

**UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



**Evaluación del desempeño sísmico de dos sistemas estructurales aplicados a una edificación de la ciudad de Lima**

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

**AUTOR**

**Manuel Perez Tineo**

**ASESOR**

**Guillermo Segundo Carranza Cieza**

**<https://orcid.org/0000-0001-9321-2501>**

**Chiclayo, 2025**

**Evaluación del desempeño sísmico de dos sistemas estructurales  
aplicados a una edificación de la ciudad de Lima**

PRESENTADA POR  
**Manuel Pérez Tineo**

A la Facultad de Ingeniería de la  
Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo  
para optar el título de

**INGENIERO CIVIL**

APROBADA POR

Ángel Lorren Palomino  
PRESIDENTE

Luis Quiroz Quiñones  
SECRETARIO

Guillermo Segundo Carranza Cieza  
VOCAL

## **Dedicatoria**

A Dios por darme salud y bendición para lograr mis objetivos.

A mis padres Carmen Rosa y Pedro Lucio que son la base fundamental en mi vida, por ser el motivo de esta investigación, quienes con esfuerzo me dieron el apoyo y motivación en los momentos que más necesitaba.

A mi hermano César, por apoyarme de principio a fin, por impulsar todos los días con palabras de apoyo e inculcar valores de responsabilidad y superación en mi vida.

A mis hermanos Pedro y Jacqueline que me apoyaron en el transcurso de la etapa de mi vida universitaria.

A los amigos que fueron parte de mi crecimiento personal en mi época estudiantil.

## **Agradecimientos**

A mi asesor de tesis, Ing. Guillermo Segundo Carranza Cieza, por sus recomendaciones, apoyo en el desarrollo de esta investigación, conocimientos impartidos, por la confianza y sus sugerencias en la elaboración de la tesis.

A mis maestros por sus enseñanzas brindadas, por ser guía y ejemplo de profesional.

A mis amigos por el apoyo mutuo en nuestra formación profesional en esta etapa académica y sus aportes en el desarrollo de la tesis.

INFORME DE ORIGINALIDAD

<b>24%</b> INDICE DE SIMILITUD	<b>23%</b> FUENTES DE INTERNET	<b>10%</b> PUBLICACIONES	<b>9%</b> TRABAJOS DEL ESTUDIANTE
-----------------------------------	-----------------------------------	-----------------------------	--------------------------------------

FUENTES PRIMARIAS

<b>1</b>	<b>hdl.handle.net</b> Fuente de Internet	<b>6%</b>
<b>2</b>	<b>tesis.usat.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>5%</b>
<b>3</b>	<b>repositorio.uss.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>2%</b>
<b>4</b>	<b>repositorio.ucv.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>1%</b>
<b>5</b>	<b>repositorio.upt.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>1%</b>
<b>6</b>	<b>oa.upm.es</b> Fuente de Internet	<b>1%</b>
<b>7</b>	<b>Submitted to Universidad Internacional de la Rioja</b> Trabajo del estudiante	<b>&lt;1%</b>
<b>8</b>	<b>repositorio.upao.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>&lt;1%</b>
<b>9</b>	<b>repositorio.uta.edu.ec</b> Fuente de Internet	

## ÍNDICE

<b>Resumen .....</b>	<b>11</b>
<b>Abstract .....</b>	<b>12</b>
<b>Introducción.....</b>	<b>13</b>
<b>Revisión de literatura.....</b>	<b>17</b>
<b>Materiales y métodos .....</b>	<b>26</b>
<b>Resultados y discusión .....</b>	<b>32</b>
<b>Conclusiones .....</b>	<b>83</b>
<b>Recomendaciones .....</b>	<b>84</b>
<b>Referencias .....</b>	<b>85</b>
<b>Anexos .....</b>	<b>88</b>

## Lista de tablas

Tabla 1.	Objetivo de performance según el comité Visión 2000 - SEAOC.....	23
Tabla 2.	Área techada por nivel.....	32
Tabla 3.	Propiedades de los materiales .....	39
Tabla 4.	Sistema estructural N°01 .....	40
Tabla 5.	Sistema estructural N°02 .....	40
Tabla 6.	Fuerzas equivalentes – Bloque A .....	43
Tabla 7.	Distribución de fuerza sísmica en altura dir-X-X - Y-Y – bloque A.....	43
Tabla 8.	Verificación estructural – bloque A .....	43
Tabla 9.	Irregularidad estructural – bloque A.....	44
Tabla 10.	Espectro Pseudo – Aceleraciones .....	44
Tabla 11.	Periodos y participación de masa – Bloque A.....	45
Tabla 12.	Factor de amplificación de cortante – Bloque A .....	46
Tabla 13.	Cálculo de derivas Bloque A .....	46
Tabla 14.	Fuerzas equivalentes – bloque A.....	48
Tabla 15.	Distribución de fuerza sísmica en altura dir -X – dir Y - Bloque A .....	48
Tabla 16.	Irregularidad estructural bloque A .....	49
Tabla 17.	Espectro Pseudo – Aceleraciones en sistema de acero estructural .....	49
Tabla 18.	Periodos y participación de masa – Bloque A.....	50
Tabla 19.	Factor de amplificación de cortante – Bloque A- A.E .....	51
Tabla 20.	Cálculo de derivas Bloque A – A.E.....	51
Tabla 21.	Modelo Mander - Concreto no confinado $f'c$ 280 kg/cm <sup>2</sup> .....	52
Tabla 22.	Modelo acero refuerzo simple – acero de refuerzo $f_y$ 4200 kg/cm <sup>2</sup> .....	53
Tabla 23.	Esfuerzos $P_u$ , $M_2$ , $M_3$ - Diseño columna (0.45m x 0.45m) .....	54
Tabla 24.	Diagrama de interacción – M33 – M22 – C0.45X0.45 .....	55
Tabla 25.	Esfuerzos $P_u$ , $M_2$ , $M_3$ - Diseño Muro corte (2.40 x 0.30) .....	56
Tabla 26.	Diagrama de interacción – M33 – M22 – PL 2.40x0.30 .....	56

<b>Tabla 27.</b>	<b>Acero de refuerzo longitudinal en vigas 0.30 m x0.50m .....</b>	<b>58</b>
<b>Tabla 28.</b>	<b>Patrón de carga lateral – Bloque A.....</b>	<b>66</b>
<b>Tabla 29.</b>	<b>Puntos capacidad pushover en la dir X.....</b>	<b>69</b>
<b>Tabla 30.</b>	<b>Puntos capacidad pushover en la dir Y .....</b>	<b>70</b>
<b>Tabla 31.</b>	<b>Estimación del point de performance ASCE 41-17.....</b>	<b>72</b>
<b>Tabla 32.</b>	<b>Deriva límite del ATC-40.....</b>	<b>75</b>
<b>Tabla 33.</b>	<b>Registros sísmicos.....</b>	<b>77</b>
<b>Tabla 34.</b>	<b>Deriva – Espectro elástico.....</b>	<b>81</b>
<b>Tabla 35.</b>	<b>Deriva – Señal sísmica Lima 1966 .....</b>	<b>81</b>
<b>Tabla 36.</b>	<b>Deriva – Señal sísmica Huaraz 1970.....</b>	<b>82</b>
<b>Tabla 37.</b>	<b>Deriva – Señal sísmica Lima 1974 .....</b>	<b>82</b>
<b>Tabla 38.</b>	<b>Respuesta sísmica edificio de acero .....</b>	<b>82</b>
<b>Tabla 39.</b>	<b>Clasificación de edificio de acero estructural .....</b>	<b>83</b>
<b>Tabla 40.</b>	<b>Estados de daño según Hazus99.....</b>	<b>83</b>

## Lista de ilustraciones

<b>Ilustración 1.</b>	<b>Mapa de Acoplamiento Sísmico.....</b>	<b>14</b>
<b>Ilustración 2.</b>	<b>Evaluación de la capacidad .....</b>	<b>20</b>
<b>Ilustración 3.</b>	<b>Cargas laterales .....</b>	<b>21</b>
<b>Ilustración 4.</b>	<b>Análisis modal espectral .....</b>	<b>21</b>
<b>Ilustración 5.</b>	<b>Idealización del pushover y curva de capacidad .....</b>	<b>22</b>
<b>Ilustración 6.</b>	<b>Niveles de performance de una estructura .....</b>	<b>23</b>
<b>Ilustración 7.</b>	<b>Curva de capacidad y desempeño .....</b>	<b>24</b>
<b>Ilustración 8.</b>	<b>Parámetros que definen un terremoto .....</b>	<b>25</b>
<b>Ilustración 9.</b>	<b>Graficas de función Tiempo - Historia.....</b>	<b>25</b>
<b>Ilustración 10.</b>	<b>Operacionalización de variables.....</b>	<b>26</b>
<b>Ilustración 11.</b>	<b>Matriz de consistencia .....</b>	<b>30</b>
<b>Ilustración 12.</b>	<b>Ubicación del Edificio .....</b>	<b>33</b>
<b>Ilustración 13.</b>	<b>Plano de Ubicación.....</b>	<b>34</b>
<b>Ilustración 14.</b>	<b>Plano de distribución arquitectónica del 1º nivel.....</b>	<b>35</b>
<b>Ilustración 15.</b>	<b>Plano de distribución arquitectónica típica del 2º – 7º nivel.....</b>	<b>35</b>
<b>Ilustración 16.</b>	<b>Plano distribución arquitectónica del 8º nivel.....</b>	<b>36</b>
<b>Ilustración 17.</b>	<b>Plano distribución arquitectónica de Azotea.....</b>	<b>36</b>
<b>Ilustración 18.</b>	<b>Plano de Elevación detalles de corte A-A y B-B.....</b>	<b>37</b>
<b>Ilustración 19.</b>	<b>Ubicación de puntos de exploración.....</b>	<b>38</b>
<b>Ilustración 20.</b>	<b>Mapa de zonificación del tipo de suelo.....</b>	<b>39</b>
<b>Ilustración 21.</b>	<b>Modelamiento Sistema Estructural Concreto Armado - Bloque A.....</b>	<b>42</b>
<b>Ilustración 22.</b>	<b>Estructuración de Edificio de Acero Estructural .....</b>	<b>47</b>
<b>Ilustración 23.</b>	<b>Curva esfuerzo – deformación – <math>f'c</math> 280kg/cm<sup>2</sup> .....</b>	<b>52</b>
<b>Ilustración 24.</b>	<b>Curva esfuerzo – deformación – <math>f'c</math> 210kg/cm<sup>2</sup> .....</b>	<b>53</b>
<b>Ilustración 25.</b>	<b>Curva esfuerzo – deformación – acero de refuerzo <math>f_y</math> 4200 kg/cm<sup>2</sup> ....</b>	<b>54</b>
<b>Ilustración 26.</b>	<b>Sección típica de columna (45X45).....</b>	<b>55</b>

<b>Ilustración 27.</b>	<b>Sección típica de muro de corte (4.20 m x 0.30 m).....</b>	<b>57</b>
<b>Ilustración 28.</b>	<b>Momentos 3-3 por envolvente .....</b>	<b>57</b>
<b>Ilustración 29.</b>	<b>Sección típica de viga 0.30 m x 0.50m .....</b>	<b>58</b>
<b>Ilustración 30.</b>	<b>Idealización de modelos de plasticidad en elementos estructurales .....</b>	<b>59</b>
<b>Ilustración 31.</b>	<b>Fibras de concreto armado .....</b>	<b>59</b>
<b>Ilustración 32.</b>	<b>Data material no lineal – 01 .....</b>	<b>60</b>
<b>Ilustración 33.</b>	<b>Data de material no lineal – 02 .....</b>	<b>60</b>
<b>Ilustración 34.</b>	<b>Data de material no lineal – <math>f_y</math> 4200 kg/cm<sup>2</sup>.....</b>	<b>61</b>
<b>Ilustración 35.</b>	<b>Datos no lineales en secciones de viga .....</b>	<b>61</b>
<b>Ilustración 36.</b>	<b>Definición de secciones de vigas.....</b>	<b>62</b>
<b>Ilustración 37.</b>	<b>Datos no lineales en secciones de columnas .....</b>	<b>63</b>
<b>Ilustración 38.</b>	<b>Definición de secciones de columnas con características no lineales....</b>	<b>64</b>
<b>Ilustración 39.</b>	<b>Datos no lineales en secciones de muros .....</b>	<b>64</b>
<b>Ilustración 40.</b>	<b>Definición de secciones de muros.....</b>	<b>65</b>
<b>Ilustración 41.</b>	<b>Asignación de carga gravitacional.....</b>	<b>66</b>
<b>Ilustración 42.</b>	<b>Carga lateral no lineal (ANLEXX+) .....</b>	<b>67</b>
<b>Ilustración 43.</b>	<b>Asignación de parámetro de carga lateral.....</b>	<b>67</b>
<b>Ilustración 44.</b>	<b>Ubicación de joint 39 en el último piso.....</b>	<b>68</b>
<b>Ilustración 45.</b>	<b>Rotulas tipo fibras en columnas.....</b>	<b>68</b>
<b>Ilustración 46.</b>	<b>Rotulas tipo fibras en vigas .....</b>	<b>69</b>
<b>Ilustración 47.</b>	<b>Rotulas tipo fibras en muros .....</b>	<b>69</b>
<b>Ilustración 48.</b>	<b>Curva de capacidad pushover en la dir. X .....</b>	<b>70</b>
<b>Ilustración 49.</b>	<b>Curva de capacidad en la dir Y .....</b>	<b>70</b>
<b>Ilustración 50.</b>	<b>Curva de capacidad en X-Y .....</b>	<b>71</b>
<b>Ilustración 51.</b>	<b>Espectro Elástico .....</b>	<b>71</b>
<b>Ilustración 52.</b>	<b>Gráfica de punto de desempeño ANLE XX+ según ASCE 41-17.....</b>	<b>72</b>
<b>Ilustración 53.</b>	<b>Gráfica de punto de desempeño ANLE YY+ según ASCE 41-17.....</b>	<b>73</b>

<b>Ilustración 54.</b>	<b>Punto de control joint 39 – ANLE XX+ .....</b>	<b>73</b>
<b>Ilustración 55.</b>	<b>Punto de control joint 39 – ANLE YY+ .....</b>	<b>74</b>
<b>Ilustración 56.</b>	<b>Derivas – Análisis PushOver estático XX+ YY+ .....</b>	<b>74</b>
<b>Ilustración 57.</b>	<b>Desplazamientos en el paso 31 – ANLE XX+ ANLE YY+ .....</b>	<b>75</b>
<b>Ilustración 58.</b>	<b>Desempeño XX de acuerdo SEAOC VISION 2000 .....</b>	<b>76</b>
<b>Ilustración 59.</b>	<b>Desempeño YY de acuerdo SEAOC VISION 2000 .....</b>	<b>76</b>
<b>Ilustración 60.</b>	<b>Corrección y filtrado por línea base .....</b>	<b>78</b>
<b>Ilustración 61.</b>	<b>Corrección y filtrado por línea base .....</b>	<b>78</b>
<b>Ilustración 62.</b>	<b>Espectro elástico .....</b>	<b>79</b>
<b>Ilustración 63.</b>	<b>Escalamiento del registro sísmico .....</b>	<b>79</b>
<b>Ilustración 64.</b>	<b>Acelerograma Lima 1966 – EW .....</b>	<b>80</b>
<b>Ilustración 65.</b>	<b>Acelerograma Lima 1966 – NS .....</b>	<b>80</b>
<b>Ilustración 66.</b>	<b>Load case 1966_EW .....</b>	<b>80</b>
<b>Ilustración 67.</b>	<b>Load case 1966_NS .....</b>	<b>81</b>

## Resumen

La investigación tiene como propósito evaluar el desempeño sísmico de la Torre A del conjunto multifamiliar Salaverry de 8 niveles, la cual es una estructura de concreto armado, ubicada en la ciudad de Lima. En la investigación se propone dos sistemas estructurales, concreto armado y acero estructural, de los cuales se obtuvo su desempeño. Para realizar este propósito utilizamos las guías metodológicas ATC-40, ASCE 41-17 y SEAOC VISION 2000.

El análisis Push-over se aplicó a la estructura concreto armado y el tiempo - historia a la estructura de acero. Utilizando ETABS, se creó un modelo estructural y se asignó las características no lineales, posteriormente se realizó el método Push-Over, se obtuvo como resultado la curva de capacidad del edificio. Del análisis lineal dinámico tiempo – historia, se determinó el desempeño sísmico cuando la estructura fue sometida a máximas solicitaciones sísmicas, esto se realizó mediante tres reportes sísmicos, de acuerdo la metodología Hazus99.

Los resultados del análisis permitieron determinar que las estructuras cumplen con los criterios de aceptación de acuerdo al ASCE41-17, ATC-40, SEAOC VISION2000, para un nivel de amenaza sismo de diseño (SD).

**Palabras clave:** Sistemas estructurales, análisis no lineal, desempeño sísmico.

### **Abstract**

The purpose of this research is to evaluate the seismic performance of Tower A of the Salaverry multi-family complex of 8 levels, which is a reinforced concrete structure located in the city of Lima. The research proposes two structural systems, reinforced concrete and structural steel, from which their performance was obtained. To achieve this purpose, we used the methodological guidelines ATC-40, ASCE 41-17 and SEAOC VISION 2000.

The Push-over analysis was applied to the reinforced concrete structure and the time-history to the steel structure. Using ETABS, a structural model was created and the non-linear characteristics were assigned, then the Push-Over method was performed, and the building capacity curve was obtained as a result. From the dynamic linear time-history analysis, the seismic performance was determined when the structure was subjected to maximum seismic loads, this was done through three seismic reports, according to the Hazus99 methodology.

The results of the analysis allowed determining that the structures meet the acceptance criteria according to ASCE41-17, ATC-40, SEAOC VISION2000, for a design earthquake threat level (SD).

**Keywords:** Structural systems, Nonlinear analysis, Seismic performance.

## **Introducción**

De acuerdo con el informe acerca de los impactos de los desastres en América Latina y el Caribe, se tienen estadísticas históricas de desastres ocurridos entre 1990 y 2011 en 16 países de la región, Perú ha sufrido 130 desastres, ocupando el segundo lugar en dicho informe [1].

El Perú se encuentra en la región conocida como el cinturón de fuego del pacífico, esto genera un latente peligro sísmico, el mismo que resulta del producto de hundimiento de la placa de Nazca debajo de la Sudamericana, donde colisionan las placas, acumulando energía que provocan terremotos, de esta manera se libera energía, y a su vez la región se transforma en una de mayor actividad sísmica, exponiéndose a este riesgo, que trae consigo cuantiosas pérdidas materiales y de vidas humanas [2].

Perú experimenta frecuentes movimientos sísmicos a causa de su localización geográfica en la zona de alta actividad sísmica, zona donde se registra el 85% de los terremotos a nivel global [3], debido a la rapidez del proceso de convergencia entre placas mencionadas anteriormente, En los últimos años se han documentado terremotos de considerable magnitud a nivel mundial, en la actualidad del Perú, más del 30% de la población se agrupa en la ciudad de Lima, donde existe un silencio sísmico de 275 años, Por otro lado, en el sur del país, este periodo se reduce a 148 años, estas están en constante peligro sísmico, por esta razón resulta fundamental garantizar que las edificaciones no sufran daños estructurales o colapsos [4].

El informe “Escenario sísmico para Lima Metropolitana y Callao”, realizado por el Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI) [5], indica que la coalición de las placas sudamericana y nazca a velocidad constante producen procesos cíclicos que a futuro esta energía que se genera será liberada en terremotos y tsunamis, por lo que se esperaría un terremoto de 8.8 Mw, también lo menciona el jefe del Instituto Geofísico del Perú, Dr. Hernando Tavera, en su investigación Escenario sísmico del Perú [6], detallando en el mapa de Acoplamiento sísmico, presentando las ciudades costeras expuesta al peligro de sismos y tsunamis, donde la zona que presenta gran acumulación de deformación es la ciudad de Lima, generando un sismo superior a 8.5Mw.

### Ilustración 1. Mapa de Acoplamiento Sísmico



El análisis y diseño de edificios capaces de soportar los efectos de un sismo es un ámbito de investigación y desarrollo continuo a nivel global. Este campo no se limita únicamente al desarrollo de metodologías para el diseño de estructuras nuevas, sino que también incluye el evaluar edificaciones existentes. Estas estructuras, fueron diseñadas para resistir niveles sísmicos específicos; sin embargo, debido a la renovación de normativas y sus nuevos requerimientos, o a la necesidad de rehabilitarlas tras haber sufrido daños en un evento sísmico, resulta imprescindible llevar a cabo una reevaluación [7].

