



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**Evaluación del desempeño sísmico de edificaciones existentes  
actuales en la ciudad de Piura-Perú mediante análisis dinámico no  
lineal (Análisis tiempo / historia).**

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

**Ingeniero Civil**

**AUTORES:**

Ipanaque Ruiz, Jose Geanpiere (orcid.org/0000-0001-6197-7729)

Liviapoma Cortez, Angie (orcid.org/0000-0003-4107-5554)

**ASESOR:**

Mg. Ary Garlyn Marcelo Sanchez (orcid.org/0000-0002-4805-3860)

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:**

Diseño Sísmico y Estructural

**LÍNEA DE RESPONSABILIDAD SOCIAL UNIVERSITARIA:**

Desarrollo sostenible y adaptación al cambio climático

PIURA — PERÚ

2024



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

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

### **Declaratoria de Autenticidad del Asesor**

Yo, MARCELO SANCHEZ ARY GARLYN, docente de la FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA de la escuela profesional de INGENIERÍA CIVIL de la UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO SAC - PIURA, asesor de Tesis titulada: "Evaluación del desempeño sísmico de edificaciones existentes actuales en la ciudad de Piura-Perú mediante análisis dinámico no lineal (Análisis tiempo / historia).", cuyos autores son IPANAQUE RUIZ JOSE GEANPIERE, LIVIAPOMA CORTEZ ANGIE, constato que la investigación tiene un índice de similitud de 20%, verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin, el cual ha sido realizado sin filtros, ni exclusiones.

He revisado dicho reporte y concluyo que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender la Tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad César Vallejo.

En tal sentido, asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada, por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas vigentes de la Universidad César Vallejo.

PIURA, 22 de Julio del 2024

Apellidos y Nombres del Asesor:	Firma
MARCELO SANCHEZ ARY GARLYN DNI: 80225075 ORCID: 0000-0002-4805-3860	Firmado electrónicamente por: ARYMARCELOS el 09-09-2024 20:41:17

Código documento Trilce: TRI - 0830494





**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

### **Declaratoria de Originalidad de los Autores**

Nosotros, IPANAQUE RUIZ JOSE GEANPIERE, LIVIAPOMA CORTEZ ANGIE estudiantes de la de la escuela profesional de INGENIERÍA CIVIL de la UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO SAC - PIURA, declaramos bajo juramento que todos los datos e información que acompañan la Tesis titulada: "Evaluación del desempeño sísmico de edificaciones existentes actuales en la ciudad de Piura-Perú mediante análisis dinámico no lineal (Análisis tiempo / historia).", es de nuestra autoría, por lo tanto, declaramos que la Tesis:

1. No ha sido plagiada ni total, ni parcialmente.
2. Hemos mencionado todas las fuentes empleadas, identificando correctamente toda cita textual o de paráfrasis proveniente de otras fuentes.
3. No ha sido publicada, ni presentada anteriormente para la obtención de otro grado académico o título profesional.
4. Los datos presentados en los resultados no han sido falseados, ni duplicados, ni copiados.

En tal sentido asumimos la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de la información aportada, por lo cual nos sometemos a lo dispuesto en las normas académicas vigentes de la Universidad César Vallejo.

<b>Nombres y Apellidos</b>	<b>Firma</b>
IPANAQUE RUIZ JOSE GEANPIERE <b>DNI:</b> 75208621 <b>ORCID:</b> 0000-0001-6197-7729	Firmado electrónicamente por: JIPANAQUERU16 el 22-09-2024 22:51:17
LIVIAPOMA CORTEZ ANGIE <b>DNI:</b> 73907138 <b>ORCID:</b> 0000-0003-4107-5554	Firmado electrónicamente por: ALIVIAPOMA el 22-09- 2024 22:54:51

Código documento Trilce: INV - 1770897

## **DEDICATORIA**

Dedicado a mi padre Andrés y a mi madre Esperanza, mis hermanos y mi enamorada por sus apoyos incondicionales y sus constantes ayudas para seguir adelante. A mi familia por sus oraciones y palabras de aliento para nunca rendirme.

En memoria a mis recordados Abuelos, Bienvenida y Alberto por ser un ejemplo de vida y ser mi mayor admiración como persona.

Ipanaque Ruiz, José G.

## **AGRADECIMIENTO**

Agradecemos en primer lugar a Dios por darnos vida y salud para poder continuar con nuestros estudios universitarios próximamente a concluir.

Agradecemos a nuestro asesor, por su compromiso y dedicación para que este proyecto sea desarrollado de una manera eficaz.

A nuestros padres por su apoyo incondicional y sus esfuerzos para darnos un estudio superior ante tantas adversidades.

## ÍNDICE DE CONTENIDOS

CARÁTULA.....	i
DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD DEL ASESOR.....	ii
DECLARATORIA DE ORIGINALIDAD DE AUTOR.....	iii
DEDICATORIA .....	iv
AGRADECIMIENTO .....	v
ÍNDICE DE CONTENIDOS.....	vi
ÍNDICE DE TABLAS .....	vii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	viii
RESUMEN .....	ix
ABSTRACT .....	x
I. INTRODUCCIÓN .....	1
II. METODOLOGÍA .....	17
III. RESULTADOS.....	21
IV. DISCUSIÓN .....	65
V. CONCLUSIONES .....	66
VI. RECOMENDACIONES.....	68
REFERENCIAS .....	69
ANEXOS .....	71

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 <i>Niveles de desempeño para estructuras</i> .....	10
Tabla 2 <i>Resumen de factores del escalamiento espectral</i> .....	27

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 <i>Procedimientos de análisis inelásticos.</i> .....	7
Figura 2 <i>Detalle tridimensional de un modelo estructural inelástico</i> .....	7
Figura 3 <i>Factores que afectan el movimiento sísmico del suelo y formas de caracterización de movimientos del suelo.</i> .....	8
Figura 4 <i>Proceso de análisis dinámico no lineal.</i> .....	9
Figura 5 <i>Niveles de desempeño para las estructuras</i> .....	9
Figura 6 <i>Escenarios de peligro sísmico</i> .....	11
Figura 7 <i>Modelo de esfuerzo / deformación del concreto confinado y no confinado.</i> 12	
Figura 8 <i>Modelo de histéresis de Takeda</i> .....	12
Figura 9 <i>Curva paramétrica simple esfuerzo / deformación para el acero estructural</i> .....	13
Figura 10 <i>Modelo de histéresis cinemático para el acero estructural</i> .....	13
Figura 11 <i>Inercias agrietadas para elementos estructurales.</i> .....	14
Figura 12 <i>Parámetros de modelación y criterios de aceptación de rótulas plásticas para vigas.</i> .....	14
Figura 13 <i>Parámetros de modelación y criterios de aceptación de rótulas plásticas para columnas.</i> .....	15
Figura 14 <i>Características del registro sísmico 31/05/1970.</i> .....	21
Figura 15 <i>Registro sísmico sismo 31 de mayo 1970 componente este – oeste</i> .....	22
Figura 16 <i>Registro sísmico sismo 31 de mayo 1970 componente norte – sur</i> .....	22
Figura 17 <i>Características del registro sísmico 3/10/1974.</i> .....	23
Figura 18 <i>Registro sísmico 3 de octubre 1974 componente este – oeste</i> .....	23
Figura 19 <i>Registro sísmico 3 de octubre 1974 componente norte – sur.</i> .....	24
Figura 20 <i>Características del registro sísmico 3/10/1974.</i> .....	24
Figura 21 <i>Registro sísmico sismo 9 de noviembre de 1974 componente este – oeste</i>	



.....	25
Figura 22 <i>Registro sísmico sismo 9 de noviembre de 1974 componente norte – sur</i>	25
.....	25
Figura 23 <i>Ajuste espectral sismo 1970 –Mw: 7.8 – Componente: E-O</i> .....	26
Figura 24 <i>Ajuste espectral sismo 1970 –Mw: 7.8 – Componente: N-S</i> .....	26
Figura 25 <i>Ajuste espectral sismo 1974 –Mw: 7.2 – Componente: E-O</i> .....	26
Figura 26 <i>Ajuste espectral sismo 1974 –Mw: 7.2 – Componente: N-S</i> .....	26
Figura 27 <i>Ajuste espectral sismo 1974 –Mw: 7.6 – Componente: E-O</i> .....	27
Figura 28 <i>Ajuste espectral sismo 1974 –Mw: 7.6 – Componente: N-S</i> .....	27
Figura 29 <i>Escalado sismo 1970 – Mw: 7.8 – Componente E-O</i> .....	28
Figura 30 <i>Escalado sismo 1970 – Mw: 7.8 – Componente N-S</i> .....	28
Figura 31 <i>Escalado sismo 1974 – Mw: 7.6 – Componente E-O</i> .....	29
<b>Figura 32</b> <i>Escalado sismo 1974 – Mw: 7.6 – Componente N-S</i> .....	29
Figura 33 <i>Escalado sismo 1974 – Mw: 7.2 – Componente E-O</i> .....	30
Figura 34 <i>Escalado sismo 1974 – Mw: 7.2 – Componente N-S</i> .....	30
Figura 35 <i>Definición de propiedades lineales del concreto</i> .....	32
Figura 36 <i>Definición de propiedades no lineales del concreto</i> .....	33
Figura 37 <i>Definición de propiedades lineales del acero</i> .....	34
Figura 38 <i>Definición de propiedades no lineales de acero</i> .....	35
Figura 39 <i>Definición de sección columnas</i> .....	36
Figura 40 <i>Definición acero de refuerzo de columna</i> .....	37
Figura 41 <i>Definición de inercias agrietadas columnas</i> .....	38
Figura 42 <i>Definición sección viga</i> .....	39
Figura 43 <i>Definición de acero de refuerzo de vigas</i> .....	40
Figura 44 <i>Definición de inercias agrietadas en vigas</i> .....	41
Figura 45 <i>Asignación de rótulas plásticas en columnas</i> .....	42

Figura 46	<i>Criterios de aceptación para definición de rótulas plásticas en columnas</i>	43
Figura 47	<i>Asignación de rótulas plásticas en vigas</i> .....	44
Figura 48	<i>Criterios de aceptación para definición de rótulas plásticas en vigas</i> .....	45
Figura 49	<i>Definición de espectro de respuesta</i> .....	46
Figura 50	<i>Definición de registro sísmico</i> .....	47
Figura 51	<i>Definición ajuste espectral</i> .....	48
Figura 52	<i>Definición de caso gravitacional</i> .....	49
Figura 53	<i>Definición de fuente de masa</i> .....	50
Figura 54	<i>Datos de casos de carga, definición modal</i> .....	51
Figura 55	<i>Definición de caso de carga: gravitacional</i> .....	52
Figura 56	<i>Definición de parámetros de amortiguación de integración directa</i> .....	53
Figura 57	<i>Definición de casos de carga</i> .....	55
Figura 58	<i>Definición de parámetros de amortiguación de integración directa</i> .....	56
Figura 59	<i>Definición de parámetros del método de Newmark</i> .....	57
Figura 60	<i>Desplazamiento dirección X</i> .....	58
Figura 61	<i>Desplazamiento dirección Y</i> .....	58
Figura 62	<i>Derivas de piso dirección X</i> .....	59
Figura 63	<i>Derivas de piso dirección Y</i> .....	60
Figura 64	<i>Aceleración absoluta dirección X</i> .....	61
Figura 65	<i>Aceleración absoluta dirección Y</i> .....	61
Figura 66	<i>Formación de rótulas plásticas sismo 1970 – Mw. 7.8</i> .....	62
Figura 67	<i>Formación de rótulas plásticas sismo 1974 – Mw. 7.2</i> .....	63
Figura 68	<i>Formación de rótulas plásticas sismo 1974 – Mw. 7.2</i> .....	64

## RESUMEN

En la presente tesis se analiza una edificación de tres pisos de concreto armado aporticada destinada a vivienda, ubicada en la ciudad de Piura – Perú. El objetivo del estudio es determinar el desempeño estructural en base al análisis dinámico no lineal tiempo / historia (NLRHA por sus siglas en inglés).

A partir de la información obtenida en planos se modeló la edificación en tres dimensiones en el software Etabs, considerando parámetros de no linealidad geométrica y del material de construcción. Para la definición de la demanda se usó el espectro de respuesta elástico establecido en la normativa E.030 y se seleccionó registros sísmicos compatibles a la implantación de la edificación propiamente ajustados y escalados. Los sismos seleccionados de la base de datos del CESMD-USGS fueron el sismo del 31 de mayo de 1970 ( $M_w$ . 7.8), el sismo del 3 de octubre de 1974 y ( $M_w$ . 7.6) el sismo del 9 de noviembre de 1974 ( $M_w$ . 7.2), todos ocurridos en territorio peruano.

Mediante el análisis dinámico no lineal (NLRHA) se definió los casos modales correspondientes para este tipo de análisis, una vez concluido el análisis se procesó los resultados en términos de desplazamientos, derivas de piso, aceleraciones absolutas y nivel de daño. El nivel de desempeño obtenido para el sismo de diseño fue de seguridad de vida, lo que garantiza la vida de los habitantes durante un sismo, pero no estabilidad estructural demostrando su alta vulnerabilidad ya que luego del sismo la edificación necesitará ser rehabilitada o reforzada.

**Palabras clave:** Desempeño estructural, análisis dinámico, análisis no lineal, tiempo historia.

## ABSTRACT

In this thesis, a three-story reinforced concrete frame building intended for residential use, located in the city of Piura, Peru, is analyzed. The objective of the study is to determine the structural performance based on nonlinear response history analysis (NLRHA).

Using the information obtained from As-Built plans, the building was modeled in three dimensions in the software Etabs, considering geometric and material nonlinearity parameters. For defining the demand, the elastic response spectrum established in the E.030 standard was used, and seismic records compatible with the location of the building were selected, properly adjusted, and scaled. The selected earthquakes from the CESMD-USGS database were the earthquake on May 31, 1970 ( $M_w$ .7.8), the earthquake on October 3, 1974 ( $M_w$ .7.6), and the earthquake on November 9, 1974 ( $M_w$ .7.2), all occurring in Peruvian territory.

Through the nonlinear response history analysis (NLRHA), the corresponding modal cases for this type of analysis were defined. Once the analysis was completed, the results were processed in terms of displacements, story drifts, absolute accelerations, and damage level. The performance level obtained for the design earthquake was life safety, which ensures the safety of the inhabitants during an earthquake, but not structural stability, demonstrating its high vulnerability as the building will need to be rehabilitated or reinforced after the earthquake.

**Keywords:** Structural performance, dynamic analysis, nonlinear analysis, time history analysis.

## I. INTRODUCCIÓN

Los eventos sísmicos a nivel mundial han significado un peligro latente para la seguridad y la vulnerabilidad sísmica de los centros urbanos. Durante los años 2000 a 2021, en el mundo los desastres naturales causaron la muerte de 1.35 millones de personas (Naciones Unidas, 2016), donde más del 50% de estas tragedias se debieron a terremotos. Las naciones en vías de desarrollo fueron las más afectadas por estos fenómenos, representando el 90% de las muertes relacionadas con desastres naturales, incluyendo terremotos. Además, en los últimos años los eventos sísmicos han ocasionado pérdidas económicas por encima de los \$34 mil millones (Banco Mundial, 2023).

Perú, está ubicado en la región con más actividad sísmica del mundo, ya que en esta zona conocida como el cinturón de fuego del pacífico se libera más del 80% de la energía almacenada del planeta en forma de sismos y erupciones volcánicas. Perú se encuentra en zona de subducción entre las placas tectónicas de Nazca y Sudamericana proceso que provocó el levantamiento de la cordillera Andina, dando origen a la presencia de fallas geológicas y fracturas, generando sismos de diversas magnitudes y focos ubicados a diferentes profundidades, sismos conocidos como corticales (Instituto Geofísico del Perú, 2017).

La región de Piura ha experimentado actividad sísmica en el pasado debido a su geología, se estima que aproximadamente el 70% del suelo urbano de la ciudad fue ocupado por construcciones informales, lo que agrava aún más el riesgo sísmico en la región. Esta realidad resalta la importancia de comprender la vulnerabilidad de las edificaciones frente a actividad sísmica, centrándose particularmente en el estudio del comportamiento sísmico de las estructuras (Chambi Echeagaray et al., 2023).

El colapso de numerosas estructuras de hormigón armado durante los terremotos ha llevado a los ingenieros estructurales a la necesidad de evaluar el desempeño sísmico de diferentes infraestructuras (Bracci et al., 1997), a través de los años distintos investigadores han planteado conceptos y métodos para evaluar el comportamiento estructural ante sismos de magnitudes distintas (Núñez, 2023).

Para realizar la evaluación sísmica por desempeño existen varios procedimientos de análisis no lineal, la selección del procedimiento depende directamente de los

modelos estructurales, representación de los movimientos sísmicos, los objetivos de desempeño, la cantidad de recursos disponibles y los niveles de incertidumbre aceptados para cada metodología (FEMA 440, 2005)

El análisis dinámico no lineal, procedimiento con el cual se obtiene el nivel de desempeño estructural de edificaciones en base a demandas sísmicas más cercanas a la realidad de cada implantación del proyecto, siendo un proceso más complejo y con altos estándares de cálculo, actualmente el análisis dinámico no lineal se lo utiliza por investigadores y análisis de estructuras de especial importancia (Handana et al., 2018).

La investigación que se desarrolla pretende contribuir con el objetivo 11 de acuerdo con los objetivos de la ONU. Actualmente muchos de los asentamientos en Perú, están compuesto por construcciones de índole informal, sin supervisión ni expedientes técnicos que controlen sus construcciones (ONU, 2015).

La presente investigación tuvo como justificación el alto índice de informalidad en la construcción de edificaciones en la región Piura, lo que motivo a generar nuevos o mejores conocimientos que contribuyan a mejorar las condiciones de las construcciones actuales disminuyendo la vulnerabilidad de las edificaciones en zonas urbanas, dando como resultados edificaciones analizadas, diseñadas y construidas con materiales, técnicas de calidad y con metodologías actuales.

De acuerdo con la realidad mencionada, se llegó a plantear el siguiente problema general: ¿Cuál es el desempeño sísmico de las estructuras existentes en la ciudad de Piura bajo análisis no lineal? Para responder ello, se plantearon los siguientes problemas específicos: ¿Cuál es el desempeño de las estructuras existentes en relación con los niveles de desempeño planteados en la E.030?, ¿Cómo afecta al análisis sísmico la selección de acelerogramas compatibles al régimen tectónico de la zona de estudio? y ¿Cuál es el comportamiento estructural de las edificaciones bajo análisis dinámico no lineal tiempo / historia?

Para el desarrollo de esta investigación, se planteó como objetivo general: Evaluar el desempeño sísmico de una edificación existente en la ciudad de Piura-Perú mediante análisis dinámico no lineal (Análisis tiempo / historia). Teniendo como objetivos específicos para alcanzar este: 1. Seleccionar registros sísmicos que sean

compatibles con el régimen tectónico de la ciudad de Piura-Perú. 2. Aplicar la metodología de análisis dinámico no lineal (Análisis tiempo / historia). 3. Determinar el desempeño sísmico ante los niveles de amenaza requeridos por la normativa técnica E.030 en el edificio de estudio.

Como hipótesis se planteó que, al analizar el desempeño sísmico de estructuras existentes en la localidad de Piura bajo análisis dinámico no lineal las estructuras cumplirán los niveles de desempeño sísmico planteados en la normativa E.030.

Para establecer una base referencial sólida, se realizó una revisión documental profunda, en otras investigaciones a nivel nacional e internacional. De las cuales se tienen a continuación, los siguientes antecedentes internacionales:

Otani (1980). en su artículo de investigación *“Análisis dinámico no lineal de estructuras de construcción de hormigón armado”* Otani examina el análisis dinámico no lineal de estructuras de edificios de hormigón armado. El análisis no lineal de un edificio de hormigón armado es difícil principalmente porque la deformación inelástica no se limita a secciones críticas (vigas / columnas), sino que se extiende por toda la estructura además porque la rigidez del hormigón armado depende de su historial de deformaciones. Nos menciona el comportamiento de los miembros de hormigón armado y sus subconjuntos observados durante las pruebas de laboratorio. Luego revisan diferentes modelos analíticos y de histéresis de elementos de hormigón armado, y se discute su aplicación a la simulación del comportamiento de modelos de construcción.

(Khatiwada et al., 2023) en su artículo de investigación *“Análisis dinámicos no lineales que utilizan macromodelos de estructuras de construcción de hormigón armado y acelerogramas específicos del sitio aplica”* él nos menciona que el procedimiento de análisis no lineal (tiempo / historia) para predecir la demanda sísmica, teniendo la ductilidad y la sobre resistencia y los efectos de los fenómenos dinámicos, incluida la degradación cíclica de la resistencia y la rigidez en las estructuras, de manera directa y expedita. A su vez nos dice que el análisis NLTHA es capaz de capturar el comportamiento de respuesta cíclica.

(Abd-Elhamed et al., 2023) en su investigación llamada *“Análisis no lineal de edificios de hormigón armado con diferentes alturas y sistemas de forjado”*. Emplearon dos

métodos disponibles de análisis dinámico no lineal tiempo / historia y análisis estático no lineal, conocido como análisis pushover, para estudiar e investigar de manera integral el desempeño sísmico de estructuras de varios pisos con diferentes sistemas de piso. El enfoque de esta investigación también está la dirigieron a evaluar los valores reales del factor de reducción / modificación de respuesta para cada modelo de edificio y luego evaluaron los valores de diseño recomendados por el código. Los dos modelos estructurales son tridimensionales de 5, 10 y 15 pisos, analizados en ETABS considerando la no linealidad material y geométrica. ellos consideraron y escala un conjunto de siete pares de registros sísmico de acuerdo al ASCE-16. Los resultados que obtuvieron revelan que tipo de losa impacta significativamente en la respuesta sísmica del edificio.

Haider et al., (2021). en su investigación llamada análisis dinámico no lineal del modelo de edificio rc de dos plantas realizaron un estudio en Malasia en donde los edificios han sufrido el deterioro del hormigón debido a los movimientos sísmicos procedentes de campos lejanos o cercanos. Ellos indican que La mayoría de las construcciones en este país están diseñadas basándose en la carga del viento. Por lo tanto, su objetivo de este estudio fue evaluar el desempeño de un edificio de concreto reforzado de un instituto educativo privado con una estructura genérica de dos pisos en 3D bajo múltiples movimientos sísmicos. El modelo estructural se examinó bajo una serie de movimientos sísmicos que incluyen escenarios previos al sismo, choque principal y réplica. Se seleccionaron un total de 7 movimientos sísmicos del suelo para cuantificar el modelo estructural mediante análisis dinámicos no lineales de historia del tiempo. El resultado de este estudio ha identificado que el modelo de edificio de poca altura sobrevivió con valores de PGA más altos. Se registraron daños moderados después de pasar por múltiples movimientos del suelo. Además, las bajas vibraciones sísmicas con grandes movimientos del suelo habían provocado que la planta baja actuara como un piso blando. El estudio de Haider concluyó que el modelo de construcción de poca altura tenía una mayor tendencia a absorber valores "g" de bajos a altos y resistir la carga sísmica debido a la resistencia de la estructura aporticada.

Berahman (2010) en su estudio llamado "Evaluación sísmica basada en el desempeño del Icon Hotel en Dubai, Emiratos Árabes Unidos" realizaron el análisis



por desempeño sísmico de un edificio híbrido en forma de rosquilla de 160m de altura con un diámetro exterior de 165m, con un diseño arquitectónico para hotel y residencia, el sistema estructural consta de dos muros centrales de hormigón mega acoplados por mega armaduras de acero, bajo la metodología del análisis dinámico no lineal, los niveles de desempeño cumplen con los objetivos, los resultados de la investigación de Berahman arrojaron el siguiente análisis : el edificio se comportará de la manera adecuada en futuros terremotos.

Como antecedentes nacionales tuvimos las siguientes investigaciones:

Hurtado (2021). en su investigación llamado "Optimización del diseño estructural aplicando análisis no lineal en el proyecto consultorios médicos en la ciudad de Piura" se plantea como objetivo potenciar el diseño estructural de un proyecto de consultorios médicos en la localidad de Piura, mediante análisis no lineal, estático y dinámico, usando como software Midas Gen. El modelo estructural de su investigación fue optimizado a partir de la norma E.030. El análisis dinámico no lineal capturo el comportamiento histerético de los elementos bajo el modelo de Takeda, para los registros sísmicos se usó los sismos de Lima 1970, Pisco 2007 y Arequipa 2018, siendo escalados al espectro objetivo de la normativa peruana, sus resultados a nivel de derivas máximas se dieron con el sismo de Lima dando valores de 0.010 y 0.013 en las direcciones de análisis X e Y.

