

**UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN**  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



**Evaluación del nivel de desempeño sísmico considerando la  
interacción suelo-estructura de un edificio armado de seis pisos**

Tesis para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil

**Autor:**

Lily Verónica Quispe Saravia

**Asesor:**

Mg. Herson Duberly Pari Cusi

Juliaca, setiembre de 2023

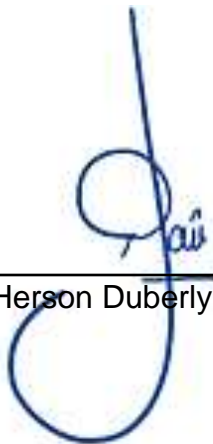
## DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD DE TESIS

Yo Mg. Herson Duberly Pari Cusi, docente de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, de la Universidad Peruana Unión.

DECLARO:

Que la presente investigación titulada: **“EVALUACIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO CONSIDERANDO LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA DE UN EDIFICIO ARMADO DE SEIS PISOS”** de autor **Lily Verónica Quispe Saraviares**, tiene un índice de similitud de 12% verificable en el informe del programa Turnitin, y fue realizada en la Universidad Peruana Unión bajo mi dirección.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponde ante cualquier falsedad u omisión de los documentos como de la información aportada, firmo la presente declaración en la ciudad de Juliaca, a los 10 días del mes de diciembre del año 2023.



---

Mg. Herson Duberly Pari Cusi

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS



En Puno, Juliaca, Villa Chullunquiari, a 19 día(s) del mes de septiembre del año 2023 siendo las 09:00 horas, se reunieron los miembros del jurado en la Universidad Peruana Unión Campus Juliaca, bajo la dirección del

(de la) presidente(a):

Mtro. Leonel Chahuares Paucar el (la) secretario(a): Mg. Henry

Antonio Aguilar Chuquinia y los demás miembros: Dr. Leonel

Susaca Pelinco y el (la) asesor(a) Ing. Herson Duberly

Pari Cusi con el propósito de administrar el acto académico de sustentación de la tesis titulado:

"Evaluación del nivel de desempeño sísmico considerando la interacción suelo-estructura de un edificio armado de sus pisos."

del(los) bachiller(es): a) Lily Verónica Quipe Saravia

b) \_\_\_\_\_

c) \_\_\_\_\_

conducente a la obtención del título profesional de:

Ingeniero Civil

El Presidente inició el acto académico de sustentación invitando al (a la) / a (los) (las) candidato(a)s hacer uso del tiempo determinado para su exposición. Concluida la exposición, el Presidente invitó a los demás miembros del jurado a efectuar las preguntas, y aclaraciones pertinentes, las cuales fueron absueltas por al (a la) / a (los) (las) candidato(a)s. Luego, se produjo un receso para las deliberaciones y la emisión del dictamen del jurado. Posteriormente, el jurado procedió a dejar constancia escrita sobre la evaluación en la presente acta, con el dictamen siguiente:

Bachiller (a): Lily Verónica Quipe Saravia

CALIFICACIÓN	ESCALAS			Mérito
	Vigesimal	Literal	Cualitativa	
Aprobado	17	B+	Muy Bueno	Sobresaliente

Bachiller (b): \_\_\_\_\_

CALIFICACIÓN	ESCALAS			Mérito
	Vigesimal	Literal	Cualitativa	

Bachiller (c): \_\_\_\_\_

CALIFICACIÓN	ESCALAS			Mérito
	Vigesimal	Literal	Cualitativa	

(\*) Ver parte posterior

Finalmente, el Presidente del jurado invitó al (a la) / a (los) (las) candidato(a)s a ponerse de pie, para recibir la evaluación final y concluir el acto académico de sustentación procediéndose a registrar las firmas respectivas.

  
Presidente/a

  
Asesor/a

  
Bachiller (a)

  
Miembro

\_\_\_\_\_  
Bachiller (b)

  
Secretario/a

\_\_\_\_\_  
Miembro

\_\_\_\_\_  
Bachiller (c)

## ÍNDICE GENERAL

<b>INDICE DE TABLAS</b> .....	<b>v</b>
<b>INDICE DE FIGURAS</b> .....	<b>vi</b>
<b>INDICE DE ANEXOS</b> .....	<b>vii</b>
<b>1. Introducción</b> .....	<b>10</b>
1.1 Análisis estático no lineal.....	14
1.2 Interacción suelo-estructura.....	15
1.3 Nivel de desempeño sísmico .....	19
1.4 Método espectro de capacidad .....	20
1.5 Objetivos de desempeño ante eventos sísmicos .....	21
<b>2. Metodología</b> .....	<b>23</b>
2.1 Descripción del caso de estudio .....	<b>28</b>
2.2 Característica de los materiales.....	30
<b>3. Análisis de resultados y Discusión</b> .....	<b>31</b>
3.1 Integración de SSI .....	33
3.2 Evaluación del nivel de desempeño sísmico.....	40
<b>4. Conclusiones y Recomendaciones</b> .....	<b>50</b>
<b>Referencias Bibliográficas</b> .....	<b>52</b>
<b>Anexos</b> .....	<b>55</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1</b> <i>Características de los componentes (vigas y columnas) estructurales del edificio...</i>	29
<b>Tabla 2</b> <i>Datos de las características de los materiales como el concreto, acero y suelo. ....</i>	30
<b>Tabla 3</b> <i>Resultados de resortes equivalentes. ....</i>	34
<b>Tabla 4</b> <i>Factores de conversión para cada nivel de sismo.....</i>	40
<b>Tabla 5</b> <i>Punto de desempeño del modelo con base fija, por el Método Espectro de Capacidad. ....</i>	42
<b>Tabla 6</b> <i>Punto de desempeño del modelo con base flexible por el Método Espectro de Capacidad. ....</i>	42
<b>Tabla 7</b> <i>Evaluación de los niveles de desempeño para las diferentes demandas sísmicas sin SSI. ....</i>	47
<b>Tabla 8</b> <i>Evaluación de los niveles de desempeño para las diferentes demandas sísmicas con SSI. ....</i>	48

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 <i>Secuencia del análisis estático no lineal</i> .....	15
Figura 2 <i>Idealización del sistema de cimentación</i> .....	16
Figura 3 <i>Rigidez de la cimentación en la superficie</i> .....	17
Figura 4 <i>Factores de corrección por profundidad</i> .....	17
Figura 5 <i>Objetivos básicos de desempeño para edificios y límites de deriva según el SEAOC</i> . .....	22
Figura 6 <i>Método de espectro de capacidad y sectorización de niveles de desempeño</i> ....	23
Figura 7 <i>Flujograma del procedimiento del desarrollo de la investigación</i> .....	27
Figura 8 <i>Caso de estudio</i> .....	28
Figura 9 <i>Vista tridimensional de los resultados</i> .....	31
Figura 10 <i>Representación bilineal de la curva de capacidad</i> .....	32
Figura 11 <i>Asignación de resortes equivalentes</i> .....	34
Figura 12 <i>Espectro de diseño considerando la interacción suelo-estructura</i> .....	36
Figura 13 <i>Representación bilineal de la curva de capacidad considerando SSI</i> .....	37
Figura 14 <i>Comparación de la curva de capacidad de la condición de base fija y base flexible</i> .....	38
Figura 15 <i>Espectro de pseudoaceleraciones en formato ADRS</i> .....	41
Figura 16 <i>Derivas máximas para cada nivel de sismo</i> .....	43
Figura 17 <i>Derivas máximas para cada nivel de sismo considerando SSI</i> .....	44
Figura 18 <i>Sectorización por niveles de desempeño para la condición de base fija</i> .....	45
Figura 19 <i>Sectorización por niveles de desempeño para la condición de base flexible</i> ....	46

## ÍNDICE DE ANEXOS

<b>Anexo A.</b> Evidencia de sumisión de tesis.....	53
<b>Anexo B.</b> Copia de Resolución .....	54
<b>Anexo C.</b> Imágenes adicionales.....	55

# **Evaluación del nivel de desempeño sísmico considerando la interacción suelo-estructura de un edificio de concreto armado de seis pisos**

## **RESUMEN:**

La investigación, se destinó a evaluar los niveles de desempeño sísmico para diferentes periodos de retorno, de un edificio existente que es pórticos de concreto armado de seis pisos considerando relación entre el terreno y la edificación. El sistema fue diseñado con la Norma Técnica E 0.30 actualizada del 2018 de Perú. Para este fin se empleó el estudio no lineal bajo cargas estáticas siguiendo los lineamientos del ASCE 41-13, abordando la interacción entre el terreno y la edificación de los procedimientos del ASCE 41-17 a través del escrutinio de las condiciones de base fija y base flexible de un tipo de suelo S2 (D), con la finalidad de asegurarnos de que los criterios fundamentales de rendimiento establecidos por el SEAOC y ATC-40 sean cumplidos. Los resultados revelaron que al tener en cuenta relación entre el terreno y la edificación, el comportamiento de la estructura cambia, aumentando sus parámetros de estabilidad, capacidad de deformación y resistencia a fuerzas laterales; así como también cambia su desempeño sísmico, pasando en la orientación X-X del Nivel de Seguridad de Vida al Nivel Operativo ante un sismo raro; mientras tanto, en la orientación Y-Y para el sismo muy raro, pasa del Nivel de Prevención de colapso al Nivel de Seguridad de Vida. Al tratarse de una estructura aporticado de concreto armado con losa de cimentación, se evidencia que el resultado de la valoración de los niveles de desempeño, cumplen con la filosofía de rendimiento del RNE de Perú. Esto demuestra que el NTE E.030 es conservadora en la etapa de diseño.

**Palabras clave:** análisis estático no lineal; interacción suelo-estructura; desempeño sísmico



# **Evaluation of the seismic performance level considering the soil-structure interaction of a 6-story reinforced concrete building**

## **ABSTRACT:**

The research was aimed at evaluating the levels of seismic performance for different return periods, of an existing building that is six-story reinforced concrete frames considering the relationship between the land and the building. The system was designed with Technical Standard E 0.30 updated from 2018 from Peru. For this purpose, the nonlinear study under static loads was used following the guidelines of ASCE 41-13, addressing the interaction between the terrain and the building of the ASCE 41-17 procedures through the scrutiny of the fixed base and base conditions. flexible soil type S2 (D), in order to ensure that the fundamental performance criteria established by the SEAOC and ATC-40 are met. The results revealed that when taking into account the relationship between the terrain and the building, the behavior of the structure changes, increasing its stability parameters, deformation capacity and resistance to lateral forces; as well as its seismic performance, passing in the X-X orientation from the Life Safety Level to the Operational Level in the event of a rare earthquake; meanwhile, in the Y-Y orientation for the very rare earthquake, it moves from the Collapse Prevention Level to the Life Safety Level. As it is a reinforced concrete porticoed structure with a foundation slab, it is evident that the result of the assessment of the performance levels complies with the performance philosophy of the RNE of Peru. This shows that the NTE E.030 is conservative at the design stage.

**Keywords:** soil-structure interaction; nonlinear static analysis; seismic performance

## 1. Introducción

El código sísmico de carácter legal en Perú nos muestra un método de análisis lineal para evaluar el desempeño de las estructuras bajo acciones de terremotos, al ejecutar este análisis lo que se espera es que la estructura cumpla con los objetivos de desempeño establecidos en la norma NTE E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones de Perú (RNE), es decir se espera que la estructura tenga a un comportamiento inelástico usando un modelo lineal para su análisis y diseño; además el territorio peruano está más expuesto a terremotos gracias a su localización geográfica lo que nos impone a aplicar otros tipos de filosofías para constatar el desempeño estructural correcto (Fuentes & Norman, 2018). Por otro lado, al realizar un análisis convencional, la influencia de la interacción suelo-estructura (SSI, por sus siglas en inglés) generalmente es omitido (Requena-García-Cruz et al., 2022), deduciendo que la base de la estructura es fija, siendo este un procedimiento poco real debido a que no se puede aislar a una estructura del comportamiento del suelo; el suelo ubicado debajo de las cimentaciones altera el comportamiento sísmico de una estructura (Asadi-Ghoozhdi et al., 2022), omitir el SSI en el análisis y diseño de edificios puede ser poco conservador en algunos casos (Pinto et al., 2022).

El modelo a tratar en la presente investigación fue analizado y diseñado con la norma actualizada NTE E.030 del 2018 del RNE de Perú, se encuentra en el departamento de Puno, distrito de Juliaca. Usualmente, se recomienda que los diseños estructurales sean lo más ideal posible para evitar irregularidades, entonces se toma en cuenta ciertas características al momento de realizar un diseño como la simetría en la partición de masas y rigideces, la regularidad tanto en planta como en altura y se evita las discontinuidades estructurales, ya que es importante asegurar que una estructura sea lo suficientemente segura frente a eventos sísmicos. Sin embargo, la estructura en estudio tiene una

configuración irregular de tipo L, separada en dos bloques por una junta sísmica, siendo el bloque principal el que se escogió para este análisis; además, la estructura, presenta una falta de regularidad en su diseño en planta manifestada como una interrupción del diafragma, pudiendo presentar complicaciones ante eventos sísmicos y afectar su desempeño sísmico. Teniendo en cuenta todo lo descrito y que la estructura analizada no está diseñada de forma ideal, se llegó a la pregunta: ¿Cuál será el nivel de desempeño sísmico teniendo en cuenta relación entre el terreno y la edificación de una estructura que existe y que es de concreto armado de seis pisos?

En relación con eso, se planteó como objetivo de investigación: Evaluar el nivel del desempeño sísmico considerando SSI de una estructura preexistente que es de sistema de pórticos, construido con concreto armado de seis niveles. Existen diversos métodos para encontrar el nivel de desempeño sísmico, así como existe la necesidad de proporcionar procedimientos prácticos para estimar el comportamiento no lineal de una estructura para mejorar los métodos de diseño tradicionales (López & Del Re Ruíz, 2008); por lo tanto, la metodología más admisible para usar es el Análisis Estático No Lineal (NSP, por sus siglas en inglés) debido a su menor requerimiento en memoria computacional, además nos ofrece resultados similares a otras metodologías que son más complicadas (Flores, 2021). Utilizando el método NSP descrito en el ASCE 41-13 y utilizando el ASCE 41-17 para considerar el SSI, se obtuvo la capacidad de la estructura como primer paso. Luego, se utilizó el enfoque de espectro de la capacidad del FEMA 440 para determinar el punto de desempeño. Por último, se verificó si el edificio cumple los criterios fundamentales de desempeño establecidos por el SEAOC y ATC-40. Estos criterios incluyen mantener a la estructura, ante un sismo frecuente (SF) la estructura se mantenga en el nivel Totalmente Operativo (TO), ante sismo de servicio u ocasional (SS) la estructura se mantenga en el nivel Operativo (IO), ante sismo de diseño o raro (SD) la estructura se mantenga en el nivel de

Seguridad de Vida (LS) y ante sismo máximo o muy raro (SM) la estructura se mantenga en el nivel de Prevención de Colapso (CP). La importancia de realizar estos procedimientos se fundamenta en que se nos posibilita conocer el comportamiento más real de una estructura con el cual es más viable mantener el control y pronosticar el potencial de daño.

Desde hace unos años, se han venido investigando metodologías de análisis no lineales, así como las influencias de tener en cuenta el SSI en las respuestas lineales y no lineales de las construcciones, dichos análisis han pasado por una serie de modificaciones y mejoras. Asimismo, la demanda de procedimientos y herramientas de análisis más rápidos para la estimación rápida de la respuesta de una estructura sigue incrementando, por los crecientes requisitos como: Las geometrías 3D complejas y asimétricas en constante evolución, distintas técnicas de modelado avanzadas, el requisito de una mejor comprensión de fenómenos no lineales complicados, prácticas de construcción innovadoras y la utilización de nuevos materiales; son algunos de los retos actuales para los diseñadores estructurales (Najam, 2018).