Las normas en Perú, al igual que las normativas a nivel mundial, se basan en criterios de protección frente a un único nivel de amenaza sísmica, como también la consideración de parámetros lineales en sus análisis de las edificaciones, debido a esto surge la necesidad de analizar el desempeño sísmico de edificaciones, obteniendo un comportamiento más adecuado a la realidad. Para evaluar el performance, es necesario comparar la capacidad de la estructura con las solicitudes sísmicas que afectarán la estructura. El desempeño intenta limitar las consecuencias a límites aceptables de uno o más peligros constantes, entre ellos tenemos viento, fuego, nieve, cargas vivas extremas y terremotos. Es fundamental realizar evaluaciones de la exposición sísmica de edificios existentes, las que a su vez se predisponen intrínsecamente a experimentar daños durante un sismo, relacionada con sus propiedades físicas, y tipo de suelo, zona sísmica, el tipo de sistema estructural [8]. Sin embargo, lo mencionado representa la base de la presente investigación, es necesario describir y entender el concepto de la resiliencia sísmica en edificios, es decir la resistencia de un edificio para resistir y restablecerse del sismo, construyendo edificios que puedan resistir las fuerzas generadas por los sismos, minimizando así el daño estructural, garantizando la seguridad de las personas dentro del edificio.

Las normativas del rubro de la construcción de cada país no aseguran el desempeño verdadero de los edificios, la falta de supervisión y ausencia de personal calificado que controle los procesos constructivos, contribuyen al colapso de los edificios.

A causa de lo mencionado se evalúa el desempeño sísmico de estructuras, dado que es relevante mejorar el comportamiento estructural y es necesario resaltar el grado de vulnerabilidad de las edificaciones ante los sismos.

Además, gracias a las nuevas tecnologías que promueven la creatividad e innovación de herramientas computacionales orientadas al área de la ingeniería civil, logrando desarrollar modelos estructurales, y a su vez se realizan análisis estructurales, el cual dará lugar a las respuestas sísmica obtenidas del comportamiento estructural y determinar el desempeño global de las estructuras.

Por consiguiente, la educación de ingenieros se encuentra basada en formulas, códigos y normas, así como la abrumadora relevancia de programas computacionales. Estas herramientas son capaces de resolver problemas matemáticos complejos que al ser humano le llevaría considerable tiempo resolver, estos elementos son esenciales para comprender el rendimiento óptimo de los diferentes sistemas estructurales [9].

Debido a los grandes avances en conocimiento y entendimiento, han emergido diversas técnicas y enfoques de análisis no lineal que, respaldados por validaciones experimentales, permiten anticipar el comportamiento de las estructuras, recurriendo a códigos extranjeros **SEAOC**, **ATC-40**, **FEMA**, estas incluyen análisis estáticos y dinámicos no lineales, estableciendo las etapas de performance y verifican las condiciones de aprobación, con el fin de estimar el impacto sísmico en las edificaciones.

De acuerdo con lo mencionado anteriormente, la investigación tiene el propósito evaluar la performance sísmica de la edificación, proponiendo para esta investigación, dos sistemas estructurales, concreto armado y acero estructural. Se obtuvo los planos de arquitectura, siendo esta la base para realizar el modelamiento de los sistemas estructurales, para la edificación de concreto armado se determina el desempeño sísmico mediante el análisis no lineal estático (Push-Over) y para el edificio de acero estructural se aplica el análisis dinámico lineal tiempo historia. Se realiza el modelamiento en el programa ETABS, se definió la no linealidad del material, siguiendo los lineamientos de los códigos ASCE 41-17, comentarios FEMA 356.

Del análisis Push-Over, con el apoyo del programa ETABS se obtiene la curva de capacidad y la formación de rotulas tipo fibra en el edificio determinando el desempeño sísmico acorde a normas, ATC-40 y SEAOC (VISION 2000).

El método lineal dinámico tiempo – historia, se determina el desempeño sísmico cuando las estructuras sean sometidas a máximas sollicitaciones sísmicas, que se realizará mediante tres registros de actividad sísmica (Lima-1966, Ancash-1970 y Lima-1974) los que tienen las características y condiciones de diseño similares al tipo de suelo del proyecto propuesto, se usa los programas Seísmo Signal para la rectificación y filtrado de la línea base y el programa Seísmo Match para el ajuste espectral de los registros sísmicos corregidos al espectro de respuesta E.030, de esta manera se obtiene potencial fallo vinculado a la aceleración del terreno inducido por las cargas sísmicas.

A continuación, se presentan las justificaciones de la tesis:

Desde la perspectiva **económica**, la investigación desempeña un papel crucial, ya que a través del uso de programas computacionales de bajo costo es posible realizar modelos tridimensionales de edificaciones. Estos modelos facilitan la rápida evaluación de diversas alternativas para determinar el sistema estructural más apropiado frente a cargas sísmicas. Este enfoque contribuye a prevenir reparaciones costosas y evitar el colapso estructural, dado que las pérdidas económicas asociadas con los sismos son significativas, estas medidas ayudan a evitar el estancamiento económico de las áreas damnificadas.

Desde el punto de **vista social**, la investigación posee un gran valor, ya que, respaldada por la filosofía sismorresistente, contribuye a evitar colapsos de las estructuras, salvaguardando la seguridad de las personas, garantizando la preservación de los servicios y reduciendo al mínimo los daños a los bienes materiales.

En el ámbito **técnico**, se emplearán herramientas digitales asequibles en este proyecto para valorar la capacidad de respuesta de las estructuras en ingeniería civil.

Esto ayudara a entender la comprensión de la performance sísmica de estructuras existentes bajo sismos de gran intensidad.

En el **aspecto científico**, en una sociedad centrada en el conocimiento, los modelos estructurales se convierten en un elemento crucial para el sistema educativo, particularmente en las instituciones de educación superior. Las investigaciones desempeñan un papel significativo en abordar los desafíos de la ingeniería estructural relacionados con los impactos de los sismos.

Desde la perspectiva **medioambiental**, el análisis no lineal de los sistemas estructurales permite conocer los estados límites de daño estructural que tendrá las edificaciones. Esto conlleva a estar preparados ante el colapso de las edificaciones, generando así una reducción de residuos de la construcción tras un evento sísmico, permitiendo un control más efectivo del impacto ambiental y una optimización de los materiales en la ejecución de proyectos.

Ante ello se maneja la siguiente **hipótesis**, se prevé que el nivel de performance sísmico calculado ANLE para el conjunto multifamiliar Salaverry, ante un sismo diseño sea seguridad de vida, y que presente menor daño el edificio de acero estructural frente al de concreto armado. Siendo el **objetivo general** de esta investigación evaluar el performance sísmico de dos sistemas, con el fin de conocer cual presenta menor daño estructural.

El cual da origen a los siguientes **objetivos específicos**, caracterizar el suelo del proyecto de investigación para obtener los parámetros sísmicos, elaborar la estructuración y predimensionado de los elementos estructurales, realizar modelos utilizando software de elementos finitos, efectuar el análisis estático no lineal y dinámico lineal tiempo historia, estimar el desempeño de las estructuras mediante la metodología Hazus, comparar y verificar el daño estructural de los sistemas.

## **Revisión de literatura**

### **Antecedentes del problema**

Para la investigación se incorporaron estudios nacionales e internacionales relacionados con el tema, los cuales han servido como base para su realización. Entre la variedad de investigaciones y bibliografía consultadas, se destacan aquellas enfocadas en la evaluación vinculada a esta investigación comparativa del comportamiento dinámico no lineal de dos sistemas estructurales aplicados a de una edificación de la ciudad de Lima, tenemos los siguientes:

#### **Investigaciones internacionales:**

**Albornoz Ramírez, Tania. 2020. Respuesta sísmica lineal y no lineal de un Edificio de la ciudad de México ante el terremoto del 19 de septiembre de 2017. Tesis de Ingeniería Civil, Santiago de Chile.**

Esta tesis [10] examina la respuesta del edificio utilizando modelos no lineales de elementos finitos. El modelo incorporó propiedades no lineales de los materiales y curvas de histéresis, incluyendo rótulas plásticas en vigas y columnas. Se evaluaron registros sísmicos cercanos al proyecto, realizando ajustes como la ampliación de los muros, cambios en las características de albañilería, incorporación de muros de concreto armado, fisuración de algunos elementos. Los resultados indican que los muros presentan fisuras, y los elementos no estructurales no son resistentes, pero ayudan a asumir una parte de los esfuerzos de corte.

**Núñez Palacios, Alva, 2022. Diseño por performance de un edificio de hormigón armado utilizando el método de Análisis Tiempo - Historia, Tesis de Licenciatura, Ingeniería Civil, Ecuador.**

La investigación [11], se centra en el diseño por desempeño de una edificación de 5 niveles. Se utilizó el método de análisis Tiempo-Historia para entender la respuesta estructural frente a un terremoto, aplicando normas como el código NEC 2015, ACI 2014, FEMA y Visión 2000. El modelado se realizó con el programa ETABS, calculando el espectro de diseño según el código NEC y utilizándolo en el análisis modal. Luego, se verificó el desempeño mediante el análisis Push-Over y el Tiempo-Historia, utilizando espectros sintéticos generados. Se concluyó que el análisis dinámico Tiempo-Historia mostró que el edificio sufriría daños significativos ante un terremoto con una probabilidad de retorno de 2500 años, utilizado para verificar el desempeño debido a la importancia del edificio.

#### **Investigaciones nacionales:**

**Esteba Apaza, Abel. 2020. “Análisis no lineales Estático y Dinámico en el performance de un edificio de concreto armado diseñado bajo la norma E.030, Tesis de Licenciatura, Ingeniería Civil, Puno.**

Esta investigación [12], se realiza el análisis de un edificio de 7 niveles, comenzando con un diseño lineal elástico para calcular las derivas según la norma E.030. A continuación, se aplican dos metodologías de análisis no lineales para evaluar la respuesta sísmica: el análisis estático Push-Over para determinar el nivel de desempeño y el análisis dinámico Tiempo-Historia para evaluar el performance a lo largo del tiempo. Los resultados de los análisis muestran que, en el primer caso, el desplazamiento de la estructura es de 4.46 cm, lo que se clasifica como Ocupación Inmediata. En el segundo análisis, con una deformación de 0.001, también se clasifica como Ocupación Inmediata. Después de ajustar las dimensiones de las secciones y reevaluar, el desplazamiento se incrementa a 5.27 cm, manteniéndose en el nivel de Ocupación Inmediata, pero con una diferencia del 18% en comparación con la estructura inicial. Se concluye que el análisis no lineal es determinante para evaluar el nivel de performance de la edificación.

**Samaniego Rimache, I. y Sánchez Bendezú, G. 2020. “Vulnerabilidad Sísmica mediante el análisis no lineal dinámico de una vivienda Ate-Lima”, Tesis de Licenciatura, Ingeniería Civil, Lima.**

En esta investigación [13], los autores exploran las características inelásticas de los materiales a través de curvas histéresis que describen este comportamiento. Se realiza un análisis dinámico incremental utilizando modelos de análisis dinámico no lineales con el enfoque tiempo-historia, centrado en registrar y escalar las medidas de intensidad del terremoto para generar un indicador de deriva. Este enfoque probabilístico se utiliza para elaborar curvas de fragilidad, proporcionando una visión detallada del estado de daño de la estructura. Se concluye que el análisis no lineal dinámico es esencial para evaluar la vulnerabilidad sísmica de una edificación. Basado en pruebas de laboratorio, la metodología tiempo-historia no lineal y las curvas de fragilidad, este análisis determina con mayor precisión la vulnerabilidad. Se evaluaron las curvas de fragilidad para diferentes niveles de sismicidad, y se determinó que aceleraciones de  $1.62 \text{ m/s}^2$  se asocian con daños moderados,  $2.42 \text{ m/s}^2$  con daños severos y  $3.4 \text{ m/s}^2$  con daños completos.

**Paredes Cruz Ariana. 2022. Evaluación del performance sísmico de una institución educativa mediante el análisis dinámico no lineal. Tesis de Licenciatura, Ingeniería Civil, Chiclayo.**

La investigación [14] aborda la problemática de centros educativos, que siguen funcionando sin haber sido construidas considerando criterios sismorresistentes. La tesis tiene el objetivo en el análisis de dos módulos de una institución educativa construida en 1994, destacando un sistema estructural en las dir-X, Y. La evaluación se realiza utilizando parámetros lineales y no lineales, sometiendo las estructuras a eventos sísmicos ocurridos en Perú. Los resultados indican un desempeño sísmico con daños estructurales severos en la dir-X y ligeros daños estructurales menores en la dir-Y.

**Guerrero Delgado, Josmel. 2023. Evaluación de la ductilidad por medio del análisis Push-Over y análisis dinámico no lineal del edificio Juan Pablo II en la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo en la ciudad de Chiclayo, Tesis de Licenciatura, Ingeniería Civil, Chiclayo.**

El proyecto [15], determina la ductilidad de un edificio de 10 niveles, mediante los análisis no lineales, después de definir las características propias de los materiales del edificio con un análisis lineal. El objetivo es obtener la ductilidad de la estructura. Durante el proceso, se evaluó la respuesta de la edificación conforme a las normas vigentes, analizando su capacidad de resistencia en situaciones no lineales e identificando la presencia de rótulas plásticas. Los resultados muestran que las rótulas aparecen en las vigas poco después de iniciarse la demanda sísmica, especialmente en aquellas que conectan los muros de corte. Las primeras rótulas plásticas se forman en las vigas de conexión entre placas de gran peralte cuando el desplazamiento del centro de masas en el nivel superior alcanza 9.99 cm en la dir-XX y 14.93 cm en la dir-YY, lo que provoca que la estructura entre rápidamente en el rango inelástico.

**Bases Teóricas científicas**

Las bases teórico - científicas en esta investigación comprenden algunos conceptos relaciones a la investigación, normas peruanas del RNE.

SEAO [16]

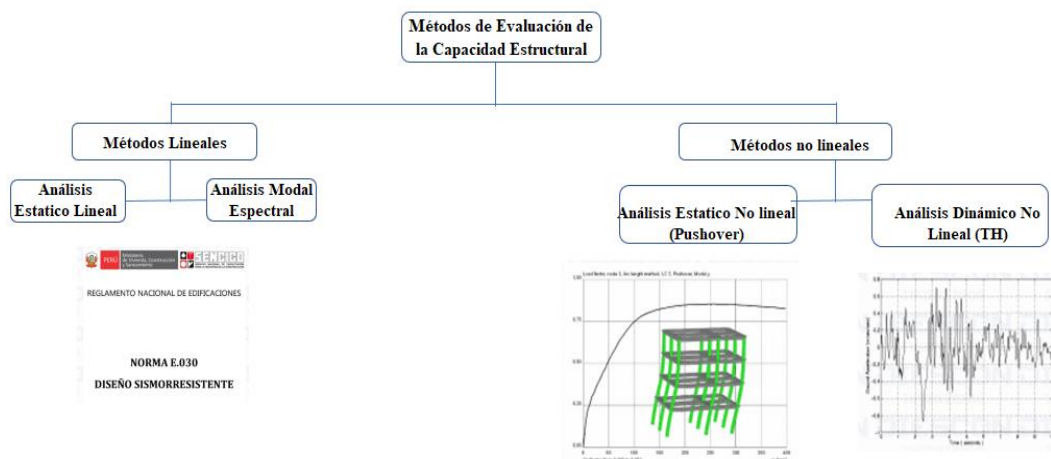
ASCE 41-17. [17]

FEMA 356. [18]

ATC-40. [19]

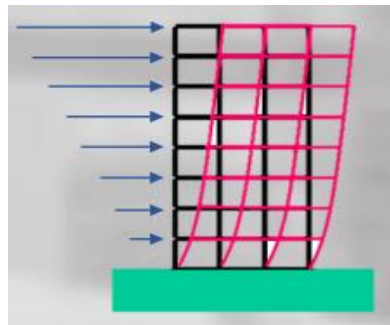
**Métodos de evaluación de la capacidad Estructural**, [20], están compuestos por análisis en el rango lineal y no lineal.

**Ilustración 2. Evaluación de la capacidad**



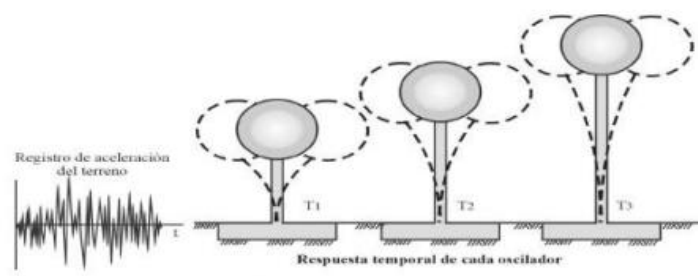
**Análisis Estático:** Esta es la sollicitación sísmica actuando como un conjunto de fuerzas en el C.M (centro de masa) de cada planta del edificio.

**Ilustración 3. Cargas laterales**



**Análisis dinámico modal:** Este análisis propone que la respuesta dinámica de un edificio puede calcularse al sumar las respuestas individuales de cada modo de vibración, empleando el espectro de pseudo aceleraciones.

**Ilustración 4. Análisis modal espectral**



### **Evaluación de edificios por medio de la no linealidad**

El análisis en el rango elástico lineal es una de las técnicas convencionales para el diseño de estructuras sismorresistentes, cuyo objetivo principal es prevenir la pérdida de vidas, asegurar la continuidad de los servicios esenciales y minimizar los daños materiales [21]. El diseño sísmico convencional, basado en la Norma E.030, asume un comportamiento lineal de las estructuras. Sin embargo, en estructuras de concreto, este comportamiento no lineal difiere significativamente del observado experimentalmente debido a fenómenos intrínsecos de los materiales como fisuración del concreto y plastificación del acero. Cuando se analiza una estructura en el rango no lineal, los movimientos sísmicos generan deformaciones permanentes, degradación de la resistencia y rigidez, lo que resulta en daños progresivos en los elementos estructurales.

**Método No lineal:** El edificio ingresa a la zona no lineal como consecuencia de cargas sísmicas que ocasionan deformaciones remanentes, disminución de rigidez, pérdida de resistencia, lo que genera daños estructurales del edificio. Este método varía con el tiempo y está determinado

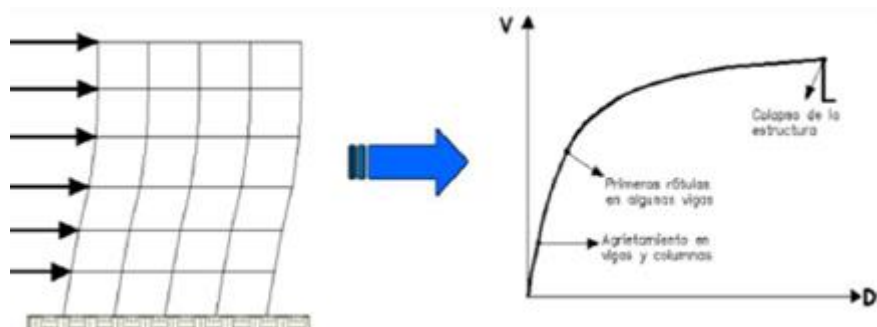
por las cargas aplicadas. Entre sus beneficios, se destaca la capacidad de ofrecer una estimación precisa de cargas que afectan al edificio y reconoce mecanismos de fallo de la estructura, utilizado en la evaluación y refuerzo sísmico de edificios.

### **Análisis Push-Over:**

Procedimiento en el cual se aplican gradualmente las cargas y se calcula la respuesta del edificio en cada etapa del proceso, teniendo en cuenta la no linealidad del material, esto permite obtener el desempeño real de la estructura, además permite identificar la secuencia de la aparición de rotulas que conducen al colapso de la estructura [22].

**Curva de capacidad:** Es la relación entre la carga lateral y el desplazamiento del techo en el piso más alto, lo que permite obtener una comprensión clara del nivel de performance sísmico del edificio [23].

### **Ilustración 5. Idealización del pushover y curva de capacidad**



### **Objetivos de performance:**

#### **Niveles de performance**

Se entiende como una condición límite de daño en la edificación, esta limitación se describe, seguridad que brinda a los ocupantes durante y después del movimiento sísmico.

Daño sufrido por la edificación y su capacidad de funcionamiento.

Costo, viabilidad y tiempo necesarios para restaurar el edificio a su estado previo al sismo.

#### **Niveles de performance de acuerdo a la SEAOC**

Se evalúa el daño en las estructuras expuestas a movimientos sísmicos, considerando aspectos como el comportamiento no lineal de los materiales, la pérdida de rigidez y resistencia. Este análisis tiene como objetivo supervisar, analizar y medir el grado de daño estructural en edificaciones durante eventos sísmicos.

Según la clasificación de SEAOC [21], los estados límites de daño se dividen en cuatro niveles de desempeño:

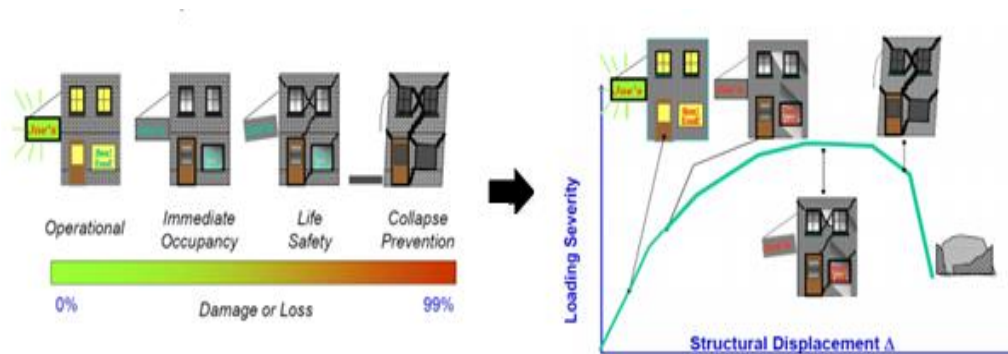
**Operacional:** No hay daños significativos; los edificios son seguros para los ocupantes y los servicios esenciales siguen funcionando.

