que para el peso de la tabiquería se consideró el valor establecido en dicha norma. Todos los valores de la carga muerta se encuentran en la Tabla 7, así como también los nombres y tipos de carga como fueron asignadas en el programa SAP2000.

### 5.2.2.2 Carga viva

Se tomaron en cuenta las sobrecargas establecidas por la norma E020, incluyendo la carga viva de techo. Los tres primeros pisos son consultorios médicos y el resto de pisos están destinados a oficinas. En la Tabla 7 están, en suma a la carga muerta, detalladas las cargas vivas.

**Tabla 7**

*Cargas gravitacionales*

Nombre de la carga	Tipo de carga	Valor y/o descripción
DEAD	DEAD	Peso propio de cada elemento exceptuando las losas
Carga Viva	Live	500kg/m <sup>2</sup> para los tres primeros niveles y 300kg/m <sup>2</sup> para todos los demás con excepción de la azotea (100kg/m <sup>2</sup> )
Ladrillo de techo	Super dead	48.75 kg/m <sup>2</sup>
Peso de la losa	Super dead	264 kg/m <sup>2</sup>
Tabiquería	Super dead	100kg/m <sup>2</sup>
Acabados	Super dead	115 kg/m <sup>2</sup>

*Nota: Los tipos de carga DEAD y Super dead forman parte de la carga muerta, mientras que las de tipo Live son las sobrecargas; únicas que se consideraron como carga viva. Fuente: Elaboración propia.*

### 5.2.3 Definición de los elementos estructurales

En el modelamiento de la torre se incluyeron tres elementos: vigas, losas aligeradas de dos direcciones y placas. Las vigas se definieron como elementos tipo frame con sus respectivos parámetros y propiedades, mientras que las losas y placas se definieron como elementos de tipo área, específicamente como elementos Shell Thin (por despreciar efectos de corte) y Shell Thick (por considerar los efectos del corte) respectivamente.

### 5.2.4 Modelamiento de la estructura

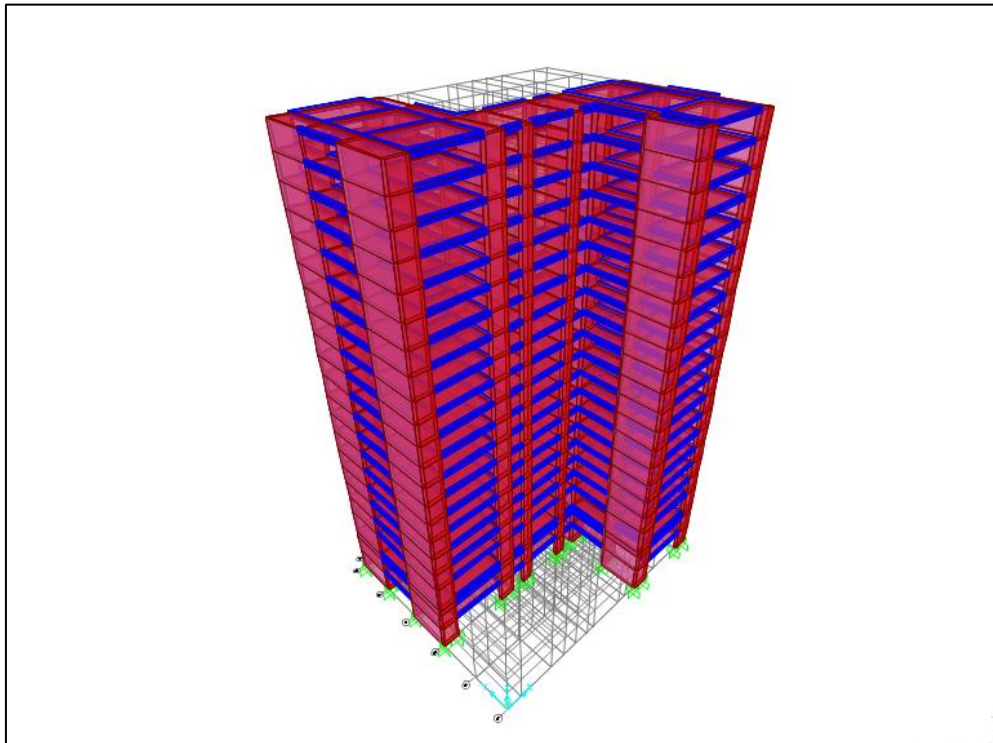
Para el modelamiento en planta y altura de la edificación, se elaboró de tal manera que sea típico en cada piso, teniendo como única diferencia el valor de la sobrecarga asignada; ya que, como ya se mencionó, los tres primeros niveles



presentan una sobrecarga distinta a la del resto de pisos. En la Figura 15 se tiene una vista tridimensional de la torre.

**Figura 15**

*Modelo de la torre Trecca en SAP2000*



*Nota: Las columnas formaban parte de los elementos de borde de las placas, por lo que se consideró como un solo elemento, uniformizando las placas como un solo elemento. Modelo de elaboración propia elaborado en el programa demostrativo SAP2000, versión 21.*

## 5.2.5 Patrones de cargas

### 5.2.5.1 Lineales

Comprendemos como cargas lineales a toda demanda ejercida en el estado lineal, también conocido como elástico, de la estructura. En este rango actúan las cargas de gravedad (carga muerta y viva) cuyos componentes ya se mencionaron anteriormente y las cargas sísmicas estáticas.

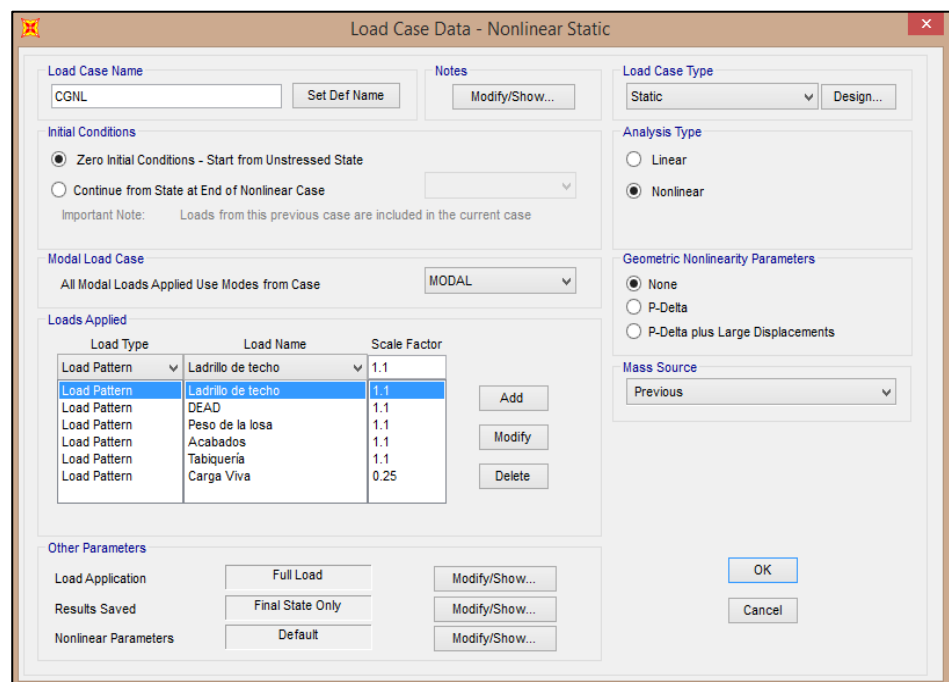
### 5.2.5.2 No lineales

Por otro lado, las cargas no lineales son aquellas que incursionan en el rango inelástico de la estructura; es decir, cuando el acero ha alcanzado la fluencia y se generan fallas dúctiles en los elementos estructurales. Para poder realizar el análisis pushover se necesita del patrón de cargas laterales

mencionado previamente en esta investigación. A este patrón se le llamó “Pushover X” para el eje horizontal y “Pushover Y” para el eje vertical. Seguido de esto, se incluye una carga no lineal, la cual recibió el nombre de “CGNL” cuyas siglas significan Carga Gravitacional No Lineal, de la cual partirá el análisis pushover. En ella se incluye un 10% de carga adicional para toda carga muerta y la carga viva se reduce a un 25% según lo establecido en la normativa FEMA 356 (Ver Figura 16).

**Figura 16**

*Patrón de carga gravitacional no lineal*

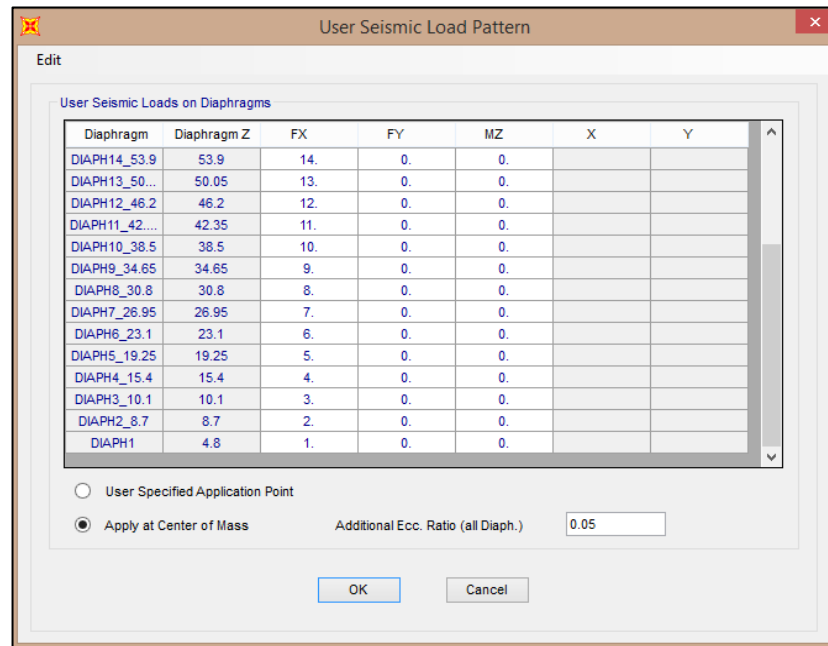


*Nota: Se deben crear estos patrones para cada eje y definir el control de deformación para los ejes U1 (Eje x) y U2 (Eje y). Ventana con datos propios extraída del programa demostrativo SAP2000, versión 21.*

Para poder crear la carga pushover, se deben crear los patrones de cargas laterales, como se explicó previamente. Estos recibirán el nombre de “Pushover X” (Ver Figura 17) o “Pushover Y” (Ver Figura 18) según el eje a analizar. Estas son cargas incrementales laterales de una (1) tonelada en el primer piso, incrementándose de manera monótonica hasta el último piso.

**Figura 17**

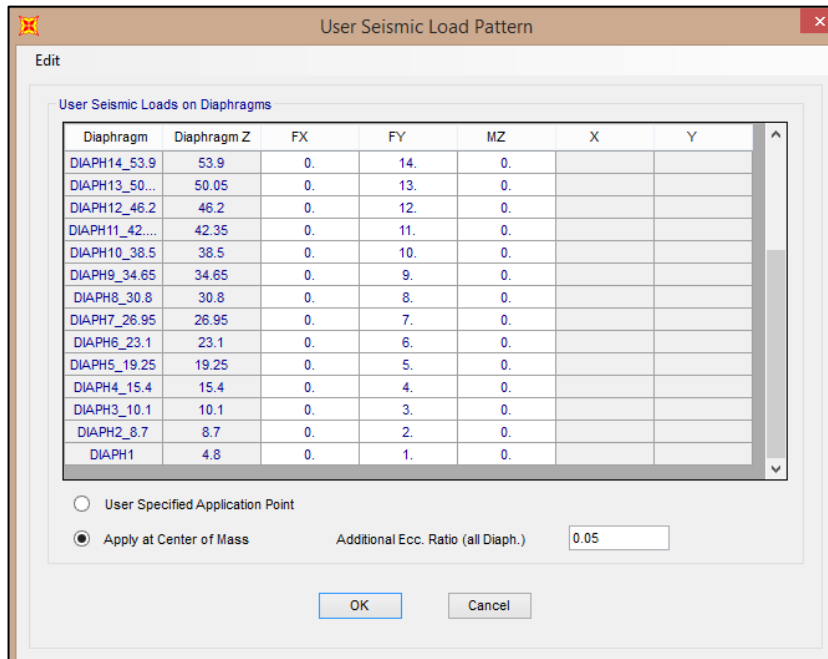
Patrón de carga “Pushover X”



Nota: Las cargas van dirigidas al eje “x” y se aplican en los diafragmas de cada piso.  
Ventana con datos propios extraída del programa demostrativo SAP2000, versión 21.

**Figura 18**

Patrón de carga “Pushover Y”

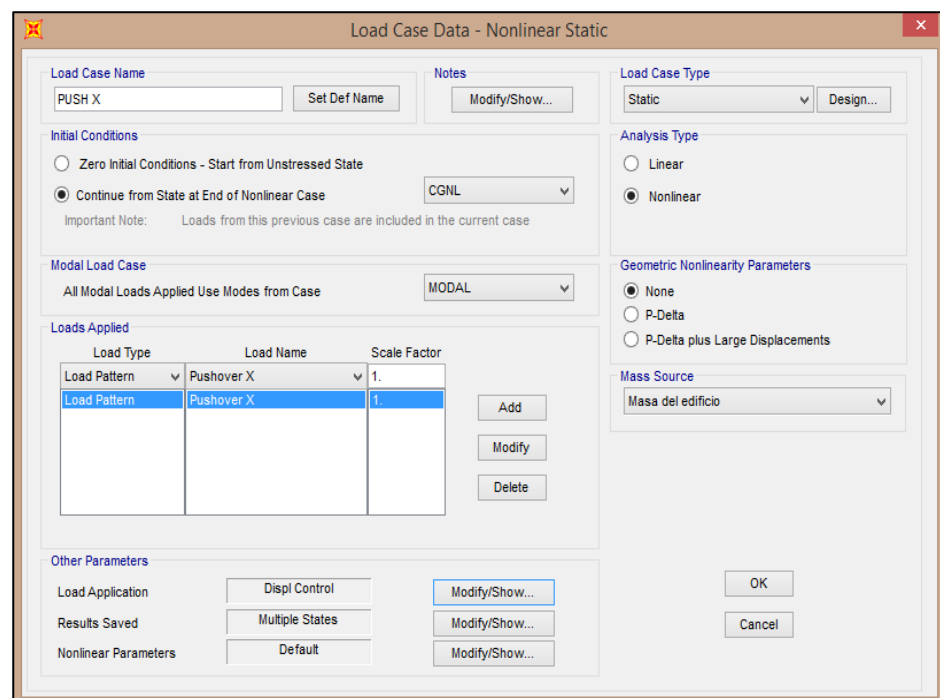


Nota: Las cargas van dirigidas al eje “y” y se aplican en los diafragmas de cada piso.  
Ventana con datos propios extraída del programa demostrativo SAP2000, versión 21.

Finalmente, se crea la carga pushover, la cual recibió el nombre de “PUSH X/Y” según el eje de análisis (Ver Figura 19). Esta es de tipo no lineal y parte de la carga gravitacional no lineal, con los patrones de cargas “Pushover” definidos previamente. Para que la carga se defina correctamente, se requirió también de un control de desplazamiento que tiene como objetivo llevar a la estructura al colapso. El valor del desplazamiento queda a criterio del analista y debe ser de tal que lleve a la estructura al colapso. La normativa FEMA 356 recomienda que el valor oscile entre la vigésima y la trigésima parte de la altura total de la edificación, siendo la recomendación más frecuente el valor de la vigesimoquinta de la altura. Sin embargo, siguiendo estas recomendaciones, obtendríamos un desplazamiento de 3.38 metros, el cual es excesivo para efectos del análisis; por lo que se tomó el valor de 2.1 metros (Ver Figura 20).

**Figura 19**

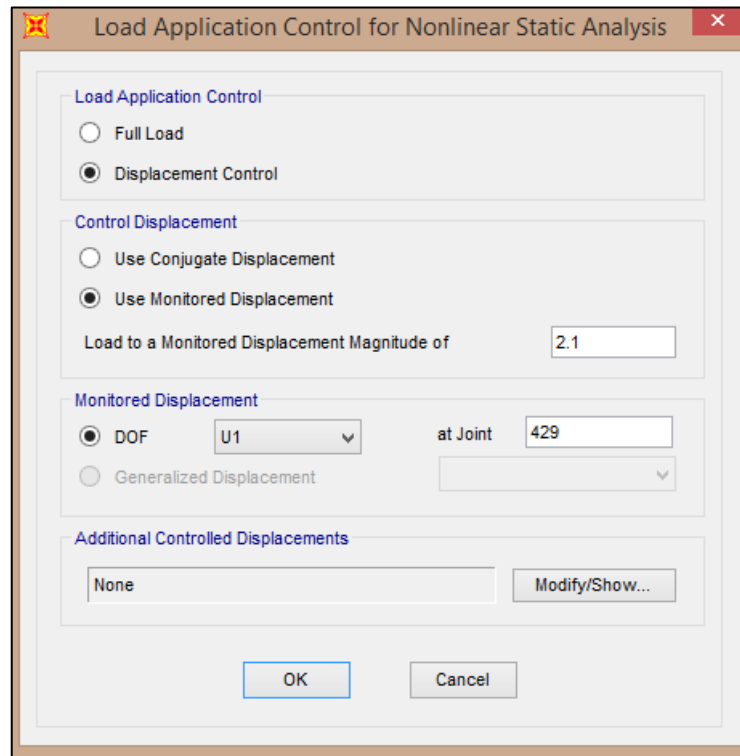
*Carga “Push X”*



*Nota: La carga “PUSH Y” solo se diferencia de “PUSH X” por incluir la carga “Pushover Y”. Ventana con datos propios extraída del programa demostrativo SAP2000, versión 21.*

**Figura 20**

*Control de desplazamiento en la carga "PUSH X"*



*Nota: El control de desplazamiento fue aplicado en el nodo 429 por estar ubicado en el último piso. Cabe mencionar que se pudo haber usado cualquier otro nodo que estuviera ubicado en el último nivel. Para "PUSH Y" se debe cambiar el eje U1 por U2 en DOF (Grado de libertad). Ventana con datos propios extraída del programa demostrativo SAP2000, versión 21.*

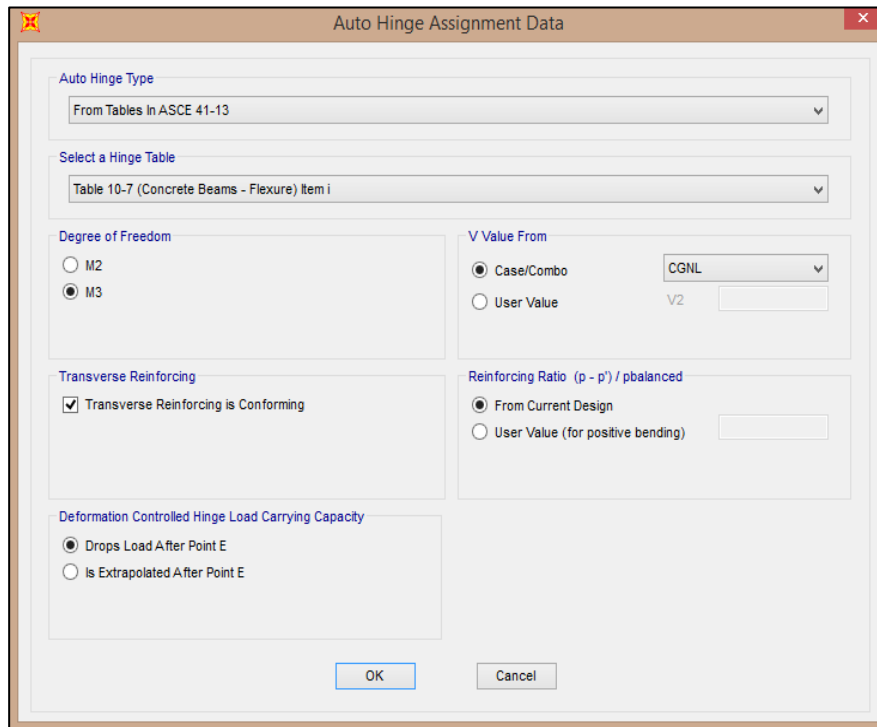
#### 5.2.6 Inclusión de rótulas plásticas en vigas

Al someter a las vigas a cargas no lineales, en estas comenzarán a generarse rótulas plásticas. En este estudio, estas se encuentran al 5% de la longitud de las vigas como punto de inicio y al 95% del final de su longitud como punto final y sus especificaciones se encuentran en la Figura 21.

Se estableció que las vigas deben comenzar a rotularse cuando la estructura se haya sometido al patrón de cargas gravitacionales no lineales. De esta forma, las vigas se encontrarán fatigadas cuando se incluyan las cargas del análisis pushover dentro del análisis estructural. El refuerzo de las vigas se definió como el necesario para soportar los efectos de la carga gravitacional no lineal para obtener los diagramas de momento/curvatura (Ver Figuras 22 y 23) y la formación de las rótulas.