Palacios (2016). En su investigación titulada "Evaluación del desempeño sísmico aplicando el análisis dinámico incremental del pabellón D de la escuela profesional de ingeniería agrícola de la universidad nacional de Piura". evalúan el comportamiento sísmico del bloque D de la Universidad Nacional de Piura, la cual su construcción termino en el año 2017, que es un bloque de tres pisos con una área por piso de 303 m<sup>2</sup>, la universidad al ser considerada por la E.030 como una estructura esencial, el análisis del desempeño sísmico es importante. Se uso el análisis dinámico en el tiempo, la estructura a distintas intensidades se observó los resultados de derivas y su comportamiento no lineal de los elementos a través de rótulas plásticas, usaron el software Etabs, a partir de planos estructurales y definiendo las propiedades de los materiales usados, se obtuvieron resultados de las derivas, aceleración máxima de la edificación, cortante última, el coeficiente de reducción sísmicas, etc. los resultados

fueron comparados con la norma E.030, VISION 2000, FEMA 368, FEMA 273, ATC 40 y ATC 19.

Samaniego y Sánchez (2020). “Vulnerabilidad sísmica empleando el análisis dinámico no lineal incremental de una vivienda multifamiliar Ate-Lima 2020”, el objetivo principal de los investigadores fue obtener la vulnerabilidad sísmica mediante análisis no lineal dinámico en el tiempo, para lo cual se usó el software Seimo Struct v6, la edificación a analizar es un edificio escolar existente, se definió las propiedades no lineales de los materiales y sus curvas de degradación. Se obtuvo las curvas de fragilidad y las matrices de daños para conocer el estado de daño de la edificación. Las normativas bases de la investigación fueron FEMA 356 y ASCE 41-13.

La Rosa y Vila (2019). “Comportamiento estructural del edificio Prima Tower mediante el análisis dinámico no lineal.” en base a la complejidad arquitectónica y el riesgo sísmico actual los autores se plantearon la investigación donde el daño estructural en función al factor de zonificación sísmica, en termino de períodos de retorno. El objetivo de estudio fue analizar el comportamiento dinámico no lineal de la estructura según E.030, la demanda sísmica, el comportamiento estático y dinámico de la estructura, en donde se determinó la capacidad de la estructural. El análisis tiempo historia uso sismo de los años 1966, 1970, 1974 escalados para diferentes tiempos de retorno, mediante el SeismoMatch 2018, Etabs proporciono los siguientes resultados: las máximas fuerzas cortantes que generan el máximo desplazamiento, llegando a la conclusión que el sismo de 1966 la estructura tuvo daños mínimos y fisuras mientras que los otros sismos de 1970 y 1974 determinaron daños considerables con respecto a los cortantes de diseño en los períodos de retorno de 475 y 970 años.

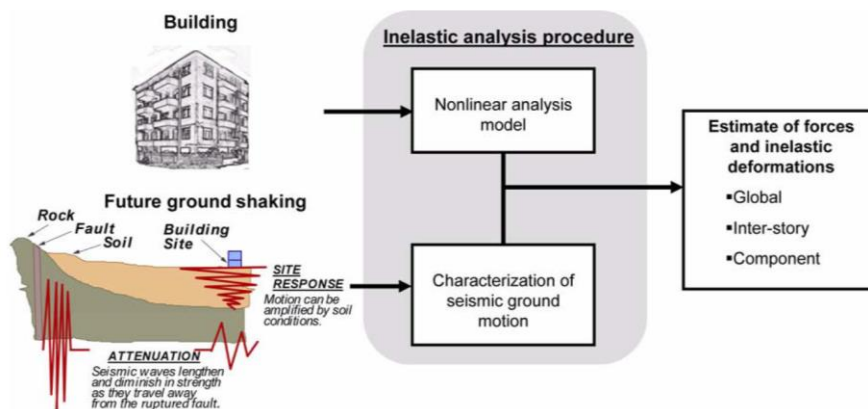
Gallardo (2023) en su investigación titulada “Análisis estático y dinámico no lineal en el desempeño sismorresistente de un colegio diseñado bajo la norma E.030 en Ferreñafe” Gallardo realizó la evaluación minuciosa del edificio de la institución educativa Héctor René Lanegra Romero, en base al diseño sistémico 780, conforme a la normativa E.030. El objetivo principal de su investigación es determinar el desempeño estructural de dicha infraestructura, se usó análisis dinámico y estático no lineal, la información que se obtuvieron son las curvas de capacidad, la identificación de puntos de plasticidad en la estructura y si bajo una sacudida sísmica

la edificación es lo suficientemente resistente. Bajo estos resultados plantearon medidas de refuerzo de ser necesario.

A continuación, se presentan las bases teóricas y enfoques conceptuales del estudio:

En la actualidad existen varios tipos de análisis y metodologías en el estudio del comportamiento sísmico de estructuras, la selección depende del detallado del modelo estructural y caracterización sísmica, un correcto manejo del análisis no lineal ayuda a predecir el comportamiento de las estructuras durante sísmico en base a los resultados de distorsiones inelásticas y deformaciones (FEMA 440, 2005).

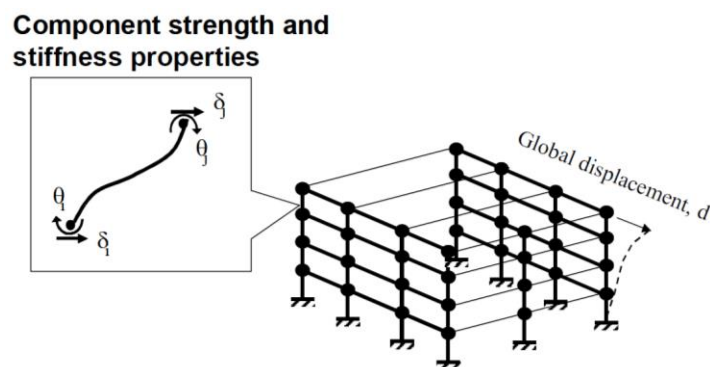
**Figura 1** Procedimientos de análisis inelásticos.



Fuente: (FEMA 440, 2005).

El modelo estructural para análisis inelásticos deben poseer propiedades post elásticas de resistencias y deformación que representa las propiedades inelásticas de los materiales (FEMA 440, 2005).

**Figura 2** Detalle tridimensional de un modelo estructural inelástico

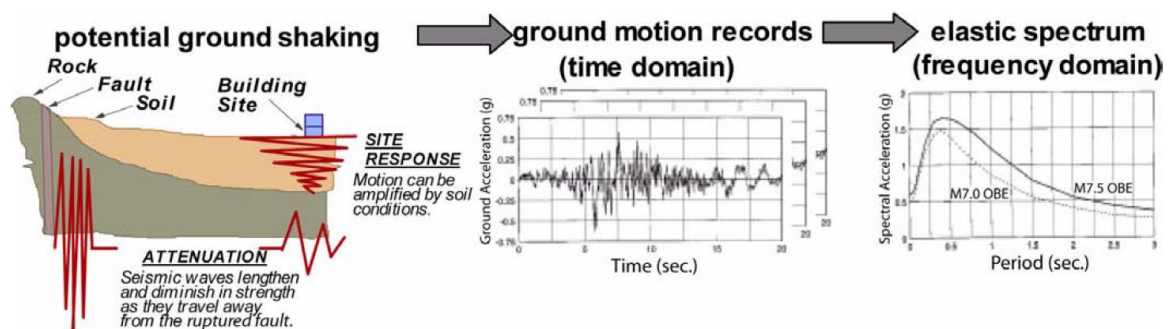


Fuente: (FEMA 440, 2005).

Otra parte fundamental del análisis no lineal es la caracterización del sismo en donde la amplitud, fase y el contenido de frecuencia del mismo depende de las características del epicentro como: magnitud, mecanismo de ruptura, etc., además las ondas sísmicas se ven alteradas por el medio que se propagan desde el epicentro hasta ser afectadas por los efectos locales de sitio (FEMA 440, 2005).

Existen dos caracterizaciones para el movimiento del suelo, la selección depende del nivel de detallado en los resultados que se quiera alcanzar, puede ser los registros sísmicos (acelerogramas) o los espectros elásticos establecidos por las normativas de cada país (FEMA 440, 2005).

**Figura 3** Factores que afectan el movimiento sísmico del suelo y formas de caracterización de movimientos del suelo.



Fuente: (FEMA 440, 2005).

Para la presente investigación se utilizará tres pares de registros sísmicos en función de sus aceleraciones, cada par de registro incluirá las dos componentes horizontales (Norma E.030 Diseño Sismorresistente, 2018).

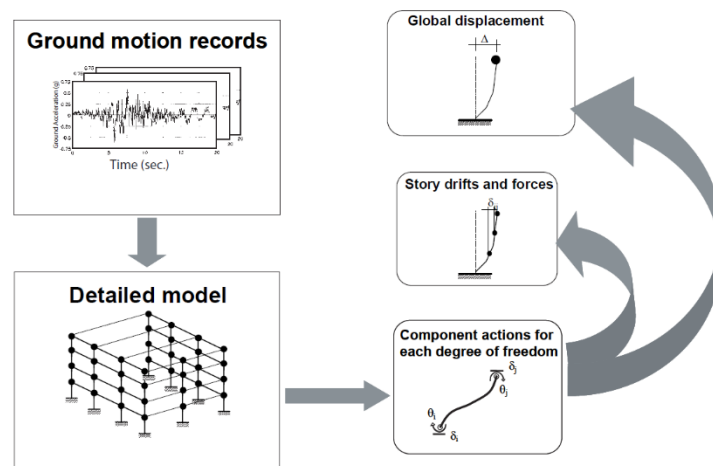
Los conjuntos de registro sísmicos consistirán en un par de componentes de aceleraciones horizontales, seleccionadas y escaladas de eventos característicos, la selección dependerán de las magnitudes, distancia a las fallas y mecanismos de fuente (Norma E.030 Diseño Sismorresistente, 2018).

Para considerar los efectos torsionales los acelerogramas los espectros registrados no deben estar por debajo del espectro de respuesta en aceleraciones amortiguadas al 5% considerando para el sismo de diseño los períodos deben estar entre  $0.2T$  y

1.5T (Norma E.030 Diseño Sismorresistente, 2018).

El análisis dinámico no lineal tiempo / historia (NLRHA por sus siglas en inglés No Linear Response History Analysis) usa la combinación de acelerogramas propiamente seleccionados, escalados y ajustados con un detallado modelo estructural en tres dimensiones que considera parámetros de no linealidad que es capaz de producir resultados con un nivel incertidumbre baja, que para grado de libertad produce resultados de distorsión en los elementos estructurales, derivas de piso, desplazamientos, etc (FEMA 440, 2005).

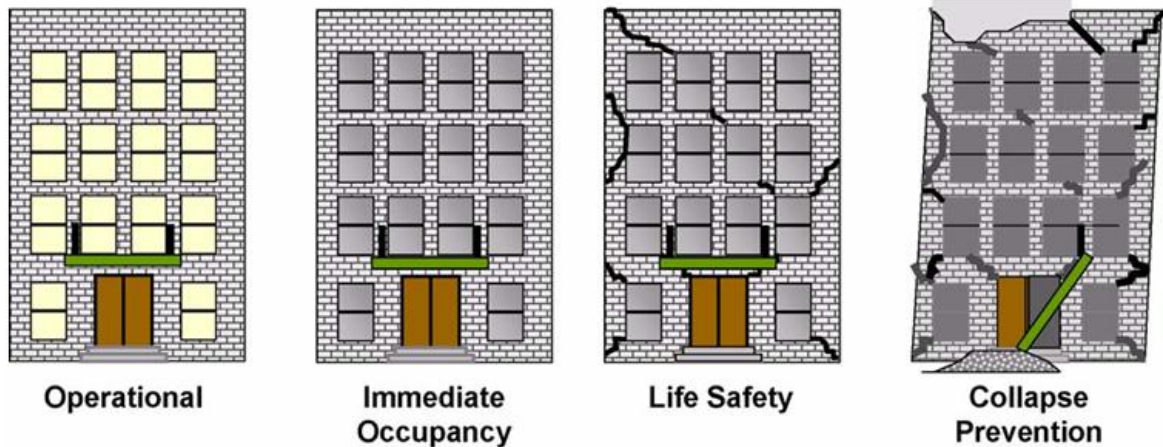
**Figura 4** *Proceso de análisis dinámico no lineal*



*Fuente:* (FEMA 440, 2005).

Otra definición importante para entender los resultados obtenidos en el NLRHA son los niveles de desempeño para las estructuras después de un sismo.

**Figura 5** *Niveles de desempeño para las estructuras*



Fuente: (FEMA 440, 2005)

**Operacional (1-A):** el daño de los componentes no estructurales es mínimo y no existe daños en los elementos estructurales por lo que la funcionalidad de la edificación no se ve afectada.

**Ocupación inmediata (1-B):** todos los componentes estructurales no presentan problemas. Se necesita reparaciones menores en los elementos no estructurales, sin afectar la ocupación del edificio y la seguridad de los habitantes está garantizada.

**Seguridad de vida (3-C):** lo que garantiza este nivel es que no existe riesgo de pérdidas de vidas humanas, existe daño en los elementos no estructurales y en los componentes estructurales el daño es restringido.

**Prevención de colapso:** la estructura pierde su capacidad de resistir cargas verticales, la capacidad de resistir cargas laterales está al límite, por esto la probabilidad es alta que la estructura colapse ante réplicas sísmicas. El daño en los elementos no estructurales es extendido. La seguridad de los habitantes está en riesgo inminente.

**Tabla 1 Niveles de desempeño para estructuras**

NIVELES DE DESEMPEÑO						
NO ESTRUCTURAL	ESTRUCTURAL					
	S-1	S-2	S-3	S-4	S-5	S-6
N-A	1-A OPERACIONAL	2-A	NR	NR	NR	NR

N-B	<b>1-B OCUPACIÓN INMEDIATA</b>	2-B	3-B	NR	NR	NR
N-C	1-C	2-C	<b>3-C SEGURIDAD DE VIDA</b>	4-C	5-C	6-C
N-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
N-E	NR	NR	3-E	4-E	<b>5-E PREVENCIÓN DE COLAPSO</b>	NA

NR= No recomendable

NA = No aplicable

*Fuente: Elaboración propia a partir de datos recogidos en Vision 2000*

La E.030 establece al desempeño como las categorías para evaluar y clasificar el comportamiento esperado de las estructuras luego de un evento telúrico. La normativa peruana establece cuatro niveles de peligro sísmico, cada evento se asocia a su periodo de retorno (o a su probabilidad de excedencia en 50 años). (Norma E.030 Diseño Sismorresistente, 2018).

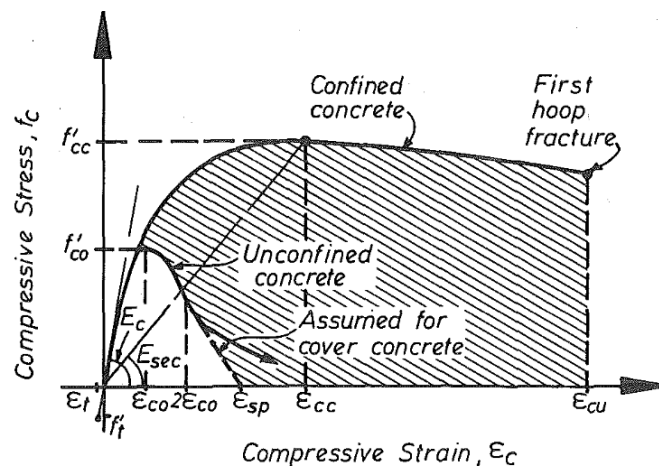
**Figura 6** Escenarios de peligro sísmico

Sismo	Periodo de retorno (años)	Probabilidad de excedencia en 50 años
Frecuente	45	67 %
Ocasional	75	50 %
Raro	475	10 %
Muy Raro	970	5 %

*Fuente: (Norma E.030 Diseño Sismorresistente, 2018).*

Para poder capturar el comportamiento inelástico de los elementos estructurales se utiliza los modelos constitutivos de los materiales. Para la curva de esfuerzo / deformación del hormigón el modelo usando es Mander, que parte de la suposición del comportamiento plástico en las columnas de hormigón armado y que el acero de refuerzo es dúctil asegurando la correcta distribución de momento para evitar el colapso durante una aceleración de suelo (Mander et al., 1989).

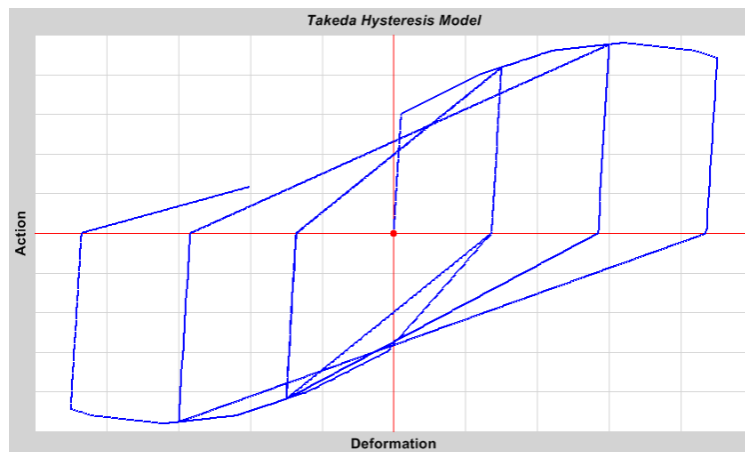
**Figura 7** Modelo de esfuerzo / deformación del concreto confinado y no confinado.



Fuente: (Mander et al., 1989).

El tipo de histéresis para el hormigón es el modelo de Takeda, que captura la respuesta estructural de los elementos que exhiben degradación de la rigidez y capacidad de resistencia debido a la formación de fisuras o grietas (Computers and Structures, 2024).

**Figura 8** Modelo de histéresis de Takeda

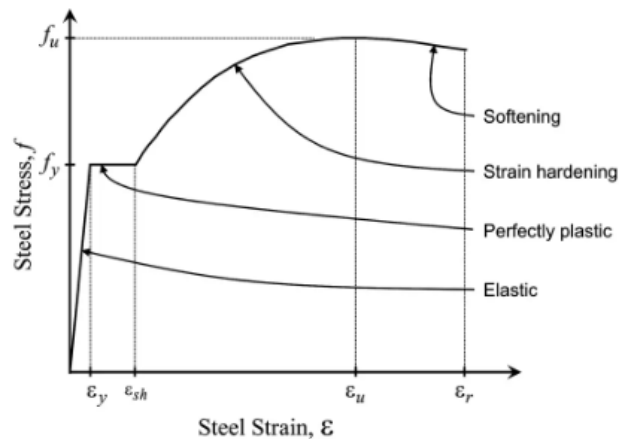


Fuente: (Computers and Structures, 2024).

Para capturar el comportamiento inelástico del acero estructural se usa la curva paramétrica simple esfuerzo / deformación, que representa las 4 regiones de la curva esfuerzo / deformación: la región elástica, la región perfectamente elástica, la región de endurecimiento por deformación y la región de ablandamiento (Computers and Structures, 2024).



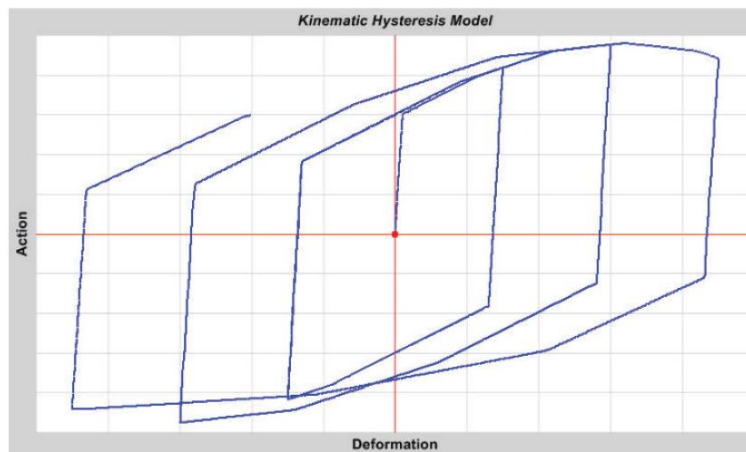
**Figura 9** Curva paramétrica simple esfuerzo / deformación para el acero estructural



Fuente: (Computers and Structures, 2024).

El tipo de histéresis para el acero estructural es el modelo cinemático, que es adecuado para materiales dúctiles, en el proceso de carga y descarga la curva sigue un patrón cíclico no lineal del acero estructural bajo cargas repetidas, como las experimentadas durante los sismos, los ciclos refleja la formación de bucles de histéresis debido a la plastificación y endurecimiento del material (Computers and Structures, 2024).

**Figura 10** Modelo de histéresis cinemático para el acero estructural



Fuente: (Computers and Structures, 2024).

Las inercias agrietadas representan la reducción en rigidez de las secciones estructurales de hormigón armado, esta reducción representa el efecto de grietas o fisuras en los elementos de concreto debido a cargas aplicadas. Su aplicación resulta

en la distribución de esfuerzos y desplazamientos más preciso bajo la aplicación de cargas laterales en análisis de carga a la largo plazo y análisis para una respuesta sísmica permitiendo un mejor resultado de rigidez global y períodos de vibración estructural, datos que son fundamentales para el diseño sísmico de edificaciones  
*Fuente:* (ASCE/SEI 41-17, 2023; Computers and Structures, 2024).

**Figura 11** *Inercias agrietadas para elementos estructurales*

**Table 10-5. Effective Stiffness Values**

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed <sup>a</sup>	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	—
Beams—prestressed <sup>b</sup>	$E I_g$	$0.4E_c A_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_g f'_c$	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_g f'_c$ or with tension	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$ (compression) $E_c A_g$ (tension)
Beam—column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1		$E_c A_g$
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c A_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c A_g$	—
Walls-cracked <sup>b</sup>	$0.5E_c A_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$ (compression) $E_c A_g$ (tension)

<sup>a</sup>For T-beams,  $I_g$  can be taken as twice the value of  $I_g$  of the web alone. Otherwise,  $I_g$  should be based on the effective width as defined in Section 10.3.1.3. For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity should be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses should be used.

<sup>b</sup>See Section 10.7.2.2.

*Fuente:* (ASCE/SEI 41-17, 2023)

Las rótulas plásticas define la capacidad de las secciones estructurales para experimentar deformaciones plásticas, FEMA 440 establece restricciones y criterios numérico para la evaluación de niveles de desempeño, lo cual depende de tipo de elemento estructural, tipo de carga externa y modo de falla esperado (FEMA 440, 2005).

Etabs proporciona una manera sencilla de programar rótulas plásticas automáticas basadas en las tablas del ASCE / SEI 41-17.

**Figura 12** *Parámetros de modelación y criterios de aceptación de rótulas plásticas*

para vigas

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters <sup>a</sup>			Acceptance Criteria <sup>a</sup>				
	Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)				
	a	b		Performance Level				
			c	IO	LS	CP		
<b>Condition i. Beams controlled by flexure<sup>b</sup></b>								
$\frac{V_u}{f_{ce}}$	Transverse reinforcement <sup>c</sup>	$\frac{V_u}{b_w d \sqrt{f_{ce}}}$						
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
<b>Condition ii. Beams controlled by shear<sup>b</sup></b>								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
<b>Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span<sup>b</sup></b>								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
<b>Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint<sup>b</sup></b>								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Note:  $f_{ce}$  in  $\text{lb/in.}^2$  (MPa) units.