**Funcional:** Se producen daños leves en los elementos estructurales y no estructurales, pero no comprometen la seguridad de la estructura.

**Resguardo de vida:** Se registran daños moderados tanto en elementos estructurales como no estructurales.

**Pre-colapso:** La estructura se vuelve insegura debido a la pérdida de rigidez lateral, lo que la hace vulnerable a colapsar.

**Ilustración 6. Niveles de performance de una estructura**



**Niveles de peligro sísmico**

De acuerdo ATC-40 [19], esta presenta tres niveles de riesgo sísmico, sismo de servicio, sismo de diseño y máximo.

**Objetivo de performances**

Objetivos de performance de acuerdo SEAOC (VISION 2000)

**Tabla 1. Objetivo de performance según el comité Visión 2000 - SEAOC**

		NIVELES DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA			
		Completamente Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Cerca al colapso
SISMO DE DISEÑO	50% en 50 años (Frecuente)	Green	Orange	Orange	Orange
	20% en 50 años (Ocasional)	Grey	Green	Orange	Orange
	10% en 50 años (Raro)	Yellow	Grey	Green	Orange
	5% en 50 años (Muy raro)		Yellow	Grey	Green

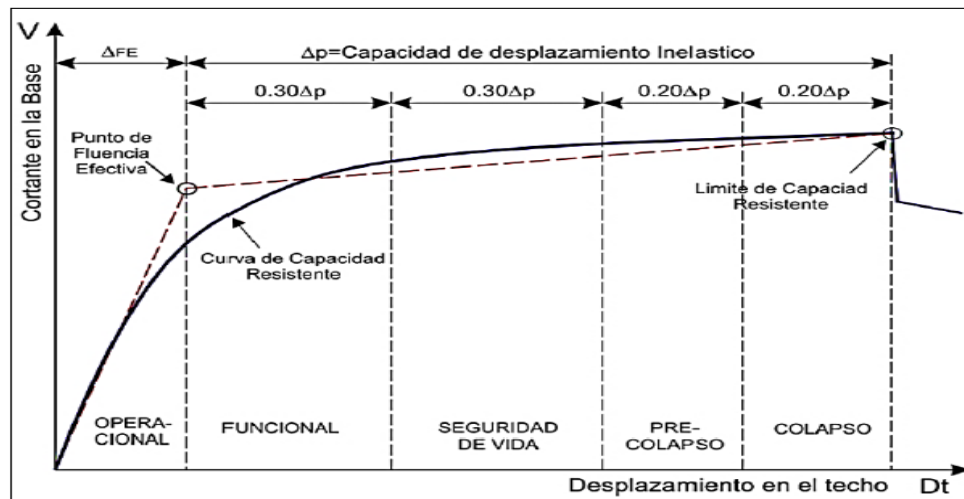
  

Orange	Objetivo de comportamiento inaceptable para nuevas edificaciones
Green	Objetivo de comportamiento para edificaciones comunes (viviendas, oficinas, etc)
Grey	Objetivo de comportamiento para servicios de emergencia (hospitales, bomberos, reservorios, etc)
Yellow	Objetivo de comportamiento para construcciones especiales ( centrales nucleares, presas de agua, etc.)

### Curva bilineal y sectorización de la curva de capacidad

La curva de capacidad, según la metodología de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC), se divide en segmentos que representan la capacidad de desplazamiento de la estructura dentro del rango inelástico. Estos segmentos abarcan desde el estado operacional de la estructura hasta el punto de colapso, permitiendo evaluar su comportamiento durante diferentes niveles de carga sísmica.

**Ilustración 7. Curva de capacidad y desempeño**



**Reportes de aceleración:** Son los datos obtenidos después de un evento sísmico, determinando la aceleración máxima con que se mueve el suelo frente al movimiento sísmico, es conocido también como acelerograma, estos registros representan un sismo ocurrido en un tiempo y espacio, son registrados mediante los dispositivos llamados acelerógrafos [24], dentro de una estación sísmica.

En esta investigación se tomaron 03 registros sísmicos, los que tienen parámetros de diseño similares al tipo de suelo del proyecto propuesto, los cuales son:

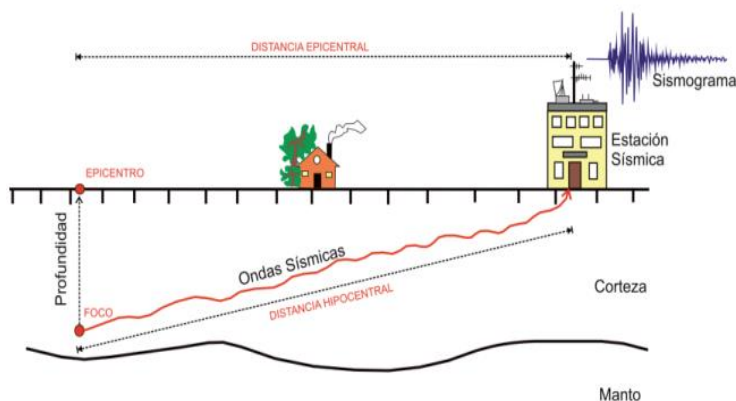
**Tipo de suelo:** Grava gruesa densa y canto rodado (Lima 1966), grava gruesa (Ancash 1970) y grava gruesa (Lima 1974).

**Nombre de la estación:** Parque de la Reserva – Lima (Lima 1966, Ancash 1970 y Lima 1974), siendo la misma estación sísmica del sitio de registro hacia el sitio de la falla del movimiento sísmico ocurrido.

**Magnitud sísmica:** 8.1 Mw (Lima 1966), 7.9 Mw (Ancash 1970), y 7.7 Mw (Lima 1974).

Entorno tectónico: subducción, interplaca.

### Ilustración 8. Parámetros que definen un terremoto



La información fue descargada del sitio web CISMID [25], los que presentan las siguientes características principales:

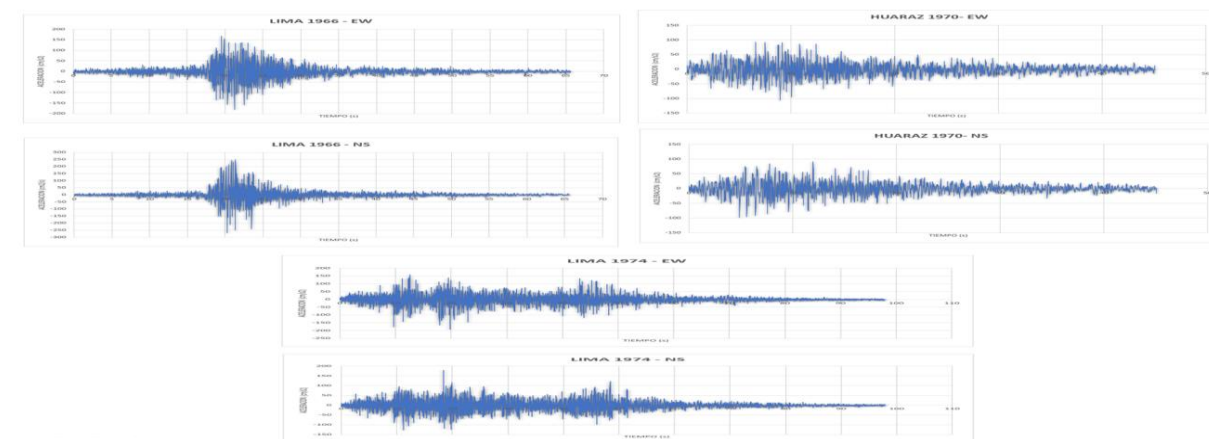
Se presentan tres registros de aceleración sísmica en Perú:

El primero corresponde al sismo ocurrido en Lima el 17 de octubre de 1966, con una magnitud de 8.1 Mw y una profundidad focal de 40 km. Los datos fueron registrados en la estación sísmica Parque de la Reserva, Cercado de Lima, proporcionados por el Instituto Geofísico del Perú (IGP).

El segundo registro es de un sismo en la región de Ancash, provincia de Yungay, ocurrido el 31 de mayo de 1970, con una magnitud de 7.9 Mw y una profundidad focal de 64 km.

El tercer registro corresponde a un sismo en Lima el 3 de octubre de 1974, con una magnitud de 7.7 Mw y una profundidad focal de 13 km.

### Ilustración 9. Graficas de función Tiempo - Historia



## Materiales y métodos

### Tipo y nivel de investigación

Según el diseño de investigación es **descriptivo comparativa**, porque se enfoca en detallar una situación determinada, como los materiales, la geometría, la rigidez y el tipo de sistema estructural del edificio en estudio, y también de comprender el comportamiento de la variable principal, que en este caso es el desempeño sísmico de la edificación.

**Nivel cuantitativo:** porque se basa en la recolección y el análisis de datos cuantitativos relacionados con la variable principal, los cuales son medibles.

### Población, muestra, muestreo

La población está conformada por una edificación de 8 niveles de la ciudad de Lima.

La muestra en este estudio está constituida por el proyecto del Edificio Multifamiliar de 8 niveles de la ciudad de Lima. Esta será diseñada para dos sistemas estructurales.

### Criterios de selección

El criterio de selección fue:

Realizar modelos estructurales mediante programas computacionales para estudiar, evaluar y comparar el desempeño sísmico de dos sistemas estructurales aplicado a una edificación 8 niveles de la ciudad de Lima.

### Operacionalización de variables

En la operacionalización de variables se consideró como variable independiente al Estudio comparativo del desempeño sísmico y como variable dependiente modelo estructural ya que depende del material de construcción, geometría y configuración, cargas aplicadas, análisis estructural, sistemas estructurales y métodos de análisis sísmicos.

**Ilustración 10. Operacionalización de variables**

VARIABLES		DIMENSIONES	INDICADOR	INSTRUMENTOS	INDICE
VARIABLE INDEPENDIENTE	VARIABLE DEPENDIENTE				
Desempeño sísmico	Modelo Estructural	Sistemas Estructurales	Convencional	Reglamento Nacional de Edificaciones	adimensional
		Métodos de análisis lineales y no lineal	A. Estático lineal	Reglamento Nacional de Edificaciones	adimensional
			A. Dinámico Modal Espectral		adimensional
			A. Dinámico lineal tiempo - historia	ASCE 41-17 - SEAOC - ATC 40	adimensional
			A. no lineal estático		
		Verificación estructural	Derivas	Metodología Hazus 99	adimensional
			Desplazamientos		mm
			Periodo		seg.

## **Técnicas e instrumentos de recolección de datos**

El proyecto cuenta con objetivos y alcances claramente establecidos. La metodología que emplear debe ser transparente, permitiendo la obtención de resultados debidamente respaldados y analizados, junto con las conclusiones correspondientes para cada caso.

### **Técnicas**

El análisis del contenido consiste en organizar e interpretar la información obtenida de diferentes normas relacionadas al tema de estudio.

Evaluación: Analiza y compara el desempeño sísmico con el uso de normas ASCE 41-17, SEAOC (VISION2000) y ATC-40.

### **Procedimientos**

La investigación se enfoca en un edificio de 8 niveles ubicado en la Lima, denominado “Edificio Salaverry San Isidro”. El objetivo principal evaluar el desempeño sísmico de dos sistemas estructurales, concreto armado y acero estructural.

Previo se realiza el criterio de estructuración que busca la simplicidad para prever el comportamiento de la estructura, idealizando la conducta de los elementos estructurales y manteniendo la simetría de la estructura, además de garantizar la resistencia sísmica en las direcciones principales.

Se desarrolla el análisis lineal estático, dinámico modal espectral, de acuerdo a la norma sismorresistente E.030 – 2018.

### **El análisis no lineal estático (Pushover)**

Paso #01: Después de realizar el análisis estático y dinámico, se procede a calcular las fuerzas laterales sísmicas para cada entrepiso en cada dirección de análisis.

Paso #02: A continuación, se aplican las fuerzas laterales sísmicas a la estructura.

Paso #03: Se define el espectro de diseño considerando un factor de reducción  $R=1$ , lo que implica que la estructura se vuelve más rígida. Con este factor, se lleva a cabo el análisis pushover.

Paso #04: Se define la carga de gravedad no lineal, de acuerdo con las de sobrecargas indicados en la norma E.030 de Diseño Sismorresistente 2018.

Paso #05: Se establece la fuerza lateral pushover, que incluye la participación de la masa del edificio junto con la fuerza lateral.

Paso #06: Se selecciona un nodo de control para monitorear los desplazamientos laterales en función del incremento de las fuerzas aplicadas. Es preferible que este punto de control se ubique en el último nivel de la estructura.

Paso #07: Se definen las posibles rótulas en los elementos principales, se aplican las fuerzas laterales pushover y se traza la curva de capacidad de la estructura.

Paso #08: Una vez obtenida la curva de capacidad, se determinan el nivel de performance de la estructura siguiendo los lineamientos de los documentos de ATC-40 y SEAOC (Visión 2000).

### **Análisis dinámico lineal tiempo - historia**

Luego con el método dinámico lineal tiempo- historia, se usará los reportes sísmicos, los cuales se debe realizar la corrección y filtrado de línea base mediante el programa seismo signal y luego seísmo match para realizar el ajuste espectral al espectro respuesta E.030.

Una vez obtenidas los resultados de la comparación del desempeño sísmico de los dos sistemas estructurales propuestos que involucra este estudio se llega así a las conclusiones.

### **Planeamiento del proceso y estudio de datos:**

#### **Fase I: Recopilación de información previa**

Búsqueda de la información

Tratamiento de la información

Obtención de los planos de la edificación

Revisión de la normativa nacional vigente respecto al tema

#### **Fase II: Desarrollo del proyecto definitivo**

Estado del conocimiento

Descripción de la edificación

Consideraciones del diseño estructurales

#### **Fase III: Desarrollo del proyecto definitivo**

Sistema estructural de Concreto Armado.

Modelo estructural

Estructuración.

Análisis por cargas de gravedad.

Análisis Estático

Análisis dinámico modal.

Análisis Push-over

#### **Fase IV: Desarrollo del proyecto definitivo**

Sistema Acero estructural.

Modelo estructural.

Estructuración.

Análisis por cargas de gravedad.

Análisis Estático.

Análisis dinámico modal.

Análisis dinámico lineal tiempo - historia.

### **Fase V: Interpretación de resultados**

Interpretación de resultados del análisis lineal estático, dinámico modal, análisis pushover y dinámico tiempo historia, de los sistemas estructurales.

Comparación del análisis estático, dinámico modal espectral, análisis no lineal estático y dinámico lineal tiempo – historia.

Evaluación comparativa del desempeño mediante la metodología lineal y no lineal.

Conclusiones y recomendaciones.

Ilustración 11. Matriz de consistencia

PROBLEMA	OBJETIVO	HIPÓTESIS	VARIABLES	METODOLOGÍA
¿ Del conjunto multifamiliar Salaverry, cual es el nivel de desempeño ANLE esperado para un sismo de diseño y que sistema estructural que presenta el menor daño estructural?	<p><b>Objetivo general</b></p> <p>Evaluar el desempeño de dos sistemas estructurales</p> <p><b>Objetivos específicos</b></p> <p>Caracterizar el suelo proyecto. Realizar la estructuración y predimensionamiento de elementos estructurales. Efectuar modelos matematicos. Efectuar analisis no lineal estatico y dinamico lineal tiempo - historia Evaluar el desempeño de las estructuras mediante metodologia Hazus. Comparar y verificar el daño estructural de los sistemas estructurales</p>	<p>Se espera que el nivel desempeño sismico ANLE del conjunto multifamiliar Salaverry, ante un sismo de diseño sea seguridad de vida, y que presente menor daño estructural el sistema de acero estructural frente al de concreto armado.</p>	<p><b>Variable Independiente</b></p> <p>Desempeño sismico</p> <p><b>Variable Dependiente</b></p> <p>Modelo estructural.</p>	<p><b>Por el tipo y nivel de investigación</b></p> <p>El diseño de investigación, se clasifica como, <b>descriptiva</b> comparativa, descriptiva porque consiste en describir una situación determinada, por ejemplo, materiales, geometria, rigidez y el tipo de sistema estructural del edificio en estudio y también comprender la condición de la variable madre de estudio, es decir respuesta dinámica de una edificación, y el estudio es <b>comparativo</b> porque se compara los resultados porcentuales de seis muestras de estudio.</p> <p><b>Por el nivel de investigación, se clasifica como:</b></p> <p>Cuantitativo, porque es aquella que recoge y analiza datos cuantitativos sobre la variable madre, es decir estos datos se pueden medir.</p>

Fuente: Propia

### **Consideraciones éticas**

Para la realización del proyecto se hace mención del Código Deontológico del Colegio de Ingenieros del Perú [18] y el Código de Ética para la Investigación [19].

Entre los principales artículos del Código del Colegio de Ingenieros[18], se tiene:

Art. 10, El Código de Ética tiene reglas y métodos, generales y específicos con el propósito de regular la Ética la actividad profesional del Ingeniero y la conducta que debería cumplir, sus colaboraciones con la sociedad y sus colegas [18, p. 2].

Art. 14, Los ingenieros tienen la responsabilidad de servir a la sociedad, contribuyendo al bienestar humano al garantizar la estabilidad y seguridad en sus proyectos.[18, p. 3]

En el Código de Ética para la Investigación [19], se hará mención algunos principios más importantes que deben tener los investigadores:

No se usará estudios de otros investigadores o autores como si fueran de su propiedad, estos nuevos estudios deberán citarse adecuadamente [19, p. 4].

Se deberá reconocer la colaboración de todos los autores y participantes que hayan aportado en la investigación [19, p. 4].

### **Alcances y delimitación**

A partir de los estudios revisados, se pueden identificar los siguientes **alcances**:

Se ofrece una visión general de la evaluación de la performance sísmica y del procedimiento analítico utilizado en edificaciones, con un enfoque particular en el proyecto multifamiliar Salaverry.

El método no lineal se llevará a cabo utilizando el programa Etabs, una herramienta innovadora para el análisis estructural de edificios.

El objetivo es promover el conocimiento sobre la evaluación del performance de edificios, promoviendo el interés y el estudio de este tipo de evaluación para lograr un uso más adecuado y beneficioso.

En cuanto a las **delimitaciones** del proyecto:

Las delimitaciones se basan en las incertidumbres del desempeño, tales como las propiedades de los materiales, deformaciones, los límites de aceptabilidad. Esta evaluación del desempeño sísmico no elimina esas incertidumbres, pero intenta reducirlas y reflejar un comportamiento cercano a la realidad.

La respuesta de los elementos no estructurales y sus posibles efectos en el funcionamiento operativo no forman parte del proyecto.

El desarrollo del proyecto se enfoca en la superestructura y no se considera la presencia de sótanos en los modelos matemáticos.

## Resultados y discusión

### Evaluación de los Sistemas Estructurales

#### Descripción Arquitectura

La geometría del edificio está constituida por dos torres, bloques A y B, entre ellos se ubica un núcleo central de escaleras que es la zona de evacuación, separados a las torres por juntas de aislamiento.

Según el art. 33 de la norma E.030, se calculó la separación entre los bloques y la escalera central.

#### Separacion entre Edificios (S)

$$S = 0.006 * H \geq 0.03 \text{ m}$$

Donde H : altura de la edificación

$$\begin{array}{rcll} H = & 24 & \text{m} & \\ S = & 0.006 * 24 = & 0.144 & \text{m} \quad \text{OK} \\ S = & 14.4 & \text{cm} & \end{array}$$

El proyecto “Multifamiliar Salaverry” es un proyecto de vivienda multifamiliar. Cada nivel cuenta con 4 departamentos de tres dormitorios, sala, comedor, baños y servicio de lavandería.