**Figura 21**

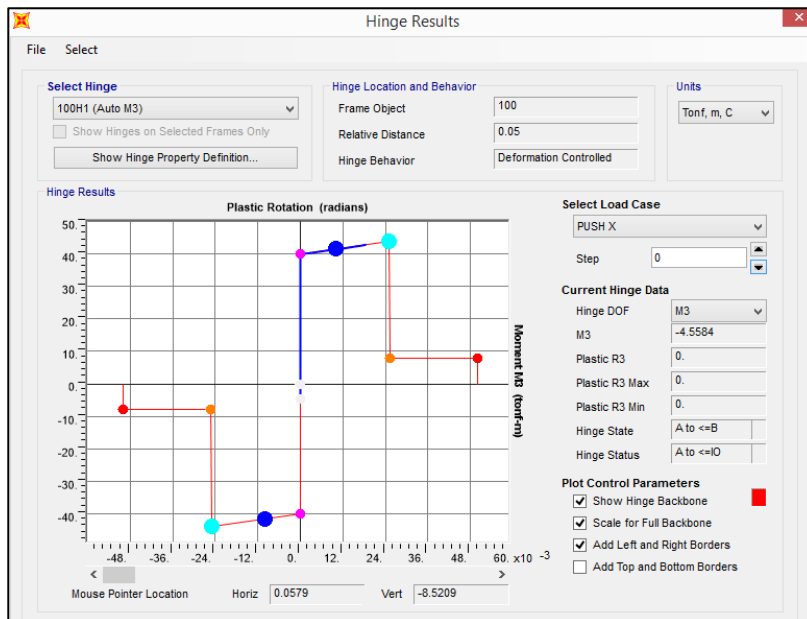
*Definición de rótulas plásticas*



*Nota: Las rótulas formadas en las vigas toman en cuenta solo los momentos por flexión. Ventana con datos propios extraída del programa demostrativo SAP2000, versión 21.*

**Figura 22**

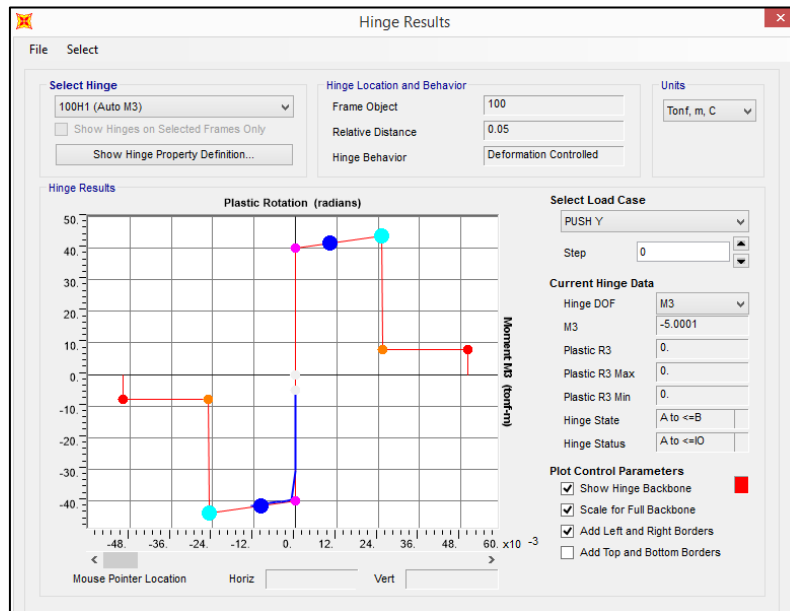
*Estado de rótulas en una viga causadas por la carga PUSH X*



*Nota: La viga se rotuló por los momentos positivos ocasionados por la carga PUSH X. Ventana extraída del programa demostrativo SAP2000, versión 21.*

**Figura 23**

*Estado de rótulas en una viga causadas por la carga PUSH Y*



*Nota: La viga se rotuló por los momentos negativos ocasionados por la carga PUSH Y. Ventana extraída del programa demostrativo SAP2000, versión 21.*

### 5.3 Análisis sísmico estático

#### 5.3.1 Demanda sísmica

La torre Trecca presenta un sistema estructural particular, conformado principalmente por muros estructurales formando pórticos con las vigas en la dirección X y un sistema dual en la dirección Y.

Debido a su ubicación en la ciudad de Lima, al factor “Z” le corresponde el valor de 0.45 perteneciendo a la zona 4 de la zonificación establecida en la norma mencionada.

Se asumió que el suelo de fundación es un suelo gravoso rígido, siendo esta la clasificación de un perfil tipo S<sub>1</sub>. En la Tabla N°3 de la norma (p. 6), intersectamos nuestro factor de zona Z<sub>4</sub> con nuestro perfil de suelo y observamos que el valor de S<sub>1</sub> que utilizaremos será de 1.00.

Para determinar el valor del parámetro “C”, se realizó un análisis modal de la estructura con el programa SAP2000 para determinar el periodo fundamental de la estructura. No se consideró el valor del periodo que dicta el ítem 4.5.4 de la Norma E.030 ( $T=hn/Ct$ ) debido a que esta expresión considera una estructura

completamente regular e idónea. Se obtuvo como periodo fundamental un valor de 2.15 segundos, con lo que se determinó el valor del factor de amplificación sísmica “C” según lo expresado en el ítem 2.5, considerando un  $T_p$  de 0.4 segundos y un  $T_L$  de 2.5 segundos, de acuerdo a la Tabla N°4 del ítem 2.4 (p. 6), considerando que se cuenta con un perfil de suelo  $S_1$ . Al tener un periodo que se encuentra entre los valores de  $T_p$  y  $T_L$ , el valor de C corresponde a  $C = 2.5 \cdot (T_p / T)$ , por lo que el valor de “C” es de 0.465.

El valor del factor “U” se obtuvo de la Tabla N°5 de la Norma E.030 (pp. 6-7), siendo la categoría de la edificación un tipo C, ya que se trata de oficinas y consultorios médicos en los tres primeros pisos, lo que le daría a “U” un valor de 1.00.

Respecto al valor del factor de reducción R, se deben definir los valores de  $R_o$ ,  $I_a$  e  $I_p$  para ambas direcciones como dicta la norma (pp. 8-9). Como se mencionó anteriormente, la torre presenta un sistema aporticado en la dirección X ( $R_o=8$ ) y un sistema dual en la dirección Y ( $R_o=7$ ).

Tras realizar un análisis modal, se observó que las derivas del segundo piso sobrepasan las del primer piso por más del 60% que indica la norma (p. 8) para considerar una irregularidad por altura extrema, por lo que el valor de  $I_a$  se define como 0.5. Por otro lado, la planta presenta una irregularidad por esquinas entrantes, al ser las longitudes de los vacíos mayores al 20% de la longitud total de cada eje, tomando así 0.9 como valor de  $I_p$  (p. 9). Con esto obtenemos un valor de 3.60 en  $R_x$  y 3.15 en  $R_y$ .

Finalmente, al tener un periodo mayor a 0.5 segundos, se debe considerar el coeficiente “k” de corrección de altura en relación al periodo fundamental de la estructura, definido como  $K = 0.75 + 0.5T$  según el sub-ítem b del ítem 4.5.3 de la norma (p. 10), siendo “T” el valor del periodo. Se reemplazó el valor del periodo fundamental previamente mencionado (2.15 segundos) y se obtuvo 1.825 como valor de “k”. Todos estos valores se encuentran resumidos en la Tabla 8.



**Tabla 8***Parámetros sísmicos*

Parámetro	Valor
Z	0.45
U	1.00
C	0.465
S	1.00
Ro x	8.00
Ro y	7.00
Ia	0.50
Ip	0.90
Rx	3.60
Ry	3.15
ZUCS/R (x)	0.058
ZUCS/R (y)	0.066
k	1.825

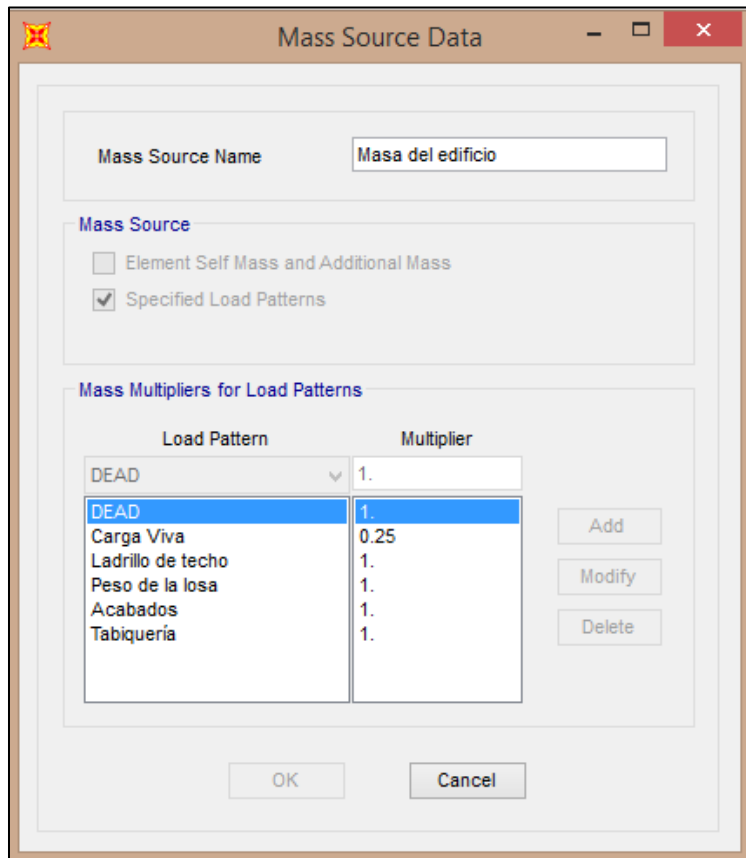
*Nota: Se consideró el mismo valor de periodo fundamental de la estructura para ambos ejes; por ello, el valor de "C" es el mismo independientemente del eje que se esté analizando.  
Fuente: Elaboración propia.*

### 5.3.2 Resultados de fuerzas sísmicas y cortantes basales

La estructura fue sometida a un análisis sísmico estático utilizando los parámetros definidos en el ítem anterior multiplicado por la masa de la edificación (Ver Figura 24). Se consideró un peso efectivo de 1,400 toneladas por piso, siendo este ligeramente mayor al promedio de cada piso (1376 toneladas).

**Figura 24**

*Masa efectiva de la edificación*



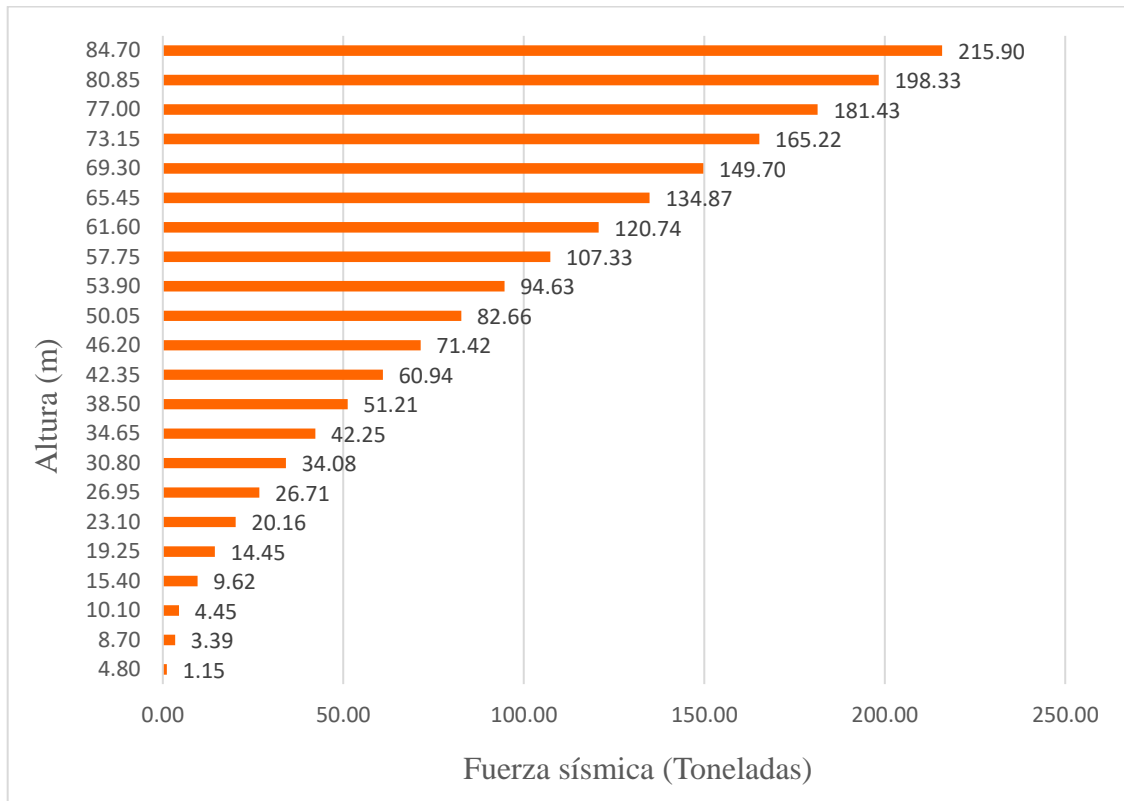
*Nota: Se consideró el total de la carga muerta y la cuarta parte de la carga viva como lo indica la norma E.030. Ventana extraída del programa demostrativo SAP2000, versión 21.*

#### 5.3.2.1 Resultados en el eje x

La cortante basal obtenida en el eje x fue de 1790.64 toneladas, producto del análisis sísmico estático en este eje (Ver Anexo 6). Los resultados de las fuerzas sísmicas y cortantes basales en relación a la altura se muestran en las Figuras 25 y 26 respectivamente.

**Figura 25**

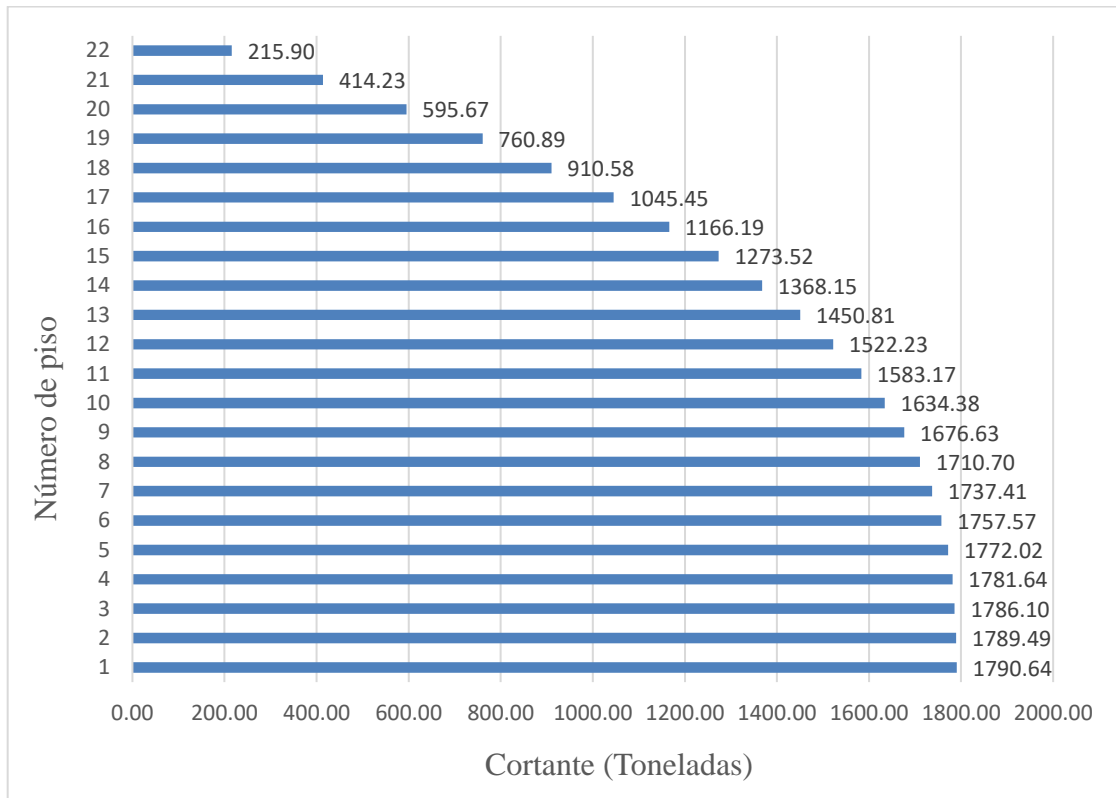
*Fuerzas sísmicas en x*



*Nota: Se muestran las fuerzas sísmicas y sus valores en relación a la altura de la torre. Gráfico de elaboración propia extraído del programa Excel 2013.*

**Figura 26**

*Cortantes en x en relación a pisos*



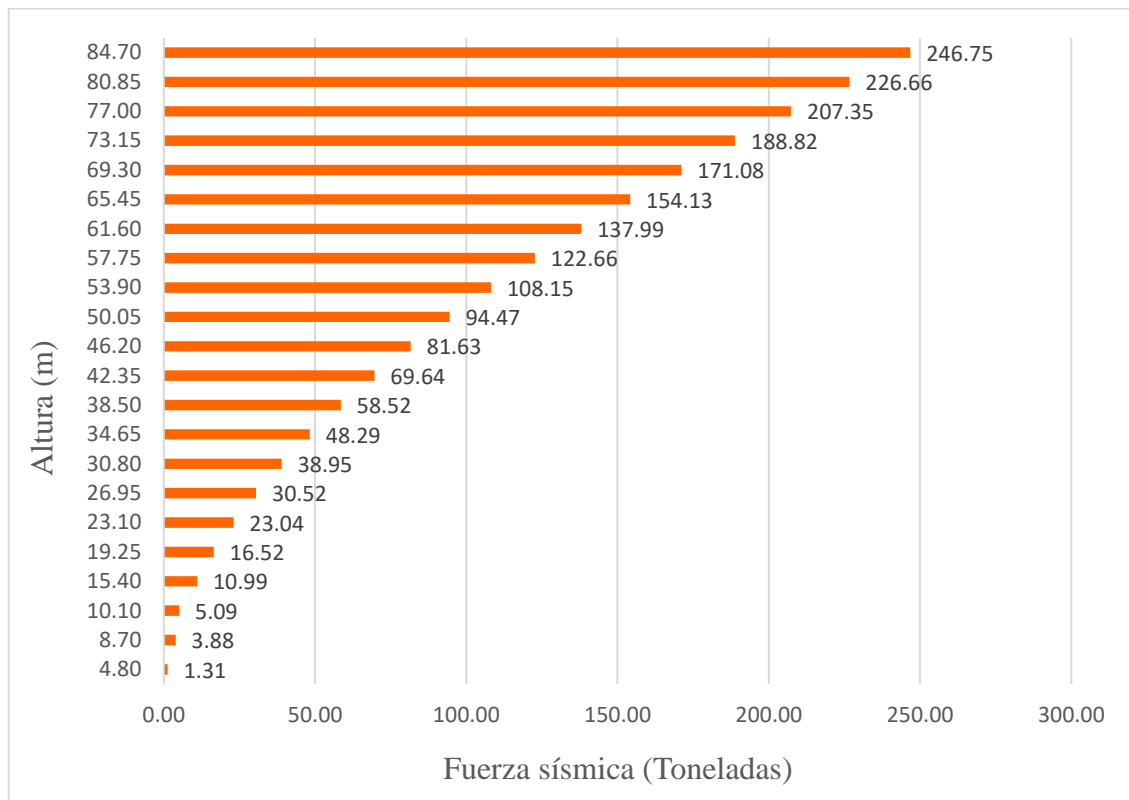
*Nota: La cortante de un piso es la fuerza sísmica acumulada de este y los demás pisos que se encuentran por encima. Gráfico de elaboración propia extraído del programa Excel 2013.*

### 5.3.2.2 Resultados en el eje y

La cortante basal obtenida en el eje y fue de 2046.44 toneladas, producto del análisis sísmico estático en este eje (Ver Anexo 7). Los resultados de las fuerzas sísmicas y cortantes basales en relación a la altura se muestran en las Figuras 27 y 28 respectivamente.

**Figura 27**

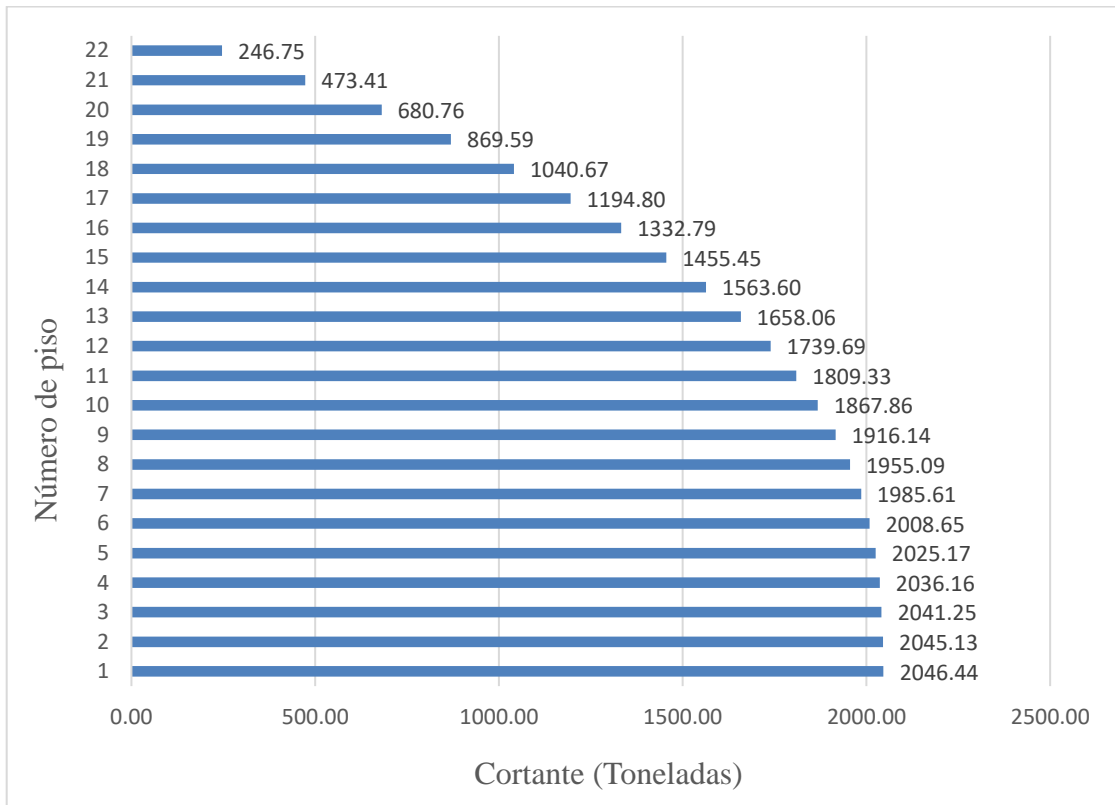
*Fuerzas sísmicas en y*



*Nota: Se muestran las fuerzas sísmicas y sus valores en relación a la altura de la torre. Gráfico de elaboración propia extraído del programa Excel 2013.*

**Figura 28**

*Cortantes en y en relación a pisos*



*Nota: La cortante de un piso es la fuerza sísmica acumulada de este y los demás pisos que se encuentran por encima. Gráfico de elaboración propia extraído del programa Excel 2013.*

### 5.3.3 Resultados de derivas de entrepiso

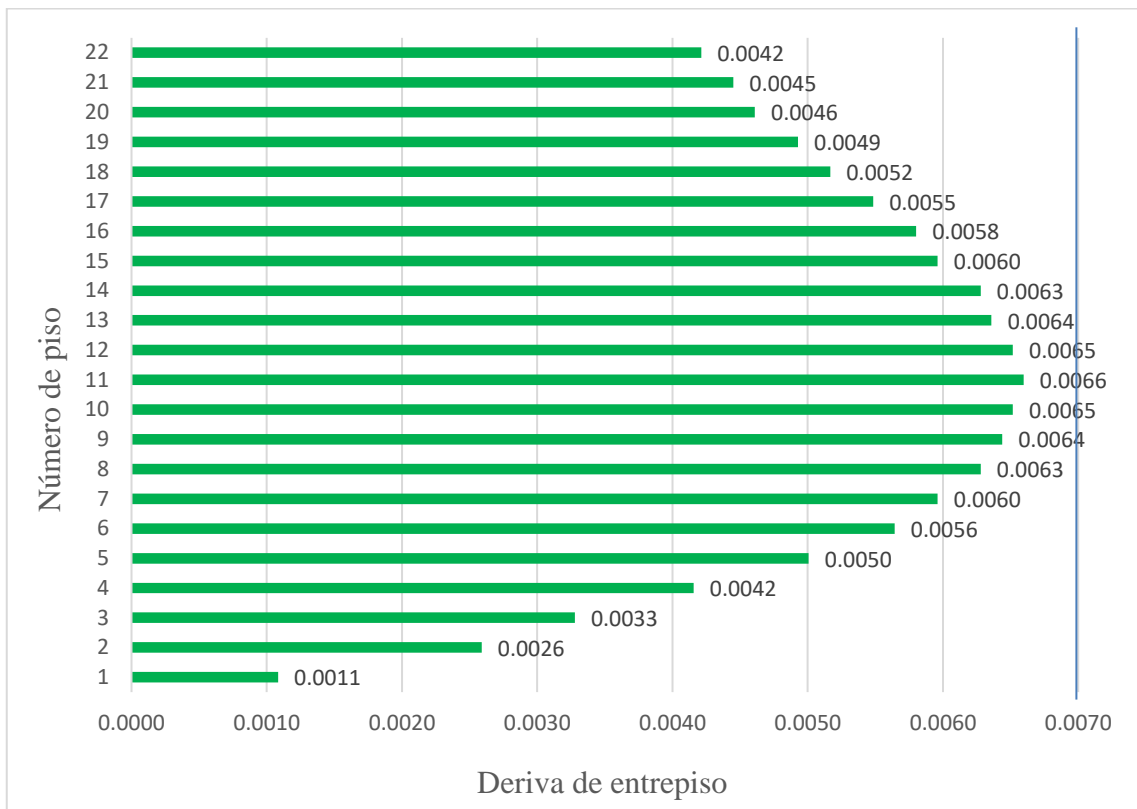
A continuación, se muestran los resultados de los desplazamientos relativos (derivas) de cada piso como resultado del análisis sísmico estático en ambas direcciones. Al tratarse de una estructura irregular, los resultados han sido amplificados por el valor del 85% del factor de reducción “R” para obtener su deformación en el rango inelástico (Ver Anexos 8 y 9) según lo establecido en la Norma Técnica Peruana E.030 (2018). Las derivas tienen como límite admisible el valor de 0.007 como lo estipula la Norma, valor que no fue sobrepasado en ninguna dirección de análisis.