<sup>a</sup> Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

<sup>b</sup> Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

<sup>c</sup> "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops ( $V_h$ ) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

<sup>d</sup>  $V$  is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: (ASCE/SEI 41-17, 2023)

Figura 13 Parámetros de modelación y criterios de aceptación de rótulas plásticas

para columnas

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns Other Than Circular with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318

Modeling Parameters	Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle (radians)		
	Performance Level		
Plastic Rotation Angles, <i>a</i> and <i>b</i> (radians) Residual Strength Ratio, <i>c</i>	IO	LS	CP
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height <sup>a</sup> $a = \left( 0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} + 0.63 \rho_t - 0.023 \frac{V_{yE}}{V_{CoIDE}} \right) \geq 0.0$ For $\frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} \leq 0.5$ $b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f_{cE}} \frac{1}{\rho_t} \frac{f_{cE}}{f_{yE}}} - 0.01 \geq a^a$ $c = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} \geq 0.0$	0.15 <i>a</i> ≤ 0.005	0.5 <i>b</i> <sup>b</sup>	0.7 <i>b</i> <sup>b</sup>
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height <sup>c</sup> $a = \left( \frac{1 \rho_t f_{yE}}{8 \rho_t f_{yE}} \right) \geq 0.0$ $b = \left( 0.012 - 0.085 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} + 12 \rho_t^d \right) \geq a$ $c = 0.15 + 36 \rho_t \leq 0.4$	0.0	0.5 <i>b</i>	0.7 <i>b</i>

Notes:  $\rho_t$  shall not be taken as greater than 0.0175 in any case nor greater than 0.0075 when ties are not adequately anchored in the core. Equations in the table are not valid for columns with  $\rho_t$  smaller than 0.0005.  
 $V_{yE}/V_{CoIDE}$  shall not be taken as less than 0.2.  
 $N_{UD}$  shall be the maximum compressive axial load accounting for the effects of lateral forces as described in Eq. (7-34). Alternatively, it shall be permitted to evaluate  $N_{UD}$  based on a limit-state analysis.  
<sup>a</sup> *b* shall be reduced linearly for  $N_{UD}/(A_g f_{cE}) > 0.5$  from its value at  $N_{UD}/(A_g f_{cE}) = 0.5$  to zero at  $N_{UD}/(A_g f_{cE}) = 0.7$  but shall not be smaller than *a*.  
<sup>b</sup>  $N_{UD}/(A_g f_{cE})$  shall not be taken as smaller than 0.1.  
<sup>c</sup> Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-1a) or (10-1b). Modeling parameter for columns controlled by inadequate development or splicing shall never exceed those of columns not controlled by inadequate development or splicing.  
<sup>d</sup> *a* for columns controlled by inadequate development or splicing shall be taken as zero if the splice region is not crossed by at least two tie groups over its length.  
<sup>e</sup>  $\rho_t$  shall not be taken as greater than 0.0075.

Fuente: (ASCE/SEI 41-17, 2023)

A partir de los conceptos presentados el modelamiento estructural, definición de parámetros de no linealidad y selección de acelerogramas, el proceso de análisis dinámico producirá resultados que reflejen el comportamiento sísmico de la edificación propuesta.

El análisis por desempeño en edificaciones en el contexto de la evaluación sísmica es crucial ya que durante un sismo se debe garantizar la seguridad de los ocupantes, la reducción de daños y pérdidas en la protección de la propiedad y la continuidad operativa, el cumplimiento normativo. El análisis dinámico no lineal proporciona las herramientas para asegurar un comportamiento adecuado de las edificaciones durante los sismos, asegurando la resiliencia de las comunidades para poder enfrentarse a catástrofes naturales como los terremotos.

## II. METODOLOGÍA

**Tipo, enfoque y diseño de investigación:** el tema de tesis es una *investigación aplicada*, ya que busco convertir el conocimiento en soluciones prácticas y tangibles que se basó en la aplicación de principios teóricos, técnicas y metodologías existentes en el campo de la ingeniería sísmica basada en desempeño, aplicadas a edificaciones existentes y a la zona de estudio. La finalidad del desarrollo de la investigación fue determinar el desempeño sísmico bajo análisis dinámico no lineal (Organización Para La Cooperación y El Desarrollo Económicos, 2018).

El enfoque de la investigación fue de tipo cuantitativo experimental basado en datos numéricos, mediante análisis estadístico para poder probar la hipótesis planteada y generalizar los resultados se distingue por la recopilación y el análisis de datos numéricos y objetivos, con el propósito de medir variables y determinar relaciones causales entre estas. Para la presente tesis el diseño sísmico por desempeño se basa en la ingeniería estructural la cual se puede diseñar y evaluar de manera cuantitativa.

Para el análisis sísmico se recopiló los datos necesarios para saber la configuración estructural, el comportamiento lineal y no lineal de los materiales y las características sísmicas de la zona para la selección de acelerogramas.

La presente investigación se planteó el objetivo de evaluar el desempeño sísmico de una edificación existente mediante análisis dinámico no lineal (Análisis tiempo / historia), el análisis se lo realizará en una estructura aporticada de 3 pisos de hormigón armado de vigas descolgadas en la ciudad de Piura-Perú.

Se espera determinar el desempeño estructural de la edificación propuesta, con lo cual los resultados podrán determinar el comportamiento sísmico de las estructuras actuales de la ciudad de Piura.

**Variable independiente:**

**V1: Análisis dinámico no lineal**

**Definición conceptual:** método que se utiliza en aquellos casos en los cuales se presentan variaciones en la capacidad de disipación de energía en el rango inelástico (Rochel, 2012).

**Dimensiones:** esta variable está determinada por las metodologías establecidas en

normativas como el FEMA 440, y el código peruano E.030.

### **Variable independiente:**

#### **V2: Desempeño estructural**

**Definición conceptual:** Es la capacidad de una edificación para resistir cargas y deformaciones bajo condiciones de carga como verticales y laterales.

**Dimensiones:** En la definición operacional se estable las dimensiones de la estructura, su comportamiento lineal y no lineal, la definición de acelerogramas todo esto para que el software Etabs pueda establecer un correcto nivel de desempeño.

#### **Indicadores**

Elementos estructurales: columnas, vigas, losas.

Tipo de análisis: análisis dinámico no lineal (Tiempo / historia).

Resultados: desplazamientos máximos, desplazamientos por piso, derivas de piso, aceleraciones máximas de piso, cortante basal, espectro de aceleraciones en el último piso y nivel de daño.

#### **Población**

El presente proyecto de investigación tuvo como objetivo determinar el nivel de desempeño de una estructura existente en la ciudad de Piura mediante el uso del software Etabs. El proyecto contó con toda la información necesaria de su diseño estructural, propiedades mecánicas de los materiales (acero, concreto), y una correcta selección de tres pares de acelerogramas (componentes horizontales).

#### **Muestra**

La muestra fue establecida por una edificación para vivienda de 3 pisos que consta de un sistema estructural de hormigón armado de vigas descolgadas. La investigación se centró en determinar el nivel de desempeño de una edificación en particular.

#### **Instrumento**

El software Etabs se utilizó en la presente investigación ya que cuenta con herramientas para realizar distintos tipos de análisis como el análisis dinámico no lineal (Computers and Structures, 2024)

## Procedimientos

- Se obtuvo información del análisis dinámico no lineal a partir de: artículos científicos, libros, etc. Se usarán códigos como E.030, FEMA-440, FEMA 356, ASCE/SEI 41-13, etc.
- Se eligió las dos componentes horizontales de tres pares de registros sísmicos, para este proceso se utilizó la base de datos del CESMD, los sismos seleccionados cumplieron con el régimen tectónico de la ciudad de Piura.
- Posterior se realizó el ajuste espectral mediante el software Etabs con la metodología de dominio en el tiempo y escalado de acelerogramas mediante hojas de cálculo.
- Se obtuvo los planos estructurales As-Built del edificio en estudio y las propiedades mecánicas de los materiales de construcción en base a lo establecido en la ASCE/SEI 41-13.
- Se cuantificó cargas gravitacionales aplicadas en la edificación, considerando también las cargas vivas establecidas en la normativa E.030.
- Se modeló en el software Etabs la estructura (definición de secciones de vigas, columnas y losas) en donde se tomó en cuenta parámetros propiedades lineales y no lineales de la edificación.
- Se asignó rótulas plásticas automáticas en vigas y columnas en base a los criterios de las tablas del ASCE 41-13.
- Se definió funciones para el espectro elástico definido en el E.030 para el sitio en estudio.
- Se obtendrá e interpretará resultados en base a desplazamientos máximos, derivas de piso, aceleraciones máximas de piso y nivel de daño.

### **Método de análisis de datos**

En base a los resultados obtenidos del software Etabs, los resultados fueron exportados a hojas de cálculo en donde se pudo apreciar los valores obtenidos y se determinó su desempeño.

### **Aspectos éticos**

Un correcto análisis dinámico no lineal permitirá a los ingenieros estructurales diseñar y analizar estructuras que cumpla con normativas actuales y de vanguardia, dando la seguridad a los propietarios de edificaciones que cuenta con diseños estructurales adecuados.



### III. RESULTADOS

Para el procedimiento de selección de registros sísmicos se usó dos componentes horizontales (Este – Oeste; Norte – Sur) de registros de acelerogramas con un mínimo de tres eventos sísmicos. Los siguientes registros sísmicos cumple con los requisitos de compatibilidad: magnitud, mecanismo de falla, distancia a la falla y efectos del suelo.

Los acelerogramas son provenientes de la página web del centro de ingeniería de datos de terremotos (CESMD por sus siglas en inglés) (USGS et al., 2024).

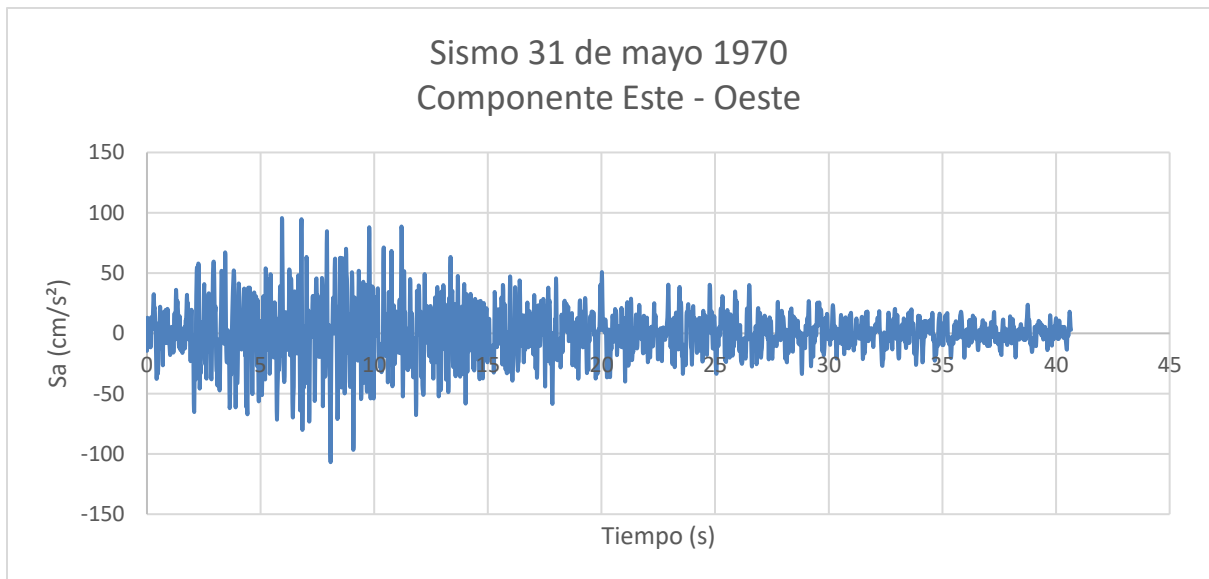
El terremoto de la costa del Perú que sucedió el 31 de mayo de 1970 que con una magnitud de 7.8  $M_w$  (USGS et al., 2024) fue el evento sísmico más devastador en los últimos 300 años en el Perú, su epicentro fue a 44 kilómetros al suroeste del puerto de Chimbote, produjo que la ladera oriental del nevado Huascarán se desprendiera y el aluvión que produjo destruyo todo a su paso hacia la ciudad de Yungay y Ranrahirca, la cual quedó sepultada. El saldo de víctimas mortales a lo largo del país fue de ochenta mil muertos (Miraflores, 2020).

**Figura 14** Características del registro sísmico 31/05/1970

Arequipa, Peru - Geological Institute		Epicentral dist: 373.0 km	
<b>IGP station 001</b>			
<b>Processing by: USGS</b>			
<b>Data Available: corrected acceleration, velocity, displacement, &amp; spectra</b>			
<b>Component: 90</b>	<b>PGA (cm/s/s): -97.75</b>	<b>PGV (cm/s): 6.98</b>	<input type="checkbox"/> Add this to bin
<b>Component: Up</b>	<b>PGA (cm/s/s): 73.52</b>	<b>PGV (cm/s): 4.51</b>	<input type="checkbox"/> Add this to bin
<b>Component: 0</b>	<b>PGA (cm/s/s): -104.82</b>	<b>PGV (cm/s): 4.71</b>	<input type="checkbox"/> Add this to bin

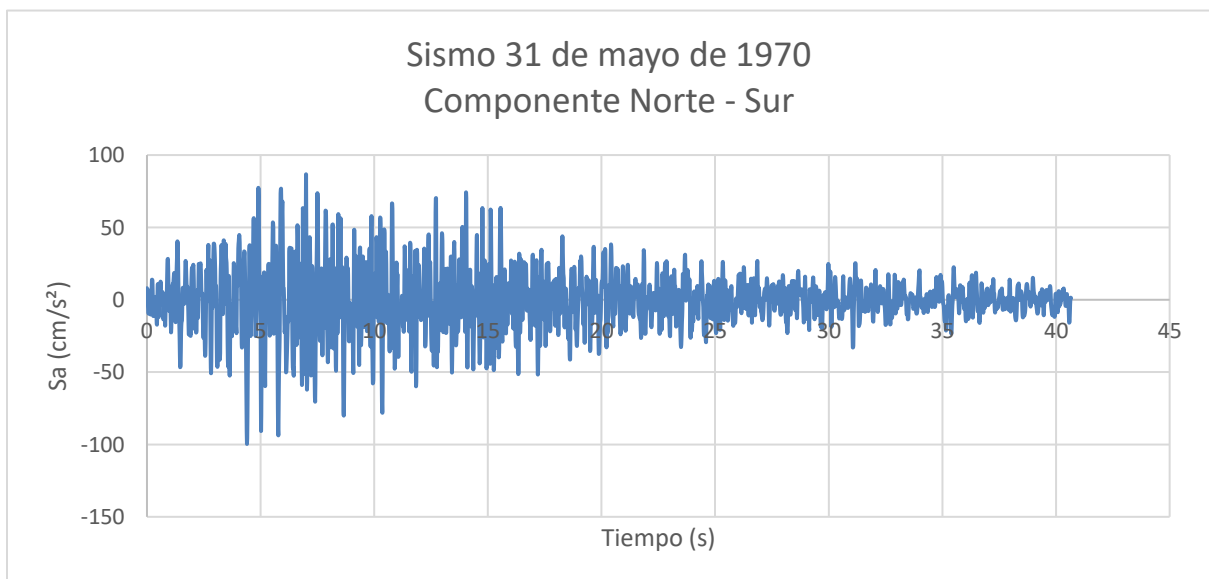
Fuente: (USGS et al., 2024).

**Figura 15** Registro sísmico sismo 31 de mayo 1970 componente este – oeste



*Fuente: Elaboración propia a partir de datos recogidos en (USGS et al., 2024).*

**Figura 16** Registro sísmico sismo 31 de mayo 1970 componente norte – sur



*Fuente: Elaboración propia a partir de datos recogidos en (USGS et al., 2024).*

El siguiente evento sísmico seleccionado es el terremoto que sucedió el 3 de octubre del 1974 que tuvo una magnitud de 7.8  $M_w$  (USGS et al., 2024), afectó a la ciudad de Lima produjo la destrucción de monumentos históricos, edificios públicos, privados y la aparición de tsunamis que golpeó la costa peruana con olas de 5 metros de altura. El epicentro se localizó a 90 kilómetros al sur oeste de la capital. El saldo de víctimas

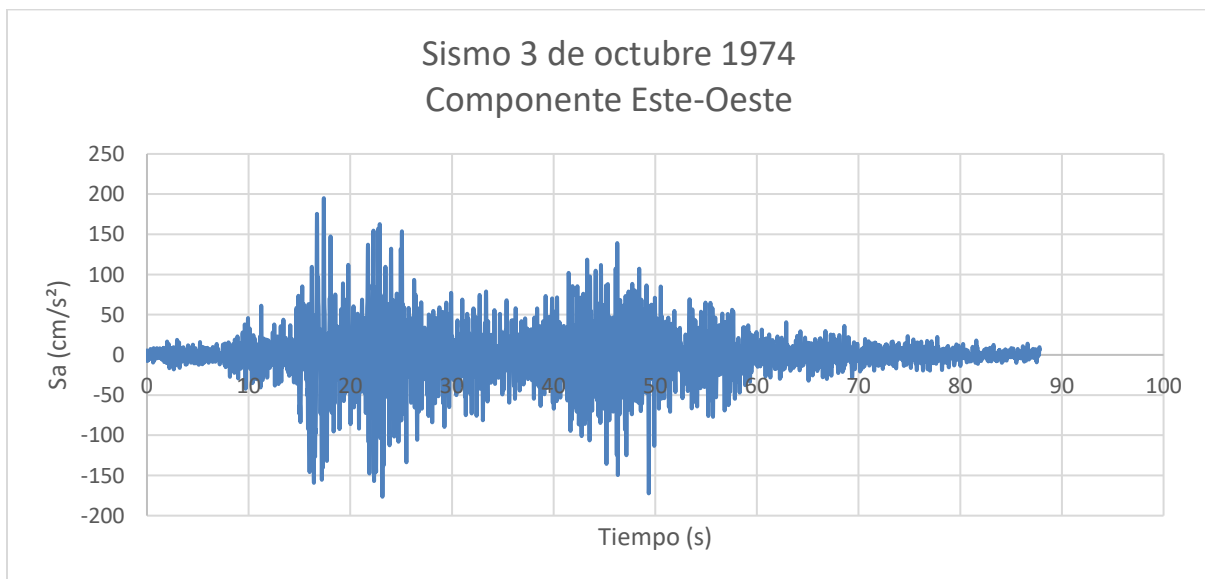
mortales fue de 252 muertos y las pérdidas económicas sumaron 2 mil 700 millones de soles (IGP, 2019)

**Figura 17** Características del registro sísmico 3/10/1974

Lima, Peru - Casa Huaco, Las Gardenias			Epicentral dist: <b>89.0 km</b>
<b>IGP station</b>			
<b>Processing by: USGS</b>			
<b>Data Available: corrected acceleration, velocity, displacement, &amp; spectra</b>			
<b>Component: 90</b>	<b>PGA (cm/s/s): -207.12</b>	<b>PGV (cm/s): 16.94</b>	<input type="checkbox"/> Add this to bin
<b>Component: 0</b>	<b>PGA (cm/s/s): 192.35</b>	<b>PGV (cm/s): -20.48</b>	<input type="checkbox"/> Add this to bin
<b>Component: Up</b>	<b>PGA (cm/s/s): -126.32</b>	<b>PGV (cm/s): 12.00</b>	<input type="checkbox"/> Add this to bin

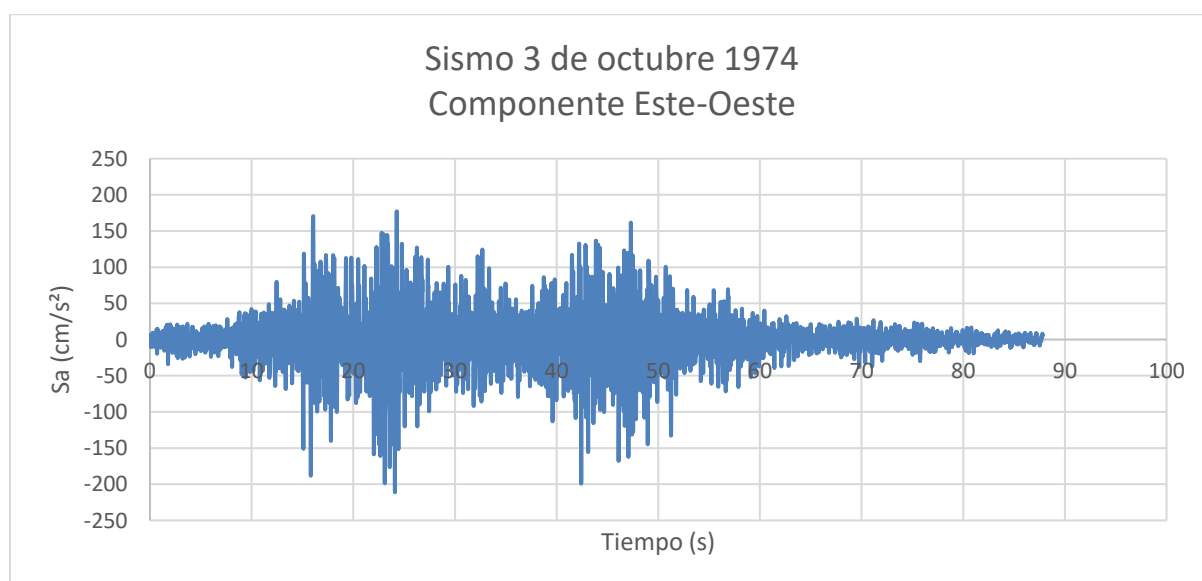
Fuente: (USGS et al., 2024).

**Figura 18** Registro sísmico 3 de octubre 1974 componente este – oeste



Fuente: Elaboración propia a partir de datos recogidos en (USGS et al., 2024).

**Figura 19** Registro sísmico 3 de octubre 1974 componente norte – sur



Fuente: *Elaboración propia a partir de datos recogidos en (USGS et al., 2024).*

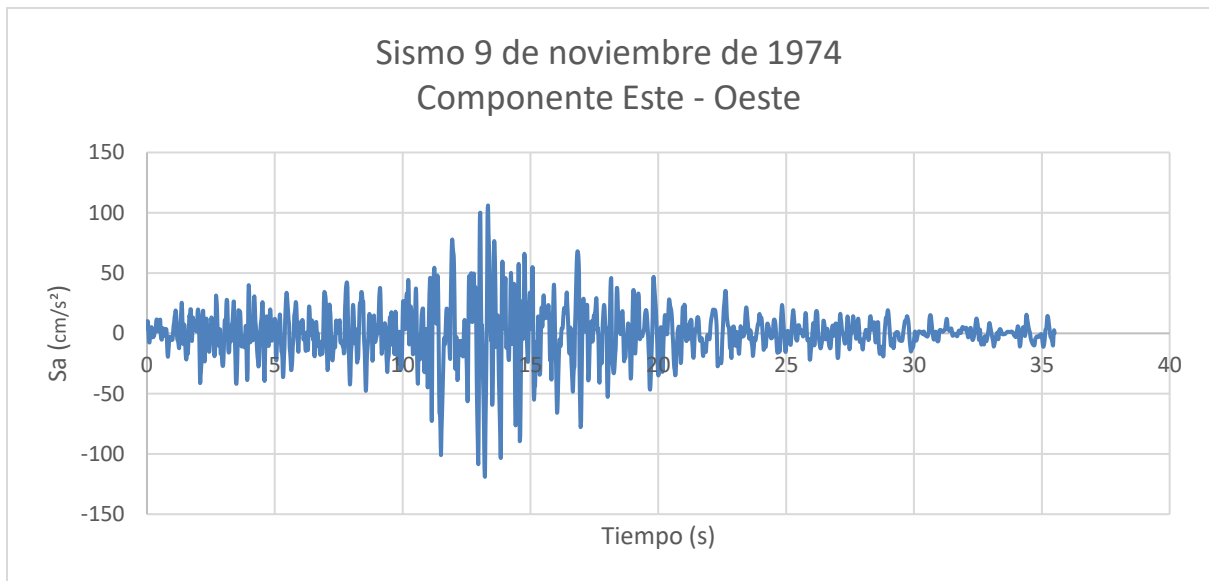
Debido al terremoto del 3 de octubre de 1974 se produjeron varias réplicas siendo la más fuerte la del día 9 de noviembre que tuvo una magnitud de 7.2  $M_w$  (USGS et al., 2024) que no tuvo mayores daños en la infraestructura.