En cuanto a niveles de desempeño sísmico, la investigación de Luque (2020) concluyó que la utilización del método del Análisis Estático No Lineal es el más práctico gracias a su facilidad de uso, con el cual se puede obtener curvas de capacidad, y sugiere que las demandas sísmicas para diferentes periodos de retorno sean consideradas las recomendaciones dadas por el SEAOC y el ATC-40 así como los niveles de desempeño. Fuentes & Norman (2018) nos habla de la evaluación del desempeño sísmico de las estructuras, además de predecir si colapsarán, brinda al diseñador estructural los límites aceptables para cada nivel de amenaza, siendo el básico aceptable el nivel de Seguridad de Vida para sismo de diseño. La exploración del dominio no lineal de las estructuras y la aplicación de los resultados obtenidos permiten la viabilidad de efectuar ajustes en el diseño

de una estructura. Dichos cambios pueden incluir ajustes en el refuerzo y las secciones de la estructura, en caso de que algunos elementos fallen antes de alcanzar su máximo cortante basal.

Algunas investigaciones acerca de considerar la influencia del SSI en el desempeño sísmico de estructuras, nos presentan a personajes como Urteaga (2019) quien analizó el desempeño sísmico, considerando el SSI de un edificio con zapatas de una Institución Educativa, llegando a un resultado de que al considerar el SSI para un tipo de suelo S2 (D), las cortantes de la estructura aumentan así como los periodos de vibración, colocando al edificio en el nivel de seguridad limitada de acuerdo con el ATC-40 para sismo de diseño cumpliendo con su objetivo de desempeño. Posteriormente, Saavedra (2020) estudió el Nivel de Desempeño Sísmico para diferentes periodos de retorno considerando el SSI de un edificio multifamiliar de tres niveles, determinando que al incluir el SSI para un tipo de suelo S2(D), aumenta las cortantes y los desplazamientos, además la estructura incursiona en el rango inelástico para Sismo Frecuente en la orientación "X-X" e "Y-Y" quedando en el nivel Operacional que a comparación de resultados sin incluir el SSI, la estructura no incursiona en el rango inelástico para un Sismo Frecuente en las orientaciones "X-X" e "Y-Y" quedando, en el nivel Totalmente Operacional, presentando un comportamiento más adecuado, ya que satisface los objetivos propuestos por el SEAOC. Asadi-Ghoozhd, Attarnejad, Masoodi, & Majlesi (2022) evaluaron pórticos irregulares de concreto armado, teniendo en cuenta el SSI para un tipo de suelo E, sujetos a quince movimientos sísmicos del suelo; el resultado demostro que considerar la influencia del SSI disminuye las demandas sísmicas así como la demanda de derivas en los pisos inferiores, lo que se hace más notorio en la situación de suelos blandos. Los autores antes citados mostraron que la consideración de la influencia del SSI afecta la demanda sísmica en términos de cortante basal. Sin embargo, según Requena, Romero, & Morales (2022).

## 1.1 Análisis estático no lineal

El NSP o el análisis Pushover es un procedimiento que ayuda a simular el deterioro estructural, induciendo un patrón de carga lateral controlado por desplazamiento monótonamente creciente, hasta alcanzar su condición límite, para indicar un rango de nivel de desempeño (Choque & Luque, 2019). La carga lateral está condicionada por los modos fundamentales preeminentes en las direcciones X-X e Y-Y. Se asignan conexiones plásticas a cada componente estructural en función de su modalidad de fallo correspondiente. La premisa para la aplicación de fuerzas laterales se sustenta en una condición de carga gravitacional no lineal (CGNL). El inicio de la respuesta estructural se caracteriza por un comportamiento elástico vinculado a una rigidez inicial. La simplicidad del NSP tiende a superar el complejo análisis dinámico no lineal (Wang, et al., 2020).

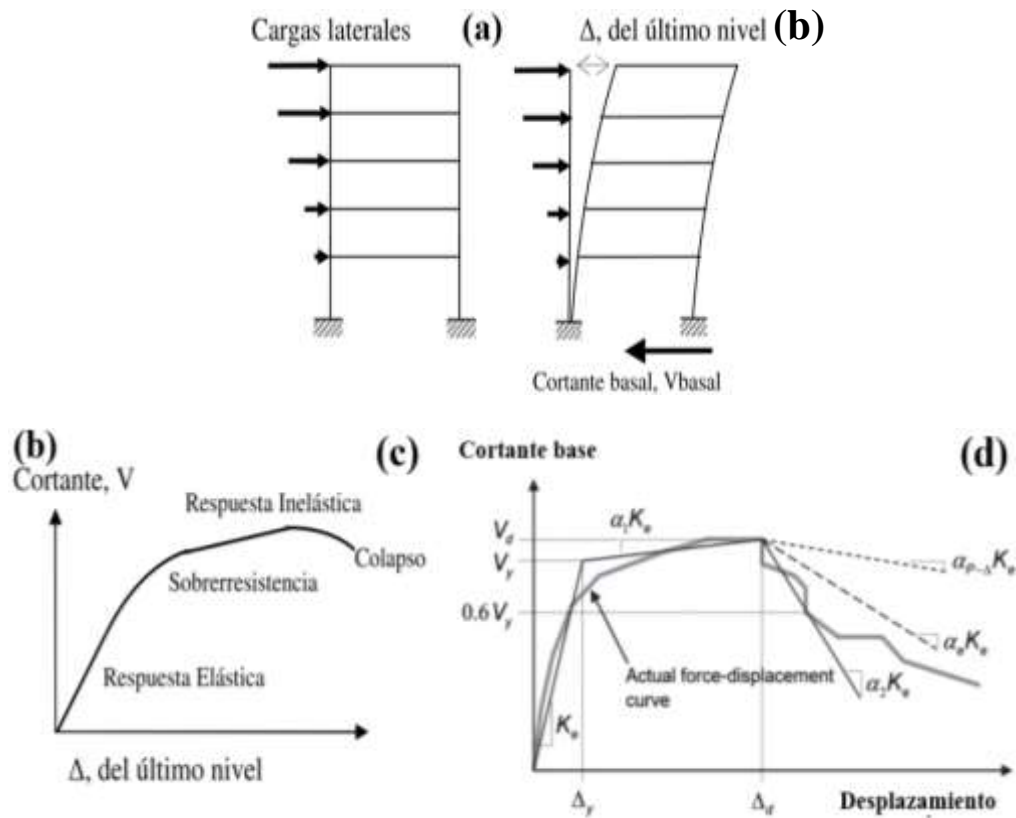
Bajo empuje progresivo incrementalmente creciente, algunos elementos estructurales pueden ceder progresivamente (Guerrero & Lopez, 2021), con el aumento de cargas laterales se podrá observar la presencia de las rótulas plásticas; la rigidez inicial de la estructura se modifica más allá del límite elástico debido a esto. La correlación no lineal entre la tensión y la deformación nos brindará una evaluación de la resistencia del techo ante los desplazamientos, posibilitando así la construcción de una curva de capacidad. Este proceso incluye efectos P-delta para definir las fuerzas totales que actúan sobre los miembros de la estructura y, por lo tanto, las respectivas deformaciones (Wang, et al., 2020).

La metodología delineada por ASCE/SEI 41-13 implica la utilización de una representación bilineal de la curva de capacidad con el propósito de discernir la ductilidad y la capacidad de sobre resistencia de la estructura. La ductilidad alude a la capacidad de una estructura o de sus elementos constituyentes para experimentar deformaciones de naturaleza no elástica que se alcanza primordialmente por la ductilidad del acero de refuerzo

y se obtiene hallando el cociente del desplazamiento de colapso entre desplazamiento de fluencia. La sobrerresistencia se refiere a la ampliación o crecimiento de la capacidad de la estructura mas alla límite elástico, se puede calcular dividiendo la fuerza cortante de colapso entre la fuerza cortante de fluencia.

**Figura 1**

*Secuencia del análisis estático no lineal.*



*Nota. (a), (b) y (c) es secuencia NSP; fuente: Arango, et al. (2009). (d) es la curva de Capacidad idealizada; fuente: ASCE/SEI 41-13 (2014).*

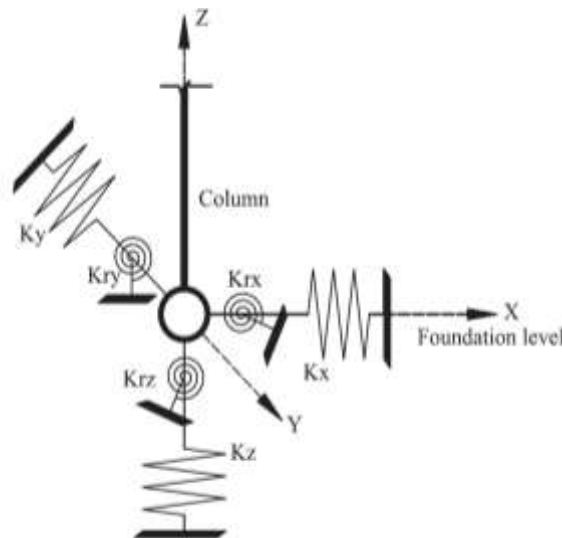
## 1.2 Interacción suelo-estructura

Las estructuras apoyadas sobre un suelo flexible, tienen una reacción sísmica variable a causa de dos efectos que ocurren simultáneamente, dividiendo la interacción

suelo-estructura en dos: primero, la modificación entre movimientos de cimentación (FM) y movimiento de campo libre (FFM) debido a la existencia de elementos de cimentación rígidos sobre o en el suelo, nombrado como interacción cinemática (Zogh, Motamed, & Ryan, 2021); segundo, un aumento en los periodos de vibración debido a la flexibilidad del suelo, y generalmente un aumento en el amortiguamiento, afectan la flexibilidad y la disipación de energía del sistema, nombrado como interacción inercial (Rodriguez, et al., 2017). La cimentación tiene la función de transferir movimientos a la estructura y también de absorber una parte de la energía producida por los eventos externos. Para el análisis estructural sísmico considerando el SSI se toma en cuenta que la rigidez de la cimentación está compuesta por un sistema idealizado de resortes (Olivo, 2020). Para la inserción de la rigidez de la cimentación se utilizan las tablas propuestas por el ASCE 41-17, que se encuentran si observamos la Figura 3 y la Figura 4.

## Figura 2

*Idealización del sistema de cimentación.*

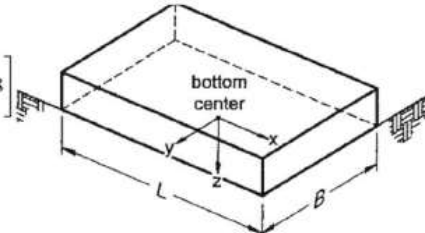




Nota. Idealización del sistema de cimentación:  $K_x$ ,  $K_y$ ,  $K_z$ ,  $K_{rx}$ ,  $K_{ry}$ ,  $K_{rz}$  son rigideces de resortes de suelo equivalentes a lo largo de los grados de libertad de traslación y desplazamiento angular en torno a los ejes X, Y y Z, respectivamente. Fuente: Zogh, Motamed, & Ryan (2021).

**Figura 3**

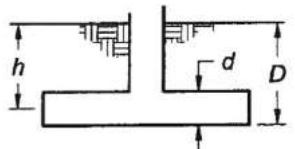
*Rigidez de la cimentación en la superficie.*

Degree of Freedom	Stiffness of Foundation at Surface	Note
Translation along x-axis	$K_{x,surf} = \frac{GB}{2-\nu} \left[ 3.4 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right]$	 <p>Orient axes such that <math>L &gt; B</math>. If <math>L = B</math>, use x-axis equations for both x-axis and y-axis.</p>
Translation along y-axis	$K_{y,surf} = \frac{GB}{2-\nu} \left[ 3.4 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8 \right]$	
Translation along z-axis	$K_{z,surf} = \frac{GB}{1-\nu} \left[ 1.55 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right]$	
Rocking about x-axis	$K_{xx,surf} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[ 0.4 \left( \frac{L}{B} \right) + 0.1 \right]$	
Rocking about y-axis	$K_{yy,surf} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[ 0.47 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right]$	
Torsion about z-axis	$K_{zz,surf} = GB^3 \left[ 0.53 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right]$	

Nota. Fuente: ASCE/SEI 41-17 (2014).

**Figura 4**

*Factores de corrección por profundidad.*

Degree of Freedom	Correction Factor for Embedment	
Translation along $x$ -axis	$\beta_x = \left(1 + 0.21\sqrt{\frac{D}{B}}\right) \cdot \left[1 + 1.6\left(\frac{hd(B+L)}{BL^2}\right)^{0.4}\right]$	 <p><math>d</math> = height of effective sidewall contact (may be less than total foundation height)</p>
Translation along $y$ -axis	$\beta_y = \left(1 + 0.21\sqrt{\frac{D}{L}}\right) \cdot \left[1 + 1.6\left(\frac{hd(B+L)}{LB^2}\right)^{0.4}\right]$	
Translation along $z$ -axis	$\beta_z = \left[1 + \frac{1}{21}\frac{D}{B}\left(2 + 2.6\frac{B}{L}\right)\right] \cdot \left[1 + 0.32\left(\frac{d(B+L)}{BL}\right)^{2/3}\right]$	
Rocking about $x$ -axis	$\beta_{xx} = 1 + 2.5\frac{d}{B}\left[1 + \frac{2d}{B}\left(\frac{d}{D}\right)^{-0.2}\sqrt{\frac{B}{L}}\right]$	
Rocking about $y$ -axis	$\beta_{yy} = 1 + 1.4\left(\frac{d}{L}\right)^{0.6}\left[1.5 + 3.7\left(\frac{d}{L}\right)^{1.9}\left(\frac{d}{D}\right)^{-0.6}\right]$	
Torsion about $z$ -axis	$\beta_{zz} = 1 + 2.6\left(1 + \frac{B}{L}\right)\left(\frac{d}{B}\right)^{0.9}$	

Nota. Fuente: ASCE/SEI 41-17 (2014).

Los tres resortes equivalentes de traslación están localizados en la base de las columnas del primer nivel, dos en orientación horizontal principal y uno en orientación vertical, junto con resortes equivalentes de rotación en torno a estos ejes mutuamente perpendiculares simulan la flexibilidad del suelo (Wang, et al., 2020). Como referencia el ASCE 41-17 nos presenta una serie de ecuaciones que nos permiten calcular los resortes equivalentes., el cual modela la reacción del suelo conjuntamente con la participación de la estructura. La integración de los efectos del suelo se modelará seleccionando el módulo de corte efectivo del suelo ( $G$ ) y el amortiguamiento efectivo ( $\beta_{ssi}$ ) (Porfirio & Torres, 2018).