#### 5.3.3.1 Derivas en el eje x

Las derivas inelásticas del eje x se muestran en la Figura 29.

**Figura 29**

*Derivas en el eje x*



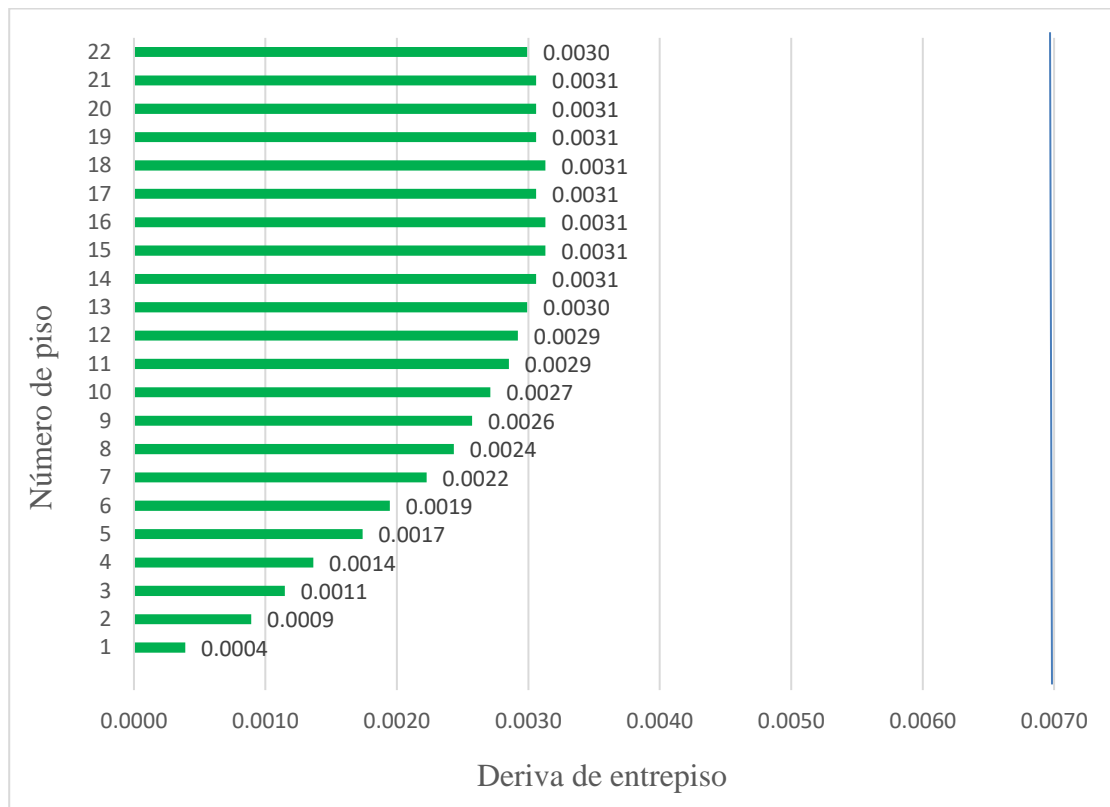
*Nota: Se trazó una recta en el valor de 0.007 como valor límite de las derivas inelásticas. Las derivas de este eje se encontraron próximas a alcanzar dicho límite. Gráfico de elaboración propia extraído del programa Excel 2013.*

### 5.3.3.2 Derivas en el eje y

Las derivas inelásticas del eje x se muestran en la Figura 30.

**Figura 30**

*Derivas en el eje y*



*Nota: Al igual que en el eje x, se trazó una recta en el valor de 0.007 como valor límite de las derivas inelásticas. Las derivas de este eje se encontraron alejadas a este valor, lo que ya va indicando que existe una diferencia notable de rigidez entre ambos ejes de análisis. Gráfico de elaboración propia extraído del programa Excel 2013.*

#### 5.4 Análisis pushover

Como se mencionó previamente, se realizó el análisis estático no lineal (pushover) con las cargas gravitacionales no lineales y las cargas incrementales laterales de una (1) tonelada en el primer piso, incrementándose de manera monotonica hasta el último piso. El patrón de cargas continúa aplicándose hasta que la edificación alcanza una deformación en el techo igual al valor definido como desplazamiento objetivo; en nuestro caso, 2.10 metros.

##### 5.4.1 Resultados por carga PUSH X

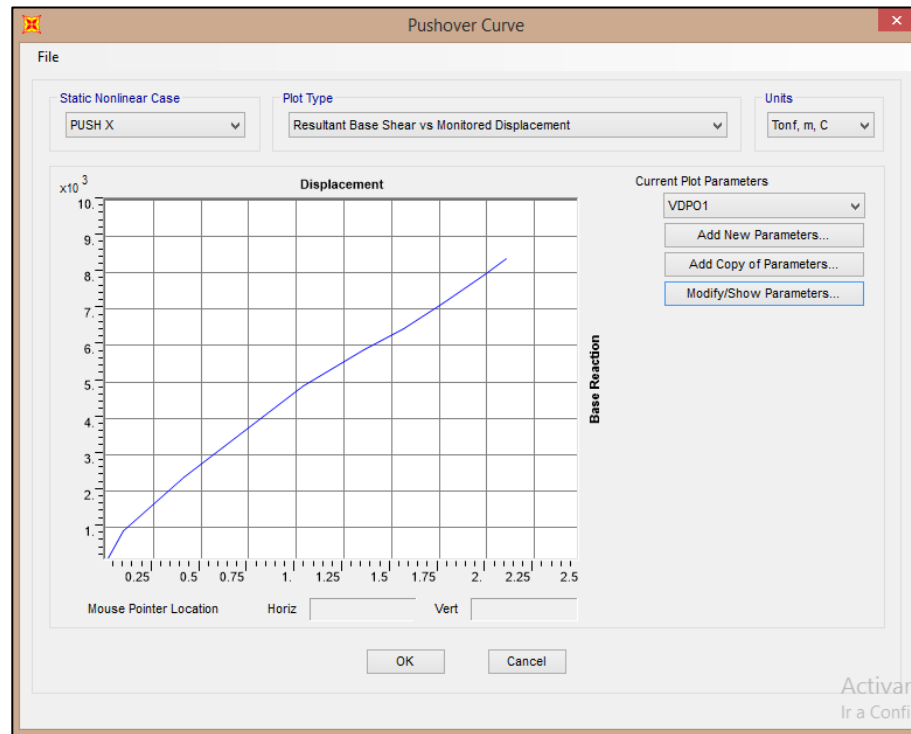
###### 5.4.1.1 Curva pushover

A continuación, se muestra la curva pushover producto del análisis en el eje x (Ver Figura 31).



**Figura 31**

*Curva pushover obtenida de PUSH X*



*Nota: Se puede observar que el valor de la cortante en la base es de aproximadamente 8,300 toneladas cuando la deformación en el techo alcanza los 2.10 metros definidos como desplazamiento máximo. Ventana extraída del programa demostrativo SAP2000, versión 21.*

#### 5.4.1.2 Curva pushover bilineal

Para llevar a cabo esta transformación, se usó el programa SAP2000, el cual nos otorgó los parámetros de la recta (Ver Figura 32), tales como el valor de la pendiente elástica “Ke”, la cortante máxima de fluencia “Vy”, la pseudo aceleración espectral “Sa” donde se inicia el rango inelástico, el factor de reducción “ $\alpha$ ” para pasar de la pendiente elástica a la inelástica y los valores de desplazamiento y cortante que llevan a la estructura al colapso. La curva transformada se muestra en la Figura 33.

**Figura 32**

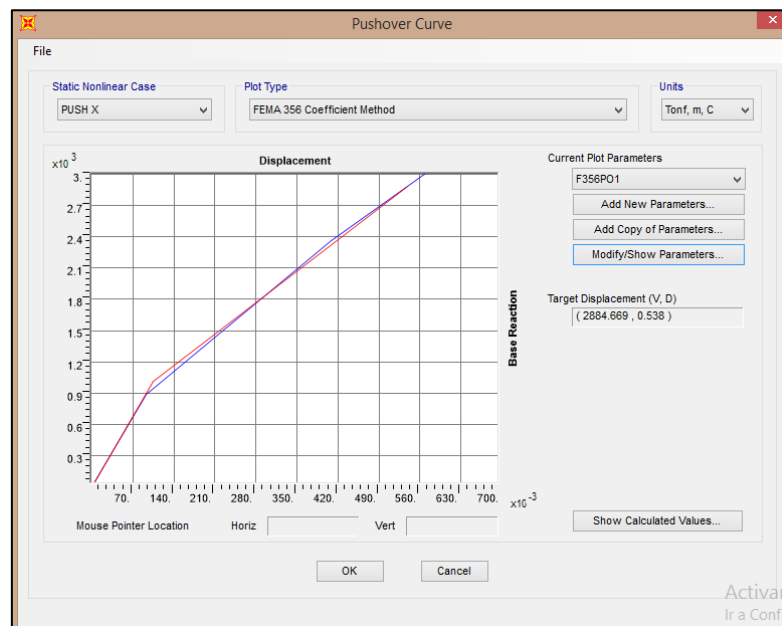
*Parámetros de curva pushover bilineal del eje x*

Item	Value
C0	1.4826
C1	1.
C2	1.
C3	1.
Sa	0.2779
Te	2.3026
Ti	2.0927
Ki	11572.044
Ke	9557.806
Alpha	0.454
R	8.7298
Vy	1008.0622
Weight	31661.98
Cm	1.

*Nota: Se detallan los parámetros de transformación para la curva pushover en el eje x. Ventana extraída del programa demostrativo SAP2000, versión 21.*

**Figura 33**

*Curva pushover bilineal del eje x*



*Nota: La curva roja representa la forma bilineal de la curva pushover en su forma original. Ventana extraída del programa demostrativo SAP2000, versión 21.*

Como producto de haber obtenido los parámetros de transformación de la curva y los valores de cortante y desplazamiento en el estado último de la estructura en el eje x, se elaboró una tabla resumen con los datos encontrados (Ver Tabla 9). El valor de la cortante de fluencia es conocido, ya que es el valor “Vy” de 1008.06 toneladas. Se sabe que “Ke” representa el valor de la pendiente del rango elástico, por lo que dividiendo el valor de la cortante y la pendiente se pudo conocer el desplazamiento de la fluencia “Dy”, el cual es de 0.105 metros.

**Tabla 9**

*Tabla resumen con parámetros de curva bilineal del eje x*

Parámetro	Valor	Unidades
Sa(g)	0.278	m/s <sup>2</sup>
Ke	9.56 x 10 <sup>3</sup>	Ton/m
$\alpha$	0.454	
Ki	4.30 x 10 <sup>3</sup>	Ton/m
Vy	1008.06	Ton
Dy	0.105	m
Vu	2884.67	Ton
Du	0.538	m

*Nota: Se puede apreciar una buena ductilidad debido a lo distanciados que se encuentran los valores de desplazamiento en la fluencia (Dy) y en el colapso (Du) en este eje de análisis. Fuente: Elaboración propia.*

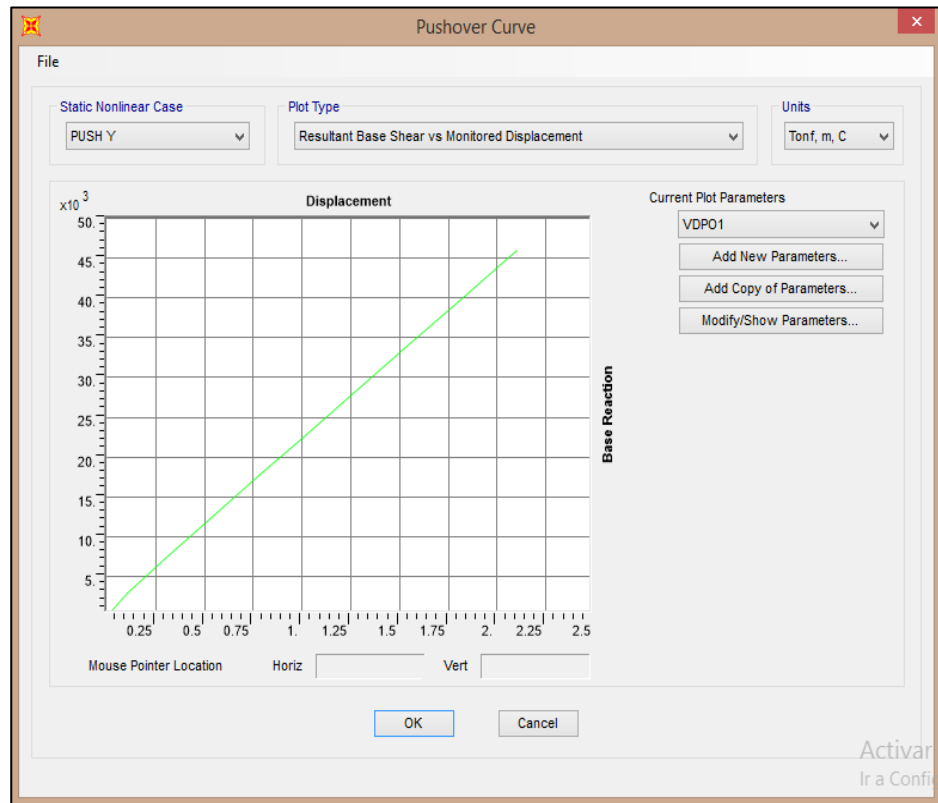
## 5.4.2 Resultados por carga PUSH Y

### 5.4.2.1 Curva pushover

A continuación, se muestra la curva pushover producto del análisis en el eje y (Ver Figura 34).

**Figura 34**

*Curva pushover obtenida de PUSH Y*



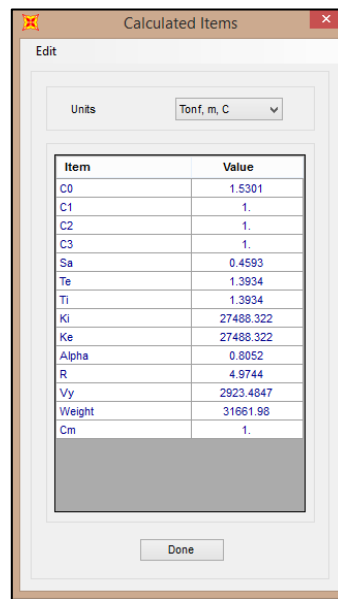
*Nota: El valor de la cortante en la base es de aproximadamente 46,000 toneladas cuando se llega al desplazamiento objetivo. Ventana extraída del programa demostrativo SAP2000, versión 21.*

#### 5.4.2.2 Curva pushover bilineal

Se realizó el mismo proceso que en la bilinealización de la curva del eje x. En la Figura 35 se muestran los parámetros y en la Figura 36, la curva bilineal.

**Figura 35**

*Parámetros de curva pushover bilineal del eje y*

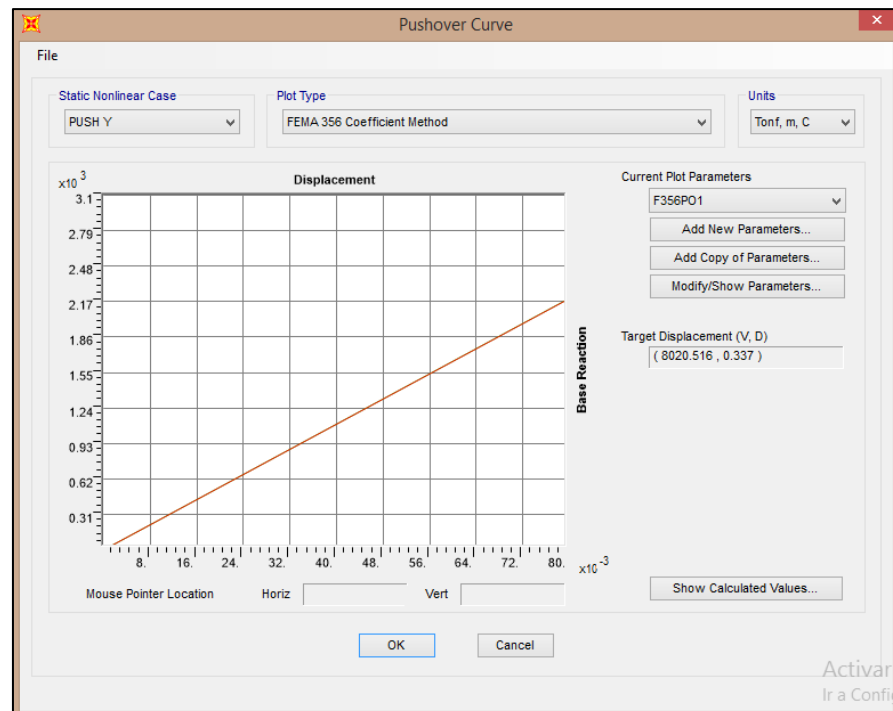


Item	Value
C0	1.5301
C1	1.
C2	1.
C3	1.
Sa	0.4593
Te	1.3934
Ti	1.3934
Ki	27488.322
Ke	27488.322
Alpha	0.8052
R	4.9744
Vy	2923.4847
Weight	31661.98
Cm	1.

*Nota: Se detallan los parámetros de transformación para la curva pushover en el eje y. Ventana extraída del programa demostrativo SAP2000, versión 21.*

**Figura 36**

*Curva pushover bilineal del eje y*



*Nota: La curva roja representa la forma bilineal de la curva pushover en su forma original. Ventana extraída del programa demostrativo SAP2000, versión 21.*

Se obtuvo el valor de “Dy” manera análoga al eje x. Este valor es de 0.106 metros, bastante similar al de x pero con una pendiente distinta. En la Tabla 10 se detallan los parámetros de la presente curva bilineal.

**Tabla 10**

*Tabla resumen con parámetros de curva bilineal del eje y*

Parámetro	Valor	Unidades
Sa(g)	0.459	m/s <sup>2</sup>
Ke	2.75 x 10 <sup>4</sup>	Ton/m
$\alpha$	0.805	
Ki	2.21 x 10 <sup>4</sup>	Ton/m
Vy	2923.48	Ton
Dy	0.106	m
Vu	8020.52	Ton
Du	0.337	m

*Nota: A diferencia del eje x, el valor de alpha ( $\alpha$ ) no reduce mucho a la rigidez en el estado inelástico y la presunta diferencia de rigidez entre ambos ejes planteada al observar la diferencia en los resultados de derivas de entrepiso se hizo evidente con este análisis. Fuente: Elaboración propia.*

## 5.5 Punto de desempeño

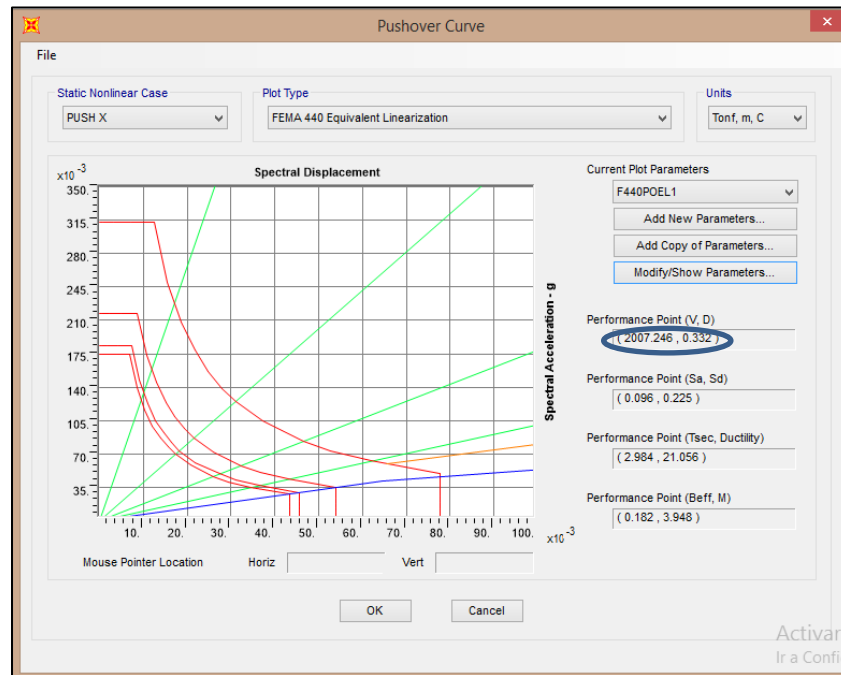
Una vez que las curvas pushover han sido transformadas a su forma bilineal, estas pueden ser intersectadas con los espectros de demanda correspondientes para, así, obtener el punto de desempeño de la estructura.