**Figura 20** Características del registro sísmico 3/10/1974

Lima, Peru - La Molina Station		Epicentral dist: <b>102.0 km</b>	
<b>IGP station</b>			
<b>Processing by: USGS</b>			
<b>Data Available: corrected acceleration, velocity, displacement, &amp; spectra</b>			
<b>Component: 90</b>	<b>PGA (cm/s/s): -93.71</b>	<b>PGV (cm/s): -5.35</b>	<input type="checkbox"/> Add this to bin
<b>Component: 0</b>	<b>PGA (cm/s/s): -116.78</b>	<b>PGV (cm/s): -7.89</b>	<input type="checkbox"/> Add this to bin
<b>Component: Up</b>	<b>PGA (cm/s/s): -41.26</b>	<b>PGV (cm/s): 5.33</b>	<input type="checkbox"/> Add this to bin

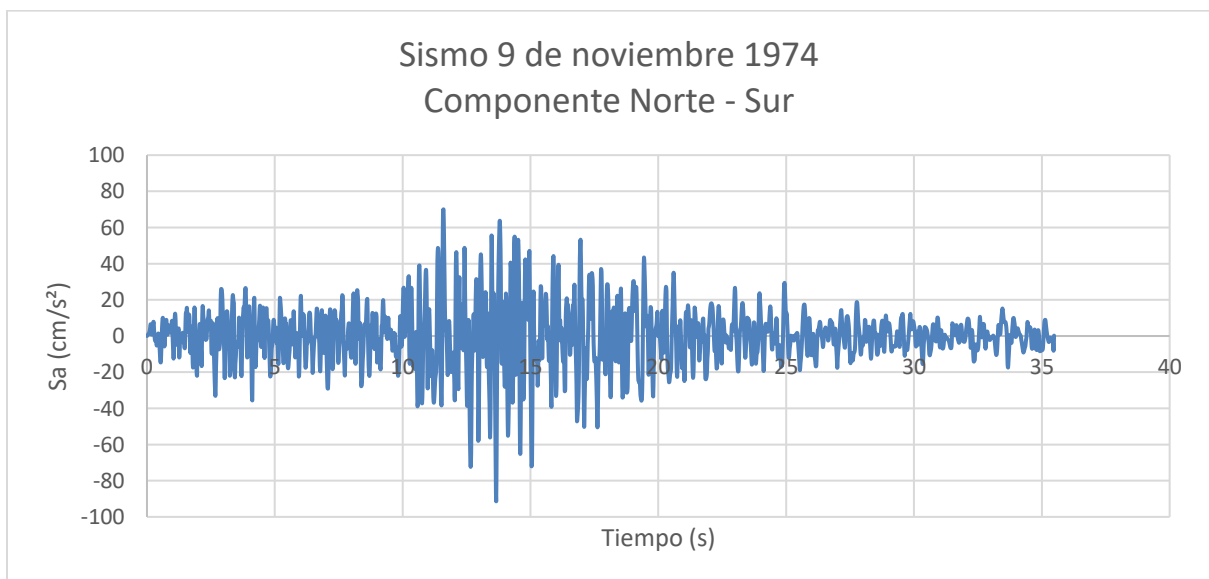
Fuente: (USGS et al., 2024).

**Figura 21** Registro sísmico sismo 9 de noviembre de 1974 componente este – oeste



*Fuente: Elaboración propia a partir de datos recogidos en (USGS et al., 2024).*

**Figura 22** Registro sísmico sismo 9 de noviembre de 1974 componente norte – sur

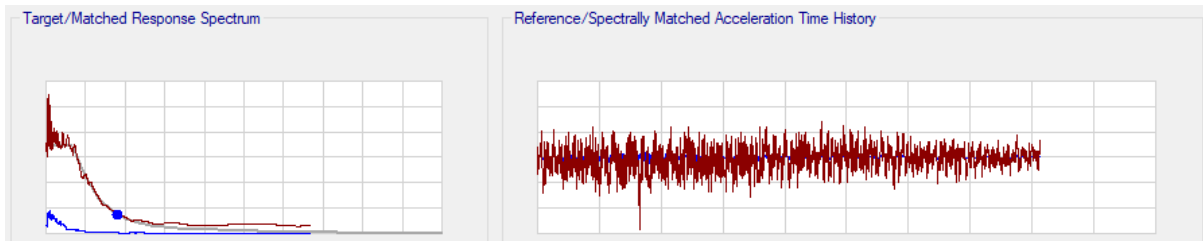


*Fuente: Elaboración propia a partir de datos recogidos en (USGS et al., 2024).*

Para el procedimiento de ajuste espectral se utilizó el software Etabs, en donde se realizó el ajuste en el dominio del tiempo, el cual implica en la comparación de la respuesta estructural a registros de acelerogramas específicos. En procedimiento se lo realiza para que el acelerograma seleccionado tenga características propias del espectro elástico de respuesta propio a la implantación de la edificación (Computers

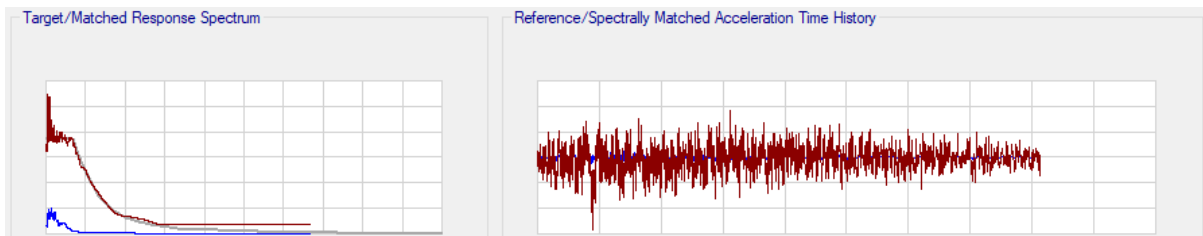
and Structures, 2024).

**Figura 23** Ajuste espectral sismo 1970 –Mw: 7.8 – Componente: E-O



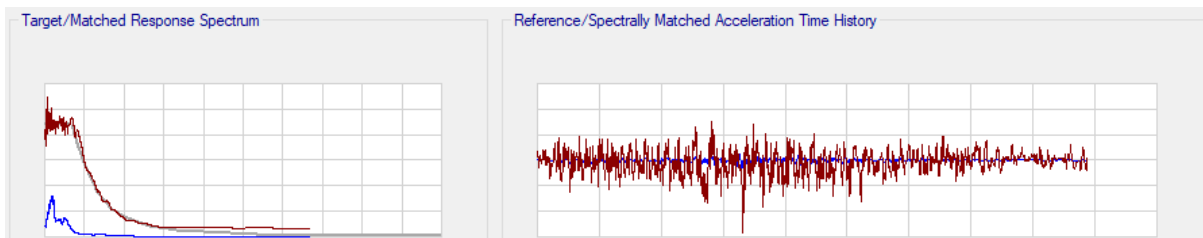
*Fuente: CSI Computers and Structures - Etabs*

**Figura 24** Ajuste espectral sismo 1970 –Mw: 7.8 – Componente: N-S



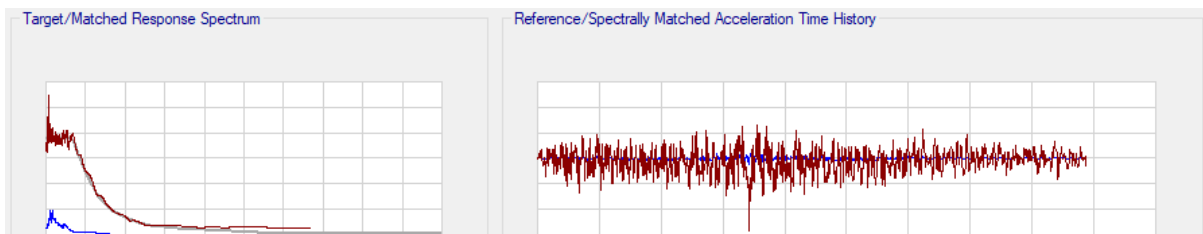
*Fuente: CSI Computers and Structures – Etabs*

**Figura 25** Ajuste espectral sismo 1974 –Mw: 7.2 – Componente: E-O



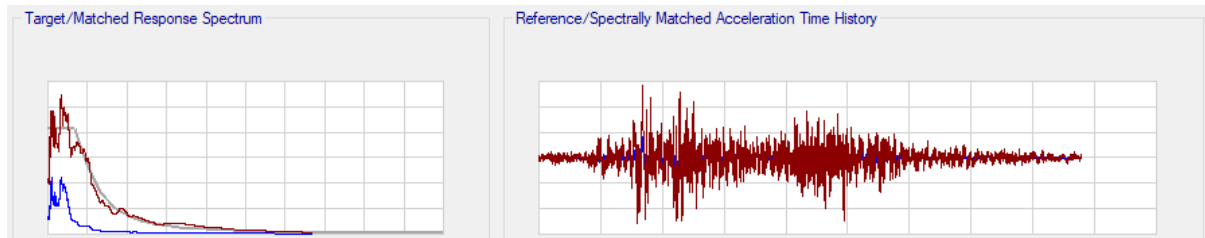
*Fuente: CSI Computers and Structures - Etabs*

**Figura 26** Ajuste espectral sismo 1974 –Mw: 7.2 – Componente: N-S



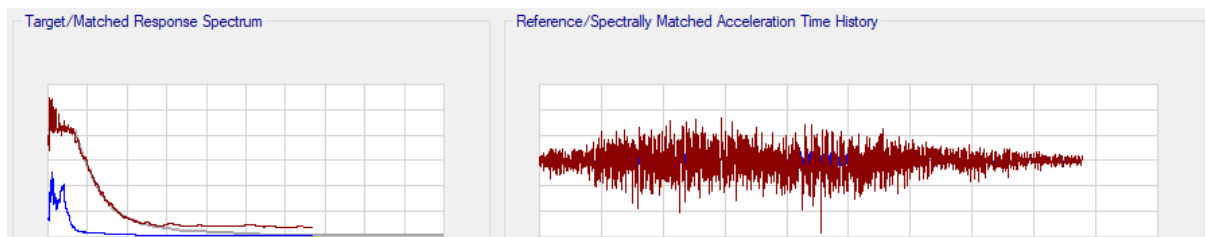
*Fuente: CSI Computers and Structures - Etabs*

**Figura 27** Ajuste espectral sismo 1974 –Mw: 7.6 – Componente: E-O



Fuente: CSI Computers and Structures – Etabs

**Figura 28** Ajuste espectral sismo 1974 –Mw: 7.6 – Componente: N-S



Fuente: CSI Computers and Structures – Etabs

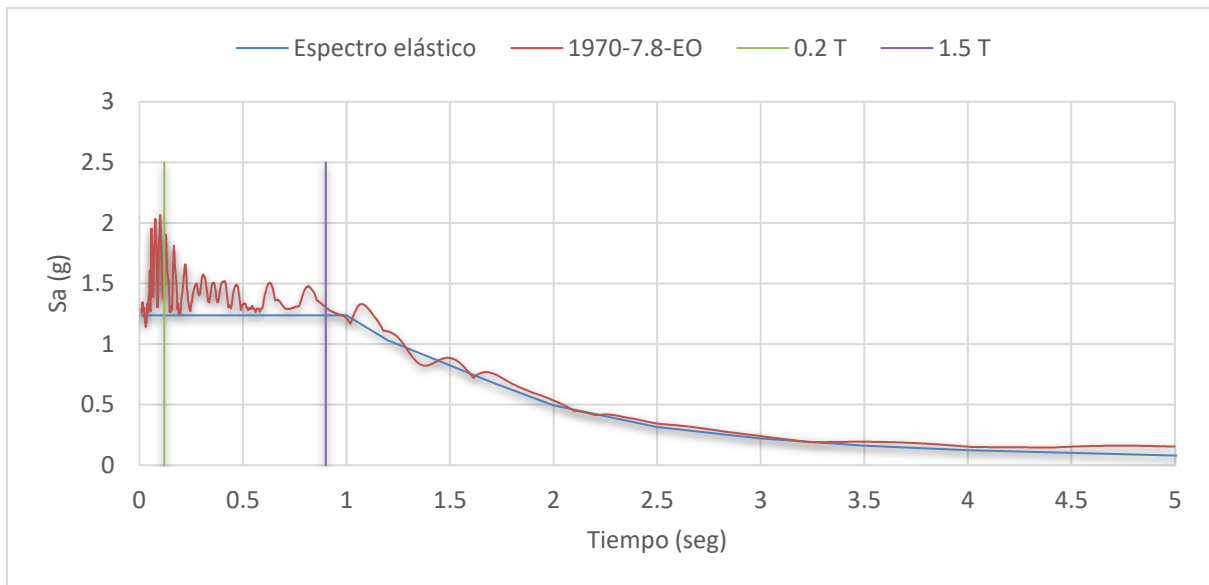
En base a lo establecido en la normativa E.030 se procede al escalamiento espectral lo cual se lo realizó con la ayuda de hojas de cálculo en Excel.

**Tabla 2** Resumen de factores del escalamiento espectral

Evento	Factor de escala
1970-7.8-EO	1.05
1970-7.8-NS	1.085
1974-7.6-EO	1.07
1974-7.6-NS	1.38
1974-7.2-EO	1.13
1974-7.2-NS	1.12

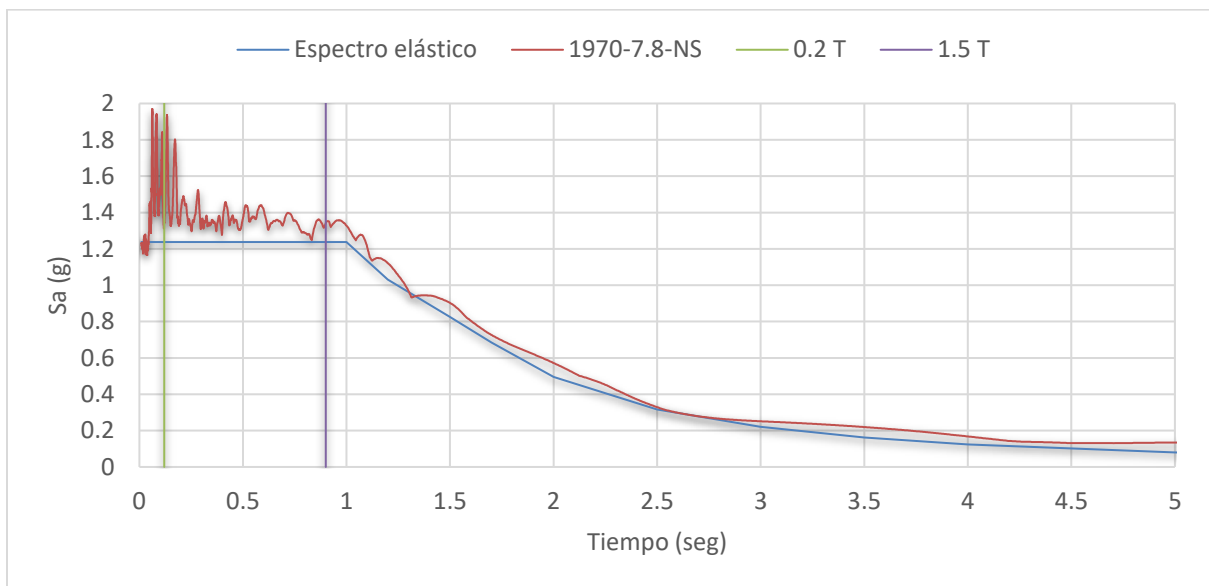
Fuente: Elaboración propia

**Figura 29** Escalado sismo 1970 – Mw: 7.8 – Componente E-O



Fuente: *Elaboración propia*

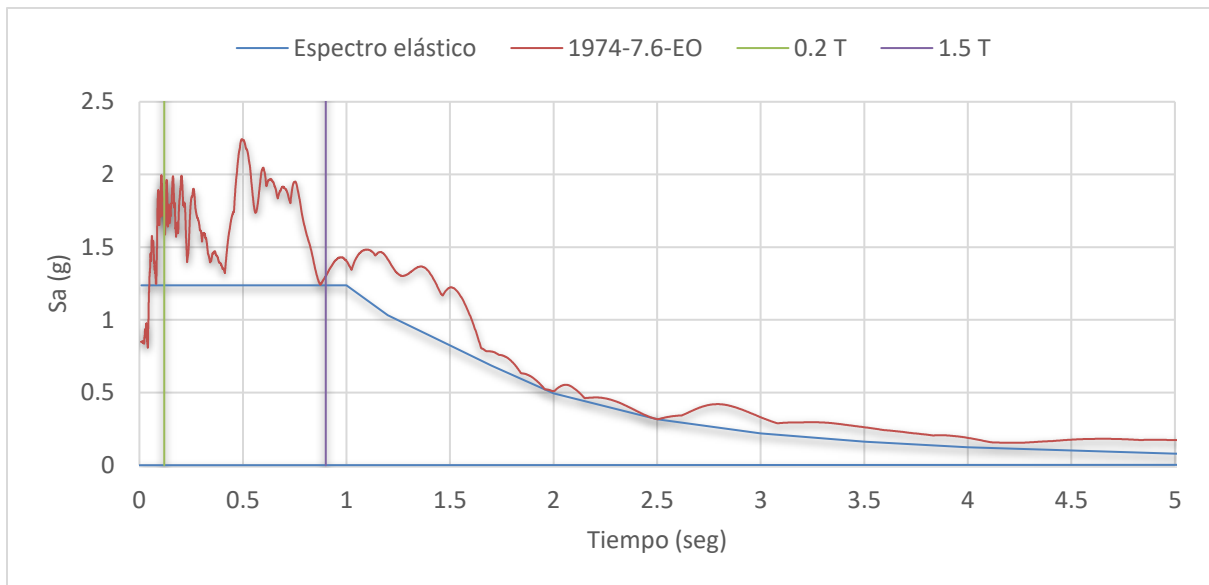
**Figura 30** Escalado sismo 1970 – Mw: 7.8 – Componente N-S



Fuente: *Elaboración propia*

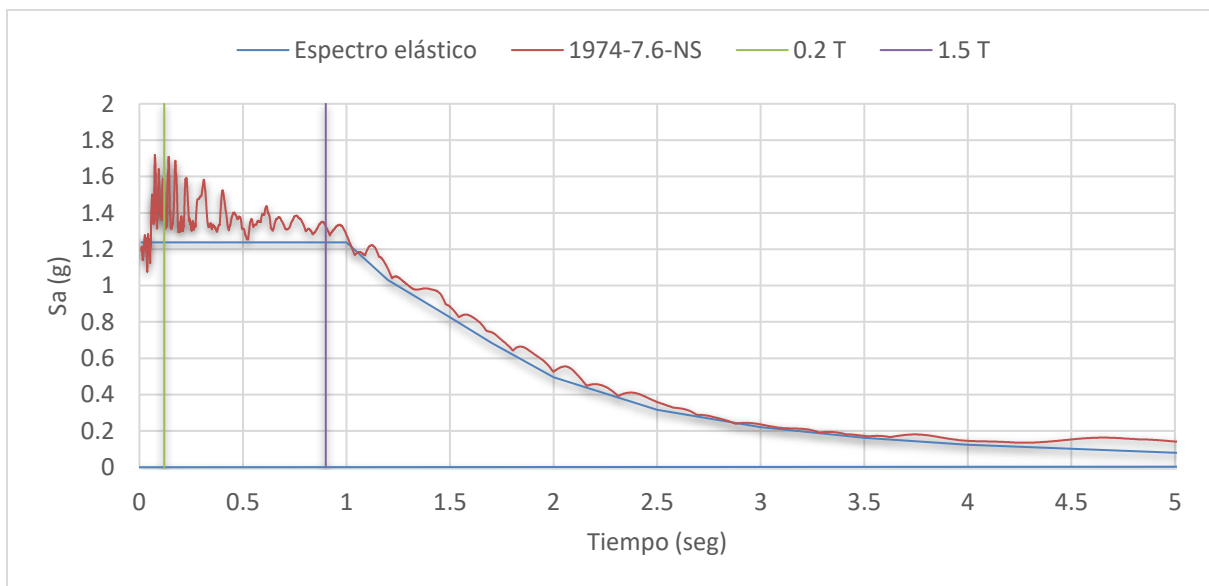


**Figura 31** Escalado sismo 1974 – Mw: 7.6 – Componente E-O



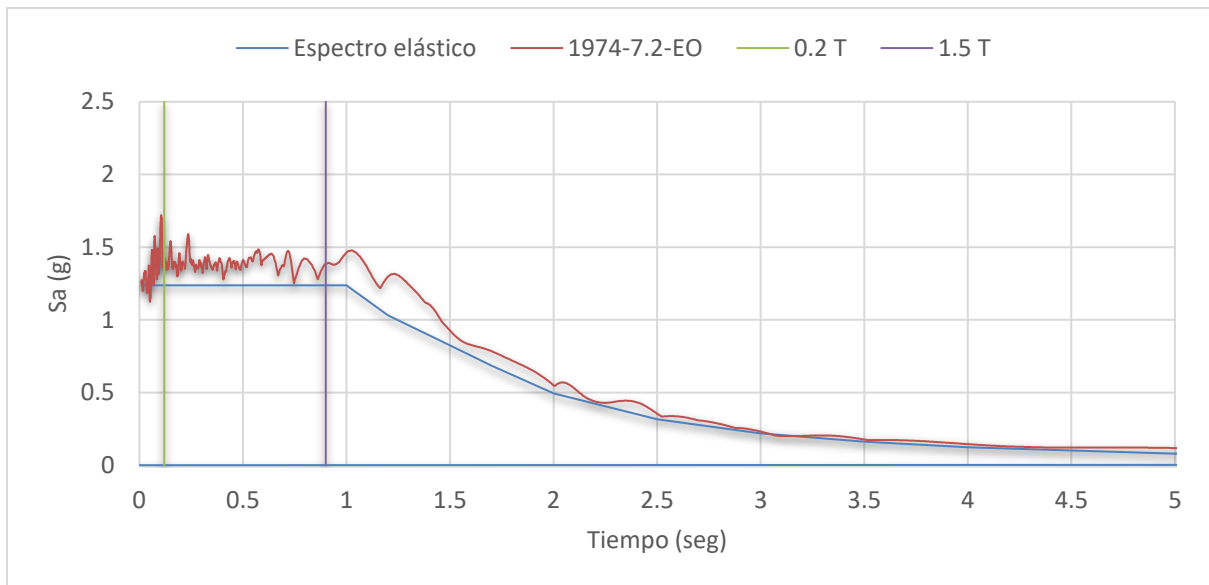
Fuente: Elaboración propia

**Figura 32** Escalado sismo 1974 – Mw: 7.6 – Componente N-S



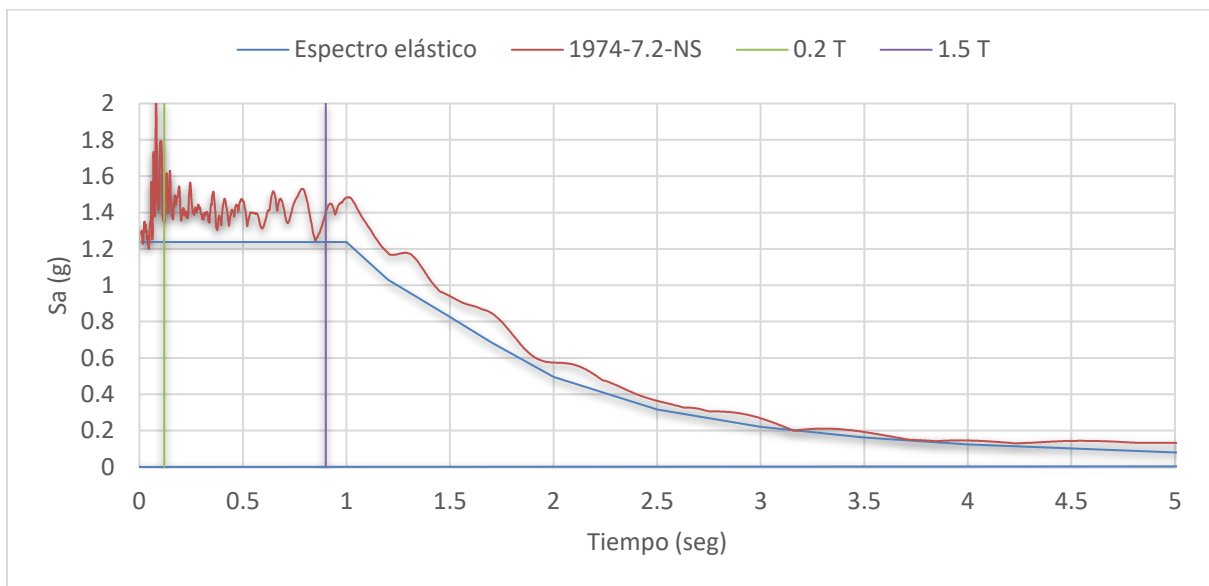
Fuente: Elaboración propia

**Figura 33** Escalado sismo 1974 – Mw: 7.2 – Componente E-O



*Fuente: Elaboración propia*

**Figura 34** Escalado sismo 1974 – Mw: 7.2 – Componente N-S



*Fuente: Elaboración propia*

Luego de haber seleccionado, ajustado y escalado los registros sísmicos se procedió al modelamiento de las propiedades lineales, no lineales de los materiales, la definición de secciones de los elementos estructurales para finalmente se definió los casos de carga que representan el análisis dinámico no lineal.