Para el ajuste del espectro de diseño al amortiguamiento con base flexible se utiliza un factor para escalar el espectro de sismo  $(B_1)_{\beta_{ssi}}$  mediante las siguientes ecuaciones:

$$(B_1)_{\beta_{ssi}} = \frac{4}{5.6 - \ln(100\beta_{ssi})} \quad (1)$$

$$(S_a)_{\beta_o} = \frac{(S_a)_{5\%}}{(B_1)_{\beta_{ssi}}} = \frac{(S_a)_{FIM}}{(B_1)_{\beta_{ssi}}} \quad (2)$$

Donde:  $B_1$  es el factor de escala,  $\beta_{ssi}$  es el amortiguamiento efectivo,  $(S_a)_{\beta_0}$  es la aceleración espectral del amortiguamiento inicial,  $(S_a)_{5\%}$  es la aceleración espectral del amortiguamiento al 5%,  $(S_a)_{FIM}$  Consiste en la aceleración espectral derivada del movimiento inicial en la base de la cimentación y  $(B_1)_{\beta_{ssi}}$  es el factor de escala del SSI

### **1.3 Nivel de desempeño sísmico**

La evaluación de los niveles de desempeño sísmico surgió en los años 80 y 90 luego de fuertes acciones sísmicas en Estados Unidos que generaron disminución de vidas humanas, daños en materiales, interrupción de los servicios esenciales y un impacto negativo en la economía de todo el país. Entonces se comenzó a plantear objetivos de desempeño para que las construcciones sean capaces de soportar actividades sísmicas sin colapsar, surgiendo el primer documento SEAOC (1995), poco después apareció el ATC-40 (1996), consecuentemente surgió el FEMA-273 (1997) que se otorgó pensando en aquellas construcciones que padecieron fuertes daños y se quería rescatarlas cumpliendo la normativa vigente. Se unificó por medio de ASCE 41 (2006), en la actualidad contamos con guías de diseño basado en desempeño para estructuras nuevas, como el ASCE/SEI (2013-2017).

El desempeño sísmico es la conducta que va a tener una construcción en funcionalidad de su capacidad estructural y una demanda sísmica (Choque & Luque, 2019). La medida del desempeño se basa en la evaluación del daño sufrido de las estructuras debido al movimiento sísmico, así como en las repercusiones resultantes de este deterioro en las actividades subsiguientes al terremoto. Este concepto no solo es aplicable a edificios, sino que puede extenderse a cualquier tipo de estructura, incluso a sus componentes y contenidos no estructurales (Saavedra, 2020).

En la actualidad, se acepta la premisa de que la concepción sísmica de estructuras, fundamentada en el desempeño, constituye la modalidad más lógica para abordar las complejidades del diseño sísmico. Esto se debe a que los ingenieros consideran explícitamente el nivel esperado de daño durante la vida útil de la estructura desde el comienzo del proceso de diseño (Saavedra , 2020). Los niveles de desempeño describen estados límite de daños individuales. Expresa, límites o condiciones permisibles determinados con base en tres aspectos básicos: el posible daño físico a estructuras, la amenaza que representan tales daños para la seguridad de los usuarios de la edificación y el funcionamiento de las edificaciones después de un sismo (SEAOC, 1995).

#### **1.4 Método espectro de capacidad**

Para determinar el punto de desempeño de la estructura El FEMA 440 recomienda el Método del Espectro de Capacidad, el cual es el punto de intersección entre el espectro de capacidad y el espectro de demanda (López & Del Re Ruíz, 2008), detallado en la sección (a) de la Figura 4, este nos brinda una estimación del comportamiento inelástico de la estructura. En esta perspectiva, se obtiene del NSP la curva de capacidad que representa la respuesta estructural global, los esfuerzos cortantes en la base y los correspondientes desplazamientos del techo una vez transformados en aceleraciones y desplazamientos espectrales, respectivamente, constituyen un espectro de capacidad, conocido como conversión a formato ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum) (Wang, et al., 2020).

La representación de amenaza sísmica en Perú para el cambio del espectro de respuesta a formato ADRS Se establece mediante la presentación de un espectro elástico de pseudoaceleraciones por parte de:

$$S_a/g = ZUCS/R \quad (3)$$

Utilizando un factor de  $R=1$  donde:  $g$  es la aceleración de la gravedad,  $Z$  es el coeficiente de zonificación,  $U$  es coeficiente de uso,  $C$  es coeficiente de incremento de la respuesta sísmica,  $S$  es coeficiente de suelo. Para llevar a cabo la conversión se calcula el valor de desplazamiento espectral ( $S_{di}$ ) para cada punto de aceleración espectral y periodo ( $S_{ai}, T_i$ ) a partir de:

$$S_{di}/g = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai}. \quad (4)$$

### 1.5 Objetivos de desempeño ante eventos sísmicos

Los objetivos de desempeño sismorresistente son propósitos o criterios ya normados para evaluar qué tan bien una estructura o edificio responderá frente a eventos sísmicos. Estos objetivos se basan en la seguridad, la funcionalidad y las consideraciones económicas, con los objetivos esenciales de proteger la vida humana, minimizar los daños a la propiedad y garantizar la rápida reutilización o rehabilitación de las estructuras posterior a un evento externo severo como un sismo.

El SEAOC nos brinda un conjunto de objetivos básicos de desempeño que debe cumplir una estructura para cada sismo de diseño, dichos objetivos se encuentran ilustrados en la Figura 5. Los niveles de amenaza sísmica se obtienen partiendo del espectro de diseño (elástico) condicionado por la NTE E.030 del RNE. La determinación del coeficiente de transición entre dos niveles sísmicos puede ser obtenida a través de la ecuación 5 que considera sus respectivos períodos de retorno.

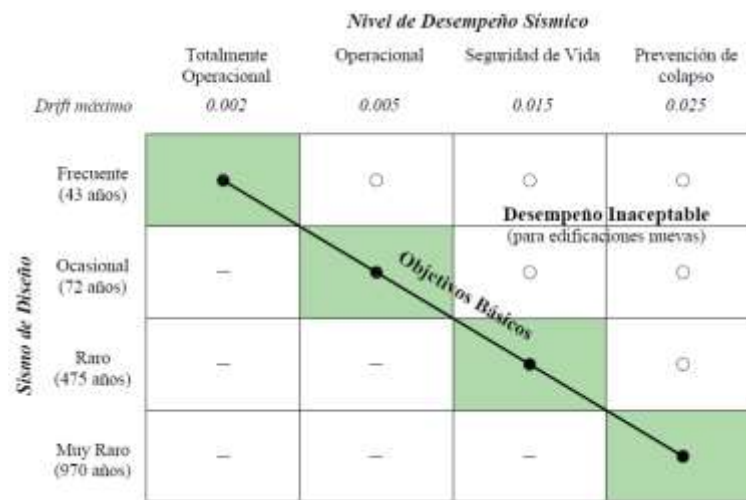
$$FC = (T_2/T_1)^k \quad (5)$$

Donde:  $T_1$  es la frecuencia de ocurrencia del sismo de diseño,  $T_2$  es la frecuencia de ocurrencia del sismo objetivo y  $k$  es el coeficiente que varía entre 0.3 y 0.4.

Las pautas de aceptación para una estructura, especificadas por el SEAOC, requieren que ésta exhiba capacidad de resistencia ante cargas gravitacionales y laterales, cumpliendo con las derivas límite establecidas para cada nivel de rendimiento. Los objetivos de desempeño y las derivas límite se detallan en la figura 5. Las pautas de aceptación para una estructura, especificadas por el SEAOC, requieren que ésta exhiba capacidad de resistencia ante cargas gravitacionales y laterales, cumpliendo con las derivas límite establecidas para cada nivel de rendimiento. Los objetivos de desempeño y las derivas límite se detallan en la figura 5.

### Figura 5

*Objetivos básicos de desempeño para edificios y límites de deriva según el SEAOC.*



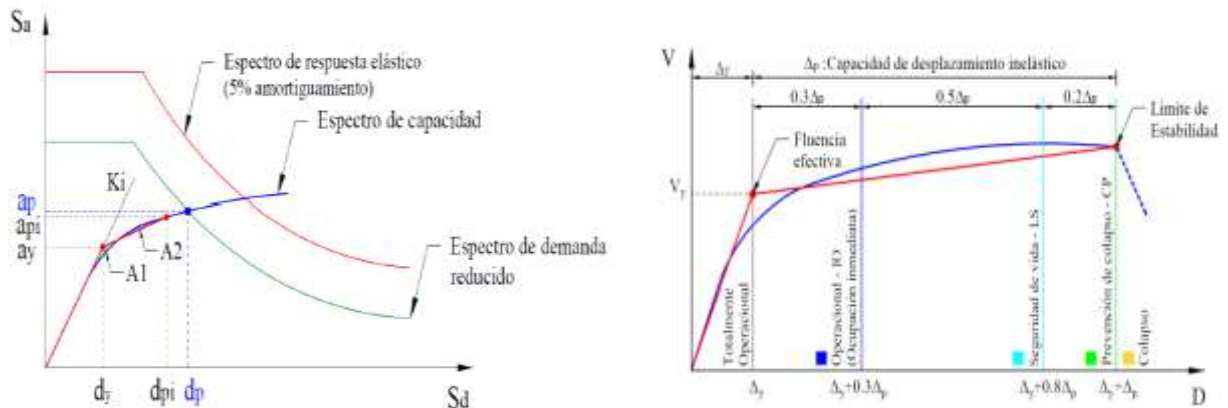
Nota. Fuente: Choque & Luque (2019).

El ATC-40 prescribe una segmentación en secciones de la representación en forma de cruz (bilineal) de la curva de capacidad con el propósito de categorizar el grado de desempeño. La curva de capacidad define cuatro niveles de desempeño estructural:

Totalmente Operacional (TO), Operacional (IO), Seguridad de Vida (LS) y Prevención al Colapso (CP) (Youcef, et al., 2018) que podemos apreciar en la sección (b) de la Figura 6.

## Figura 6

*Método de espectro de capacidad y sectorización de niveles de desempeño.*



Nota. (a) Determinación del punto de desempeño, (b) Sectorización por niveles de desempeño de modelo bilineal de la curva capacidad. Fuente: ATC-40 (1996).

## 2. Metodología

La estructura seleccionada es de sistema estructural aperturada de concreto armado de seis niveles y de uso comercial, de principio se recopiló la información de la estructura como los planos estructurales, el estudio de suelos y la información técnica normativa como: el Reglamento Nacional de Edificaciones actualizado de Perú (RNE), Asociación Americana de Ingenieros Civiles (ASCE), Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA), Consejo de Tecnología Aplicada (ATC) y Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC). Continuando se realizó ensayos de esclerometría para obtener la resistencia real del concreto. El diseño estructural se realizó bajo la normativa NTE. E-030, del RNE. Para este desarrollo se emplearon dos modelos con el fin de comparar los resultados, el primer modelo considera a la estructura de base fija y el segundo modelo considera a la estructura de base flexible.

A partir de la información disponible se modeló y cuantificó las cargas gravitacionales bajo los lineamientos de NTE E.020 del RNE, en el software estructural Etabs. Se ha realizado el NSP, tratando a los elementos estructurales, como vigas y columnas, en calidad de componentes de tipo Frame. A continuación, se incorporaron las especificaciones de los componentes estructurales y los materiales, detallados en las Tablas 1 y 2. Para definir de manera precisa el comportamiento constitutivo de los materiales, se optó por el modelo Mander para el concreto y el modelo Park para el acero. Seguidamente, se seleccionó el comportamiento no lineal del material en modelos histeréticos, tomando en cuenta la rigidez inicial, rigidez post fluencia y energía disipada de cada modelo, se eligió el modelo Takeda para el concreto y Kinematic para el acero.

Para representar el ejemplar de modelo de los componentes de la estructura (vigas y columnas) el NIST.GCR17-917-46v3 (2017), nos presenta un debate acerca del paradigma de plasticidad concentrada, el cual se distingue por su capacidad para focalizar los efectos perjudiciales en una región específica, presentándolos de manera integrada como una única manifestación en un punto determinado; también nos habla del modelo fibra donde la sección de fibra de una rótula concentrada se establece mediante la organización de barras de refuerzo en concreto armado, agrupadas de manera judiciousa en un número adecuado de fibras dispuestas dentro de la configuración geométrica de la sección, cada fibra va a aportar una capacidad independiente al modelo. Se modeló las columnas tipo fibra y se mantuvo con rótulas concentradas a las vigas. Las rótulas plásticas son necesarias para poder definir el modelo no lineal de la estructura (Choque & Luque, 2019). En la asignación de rótulas para vigas y columnas, se hizo uso de la tabla 10-7 para las vigas y la tabla 10-8 para las columnas, conforme a las directrices establecidas por el estándar ASCE/SEI 41-13.



Se estableció una premisa inicial sobre la carga de gravedad no lineal. (CGNL) de la cual inicio el NSP, continuando se definió las condiciones de PUSH X-X y PUSH Y-Y. El propósito de las creaciones de estas cargas es generar un orden lógico para desarrollar el NSP, de tal manera que primero sean aplicadas las cargas gravitacionales, y una vez que estas han deformado a la estructura y disminuido su rigidez, entra el proceso NSP, es decir aplica la carga de fuerza lateral monotónica hasta que un nudo extremo del último piso alcance un desplazamiento máximo (Fuentes & Norman, 2018). La carga lateral depende de los modos fundamentales. Con el propósito de garantizar una gestión óptima de la curva de capacidad, se ha determinado seleccionar un punto medio que se encuentre en las inmediaciones más cercanas al centro de masa del último nivel. El software Etabs nos permitió obtener la curva de capacidad, la ductilidad ( $\mu$ ), la sobrerresistencia (SR) y los procesos de generación de rótulas plásticas tanto en la orientación X-X como en la orientación Y-Y, utilizando los parámetros previamente definidos, considerando un amortiguamiento inicial  $\beta_0 = 5\%$ .

Utilizando los valores obtenidos de  $\mu$  se calculó amortiguamiento efectivo ( $\beta_{SSI}$ ) considerando el SSI empleando el segundo modelo, con todos los parámetros ya mencionados. En primer lugar, se introdujo la flexibilidad a la cimentación mediante los resortes equivalentes considerando las ecuaciones presentadas en la Figura 8-2 del ASCE/SEI 41-17, calculando inicialmente el módulo de corte efectivo (G), para el cual era necesario conocer la velocidad de onda de corte del suelo ( $V_{so}$ ) así que se utilizó una correlación existente para todo tipo de suelos, propuesta por Alata & Zevillanos (2022), el cual es:  $V_{so} = 81.079N_{(60)}^{0.2646}$ . Para el efecto suelo-estructura, se calculó el factor de la interacción cinemática ( $RRS_{bsa}$ ) que es tamaño promedio de la cimentación, el cual modificó la aceleración espectral del movimiento de entrada de fundación ( $S_a$ )FIM, las ecuaciones

para este análisis se encuentran en el segmento 8.5.1 del ASCE/SEI 41-17. Por otro lado, para hallar  $\beta_{SSI}$  se evaluó los periodos del edificio con base fija ( $T$ ) y los periodos del edificio con base flexible ( $\tilde{T}$ ), se calculó algunos parámetros necesarios ( $a_o$ ,  $\alpha_{xx}$  y  $\psi$ ) posteriormente se calculó las rigideces equivalentes para ambas orientaciones ( $K_{xx}$  y  $K_y$ ), así como los valores de amortiguamiento ( $\beta_{xx}$  y  $\beta_y$ ) para obtener los periodos fundamentales ( $T_{xx}$  y  $T_y$ ), también se estimó la relación del alargamiento del periodo ( $\tilde{T}_{eff}/T_{eff}$ ) para finalmente encontrar el  $\beta_{SSI}$  atribuido a la interrelación entre el suelo y la cimentación ( $\beta_f$ ) y la conexión de amortiguamiento de radiación ( $\beta_{rd}$ ), las ecuaciones para este cálculo se encuentran en el segmento 8.5.2 del ASCE/SEI 41-17. El porcentaje de amortiguamiento del sistema modificó el espectro de respuesta, para este ajuste se utilizaron las ecuaciones 1 y 2.