### 5.5.1 Punto de desempeño en el eje x

Se obtuvo como resultado un punto de desempeño de 2007.246 toneladas como cortante basal y un desplazamiento de 0.332 metros. Esta cortante sobrepasa el valor de la fluencia, lo que significa que la estructura incursionó en el rango inelástico; es decir, en el segundo tramo de la curva pushover bilineal. A continuación se muestra el punto de desempeño obtenido con el programa SAP2000 (Ver Figura 37) y la intersección del punto de desempeño en la curva bilineal como verificación (Ver Figura 38).

**Figura 37**

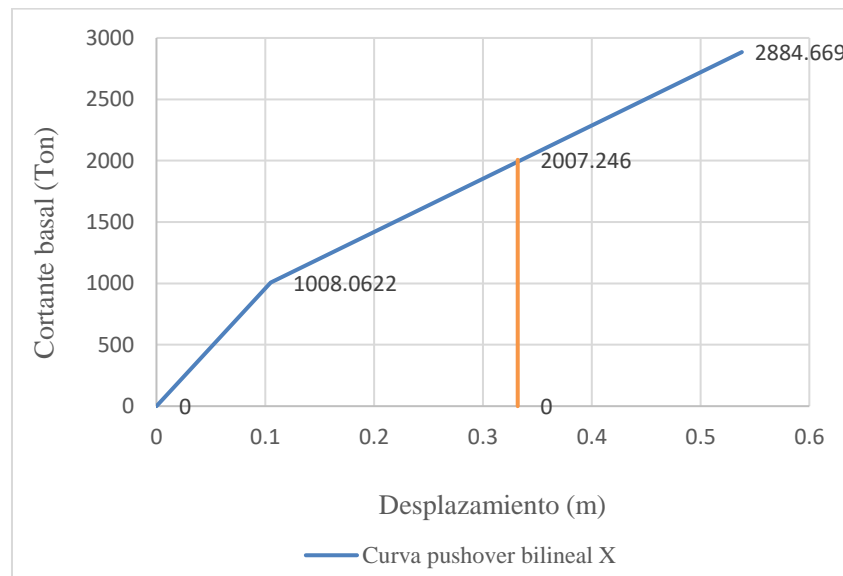
*Punto de desempeño en el eje x*



*Nota: Los espectros de demanda están graficados de rojo, los periodos, de verde y la curva pushover, de azul. El punto de desempeño ha sido señalado. Ventana extraída del programa demostrativo SAP2000, versión 21.*

**Figura 38**

*Intersección del punto de desempeño en x*



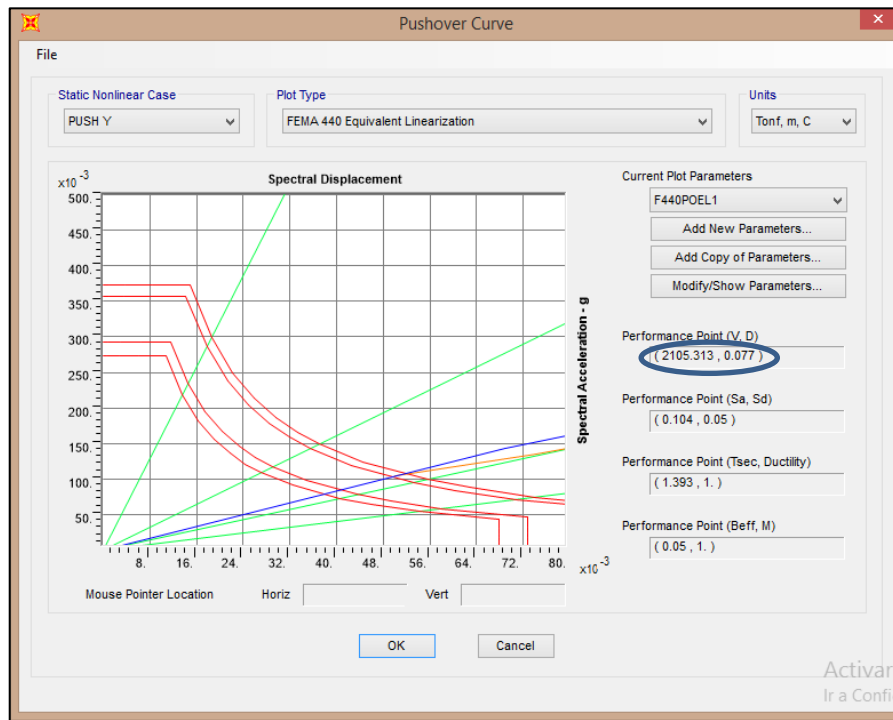
*Nota: Se comprobó que los valores de cortante y desplazamiento del punto de desempeño (recta naranja) son intersectados correctamente en la curva bilineal. Gráfico de elaboración propia extraído del programa Excel 2013.*

### 5.5.2 Punto de desempeño en el eje y

En este eje, el punto de desempeño marca una cortante de 2105.313 toneladas y un desplazamiento de 0.077 metros. A diferencia del eje x, el valor de la cortante del punto de desempeño no sobrepasa al de la fluencia; lo que indica que la estructura no ha dejado su estado elástico al ser sometida a su máxima demanda sísmica, denotando una vez más la diferencia de rigidez entre ambos ejes de análisis. En la Figura 39 se observa la obtención del punto de desempeño en este eje con el programa SAP2000 y en la Figura 40 se realizó la misma comprobación con la intersección del punto de desempeño en la curva bilineal.

**Figura 39**

*Punto de desempeño en el eje y*

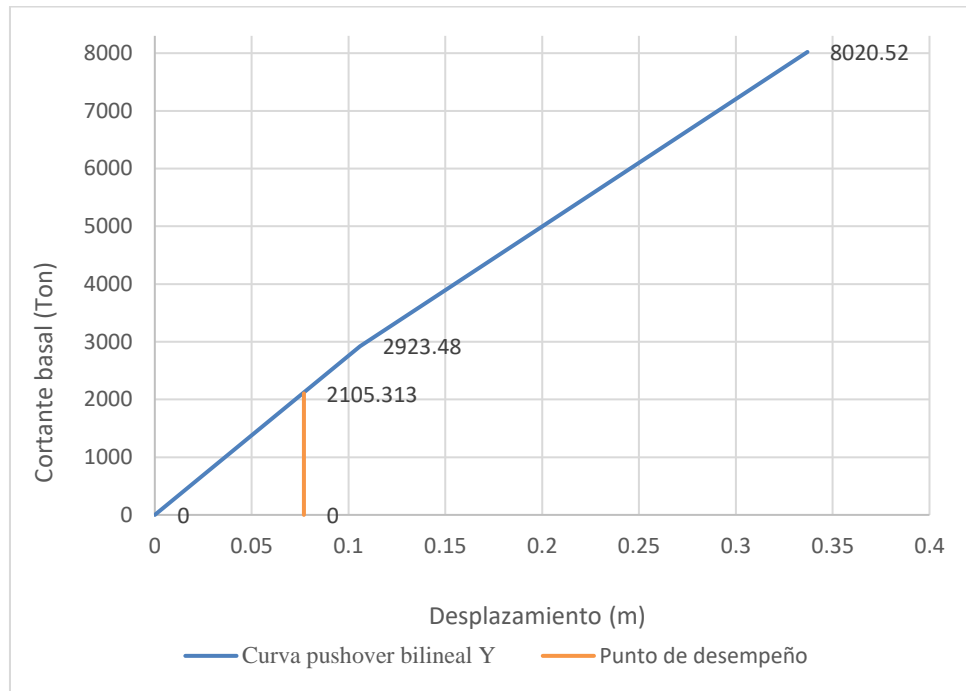


*Nota: Los espectros de demanda están graficados de rojo, los periodos, de verde y la curva pushover, de azul. El punto de desempeño ha sido señalado y es válido expresar que tiene valores de cortante basal y desplazamiento bastantes cercanos a los obtenidos en el análisis sísmico estático de este eje. Ventana extraída del programa demostrativo SAP2000, versión 21.*



**Figura 40**

*Intersección del punto de desempeño en y*



*Nota: Al igual que en el eje x, se comprobó que los valores de cortante y desplazamiento del punto de desempeño son intersectados correctamente en el tramo elástico de la curva bilineal. Gráfico de elaboración propia extraído del programa Excel 2013.*

## 5.6 Obtención de curvas o espectros de capacidad

Al transformar las curvas pushover a sus formas binomiales, fue posible intersectarlas con sus respectivos espectros de demanda, ya que ambos tienen como eje horizontal a valores de desplazamientos. Sin embargo, la curva pushover contiene desplazamientos absolutos; mientras que el espectro de demanda, desplazamientos espectrales. El programa SAP2000 nos ha otorgado ambos valores como se pudo ver en las Figuras 37 y 39; el desplazamiento absoluto (D) y su valor equivalente como espectral (Sd). Esto significa que hemos obtenido la constante con la que dividiremos los desplazamientos absolutos para convertirlos a su equivalencia espectral.

El proceso para transformar las cortantes a pseudo aceleraciones es muy similar. A diferencia de los desplazamientos, se recurrió a la curva pushover bilineal, donde el programa SAP2000 (Figuras 32 y 35) nos señaló cuál es el valor de la pseudo aceleración que le corresponde a la cortante “Vy”. Con el valor de la aceleración máxima lineal y desplazamiento espectral, se calculó la pendiente del tramo lineal

dividiendo el primero entre el segundo. No fue posible realizar el mismo procedimiento para la cortante última debido al cambio de pendiente; sin embargo, el valor del factor de reducción de pendiente “ $\alpha$ ” se mantiene, por lo que pudimos factorizar la pendiente elástica con este valor y obtener así la pendiente inelástica. El valor del desplazamiento espectral último es conocido, así que este pasa a multiplicar al valor de la pendiente para calcular el valor de la pseudo aceleración última que será la que llevará al colapso a la estructura.

#### 5.6.1 Curva de capacidad del eje x

A continuación, se muestran los parámetros de la curva de capacidad del eje x (Ver Tabla 11) y el espectro de capacidad del eje x (Ver Figura 41).

**Tabla 11**

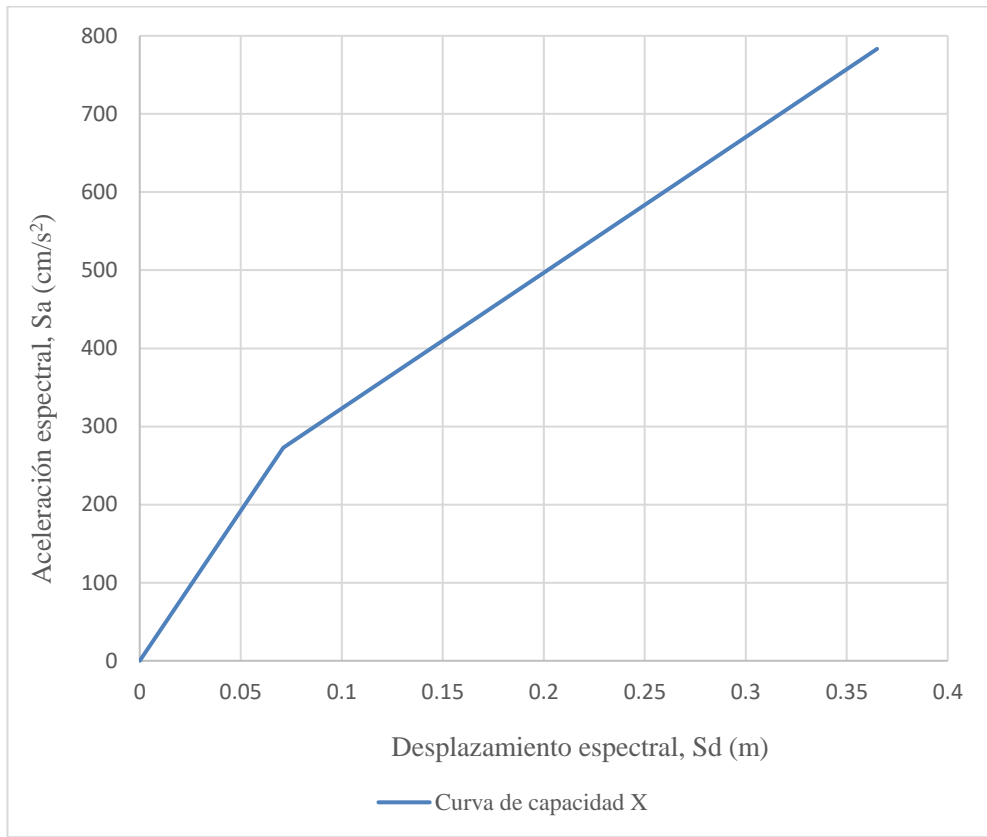
*Parámetros de la curva de capacidad del eje x*

Parámetro	Valor	Unidades
D	0.332	m
Sd	0.225	m
$\alpha_D$	1.476	
Vy	1008.06	Ton
Sad	272.718	cm/s <sup>2</sup>
$\alpha_V$	3.696	
Sdy	0.071	m
KesD	3832.48	cm/s <sup>2</sup> .m
KisD	1739.95	cm/s <sup>2</sup> .m
Sdu	0.365	m
Sau	783.303	cm/s <sup>2</sup>

*Nota: Los valores de pseudo aceleraciones se encuentran expresados en sus respectivas unidades y no en función de la gravedad como se acostumbra. Fuente: Elaboración propia.*

**Figura 41**

*Curva de capacidad del eje x*



*Nota: Ahora que la curva pushover del eje x ha adaptado esta forma, se podrán realizar los estudios de daño. Gráfico de elaboración propia extraído del programa Excel 2013.*

### 5.6.2 Curva de capacidad del eje y

A continuación, se muestran los parámetros de la curva de capacidad del eje y (Ver Tabla 12) y el espectro de capacidad del eje y (Ver Figura 42).

**Tabla 12**

*Parámetros de la curva de capacidad del eje y*

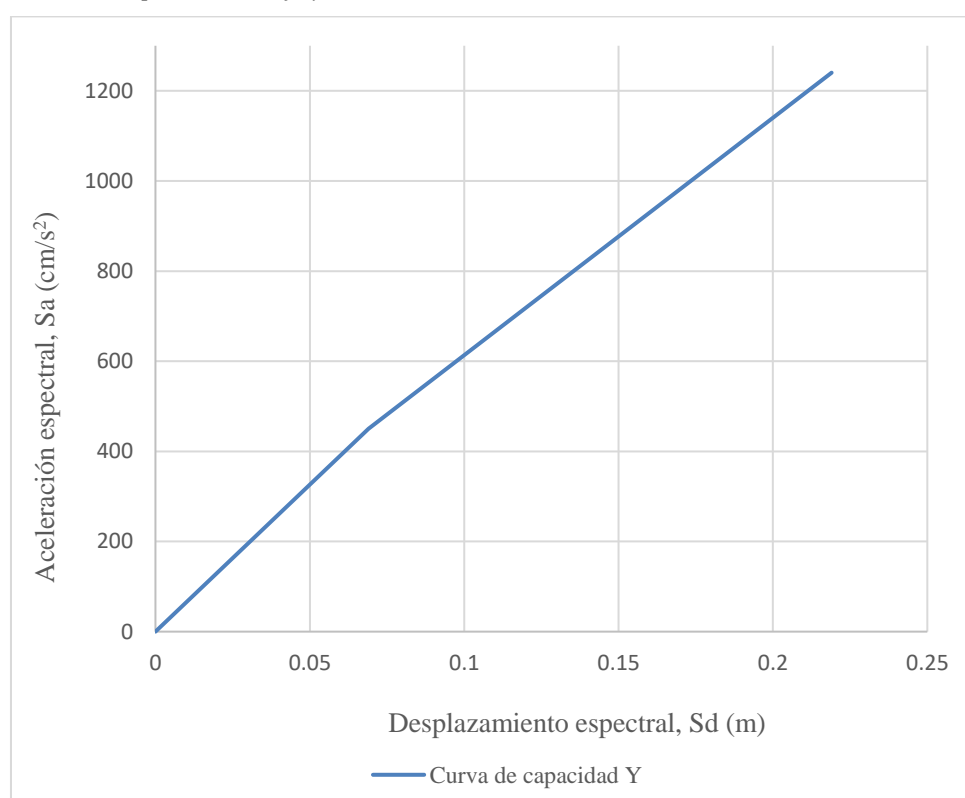
Parámetro	Valor	Unidades
D	0.077	m
Sd	0.050	m
$\alpha_D$	1.540	
Vy	2923.48	Ton
Sad	450.279	cm/s <sup>2</sup>

$\alpha_v$	6.493	
S <sub>dy</sub>	0.069	m
K <sub>eSD</sub>	6541.79	cm/s <sup>2</sup> .m
K <sub>iSD</sub>	5266.14	cm/s <sup>2</sup> .m
S <sub>du</sub>	0.219	m
S <sub>au</sub>	1240.200	cm/s <sup>2</sup>

*Nota: Los valores de pseudo aceleraciones se encuentran expresados en sus respectivas unidades y no en función de la gravedad como se acostumbra. Fuente: Elaboración propia.*

**Figura 42**

*Curva de capacidad del eje y*



*Nota: Ahora que la curva pushover del eje y ha adaptado esta forma, se podrán realizar los estudios de daño. Gráfico de elaboración propia extraído del programa Excel 2013.*

## 5.7 Estados de las rótulas

A lo largo de todo el análisis estático no lineal, se fueron formando rótulas plásticas en las vigas, las cuales fueron agravándose conforme las cargas laterales se iban incrementando. Algunas vigas lograron mantener su rigidez inicial, incurriendo solamente en el rango elástico; mientras que otras pasaron a los rangos inelásticos e incluso a la completa pérdida de capacidad de carga. El criterio de esquematización de daños en las rótulas fue explicado en el segundo capítulo de esta tesis. Es importante recordar que el tramo inelástico “BC” se encuentran segmentado por los puntos de desempeño de ocupación inmediata (IO), seguridad de vida (LS) y prevención de colapso (CP). En el primero ocurren daños muy pequeños en los elementos y el riesgo de amenaza a la vida es bastante bajo; en el segundo, los daños son significativos pero la estructura aún se mantiene estable y en el tercero, la estructura se encuentra en el filo del colapso parcial o total, por lo que existe un riesgo de desprendimiento de los elementos estructurales y no es seguro volver a ocupar la estructura.

### 5.7.1 Rótulas formadas por las carga PUSH X

En la Tabla 13 se muestran los estados de las rótulas en las vigas en función del avance del análisis pushover, como también un gráfico de barras para una mejor comprensión visual (Ver Figura 43) y una vista frontal a las rótulas formadas en el estado final (Ver Figura 44).