**Tabla 2. Área techada por nivel**

NIVEL	ÁREA TECHADA (m <sup>2</sup> )
1	570.10
2	582.50
3	582.50
4	582.50
5	582.50
6	582.50
7	582.50
8	582.50
<b>Σ A.T =</b>	<b>4647.60</b>

## Ubicación

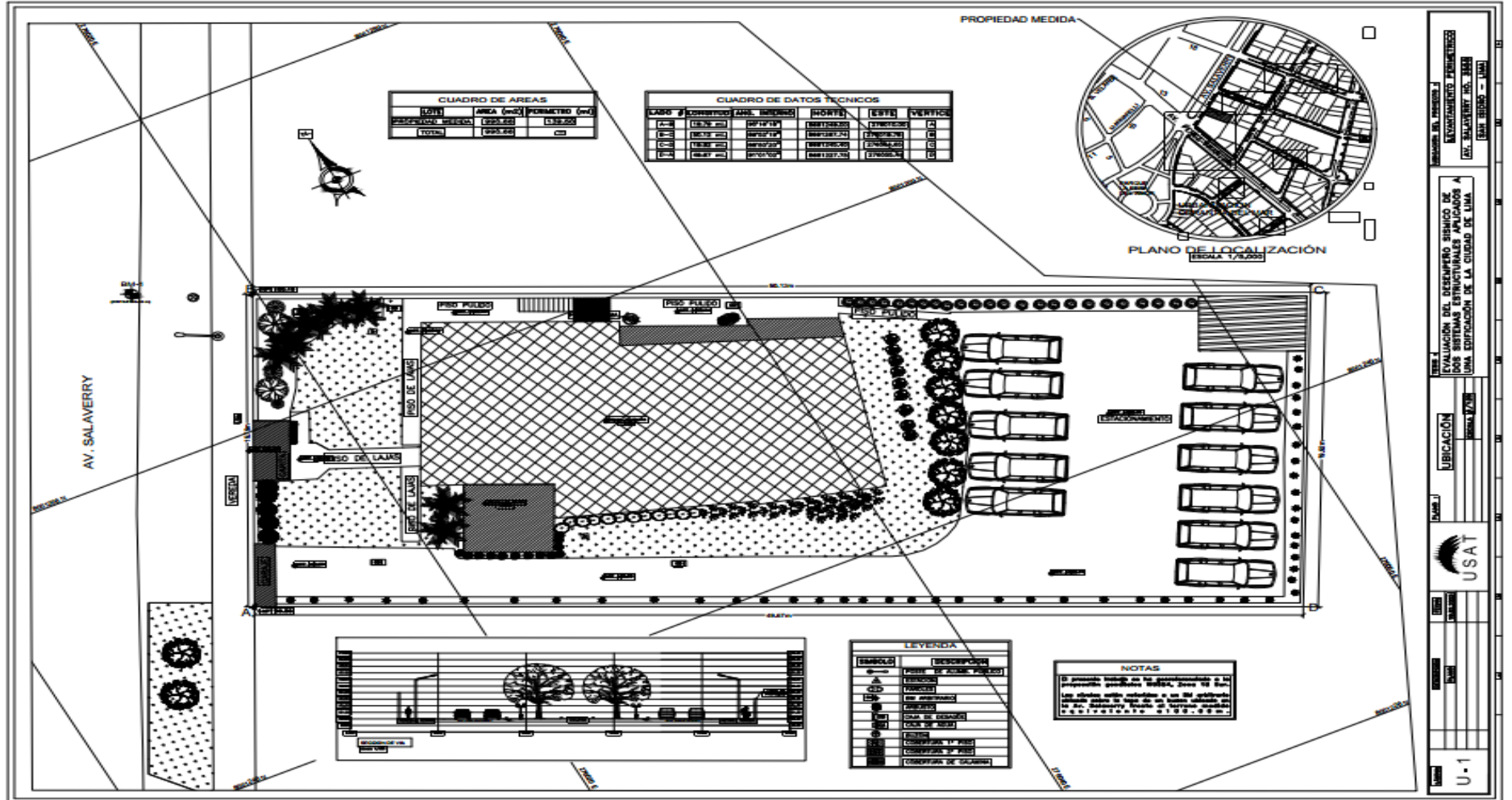
El proyecto “Multifamiliar Salaverry”, se encuentra ubicada en la Avenida General Salaverry, General, Lote 252-253, distrito San Isidro, provincia y región Lima.

**Ilustración 12. Ubicación del Edificio**

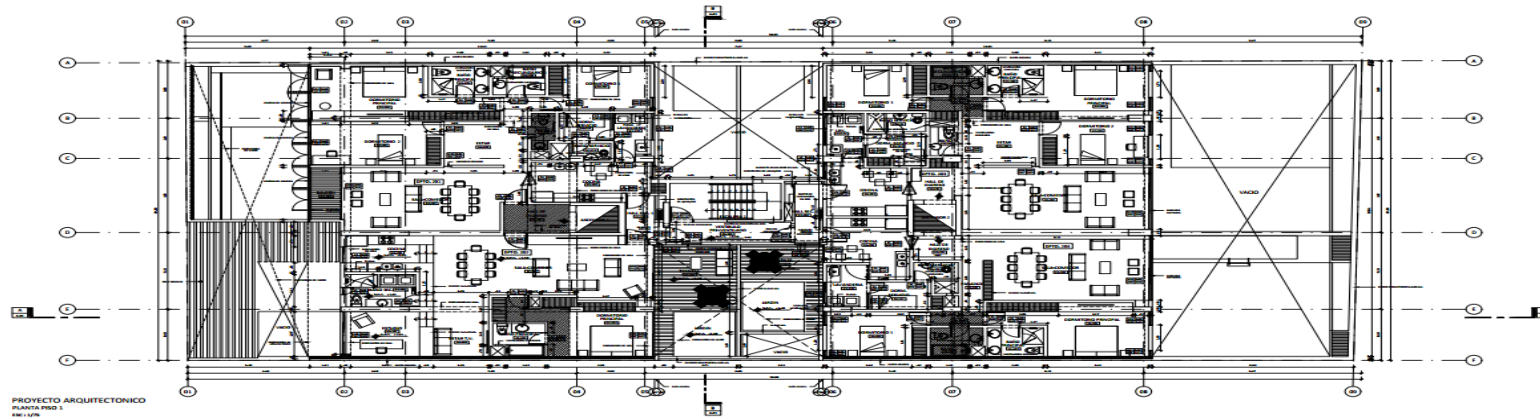


Fuente: Propia

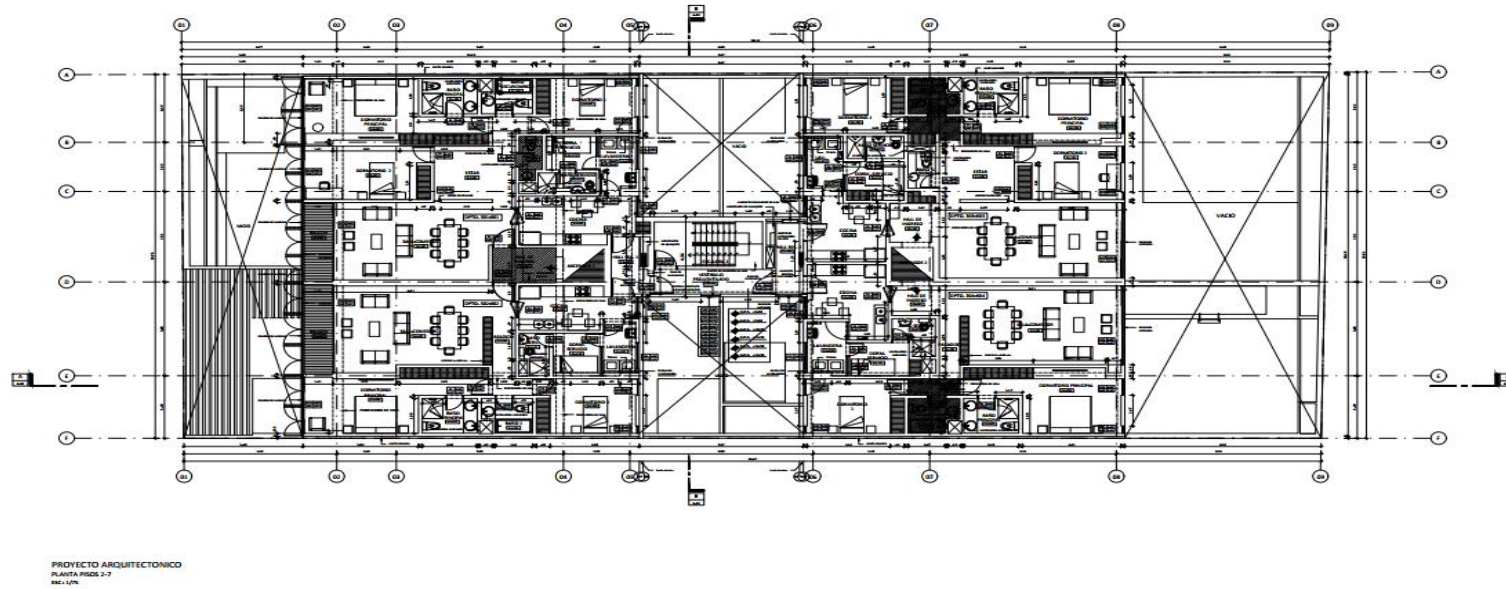
Ilustración 13. Plano de Ubicación



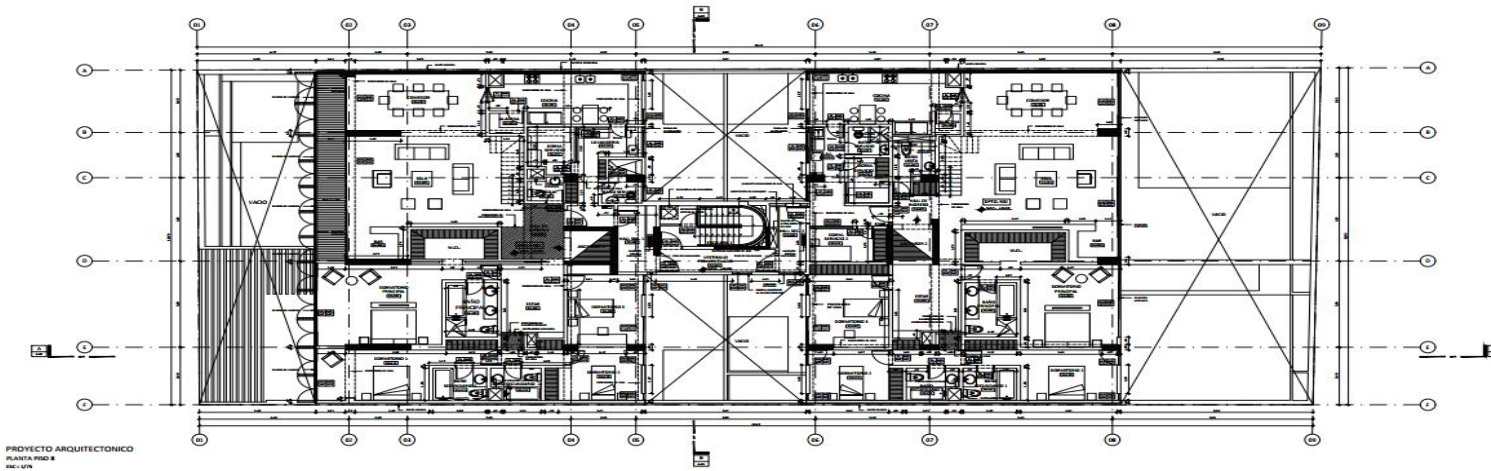
**Ilustración 14. Plano de distribución arquitectónica del 1º nivel**



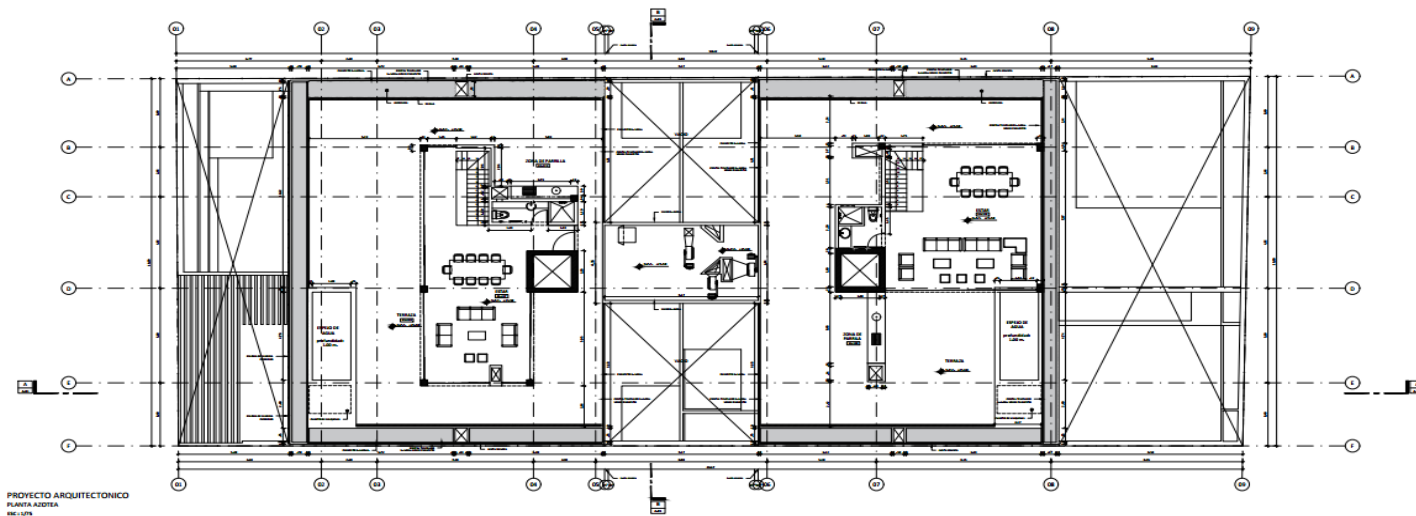
**Ilustración 15. Plano de distribución arquitectónica típica del 2º – 7º nivel**



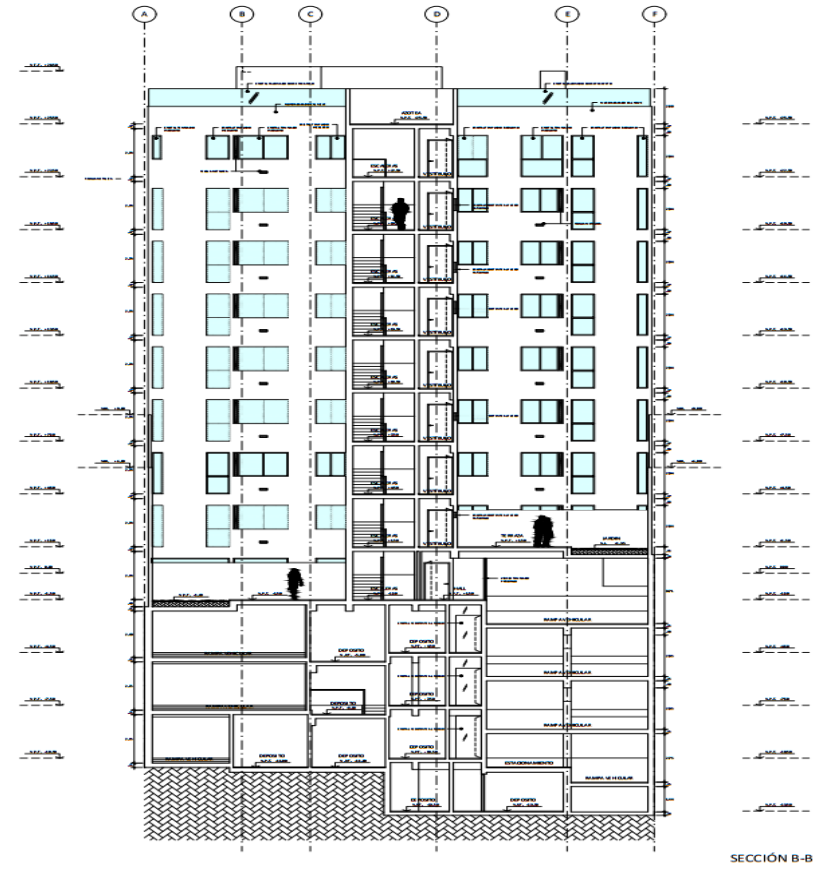
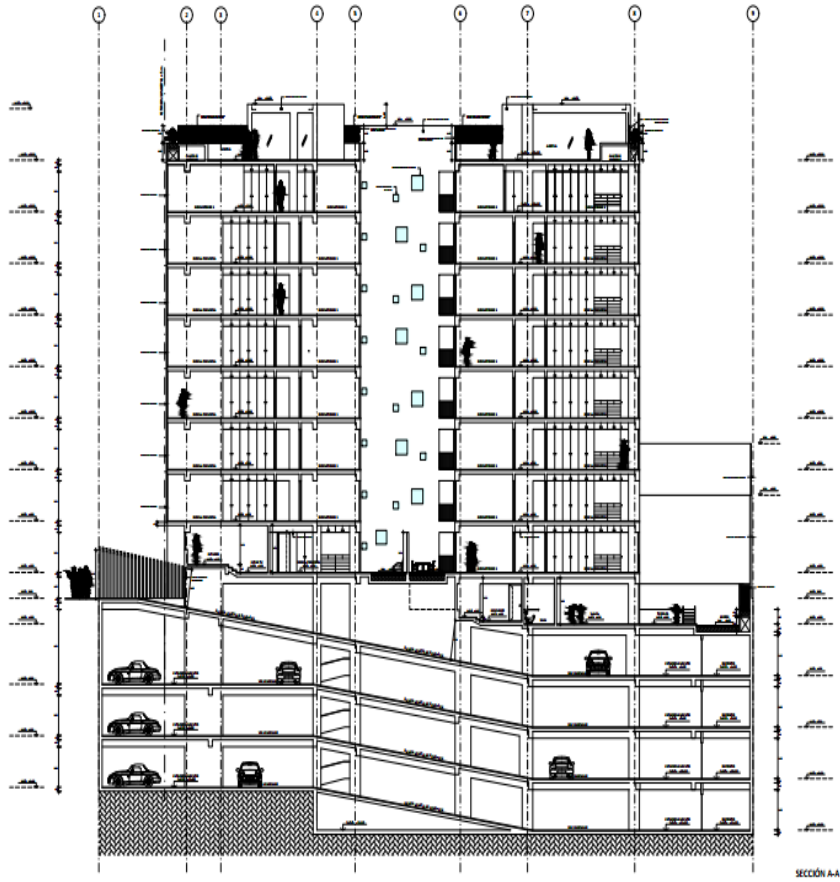
**Ilustración 16. Plano distribución arquitectónica del 8º nivel**



**Ilustración 17. Plano distribución arquitectónica de Azotea**



**Ilustración 18. Plano de Elevación detalles de corte A-A y B-B**



## Estudio de mecánica de suelos (E.M.S)

Del EMS, la profundidad investigada fue de -15.00 m y se obtuvo los siguientes resultados para el análisis sísmico:

Presión admisible  $q_a = 6.00 \text{ kg/cm}^2$

Asentamiento tolerable considerado = 2.50 cm

De acuerdo E.030 Diseño Sismorresistente, se consideró un tipo de suelo S1.

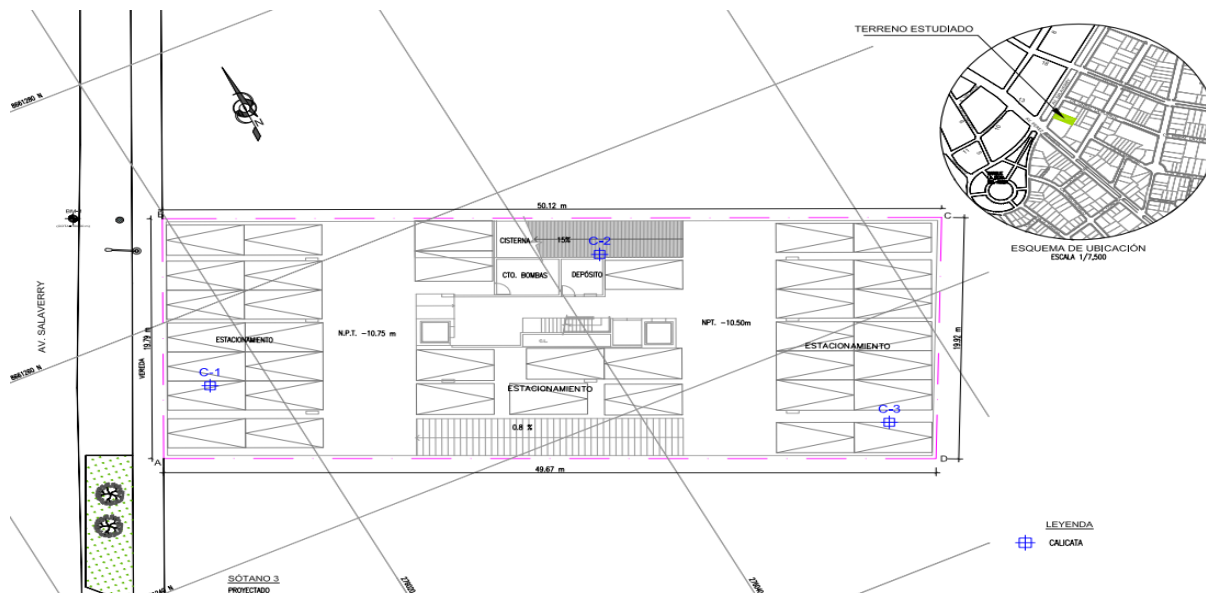
Zona sísmica Z4, factor de suelo  $S=1.0$

Tiene un periodo predominante de vibración  $T_p = 0.4$  y  $T_L = 2.5$ .

No se detectó nivel de napa freática a la profundidad de - 15.00 m.

Para mayor información del estudio mecánica de suelos, revisar el anexo N°01.