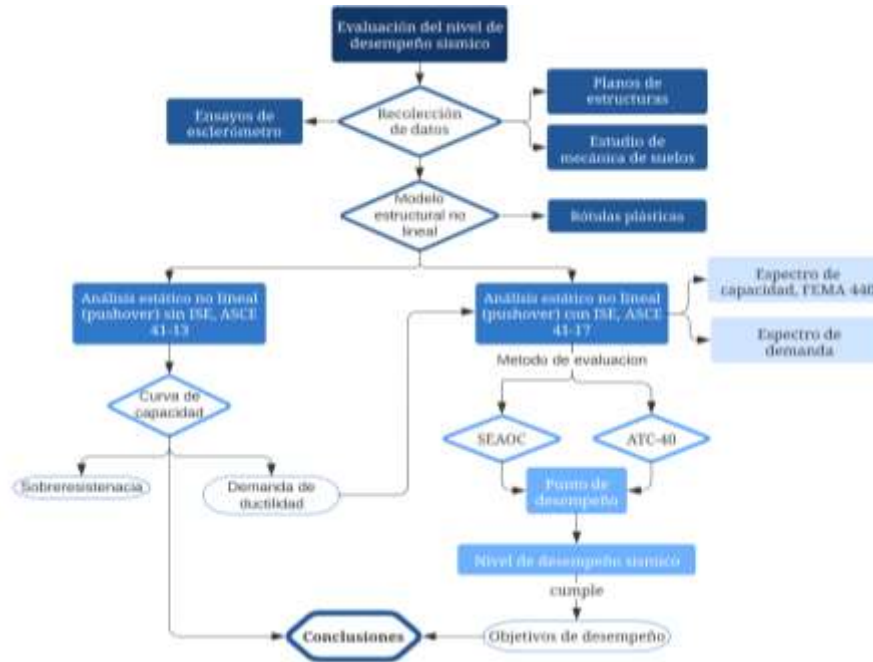
El punto de desempeño se identificó mediante la aplicación del Método de Espectro de Capacidad conforme a las directrices del ATC-40 y las mejoras introducidas por el FEMA 440; para este propósito, se definió la demanda sísmica utilizando el espectro de diseño del NTE E.030 del RNE, considerando un amortiguamiento que inicia con  $\beta_0 = 5\%$  para la estructura que está en una condición de base fija, asimismo se halló el punto de desempeño considerando los efectos del SSI habiendo encontrado el  $\beta_{SSI}$ . Posteriormente, se transformaron las curvas de capacidad del edificio que está en una condición de base fija y la estructura con condición de base flexible a formato ADRS. A partir de ahí, se determinó si el espectro de demanda intersecada al espectro de Capacidad en un punto, se seleccionó el punto de desempeño dado por aceleración máxima ( $a_p$ ) y desplazamiento ( $d_p$ ).

En última instancia, se realizó una evaluación del nivel de rendimiento sísmico para eventos sísmicos de recurrencia a intervalos de 43, 72, 475 y 970 años, con el propósito de verificar el cumplimiento de los objetivos de desempeño establecidos por SEAOC Visión 2000 y ATC-40, en todas las condiciones previamente especificadas. Con el fin de asegurar

una presentación estructurada y confiable, se procedió a exponer los resultados a través de tablas y figuras.

**Figura 7**

*Flujograma del procedimiento del desarrollo de la investigación.*



Nota. Fuente: Elaboración propia.

De la Figura 7. El ASCE 41-13 y ASCE 41-17 son parámetros que son usados para analizar, evaluar y de ser el caso reforzar tanto a estructuras existentes como no existentes. Ambos criterios se diferencian en algunas actualizaciones con las que cuenta el ASCE/SEI 41-17 ya que incorpora la capacidad de disipar energía en el análisis y el diseño estructural se mejora. Además, se ofrecen guías más detalladas para controlar, evaluar y seleccionar técnicas de refuerzo, pero se optó por el ASCE 41-13 para el Pushover por la factibilidad de este al utilizar el software Etabs, ya que cuenta con los criterios de aceptación para enfoques no lineales aplicados a elementos estructurales como vigas y columnas de concreto armado. En cuanto a la relación del suelo con la estructura se optó por el ASCE/SEI 41-17 por sus

mejoras e inclusión de parámetros que indican la relación entre la velocidad efectiva de la onda cortante y la relación de amortiguamiento histórico del suelo. ( $\beta_s$ ).

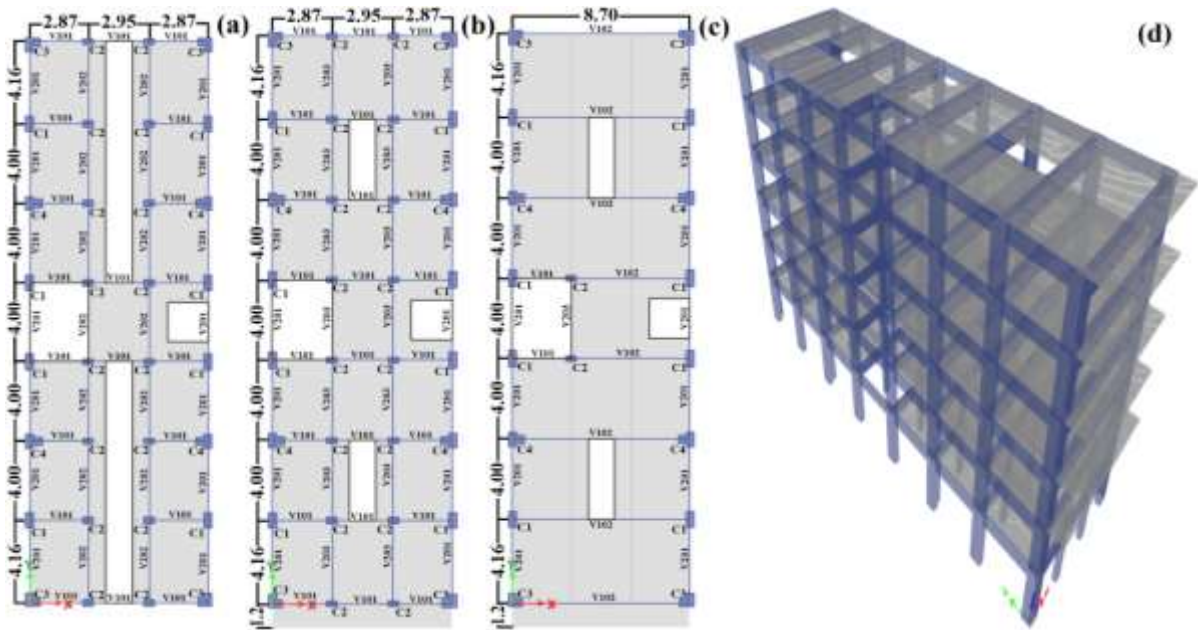
## 2.1 Descripción del caso de estudio

El modelo representativo es un edificio que existe y que fue construido en el sistema por pórticos y que es de material de concreto armado, ubicado en Perú. La distribución de losa aligerada, columnas y vigas se muestran en la Figura 6. Presenta irregularidad en planta (discontinuidad del diafragma). La altura del primer nivel es de 3.50 m y del resto de niveles es de 3.00 m. Las características de los segmentos de la edificación (vigas y columnas) están descritos en la Tabla 1. La cimentación es una losa de espesor  $d = 0.35$  m, y vigas de cimentación con sección  $0.40 \times 0.70$  m. El ancho de la losa  $B = 9.10$  m, la longitud de la losa  $L = 28.75$  m, profundidad al centroide de la losa  $h = 0.83$  m.

Los parámetros de cálculo para el espectro de diseño son: la categoría de la edificación el cual es C; la zona, es Z3; el suelo, el cual es S2; el sistema es Concreto Armado, el cual es Pórticos; irregularidad en planta el cual es discontinuidad del diafragma; resultandonos en los siguientes indicadores, coeficiente de zona,  $Z = 0.35$ ; coeficiente de uso,  $U = 1$ ; coeficiente de suelo,  $S = 1.15$ ;  $T_p = 0.6$ ;  $T_I = 2.0$ ; coeficiente de reducción,  $R = 8$ .

### Figura 8

*Caso de estudio.*



Nota: (a) Vista en planta del primer piso; (b) Vista en planta del segundo piso; (c) Vista en planta del tercero, cuarto, quinto y sexto piso; (d) Vista en 3D. Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 1**

*Características de los componentes (vigas y columnas) estructurales del edificio.*

	<b>Dimensiones (m) bxxhxe</b>	<b>Acero longitudinal</b>	<b>Acero transversal</b>
V-101	0.30x0.60	Superior: 4 $\phi$ 1/2" - 3 $\phi$ 5/8" Inferior: 3 $\phi$ 5/8"	Estr 3/8": 1@0.05, 8@0.10, 2@0.15, R. @0.25 m
V-102	0.40x0.90	Superior: 4 $\phi$ 5/8" - 3 $\phi$ 3/4" Inferior: 4 $\phi$ 5/8"	Estr 3/8": 1@0.05, 8@0.10, 2@0.15, R. @0.25 m
V-201	0.25x0.60	Superior: 6 $\phi$ 1/2" Inferior: 3 $\phi$ 1/2"	Estr 3/8": 1@0.05, 8@0.10, 2@0.15, R. @0.25 m
V-202	0.25x0.60	Superior: 5 $\phi$ 1/2" Inferior: 3 $\phi$ 1/2"	Estr 3/8": 1@0.05, 8@0.10, 2@0.15, R. @0.25 m
V-203	0.20x0.20	Superior: 2 $\phi$ 1/2" Inferior: 2 $\phi$ 1/2"	Estr 3/8": 1@0.05, 8@0.10, 2@0.15, R. @0.25 m
C-01	0.40x0.80	1, 2 y 3 nivel: 16 $\phi$ 5/8" 4, 5 y 6 nivel: 16 $\phi$ 1/2"	Estr 3/8": 2@0.05, 7@0.10, 3@0.15, R. @0.20 m
C-02	0.30x0.50	1, 2 y 3 nivel: 10 $\phi$ 5/8" 4, 5 y 6 nivel: 10 $\phi$ 1/2"	Estr 3/8": 2@0.05, 7@0.10, 3@0.15, R. @0.20 m
C-03 (L)	0.70x0.70x0.40	1, 2 y 3 nivel: 20 $\phi$ 5/8" 4, 5 y 6 nivel: 20 $\phi$ 1/2"	Estr 3/8": 2@0.05, 7@0.10, 3@0.15, R. @0.20 m
C-04 (T)	0.70x0.80x0.40	1, 2 y 3 nivel: 22 $\phi$ 5/8" 4, 5 y 6 nivel: 22 $\phi$ 1/2"	Estr 3/8": 2@0.05, 7@0.10, 3@0.15, R. @0.20 m

Nota. Fuente: Elaboración propia.

## 2.2 Característica de los materiales.

Se realizó ensayos de esclerometría en los dos primeros pisos para obtener las estimaciones realistas de resistencia de los elementos. Los ensayos fueron realizados tomando servicio del laboratorio de concreto de la Universidad Peruana Unión bajo la normativa ASTM C805.

**Tabla 2**

*Datos de las características de los materiales como el concreto, acero y suelo.*

<b>Concreto</b>	
Resistencia a la compresión	VIGA $f'c = 435 \text{ kg/cm}^2$ COLUMNA $f'c = 502.5 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad	$E = 15000\sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2$
Módulo de Poisson	0.20
Peso específico del concreto	$2400 \text{ kg/m}^3$
<b>Acero</b>	
Acero de refuerzo	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Peso específico del acero	$7850 \text{ kg/m}^3$
Módulo de elasticidad	$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia mínima a la tracción	$f_u = 6300 \text{ kg/cm}^2$
<b>Suelo</b>	
Tipo de suelo	S2 (D)
Peso específico del suelo	$2630 \text{ kg/m}^3$
N (60) del suelo	N° 29
Velocidad de onda de corte	$V_{so} = 197.63 \text{ m/s}$
Módulo de Poisson	$\nu = 0.25$

*Nota.* Fuente: Elaboración propia.

Conforme a los datos obtenidos de las pruebas de esclerometría, se ha establecido que la resistencia a la compresión del concreto asciende al 239% para columnas y 207% para las vigas. Estos valores superan la resistencia específica requerida para el diseño, es importante considerar que esta esta resistencia puede verse afectada el tamaño, por la rugosidad, tamaño máximo del agregado grueso, forma y rigidez de la superficie, variedad en el tiempo de construcción, condiciones de humedad de los elementos y el carbono de la superficie del concreto. Los resultados deberían ser comparados con otro tipo de ensayos para corroborar la fiabilidad de los resultados; ensayos como el de diamantina (NTP 339.059

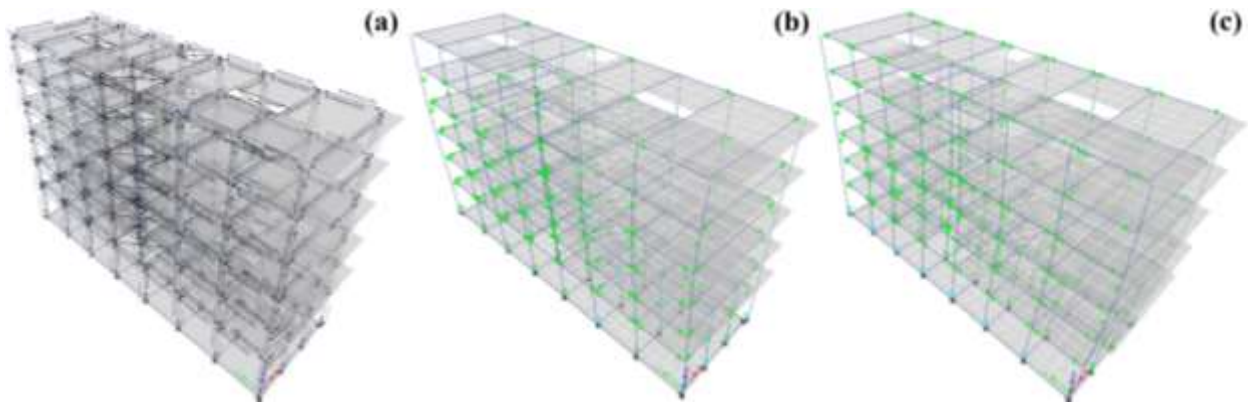
- 2011), que resulta ser más invasivo, pero más asertivo según las investigaciones de Zambrana (2017).

### 3. Análisis de resultados y Discusión

En el programa informático Etabs, se ha desarrollado el modelo estructural, incorporando todos los parámetros previamente delineados en la metodología, los cuales se detallan en la Tabla 1 y la Tabla 2. Se implementó un Análisis No Lineal de Pushover (NSP), aplicando una carga lateral distribuida de manera triangular en el centroide de masa de cada nivel. Además, se evaluó la probabilidad de formación de rótulas plásticas debidas a flexión en los extremos de las vigas (M3) y a flexocompresión en los extremos de las columnas (P-M2-M3). Este análisis se inició considerando un  $\beta_0 = 5\%$

#### Figura 9

Vista tridimensional de los resultados.



*Nota.* **(a)** Vista de rotulas plásticas, **(b)** Formación de rotulas plásticas en la orientación X-X, **(c)** Formación de rotulas plásticas en la orientación Y-Y. Fuente: Elaboración propia.