**Tabla 13**

*Estados de rótulas por análisis pushover en x*

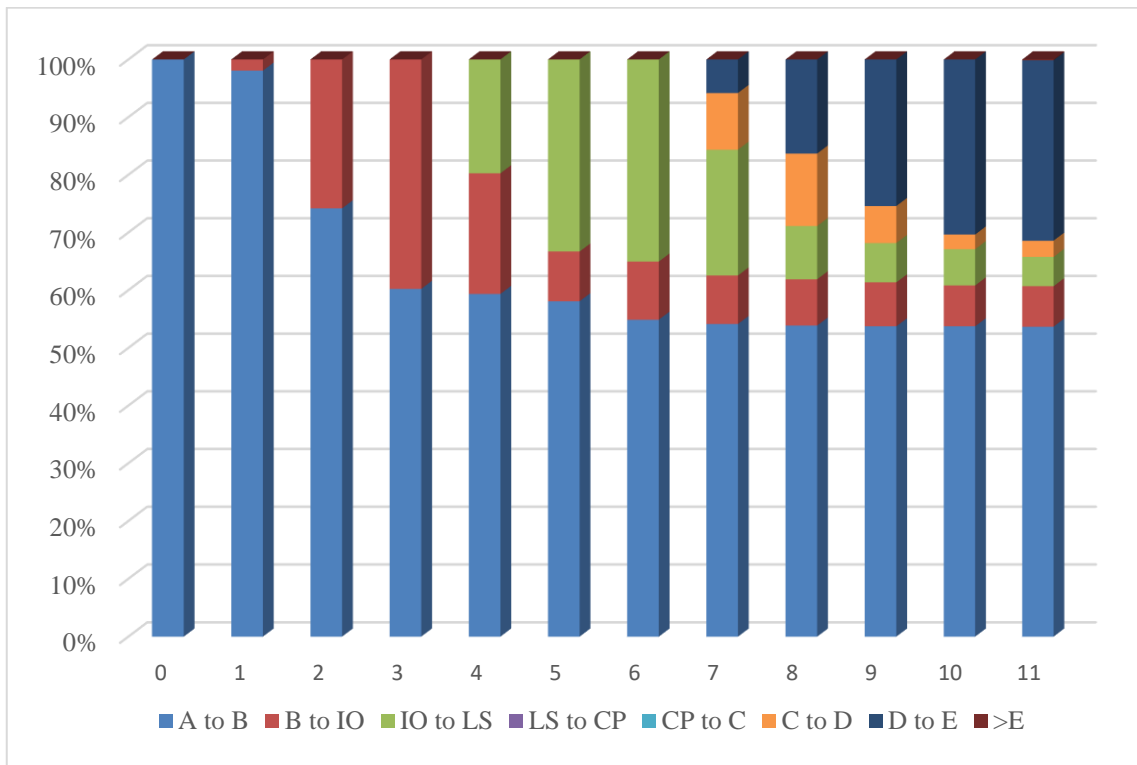
Step	Estado de la rótula								Total de rótulas
	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	> E	
0	1496	0	0	0	0	0	0	0	1496
1	1467	29	0	0	0	0	0	0	1496
2	1110	386	0	0	0	0	0	0	1496
3	901	595	0	0	0	0	0	0	1496
4	888	313	295	0	0	0	0	0	1496
5	869	129	498	0	0	0	0	0	1496
6	821	151	524	0	0	0	0	0	1496

7	810	126	326	0	0	147	87	0	1496
8	806	120	138	0	0	188	244	0	1496
9	804	114	102	0	0	96	380	0	1496
10	804	106	94	0	0	38	454	0	1496
11	803	105	76	0	0	42	468	2	1496

*Nota: Solo una viga perdió por completo su capacidad de carga en el último step del análisis. Fuente: Elaboración propia.*

**Figura 43**

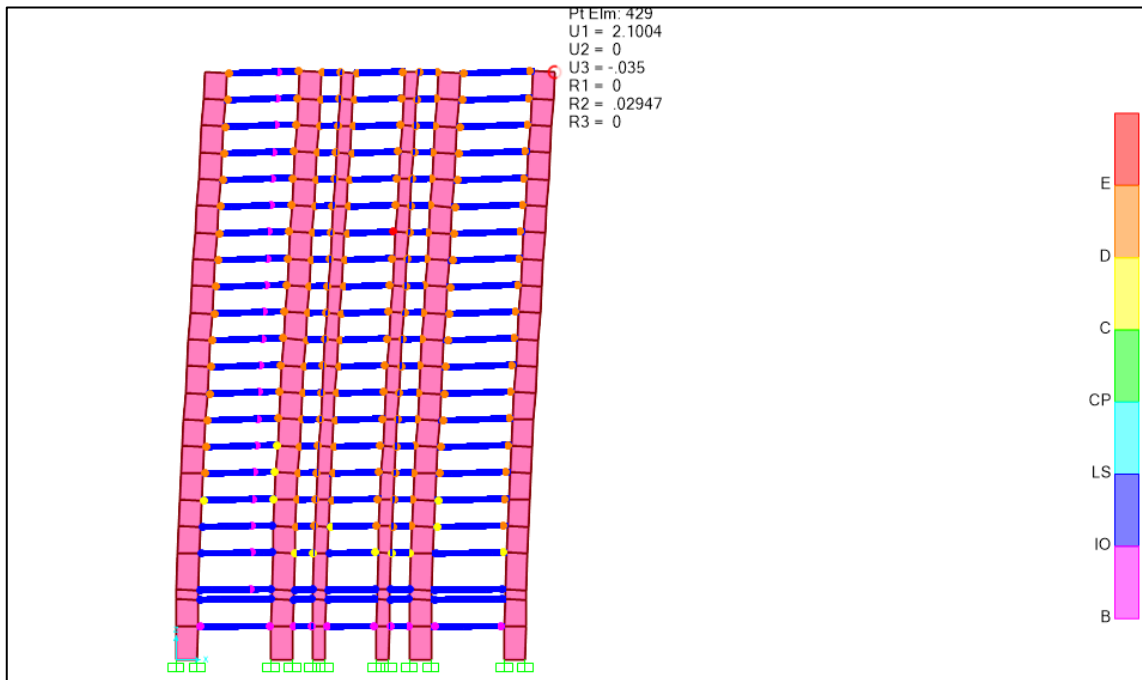
*Porcentajes de rótulas de cada estado según los steps del análisis*



*Nota: Este gráfico se elaboró para tener una forma sencilla de observar la rotulación de vigas conforme se fue ejecutando el análisis. Gráfico de elaboración propia extraído del programa Excel 2013.*

**Figura 44**

Vista frontal de la torre con vigas rotuladas



*Nota: Se puede apreciar que son las vigas de los últimos pisos las que se encuentran en estados más críticos. Modelo de elaboración propia elaborado en el programa demostrativo SAP2000, versión 21.*

### 5.7.2 Rótulas formadas por las carga PUSH Y

Al igual que en el eje x, en la Tabla 14 se muestran los estados de las rótulas en las vigas en función del avance del análisis pushover, el gráfico de barras en la Figura 45 y la vista frontal en la Figura 46.

**Tabla 14**

*Estados de rótulas por análisis pushover en y*

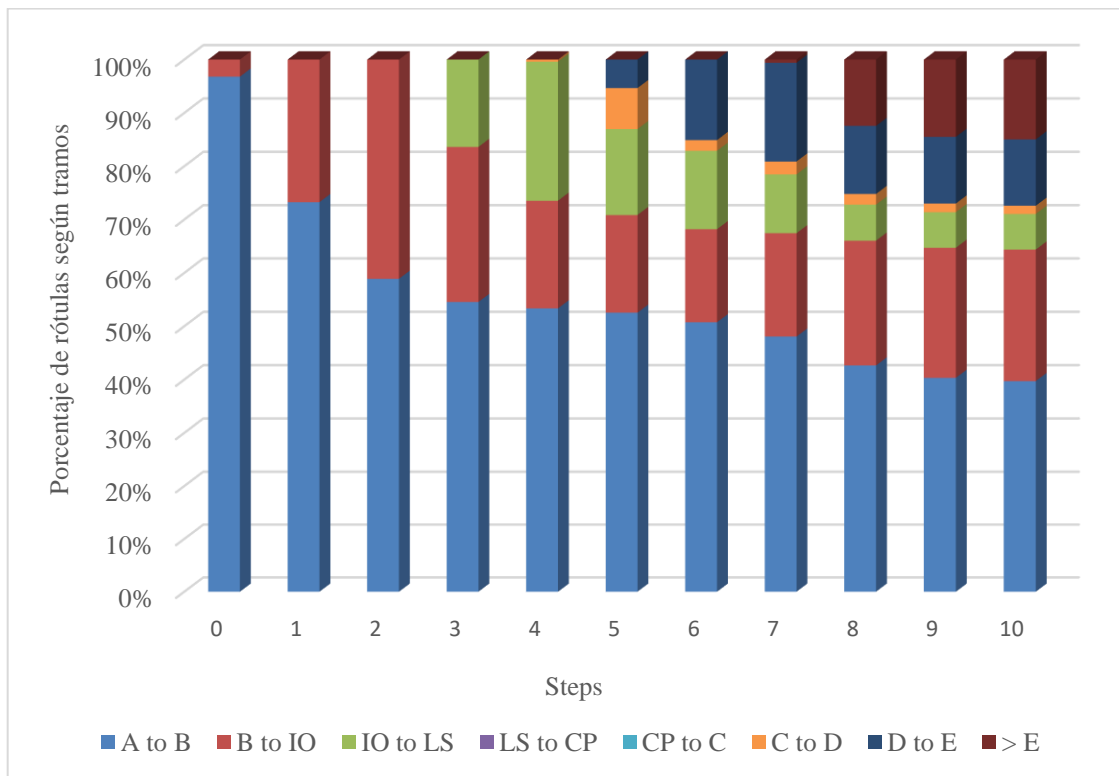
Step	Estado de la rótula								Total de rótulas
	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	> E	
0	1448	48	0	0	0	0	0	0	1496
1	1096	400	0	0	0	0	0	0	1496
2	881	615	0	0	0	0	0	0	1496
3	816	435	245	0	0	0	0	0	1496
4	798	302	390	0	0	6	0	0	1496
5	786	274	241	0	0	115	80	0	1496

6	759	261	220	0	0	30	226	0	1496
7	719	290	165	0	0	36	277	9	1496
8	638	350	101	0	0	30	191	186	1496
9	603	365	100	0	0	24	187	217	1496
10	594	369	100	0	0	23	186	224	1496

*Nota: Un total de 112 vigas perdieron por completo su capacidad de carga en el último step del análisis.  
Fuente: Elaboración propia.*

**Figura 45**

*Porcentajes de rótulas de cada estado según los steps del análisis*

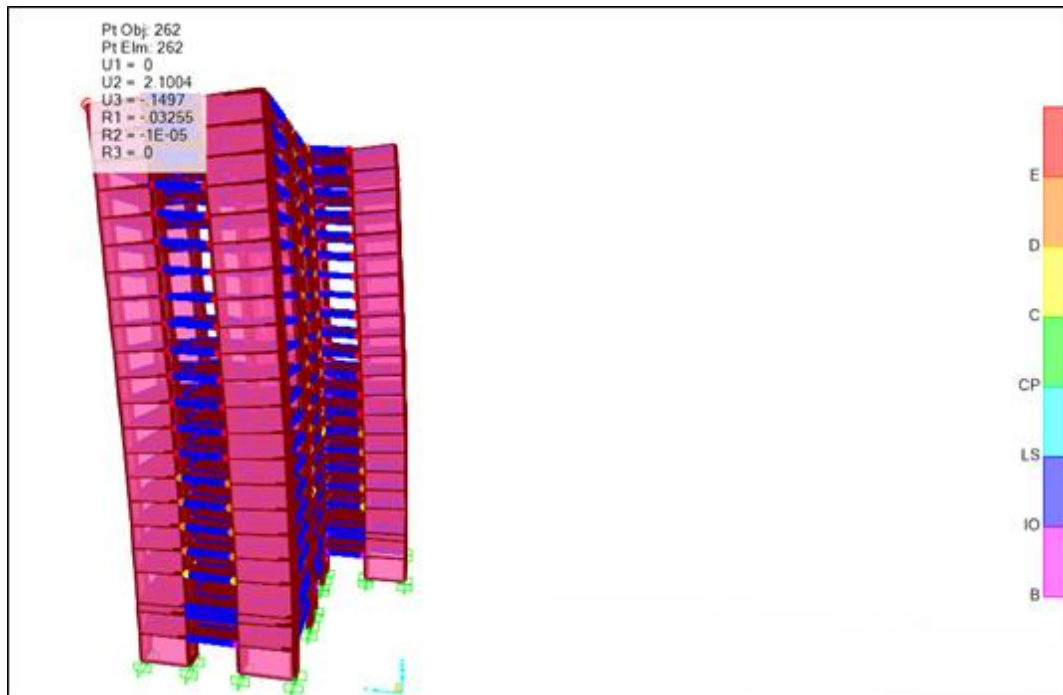


*Nota: Este gráfico se elaboró para tener una forma sencilla de observar la rotulación de vigas conforme se fue ejecutando el análisis. Gráfico de elaboración propia extraído del programa Excel 2013.*



**Figura 46**

*Vista frontal de la torre con vigas rotuladas*



*Nota: A partir del noveno piso, las vigas presentan grandes cantidades de daño en el último step del análisis. Modelo de elaboración propia elaborado en el programa demostrativo SAP2000, versión 21.*

## 5.8 Umbrales de daño

Con los espectros de capacidad obtenidos, se trazaron rectas verticales que marcaron los desplazamientos que definen los estados de daño  $Sd_1$ ,  $Sd_2$ ,  $Sd_3$  y  $Sd_4$  explicados en el segundo capítulo de la investigación. Adicionalmente, se trazó una recta vertical con el valor del desplazamiento espectral correspondiente al punto de desempeño para tener una idea general del nivel de daño ocasionado en la estructura al llegar a esta, su máxima demanda sísmica. Relacionando los tramos del diagrama del momento/curvatura y los niveles de desempeño del tramo BC con los desplazamientos de umbrales de daño, es válido decir que el desplazamiento  $Sd_1$  se encuentra dentro del tramo AB.  $Sd_2$  se encuentra exactamente en la transición del tramo AB al BC.  $Sd_3$  se ubica entre el nivel de desempeño de ocupación inmediata (IO) y prevención de colapso (CP) y  $Sd_4$  parte del resto del tramo BC y continúa en los distintos tramos de pérdida de carga.

### 5.8.1 Daños por desplazamientos en el eje x

Los desplazamientos espectrales de cada umbral de daño están detallados en la Tabla 15 y en la Figura 47 se aprecia el espectro de capacidad intersectado con las rectas de los umbrales de daño y el punto de desempeño del eje x.

**Tabla 15**

*Desplazamientos según estados de daño en el eje x*

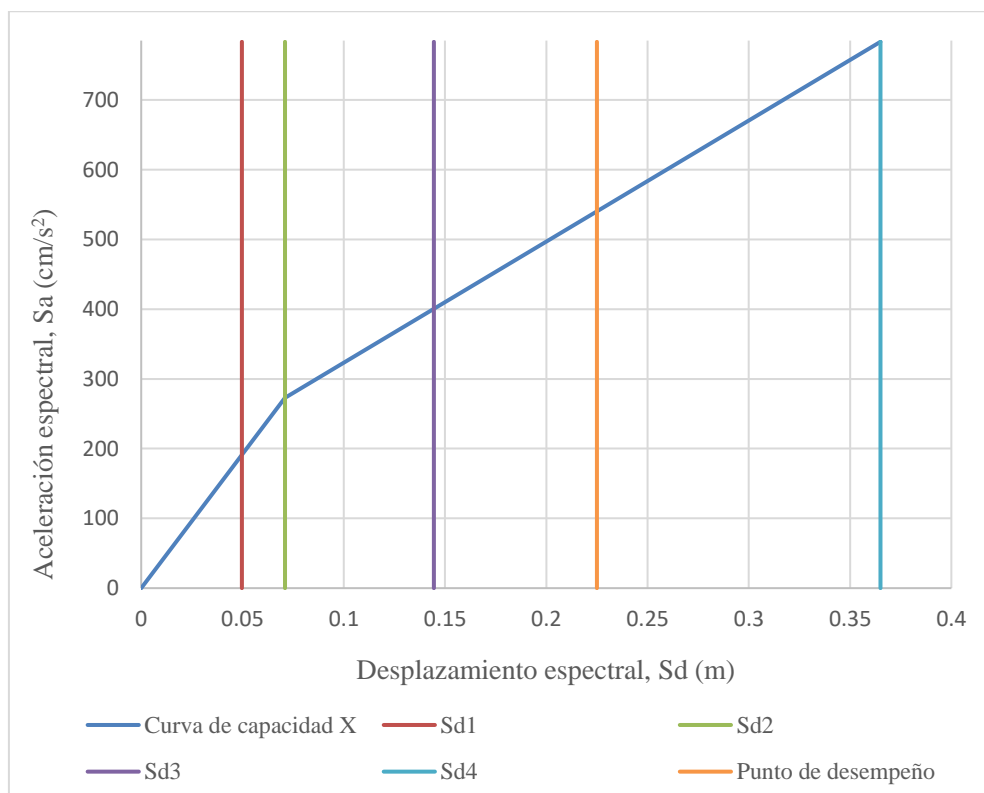
Estado de daño	Nomenclatura	Valor (m)
Leve	Sd <sub>1</sub>	0.050
Moderado	Sd <sub>2</sub>	0.071
Severo	Sd <sub>3</sub>	0.145
Completo	Sd <sub>4</sub>	0.365

*Nota: Estos desplazamientos espectrales están asociados a cada estado de daño especificado.*

*Fuente: Elaboración propia.*

**Figura 47**

*Umbrales de daño del eje x en el punto de desempeño*



*Nota: Se puede apreciar que en el punto de desempeño, se ha llegado a un rango entre el daño severo y el colapso. Gráfico de elaboración propia extraído del programa Excel 2013.*

### 5.8.2 Daños por desplazamientos en el eje y

Se repitió el proceso en el eje y. Los desplazamientos espectrales correspondientes a los umbrales de daño se encuentran en la Tabla 16 y en la Figura 48, los umbrales de daño en la curva de capacidad y el punto de desempeño del eje y.

**Tabla 16**

*Desplazamientos según estados de daño en el eje y*

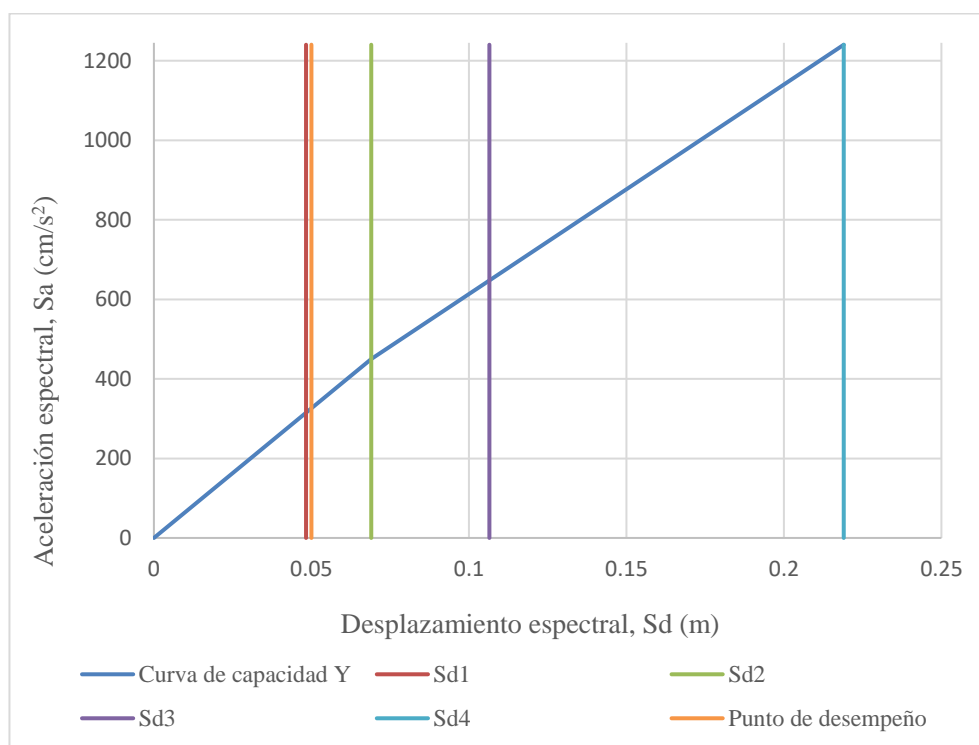
Estado de daño	Nomenclatura	Valor (m)
Leve	Sd <sub>1</sub>	0.048
Moderado	Sd <sub>2</sub>	0.069
Severo	Sd <sub>3</sub>	0.107
Completo	Sd <sub>4</sub>	0.219

*Nota: Estos desplazamientos espectrales están asociados a cada estado de daño especificado.*

*Fuente: Elaboración propia.*

**Figura 48**

*Umbrales de daño del eje y en el punto de desempeño*



*Nota: Se puede apreciar que en el punto de desempeño, se ha llegado a un rango entre el daño leve y el moderado. Gráfico de elaboración propia extraído del programa Excel 2013.*

## 5.9 Curvas de fragilidad y probabilidad de daño

Obtenidos los desplazamientos espectrales correspondientes a cada estado de daño, se pueden graficar las curvas de fragilidad, indicando la probabilidad de excedencia de los diferentes estados de daño asociados a un desplazamiento espectral dado. En nuestro caso, se optó por conocer los estados de daño en el punto de desempeño, en el desplazamiento obtenido en el análisis sísmico estático (ASE) y en el desplazamiento que la torre Trecca debería tener para tener un valor límite de deriva (0.007) que permite la norma E.030 (Ver Anexos 10 y 11). Cabe mencionar que, una vez definidos los parámetros de media y desviación estándar ( $\beta$ ), es posible calcular la probabilidad de excedencia de cada estado de daño en cualquier desplazamiento espectral que se desee.

### 5.9.1 Curvas y probabilidad en el eje x

En la Tabla 17 se detallaron los parámetros para la elaboración de las curvas de fragilidad y en la Figura 49 se puede apreciar la forma de estas curvas.