**Ilustración 19. Ubicación de puntos de exploración**

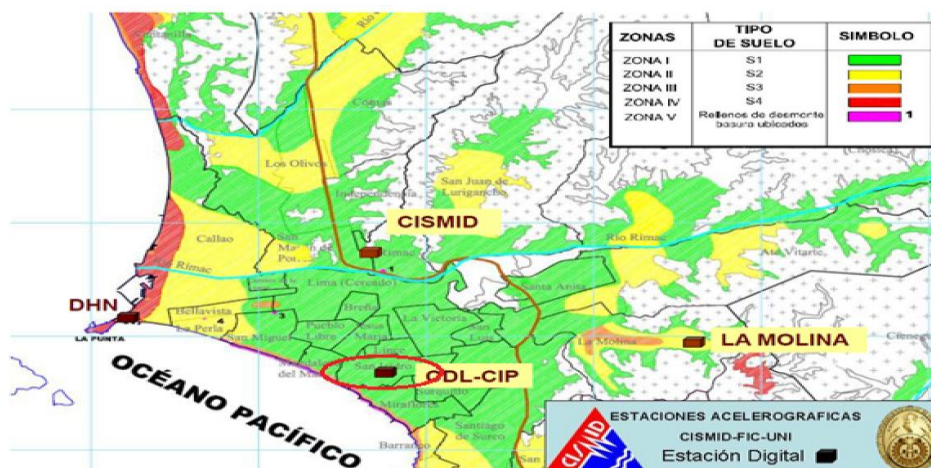


## Estudio de Microzonificación sísmica

Conforma los estudios multidisciplinarios que investiga efectos de sismos. El informe Zonificación Sísmica – Geotecnia para el centro Histórico de Lima, elaborado por el CISMID para la APESEG (2005).[27], se pueden obtener los parámetros sísmicos, este informe presenta el comportamiento dinámico del suelo, empleando registros de vibración ambiental y estudios de geotecnia.

El proyecto de la investigación se ubica en el distrito de San Isidro, se ubica en la Zona 1, tipo de suelo S1 (suelo rígido), símbolo color verde.

**Ilustración 20. Mapa de zonificación del tipo de suelo**



### Procedimiento para el modelamiento

Los materiales considerados son los siguientes:

**Tabla 3. Propiedades de los materiales**

PROPIEDADES DEL CONCRETO			
Resistencia a la compresión	$f_c$	280	kg/cm <sup>2</sup>
Modulo de elasticidad	$E_c = 15000 \cdot \sqrt{f_c}$	250998.0	kg/cm <sup>2</sup>
Peso específico	$\gamma$	2400	kg/m <sup>3</sup>
Coefficiente de poisson	$\nu$	0.15	
Resistencia a la compresión	$f_c$	210	kg/cm <sup>2</sup>
Modulo de elasticidad	$E_c = 15000 \cdot \sqrt{f_c}$	217370.65	kg/cm <sup>2</sup>
Peso específico	$\gamma$	2400	kg/m <sup>3</sup>
Coefficiente de poisson	$\nu$	0.15	
PROPIEDADES DEL ACERO CORRUGADO ASTM A615 GR 60			
Esfuerzo de fluencia	$f_y$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Modulo de elasticidad	$E_s$	$2.1 \cdot 10^6$	kg/cm <sup>2</sup>
Peso específico	$\gamma$	7850	kg/m <sup>3</sup>
PROPIEDADES DEL ACERO ESTRUCTURAL A-36			
Esfuerzo de fluencia	$f_y$	248	N/mm <sup>2</sup>
Modulo de elasticidad	$E_s$	199948	N/mm <sup>2</sup>

Las características de los materiales utilizados fueron las siguientes:

Para el sistema de concreto armado:

Para las columnas y muros de corte se usó  $f_c$  280 kg/cm<sup>2</sup>.

Para vigas se usó un  $f_c$  210 kg/cm<sup>2</sup>.

Para el sistema de acero estructural:

A-36.

### Análisis lineal de la estructura

Se presentan un resumen de dichos resultados, para mayor detalle revisar los anexos 02, donde se calcula el análisis lineal del bloque A del conjunto multifamiliar Salvarrey.

### Parámetros sísmicos

Los parámetros se determinaron de acuerdo a la norma E.030 Diseño sismorresistente:

Para la edificación de concreto se propone un sistema de muros estructurales, que a continuación se detalla en la siguiente tabla.

**Tabla 4. Sistema estructural N°01**

PARÁMETROS SISMICOS		
Factor de zona "Z"	Zona 4	0.45
Factor de suelo "S"	Perfil tipo S1	1
TP		0.4
TL		2.5
Factor de uso "U"	Categoría C	1
Factor de reducción básico de fuerza sísmica "Ro" Dir -X-X	Sistema muros estructurales	6
Factor de reducción básico de fuerza sísmica "Ro" Dir -Y-Y	Sistema muros estructurales	6

Para la edificación de acero A-36 se propone un sistema estructural de pórticos concéntricamente arriostrados, que a continuación se indica.

**Tabla 5. Sistema estructural N°02**

PARÁMETROS SISMICOS		
Factor de zona "Z"	Zona 4	0.45
Factor de suelo "S"	Perfil tipo S1	1
TP		0.4
TL		2.5
Factor de uso "U"		1
Factor de reducción básico de fza sísmica "Ro" Dir-X-X	Porticos especiales concéntricamente arriostrados	7
Factor de reducción básico de fza sísmica "Ro" Dir-Y-Y	Porticos especiales concéntricamente arriostrados	7

Se procedió a evaluar los 2 sistemas estructurales mencionados anteriormente.

### **Sistema Estructural de Muros Estructurales**

#### **Cargas para el análisis estructural**

Las cargas que se indican fueron ingresadas al ETABS V18

#### **Carga Viva:**

#### **Sobrecargas:**

AMBIENTES	SOBRECARGA (kg/m <sup>2</sup> )
Departamentos	200
Escaleras	200
Azotea	100

**Carga muerta:**

Las cargas consideradas son acabados (tarrajeo de tabiques internos, piso terminado y techo y peso de losetas), se consideró el peso específico promedio de la loseta y del mortero 2200 kg/m<sup>3</sup>, con un espesor de 5cm, obtenido una carga muerta de 110 kg/m<sup>2</sup>.

Se considero el peso del ladrillo de techo de dimensiones 30x30x20 cm de 86 kg/m<sup>2</sup>.

El peso propio de los tabiques internos se consideró 150 kg/m<sup>2</sup> y para los tabiques externos en las ubicaciones que se muestran en las distribuciones arquitectónicas, se consideró:

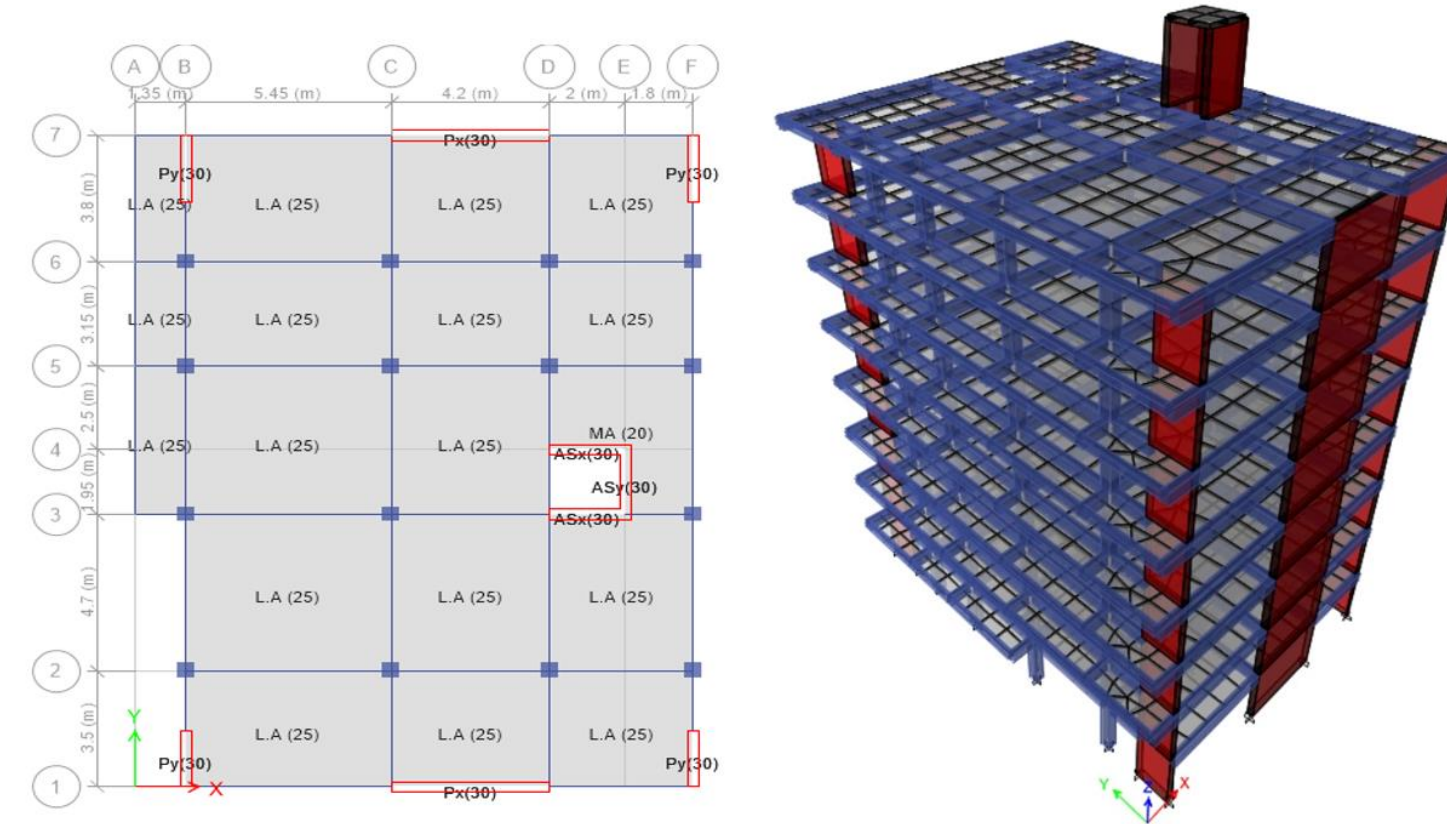
## Cargas de tabiques externos

Tabiques (m)	B (m)	H(m)	Y' (tn/m <sup>3</sup> )	Carga (tn/m)
H = 1.00	0.13	1.00	1.35	0.176
H = 2.50	0.13	2.50	1.35	0.439

De acuerdo a la estructuración de la edificación, se predimensiona secciones de columnas C45x45, vigas peraltadas Vx30x50 y Vy30x50, Viga borde VB30x25, muros de corte PL30, losa aligerada 25 cm y una losa maciza 20 cm, para el caso de la losa aligerada y maciza se modela en Etabs un elemento tipo membrana y shell respectivamente, de acuerdo al Ing. Blanco en su libro Estructuración y diseño de edificaciones en concreto recomienda el predimensionado de losas aligeradas las luces deben estar en el rango de 6.0 m a 7.5 m le corresponde una altura de 25 cm y para losa maciza se le descuenta 5 cm a la altura de losa aligerada, por lo que tendría una altura de 20 cm [21, p. 22].

## Estructuración del sistema de Muros Estructurales

**Ilustración 21. Modelamiento Sistema Estructural Concreto Armado - Bloque A**



## Resultados del método de fuerzas estáticas

Tabla 6. Fuerzas equivalentes – Bloque A

Parametros	Valores	Descripcion
Z	0.45	Factor zona 4 - Lima
U	1	Común
S1	1	Factor de suelo
TP	0.4	Periodo que define la plataforma del factor C
TL	2.5	Periodo que define el inicio de la zona del factor C
hn	24	Altura de edificación
CT	60	Estimación del periodo fundamental - muros estructurales
T	0.40	Periodo fundamental del edificio
C	2.50	Coefficiente de amplificación sísmica
Rx	6	Sistema estructural - Muros estructurales
Ry	6	Sistema estructural - Muros estructurales
C/R	0.42	$C/R \geq 0.11$ , Ok
Pe (Tn)	2624.27	Peso de la edificación
Vx=Vy (Tn)	492.05	Fuerza cortante en la base

## Distribución de fuerza sísmica en altura

Tabla 7. Distribución de fuerza sísmica en altura dir-X-X - Y-Y – bloque A

Story	Altura	Peso	$P_i \cdot (h_i^k)$	Alfa i	Fi
	hi (m)	ton			ton
Piso 8	24	337.68	8104.33	0.227	<b>111.83</b>
Piso 7	21	328.51	6898.78	0.193	<b>95.19</b>
Piso 6	18	328.51	5913.24	0.166	<b>81.59</b>
Piso 5	15	328.51	4927.70	0.138	<b>67.99</b>
Piso 4	12	328.51	3942.16	0.111	<b>54.39</b>
Piso 3	9	328.51	2956.62	0.083	<b>40.80</b>
Piso 2	6	328.51	1971.08	0.055	<b>27.20</b>
Piso 1	3	315.51	946.52	0.027	<b>13.06</b>
					<b>492.05</b>

## Verificación de Sistema Estructural

Tabla 8. Verificación estructural – bloque A

CORTANTE EN LA BASE (tonf)				
ELEMENTO	Vux	%	Vuy	%
COLUMNAS	34.65	7.14	65.95	13.58
PLACAS	450.9	<b>92.86</b>	419.58	<b>86.42</b>
TOTAL	485.53		485.53	
SISTEMA	MUROS ESTRUCTURALES		MUROS ESTRUCTURALES	

## Irregularidades en altura y planta en edificación de concreto armado

Para mayor detalle revisar el anexo 02 – Irregularidades estructurales

**Tabla 9. Irregularidad estructural – bloque A**

IRREGULARIDADES EN ALTURA	Factor de irregularidad $I_a$
Irregularidades de rigidez - piso blando	1.00
Irregularidades de resistencia - piso debil	1.00
Irregularidades de masa o peso	1.00
IRREGULARIDADES EN PLANTA	Factor de irregularidad $I_p$
Irregularidades torsional	1.00

## Análisis Dinámico Modal Espectral

**Tabla 10. Espectro Pseudo – Aceleraciones**

DATOS	FACTORES	DATOS	DIR X-X	DIR Y-Y
Z	0.45	$R_0$	6	6
U	1.00	$I_a$	1.00	1.00
S	1.00	$I_p$	1.00	1.00
$T_P$	0.40	R	6	6
$T_L$	2.50	g	1 m/s <sup>2</sup>	

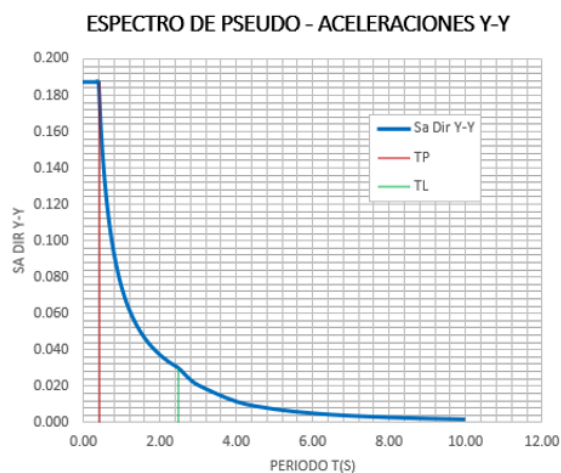
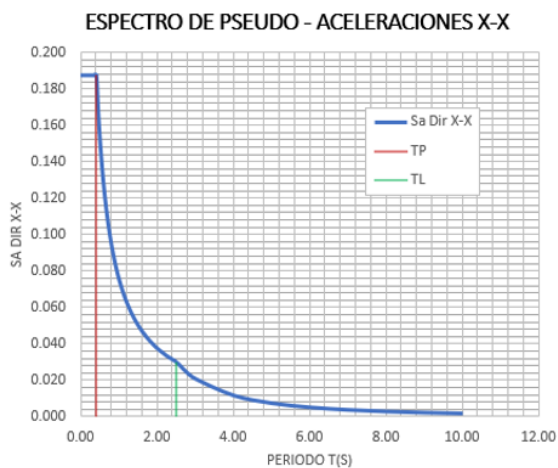
$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

$$T < T_P \quad C = 2,5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$$

### Espectro Pseudo aceleraciones



C	T	Sa Dir X-X	Sa Dir Y-Y
2.50	0.00	0.188	0.188
2.50	0.02	0.188	0.188
2.50	0.04	0.188	0.188
2.50	0.06	0.188	0.188
2.50	0.08	0.188	0.188
2.50	0.10	0.188	0.188
2.50	0.12	0.188	0.188
2.50	0.14	0.188	0.188
2.50	0.16	0.188	0.188
2.50	0.18	0.188	0.188
2.50	0.20	0.188	0.188
2.50	0.25	0.188	0.188
2.50	0.30	0.188	0.188
2.50	0.35	0.188	0.188
2.50	0.40	0.188	0.188
2.22	0.45	0.167	0.167
2.00	0.50	0.150	0.150
1.82	0.55	0.136	0.136
1.67	0.60	0.125	0.125
1.54	0.65	0.115	0.115
1.43	0.70	0.107	0.107
1.33	0.75	0.100	0.100
1.25	0.80	0.094	0.094
1.18	0.85	0.088	0.088
1.11	0.90	0.083	0.083
1.05	0.95	0.079	0.079
1.00	1.00	0.075	0.075

C	T	Sa Dir X-X	Sa Dir Y-Y
0.91	1.10	0.068	0.068
0.83	1.20	0.063	0.063
0.77	1.30	0.058	0.058
0.71	1.40	0.054	0.054
0.67	1.50	0.050	0.050
0.63	1.60	0.047	0.047
0.59	1.70	0.044	0.044
0.56	1.80	0.042	0.042
0.53	1.90	0.039	0.039
0.50	2.00	0.038	0.038
0.44	2.25	0.033	0.033
0.40	2.50	0.030	0.030
0.33	2.75	0.025	0.025
0.28	3.00	0.021	0.021
0.16	4.00	0.012	0.012
0.10	5.00	0.008	0.008
0.07	6.00	0.005	0.005
0.05	7.00	0.004	0.004
0.04	8.00	0.003	0.003
0.03	9.00	0.002	0.002
0.03	10.00	0.002	0.002

### Verificación de la masa participativa

Se considero por cada nivel 3 modos de vibrar, por lo tanto, se tendrán 24 modos o formas de vibrar.

### Bloque A:

**Tabla 11. Periodos y participación de masa – Bloque A**

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
		sec						
Modal	1	0.72	0.0024	0.6826	0.0436	0.0024	0.6826	0.0436
Modal	2	0.616	0.6974	0.0022	0.0004	0.6998	0.6849	0.044
Modal	3	0.484	0.00003209	0.0429	0.6568	0.6999	0.7278	0.7007
Modal	4	0.196	0.0002	0.139	0.0065	0.7	0.8668	0.7072
Modal	5	0.15	0.1665	0.0002	0.00000092	0.8665	0.8669	0.7072
Modal	6	0.119	0.00001671	0.0064	0.1588	0.8665	0.8734	0.866
Modal	7	0.091	0.00004195	0.0528	0.0016	0.8666	0.9262	0.8676
Modal	8	0.065	0.0633	0.00003049	0.00004345	0.9299	0.9262	0.8676
Modal	9	0.055	0.000005899	0.0227	0.0053	0.9299	0.9489	0.8729
Modal	10	0.052	0.00001992	0.0061	0.0543	0.9299	0.955	0.9272
Modal	11	0.039	0.0002	0.0065	0.0032	0.9301	0.9614	0.9304
Modal	12	0.039	0.0305	0.0001	1.925E-06	0.9606	0.9615	0.9304
Modal	13	0.035	0.00001133	0.0111	0.0008	0.9606	0.9726	0.9312
Modal	14	0.031	0.000005652	0.0002	0.026	0.9606	0.9728	0.9572
Modal	15	0.027	0.0158	5.466E-06	0.00000216	0.9764	0.9729	0.9572
Modal	16	0.027	0.00000942	0.0096	0.0001	0.9764	0.9825	0.9573
Modal	17	0.022	0.00002427	0.0061	0.0001	0.9764	0.9886	0.9574
Modal	18	0.022	0.0079	0.00001188	0.0001	0.9843	0.9886	0.9575
Modal	19	0.019	0.0001	0.002	0.0005	0.9844	0.9906	0.958
Modal	20	0.019	0.0048	0.0001	0.0003	0.9892	0.9906	0.9583
Modal	21	0.017	0.0016	4.102E-06	0.00001948	0.9908	0.9906	0.9583
Modal	22	0.014	0.00001424	0.0003	0.0088	0.9909	0.9909	0.9671
Modal	23	0.007	0.00004506	0.0001	5.246E-07	0.9909	0.991	0.9671
Modal	24	0.006	0.0001	0.00002792	0.0002	0.991	0.991	0.9674

De acuerdo con la tabla anterior, se verifica que en el modo de vibrar 10, se alcanzó la suma de masa participativa superior al 90%.