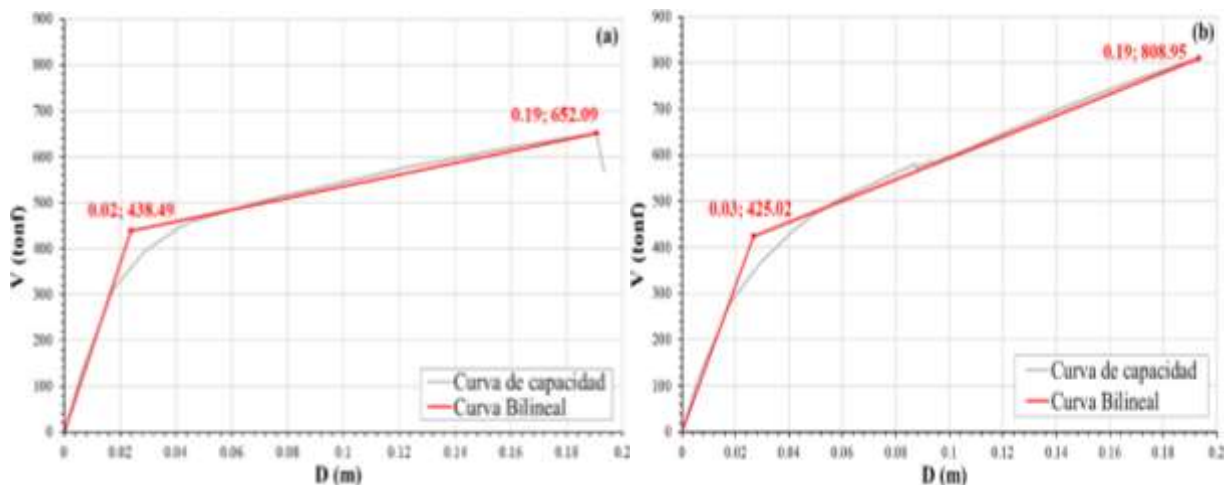
En la Figura 9 se observa el mecanismo de formación de rótulas plásticas. En la orientación X-X, el inicio de fluencia ocurre en el primer piso, presentándose la primera rótula plástica en una de las vigas principales del primer piso, teniendo un desplazamiento de

0.006 m; el punto de fluencia de la estructura global en la orientación X-X ocurre entre el paso tres con un desplazamiento de 0.02 m y el último desplazamiento antes de su condición límite es 0.19 m. En la orientación Y-Y, el inicio de fluencia ocurre en el primer paso, presentándose la primera rótula plástica en una de las vigas secundarias del primer y segundo piso, teniendo un desplazamiento de 0.006 m; el punto de fluencia de la estructura global en la orientación Y-Y ocurre en el paso tres con un desplazamiento de 0.02 m, el último desplazamiento antes de su condición límite es 0.19 m. Cumpliéndose el criterio de columna fuerte y viga débil de acuerdo al diseño por capacidad, donde se espera que las vigas fluyan antes que las columnas (Fuentes & Norman, 2018).

Se obtuvo la curva de capacidad para ambas orientaciones, y se realizó la representación bilineal según ASCE/SEI 41-13, del cual se calculó algunos puntos de interés como la ductilidad y la sobrerresistencia.

**Figura 10**

*Representación bilineal de la curva de capacidad.*



*Nota.* **(a)** Representación bilineal de la curva de capacidad en la orientación X-X, **(b)** Representación bilineal de la curva de capacidad en la orientación Y-Y. Fuente: Elaboración propia.



De la Figura 8 podemos desprender la ductilidad ( $\mu$ ) resultante de la curva de capacidad; para la orientación X-X es  $\mu_x = 7.97$  y para la orientación Y-Y es  $\mu_y = 7.24$ , ambos resultados son compatibles al tipo de sistema estructural de pórticos, ya que es cercano al factor de reducción  $R = 8$  planteado en el NTE E.030 del RNE que se asumió en la etapa de diseño. Según la tabla 10-6 del ASCE/SEI 41-17 la estructura tiene una demanda de ductilidad alta por ser mayor a 4. La sobrerresistencia de la estructura es  $SR = 1.49$  para la dirección X-X y  $SR = 1.90$  para la dirección Y-Y, lo cual nos indica que la estructura tiene una capacidad de carga que excede en un 49% en la dirección X y un 90% en la dirección Y.

### 3.1 Integración de SSI

El modelo de la estructura considerando el SSI se constituyó en el software Etabs con todos los parámetros utilizados en el análisis convencional del modelo sin SSI, además de considerar las características del suelo mencionados en la Tabla 2. Para calcular los resortes equivalentes, se halló primero  $G$  que está basado en módulo de corte inicial ( $G_0$ ) calculado mediante la ecuación 8-4 del ASCE/SEI 41-17 donde la velocidad de onda de corte es  $V_{s0} = 648.39$  ft/s, dándonos  $G_0 = 14898.53$  Lb/in<sup>2</sup>. El  $G$  del suelo se calculó con una relación que existe entre el  $G$  y  $G_0$ , que se detalla en la tabla 8-2 del ASCE 41-17, siendo nuestro suelo tipo D. Entonces  $G = G_0 * (G/G_0)$ ;  $G = 7411.93$  Lb/in<sup>2</sup>.

Haciendo uso del  $G$  se tomó las ecuaciones propuestas en la Figura 2 y Figura 3 para el cálculo del sistema de resortes donde fueron necesarios  $G, B, L, D, h, d$  y  $v$ ; datos que se ubican en la descripción del caso de estudio y la Tabla 2, calculando así las rigideces de la cimentación y factores de corrección por profundidad por cada punto (32 puntos en total para la estructura en estudio), cambiando los apoyos fijos y asignándoles resortes en el software

Etabs. La profundidad del empotramiento de la cimentación no tuvo una influencia importante en la estimación de la rigidez de los resortes equivalentes.

**Tabla 3**

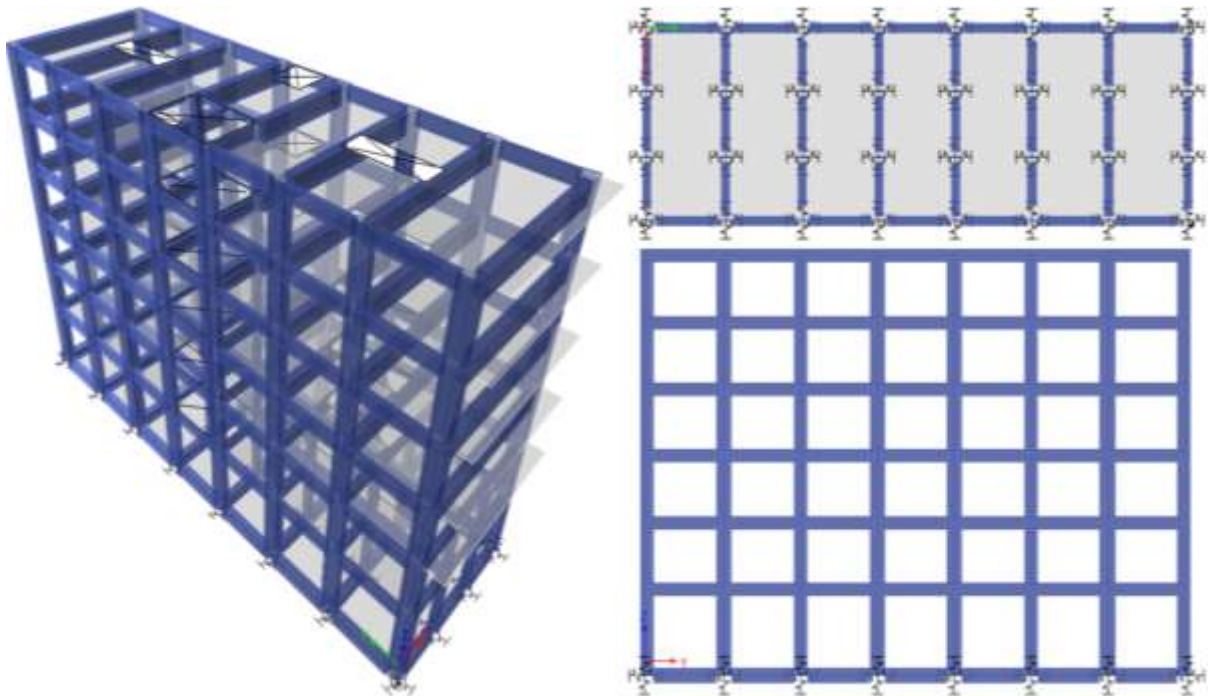
Resultados de resortes equivalentes.

	Rigidez de la cimentación en la superficie	Factores de corrección de profundidad ( $\beta$ )	Rigidez efectiva en la cimentación
Traslacional en X, Kx	7098.00 tn/m	1.19	9929.42 tn/m
Traslacional en Y, Ky	7829.33 tn/m	1.27	8482.04 tn/m
Traslacional en Z, Kz	8838.74 tn/m	1.06	9362.09 tn/m
Rotacional en X, Krx	223219.20 tn-m	1.10	1404097.62 tn-m/rad
Rotacional en Y, Kry	1221739.41 tn-m	1.15	245824.16 tn-m/rad
Rotacional en Z, Krz	1152077.21 tn-m	2.33	2685162.28 tn-m/rad

Nota. Fuente: Elaboración propia.

**Figura 11**

Asignación de resortes equivalentes.



Nota: Asignación del valor de la rigidez en cada apoyo de la estructura, mostrada en 3D, en planta y en elevación. Fuente: Elaboración propia.

Se calculó el módulo de balasto vertical para la losa de cimentación mediante la ecuación 8-11 del ASCE/SEI 41-17, siendo  $K_{Sv} = 35.85 \text{ Lb/in}^3$  convertida a  $K_{Sv} = 0.99 \text{ Kg/cm}^3$ ; el cálculo del módulo de balasto para las vigas de cimentación se obtiene multiplicando la medida de la base por el módulo de balasto de la losa de cimentación, resultando  $K_{Sv} = 39.69 \text{ Kg/cm}^2$ , se consideró el módulo de balasto de las vigas de cimentación debido a que estas tienen contacto con el suelo de fundación.

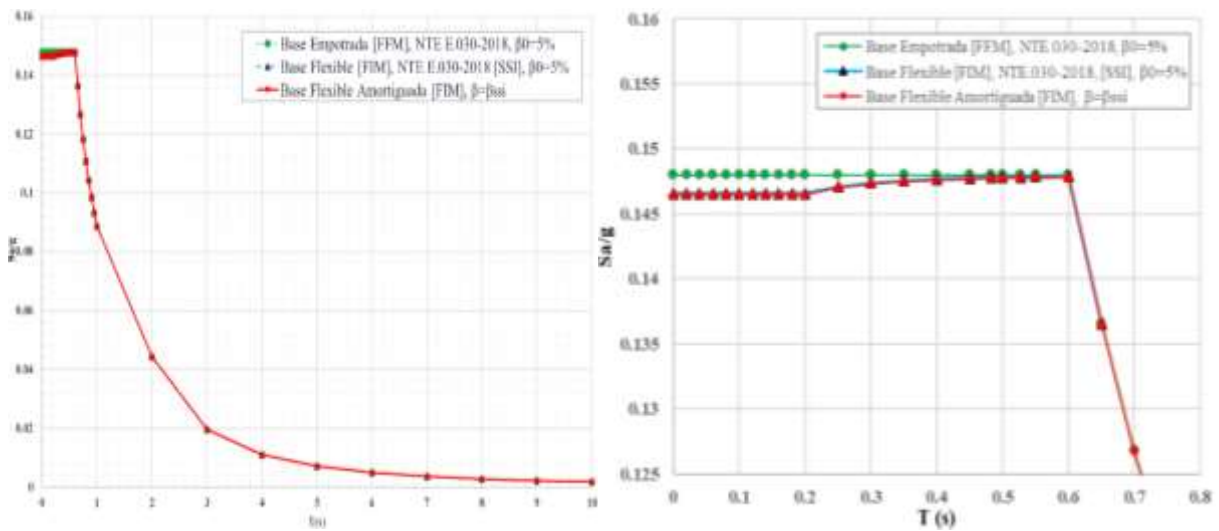
Posteriormente, se procedió a determinar el impacto de la interacción cinemática mediante la evaluación del ancho efectivo de la cimentación  $b_e = 16.16 \text{ m}$ . Para escalar el espectro sísmico, se recomienda emplear el porcentaje de influencia cinemática en la interacción entre el suelo y la edificación, abreviado como RRS para este fin se utilizó las ecuaciones que se presentan en el segmento 8.5.1.1 del ASCE 41-17, para cada periodo se calculó un factor  $b_0$  y  $B_{bsa}$ , luego se calculó la relación de espectro de diseño para un ancho promedio de la cimentación ( $RRS_{bsa}$ ) factor que modificó el espectro de diseño inicial, consiguiendo  $(S_a)_{FIM}$  considerando un  $\beta_0 = 5\%$ .

Continuando, para el cálculo del  $\beta_{SSI}$  se siguió los procedimientos que están descritos en el ASCE 41-17 en el segmento 8.5.2, empezando por calcular los parámetros  $a_0 = 0.78$ ,  $\alpha_{xx} = 1.04$ ,  $\psi = 1.73$ , la altura efectiva  $h = 12.95 \text{ m}$ ; tomando en cuenta estos resultados se halló: las rigideces equivalentes  $K_{xx} = 57144114542 \text{ Kgf} - \text{m}$  y  $K_y = 323274.927 \text{ Kgf} - \text{m}$ ; valores de amortiguamiento  $\beta_{xx} = 0.02$  y  $\beta_y = 0.47$ ; periodos fundamentales  $T_{xx} = 0.04$  y  $T_y = 0.37$ ; la relación de alargamiento del periodo  $\tilde{T}_{eff}/T_{eff} = 1.03$ ; la interacción suelo-cimentación  $\beta_{rd} = 0.24$  y la relación de amortiguamiento de radiación  $\beta_f = 0.26$ ; por último el  $\beta_{SSI} = 4.94\%$ . Para el ajuste del espectro de diseño obtenido en la interacción cinemática se utilizó un factor para escalar el espectro mediante la ecuación 1 y 2 dicho factor es  $(B_1)_{\beta_{ssi}} = 0.993$ .

Los periodos de vibración en la orientación X-X con SSI aumenta en un 23.42% con respecto al periodo del modelo con condición de base fija. Los periodos de vibración en la orientación Y-Y con SSI aumenta en un 6.4% con respecto al periodo del modelo con base fija.

**Figura 12**

*Espectro de diseño considerando la interacción suelo-estructura.*

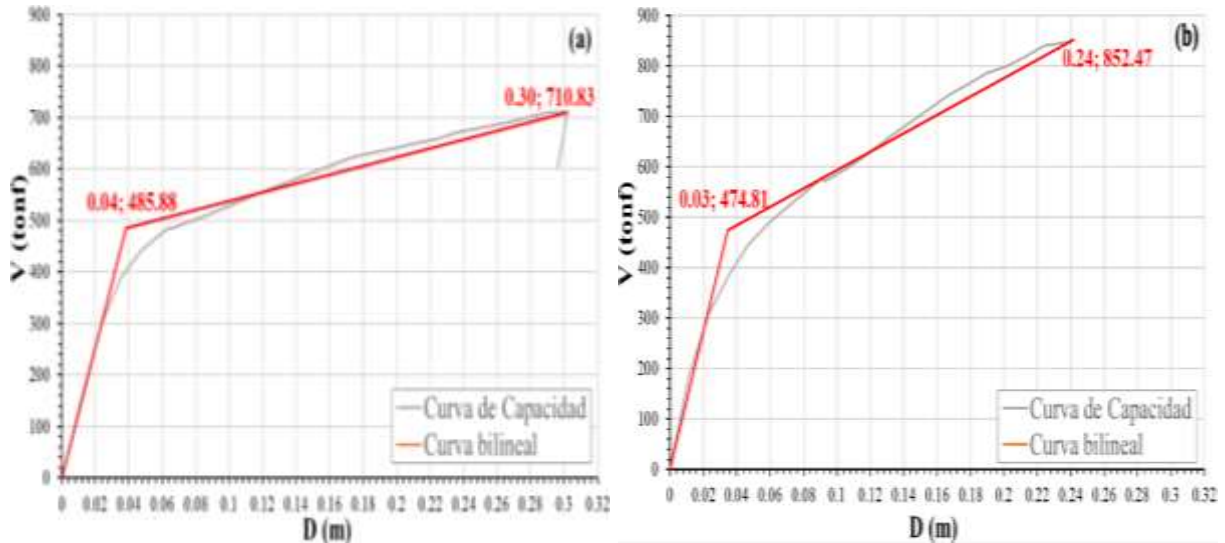


*Nota.* Comparación de coordenadas del espectro de diseño con base fija  $\beta_0 = 5\%$ , coordenadas del espectro de diseño considerando la base flexible  $\beta_0 = 5\%$  y coordenadas del espectro de diseño considerando la base flexible amortiguada  $\beta_{SSI} = 4.94\%$ . Fuente: Elaboración propia.