La resistencia a compresión del concreto tuvo un valor de  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y el módulo de elasticidad se definió a partir de  $E = 15000\sqrt{f'_c}$ .

**Figura 35** Definición de propiedades lineales del concreto

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name: jc210

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color:  Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density       Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 2.4028 tonf/m<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume: 0.245014 tonf-s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 2200955.47 tonf/m<sup>2</sup>

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C

Shear Modulus, G: 917064.78 tonf/m<sup>2</sup>

**Design Property Data**

Modify/Show Material Property Design Data...

**Advanced Material Property Data**

Nonlinear Material Data...      Material Damping Properties...

Time Dependent Properties...

**Modulus of Rupture for Cracked Deflections**

Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)

User Specified

Fuente: CSI Computers and Structures – Etabs

El tipo de histéresis para el concreto se definió con el modelo de Takeda y la curva esfuerzo / deformación fue generada por el modelo de Mander.

**Figura 36** Definición de propiedades no lineales del concreto

**Nonlinear Material Data**

**Material Name and Type**

Material Name: fc210

Material Type: Concrete, Isotropic

**Miscellaneous Parameters**

Hysteresis Type: Takeda

Drucker-Prager Parameters

Friction Angle: 0 deg

Dilatational Angle: 0 deg

**Acceptance Criteria Strains**

	Tension	Compression	
IO	0.01	-0.003	m/m
LS	0.02	-0.006	m/m
CP	0.05	-0.015	m/m

Ignore Tension Acceptance Criteria

**Stress Strain Curve Definition Options**

Parametric: Mander

User Defined

**Parametric Strain Data**

Strain at Unconfined Compressive Strength, f'c: 0.002219

Ultimate Unconfined Strain Capacity: 0.005

Final Compression Slope (Multiplier on E): -0.1

Fuente: CSI Computers and Structures – Etabs

El acero de refuerzo se lo asignará con el valor estándar de  $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  modelado a partir de A615Gr60.

**Figura 37** Definición de propiedades lineales del acero

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density  Specify Mass Density

Weight per Unit Volume:  tonf/m<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume:  tonf-s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E:  tonf/m<sup>2</sup>

Coefficient of Thermal Expansion, A:  1/C

**Design Property Data**

**Advanced Material Property Data**

*Fuente: CSI Computers and Structures – Etabs*

Las propiedades no lineales del acero fueron definidas por el modelo cinemático para el tipo de histéresis y el modelo simple para la curva esfuerzo / deformación.

**Figura 38** Definición de propiedades no lineales de acero

**Nonlinear Material Data**

**Material Name and Type**

Material Name:

Material Type:

**Miscellaneous Parameters**

Hysteresis Type:

**Acceptance Criteria Strains**

	Tension	Compression	
IO	<input type="text" value="0.01"/>	<input type="text" value="-0.005"/>	m/m
LS	<input type="text" value="0.02"/>	<input type="text" value="-0.01"/>	m/m
CP	<input type="text" value="0.05"/>	<input type="text" value="-0.02"/>	m/m

**Stress Strain Curve Definition Options**

Parametric

User Defined

**Parametric Strain Data**

Strain at Onset of Strain Hardening:

Ultimate Strain Capacity:

Final Slope (Multiplier on E):

*Fuente: CSI Computers and Structures – Etabs*

La secciones estructurales y el detalle del acero de refuerzo (columnas) fueron definidas como se muestran en la Figura 39 y Figura 40.

**Figura 39** Definición de sección columnas

**Frame Section Property Data**

**General Data**

Property Name: C30x30

Material: fc210

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color:   Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Concrete Rectangular

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth: 0.3 m

Width: 0.3 m

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

**Property Modifiers**

Modify/Show Modifiers...  
Currently User Specified

**Reinforcement**

Modify/Show Rebar...

OK

Cancel

Fuente: CSI Computers and Structures – Etabs



**Figura 40** Definición acero de refuerzo de columna

The dialog box 'Frame Section Property Reinforcement Data' contains the following settings:

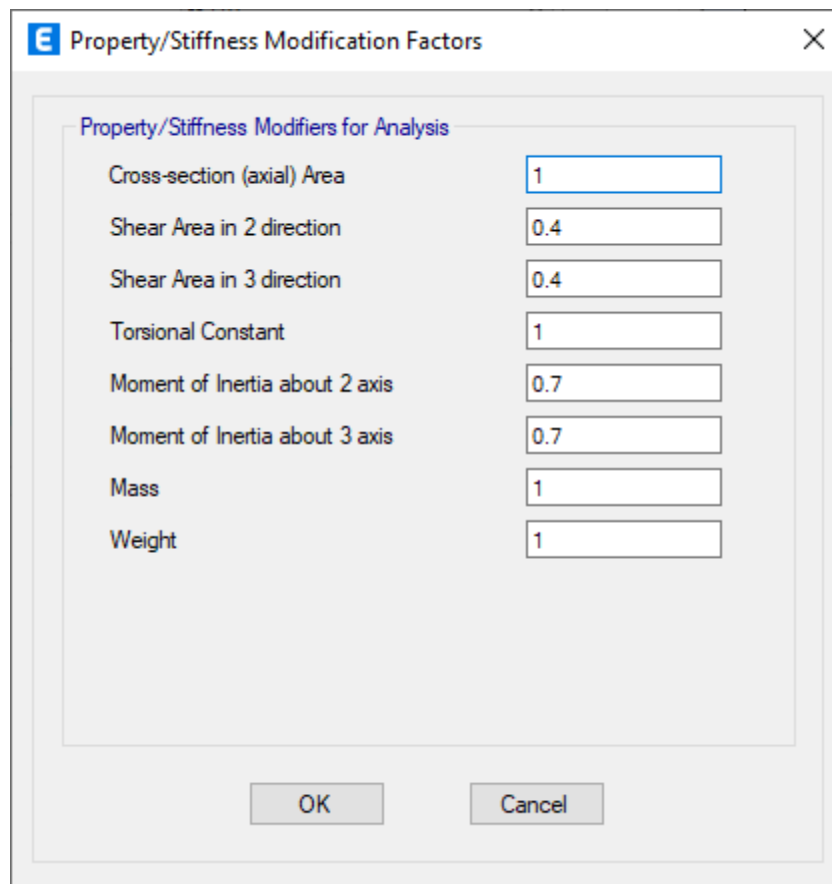
- Design Type:**  P-M2-M3 Design (Column),  M3 Design Only (Beam)
- Rebar Material:** Longitudinal Bars: fy 4200 kg/cm2, Confinement Bars (Ties): fy 4200 kg/cm2
- Reinforcement Configuration:**  Rectangular,  Circular
- Confinement Bars:**  Ties,  Spirals
- Check/Design:**  Reinforcement to be Checked,  Reinforcement to be Designed
- Longitudinal Bars:**
  - Clear Cover for Confinement Bars: 0.03 m
  - Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 3
  - Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 3
  - Longitudinal Bar Size and Area: #4, 0.000129 m<sup>2</sup>
  - Corner Bar Size and Area: #4, 0.000129 m<sup>2</sup>
- Confinement Bars:**
  - Confinement Bar Size and Area: #3, 0.000071 m<sup>2</sup>
  - Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 0.15 m
  - Number of Confinement Bars in 3-dir: 2
  - Number of Confinement Bars in 2-dir: 2

Buttons: OK, Cancel

*Fuente: CSI Computers and Structures – Etabs*

Las inercias agrietadas para columnas serán tomadas de la Figura 11.

**Figura 41** Definición de inercias agrietadas columnas



*Fuente: CSI Computers and Structures - Etabs*

La secciones estructurales y el detalle del acero de refuerzo (vigas) fueron definidas como se muestran en la Figura 42 y Figura 43.

**Figura 42** Definición sección viga

**Frame Section Property Data**

**General Data**

Property Name:

Material:  ...

Notional Size Data:

Display Color:

Notes:

**Shape**

Section Shape:

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth:  m

Width:  m

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

**Property Modifiers**

Currently User Specified

**Reinforcement**

Fuente: CSI Computers and Structures – Etabs

**Figura 43** Definición de acero de refuerzo de vigas

**Frame Section Property Reinforcement Data**

**Design Type**

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

**Rebar Material**

Longitudinal Bars:  ...

Confinement Bars (Ties):  ...

**Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid**

Top Bars:  m

Bottom Bars:  m

**Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams**

Top Bars at I-End:  m<sup>2</sup>

Top Bars at J-End:  m<sup>2</sup>

Bottom Bars at I-End:  m<sup>2</sup>

Bottom Bars at J-End:  m<sup>2</sup>

OK Cancel

*Fuente: CSI Computers and Structures – Etabs*

Las inercias agrietadas para vigas serán tomadas de la Figura 11.

Figura 44 **Definición de inercias agrietadas en vigas**

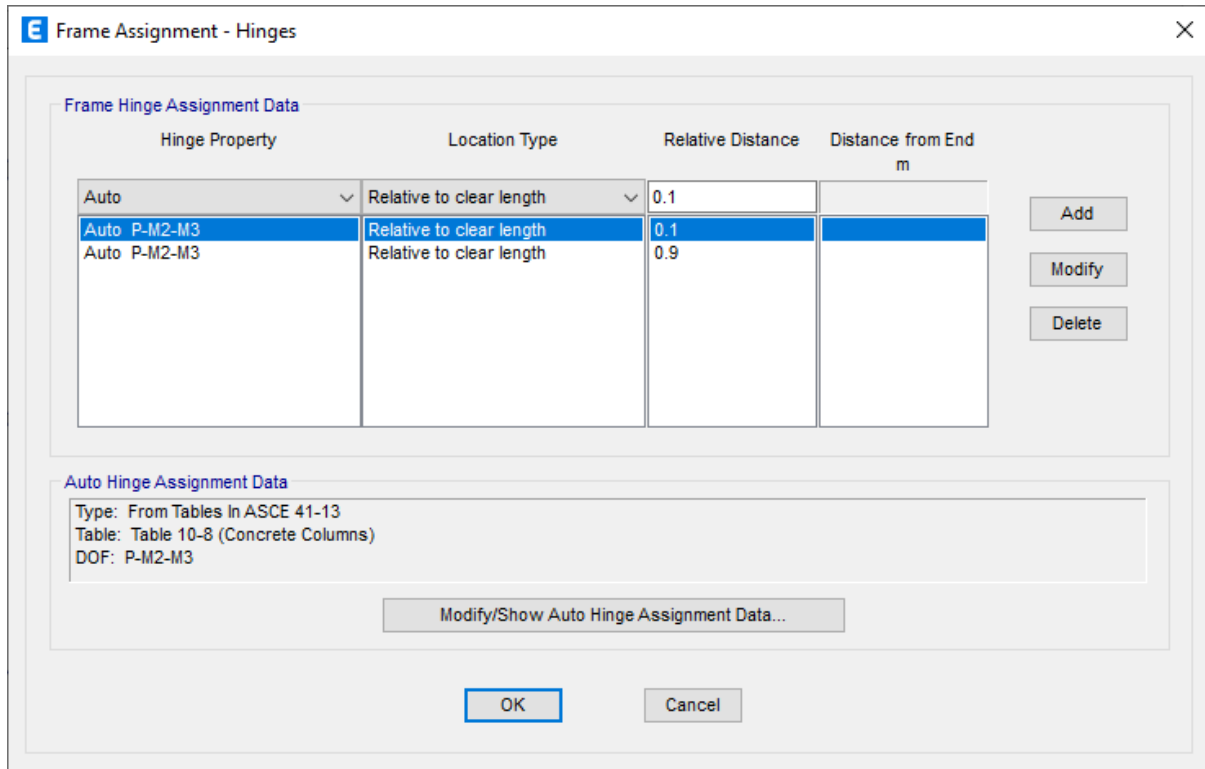
Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	0.4
Shear Area in 3 direction	0.4
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	1
Moment of Inertia about 3 axis	0.5
Mass	1
Weight	1

*Fuente: CSI Computers and Structures – Etabs*

En los elementos estructurales para definir la capacidad individual de cada uno de ellos se asigna rótulas plásticas en las zonas donde se espera fluencia (conversión de momentos) al momento que una estructura entra en el rango no lineal de la curva esfuerzo / deformación.

En columnas las rótulas plásticas son elementos que trabajan a flexo compresión. Los criterios de aceptación serán tomados de la Figura 13.

**Figura 45** Asignación de rótulas plásticas en columnas



Fuente: CSI Computers and Structures – Etabs

**Figura 46** Criterios de aceptación para definición de rótulas plásticas en columnas

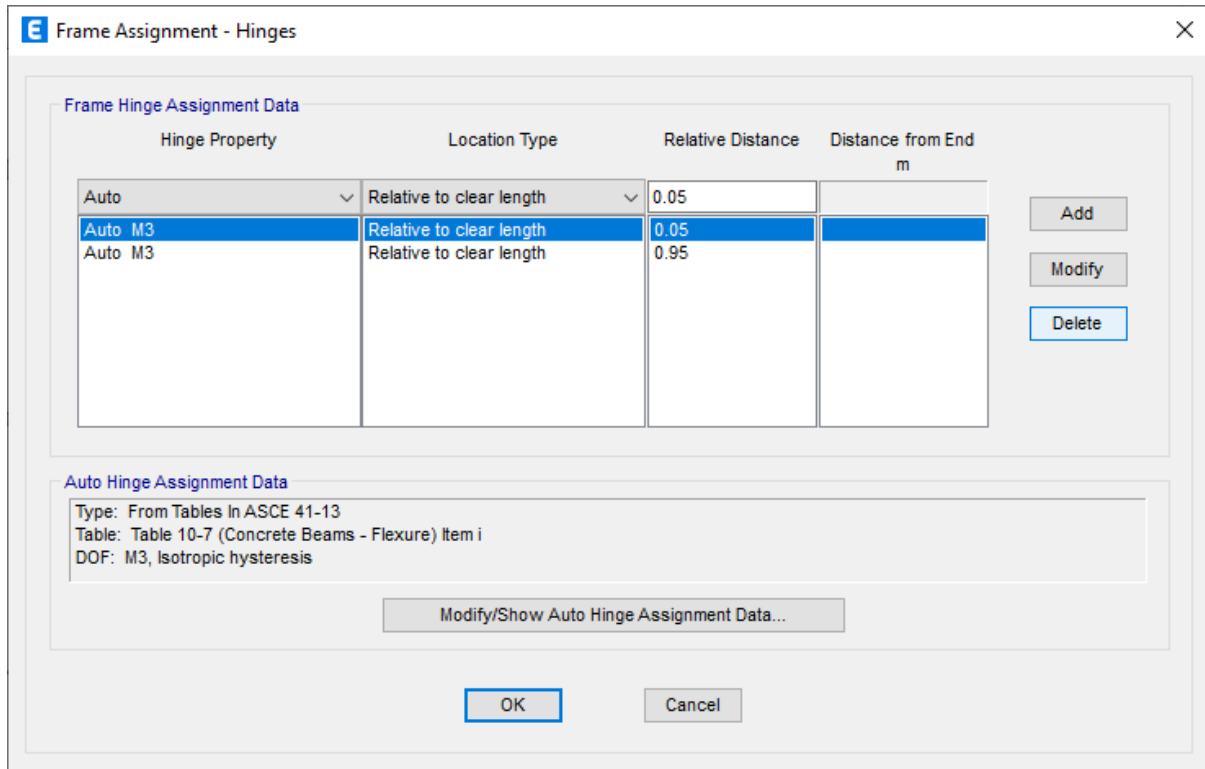
The image shows a software dialog box titled "Auto Hinge Assignment Data". It contains the following sections and options:

- Auto Hinge Type:** A dropdown menu set to "From Tables In ASCE 41-13".
- Select a Hinge Table:** A dropdown menu set to "Table 10-8 (Concrete Columns)".
- Degree of Freedom:** Radio buttons for M2, M3, M2-M3, P-M2, P-M3, and P-M2-M3. The "P-M2-M3" option is selected.
- P and V Values From:** Radio buttons for "Case/Combo" and "User Value". "Case/Combo" is selected, with a dropdown menu showing "GRAVITACIONAL". There are input fields for V2 and V3, both labeled "tonf".
- Concrete Column Failure Condition:** Radio buttons for Condition i - Flexure, Condition ii - Flexure/Shear, Condition iii - Shear, and Condition iv - Development. "Condition ii - Flexure/Shear" is selected.
- Shear Reinforcing Ratio  $p = A_v / (b_w * s)$ :** Radio buttons for "From Current Design" and "User Value". "From Current Design" is selected, with an associated input field.
- Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity:** Radio buttons for "Drops Load After Point E" and "Is Extrapolated After Point E". "Drops Load After Point E" is selected.
- At the bottom, there are "OK" and "Cancel" buttons.

*Fuente: CSI Computers and Structures - Etabs*

Los elementos vigas son elementos estructurales dominados por flexión, por lo que las rótulas plásticas tienen los siguientes criterios de aceptación tomados a partir de la Figura 12.

**Figura 47** Asignación de rótulas plásticas en vigas



Fuente: CSI Computers and Structures – Etabs



**Figura 48** Criterios de aceptación para definición de rótulas plásticas en vigas

The image shows a software dialog box titled "Auto Hinge Assignment Data". It contains the following settings:

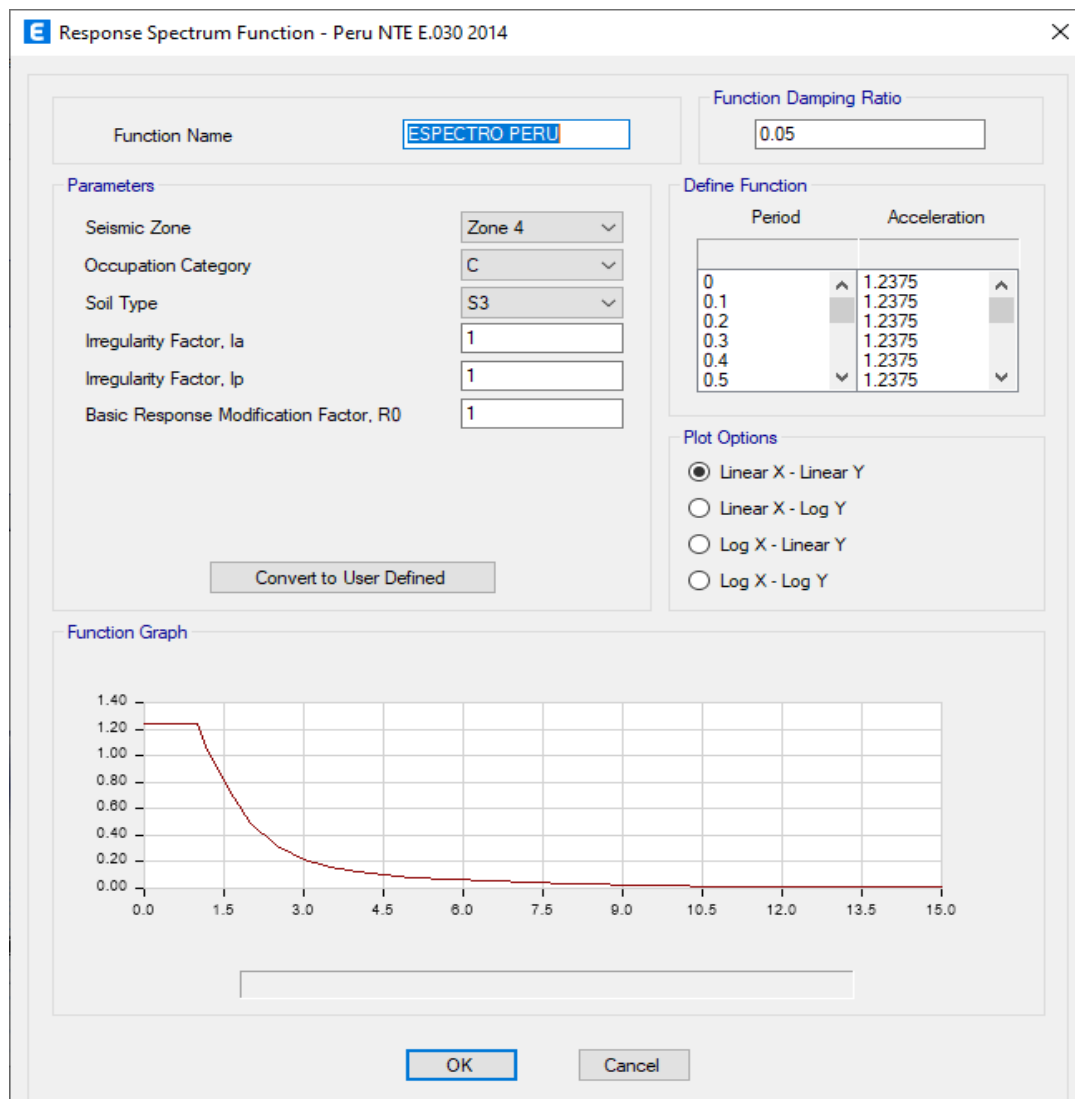
- Auto Hinge Type:** From Tables In ASCE 41-13
- Select a Hinge Table:** Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i
- Degree of Freedom:** M3 (selected), M2
- Hysteresis Type:** Isotropic
- V Value From:** Case/Combo (selected), GRAVITACIONAL (dropdown), User Value (with input field and tonf unit)
- Reinforcing Ratio (p - p') / pbalanced:** From Current Design (selected), User Value (for positive bending) (with input field)
- Transverse Reinforcing:** Transverse Reinforcing is Conforming (checked)
- Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity:** Drops Load After Point E (selected), Is Extrapolated After Point E

Buttons: OK, Cancel

*Fuente: CSI Computers and Structures - Etabs*

Para la definición de cargas sísmicas los criterios que se consideró fue el sitio de implantación del proyecto que es la ciudad de Piura, situada en un suelo tipo S3, perteneciente a la zona 4. La categoría del proyecto es tipo C, lo que significa que está destinada a vivienda (Norma E.030 Diseño Sismorresistente, 2018).

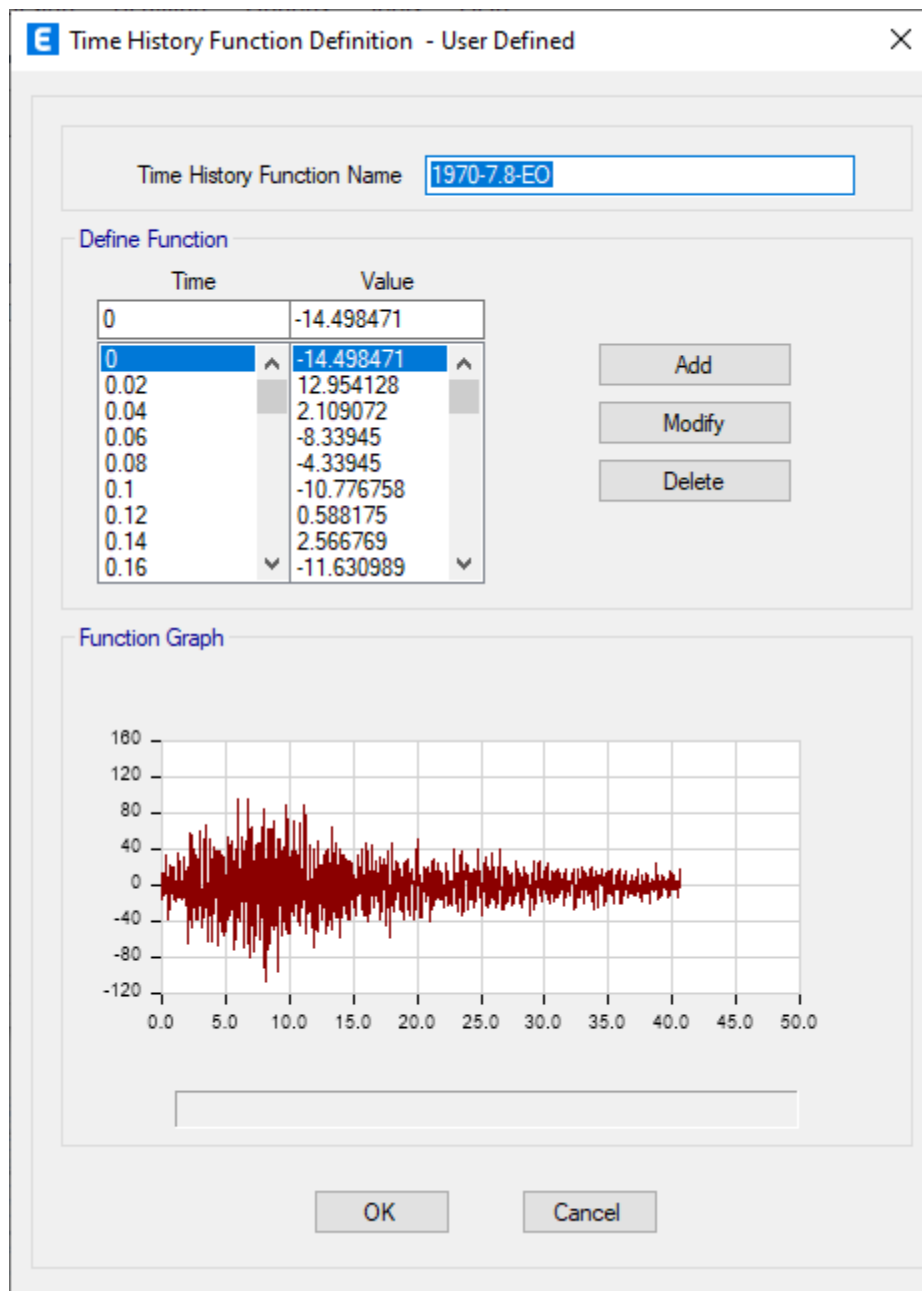
**Figura 49** Definición de espectro de respuesta



*Fuente: CSI Computers and Structures – Etabs*

A continuación se procedió a la definición de registros sísmicos, en donde se ingresó los 3 registros sísmicos cada uno con sus 2 componentes horizontales (Este – Oeste; Norte – Sur).