### Comprobación de fuerza cortante mínima en la base

Del art. 29.4 E.030 [17], indica que en cada una de las direcciones evaluadas durante el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso de la edificación debe ser, como mínimo, el 80% del valor calculado para estructuras regulares y el 90% para aquellas que son irregulares. Si este requisito no se cumple, será necesario aumentar el valor del cortante para alcanzar los mínimos establecidos, ajustando proporcionalmente todos los resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

El factor de escala se calculará con la siguiente formula:

$$F. E = \frac{0.80 * VE}{VD}$$

#### Bloque A:

**Tabla 12. Factor de amplificación de cortante – Bloque A**

	X-X	Y-Y
	Ton	Ton
<b>VE</b>	485.53	485.53
<b>VD</b>	247.82	203.56
<b>80%VE</b>	388.42	388.42
<b>F.E</b>	<b>1.57</b>	<b>1.91</b>

### Comprobación de desplazamiento laterales

De acuerdo con el artículo 31 de la norma E.030 “para estructuras regulares los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0.75\*R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con solicitaciones reducidas”.

#### Bloque A:

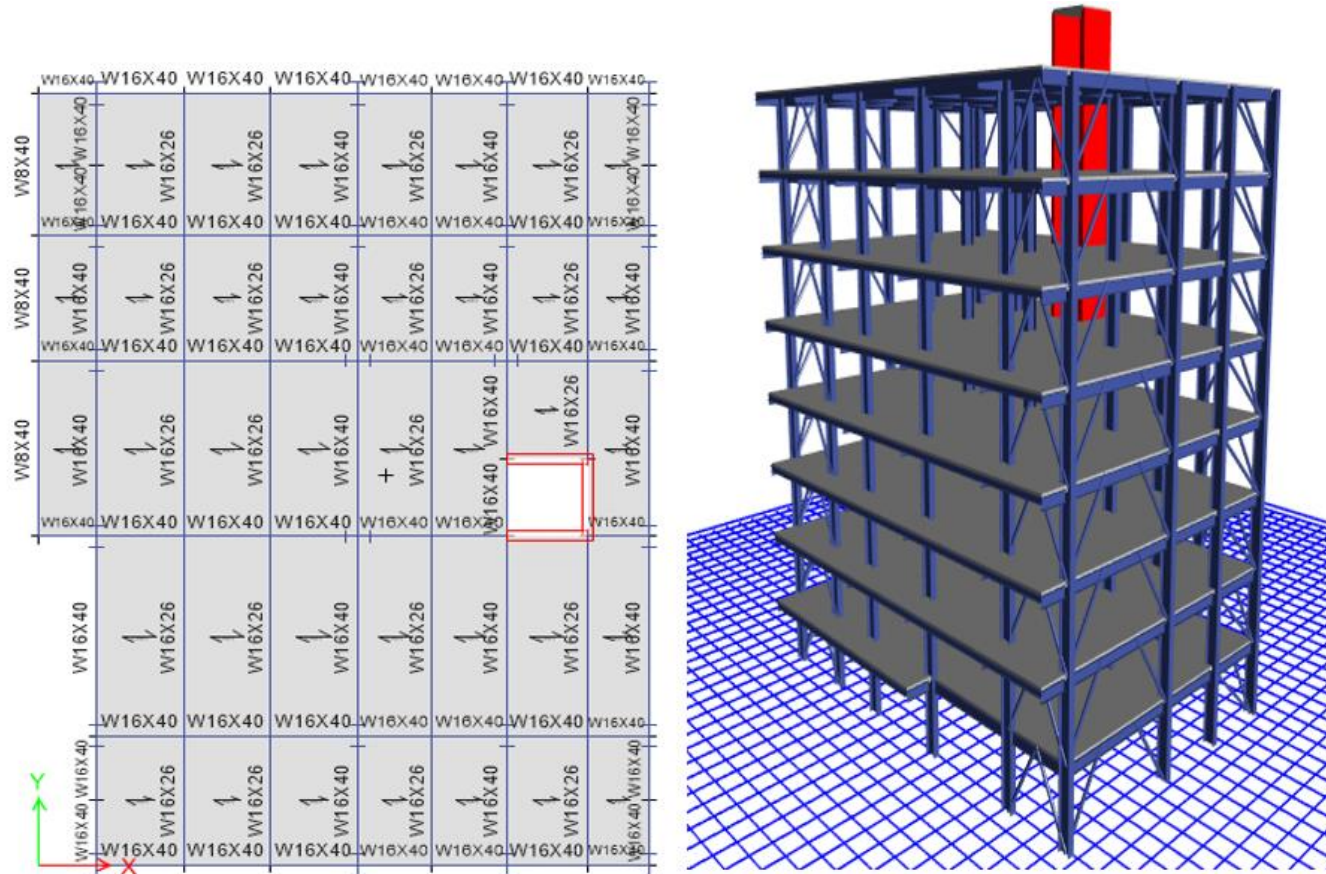
**Tabla 13. Cálculo de derivas Bloque A**

Max Perm =		0.007	$\Delta/h \leq 0.007$		SISMO X-X				
R =		6	M.E	De la tabla de los desplazamientos del Etabs					
ETABS (m.)	Entrepiso	h (cm)	D. AB. (cm)	$\Delta$ REL. (cm)	$\Delta/h$	Max Permitido	Verif.	Eficiencia	
0.000758	1	300	0.341	0.3411	0.0011	0.007	SI CUMPLE	16%	
0.002471	2	300	1.112	0.7709	0.0026	0.007	SI CUMPLE	37%	
0.004777	3	300	2.150	1.0377	0.0035	0.007	SI CUMPLE	49%	
0.007403	4	300	3.331	1.1817	0.0039	0.007	SI CUMPLE	56%	
0.010145	5	300	4.565	1.2339	0.0041	0.007	SI CUMPLE	59%	
0.012856	6	300	5.785	1.2200	0.0041	0.007	SI CUMPLE	58%	
0.015451	7	300	6.953	1.1678	0.0039	0.007	SI CUMPLE	56%	
0.017906	8	300	8.058	1.1048	0.0037	0.007	SI CUMPLE	53%	

Max Perm =		0.007	$\Delta/h \leq 0.007$		SISMO Y-Y				
R =		6	M.E	De la tabla de los desplazamientos del Etabs					
ETABS (m.)	Entrepiso	h (cm)	D. AB. (cm)	$\Delta$ REL. (cm)	$\Delta/h$	Max Permitido	Verif.	Eficiencia	
0.001155	1	300	0.520	0.5198	0.0017	0.007	SI CUMPLE	25%	
0.003682	2	300	1.657	1.1372	0.0038	0.007	SI CUMPLE	54%	
0.006857	3	300	3.086	1.4288	0.0048	0.007	SI CUMPLE	68%	
0.010273	4	300	4.623	1.5372	0.0051	0.007	SI CUMPLE	73%	
0.013663	5	300	6.148	1.5255	0.0051	0.007	SI CUMPLE	73%	
0.016853	6	300	7.584	1.4355	0.0048	0.007	SI CUMPLE	68%	
0.01975	7	300	8.888	1.3037	0.0043	0.007	SI CUMPLE	62%	
0.022366	8	300	10.065	1.1772	0.0039	0.007	SI CUMPLE	56%	

**Estructuración de Pórticos Especiales concéntricamente Arriostrados (SCBF)**

**Ilustración 22. Estructuración de Edificio de Acero Estructural**



Se predimensiona secciones de columnas W21X101, vigas principales W16X40, vigas secundarias W16X26, diagonales HSS6X3/16, muros de corte en ascensor de PL25 y losa colaborante 14 cm.

### Resultados del análisis de fuerzas estáticas

**Tabla 14. Fuerzas equivalentes – bloque A**

Parametros	Valores	Descripcion
Z	0.45	Factor zona 4 - Lima
U	1	Común
S1	1	Factor de suelo
TP	0.4	Periodo que depende tipo suelo
TL	2.5	Periodo que depende tipo suelo
hn	24	Altura de edificación
CT	45	Estimación del periodo fundamental
Tx=Ty	0.53	Periodo fundamental del edificio - Dir X-X - Dir Y-Y
C x-x	1.88	Coefficiente de amplificación sísmica
Rx	7.00	Sistema estructural - SCBF
Ry	7.00	Sistema estructural - SCBF
C/R	0.27	C/R ≥ 0.11, <b>Ok</b>
Pe (Tn)	1703.17	Peso de la edificación
Vx=Vy= (Tn)	205.29	Fuerza cortante en la base

**Tabla 15. Distribución de fuerza sísmica en altura dir -X – dir Y - Bloque A**

Story	Altura	Peso	Pi*(hi <sup>k</sup> )	Alfa i	Fi
	hi (m)	ton			ton
Piso 8	24	216.03	5466.71	0.226	46.42
Piso 7	21	213.47	4716.29	0.195	40.05
Piso 6	18	213.47	4032.16	0.167	34.24
Piso 5	15	213.47	3349.94	0.139	28.44
Piso 4	12	213.47	2670.00	0.110	22.67
Piso 3	9	213.47	1992.92	0.082	16.92
Piso 2	6	213.47	1319.67	0.055	11.21
Piso 1	3	206.31	630.35	0.026	5.35
					<b>205.29</b>

## Irregularidades en altura y planta en edificación

Para mayor detalle revisar el anexo 02 – Irregularidades estructurales.

**Tabla 16. Irregularidad estructural bloque A**

	X-X	Y-Y
IRREGULARIDADES EN ALTURA	Factor de irregularidad Ia	Factor de irregularidad Ia
Irregularidades de rigidez - piso blando	1.00	1.00
Irregularidades de resistencia - piso débil	1.00	1.00
Irregularidades de masa o peso	1.00	1.00
IRREGULARIDADES EN PLANTA	Factor de irregularidad Ip	Factor de irregularidad Ip
Irregularidades torsional	1.00	0.75

## Análisis Dinámico Modal Espectral:

**Tabla 17. Espectro Pseudo – Aceleraciones en sistema de acero estructural**

DATOS	FACTORES	DATOS	DIR X-X	DIR Y-Y
Z	0.45	R <sub>0</sub>	7	7
U	1.00	I <sub>a</sub>	1.00	1.00
S	1.00	I <sub>p</sub>	1.00	0.75
T <sub>p</sub>	0.40	R	7	5.25
T <sub>L</sub>	2.50	g	1 m/s <sup>2</sup>	

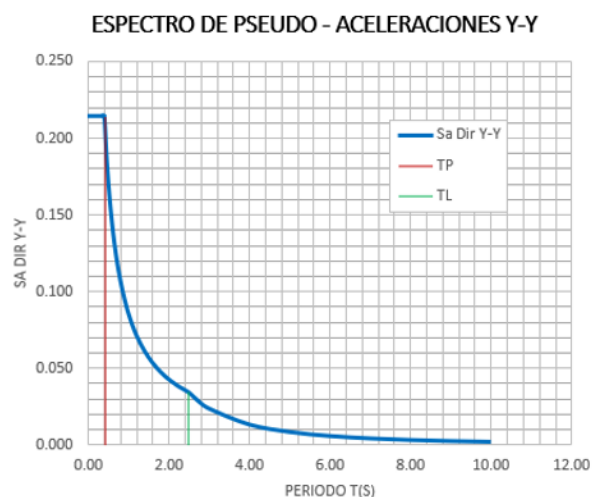
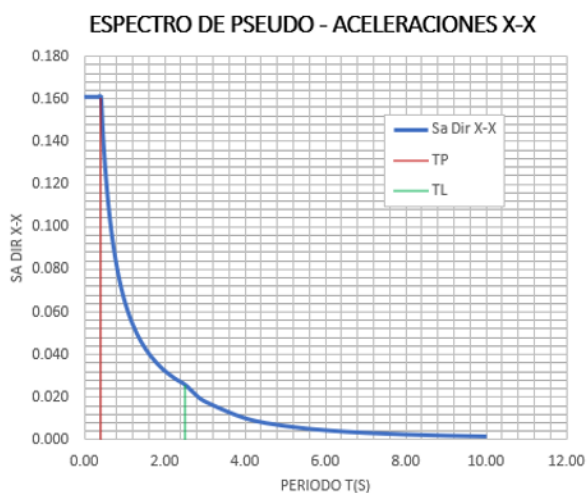
$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

## Espectro Pseudo aceleraciones



C	T	Sa Dir X-X	Sa Dir Y-Y
2.50	0.00	0.161	0.214
2.50	0.02	0.161	0.214
2.50	0.04	0.161	0.214
2.50	0.06	0.161	0.214
2.50	0.08	0.161	0.214
2.50	0.10	0.161	0.214
2.50	0.12	0.161	0.214
2.50	0.14	0.161	0.214
2.50	0.16	0.161	0.214
2.50	0.18	0.161	0.214
2.50	0.20	0.161	0.214
2.50	0.25	0.161	0.214
2.50	0.30	0.161	0.214
2.50	0.35	0.161	0.214
2.50	0.40	0.161	0.214
2.22	0.45	0.143	0.190
2.00	0.50	0.129	0.171
1.82	0.55	0.117	0.156
1.67	0.60	0.107	0.143
1.54	0.65	0.099	0.132
1.43	0.70	0.092	0.122
1.33	0.75	0.086	0.114
1.25	0.80	0.080	0.107
1.18	0.85	0.076	0.101
1.11	0.90	0.071	0.095
1.05	0.95	0.068	0.090
1.00	1.00	0.064	0.086

C	T	Sa Dir X-X	Sa Dir Y-Y
0.91	1.10	0.058	0.078
0.83	1.20	0.054	0.071
0.77	1.30	0.049	0.066
0.71	1.40	0.046	0.061
0.67	1.50	0.043	0.057
0.63	1.60	0.040	0.054
0.59	1.70	0.038	0.050
0.56	1.80	0.036	0.048
0.53	1.90	0.034	0.045
0.50	2.00	0.032	0.043
0.44	2.25	0.029	0.038
0.40	2.50	0.026	0.034
0.33	2.75	0.021	0.028
0.28	3.00	0.018	0.024
0.16	4.00	0.010	0.013
0.10	5.00	0.006	0.009
0.07	6.00	0.004	0.006
0.05	7.00	0.003	0.004
0.04	8.00	0.003	0.003
0.03	9.00	0.002	0.003
0.03	10.00	0.002	0.002

### Verificación de la masa participativa

Se considero por cada nivel 3 modos de vibrar, por lo tanto, se tendrán 24 modos o formas de vibrar.

### Bloque A:

**Tabla 18. Periodos y participación de masa – Bloque A**

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
		sec						
Modal	1	0.823	0.746	0.0068	0.0005	0.746	0.0068	0.0005
Modal	2	0.766	0.0067	0.5912	0.1836	0.7527	0.598	0.1841
Modal	3	0.586	0.0005	0.1501	0.614	0.7531	0.7482	0.7981
Modal	4	0.242	0.0872	0.0316	0.0106	0.8404	0.7798	0.8086
Modal	5	0.238	0.0439	0.0592	0.0254	0.8843	0.839	0.834
Modal	6	0.173	0.0001	0.0543	0.0878	0.8843	0.8933	0.9218
Modal	7	0.131	0.0008	0.0265	0.0116	0.8852	0.9198	0.9334
Modal	8	0.118	0.0509	0.0003	0.0003	0.936	0.92	0.9337

De acuerdo con la tabla anterior, se verifica que en el modo de vibrar 8, se alcanzó la suma de masa participativa superior al 90%.

### Fuerza cortante minima

$$F.E_{xx} = \frac{0.80 \cdot VE}{VD} \quad F.E_{yy} = \frac{0.90 \cdot VE}{VD}$$

### Bloque A:

**Tabla 19. Factor de amplificación de cortante – Bloque A- A.E**

	<b>X-X</b>	<b>Y-Y</b>
	Ton	Ton
<b>VE</b>	205.29	205.29
<b>VD</b>	106.98	131.55
<b>80%VE // 90%VE</b>	164.23	184.76
<b>F.E</b>	<b>1.54</b>	<b>1.40</b>

### Control de desplazamientos laterales

### Bloque A:

**Tabla 20. Cálculo de derivas Bloque A – A.E**

Max Perm =		0.01	$\Delta/h \leq 0.01$		<b>SISMO X-X</b>				
R =		7	SCBF	De la tabla de los desplazamientos del Etabs					
ETABS (m.)	Entrepiso	h (cm)	D. AB. (cm)	$\Delta$ REL. (cm)	$\Delta/h$	Max Permitido	Verif.	Eficiencia	
0.001339	1	300	0.703	0.7030	0.0023	0.01	SI CUMPLE	23%	
0.00391	2	300	2.053	1.3498	0.0045	0.01	SI CUMPLE	45%	
0.006906	3	300	3.626	1.5729	0.0052	0.01	SI CUMPLE	52%	
0.009937	4	300	5.217	1.5913	0.0053	0.01	SI CUMPLE	53%	
0.012789	5	300	6.714	1.4973	0.0050	0.01	SI CUMPLE	50%	
0.01534	6	300	8.054	1.3393	0.0045	0.01	SI CUMPLE	45%	
0.017595	7	300	9.237	1.1839	0.0039	0.01	SI CUMPLE	39%	
0.019561	8	300	10.270	1.0322	0.0034	0.01	SI CUMPLE	34%	

Max Perm =		0.01	$\Delta/h \leq 0.01$		<b>SISMO Y-Y</b>				
R =		7	SCBF	De la tabla de los desplazamientos del Etabs					
ETABS (m.)	Entrepiso	h (cm)	D. AB. (cm)	$\Delta$ REL. (cm)	$\Delta/h$	Max Permitido	Verif.	Eficiencia	
0.002621	1	300	1.559	1.5595	0.0052	0.01	SI CUMPLE	52%	
0.00662	2	300	3.939	2.3794	0.0079	0.01	SI CUMPLE	79%	
0.01082	3	300	6.438	2.4990	0.0083	0.01	SI CUMPLE	83%	
0.014929	4	300	8.883	2.4449	0.0081	0.01	SI CUMPLE	81%	
0.018765	5	300	11.165	2.2824	0.0076	0.01	SI CUMPLE	76%	
0.022181	6	300	13.198	2.0325	0.0068	0.01	SI CUMPLE	68%	
0.025038	7	300	14.898	1.6999	0.0057	0.01	SI CUMPLE	57%	
0.027236	8	300	16.205	1.3078	0.0044	0.01	SI CUMPLE	44%	

## ANÁLISIS NO LINEAL - MÉTODO PUSH-OVER

Este análisis se aplica al edificio de concreto. Para realizar el análisis no lineal (Push-Over), es necesario incorporar en el modelo analítico las propiedades no lineales correspondientes a los niveles del comportamiento del edificio, que incluyen el material, la sección y la zona de fluencia.

### Propiedades no lineales

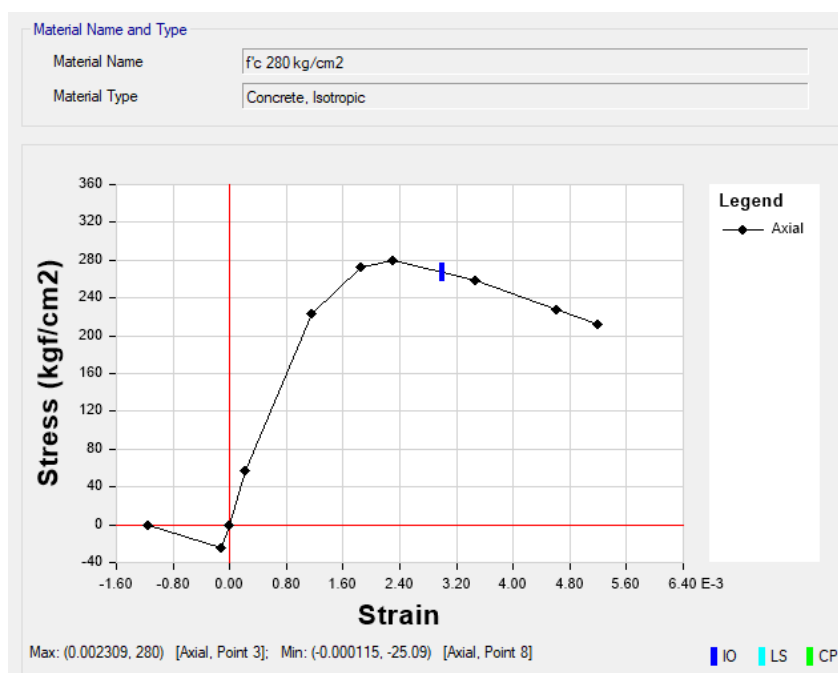
Se tomo la curva esfuerzo – deformación para cada material y se introduce al modelo estructural. Se emplea el modelo de Mander - concreto armado.