Al correr el software se obtuvo la curva de capacidad con SSI para la orientación X-X e Y-Y, y se procedió a realizar la representación bilineal siguiendo la metodología de coeficientes del ASCE 41-13, del cual se calculó algunos puntos de interés como la ductilidad y la sobrerresistencia.

**Figura 13**

*Representación bilineal de la curva de capacidad considerando SSI.*



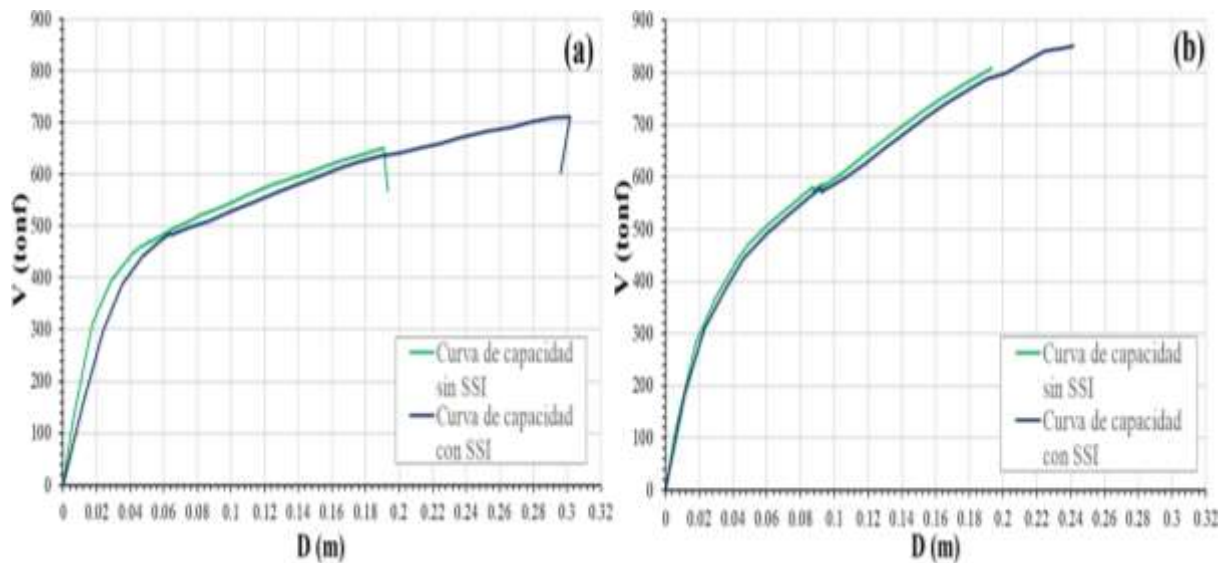
*Nota.* **(a)** Representación bilineal de la curva de capacidad en la orientación X-X considerando SSI, **(b)** Representación bilineal de la curva de capacidad en la orientación Y-Y considerando SSI. Fuente: elaboración propia. Fuente: Elaboración propia.

A partir del análisis de la figura 11 se puede concluir que la ductilidad ( $\mu$ ) resultante para la orientación X-X es  $\mu_x = 7.85$  y para la orientación Y-Y es  $\mu_y = 6.96$ , en la orientación X-X el resultado es compatible al tipo de sistema estructural de pórticos, ya que es cercano al factor de reducción  $R = 8$  planteado en el NTE E.030 del RNE en la etapa de diseño; pero para la orientación Y-Y el resultado arroja un valor inferior, indicando que sería beneficioso emplear una cifra menor a la establecida en la normativa para optimizar el rendimiento. Según la tabla 10-6 del ASCE 41-17 la estructura tiene una demanda de ductilidad alta por ser mayor a 4. La sobrerresistencia de la estructura es  $SR = 1.46$  para la orientación X-X y  $SR = 1.80$  para la diección Y-Y, lo cual nos indica que la estructura tiene una capacidad de carga que excede en un 46% en la direccion X y un 80% en la orientacion Y.

Se evidencia una reducción del 1.51% en la capacidad de deformación plástica de la estructura en la orientación X-X al contemplar los efectos del SSI, en contraste con el modelo de condición de base fija. Asimismo, se nota una disminución del 3.87% en la capacidad de deformación plástica de la estructura en la orientación Y-Y al considerar el SSI en comparación con el modelo de condición de base fija.

**Figura 14**

*Comparación de la curva de capacidad de la condición de base fija y base flexible.*



*Nota.* **(a)** Comparación de la curva de capacidad entre el modelo de condición de base fija y el modelo de condición de base flexible para la orientación X-X, **(b)** Comparación de la curva de capacidad entre el modelo de base fija y el modelo de base flexible para la orientación Y-Y. Fuente: Elaboración propia

En la Figura 12 se observa que la deformación máxima del modelo con base fija en la orientación X-X antes del colapso es  $D_x = 0.19$  m con un esfuerzo en la base de  $V_x = 652.09$  tonf, a diferencia del diseño que utiliza un modelo de base flexible que tiene una deformación última de  $D_{XSSI} = 0.30$  m y un esfuerzo en la base de  $V_{XSSI} = 710.83$  tonf.

También se observa que la deformación máxima del modelo con base fija en la orientación Y-Y antes del colapso es  $D_y = 0.19$  m y con un esfuerzo de  $V_y = 808.95$  tonf, a

diferencia de modelo con base flexible que tiene una deformación última de  $D_{Y_{SSI}} = 0.24$  m con un esfuerzo en la base  $V_{Y_{SSI}} = 852.47$  tonf, confirmándonos que la consideración del SSI varían las deformaciones y los esfuerzos. El efecto del SSI produce que la estructura presente mejor respuesta estructural, lo que concuerda con Urteaga (2019) y Saavedra (2020) que mencionan que el efecto SSI eleva las cortantes, desplazamientos, así como los periodos de vibración.

Del modelo con condición de base fija, La orientación X-X exhibe la misma deformación que la orientación Y-Y, lo cual refleja la rigidez lateral del edificio, X-X es tan rígido como Y-Y. Del modelo con condición de base flexible, en la orientación X-X se producen superiores desplazamientos en comparación a la orientación Y-Y, entonces al tener en cuenta la SSI, X-X es más flexible e Y-Y más rígido para cada nivel de sismo.

La deformación final antes de la destrucción total en la orientación X-X considerando SSI aumenta en un 57.89% con respecto al desplazamiento del modelo con base fija. La deformación final antes de la destrucción total en la orientación Y-Y considerando SSI aumenta en un 26.32% con respecto a la deformación del modelo con condición de base fija. El esfuerzo último antes del colapso en la orientación X-X considerando SSI aumenta en un 9% con respecto al esfuerzo del diseño que utiliza base fija. El esfuerzo último antes del colapso en la orientación Y-Y con SSI aumenta en un 5.38% con respecto al esfuerzo del diseño que utiliza base fija. Indicándonos que la estructura aumenta su capacidad de deformación y resistencia a fuerzas laterales, por ende, es más estable.

El movimiento de centro de masas al considerar SSI varía 0.03 m en la orientación X-X y 0.09 m en la orientación Y-Y. El medio de rigideces no presenta un cambio grande siendo 0.008 m para la orientación X-X y no hay variación para la orientación Y-Y. Si el suelo

es más blando se tendría mayor efecto y si el suelo es más rígido el efecto será menor, son factores donde podemos apreciar mejor la excentricidad accidental.

### 3.2 Evaluación del nivel de desempeño sísmico

Conforme a la disposición normativa NTE E.030, la filosofía establecida por el RNE dictamina que la estructura no deberá colapsar ni ocasionar daños significativos a las personas, aunque se contempla la posibilidad de sufrir daños considerables en situaciones de sismos severos. Asimismo, se requiere que la estructura tenga la capacidad de resistir sismos de intensidad moderada y sufrir daños que puedan ser reparados. Estos principios pueden ser vinculados con los objetivos fundamentales de rendimiento aceptable para construcciones habituales, según lo establecido por el SEAOC, como se ilustra en la Figura 5.

Con el propósito de valorar el nivel de desempeño de cada demanda sísmica, se ha instaurado un coeficiente de conversión fundamentado en las frecuencias de ocurrencia asociados a los diversos niveles de sismo. Este coeficiente ha sido determinado a través de la aplicación de la ecuación 5, cuyos resultados se presentan de manera detallada en la Tabla 4

**Tabla 4**

*Factores de conversión para cada nivel de sismo.*

<b>Sismo</b>	<b>Frecuencia de ocurrencia</b>	<b>Probabilidad de excedencia</b>	<b>de FC</b>
Frecuente	43 años	50% en 30 años	0.38
Servicio (ocasional)	72 años	50% en 50 años	0.50
Diseño (raro)	475 años	10% en 50 años	1.00
Máximo (muy raro)	970 años	10% en 100 años	1.30

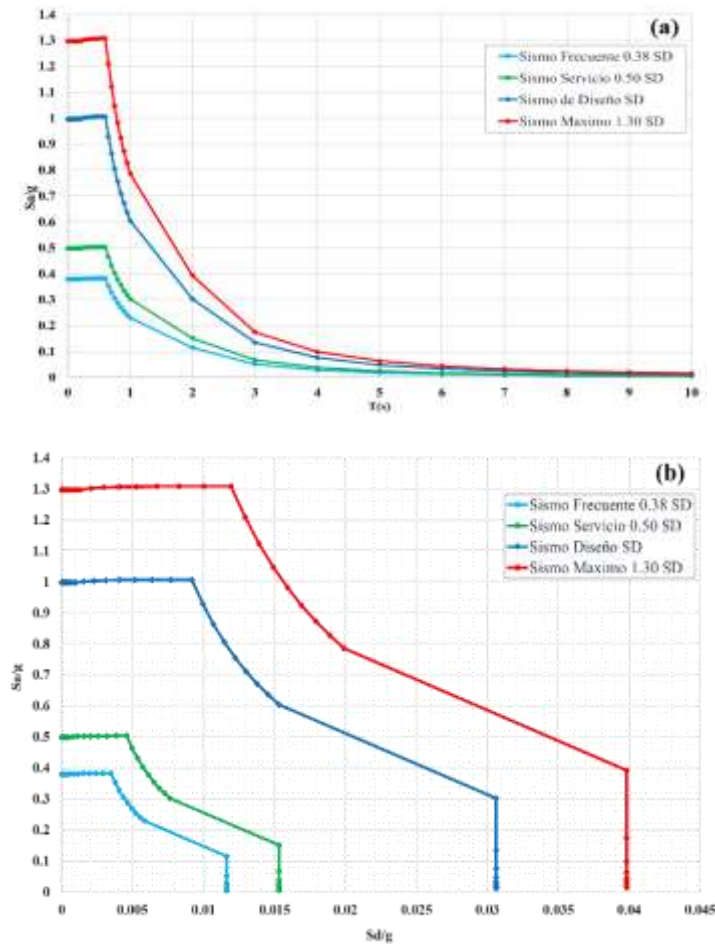
Nota. Fuente: Elaboración propia.



Conocidos los coeficientes de transformación (FC) y la aceleración ( $S_{a1}$ ) de las demandas sísmicas; la aceleración para cada demanda sísmica se obtuvo de:  $S_{a2} = S_{a1} \cdot FC$ . Una vez se obtuvieron los espectros elásticos de pseudoaceleraciones se procedió a la conversión de estos al formato espectral ADRS.

**Figura 15**

*Espectro de pseudoaceleraciones en formato ADRS.*



*Nota.* (a) Espectros elásticos de pseudoaceleraciones para cada demanda sísmica considerando SSI, (b) Espectros elásticos en formato ADRS para cada demanda sísmica considerando SSI. Fuente: Elaboración propia.

Los puntos de desempeños fueron derivados mediante la intersección entre el espectro de demanda y el espectro de capacidad, utilizando el enfoque recomendado por el FEMA 440, la curva de capacidad es convertida al formato ADRS. Dichos puntos son la

representación máxima del desplazamiento que tiene la estructura por cada demanda sísmica para cada orientación X-X e Y-Y. El proceso fue llevado a cabo mediante la asistencia del programa informático Etabs, aplicándose tanto al modelo con condición de base fija como al modelo con condición de base flexible. Los resultados correspondientes están detallados en la Tabla 5 y la Tabla 6.

**Tabla 5**

*Punto de desempeño del modelo con base fija, por el Método Espectro de Capacidad.*

Orientación	Sismo	Espectro de Capacidad		Curva de Capacidad	
		Sd (cm)	Sa (g)	D(cm)	V(ton)
X-X	frecuente	0.02	0.33	0.03	396.81
	servicio	0.04	0.38	0.05	461.59
	diseño	0.07	0.43	0.09	526.12
	máximo	0.10	0.47	0.12	576.33
Y-Y	frecuente	0.04	0.34	0.05	472.14
	servicio	0.05	0.36	0.06	513.56
	diseño	0.09	0.45	0.12	640.36
	máximo	0.15	0.56	0.19	794.13

Nota. Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 6**

*Punto de desempeño del modelo con base flexible por el Método Espectro de Capacidad.*

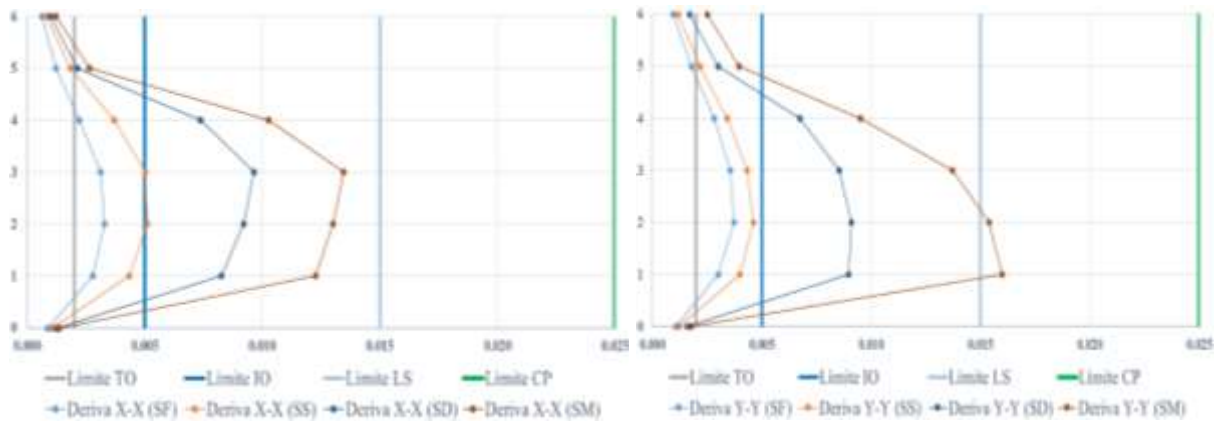
Orientación	Sismo	Espectro de Capacidad		Curva de Capacidad	
		Sd (cm)	Sa (g)	D(cm)	V(ton)
X-X	frecuente	0.03	0.31	0.04	424.35
	servicio	0.04	0.34	0.06	466.50
	diseño	0.09	0.41	0.11	544.87
	máximo	0.12	0.45	0.16	600.85
Y-Y	frecuente	0.03	0.34	0.04	422.70
	servicio	0.05	0.38	0.06	485.01
	diseño	0.08	0.46	0.11	597.93
	máximo	0.13	0.56	0.17	742.33

Nota. Fuente: Elaboración propia.