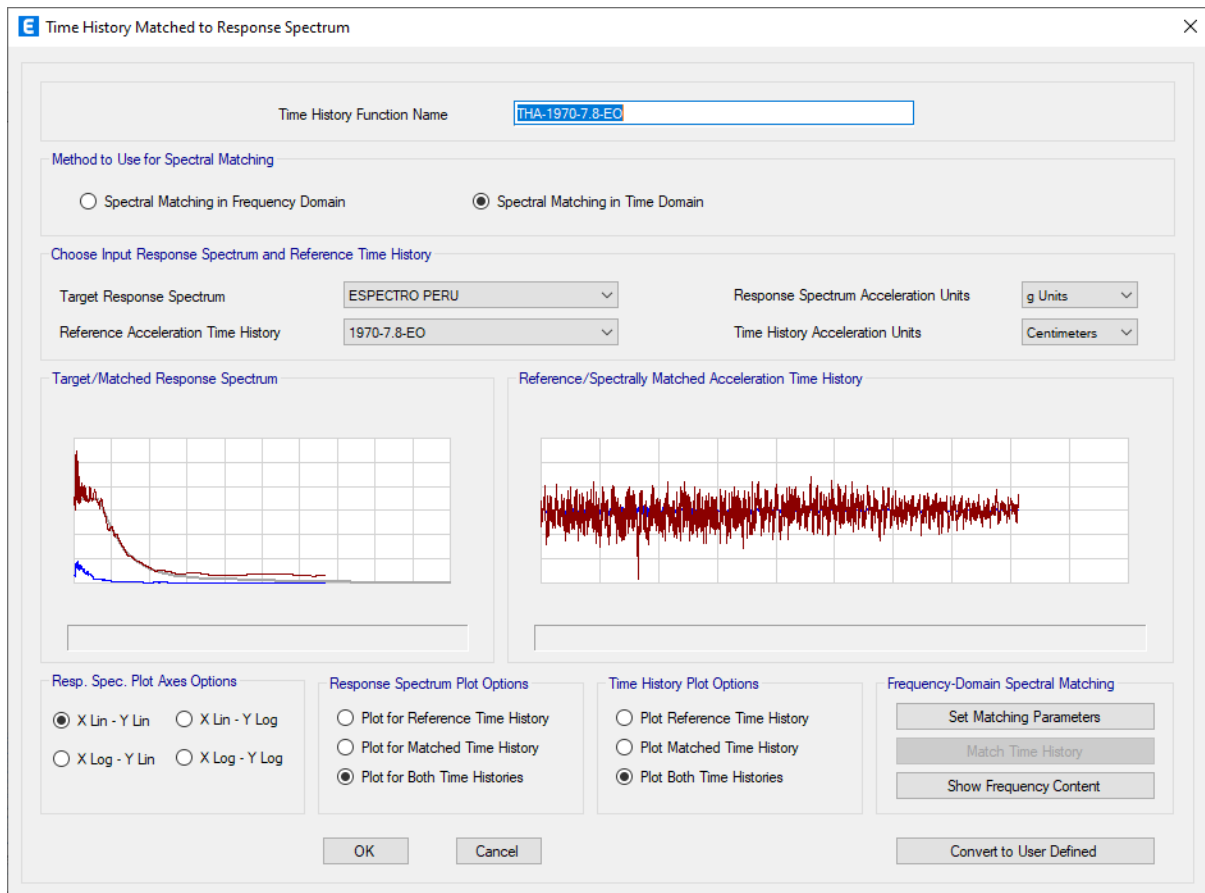
**Figura 50** Definición de registro sísmico



Fuente: CSI Computers and Structures – Etabs

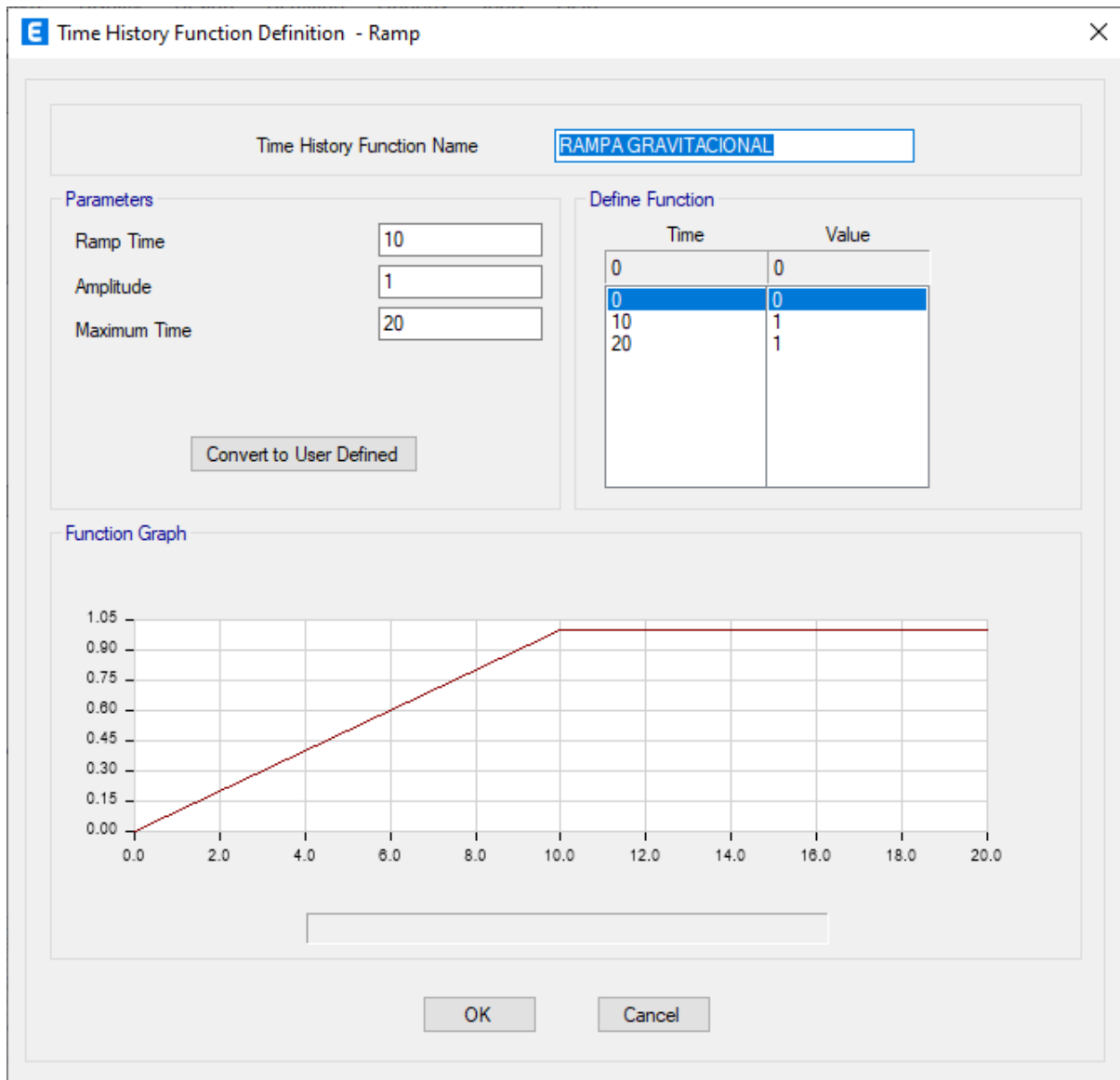
El ajuste espectral se lo realizó para los 3 pares de registros sísmicos con la función de *Time History Matched to Response Spectrum*.

**Figura 51** Definición ajuste espectral



Fuente: CSI Computers and Structures – Etabs

**Figura 52** Definición de caso gravitacional



Fuente: CSI Computers and Structures – Etabs

**Figura 53** Definición de fuente de masa

The dialog box 'Mass Source Data' is shown with the following configuration:

- Mass Source Name:** MsSrc1
- Mass Source:**
  - Element Self Mass
  - Additional Mass
  - Specified Load Patterns
  - Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
    - This Ratio of Diaphragm Width in X Direction: [ ]
    - This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction: [ ]
- Mass Multipliers for Load Patterns:**

Load Pattern	Multiplier
ACM	1

Buttons: Add, Modify, Delete
- Mass Options:**
  - Include Lateral Mass
  - Include Vertical Mass
  - Lump Lateral Mass at Story Levels

Buttons: OK, Cancel

Fuente: CSI Computers and Structures – Etabs

**Figura 54** Datos de casos de carga, definición modal

**E** Load Case Data
✕

---

**General**

Load Case Name:  Design...

Load Case Type/Subtype: Modal Ritz Notes...

Mass Source:

Analysis Model:

---

**P-Delta/Nonlinear Stiffness**

Use Preset P-Delta Settings  Modify/Show...

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case:

---

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Maximum Cycles	Target Dyn. Par. Ratio, %
Acceleration	RX	0	99
Acceleration	RY	0	99
Acceleration	RZ	0	99

Add  
Delete

---

**Other Parameters**

Maximum Number of Modes:

Minimum Number of Modes:

OK
Cancel

Fuente: CSI Computers and Structures – Etabs

**Figura 55** Definición de caso de carga: gravitacional

**E** Load Case Data
✕

---

**General**

Load Case Name:  Design...

Load Case Type/Subtype: Time History Nonlinear Direct Integration Notes...

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

---

**Initial Conditions**

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case:

---

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Load Pattern	Dead	RAMPA GRAVITACI...	1
Load Pattern	ACM	RAMPA GRAVITACI...	1
Load Pattern	Live	RAMPA GRAVITACI...	0.25

ⓘ  
Add  
Delete  
 Advanced

---

**Other Parameters**

Geometric Nonlinearity Option: None

Number of Output Time Steps:

Output Time Step Size:  sec

Damping: Mass: 11.7365; Stiff: 0.0585; Modal: No Modify/Show...

Time Integration: Newmark Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Only Modify/Show...

OK Cancel

Fuente: CSI Computers and Structures – Etabs



**Figura 56** Definición de parámetros de amortiguación de integración directa

Modal Load Case

Viscous Proportional Damping

Direct Specification

Specify Damping by Period

Specify Damping by Frequency

Specify as Period Ratio,  $T/T_{mode}$ , for This Mode

	Period	Frequency	Damping
First	0.82 sec	cyc/sec	0.99
Second	0.24 sec	cyc/sec	0.99

Additional Modal Damping

Include Additional Modal Damping

Maximum Considered Modal Frequency

Modify/Show Modal Damping Parameters...

OK Cancel

Fuente: CSI Computers and Structures - Etabs

**E** Time Integration Parameters ×

**Method**

<input checked="" type="radio"/> Newmark	Gamma	<input type="text" value="0.5"/>
	Beta	<input type="text" value="0.25"/>
<input type="radio"/> Wilson	Theta	<input type="text"/>
<input type="radio"/> Collocation	Gamma	<input type="text"/>
	Beta	<input type="text"/>
	Theta	<input type="text"/>
<input type="radio"/> Hilber-Hughes-Taylor	Gamma	<input type="text"/>
	Beta	<input type="text"/>
	Alpha	<input type="text"/>
<input type="radio"/> Chung and Hulbert	Gamma	<input type="text"/>
	Beta	<input type="text"/>
	Alpha	<input type="text"/>
	Alpha-m	<input type="text"/>

*Fuente: CSI Computers and Structures – Etabs*

**Figura 57** Definición de casos de carga

**E** Load Case Data
✕

---

**General**

Load Case Name:  Design...

Load Case Type/Subtype: Time History Nonlinear Direct Integration Notes...

Mass Source: MsSrc1

Analysis Model: Default

---

**Initial Conditions**

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: GRAVITACIONAL

---

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	THA-1970-7.8-EO	1.05
Acceleration	U2	THA-1970-7.8-NS	1.9

ⓘ  
Add  
Delete  
 Advanced

---

**Other Parameters**

Geometric Nonlinearity Option: None

Number of Output Time Steps:

Output Time Step Size:  sec

Damping: Mass: 0.2964; Stiff: 0.0015; Modal: No Modify/Show...

Time Integration: Newmark Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Only Modify/Show...

OK Cancel

Fuente: CSI Computers and Structures – Etabs

**Figura 58** Definición de parámetros de amortiguación de integración directa

Modal Load Case

Viscous Proportional Damping

Direct Specification

Specify Damping by Period

Specify Damping by Frequency

Specify as Period Ratio, T/T\_mode, for This Mode

	Period	Frequency	Damping
First	0.82 sec	cyc/sec	0.025
Second	0.24 sec	cyc/sec	0.025

Mass Proportional Coefficient: 0.2964 1/sec

Stiffness Proportional Coefficient: 1.477E-03 sec

Recalculate Coefficients

Additional Modal Damping

Include Additional Modal Damping

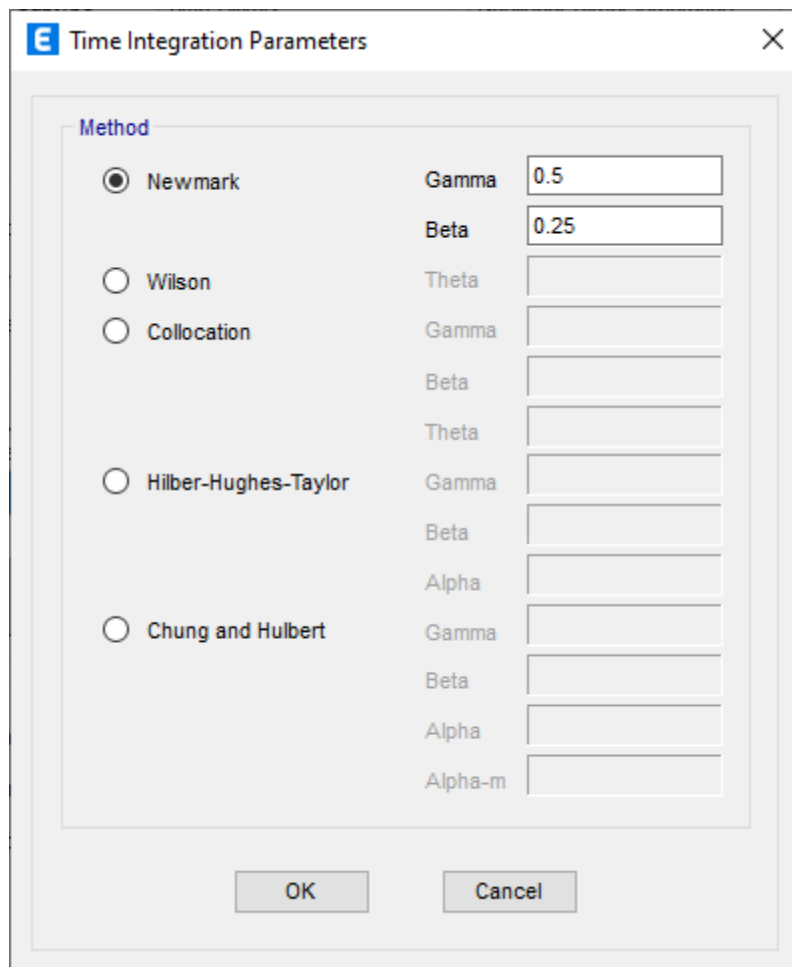
Maximum Considered Modal Frequency

Modify/Show Modal Damping Parameters...

OK Cancel

Fuente: CSI Computers and Structures – Etabs

**Figura 59** Definición de parámetros del método de Newmark

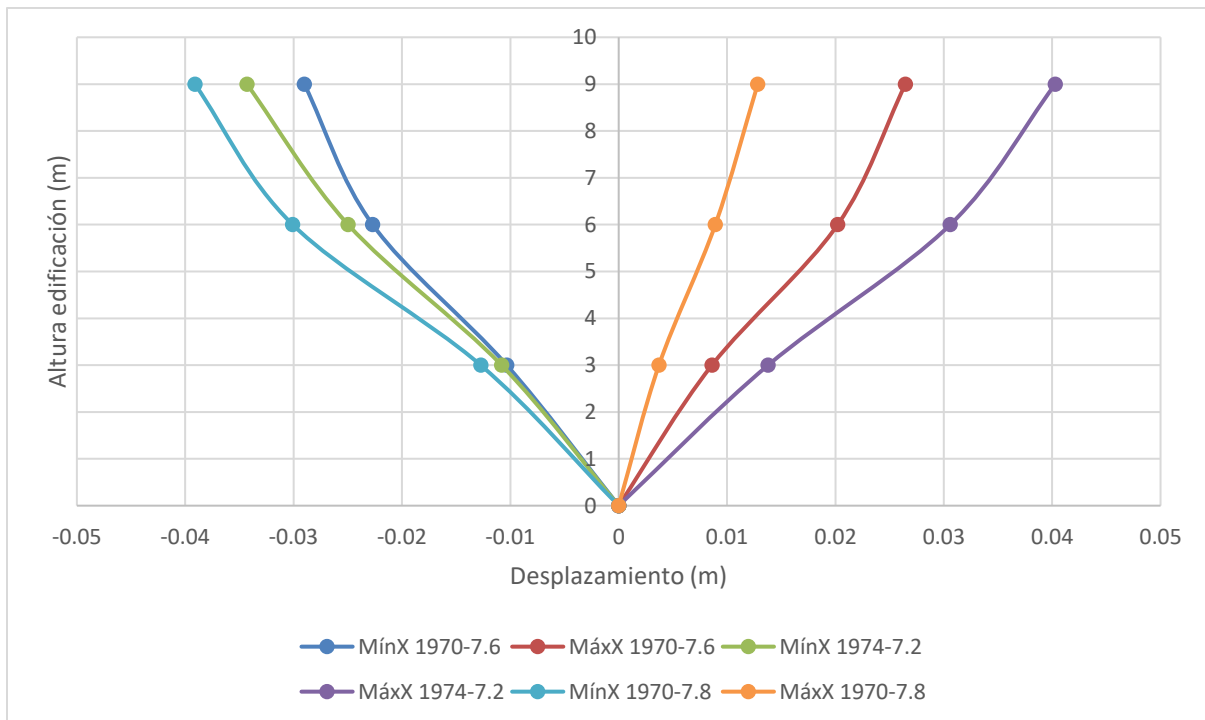


*Fuente: CSI Computers and Structures – Etabs*

Después de realizar el análisis dinámico no lineal en el software Etabs se procedió a la obtención de resultados.

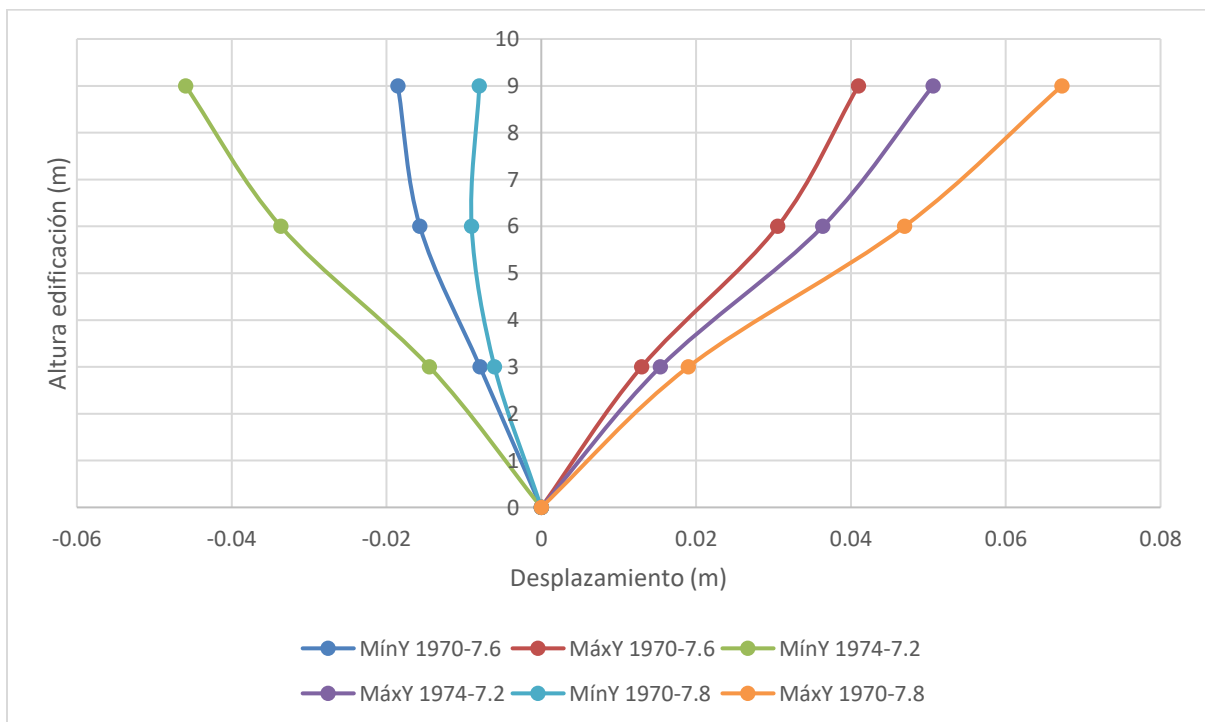
En las Figura 60 y Figura 61 se puede observar los resultados de los desplazamientos obtenidos para los 3 registros sísmicos en las 2 direcciones de interés (X – Y).