**Tabla 17**

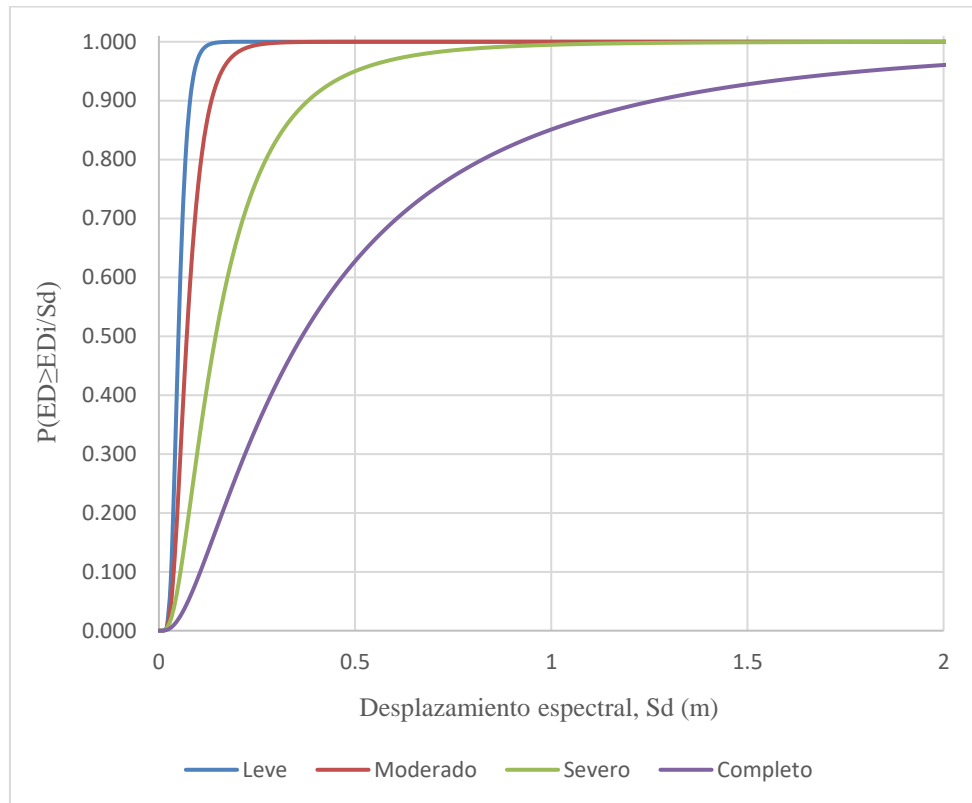
*Parámetros de curvas de fragilidad para el eje x*

ED	Sd (m)	$\beta_{sd}$
Leve	0.050	0.36
Moderado	0.071	0.49
Severo	0.145	0.75
Colapso	0.365	0.97

*Nota: Las siglas ED significan estado de daño. Fuente: Elaboración propia.*

**Figura 49**

*Curvas de fragilidad del eje x*

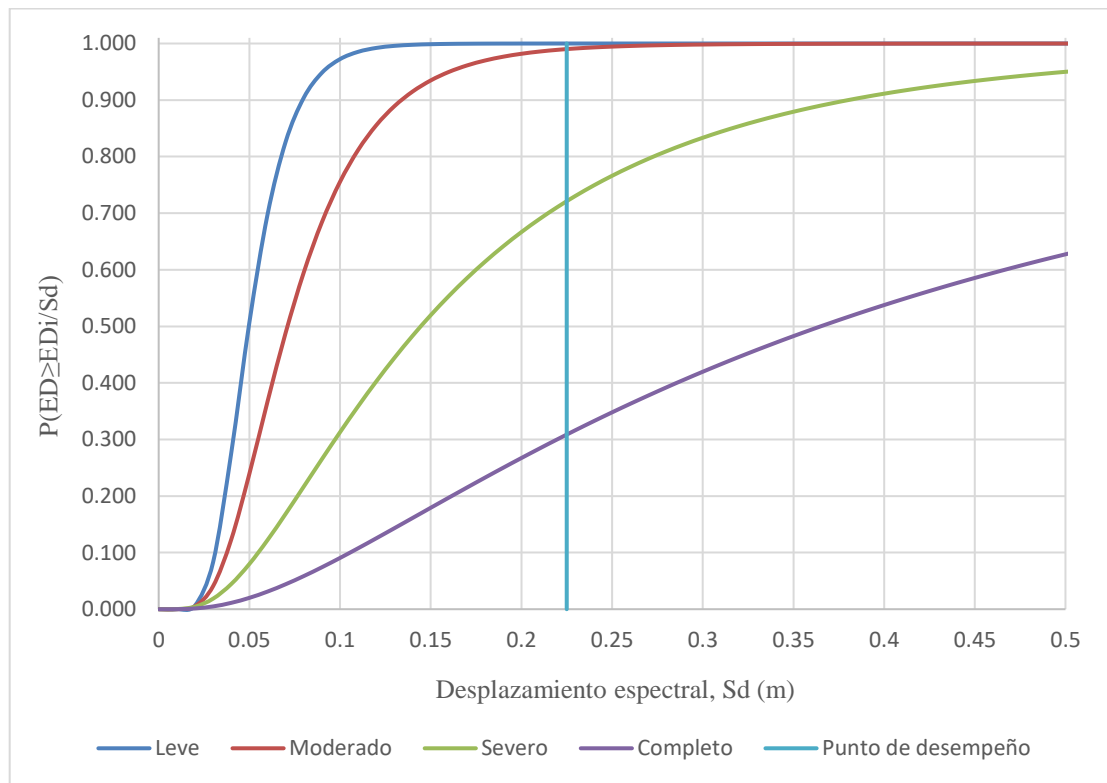


*Nota: Los valores medios de cada estado de daño tienen un 50% de probabilidad de excedencia en su estado de daño correspondiente. Gráfico de elaboración propia extraído del programa Excel 2013.*

El daño causado en el punto de desempeño está detallado en la Tabla 18. Las curvas de fragilidad se encuentran en la Figura 50 y el histograma que contiene las probabilidades de excedencia de daño, en la Figura 51. Se repitió el proceso para el daño ocasionado por el análisis sísmico estático (Ver Tabla 19 y Figuras 52 y 53) y para el desplazamiento máximo permitido por la norma E.030 (Ver Tabla 20 y Figuras 54 y 55).

**Figura 50**

*Curvas de fragilidad en el punto de desempeño del eje x*



*Nota: Se intersectó al desplazamiento del punto de desempeño con las curvas de fragilidad. Gráfico de elaboración propia extraído del programa Excel 2013.*

**Tabla 18**

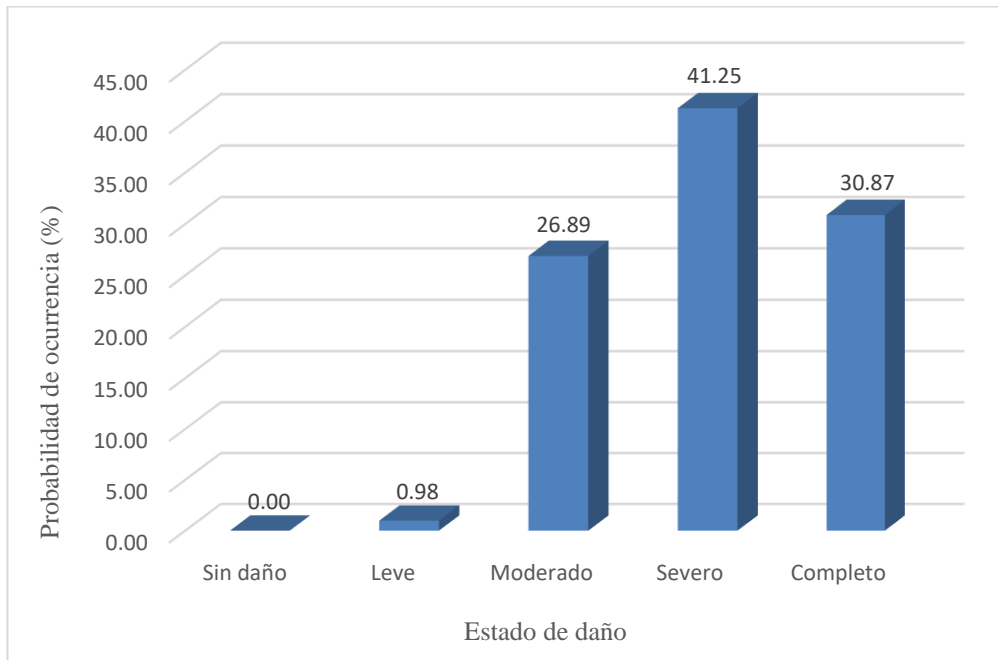
*Matriz de daño en el punto de desempeño del eje x*

ED	Acumulado	Individual	Probabilidad de ocurrencia (%)
Sin daño	1.0000	0.0000	0.00
Leve	1.0000	0.0098	0.98
Moderado	0.9901	0.2689	26.89
Severo	0.7213	0.4125	41.25
Completo	0.3087	0.3087	30.87
		$\Sigma$	100.00

*Nota: La sumatoria de probabilidades debe ser el 100%. Fuente: Elaboración propia.*

**Figura 51**

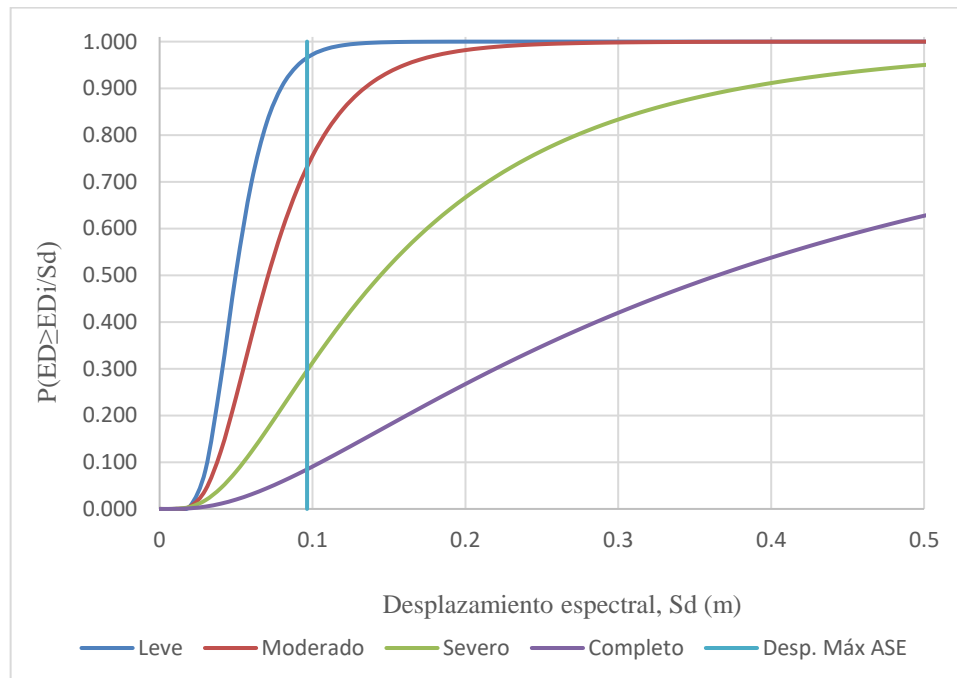
*Histograma de probabilidad de excedencia de daño*



*Nota: Predominaron las probabilidades de daño severo y completo con una casi nula probabilidad de daños menores. Gráfico de elaboración propia extraído del programa Excel 2013.*

**Figura 52**

*Curvas de fragilidad del desplazamiento del ASE en el eje x*



*Nota: Se intersectó al desplazamiento del último nivel, producto del ASE, con las curvas de fragilidad. Gráfico de elaboración propia extraído del programa Excel 2013.*

**Tabla 19**

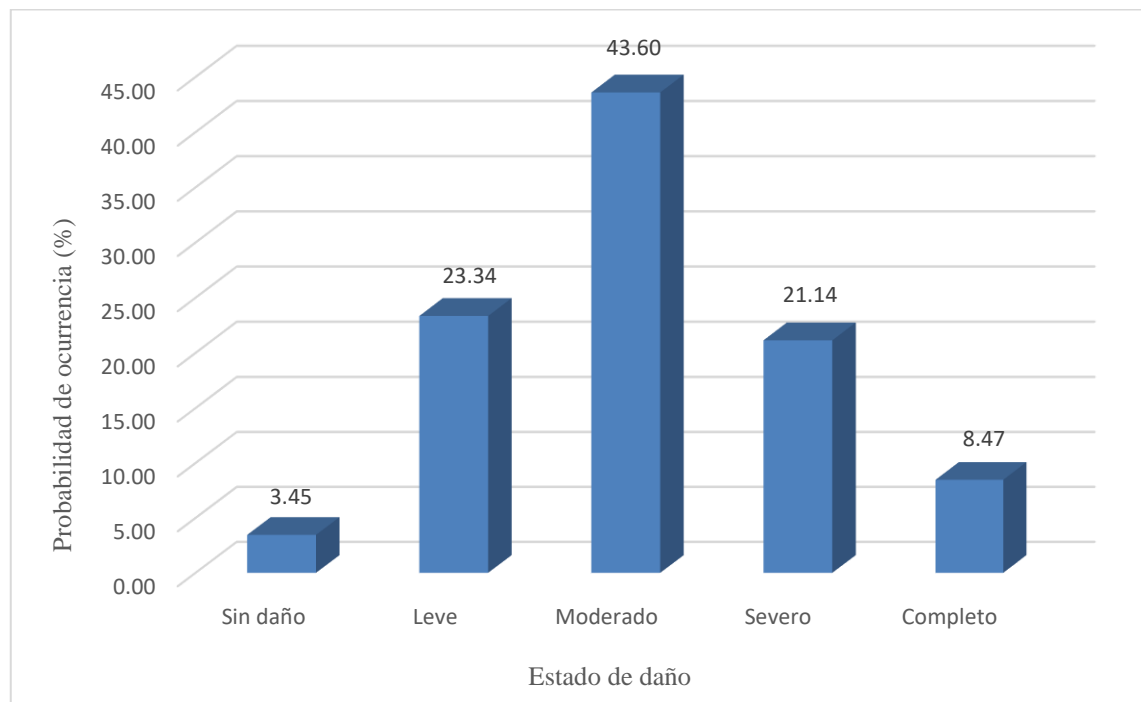
*Matriz de daño ocasionado por el ASE del eje x*

ED	Acumulado	Individual	Probabilidad de ocurrencia (%)
Sin daño	1.0000	0.0345	3.45
Leve	0.9655	0.2334	23.34
Moderado	0.7320	0.4360	43.60
Severo	0.2961	0.2114	21.14
Completo	0.0847	0.0847	8.47
			$\Sigma$ 100.00

*Nota: La sumatoria de probabilidades debe ser el 100%. Fuente: Elaboración propia.*

**Figura 53**

*Histograma de probabilidad de excedencia de daño*

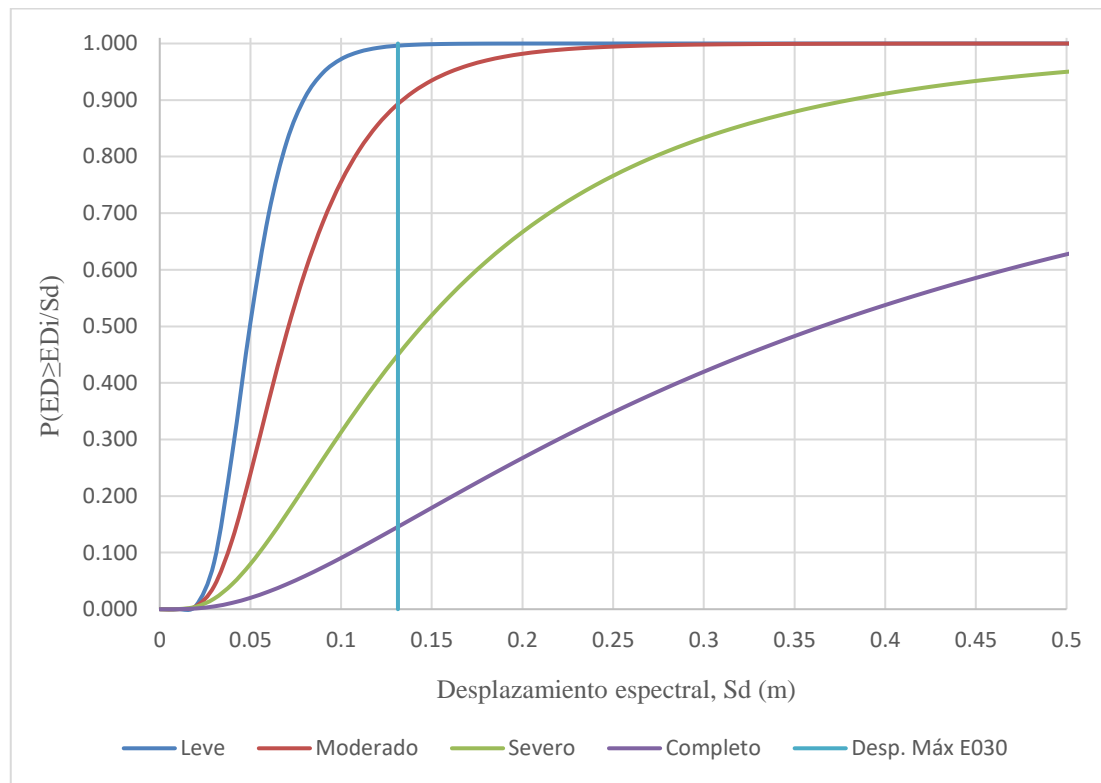


*Nota: Predominaron las probabilidades de daño leve y moderado, con una considerable probabilidad de daño severo y baja probabilidad de colapso. Gráfico de elaboración propia extraído del programa Excel 2013.*



**Figura 54**

*Curvas de fragilidad del máximo desplazamiento permitido en x*



*Nota: Se intersectó al desplazamiento máximo permitido por la norma E.030 con las curvas de fragilidad. Gráfico de elaboración propia extraído del programa Excel 2013.*

**Tabla 20**

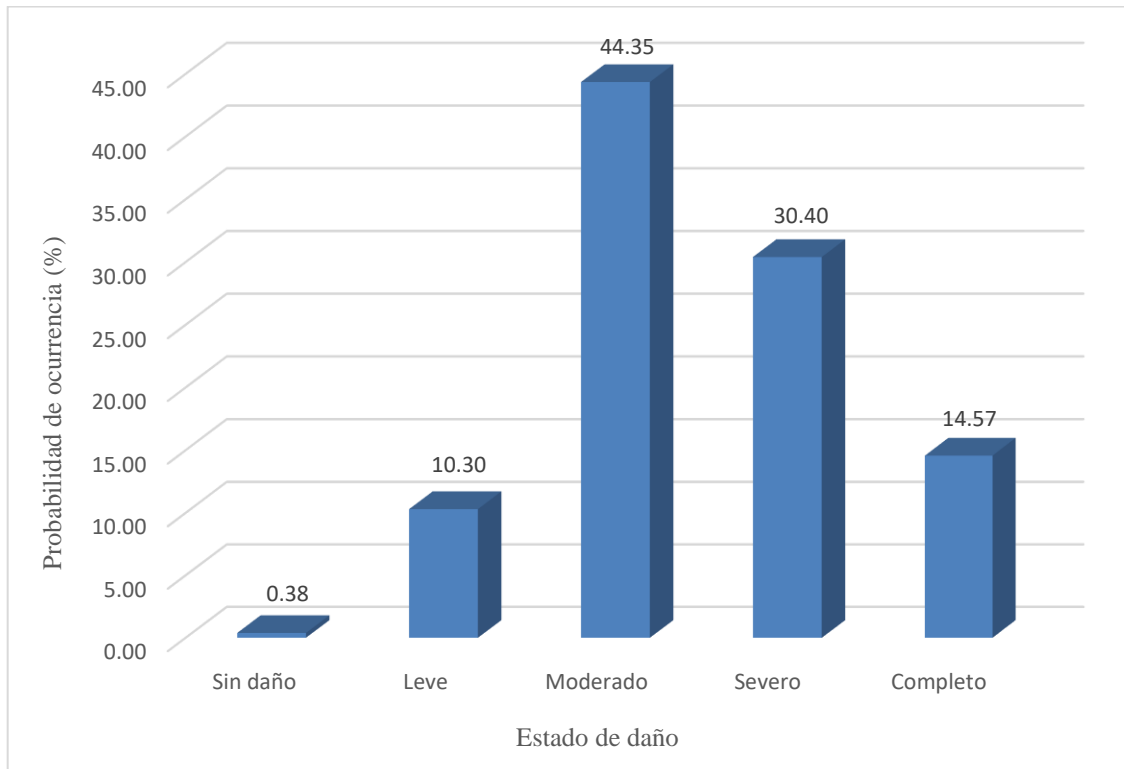
*Matriz de daño en desplazamiento máximo permitido en x*

ED	Acumulado	Individual	Probabilidad de ocurrencia (%)
Sin daño	1.0000	0.0038	0.38
Leve	0.9962	0.1030	10.30
Moderado	0.8931	0.4435	44.35
Severo	0.4497	0.3040	30.40
Completo	0.1457	0.1457	14.57
			$\Sigma$ 100.00

*Nota: La sumatoria de probabilidades debe ser el 100%. Fuente: Elaboración propia.*

**Figura 55**

*Histograma de probabilidad de excedencia de daño*



*Nota: Predominaron las probabilidades de daño moderado y severo, con una considerable probabilidad de colapso. Gráfico de elaboración propia extraído del programa Excel 2013.*

### 5.9.2 Curvas y probabilidad en el eje y

Como se observó en el ítem 5.5.2, el desplazamiento en el punto de desempeño en el eje y se encuentra bastante cerca al del análisis sísmico estático de este eje, por lo que sería redundante calcular la probabilidad de ambos al tener el mismo valor de desplazamiento espectral. Es por ello que se obviaron los análisis probabilísticos del ASE en este eje y se calcularon las probabilidades de daño para el punto de desempeño (Ver Tabla 22 y Figuras 57 y 58) y para el desplazamiento máximo permitido por la norma E.030 (Ver Tabla 23 y Figuras 59 y 60). Las curvas de fragilidad para el eje y se encuentran en la Figura 56 y sus parámetros, en la Tabla 21.