**Tabla 21. Modelo Mander - Concreto no confinado  $f'c$  280 kg/cm<sup>2</sup>**

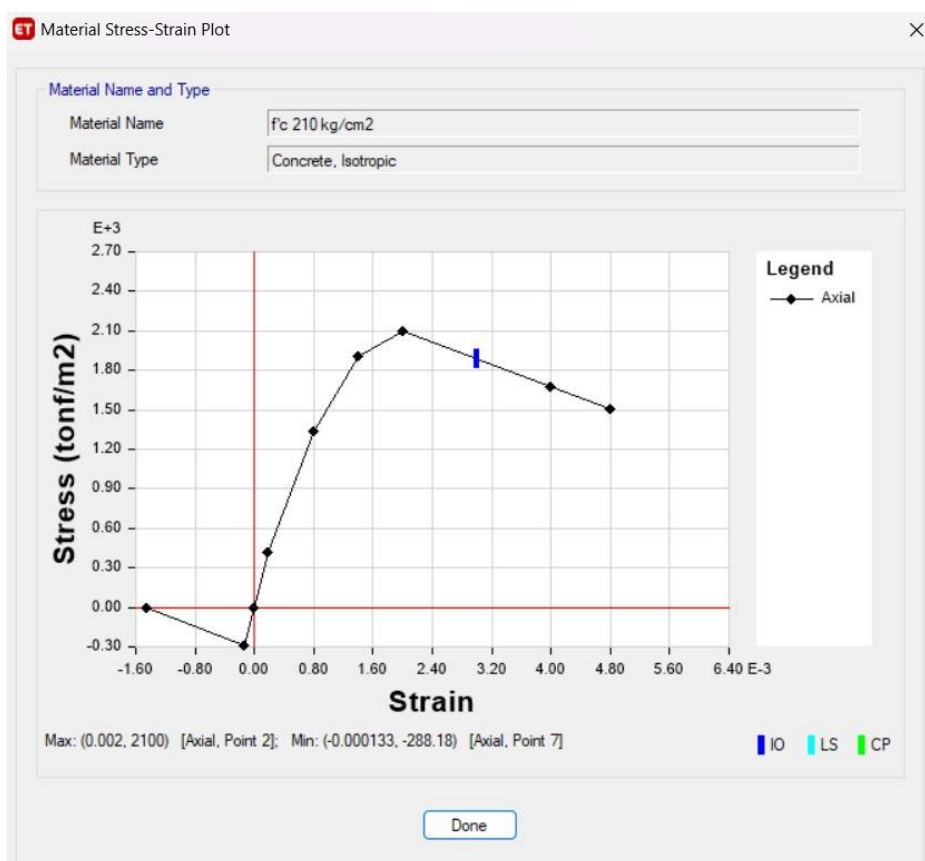
Punto	Deformación Unitaria	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )
1	-0.0052	-211.61
2	-0.0046	-227.73
3	-0.0035	-259.21
4	-0.0020	-280
5	-0.0018	-272.39
6	-0.0012	-223.24
7	-0.0002	-57.25
8	0.0000	0
9	0.0001	25.09
10	0.0012	0

Fuente: Etabs

**Ilustración 23. Curva esfuerzo – deformación –  $f'c$  280kg/cm<sup>2</sup>**



### Ilustración 24. Curva esfuerzo – deformación – $f'c$ 210kg/cm<sup>2</sup>



Fuente: Etabs

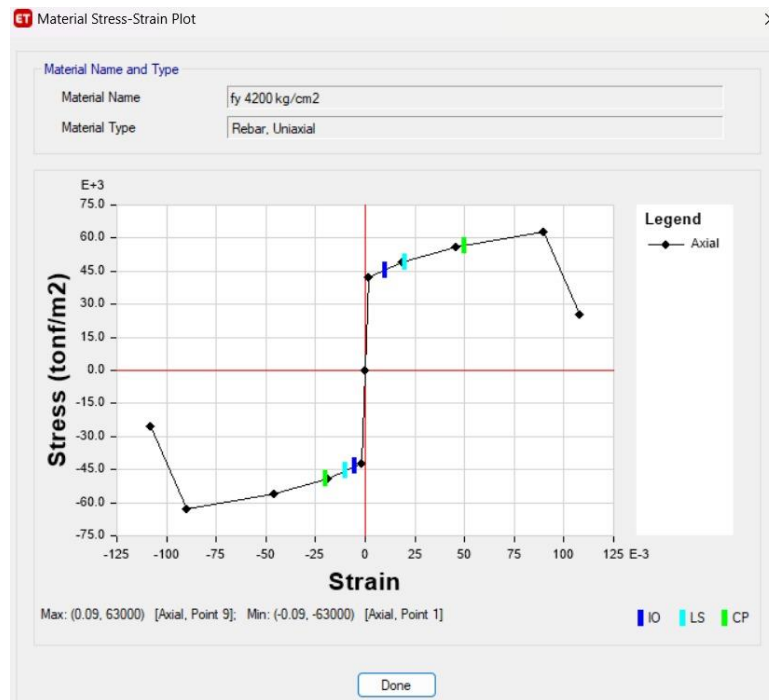
Para el acero corrugado de refuerzo se tomó el modelo acero simple - esfuerzo – deformación

**Tabla 22. Modelo acero refuerzo simple – acero de refuerzo  $f_y$  4200 kg/cm<sup>2</sup>**

Punto	Deformación Unitaria	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )
1	-0.1080	-2520.00
2	-0.0900	-6300.00
3	-0.0456	-5600.00
4	-0.0189	-4900.00
5	-0.0020	-4200.00
6	0.0000	0.00
7	0.0020	4200.00
8	0.0189	490.00
9	0.0456	5600.00
10	0.0900	6300.00
11	0.1080	2520.00

Fuente: Etabs

### Ilustración 25. Curva esfuerzo – deformación – acero de refuerzo fy 4200 kg/cm<sup>2</sup>



Las características no lineales de las secciones son las siguientes:

Se incorpora en el modelo estructural el refuerzo de cada sección, y con esta información se genera la no linealidad de las secciones en Etabs.

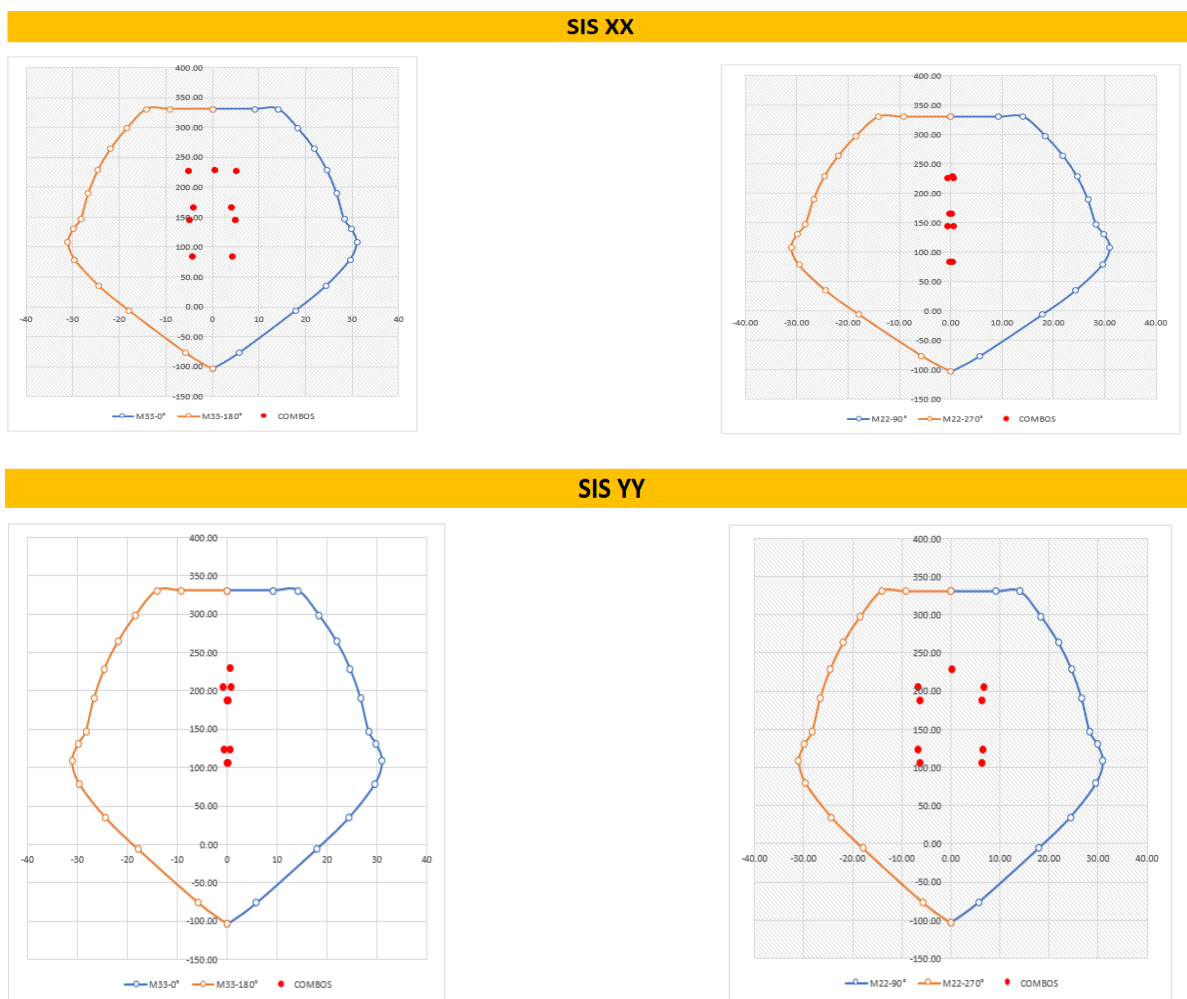
**Columnas:** Se necesita los diámetros del acero del refuerzo longitudinal.

De acuerdo al análisis estructural del Etabs, se ha obtuvo los esfuerzos Pu, M2 y M3, para cada una de las combinaciones de diseño.

**Tabla 23. Esfuerzos Pu, M2, M3 - Diseño columna (0.45m x 0.45m)**

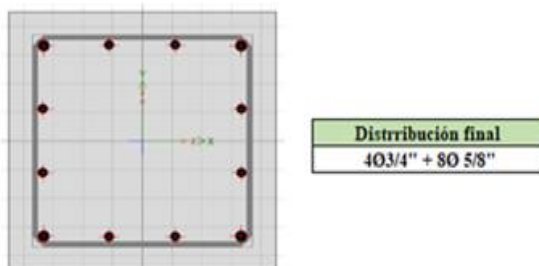
SISXX					SISYY				
	COMBOS	COMBINACIONES DE DISEÑO				COMBOS	COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P	M2	M3			P	M2	M3
	U1=1.4CM+1.7CV	229.04	0.26	0.55		U1=1.4CM+1.7CV	229.04	0.26	0.55
SISMO XX POSITIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	226.92	0.61	5.08	SISMO YY POSITIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	205.32	6.72	0.84
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	166.03	-0.17	-4.15		U3=1.25(CM+CV)-SISYY	187.62	-6.28	0.09
	U4=0.9CM+SISXX	144.93	0.52	4.87		U4=0.9CM+SISYY	123.34	6.62	0.63
	U5=0.9CM-SISXX	84.04	-0.27	-4.36		U5=0.9CM-SISYY	105.63	-6.38	-0.13
SISMO XX NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	226.92	-0.61	-5.08	SISMO YY NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	205.32	-6.72	-0.84
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	166.03	0.17	4.15		U3=1.25(CM+CV)-SISYY	187.62	6.28	-0.09
	U4=0.9CM+SISXX	144.93	-0.52	-4.87		U4=0.9CM+SISYY	123.34	-6.62	-0.63
	U5=0.9CM-SISXX	84.04	0.27	4.36		U5=0.9CM-SISYY	105.63	6.38	0.13

**Tabla 24. Diagrama de interacción – M33 – M22 – C0.45X0.45**



Fuente: Propia

**Ilustración 26. Sección típica de columna (45X45)**



1@0.05, 5@0.10, Resto @0.20

**Muros de corte:** Se necesita la asignación de las barras de refuerzo longitudinal y transversal. Se distinguen dos zonas confinadas y no confinada.

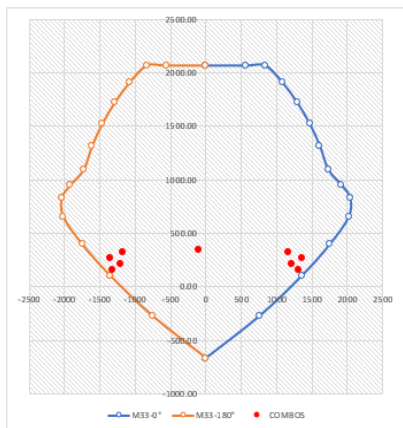
**Tabla 25. Esfuerzos Pu, M2, M3 - Diseño Muro corte (2.40 x 0.30)**

SISXX				
	COMBOS	COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P	M2	M3
SISMO XX POSITIVO	U1=1.4CM+1.7CV	345.38	-2.24	-107.58
	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	329.34	-1.09	1168.86
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	271.78	-2.74	-1354.18
	U4=0.9CM+SISXX	218.90	-0.24	1206.21
	U5=0.9CM-SISXX	161.35	-1.89	-1316.83
SISMO XX NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	329.34	1.09	-1168.86
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	271.78	2.74	1354.18
	U4=0.9CM+SISXX	218.90	0.24	-1206.21
	U5=0.9CM-SISXX	161.35	1.89	1316.83

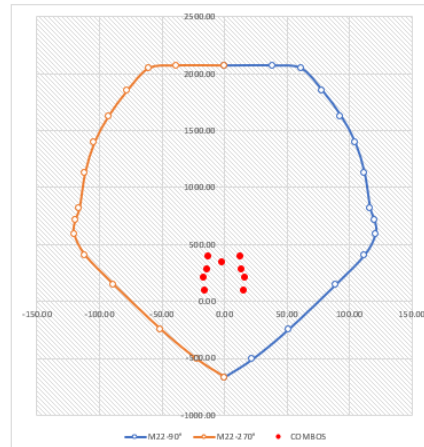
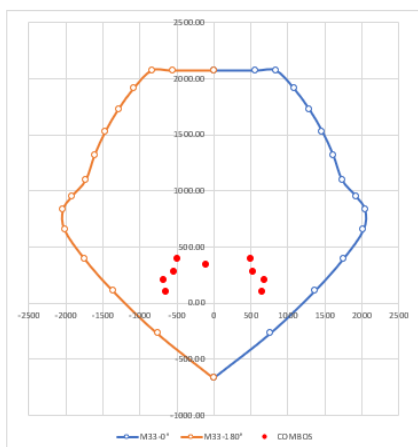
SISYY				
	COMBOS	COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P	M2	M3
SISMO YY POSITIVO	U1=1.4CM+1.7CV	345.38	-2.24	-107.58
	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	393.69	12.67	498.63
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	207.43	-16.49	-683.95
	U4=0.9CM+SISYY	283.26	13.51	535.98
	U5=0.9CM-SISYY	96.99	-15.65	-646.60
SISMO YY NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	393.69	-12.67	-498.63
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	207.43	16.49	683.95
	U4=0.9CM+SISYY	283.26	-13.51	-535.98
	U5=0.9CM-SISYY	96.99	15.65	646.60

**Tabla 26. Diagrama de interacción – M33 – M22 – PL 2.40x0.30**

**SIS XX**

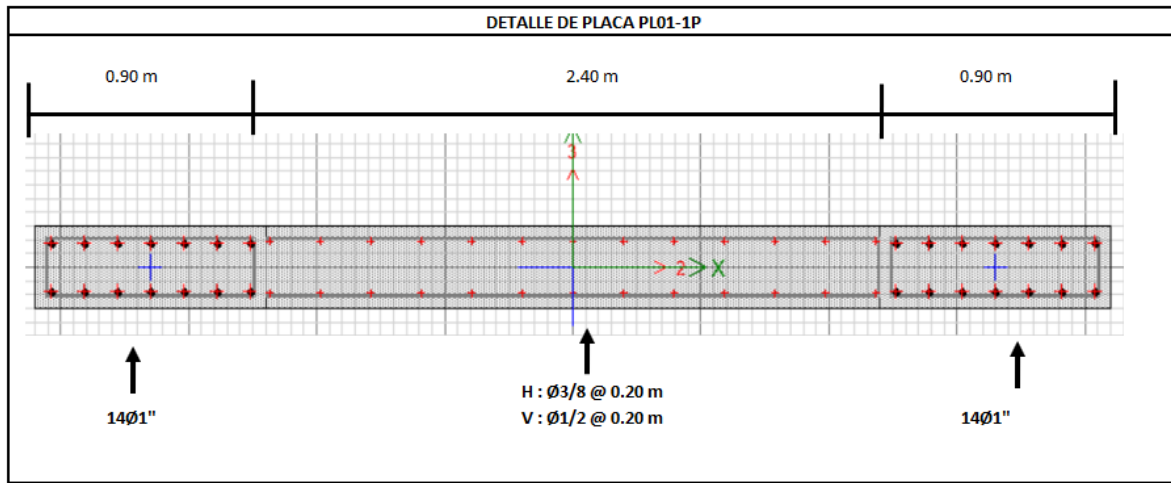


**SIS YY**



Fuente: Propia

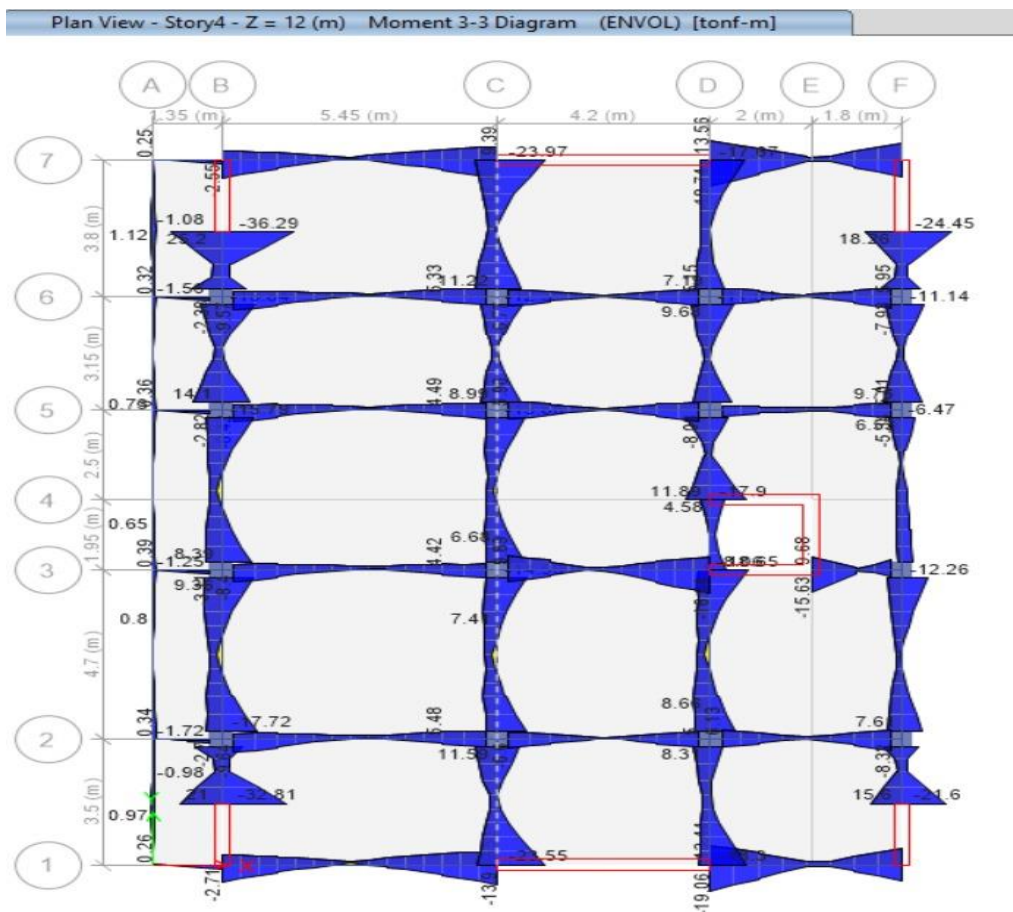
**Ilustración 27. Sección típica de muro de corte (4.20 m x 0.30 m)**



Fuente: Etabs

**Vigas:** Del análisis estructural del Etabs, se tomaron los valores de los momentos cada tramo, la viga tienen por sección 0.30m x 0.50m, eje C-C entre ejes 1 y 7.