**Figura 60** Desplazamiento dirección X



Fuente: Elaboración propia

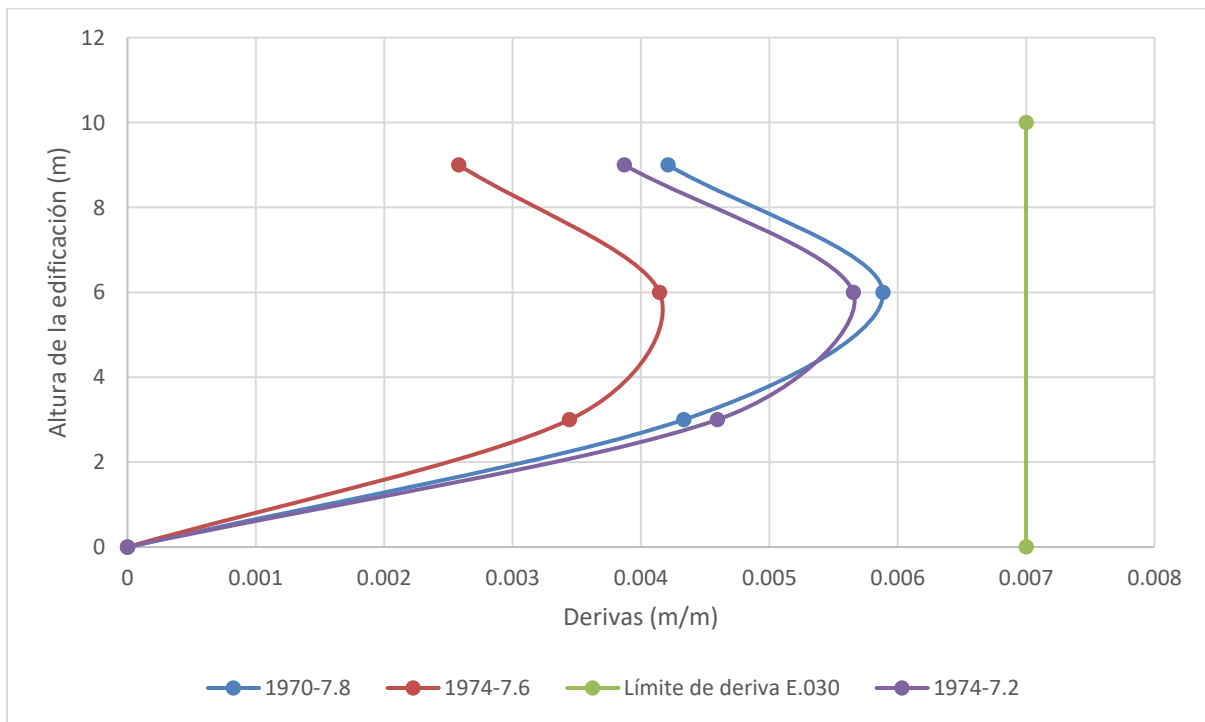
**Figura 61** Desplazamiento dirección Y



Fuente: Elaboración propia

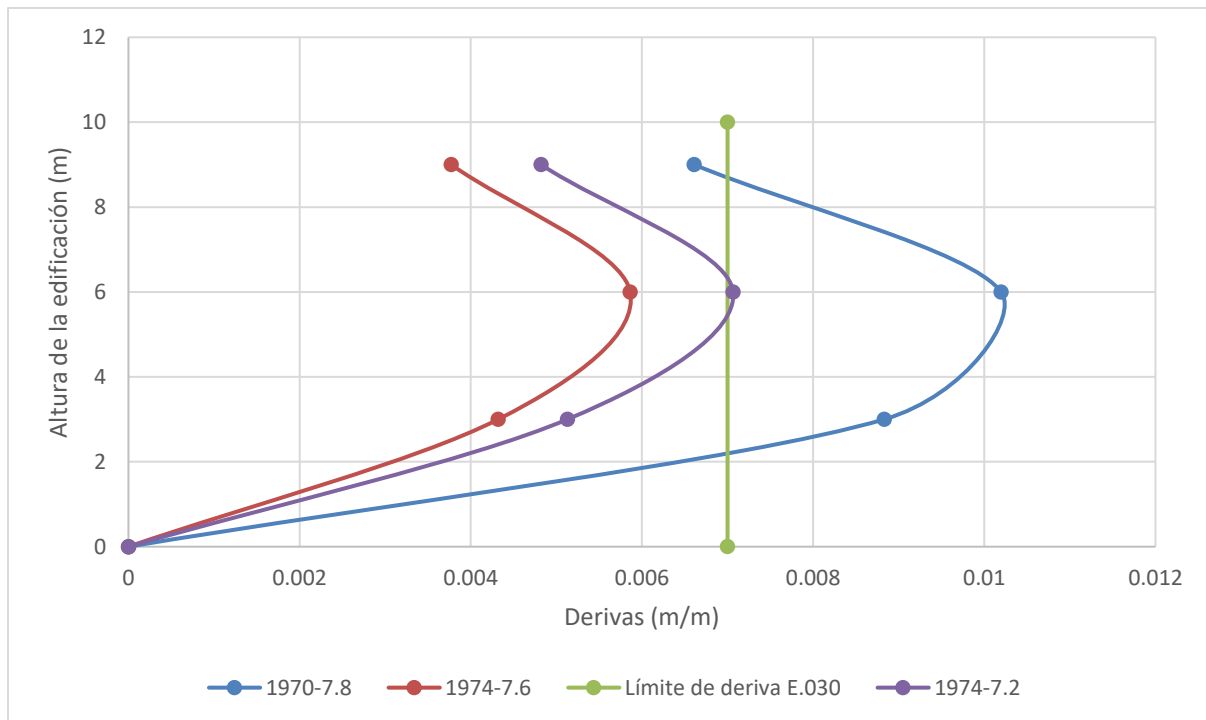
Las derivas de piso que según la E.030 – Tabla 11, el límite de distorsión del entrepiso para estructuras de concreto armado es  $\Delta_i / h_{ei} = 0.007$ . En la Figura 62 se observa las derivas de piso en dirección X de los 3 registros sísmicos en el cual se cumple con la normativa, en la Figura 63 se analiza las derivas de piso en dirección Y, en donde la máxima respuesta de los 3 registros sísmico (1970-7.8) sobrepasa el límite de deriva permitido.

**Figura 62** Derivas de piso dirección X



Fuente: Elaboración propia

**Figura 63** Derivas de piso dirección Y



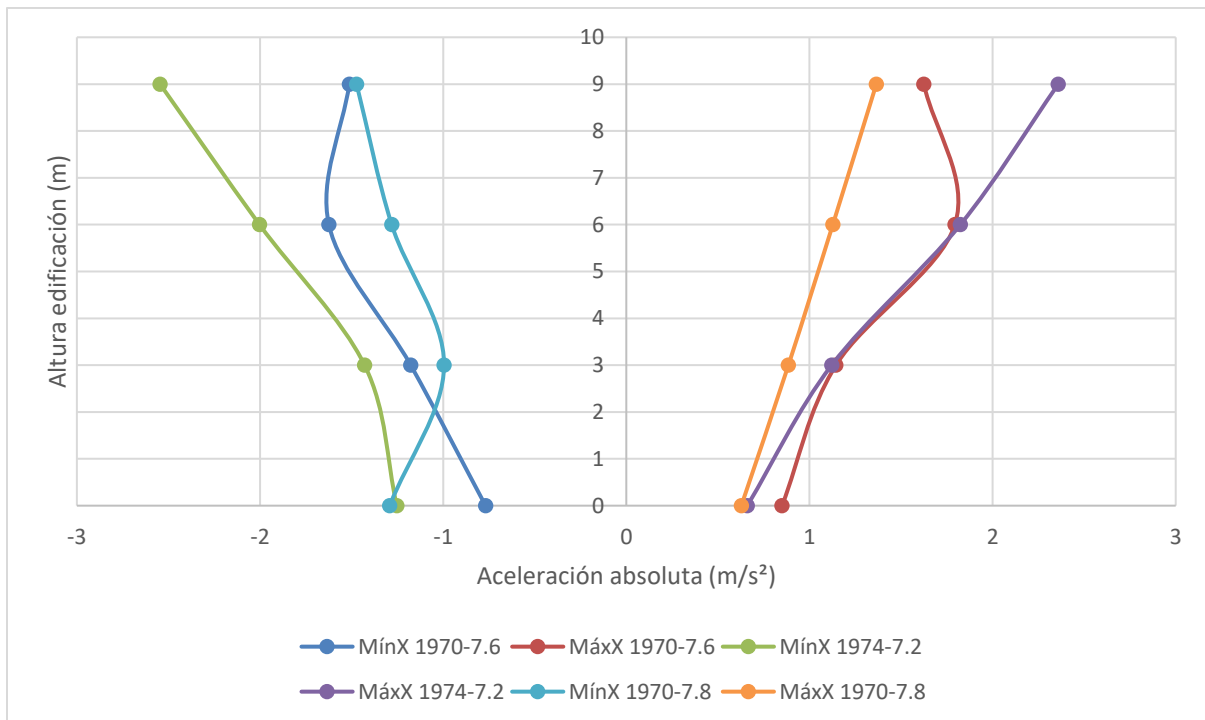
*Fuente: Elaboración propia*

En las Figura 64 y Figura 65 se analiza los resultados obtenidos de aceleración absoluta, que se refiere a la aceleración total experimentada de la estructura durante el análisis dinámico. Estos resultados consideran las características de los acelerogramas seleccionados y las propiedades dinámicas de la estructura.

Las estructuras aperticados de concreto armado tienden a aumentar la aceleración desde la base hasta el último piso, como se observa en Figura 64 el máximo valor de aceleración en dirección X en el nivel 0m es de  $1.25 \text{ m/s}^2$  y el valor que se observa en el último piso es de  $2.55 \text{ m/s}^2$ , habiendo un incremento del 200% de aceleración de absoluta en la edificación en dirección X. Los resultados de la figura Figura 65 muestran la aceleración en dirección Y en el nivel 0m es de  $2.14 \text{ m/s}^2$  y el valor que se observa en el último piso es de  $2.07 \text{ m/s}^2$ , habiendo un incremento del 96% de aceleración de absoluta en la edificación en dirección Y

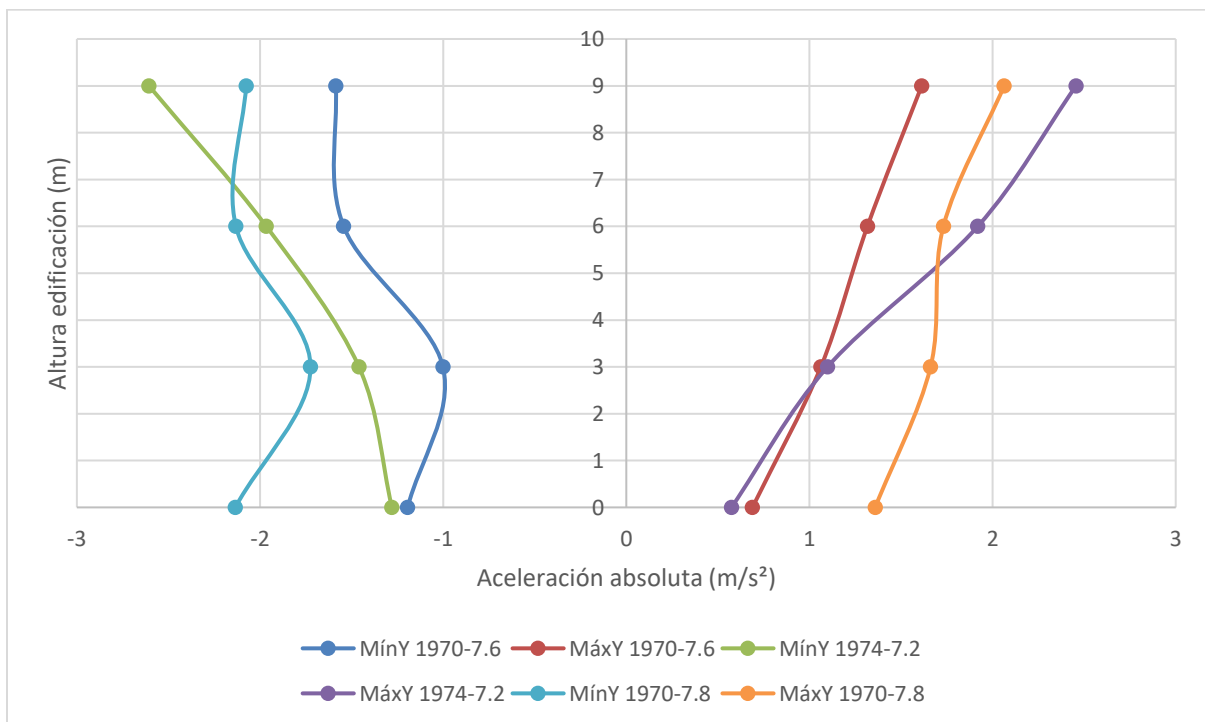


**Figura 64** Aceleración absoluta dirección X



Fuente: Elaboración propia

**Figura 65** Aceleración absoluta dirección Y

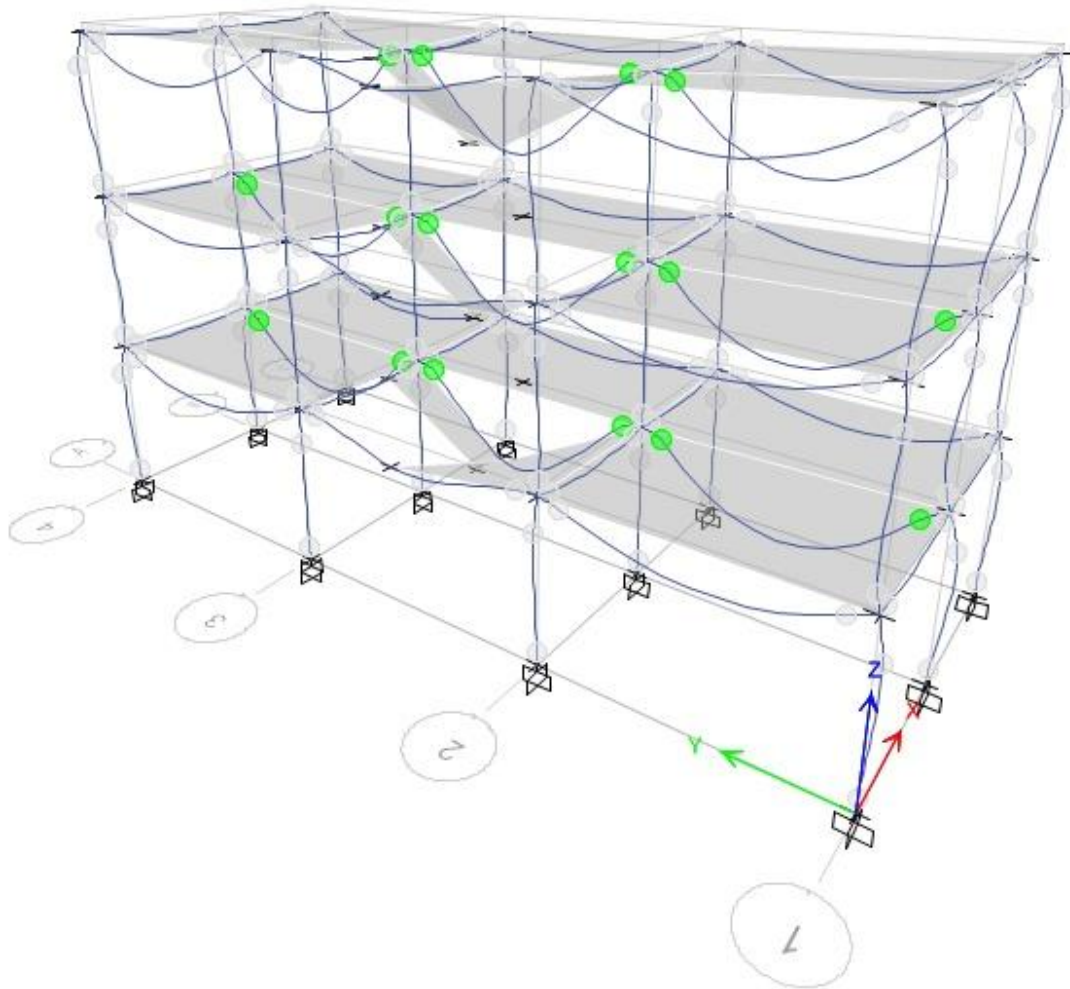


Para determinar el desempeño de la edificación se procedió a analizar el

mecanismo de falla mediante la observación de la formación de rótulas plásticas.

En la Figura 66 se observa rótulas plásticas de seguridad de vida.

**Figura 66** *Formación de rótulas plásticas sismo 1970 – Mw. 7.8*

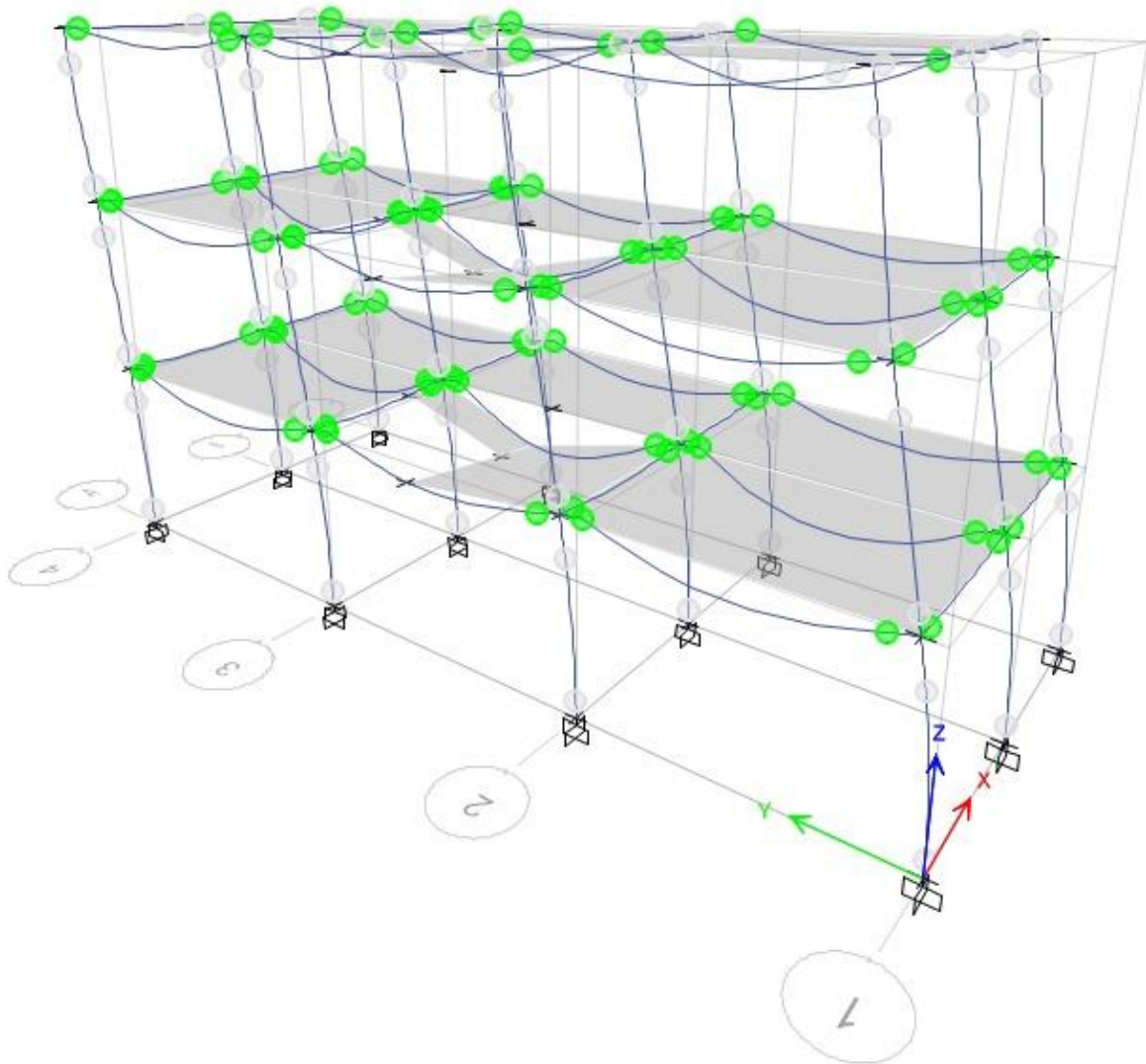


*Fuente: CSI Computers and Structures – Etabs*

En la Figura 67 se observa el mecanismo de falla producido por el sismo de 1974 – Mw. 7.6 en donde se observa que las rótulas plásticas de seguridad se forman de

manera correcta solo en los elementos viga.

**Figura 67** Formación de rótulas plásticas sismo 1974 – Mw. 7.2

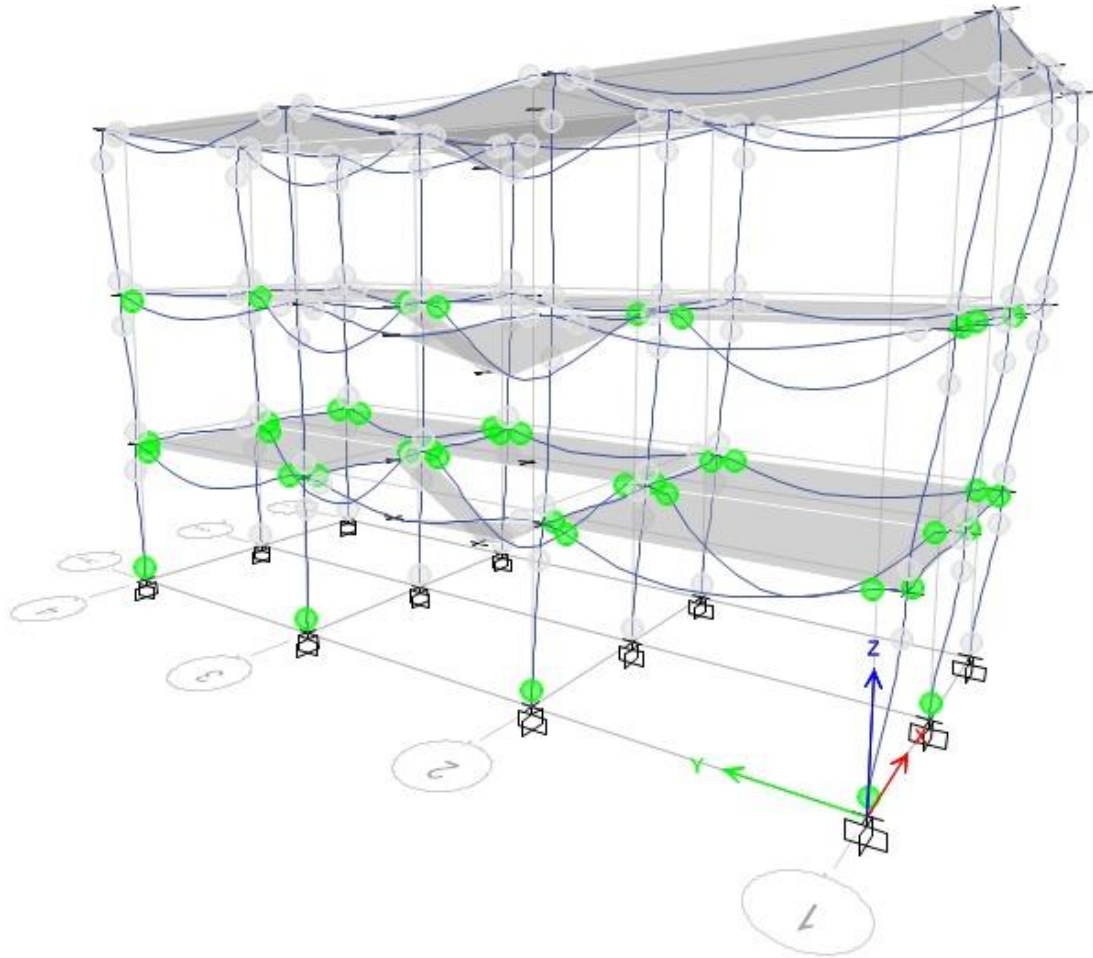


*Fuente: CSI Computers and Structures – Etabs*

En la Figura 68 se observa el mecanismo de falla producido por el sismo 1974 – Mw. 7.2 en donde la formación de rótulas de seguridad de vida se concentra en los elementos vigas, pero también tenemos rótulas plásticas de seguridad de vida en

las bases de columnas del primer piso.

**Figura 68** Formación de rótulas plásticas sismo 1974 – Mw. 7.2



Fuente: CSI Computers and Structures – Etabs

#### **IV. DISCUSIÓN**

Al profundizar en estos tipos de investigación se determina la importancia de la evaluación del desempeño estructural y la mitigación del riesgo sísmico en Perú.

Como país dependemos de otros países para la obtención de datos sísmicos como es el CESMD – USGS, lo que resalta las deficiencias en la infraestructura nacional de monitoreo sísmico, lo que no permite tener registros sísmicos propios al sitio de estudio lo que aumenta la incertidumbre en los resultados obtenidos en análisis dinámicos no lineales.

El NLRHA representa una metodología avanzada de análisis dinámico compleja que requiere altos niveles de conocimiento técnico y recursos computacionales significativos, este enfoque detallado proporciona una evaluación exhaustiva de la respuesta estructural antes cargas sísmicas, planteando desafíos en términos de modelo preciso, selección de parámetros y procesamientos de datos y resultados.

Los resultados del NLRHA proporcionan una visión amplia y clara del desempeño estructural esperando durante un sismo significativo. Si bien se espera que la estructuras mantengan su integridad para garantizar la seguridad de vida de los ocupantes, los daños en los elementos estructurales destacan la vulnerabilidad de las edificaciones.

Se puede identificar las áreas claves para las futuras investigaciones y el desarrollo de la ingeniería sísmica y la necesidad de tomar medidas de mitigación sísmica para reducir el riesgo y minimizar las pérdidas de vida y económicas durante eventos sísmicos, pudiendo incluir mejoras a los códigos de construcción según las necesidades específicas de cada país, análisis y diseño de refuerzo estructural para edificaciones existentes desarrollando estrategias de planificación urbana que tengan presentes el riesgo sísmico.