**Tabla 21**

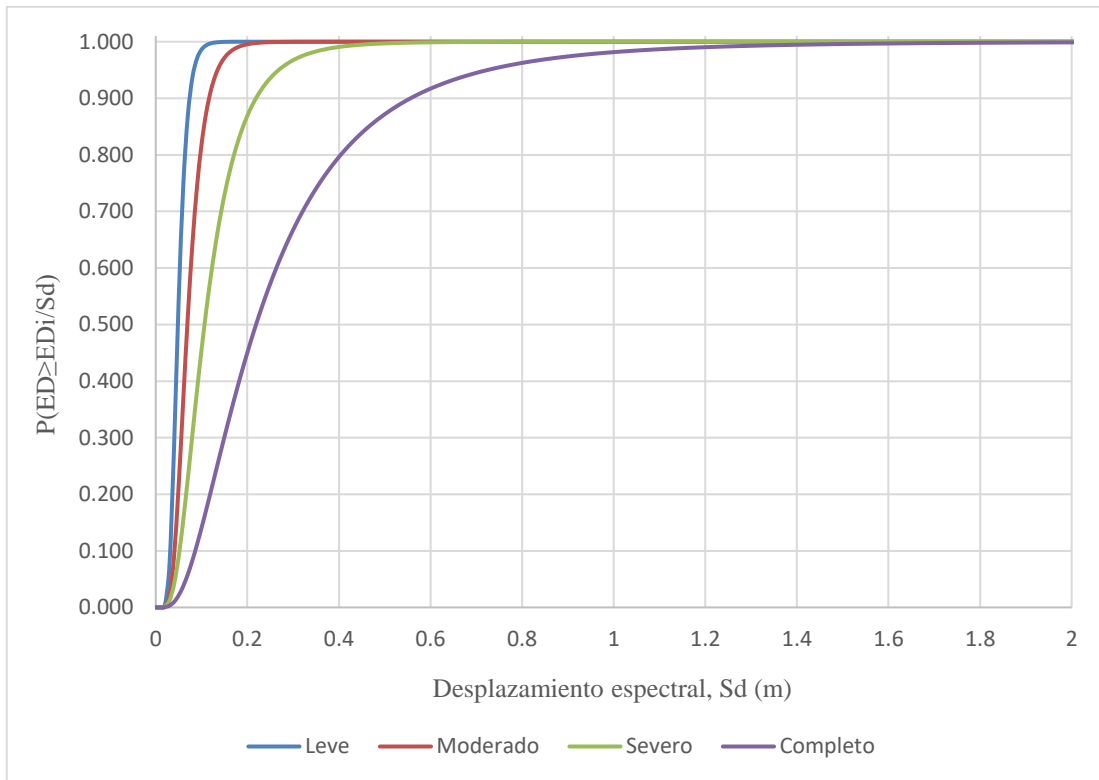
*Parámetros de las curvas de fragilidad del eje y*

ED	Sd (m)	$\beta_{sd}$
Leve	0.048	0.33
Moderado	0.069	0.41
Severo	0.107	0.56
Colapso	0.219	0.73

*Nota: Las siglas ED significan estado de daño. Fuente: Elaboración propia.*

**Figura 56**

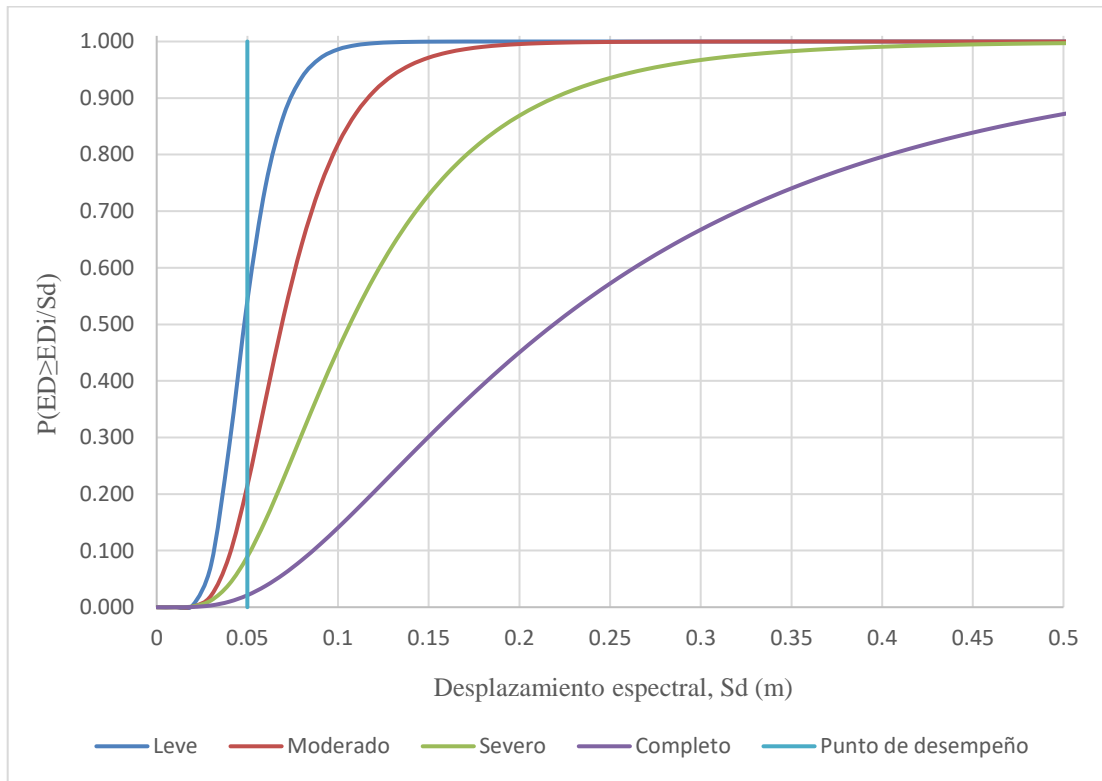
*Curvas de fragilidad del eje y*



*Nota: Los valores medios de cada estado de daño tienen un 50% de probabilidad de excedencia en su estado de daño correspondiente. Gráfico de elaboración propia extraído del programa Excel 2013.*

**Figura 57**

*Curvas de fragilidad en el punto de desempeño del eje y*



*Nota: Se intersectó al desplazamiento del punto de desempeño con las curvas de fragilidad. Gráfico de elaboración propia extraído del programa Excel 2013.*

**Tabla 22**

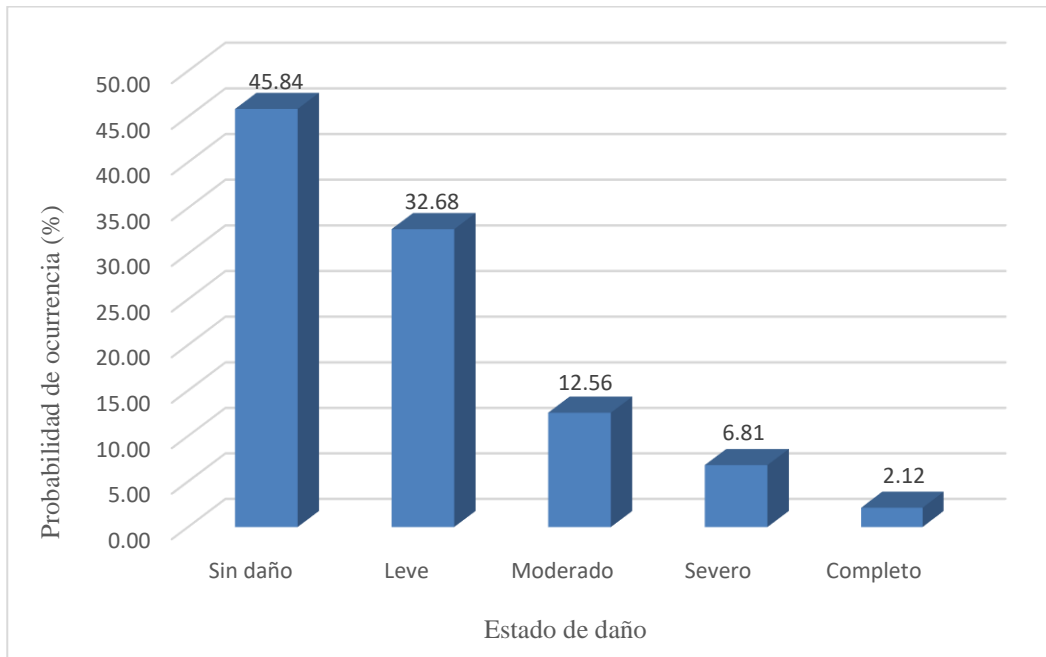
*Matriz de daño en el punto de desempeño del eje y*

ED	Acumulado	Individual	Probabilidad de ocurrencia (%)
Sin daño	1.0000	0.4584	45.84
Leve	0.5416	0.3268	32.68
Moderado	0.2149	0.1256	12.56
Severo	0.0892	0.0681	6.81
Completo	0.0212	0.0212	2.12
			$\Sigma$ 100.00

*Nota: La sumatoria de probabilidades debe ser el 100%. Fuente: Elaboración propia.*

**Figura 58**

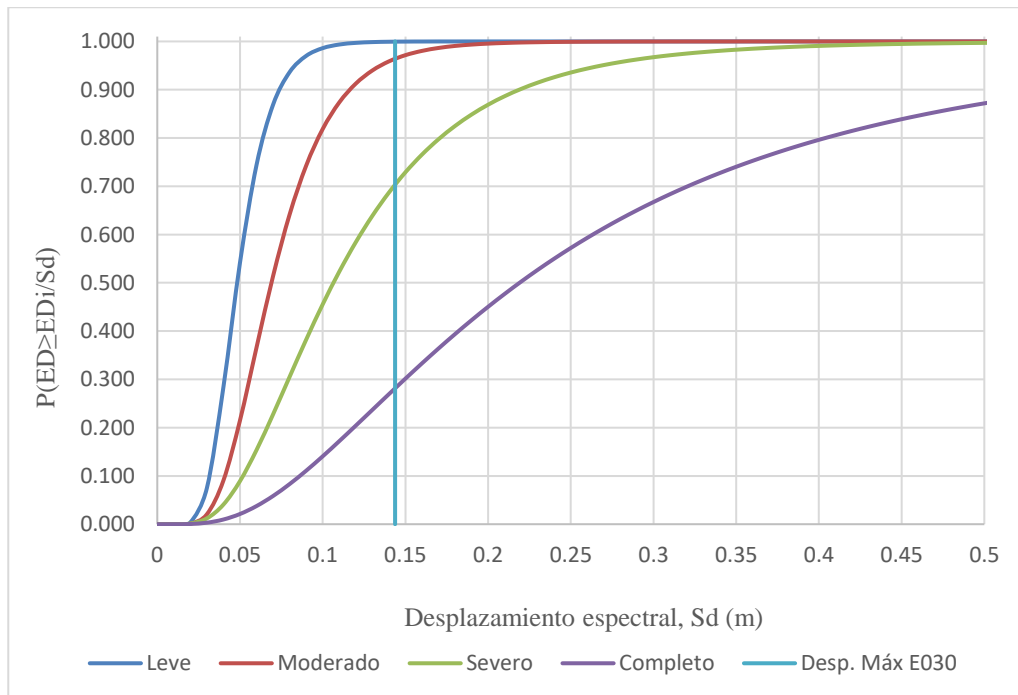
*Histograma de probabilidad de excedencia de daño*



*Nota: Predominaron las probabilidades de daño nulo y leve, con una baja probabilidad de colapso. Gráfico de elaboración propia extraído del programa Excel 2013.*

**Figura 59**

*Curvas de fragilidad del máximo desplazamiento permitido en y*



*Nota: Se intersectó al desplazamiento máximo permitido por la norma E.030 con las curvas de fragilidad. Gráfico de elaboración propia extraído del programa Excel 2013.*

**Tabla 23**

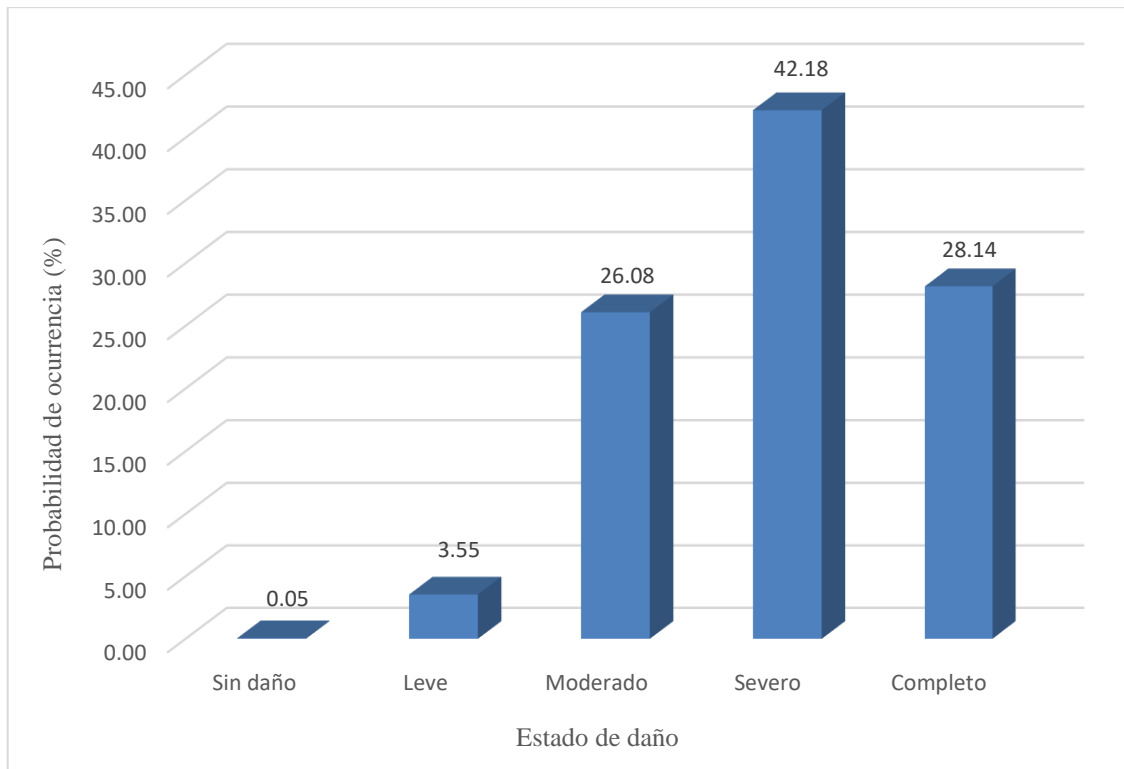
*Matriz de daño en desplazamiento máximo permitido en y*

ED	Acumulado	Individual	Probabilidad de ocurrencia (%)
Sin daño	1.0000	0.0005	0.05
Leve	0.9995	0.0355	3.55
Moderado	0.9640	0.2608	26.08
Severo	0.7033	0.4218	42.18
Completo	0.2814	0.2814	28.14
		$\Sigma$	100.00

*Nota: La sumatoria de probabilidades debe ser el 100%. Fuente: Elaboración propia.*

**Figura 60**

*Histograma de probabilidad de excedencia de daño*



*Nota: Predominaron las probabilidades de daño moderado, severo y completo, con una baja probabilidad de daños menores. Gráfico de elaboración propia extraído del programa Excel 2013.*

## 5.10 Propuesta de intervención

Como cierre de esta investigación y en base de los resultados obtenidos, se otorgó una propuesta de intervención para mejorar el desempeño de la torre Trecca. Esta propuesta ha sido realizada considerando la demanda sísmica del punto de desempeño, pero también tomó en cuenta el análisis sísmico estático como sismo de diseño.

### 5.10.1 Propuesta para los daños locales (rótulas)

Respecto a la formación de rótulas en vigas, fue necesario conocer en qué paso del análisis la demanda igualó o superó a la cortante basal del punto de desempeño, por lo que se obtuvieron los valores de cortantes en la base de cada *step* (Ver Tablas 24 y 25).

**Tabla 24**

*Cortantes y desplazamientos según steps de PUSH X*

Step	Desplazamiento (m)	Cortante Basal (Ton)
0	4.00E-04	1.18E-09
1	0.002	23.07
2	0.093	888.24
3	0.408	2367.69
4	0.618	3205.26
5	0.828	4041.47
6	1.038	4871.54
7	1.353	5881.92
8	1.563	6459.58
9	1.773	7157.61
10	1.983	7934.24
11	2.100	8377.85

*Nota: Los desplazamientos son absolutos y pertenecen al último nivel de la edificación.*

*Fuente: Elaboración propia.*

**Tabla 25***Cortantes y desplazamientos según steps de PUSH Y*

Step	Desplazamiento (m)	Cortante Basal (Ton)
0	4.00E-04	4.94E-10
1	0.105	2898.46
2	0.316	7558.03
3	0.528	12214.46
4	0.781	17756.97
5	0.991	22115.83
6	1.306	28880.68
7	1.516	33395.87
8	1.831	40120.58
9	2.041	44678.70
10	2.100	45972.96

*Nota: Los desplazamientos son absolutos y pertenecen al último nivel de la edificación.**Fuente: Elaboración propia.*

El punto de desempeño de x se encuentra entre los steps 2 y 3 de la Tabla 24 y el punto de desempeño del eje y, se encuentra entre los steps 0 y 1 de la Tabla 25. Las Tablas 14 y 15 nos mostraron los estados de las rótulas con las respectivas ubicaciones de tramos en los diagramas de momento/curvatura y la cantidad de vigas que se encontraban en estos. Se asumió que el límite inferior (step 3 en el eje x; step 1 en el eje y) sería el estado en el que se encontraría la torre Trecca. El resultado se muestra en la Tabla 26.



**Tabla 26***Estados de vigas tras máxima demanda sísmica*

Eje	Estado de rótula		Número de vigas	
	Rango elástico	Ocupación inmediata	Rango elástico	Ocupación inmediata
X	900	596	450	298
Y	1096	400	548	200

*Nota: Se asumió el escenario más desfavorable para ser conservadores tanto con los resultados como con las propuestas. Fuente: Elaboración propia.*

Como se pudo observar, las vigas no pasan del nivel de desempeño de ocupación inmediata, por lo que se propone que se incrementen las cuantías de acero en un rango de 15-20% adicional a las que cuentan las vigas para evitar problemas de agrietamientos leves tras la acción sísmica, ya que en este nivel los daños son mínimos y no representan una amenaza a las vidas humanas ni a la estabilidad de la estructura. Es muy probable que estos daños se ocasionen en los últimos pisos como evidenciaron las Figuras 44 y 46, debido a los desplazamientos que experimentarían las vigas en un evento como este.

En adición, se recomienda revisar el confinamiento de los nudos según lo que indica la norma E.060 vigente, debido a que se debe analizar el incremento en la ductilidad en estos mediante el uso de fibras de carbono adheridas y encamisados, tanto en las columnas (elementos de borde) y vigas en las uniones de los pórticos. Finalmente, para trabajar con datos empíricos, los modelos numéricos deben ser calibrados en base al periodo natural de vibración medido en el campo y el que se obtiene en el modelo computacional de la estructura.

#### 5.10.2 Propuesta para los daños globales

Para incrementar el desempeño estructural de la torre Trecca (o cualquier edificación), no solo se deben controlar los daños locales, sino también garantizar la seguridad y estabilidad de la estructura como un solo armazón en sí.

La torre Trecca, de acuerdo a este estudio, presenta una probabilidad de excedencia de daño completo (colapso) de 8.47%, 21.14% de daño severo y 43.6% de daño moderado para el sismo de diseño en el eje x. Aún sin analizar su fragilidad en el punto de desempeño, es necesario un mayor aporte de rigidez en este eje, pues presenta un desempeño relativamente deficiente con un grado de pérdida elevado. No se encontraron mayores problemas en el eje y, ya que aquí la probabilidad de excedencia del daño completo es del 2.12% y existe una probabilidad del 45.84% de no recibir daños. Los daños moderados y severos sumados no alcanzan el 20% de probabilidad y el daño leve tiene una probabilidad de 32.68%.

Analizando el punto de desempeño del eje x, la torre Trecca se ve gravemente comprometida con una probabilidad de excedencia de daño completo de 30.87%, 41.25% de daño severo y 26.89% de daño moderado y una probabilidad prácticamente nula de daño leve o no recibir daño alguno. Más del 70% del daño recibido es de una magnitud que pone en gran riesgo a la edificación, lo que refuerza la propuesta de rigidizar este eje para aumentar su desempeño y garantizar su seguridad.

La propuesta de esta investigación se basa en incrementar el desempeño de la estructura con elementos adicionales. Se recomiendan tres soluciones:

- 1) La adhesión de planchas metálicas en las placas del eje x para incrementar su rigidez. Se observó que esta es el principal causa del bajo desempeño que la estructura presentó en dicho eje, por lo que rigidizarlo resulta ser necesario para garantizar su seguridad y estabilidad.
- 2) Colocación de arriostres metálicos en el mismo eje. Estos elementos diagonales absorben parte de la fuerza sísmica e incrementan la rigidez de los elementos entre los que se encuentran.
- 3) Como última alternativa, se propone el uso de disipadores de energía. Esta es la alternativa más costosa, pero la que mejores resultados proveerá en lo que refiere al incremento del desempeño de la torre, debido a que disipa las acumulaciones de energía sísmica, haciendo que los demás elementos no se encuentren sobreesforzados y se mejore el desempeño de la estructura.

## CONCLUSIONES

1. La torre Trecca presentó una probabilidad total de excedencia de daño del 96.6% bajo la acción del sismo de diseño actual de la norma E.030; valor que supera el 80% de probabilidad esperado como fue explicado en la hipótesis general de la investigación. De este primer porcentaje, solo el 23.34% pertenece a daños de baja magnitud, lo que denota un bajo desempeño ante un sismo de diseño; validando así la primera hipótesis específica, donde se especificó que el desempeño de la estructura se encontraría por debajo de sus demandas. En su punto de desempeño, la torre sufre grandes daños y tiene una probabilidad de excedencia de daño completo del 30.87%, valor bastante alto que no solo señala su deficiente desempeño, sino que pone en riesgo su composición completa, a los edificios aledaños y a las vidas humanas que se puedan encontrar dentro o cerca de esta edificación. Cabe mencionar que solo el eje x presentó resultados desfavorables, ya que la capacidad estructural del eje y es mucho mayor, aunque presenta una menor ductilidad.
2. Haciendo hincapié en lo último mencionado, la torre Trecca posee una gran diferencia en la capacidad estructural de sus ejes. Esto se debe a que la presencia de placas es más predominante en el eje y, lo que incrementa en gran medida la rigidez que ofrece por piso. Esto mostró repercusiones en el desempeño de la estructura, debido a que puede hacer frente a las demandas sísmicas en un eje sin mayores complicaciones, pero mostró un desempeño mucho menor en el otro.
3. Los pórticos hicieron frente a las demandas sísmicas de manera satisfactoria; no obstante, la estructura alcanzó el rango inelástico con el sismo de diseño en el eje x, aunque no llegó a colapsar y mantuvo su estabilidad. La rigidez del eje y, por otro lado, presentó una buena respuesta ante el sismo y se mantuvo en el rango elástico, con probabilidades de excedencia muy bajas de daños significativos. En relación con la segunda hipótesis específica y teniendo como fundamento los resultados obtenidos, la fuerza resistente de los pórticos fue mayor que las cortantes sísmicas. No obstante, el desempeño puede ser incrementado con las propuestas planteadas en esta tesis para que las vigas no lleguen a rotularse.
4. Si la estructura llegase a alcanzar las máximas deformaciones inelásticas permitidas por la norma E.030, el eje x presentaría una mejor respuesta, ya que su probabilidad de excedencia de daño completo sería del 14.57%, mientras que la del eje y tendría un

valor del 28.14%. De igual manera, cuando la estructura alcanzó el desplazamiento objetivo del pushover, solo una viga en el eje x perdió la capacidad de carga, mientras que en el eje y fueron 112 las que llegaron a este estado. Esto deja en claro que la capacidad estructural está tan ligada a la resistencia como a la capacidad para deformarse mientras que aún se ofrecen resistencias. Incrementar el desempeño de cualquier estructura no involucra solo incrementar la rigidez o hacerla más robusta, sino que también debe presentar una buena ductilidad.

5. El análisis pushover proveyó confiabilidad como se demostró al intersectar el punto de desempeño en la curva pushover bilineal y al transformar esta en el espectro de capacidad. Se realizó de manera exitosa y resultó ser sencilla y práctica para determinar el desempeño y vulnerabilidad de la torre Trecca. Sin embargo, los resultados que otorga solo pueden ser usados en análisis estandarizados que no necesariamente se acoplan por completo a la realidad, aunque sí presenta confiabilidad en su ejecución. Esto respalda lo expuesto en la última hipótesis específica, ya que el pushover demostró ser un análisis adecuado para el presente estudio, pero no permitió conocer el estado de los nudos conformados por las uniones de vigas y placas, además de regirse por normas extranjeras en lo que respecta a los desplazamientos en los distintos niveles de daño. El análisis podría complementarse con datos empíricos y/o experimentales para obtener resultados más certeros y cercanos a la realidad del estudio que realice el investigador.