Se procedió a efectuar un cálculo de la demanda de desplazamientos laterales para cada uno de los eventos sísmicos, contemplando ambas orientaciones X-X e Y-Y. El establecimiento de límites de aceptabilidad para una estructura es llevado a cabo por el SEAO, este proporciona las magnitudes máximas de desplazamiento lateral asociadas a cada nivel de desempeño, conforme se ilustra en la Figura 5. La validación de esta afirmación fue realizada y se presenta en detalle en la Figura 16 y la Figura 17.

**Figura 16**

*Derivas máximas para cada nivel de sismo.*



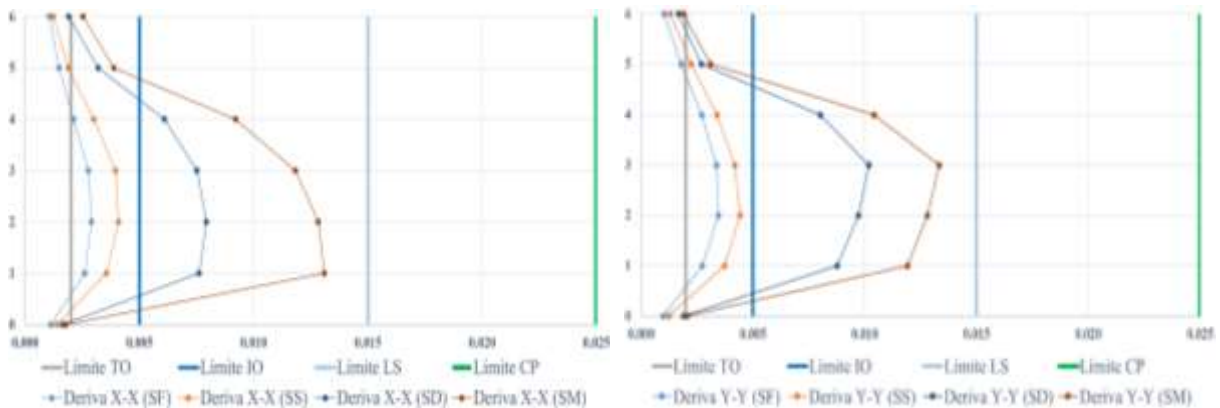
*Nota.* Derivas máximas para cada nivel de sismo en X-X e Y-Y del modelo con base fija. Fuente: Elaboración propia.

Las derivas máximas en X-X del modelo con condición de base fija son las siguientes: para SF la deriva máxima es de 0.003, el nivel desempeño es IO lo cual implica que no satisface el criterio establecido para el desempeño ante cargas sísmicas; para SS la deriva máxima es de 0.005, el nivel desempeño es IO lo cual implica que si satisface con el objetivo de desempeño sísmico; para el SD la deriva máxima es de 0.009 el nivel de desempeño es LS lo cual implica que si satisface con el objetivo de desempeño; para SM la deriva máxima es 0.013, el nivel de desempeño es LS, así también está cumpliendo con los objetivos señalados.

Las derivas máximas en el sentido Y-Y son las siguientes: para la SF la deriva máxima es 0.003 el nivel desempeño es IO, lo cual implica que no satisface el criterio establecido para el desempeño; para SS la deriva máxima es 0.004, el nivel desempeño es IO lo cual indica que cumple con el objetivo de desempeño; para SD la deriva máxima es 0.009 el nivel de desempeño es LS lo cual implica que si satisface el criterio establecido de desempeño; para SM la deriva máxima es 0.016, el nivel de desempeño es CP, lo cual nos implica que también se está cumpliendo con el criterio de desempeño señalado.

**Figura 17**

*Derivas máximas para cada nivel de sismo considerando SSI.*



*Nota.* Derivas máximas para cada nivel de sismo en X-X e Y-Y con SSI. Fuente: Elaboración propia.

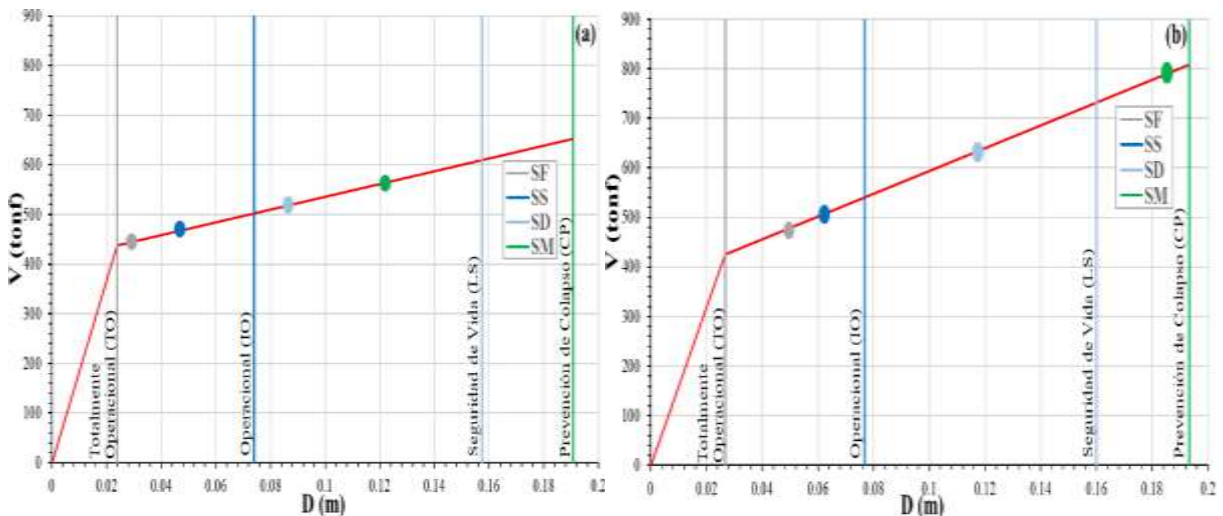
Las derivas máximas en X-X considerando SSI son: para SF la deriva máxima es de 0.003, el nivel desempeño es IO lo cual nos indica que tampoco satisface con el criterio establecido de desempeño; para SS la deriva máxima es 0.004, el nivel desempeño es IO lo cual implica que si cumple con el criterio de desempeño; para el SD la deriva máxima es de 0.01 el nivel de desempeño es LS implica que si satisface con el criterio de desempeño; para SM la deriva máxima es 0.013, el nivel de desempeño es LS, indicándonos que se está cumpliendo con el criterio de desempeño.

Las derivas máximas en el sentido Y-Y son las siguientes: para la SF la deriva máxima es 0.003, el nivel desempeño es IO, indicándonos que no se está cumpliendo con el objetivo de desempeño; para SS la deriva máxima es 0.004, el nivel desempeño es IO indicándonos que no se está cumpliendo con el objetivo de desempeño; para SD la deriva máxima es 0.008 el nivel de desempeño es LS indicándonos que si se está cumpliendo con el objetivo de desempeño; para SM la deriva máxima es 0.013, el nivel de desempeño es LS, lo cual nos está indicando que si satisface con el criterio de este desempeño.

La resistencia frente a cargas laterales es otro límite en términos de aceptabilidad para la estructura. El ATC-40 establece una división del gráfico de curva capacidad obtenido anteriormente en secciones, ubicando en la Figura 18 y Figura 19 los puntos de rendimiento correspondientes a las Tablas 5 y 6, respectivamente, en relación a los modelos de condición de base fija y condición de base flexible.

**Figura 18**

*Sectorización por niveles de desempeño para la condición de base fija.*

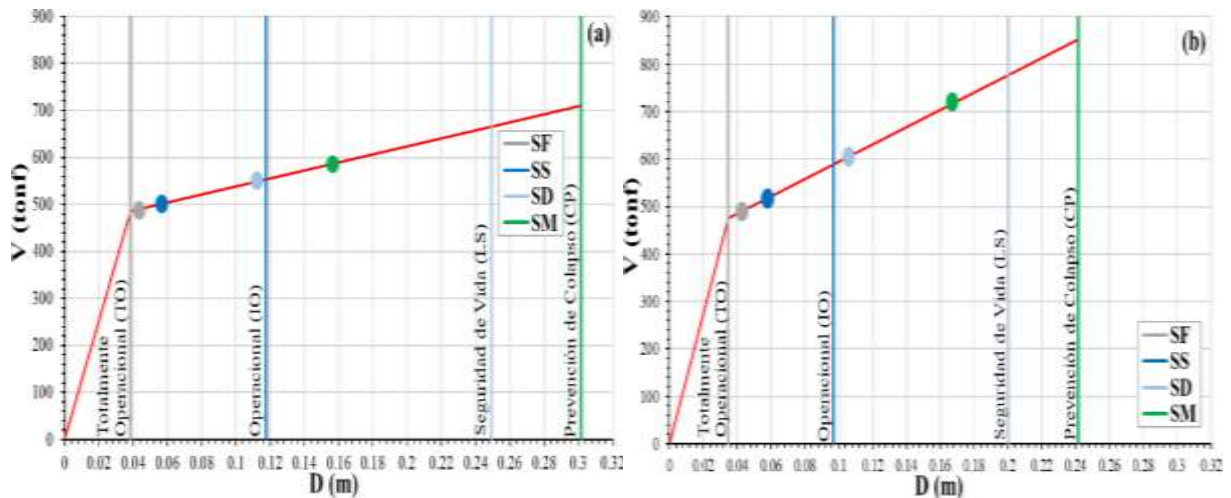


*Nota. (a) Sectorización por niveles de desempeño para la orientación X-X sin SSI (b) Sectorización por niveles de desempeño para la orientación Y-Y sin SSI. Fuente: Elaboración propia.*

La Figura 18 evidencia que la configuración estructural satisface los criterios de desempeño establecidos para los eventos sísmicos de SS, SD y SM. Sin embargo, se constata que no cumple con el estándar de desempeño establecido para SF, ya que presenta una respuesta no lineal en dicho escenario.

**Figura 19**

*Sectorización por niveles de desempeño para la condición de base flexible.*



*Nota. (a) Sectorización por niveles de desempeño con SSI para la orientación X-X, (b) Sectorización por niveles de desempeño con SSI para la orientación Y-Y. Fuente: Elaboración propia.*

Desde la Figura 19, se deduce que la estructura satisface los criterios de desempeño establecidos para las solicitudes sísmicas de SS, SD y SM. Sin embargo, es evidente que no logra alcanzar el estándar de desempeño establecido para la demanda sísmica SF, dado que la estructura incursiona de manera leve en el dominio inelástico en dicho escenario.

Para ambas condiciones, el modelo de la estructura con base fija y base flexible, no cumplen el objetivo básico para sismo frecuente de alcanzar en nivel Totalmente Operacional, pero no resulta alarmante, ya que están en el nivel operacional donde el daño tiene un límite marcado y no arriesga la seguridad del edificio. Para que la estructura cumpla

con este objetivo básico es necesario aumentar o mejorar ciertos parámetros de diseño como: la resistencia estructural mediante el uso de materiales más resistentes o aumentando el tamaño de los componentes estructurales existentes (vigas y columnas), la rigidez estructural incorporando algunos elementos rígidos y también podemos considerar minimizar la vulnerabilidad de los elementos estructurales optimizando las instalaciones eléctricas, los sistemas de comunicaciones y equipos.

La evaluación del nivel de desempeño sísmico para diferentes amenazas sísmicas se presenta en la Tabla 7 y la Tabla 8, según El SEAOC.

Objetivos de desempeño básicos      **[X]** Alcanzado  
 Objetivos de desempeño esenciales

**Tabla 7**

*Evaluación de los niveles de desempeño para las diferentes demandas sísmicas sin SSI.*

Orientación	Sismo	TO	IO	LS	CP	¿cumple el objetivo de desempeño?
X-X	frecuente		<b>X</b>			<b>NO</b>
	servicio		<b>X</b>			SI
	diseño máximo			<b>X</b>		SI
Y-Y	frecuente		<b>X</b>			<b>NO</b>
	servicio		<b>X</b>			SI
	diseño máximo			<b>X</b>	<b>X</b>	SI

*Nota.* Fuente: Elaboración propia.

De la Tabla 7, los resultados conseguidos, del modelo con base fija, presentan que para la orientación X-X frente a un SF la estructura no posee un comportamiento esperado porque está incurriendo levemente en el rango inelástico, estando en el nivel IO; para SS la estructura si tiene un buen comportamiento sísmico estando en el nivel IO; para SD y SM la estructura si tiene un buen comportamiento sísmico estando ambos en el nivel LS. A partir

del análisis, se puede deducir que la estructura en la orientación X-X se ubicará a nivel de Seguridad de Vida tras un terremoto de máxima intensidad, experimentando solo daños menores en algunos componentes, pero sin comprometer la integridad estructural.

Para la orientación Y-Y indica que frente a un SF no tiene un comportamiento esperado porque está incursionando de manera significativa en el rango inelástico, estando en el nivel IO; para SS, SD Y SM la estructura si tiene un buen comportamiento sísmico estando en el nivel IO, SL y CP respectivamente. Deduciendo que para la orientación Y-Y después de soportar un sismo máximo, la edificación se ubicará en el nivel de Prevención de Colapso, el edificio experimentará daños moderados en sus partes fundamentales y daños graves en las partes no fundamentales, lo que también causará una disminución en su estabilidad lateral y capacidad de resistencia. Además, se prevé una interrupción en los servicios de electricidad, agua, comunicación y gas, junto con obstáculos en las vías de escape. Sin embargo, la estructura no colapsará.

**Tabla 8**

*Evaluación de los niveles de desempeño para las diferentes demandas sísmicas con SSI.*

Orientación	Sismo	TO	IO	LS	CP	¿cumple el objetivo de desempeño?
X-X	frecuente		X			NO
	servicio		X			SI
	diseño		X			SI
	máximo			X		SI
Y-Y	frecuente		X			SI
	servicio		X			NO
	diseño			X		SI
	máximo			X		SI

*Nota.* Fuente: Elaboración propia.

De la Tabla 8, los resultados hallados del modelo con condición de base flexible muestran que para la orientación X-X, ante un SF la estructura no tiene el comportamiento esperado porque está incursionando ligeramente en el rango inelástico, estando en el nivel



IO; para SS y SD la estructura si tiene un buen comportamiento sísmico estando ambos en el nivel IO; para SM la estructura si tiene un buen comportamiento sísmico estando en el nivel LS. A partir del resultado, se puede deducir que la estructura mantendrá su nivel de seguridad para la orientación X-X incluso después de un sismo de máxima intensidad. Aunque algunos de sus elementos estructurales podrían sufrir daños menores, la integridad general de la estructura no se verá comprometida.

Para la orientación Y-Y se observa que para SF no tiene un comportamiento adecuado porque esta incursionando ligeramente en el rango inelástico, estando en el nivel IO; para SS la estructura si tiene un buen comportamiento sísmico estando en el nivel IO; para SD y SM la estructura si tiene un buen comportamiento sísmico estando ambos en el nivel LS. A partir del resultado, se puede entender que la estructura para la orientación Y-Y se mantendrá a nivel de Seguridad de Vida después de soportar un sismo máximo. Aunque algunos de sus elementos estructurales sufrirán poco daño, la seguridad de la estructura no estará comprometida. Lo que contradice a Saavedra, ya que en su investigación la estructura tiene mejor desempeño cuando no se considera los efectos del SSI.