## V. CONCLUSIONES

En la presente investigación se determinó la respuesta estructural de una edificación de 3 pisos de hormigón armado con el análisis dinámico no lineal tiempo / historia (NLRHA), en donde se llegó a las siguientes conclusiones:

- Los datos de registros sísmicos se obtuvieron en fuentes extranjeras como es el Centro de ingeniería de datos sísmicos (CESMD - USGS), en donde se pudo obtener los registros sísmicos filtrados sin ruido u otro tipo de dato no deseado, lo cual no es posible en fuentes nacionales, lo que concluye que Perú necesita una mejor red para la detección de movimientos de suelo que permita tener una base de datos sólida, que permita obtener registros sísmicos compatibles con el régimen tectónico los proyectos a analizar y diseñar.
- La ingeniería sísmica estructural cuenta con varias metodologías para determinar el desempeño estructural, en el caso del presente proyecto se aplicó el análisis dinámico no lineal tiempo / historia, el cual es complejo y detallado que necesita una base sólida de conocimiento, además de requerir un alto costo computacional, el análisis considera varias parámetros para su ejecución como: un modelo tridimensional que contenga las propiedades lineales y no lineales de los materiales en base a su comportamiento esfuerzo / deformación, modelos histeréticos; definición de la capacidad de ductilidad de los elementos estructurales; registros sísmicos compatibles a la zona de estudio y el procesamiento adecuado de los mismos (ajuste y escalado).
- Los resultados obtenidos en términos en desplazamiento, derivas, aceleraciones absolutas y nivel de daño muestran que las estructuras de pórticos de concreto armado tienen un desempeño a nivel general de seguridad de vida, que durante el sismo de diseño la estructura conservará integridad suficiente para proteger a los habitantes de la edificación, mientras que le estructura sufrirá daños importantes que podrían ser irreparables o requerir reforzamiento estructural, los dos casos representando altas pérdidas económicas.
- La presente investigación ha puesto de manifiesto la necesidad urgente de mejorar la red sismográfica en Perú para poder obtener registros sísmicos de alta calidad, libres de ruido ambiental y plenamente compatibles con el régimen tectónico de la

región. En este estudio, se aplicó el análisis dinámico no lineal tiempo/historia a una estructura de tres pisos de hormigón armado, una tipología constructiva común en la ciudad de Piura. Los resultados evidenciaron que, aunque dichas estructuras pueden mantener el nivel de desempeño de seguridad de vida de sus ocupantes durante un sismo de diseño, es probable que sufran daños significativos durante el mismo. Estos daños pueden ser tan graves que requieran reforzamiento estructural o incluso resulten irreparables, lo que implica altos costos económicos para los propietarios de los inmuebles. Concluyendo finalmente con los resultados obtenidos con la presente tesis la importancia de implementar metodologías avanzadas y precisas en la ingeniería sísmica estructural. A pesar de ser complejas y con un alto costo computacional, estas metodologías son esenciales para asegurar un diseño seguro y efectivo de las edificaciones en zonas con alto riesgo sísmico, como es el caso de Piura. Solo mediante la adopción de estas prácticas avanzadas se puede garantizar que las construcciones no solo protejan vidas humanas, sino que también minimicen las pérdidas económicas asociadas con los daños estructurales severos provocados por los sismos.

## **VI. RECOMENDACIONES**

- El análisis dinámico no lineal es el método más preciso para determinar el desempeño estructural, pero debido a su complejidad y alta demanda computacional actualmente solo se lo utiliza para analizar estructuras esenciales o para investigación, por lo que se recomienda investigar otros tipos de análisis no lineales (Pushover, Pushover multimodal, etc.), para que este tipo de metodologías puedan ser utilizadas para el análisis y diseño de estructuras más ampliamente construidas en la ciudad de Piura.
- Mediante la metodología revisada NLRHA analizar distintas edificaciones en la ciudad de Piura para tomar acciones correctivas de refuerzo estructural para poder cumplir con los objetivos de desempeño de salvar vidas y evitar tener pérdidas económicas altas.
- En contexto de la ingeniería sísmica y gestión de desastres se recomienda para determinar la vulnerabilidad de edificaciones existentes de la ciudad de Piura realizar estos tipos de análisis no lineales en estructuras que cuenten con una vida útil de más de 30 años, ya que este tipo de estructuras fueron diseñadas en base a otros conocimientos y sin el respaldo computacional que contamos hoy en día.



## REFERENCIAS

- Abd-Elhamed, A., Mahmoud, S., & Alotaibi, K. S. (2023). Nonlinear analysis of reinforced concrete buildings with different heights and floor systems. *Scientific Reports*, 13(1), 1–22. <https://doi.org/10.1038/s41598-023-41656-7>
- ASCE/SEI 41-17. (2023). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. In *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. <https://doi.org/10.1061/9780784416112>
- Banco Mundial. (2023). *Informe de evaluación de desastre elaborado por el Banco*. <https://www.udep.edu.pe/hoy/2012/10/piura-ha-sido-una-region-altamente-sismica/>
- Berahman, F. (2010). Performance-based seismic evaluation of the Icon Hotel in Dubai, United Arab Emirates. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 22(3), 300–326. <https://doi.org/10.1002/tal.688>
- Bracci, J. M., Kunnath, S. K., & Reinhorn, A. M. (1997). Seismic Performance and Retrofit Evaluation of Reinforced Concrete Structures. *Journal of Structural Engineering*, 123(1), 3–10. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1997\)123:1\(3\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123:1(3))
- Chambi Echegaray, G., Herencia Félix, B. G., Cabrera Carranza, C. F., Malca Casavilca, N., Torres Guerra, J., Jesus Matos, H., Rendon Schneir, E., & Montero Chirito, J. C. (2023). La vulnerabilidad de las ciudades de Piura frente a las inundaciones producto del incremento de lluvias en episodios de El Niño. *Revista Del Instituto de Investigación de La Facultad de Minas, Metalurgia y Ciencias Geográficas*, 26(51), e25373. <https://doi.org/10.15381/iigeo.v26i51.25373>
- Computers and Structures. (2024). *Building analysis and desing t*. <https://www.csiamerica.com/products/etabs>
- FEMA 440. (2005). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. In *Federal Emergency Management Agency* (Issue June).
- Gallardo, N. (2023). Análisis estático y dinámico no lineal en el desempeño sismorresistente de un colegio diseñado bajo la norma E.030 en Ferreñafe. In *Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo*. <http://tesis.usat.edu.pe/handle/20.500.12423/6626>
- Haider, S. M. B., Nizamani, Z., Yip, C. C., & Wong, J. Y. (2021). Nonlinear dynamic analysis of two storey RC building model. *Jurnal Teknologi*, 83(4), 51–62. <https://doi.org/10.11113/jurnalteknologi.v83.16390>
- Handana, M. A. P., Karolina, R., & Steven. (2018). Performance evaluation of existing building structure with pushover analysis. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 309(1). <https://doi.org/10.1088/1757-899X/309/1/012039>
- Hurtado, O. (2021). *Optimización del diseño estructural aplicando análisis no lineal en el proyecto consultorios médicos en la ciudad de Piura* (Vol. 3, Issue 2). Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo.
- IGP. (2019). *Instituto Geofísico del Perú: Se cumplen 45 años del último terremoto que afectó Lima el 03 de octubre de 1974*. <https://doi.org/https://www.gob.pe/institucion/igp/noticias/73974-instituto-geofisico-del-peru-se-cumplen-45-anos-del-ultimo-terremoto-que-afecto-lima-el-03-de-octubre-de-1974>
- Instituto Geofísico del Perú. (2017). Análisis y evaluación de los patrones de

- sismicidad y escenarios sísmicos en el borde occidental del Perú. In *Ministerio del ambiente* (Vol. 6, Issue 1). <http://repositorio.unan.edu.ni/2986/1/5624.pdf><http://fiskal.kemenkeu.go.id/ejournal><http://dx.doi.org/10.1016/j.cirp.2016.06.001><http://dx.doi.org/10.1016/j.powtec.2016.12.055><https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2019.02.006><https://doi.org/10.1>
- Khatiwada, P., Hu, Y., Lam, N., & Menegon, S. J. (2023). Nonlinear Dynamic Analyses Utilising Macro-Models of Reinforced Concrete Building Structures and Site-Specific Accelerograms. *CivilEng*, 4(3), 881–900. <https://doi.org/10.3390/civileng4030048>
- La Rosa, J., & Vila, G. (2019). *Comportamiento estructural del edificio Prima Tower mediante el análisis dinámico no lineal*. Universidad Ricardo Palma.
- Mander, J., Priestley, J., Park, R., Fellow, & ASCE. (1989). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *J. Struct. Eng.*, 114(8), 1804–1826.
- Miraflores. (2020). *Domingo 31 de mayo de 1970: Terremoto y aluvión sepultan a Yungay y dejan miles de muertos*. <https://www.miraflores.gob.pe/domingo-31-de-mayo-de-1970-terremoto-y-aluvion-sepultan-yungay-y-dejan-miles-de-muertos/#>
- Norma E.030 Diseño Sismorresistente, El Peruano 36 (2018). <file:///C:/Users/User/OneDrive/Documents/Stocks urbanos/Paper Stocks/Normas Peruanas/Diseño sismorresistente/RM-355-2018-VIVIENDA.pdf>
- Naciones Unidas. (2016). *Cerca de 1,35 millones de personas murieron en los últimos 20 años debido a desastres naturales*. <https://news.un.org/es/story/2016/10/1366641>
- Núñez, A. (2023). Metodologías de evaluación estructural por desempeño sísmico en edificaciones de concreto: estado del arte. *Revista Universidad y Sociedad*, 9, 256–265. <https://doi.org/https://orcid.org/0000-0003-1090-652X>
- ONU. (2015). *Objetivos de desarrollo sostenible*. <https://www.un.org/sustainabledevelopment/es/objetivos-de-desarrollo-sostenible/>
- Organización para la cooperación y el desarrollo económicos, XIV Economía y sociedad 79 (2018). <https://www.redalyc.org/pdf/510/51011904005.pdf>
- Otani, S. (1980). Nonlinear Dynamic Analysis of Reinforced Concrete Building Structures. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 7(2), 333–344. <https://doi.org/10.1139/l80-041>
- Palacios, J. (2016). *Evaluación del desempeño sísmico aplicando el análisis dinámico incremental del pabellón D de la escuela profesional de ingeniería agrícola de la universidad nacional de Piura*. Universidad Privada Antenor Orrego.
- Rochel, R. (2012). *Análisis y diseño sísmico de edificios* (Fondo editorial universidad EAFIT (ed.); Segunda ed).
- Samaniego, Í., & Sánchez, G. (2020). Vulnerabilidad sísmica empleando el análisis dinámico no lineal incremental de una vivienda multifamiliar Ate-Lima 2020 [Universidad César Vallejo]. In *Universidad Cesar Vallejo*. <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/57396>
- USGS, ANSS, & CGS. (2024). *Center for Engineering Strong Motion*. <https://www.strongmotioncenter.org/>

## ANEXOS

## ANEXO 1. Tabla de consistencia

**Título:** Evaluación del desempeño sísmico de edificaciones existentes actuales en la ciudad de Piura-Perú mediante análisis dinámico no lineal (Análisis tiempo / historia).

**Autores:** Ipanaqué Ruiz, José Geanpiere y Liviapoma Cortez, Angie.

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	INSTRUMENTOS
<b>Problema General</b>	<b>Objetivo General</b>	<b>Hipótesis General</b>	<b>INDEPENDIENTE</b>			
La vulnerabilidad sísmica en edificaciones existentes en la ciudad de Piura no ha sido evaluada adecuadamente según metodologías actuales de diseño sísmico por desempeño	Evaluar el desempeño sísmico de una edificación existente en la ciudad de Piura-Perú mediante análisis dinámico no lineal (Análisis tiempo / historia)	Al analizar el desempeño sísmico de estructuras existentes en la ciudad de Piura bajo análisis dinámico no lineal las estructuras cumplirán los niveles de desempeño sísmico planteados en la normativa E.030	Análisis dinámico no lineal	Normativas de diseño sísmico nacionales y extranjeras	Normativa nacional	E.030
					Normativas extranjeras	FEMA-440, FEMA 356, ASCE/SEI 41-13
<b>Problemas específicos</b>	<b>Objetivos específicos</b>	<b>Hipótesis específicas</b>	<b>DEPENDIENTE</b>			
Falta de registros sísmicos que representen el régimen tectónico de la ciudad de Piura – Perú, para realizar análisis dinámico no lineal. El análisis y diseño de estructuras actualmente se basan en metodologías modal espectral, siendo la parte del comportamiento no lineal manejado por factores de seguridad.	Seleccionar registros sísmicos que sean compatibles con el régimen tectónico de la ciudad de Piura-Perú Aplicar la metodología de análisis dinámico no lineal (Análisis tiempo / historia)	Los registros sísmicos seleccionados mejorarán los resultados para evaluar su desempeño con NLRHA. La aplicación de NLRHA permitirá identificar de manera precisa el comportamiento sísmico de edificio de estudio en Piura – Perú.	Desempeño estructural	Registros sísmicos compatibles con el régimen tectónico.	Selección de registros	CESMD Archivos
				Dimensiones de las secciones estructurales	Propiedades de materiales, secciones y refuerzo del acero.	Planos
				Definición del comportamiento lineal y no lineal	Definición de modelos de comportamiento, definición de funciones, definición de casos modales.	Software Etabs.
Conocer el estado estructural que se presentara una estructura luego del sismo de diseño.	Determinar el desempeño sísmico ante los niveles de amenaza requeridos por la normativa técnica E.030 en el edificio de estudio.	Qué nivel de desempeño presentará según la normativa técnica E.030 el edificio en estudio luego de realizar el NLRHA.		Resultados	Desplazamientos, derivas de piso, aceleraciones absolutas y nivel de daño.	Software Etabs y Excel.

## ANEXO 2. Matriz de operacionalización de variables

**Título:** Evaluación del desempeño sísmico de edificaciones existentes actuales en la ciudad de Piura-Perú mediante análisis dinámico no lineal (Análisis tiempo / historia).

**Autores:** Ipanaqué Ruiz, José Geanpiere y Liviapoma Cortez, Angie.

VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	NIVELES DE MEDICIÓN
<p><b>Variable dependiente:</b> Análisis dinámico no lineal</p>	<p>Método que se utiliza en aquellos casos en los cuales se presentan variaciones en la capacidad de disipación de energía en el rango inelástico (Rochel, 2012).</p>	<p>Procedimientos que se utiliza para determinar el comportamiento estructural de las edificaciones mediante análisis dinámico no lineal.</p>	<p>Esta variable está determinada por las metodologías establecidas en normativas como el FEMA 440, y el código peruano E.030.</p>	<p>Definición de acelerogramas, definición de funciones, definición de casos modales.</p>	<p>Procedimiento y validación en el software Etabs.</p>
<p><b>Variable independiente:</b> Desempeño estructural</p>	<p>Es la capacidad de una edificación para resistir cargas y deformaciones bajo condiciones de carga como verticales y laterales.</p>	<p>Mediante el análisis y comparación de resultados obtenidos.</p>	<p>En la definición operacional se estable las dimensiones de la estructura, su comportamiento lineal y no lineal, la definición de acelerogramas todo esto para que el software Etabs pueda establecer un correcto nivel de desempeño.</p>	<p>Elementos estructurales: columnas, vigas, losas.</p>	<p>Desplazamientos, derivas de piso, aceleraciones absolutas y nivel de daño.</p>

## ANEXO 3. Instrumento de recolección de datos

### Selección de registros sísmicos

# Center for Engineering Strong Motion Data

CESMD - A Cooperative Effort



---

#### About CESMD

Data for Latest Earthquakes  
Internet Quick Reports (IQR)

Archive

Search for Data  
from Specific Stations or Structure Types

---

CISN

AEIC

PNSN

IMW


CEUS

IRIS

COSMOS

Partner Data Centers and Networks


## ANEXO 5. Normativas

FUNDADO EL 22 DE OCTUBRE DE 1825  POR EL LIBERTADOR SIMÓN BOLÍVAR

# El Peruano

1825-2015. LA HISTORIA PARA CONTAR | DIARIO OFICIAL

AÑO DE LA CONSOLIDACIÓN DEL MAR DE GRAU Domingo 24 de enero de 2016



Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento

**DECRETO SUPREMO  
N° 003-2016-VIVIENDA**

**DECRETO SUPREMO QUE MODIFICA  
LA NORMA TÉCNICA E.030 “DISEÑO  
SISMORRESISTENTE” DEL REGLAMENTO  
NACIONAL DE EDIFICACIONES,  
APROBADA POR DECRETO SUPREMO  
N° 011-2006-VIVIENDA, MODIFICADA CON  
DECRETO SUPREMO  
N° 002-2014-VIVIENDA**

**NORMAS LEGALES**

**SEPARATA ESPECIAL**



# Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures

FEMA 440

June 2005



FEMA





ASCE STANDARD

ASCE/SEI

**41-17**

# Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

**ASCE**  
AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS



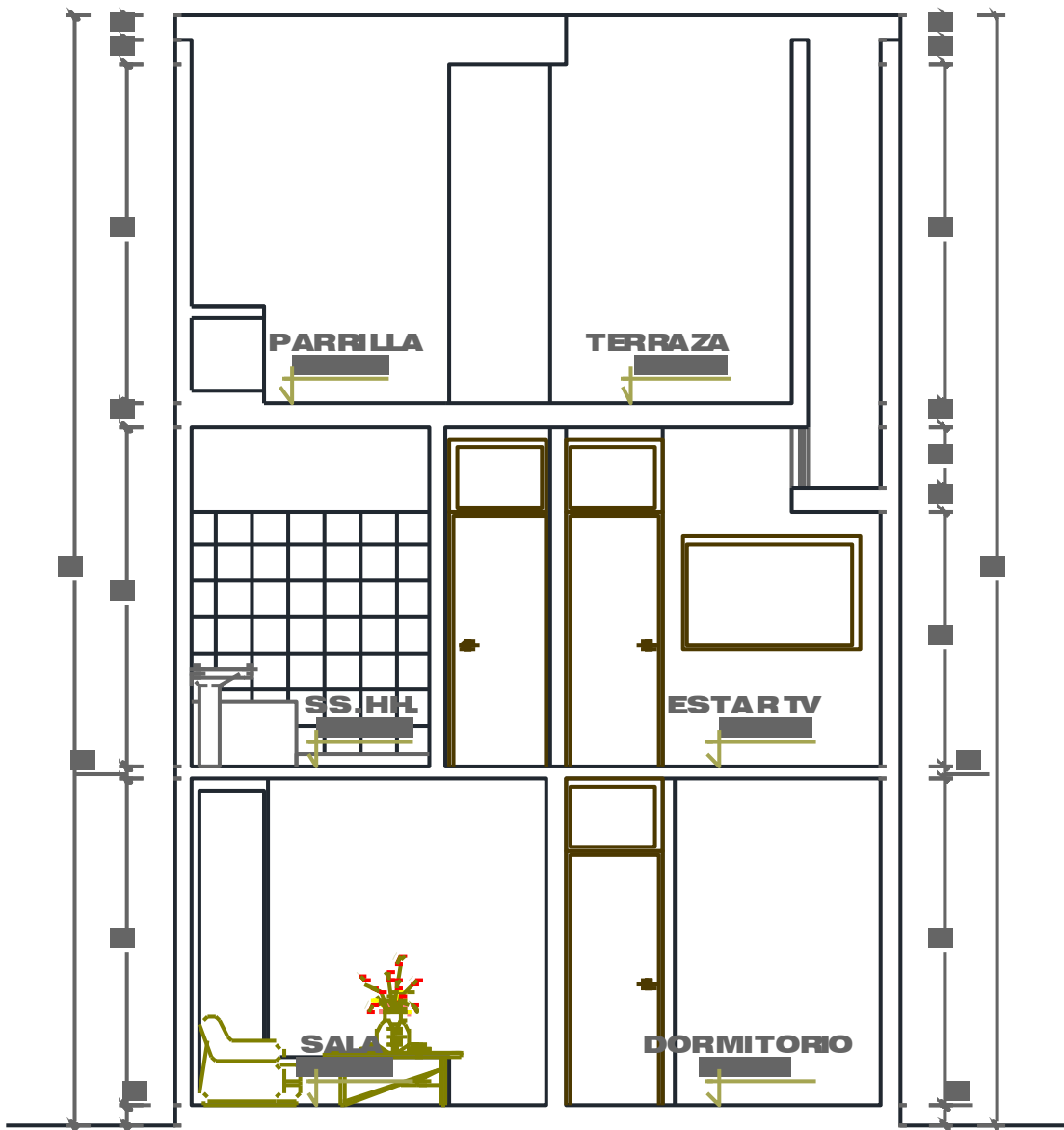
[www.mirjalili.net](http://www.mirjalili.net)

**ANEXO 8. Planos**



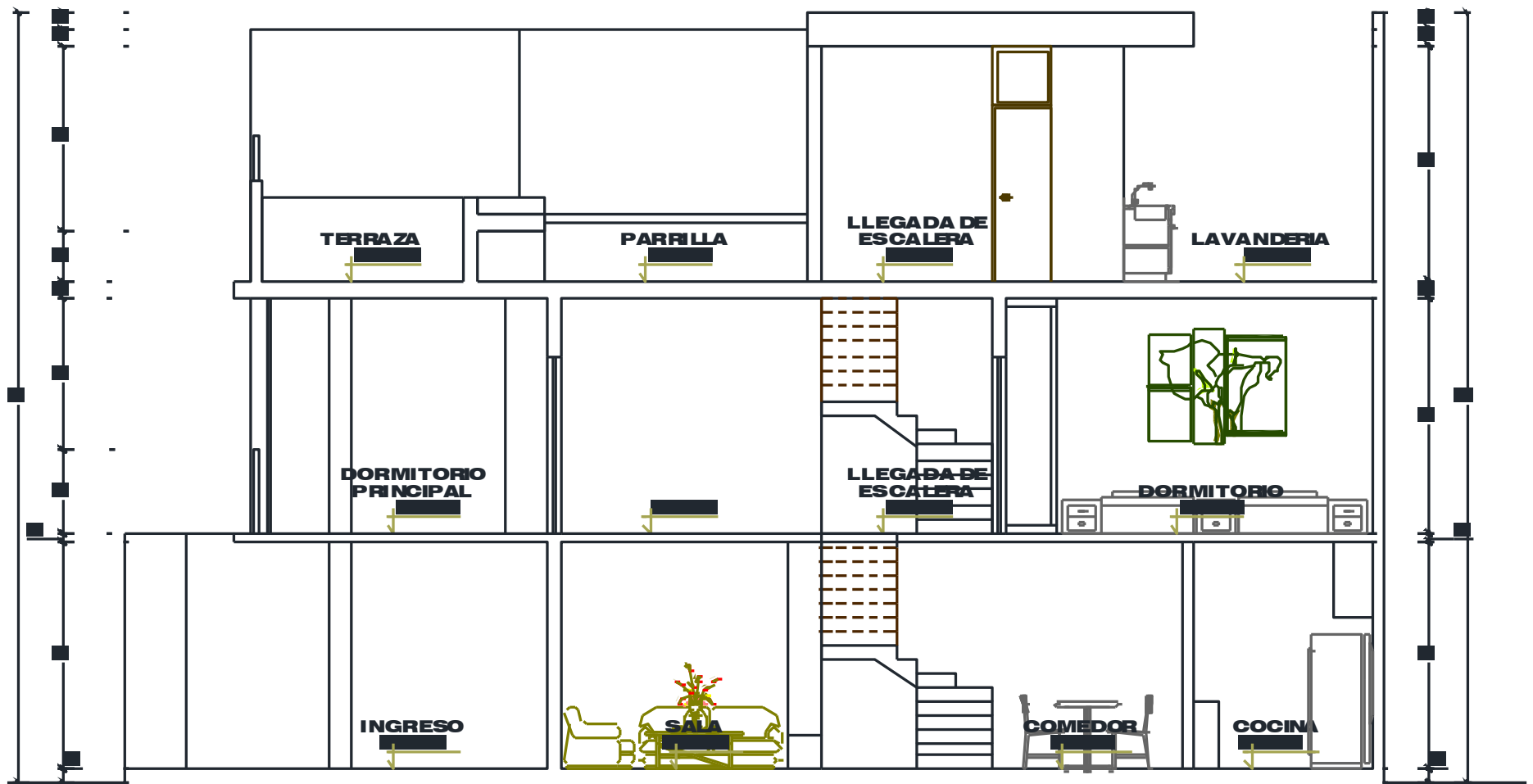
# ELEVACION PRINCIPAL

ESC.: 1 / 50



# CORTE A-A

ESC.: 1 / 50



# CORTE B-B

ESC.: 1 / 50