## RECOMENDACIONES

1. Realizar estudios de vulnerabilidad sísmica donde se incorporen a los elementos no estructurales, ya que estos también significan un grado de pérdida a la estructura y pueden poner en peligro a las vidas humanas. Además, ampliarían el panorama de la vulnerabilidad de una estructura, al considerar todos los elementos que la conforman y no solo los estructurales.
2. Incluir a los elementos de borde (columnas) en las placas para un análisis más detallado. Si bien es cierto, las resistencias presentarían variaciones insignificantes en sus resultados, ya que el programa incluyó las dimensiones de los elementos de borde en las placas, se estudiaría mejor su comportamiento y el desempeño en general de la estructura al observar la rotulación en estas columnas.
3. Basarse en información experimental o trabajar con métodos híbridos de análisis de vulnerabilidad en estructuras. Esto, con la finalidad de otorgar resultados lo más cercanos a la realidad posible.
4. Adaptar las normas extranjeras Hazus 99, RISK U-E y la normativa del PBEE a las condiciones y realidad del país de la estructura que se desea estudiar; sobre todo en los análisis probabilísticos, los cuales están basados en datos estadísticos proporcionados por los autores de dichas normas y esto no necesariamente se ajusta al panorama global.
5. Para futuras líneas de investigación, se recomienda aplicar la metodología utilizada en esta tesis en edificaciones de materiales distintos al concreto armado, tales como acero estructural o albañilería para conocer la confiabilidad del análisis en estos y determinar si, efectivamente, el análisis pushover resulta ser una herramienta confiable y certera para estudios como este.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguilar, R., & Mora, D. (2015). Pushover multimodal en estructuras con disipadores de energía adas o tadas multimodal pushover on structures with adas or tadas energy dissipators. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 20(2), 157-197.
- Aguilar, R. (2008). *Análisis sísmico de edificios* (Primera ed.). Quito, Ecuador: Centro de investigaciones científicas.
- Albarracin, P., & Gallo, E. (2010). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado de siete pisos diseñado con el reglamento nacional de construcciones y aceptando una deriva maxima de 1%*. (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Aleksieva, G. (2015). Nonlinear Analysis of a Reinforced Concrete Frame. *International Journal of Civil and Structural Engineering Research*(3), 156-163.
- American Society of Civil Engineers. (2000). *FEMA 356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington DC, Estados Unidos: Federal Emergency Management Agency.
- Antonio Blanco Blasco Ingenieros E.I.R.L. (2010). *Informe sobre la evaluacion estructural del edificio existente y anteproyecto del reforzamiento y remodelacion de la torre trecca*. Lima.
- Applied Technology Council. (1997). *FEMA 273: Nehrps Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington DC, Estados Unidos: Federal Emergency Management Agency.
- Applied Technology Council. (2005). *FEMA 440: Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington DC, Estados Unidos: Federal Emergency Management Agency.
- Botas y Espinosa, G. (2013). *Diseño por desempeño*. México D.F.: UDP.

- Brozovič, M., & Dolšek, M. (2013). Envelope-based pushover analysis procedure for assessing the collapse risk of buildings. *Faculty of Civil and Geodetic Engineering, University of Ljubljana*, 1-8.
- Calcina, R. (2017). *Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de once pisos utilizando análisis estático y dinámico no-lineal*. (Tesis de maestría). Universidad Privada de Tacna, Tacna, Perú.
- Castillo, J., & Alva, J. (1993). Peligro sísmico en el Perú. *VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*, (págs. 1-19). Lima.
- Chacón, R., & Paz, I. (2016). *Análisis de desempeño sísmico de los edificios escolares típicos 780 post 97 de la costa peruana*. (Tesis de maestría). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Comité Europeo de estandarización. (1998). *Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes*. Unión Europea: Publicaciones Unión Europea.
- Comité Europeo de estandarización. (2001). *RISK-UE*. Unión Europea: Publicaciones Unión Europea.
- Del Re Ruíz, G. (2006). *Evaluación de los métodos de análisis estático no-lineal para determinar el desempeño sísmico en estructuras aporticadas de concreto armado*. (Tesis de maestría). Universidad Central de Venezuela, Caracas, Venezuela.
- Duarte, C., Martínez, M., & Santamaría, J. (2017). *Análisis estático no lineal (pushover) del cuerpo central del edificio de la facultad de medicina de la universidad de El Salvador*. (Tesis de pregrado). Universidad de El Salvador, San Salvador, El Salvador.
- Esteba, A. (2017). *Análisis estático y dinámico no lineal en el desempeño de un edificio de concreto armado diseñado bajo la norma E-030 en Puno*. (Tesis de pregrado). Universidad Nacional del Altiplano, Puno, Perú.
- Fajfar, P. (2000). A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design. *Earthquake Spectra*, 16(3), 573-592.

- Federal Emergency Management Agency. (2000). *Hazus 99 Estimated Annualized Earthquake Losses for the United States*. Washington DC, Estados Unidos: Department of Homeland Security.
- Freeman, S. (1998). Multimode pushover procedure (MMP) – A method to identify the effects of higher modes in a pushover analysis. *Sexta conferencia nacional de ingeniería de sismos*. Seattle.
- Günay, S., & Mosalam, K. (2012). PEER Performance Based Earthquake Engineering Methodology, Revisited. *15 WCEE*, (págs. 1-12). Lisboa.
- Gutiérrez, A. (2015). Notas sobre el MÉTODO DE ANÁLISI NO LINEAL (Pushover). *Alacero*, 7(3), 1-12.
- Jamarillo, R., & Riveros, C. (2011). *Análisis no Lineal Dinámico Tridimensional de edificios en Concreto Reforzado Sometidos a los Registros del Sismo de Quetame*. (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia.
- Laucata, J. (2013). *Análisis de la vulnerabilidad sísmica de las viviendas informales en la ciudad de Trujillo*. (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Maldonado, R. (2012). *Sensibilidad y seguridad de estructuras de hormigón en régimen no lineal*. (Tesis de maestría). Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.
- Marte, C. (2014). *Calibración de umbrales de daño sísmico para el análisis de fragilidad sísmica de estructuras de hormigón armado mediante análisis estático no lineal (“push-over”)*. (Tesis de maestría). Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.
- Martínez, J. (2012). *Caracterización de la vulnerabilidad sísmica utilizando curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño para algunas tipologías estructurales de hormigón armado. aplicación a la ciudad de valdivia, región de los ríos*. (Tesis de pregrado). Universidad Austral de Chile, Valdivia, Chile.



- Medina, R., & Music, J. (2018). Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena. *Obras y Proyectos*, 63-77.
- Moreno, R., Aparicio, A., Barbat, A., & Pujades, L. (2007). *Herramientas necesarias para la evaluación sísmica de edificios*. Barcelona, España: Publicaciones Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona.
- Reglamento Nacional de Edificaciones. (9 de Junio de 2006). Norma E.020. *El Peruano*, págs. 1-8.
- Reglamento Nacional de Edificaciones. (2009). *Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- Reglamento Nacional de Edificaciones. (7 de Diciembre de 2018). Norma E.030. *El Peruano*, págs. 1-32.
- Rincón, J. (2015). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones en concreto reforzado mediante análisis dinámico no lineal*. (Tesis de maestría). Universidad de Los Andes, Bogotá, Colombia.
- Sáenz, U. (2019). *Vulnerabilidad sísmica en edificaciones esenciales mediante curvas de fragilidad analíticas – edificio administrativo de la Universidad Nacional del Centro del Perú*. (Tesis de pregrado). Universidad Nacional del Centro del Perú, Huancayo, Perú.
- Salas, N. (2007). *El diseño por capacidad en elementos de hormigón armado*. Guadalajara, México: Grijalbo.
- Scaletti, H. (1999). Evaluación estructural del edificio Trecca-IPSS. *Centro Peruano-Japonés de investigaciones sísmicas y mitigaciones*, 1, 1-2.
- Svetlana, B., & Sherstobitoff, J. (2004). Performance-based seismic evaluation of concrete reservoir structures. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, (págs. 1-15). Vancouver.
- Toledo, V. (2011). *Pushover - Análisis No Lineal Estático en Edificios de Concreto Armado* (Vol. 3). Lima, Perú: Cingcivil.

Villarreal, G. (2019). *Non-linear physics in reinforced concrete buildings*. Lima: Gráfica Norte S.R.L.

## ANEXOS

### Anexo 1

#### Matriz de consistencia

Objetivos	Hipótesis	Variables	Indicadores	Índices	Instrumento
Evaluar el desempeño estructural de la torre Trecca en base a la relación entre daños locales y globales de la estructural frente al sismo de diseño estipulado en la norma E.030	El desempeño estructural de la torre Trecca se encuentra por debajo de lo esperado según sus demandas.	Variable X: Demanda Sísmica	Daño & Evento Sísmico	% y a(g)	FEMA 273
		Variable Y: Respuesta Estructural			NTP E.030
Según el nivel de desempeño estructural que presente la torre Trecca, proponer mejoras en el sistema estructural y analizar si es posible cumplir con niveles de desempeño óptimos frente a solicitudes de diseño según la norma E.030.	La fuerza resistente máxima de los pórticos principales es menor a la fuerza ejercida por el sismo de diseño. Sin embargo es posible incrementar su nivel de desempeño.	Variable X: Desempeño estructural	Desplazamientos (deriva)	%	NTP E.060
			Cortantes	Ton	NTP E.030

Variable Y: Reforzamiento  
estructural

---

Realizar un análisis de vulnerabilidad en base a las curvas de desempeño utilizando como herramienta un análisis Push Over (PO)	El método Push Over es una herramienta de análisis adecuada para analizar el desempeño sísmico estructural. Sin embargo, se necesita tener modelos de comportamientos no lineales experimentales. Específicamente de las rótulas de los nodos de los pórticos para tener resultados más realistas.	Variable X: Diagramas de curvatura	Curvatura	Giro	HAZUS 99
		Variable Y: Análisis de daño		%	

---

*Nota: Elaboración propia.*





**Anexo 4***Metrado de cargas de aligerados*

Elemento	Valor	Unidades
Número de ladrillos por m <sup>2</sup>	6.25	
Peso del ladrillo 15x30x30	7.8	kg
Peso de los ladrillos	48.75	kg/m <sup>2</sup>
Espesor de la losa	0.2	m
Alma de las viguetas	0.1	m
Peso unitario del concreto	2400	kg/m <sup>3</sup>
Peso del espesor efectivo	120	kg/m <sup>2</sup>
Número de nervios	4	
Peso de los nervios	144	kg/m <sup>2</sup>
Peso total	264	kg/m <sup>2</sup>

*Nota: Elaboración propia.*

**Anexo 5***Metrado del peso de acabados*

Elemento	Valor	Unidades
Espesor	0.05	m
Peso unitario del concreto simple	2300	kg/m <sup>3</sup>
Peso de los acabados	115	kg/m <sup>2</sup>

*Nota: Elaboración propia.*

## Anexo 6

Análisis sísmico estático en x

Piso	Peso efectivo (Ton)	Altura (m)	hi (m)	P*hi <sup>k</sup>	$\alpha$	Vi	F (Ton)	V(Ton)
22	1400	3.85	84.70	4618652.20	0.121	0.121	215.90	215.90
21	1400	3.85	80.85	4242717.15	0.111	0.231	198.33	414.23
20	1400	3.85	77.00	3881267.80	0.101	0.333	181.43	595.67
19	1400	3.85	73.15	3534428.40	0.092	0.425	165.22	760.89
18	1400	3.85	69.30	3202330.77	0.084	0.509	149.70	910.58
17	1400	3.85	65.45	2885115.13	0.075	0.584	134.87	1045.45
16	1400	3.85	61.60	2582931.18	0.067	0.651	120.74	1166.19
15	1400	3.85	57.75	2295939.37	0.060	0.711	107.33	1273.52
14	1400	3.85	53.90	2024312.38	0.053	0.764	94.63	1368.15
13	1400	3.85	50.05	1768237.05	0.046	0.810	82.66	1450.81
12	1400	3.85	46.20	1527916.57	0.040	0.850	71.42	1522.23
11	1400	3.85	42.35	1303573.48	0.034	0.884	60.94	1583.17
10	1400	3.85	38.50	1095453.30	0.029	0.913	51.21	1634.38
9	1400	3.85	34.65	903829.36	0.024	0.936	42.25	1676.63
8	1400	3.85	30.80	729009.34	0.019	0.955	34.08	1710.70
7	1400	3.85	26.95	571344.16	0.015	0.970	26.71	1737.41
6	1400	3.85	23.10	431240.86	0.011	0.982	20.16	1757.57
5	1400	3.85	19.25	309181.95	0.008	0.990	14.45	1772.02
4	1400	5.30	15.40	205756.40	0.005	0.995	9.62	1781.64
3	1400	1.40	10.10	95282.81	0.002	0.997	4.45	1786.10
2	1400	3.90	8.70	72568.92	0.002	0.999	3.39	1789.49
1	1400	4.80	4.80	24512.82	0.001	1.000	1.15	1790.64
$\Sigma$	30800			38305601.40	1.000			

Nota: Elaboración propia.



**Anexo 7***Análisis estático en y*

Piso	Peso efectivo (Ton)	Altura (m)	hi (m)	$P*hi^k$	$\alpha$	Vi	F (Ton)	V(Ton)
22	1400	3.85	84.70	4.62E+06	0.121	0.121	246.75	246.75
21	1400	3.85	80.85	4.24E+06	0.111	0.231	226.66	473.41
20	1400	3.85	77.00	3.88E+06	0.101	0.333	207.35	680.76
19	1400	3.85	73.15	3.53E+06	0.092	0.425	188.82	869.59
18	1400	3.85	69.30	3.20E+06	0.084	0.509	171.08	1040.67
17	1400	3.85	65.45	2.89E+06	0.075	0.584	154.13	1194.80
16	1400	3.85	61.60	2.58E+06	0.067	0.651	137.99	1332.79
15	1400	3.85	57.75	2.30E+06	0.060	0.711	122.66	1455.45
14	1400	3.85	53.90	2.02E+06	0.053	0.764	108.15	1563.60
13	1400	3.85	50.05	1.77E+06	0.046	0.810	94.47	1658.06
12	1400	3.85	46.20	1.53E+06	0.040	0.850	81.63	1739.69
11	1400	3.85	42.35	1.30E+06	0.034	0.884	69.64	1809.33
10	1400	3.85	38.50	1.10E+06	0.029	0.913	58.52	1867.86
9	1400	3.85	34.65	9.04E+05	0.024	0.936	48.29	1916.14
8	1400	3.85	30.80	7.29E+05	0.019	0.955	38.95	1955.09
7	1400	3.85	26.95	5.71E+05	0.015	0.970	30.52	1985.61
6	1400	3.85	23.10	4.31E+05	0.011	0.982	23.04	2008.65
5	1400	3.85	19.25	3.09E+05	0.008	0.990	16.52	2025.17
4	1400	5.30	15.40	2.06E+05	0.005	0.995	10.99	2036.16
3	1400	1.40	10.10	9.53E+04	0.002	0.997	5.09	2041.25
2	1400	3.90	8.70	7.26E+04	0.002	0.999	3.88	2045.13
1	1400	4.80	4.80	2.45E+04	0.001	1.000	1.31	2046.44
$\Sigma$	30800			3.83E+07	1.000			

*Nota: Elaboración propia.*

**Anexo 8***Derivas en el eje x*

Piso	Altura (m)	Desplazamiento Abs. (m)	Desp. x 0.85R (m)	Desp. relativo(m)	Deriva
22	3.85	0.1423	0.435	0.016	0.0042
21	3.85	0.1370	0.419	0.017	0.0045
20	3.85	0.1314	0.402	0.018	0.0046
19	3.85	0.1256	0.384	0.019	0.0049
18	3.85	0.1194	0.365	0.020	0.0052
17	3.85	0.1129	0.345	0.021	0.0055
16	3.85	0.1060	0.324	0.022	0.0058
15	3.85	0.0987	0.302	0.023	0.0060
14	3.85	0.0912	0.279	0.024	0.0063
13	3.85	0.0833	0.255	0.024	0.0064
12	3.85	0.0753	0.230	0.025	0.0065
11	3.85	0.0671	0.205	0.025	0.0066
10	3.85	0.0588	0.180	0.025	0.0065
9	3.85	0.0506	0.155	0.025	0.0064
8	3.85	0.0425	0.130	0.024	0.0063
7	3.85	0.0346	0.106	0.023	0.0060
6	3.85	0.0271	0.083	0.022	0.0056
5	3.85	0.0200	0.061	0.019	0.0050
4	5.30	0.0137	0.042	0.022	0.0042
3	1.40	0.0065	0.020	0.005	0.0033
2	3.90	0.0050	0.015	0.010	0.0026
1	4.80	0.0017	0.005	0.005	0.0011

*Nota: Elaboración propia.*

**Anexo 9***Derivas en el eje y*

Piso	Altura (m)	Desplazamiento Abs. (m)	Desp x 0.85R (m)	Desp relativo(m)	Deriva
22	3.85	0.0773	0.207	0.012	0.0030
21	3.85	0.0730	0.195	0.012	0.0031
20	3.85	0.0686	0.184	0.012	0.0031
19	3.85	0.0642	0.172	0.012	0.0031
18	3.85	0.0598	0.160	0.012	0.0031
17	3.85	0.0553	0.148	0.012	0.0031
16	3.85	0.0509	0.136	0.012	0.0031
15	3.85	0.0464	0.124	0.012	0.0031
14	3.85	0.0419	0.112	0.012	0.0031
13	3.85	0.0375	0.100	0.012	0.0030
12	3.85	0.0332	0.089	0.011	0.0029
11	3.85	0.0290	0.078	0.011	0.0029
10	3.85	0.0249	0.067	0.010	0.0027
9	3.85	0.0210	0.056	0.010	0.0026
8	3.85	0.0173	0.046	0.009	0.0024
7	3.85	0.0138	0.037	0.009	0.0022
6	3.85	0.0106	0.028	0.007	0.0019
5	3.85	0.0078	0.021	0.007	0.0017
4	5.30	0.0053	0.014	0.007	0.0014
3	1.40	0.0026	0.007	0.002	0.0011
2	3.90	0.0020	0.005	0.003	0.0009
1	4.80	0.0007	0.002	0.002	0.0004

*Nota: Elaboración propia.*

**Anexo 10***Máximos desplazamientos permitidos en x*

Piso	Altura (m)	Deriva inelástica	Deriva Elástica	Relativo(m)	Desp. Abs (m)
22	3.85	0.007	0.0023	0.0088	0.1938
21	3.85	0.007	0.0023	0.0088	0.1850
20	3.85	0.007	0.0023	0.0088	0.1761
19	3.85	0.007	0.0023	0.0088	0.1673
18	3.85	0.007	0.0023	0.0088	0.1585
17	3.85	0.007	0.0023	0.0088	0.1497
16	3.85	0.007	0.0023	0.0088	0.1409
15	3.85	0.007	0.0023	0.0088	0.1321
14	3.85	0.007	0.0023	0.0088	0.1233
13	3.85	0.007	0.0023	0.0088	0.1145
12	3.85	0.007	0.0023	0.0088	0.1057
11	3.85	0.007	0.0023	0.0088	0.0969
10	3.85	0.007	0.0023	0.0088	0.0881
9	3.85	0.007	0.0023	0.0088	0.0793
8	3.85	0.007	0.0023	0.0088	0.0705
7	3.85	0.007	0.0023	0.0088	0.0617
6	3.85	0.007	0.0023	0.0088	0.0528
5	3.85	0.007	0.0023	0.0088	0.0440
4	5.30	0.007	0.0023	0.0121	0.0352
3	1.40	0.007	0.0023	0.0032	0.0231
2	3.90	0.007	0.0023	0.0089	0.0199
1	4.80	0.007	0.0023	0.0110	0.0110

*Nota: Elaboración propia.*

**Anexo 11***Máximos desplazamientos permitidos en y*

Piso	Altura (m)	Deriva inelástica	Deriva elástica	Relativo (m)	Desp. Abs (m)
22	3.85	0.007	0.0026	0.0101	0.2214
21	3.85	0.007	0.0026	0.0101	0.2114
20	3.85	0.007	0.0026	0.0101	0.2013
19	3.85	0.007	0.0026	0.0101	0.1912
18	3.85	0.007	0.0026	0.0101	0.1812
17	3.85	0.007	0.0026	0.0101	0.1711
16	3.85	0.007	0.0026	0.0101	0.1610
15	3.85	0.007	0.0026	0.0101	0.1510
14	3.85	0.007	0.0026	0.0101	0.1409
13	3.85	0.007	0.0026	0.0101	0.1308
12	3.85	0.007	0.0026	0.0101	0.1208
11	3.85	0.007	0.0026	0.0101	0.1107
10	3.85	0.007	0.0026	0.0101	0.1007
9	3.85	0.007	0.0026	0.0101	0.0906
8	3.85	0.007	0.0026	0.0101	0.0805
7	3.85	0.007	0.0026	0.0101	0.0705
6	3.85	0.007	0.0026	0.0101	0.0604
5	3.85	0.007	0.0026	0.0101	0.0503
4	5.30	0.007	0.0026	0.0139	0.0403
3	1.40	0.007	0.0026	0.0037	0.0264
2	3.90	0.007	0.0026	0.0102	0.0227
1	4.80	0.007	0.0026	0.0125	0.0125

*Nota: Elaboración propia.*



### **Anexo 13**

#### *Cargas por piso típico*

Parámetros	Valores	Unidades
Peso muerto	1308.00	ton
Peso vivo	274.45	ton
Peso efectivo	1376.61	ton
Peso efectivo mayorado	1400.00	ton
Área de la planta	1022.97	m <sup>2</sup>
Carga muerta	1.28	ton/m <sup>2</sup>
Carga viva	0.27	ton/m <sup>2</sup>
Carga total	1.55	ton/m <sup>2</sup>

*Nota: El ingeniero Antonio Blanco obtuvo un total de 1.58 toneladas por metro cuadrado, lo que fue un indicador de la confiabilidad de la investigación realizada. Fuente: Elaboración propia.*