Asimismo, al contrastar ambas formulaciones, se detectaron alteraciones sustanciales. Al incorporar la interacción entre el terreno y la infraestructura, se observa una modificación en el rendimiento estructural. En la orientación X-X, se transita de un estado de seguridad vital a un estado operacional ante una acción sísmica de diseño. Por otro lado, en la orientación Y-Y, la transición es de un nivel preventivo de colapso a un nivel de seguridad vital frente a un evento sísmico de magnitud máxima.

#### 4. Conclusiones y Recomendaciones

Este artículo presenta la evaluación de los niveles de desempeño de un edificio existente erigido mediante el sistema de pórticos y que es de concreto armado de seis niveles, sometido a cuatro demandas sísmicas. Este análisis se llevó a cabo considerando tanto la condición de base fija como las de base flexible, mediante la aplicación del método de análisis estático no lineal. Se abordaron minuciosamente los efectos derivados de la interacción entre el terreno y la estructura edificada.

Los resultados revelan que, bajo ambas condiciones, los niveles de desempeño actualmente alcanzados no están igualmente cumpliendo con los criterios de desempeño que nos brinda el SEAOC. Al realizar una comparación entre ambos modelos, se identificaron cambios significativos. Específicamente, al tener en cuenta la relación entre el terreno y la edificación, se observa una modificación en el comportamiento estructural. Este cambio se traduce en una transición del nivel de Seguridad de Vida al nivel Operacional frente a un sismo de diseño en la orientación X-X; además, en la orientación Y-Y para el sismo máximo, se pasa del nivel de Prevención de Colapso a un nivel de Seguridad de Vida.

Al tratarse de una estructura de sistema aporticada con losa y vigas de como cimentación, se constata que los resultados derivados de la evaluación del nivel de desempeño de la estructura, tanto al contemplar como al obviar las condiciones de base flexible, se ajustan a la filosofía de desempeño establecida por el RNE. Es de notar que, al considerar la variable de relación entre el terreno y la edificación, se produce una alteración discernible en el comportamiento global de la estructura aumentando sus parámetros de capacidad de deformación y resistencia a fuerzas laterales, por ende, aumenta su estabilidad. De esa forma podemos concluir que la norma sismorresistente E.030 del RNE tiende a ser más conservadora en la etapa de diseño.

El efecto entre la relación del terreno y la edificación depende de las propiedades del suelo como su elasticidad, y puede tener efectos beneficiosos tanto como desfavorables, incrementando o minimizando la respuesta de una estructura, también nos permite encontrar su comportamiento más real y contribuye a una distribución más eficiente de las cargas en todos los elementos estructurales al disipar parte de la energía generada por un evento externo como un terremoto; tomando en cuenta el tipo de suelo.

Conducir la fase de diseño estructural utilizando un análisis estático no lineal, que además incorpore la consideración de la interacción entre el terreno y la estructura, garantizando la observancia de los imperativos esenciales de desempeño prescritos por el SEAOC; podría resultar en una optimización de las dimensiones de los componentes estructurales, lo que a su vez impactaría en el costo final de la estructura, favoreciendo la economía de los beneficiarios.

La evaluación del nivel de desempeño sísmico considerando interacción entre el terreno y la edificación se ha centrado en un solo enfoque, sin embargo, existen otros métodos disponibles cuyos efectos e implementación también podrían compararse. Además, el resultado obtenido en este artículo, se ha limitado a un tipo de suelo, es necesario considerar el análisis de con otros tipos de suelo, además de considerar sistemas de cimentación más complejos para tener un mejor entendimiento de la influencia de relación entre el terreno y la edificación.

## Referencias Bibliográficas

- Alata, J., & Zevillanos, W. (2022). *Correlación entre el número de golpes N60 del Ensayo de Penetración Estándar y la Velocidad de ondas de corte (Vs) para los suelos arenosos del distrito de Juliaca – Puno*. Lima, Peru: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas (UPC). doi:<http://hdl.handle.net/10757/656163>
- Arango, S., Paz, A., & Del Pilar Duque, M. (2009). Propuesta metodológica para la evaluación del desempeño estructural de una estantería metálica. *Revista EIA*, 6(12), 139-154. doi:<https://revistas.eia.edu.co/index.php/reveia/article/view/226>
- Asadi-Ghoozhdi, H., Attarnejad, R., Masoodi, A., & Majlesi, A. (2022). Seismic assessment of irregular RC frames with tall ground story incorporating nonlinear soil–structure interaction. *Structures*, 41, 159-172. doi:<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.05.001>
- ASCE/SEI. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Building*. Reston, Virginia, EE. UU.: American Society of Civil Engineers. doi:<http://dx.doi.org/10.1061/9780784412855>
- ASCE/SEI. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, Virginia, EEUU: American Society of Civil Engineers. doi:<https://doi.org/10.1061/9780784414859>
- ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40 Report*, Volumes 1 and 2. California: Applied Technology Council.
- Choque, J., & Luque, E. (2019). Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la norma E.030. 44. Arequipa, Perú. Obtenido de <http://repositorio.unsa.edu.pe/handle/UNSA/8866>
- Flores, E. (2021). Evaluación del desempeño sismorresistente de una edificación mediante Análisis Estático No lineal Pushover: Estudio de caso. *JOURNAL BOLIVIANO DE CIENCIAS*, 17(50). doi:<https://doi.org/10.52428/20758944.v17i50.20>
- Fuentes, S., & Norman, F. (2018). Desempeño sísmico de un edificio de cinco niveles de concreto armado mediante el análisis estático no lineal “PUSHOVER”. Huaraz, Peru.
- GCR17-917-46v3, N. (2017). *Guidelines for Nolinear Structural Analysis for Design of Building*. EE. UU.: Applied Technology Council. doi:<https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.17-917-46v3>
- Guerrero, A., & Lopez, O. (2021). Sobre como un edificio vulnerable resistió sin daños el sismo de Caracas de 1967. *Revista de Ingeniería Sísmica*(106), 31-44. doi:10.18867/RIS.106.585

- LATBSDC. (2020). *An alternative procedure for seismic analysis and design of tall building located in the Los Angeles region*. Los Angeles, EE. UU.: Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council. Obtenido de [https://drive.google.com/file/d/1cBv7S4Eh\\_c8loPtrch7uxIHP9FbQELO\\_/view](https://drive.google.com/file/d/1cBv7S4Eh_c8loPtrch7uxIHP9FbQELO_/view)
- López, O., & Del Re Ruíz, G. (2008). EVALUACIÓN DE LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PARA DETERMINAR LA DEMANDA SÍSMICA EN ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO. *BOLETÍN TÉCNICO IMME*, 46(3), 1-28. doi:[https://ve.scielo.org/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S0376-723X2008000300001](https://ve.scielo.org/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0376-723X2008000300001)
- Luque, O. (2020). Niveles de desempeño sísmico del edificio de ciencias físico matemáticas, según las normas E.030, FEMA 440 y ASCE 41. Puno, Perú: Universidad Nacional del Altiplano. Obtenido de <http://repositorio.unap.edu.pe/handle/UNAP/16756>
- Najam, F. (2018). Nonlinear Static Analysis Procedures for Seismic Performance Evaluation of Existing Buildings – Evolution and Issues. *Facing the Challenges in Structural Engineering*, 180–198. doi:[https://doi.org/10.1007/978-3-319-61914-9\\_15](https://doi.org/10.1007/978-3-319-61914-9_15)
- Olivo, S. (2020). Influencia de la interacción suelo-estructura en el comportamiento sísmico de un edificio de 10 pisos aplicando en software ETABS, Lima-2020. Lima, Perú: Universidad César Vallejo. Obtenido de <https://hdl.handle.net/20.500.12692/66214>
- Pinto, F., Ledezma, C., Abell, J., Astrosa, R., & Dashti, S. (2022). Soil–basement interaction effects on the seismic response of tall buildings with basement levels. *Engineering Structures*, 263(114406). doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114406>
- Porfirio, R., & Torres, G. (2018). Cálculo y Diseño de Edificio Multifamiliar de Concreto Armado Considerando la Interacción Dinámica Suelo – Estructura. Arequipa, Peru. doi:<http://tesis.ucsm.edu.pe/repositorio/handle/UCSM/7756>
- Requena, M., Romero, E., & Morales, A. (2022). Numerical investigation of the contribution of the soil-structure interaction effects to the seismic performance and the losses of RC buildings. *Developments in the Built Environment*, 12(100096). doi:<https://doi.org/10.1016/j.dibe.2022.100096>
- Requena-García-Cruz, M., Bento, R., Durand-Neyra, P., & Morales Esteban, A. (2022). Analysis of the soil structure-interaction effects on the seismic vulnerability of mid-rise RC buildings in Lisbon. *Structures*, 38, 599–617. doi:<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.02.024>

- Rodriguez, A., Bojórquez, E., Reyes, A., Avilés, J., & Ruiz, S. (2017). Determinacion de los espectros de respuesta considerando daño acumulado e interacción suelo-estructura. *Revista de Ingeniería Sísmica*(96), 18-38. doi:10.18867/RIS.96.474
- Saavedra , M. (2020). Desempeño sísmico considerando la interacion suelo-estructra de un edificio multifamiliar de tres niveles, Baños del Inca - Cajamarca. 15. Cajamarca, Perú: Universidad Privada del Norte. Obtenido de <https://hdl.handle.net/11537/24203>
- SEAOC Vision 2000 Committe. (1995). *Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. California: Structural Engineers Association of California.
- Urteaga, W. (2019). Nivel de desempeño sísmico del edificio n° 01 de la institución educativa san ramón (anexo Chontapaccha) considerando la interacción suelo estructura. Cajamarca, Perú.
- Wang, Z., Martinez-Vazquez, P., & Zhaoa, B. (2020). Pushover analysis of structures subjected to combined actions of earthquake and wind. *Engineering Structures*, 221(111034). doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111034>
- Youcef, M., Abderrahmane, K., & Benazouz, C. (2018). Seismic Performance of RC Building Using. *Facing the Challenges in Structural Engineering Proceedings of the 1st GeoMEast International Congress and Exhibition, Egypt 2017 on Sustainable Civil Infrastructures*, 158-169. doi:[https://doi.org/10.1007/978-3-319-61914-9\\_13](https://doi.org/10.1007/978-3-319-61914-9_13)
- Zogh, P., Motamed, R., & Ryan, K. (2021). Empirical evaluation of kinematic soil-structure interaction effects in structures with large footprints and embedment depths. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 149(106893). doi:<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.106893>

## Anexos

### Anexo A. Evidencia de sumisión de tesis

Revista: Revista de Ingeniería Sísmica

Link: <https://smis.mx/index.php/RIS/index>

#### Envío:

The screenshot shows a submission page for the journal 'Revista de Ingeniería Sísmica'. The title of the submission is 'EVALUACIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO CONSIDERANDO LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE SEIS PISOS'. The authors listed are Herwin Roberto Roldán Cruz and Lily Verónica Galpe Sarzo. The page includes navigation tabs for 'Envío', 'Revisión', 'Editorial', and 'Producción'. Below the title, there is a section for 'Archivos de envío' (Submitted files) with a search bar and a list of files. One file is listed: 'herwin-rolan-EVAL-DEL-SISM-SUELO-ESTRUCTURA-EDIF-CAJON.pdf', dated July 3, 2023, and marked as 'Artículo científico'. A 'Descargar todos los archivos' button is present. At the bottom, there is a 'Discusiones prerrevisión' (Pre-review discussions) section with an 'Añadir discusión' button and a list of discussion items.

#### Recepción:

[RIS] Acuse de recibo de envío



isismica@outlook.com

Para: Herson Duberly Pari Cusi



Lun 03/07/2023 23:11

Herson Duberly:

Gracias por enviar el manuscrito "EVALUACIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO CONSIDERANDO LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE SEIS PISOS" a Revista de Ingeniería Sísmica. Con nuestro sistema de gestión de revistas en línea, podrá iniciar sesión en el sitio web de la revista y hacer un seguimiento de su progreso a través del proceso editorial.

URL del manuscrito: <https://smis.mx/index.php/RIS/authorDashboard/submission/655>

Nombre de usuario/a: herson-pari

En caso de dudas, contacte conmigo. Gracias por elegir esta revista para publicar su trabajo.

Edén Bojórquez Mora - Francisco L. Silva González

**Dr. Edén Bojórquez Mora**

**Dr. Francisco L. Silva González**

Editores Revista de Ingeniería Sísmica

<https://smis.mx/>

Responder

Reenviar



## Anexo B. Copia de Resolución.



"AÑO DEL BICENTENARIO DEL PERÚ: 200 AÑOS DE INDEPENDENCIA"

### RESOLUCIÓN N° 0150/A-2021/UPeU-FIA-CF-T

Lima, Ñaña 30 de marzo de 2021

#### VISTO:

El expediente de los (las) bachilleres Lily Verónica Quispe Saravia, identificados(as) con Código Universitario N° 201120951, de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Peruana Unión;

#### CONSIDERANDO:

Que la Universidad Peruana Unión tiene autonomía académica, administrativa y normativa, dentro del ámbito establecido por la Ley Universitaria N° 30220 y el Estatuto de la Universidad;

Que la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Peruana Unión, mediante sus reglamentos académicos y administrativos, ha establecido las formas y procedimientos para la aprobación e inscripción del perfil de proyecto de tesis en formato artículo y la designación o nombramiento del asesor para la obtención del título profesional;

Que Lily Verónica Quispe Saravia, han solicitado: la inscripción del perfil de proyecto de tesis titulado "Evaluación del nivel desempeño sísmico considerando la interacción suelo-estructura, de un edificio de concreto armado de seis pisos destinado a comercio en la ciudad de Juliaca empleando un análisis estático no lineal (PUSHOVER)" y la designación del Asesor, encargado de orientar y asesorar la ejecución del perfil de proyecto de tesis en formato artículo;

Estando a lo acordado en la sesión del Consejo de la Que la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Peruana Unión, celebrada el 30 de marzo de 2021, y en aplicación del Estatuto y el Reglamento General de Investigación de la Universidad;

#### SE RESUELVE:

Aprobar el perfil de proyecto de tesis en formato artículo titulado "Evaluación del nivel desempeño sísmico considerando la interacción suelo-estructura, de un edificio de concreto armado de seis pisos destinado a comercio en la ciudad de Juliaca empleando un análisis estático no lineal (PUSHOVER)" y disponer su inscripción en el registro correspondiente, designar al Ing. Herson Duberly Pari Cusi como ASESOR para que oriente y asesore la ejecución del perfil de proyecto de tesis en formato artículo el cual fue dictaminado por: Ing. Wilson Gomez Paredes y el Ing. Henry Antonio Aguilar Chuquimia, otorgándoles un plazo máximo de doce (12) meses para la ejecución.



Regístrese, comuníquese y archívese.

Mg. María Vallados Atalaya de Comejo  
DECANA



Mg. Sergio Omar Valladares Castillo  
SECRETARIO ACADÉMICO

cc:  
-interesado  
Asesor  
Dirección General de Investigación  
Archivo

## Anexo C. Imágenes adicionales

**Imagen 1:** prueba de resistencia con esclerómetro en viga principal



**Imagen 2:** prueba de resistencia con esclerómetro en viga secundaria



**Imagen 3:** prueba de resistencia con esclerómetro en vigas en escalera