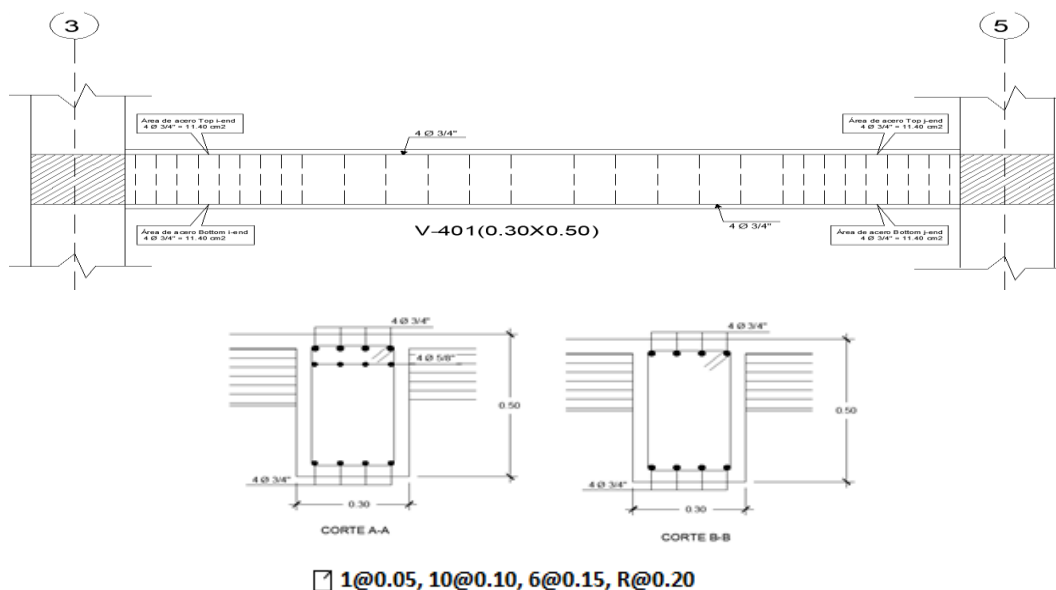
**Ilustración 28. Momentos 3-3 por envolvente**



**Tabla 27. Acero de refuerzo longitudinal en vigas 0.30 m x0.50m**

Apoyo	Pto.	B		Mu Calc (Tn-m)	d (cm)	a (Iteracion)	As Calculo (cm2)						As de diseño (cm2)		
		(cm)	(cm)					ø1"	ø3/4"	ø5/8"	ø1/2"	ø3/8"			
Apoyo A	Superior	30	50	23.44	43.78	13.06	16.65		5.10	2.85	1.98	1.29	0.71	19.32	OK
	Inferior	30	50	10.41	43.78	5.25	6.69			4	4			11.40	OK
Claro A-B	Superior	30	50	0.61	43.78	0.29	0.37			4				11.40	OK
	Inferior	30	50	3.90	43.78	1.89	2.41			4				11.40	OK
Apoyo B	Superior	30	50	11.10	43.78	5.62	7.17			4				11.40	OK
	Inferior	30	50	11.52	43.78	5.85	7.46			4				11.40	OK
Claro B-C	Superior	30	50	2.97	43.78	1.43	1.82			4				11.40	OK
	Inferior	30	50	6.82	43.78	3.36	4.29			4				11.40	OK
Apoyo C	Superior	30	50	14.96	43.78	7.78	9.92			4				11.40	OK
	Inferior	30	50	5.90	43.78	2.89	3.69			4				11.40	OK
Claro C-D	Superior	30	50	2.03	43.78	0.97	1.24			4				11.40	OK
	Inferior	30	50	5.58	43.78	2.73	3.48			4				11.40	OK
Apoyo D	Superior	30	50	13.86	43.78	7.15	9.12			4				11.40	OK
	Inferior	30	50	5.92	43.78	2.90	3.70			4				11.40	OK
Claro D-E	Superior	30	50	0.35	43.78	0.17	0.21			4				11.40	OK
	Inferior	30	50	3.03	43.78	1.46	1.86			4				11.40	OK
Apoyo E	Superior	30	50	12.30	43.78	6.28	8.01			4				11.40	OK
	Inferior	30	50	8.18	43.78	4.07	5.18			4				11.40	OK
Claro E-F	Superior	30	50	1.00	43.78	0.48	0.61			4				11.40	OK
	Inferior	30	50	4.59	43.78	2.23	2.85			4				11.40	OK
Apoyo F	Superior	30	50	23.95	43.78	13.40	17.09			4	4			19.32	OK
	Inferior	30	50	10.96	43.78	5.55	7.07			4				11.40	OK

**Ilustración 29. Sección típica de viga 0.30 m x 0.50m**



Fuente: Propia

### Características no lineales en zonas de fluencia

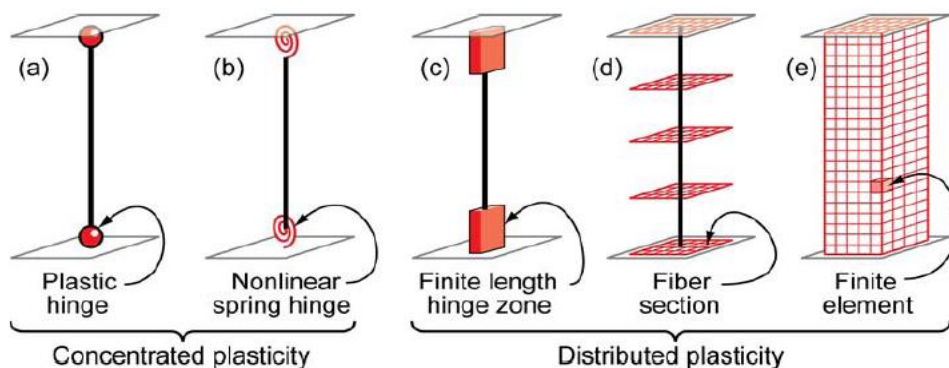
Integración de las rótulas en el modelo estructural para vigas, columnas y losas.

### Plasticidades

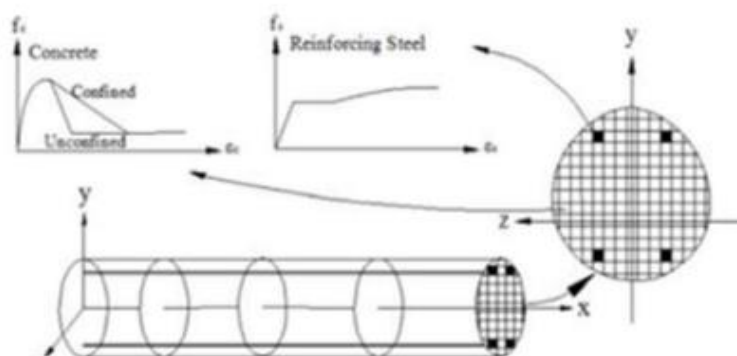
Existe dos enfoques para modelar la no linealidad en la región de fluencia de los elementos estructurales, las plásticas concentrada y distribuida.

En la plasticidad concentrada, se emplean rótulas plásticas y resortes no lineales, aplicando la no linealidad en puntos específicos, generalmente en los extremos de los elementos estructurales. En contraste, la plasticidad distribuida implica la no linealidad a lo largo de todo el elemento estructural. **En esta tesis se usará la plasticidad tipo fibra**, que divide la sección en varias fibras para considerar la no linealidad, asignando cada fibra de acuerdo con el material. En el caso del concreto armado, esto incluye fibras tanto de concreto como de acero de refuerzo.

### Ilustración 30. Idealización de modelos de plasticidad en elementos estructurales



### Ilustración 31. Fibras de concreto armado



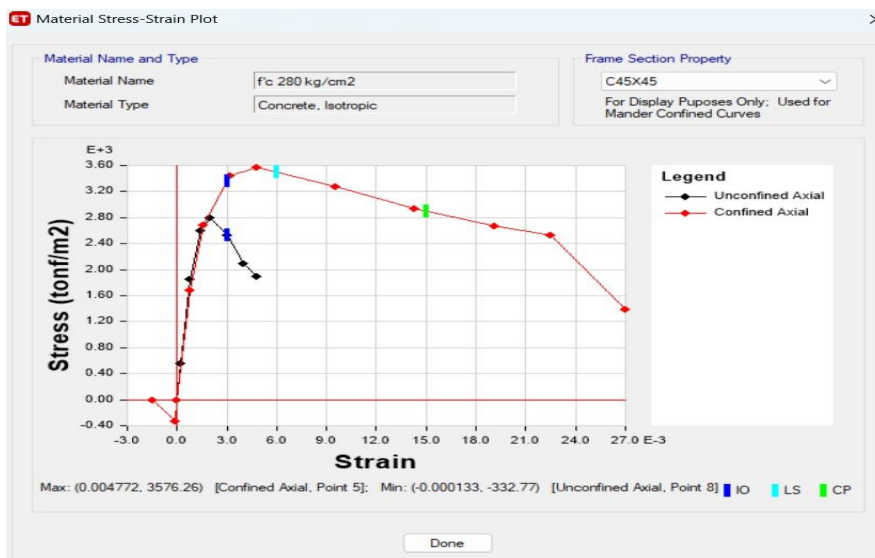
En la imagen previa, se presentan las fibras de concreto, cada cubo simboliza una fibra que se asociara a un material específico, el cual está vinculado a un esfuerzo y deformación.

### PROCEDIMIENTO DEL METODO NO LINEAL ESTADICO

A partir del modelo analítico lineal del edificio, se detalla el procedimiento en Etabs 2018, para incorporar la no linealidad en estos modelos.

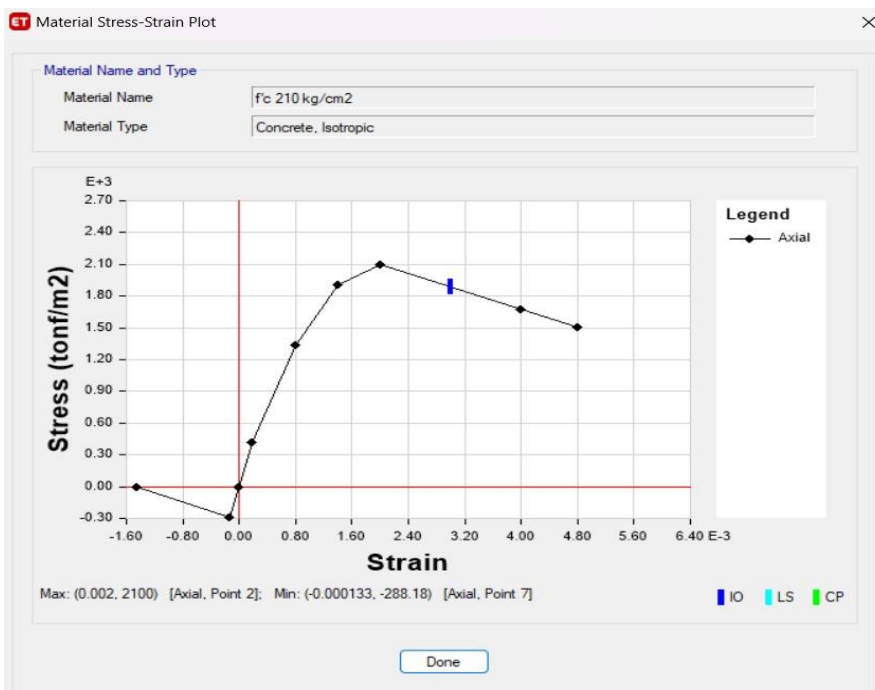
**No linealidad del concreto:** Inclusión de información del concreto no confinado y confinado, con  $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ .

**Ilustración 32. Data material no lineal – 01**



Fuente: Etabs

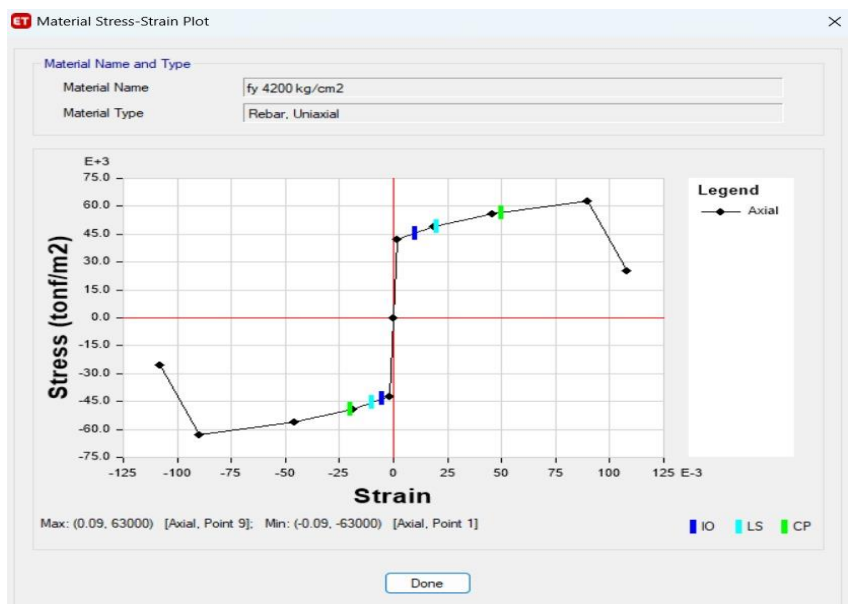
**Ilustración 33. Data de material no lineal – 02**



Fuente: Etabs

**No linealidad del acero corrugado:** Inclusión de información del modelo acero simple para acero de refuerzo  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

**Ilustración 34. Data de material no lineal – fy 4200 kg/cm2**

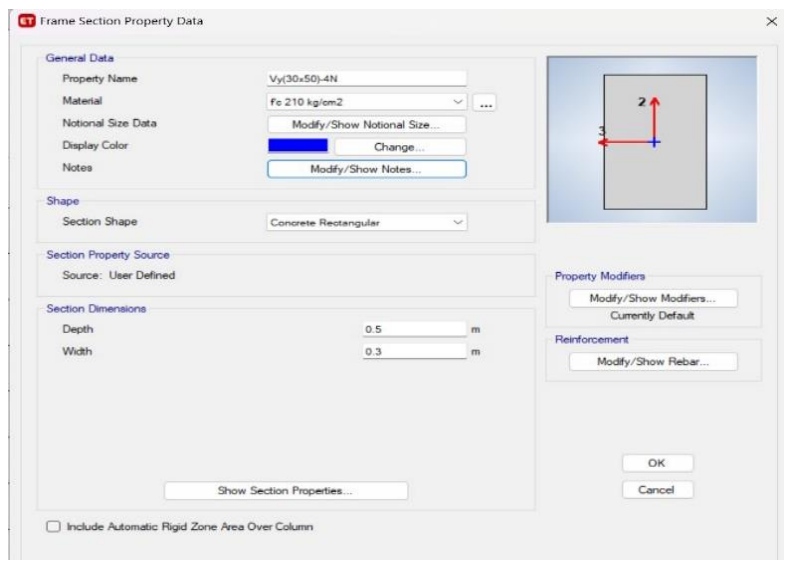


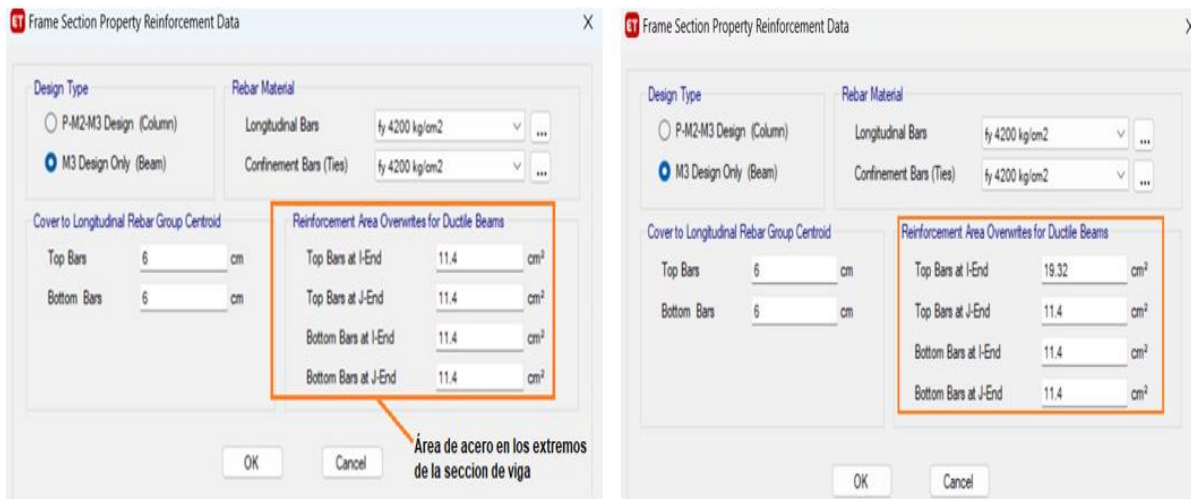
Fuente: Etabs

**Asignación de no linealidad en secciones**

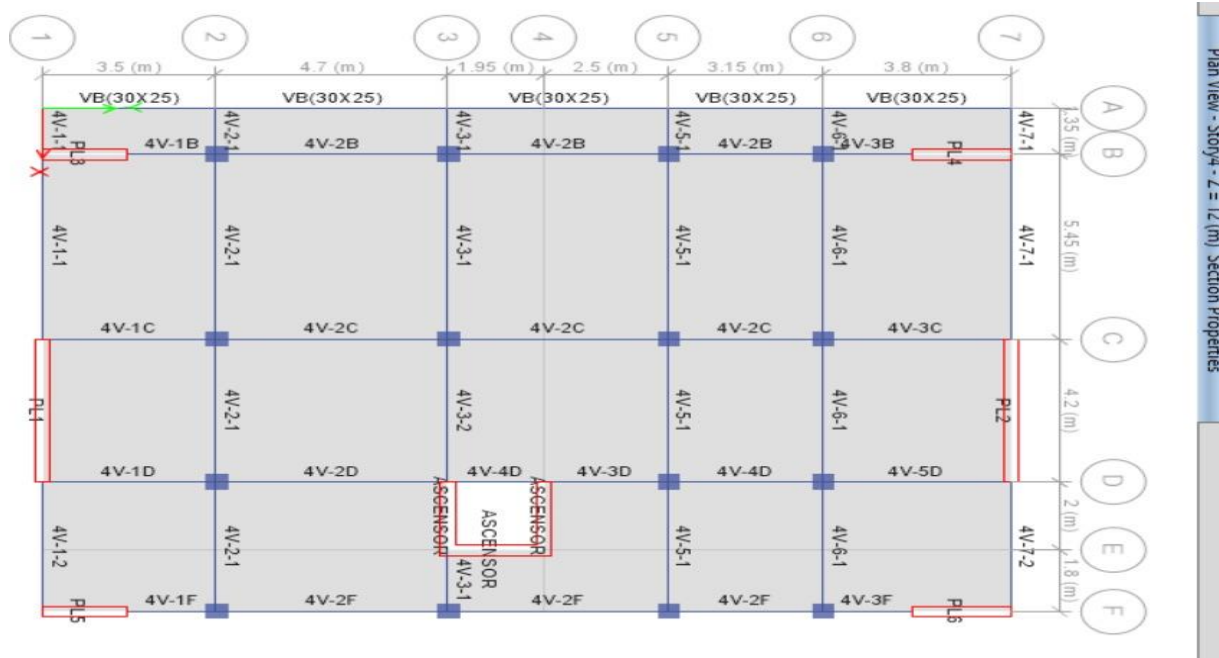
**Beam**

**Ilustración 35. Datos no lineales en secciones de viga**





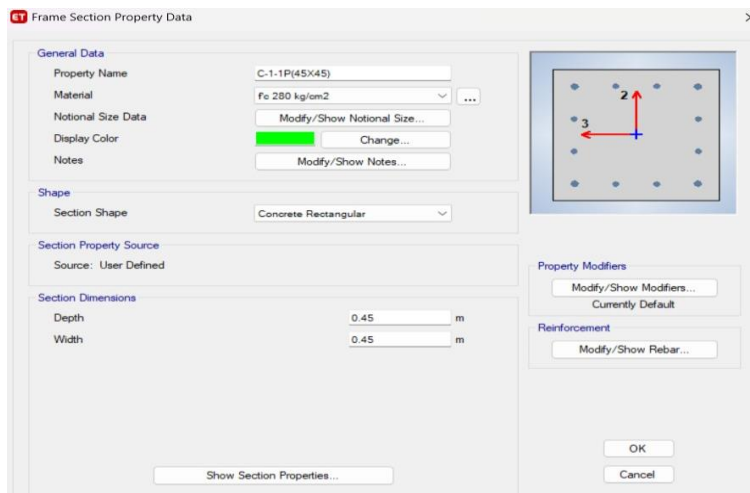
**Ilustración 36. Definición de secciones de vigas**



Fuente: Etabs

**Columnas**

**Ilustración 37. Datos no lineales en secciones de columnas**



**1@0.05, 5@0.10, Resto @0.20**

Fuente: Etabs

**Ilustración 38. Definición de secciones de columnas con características no lineales**



Fuente: Etabs

**Placas**

La no linealidad en los muros se definirá mediante la opción **reinforcement for wall hinge**.

**Ilustración 39. Datos no lineales en secciones de muros**

The screenshot shows the 'Wall Hinge Reinforcement' dialog box with the following data:

**Rebar Material**

- Material Flexure: fy 4200 kg/cm2
- Material Shear: fy 4200 kg/cm2
- Bar Clear Cover: 0.04 m

**Layout**

**Geometry**

Start X (m)	Start Y (m)	End X (m)	End Y (m)	Length (m)	Thickness (m)	Start Zone Size (m)	End Zone Size (m)
6.8	19.6	11	19.6	4.2	0.3	0.9	0.9

**Reinforcement**

**Flexural Detail - Each Face**

Station	Bar Size	Bar Spacing (m)	Number of Bars
Start	#8		14
Center	#4	0.2	12
End	#8		14

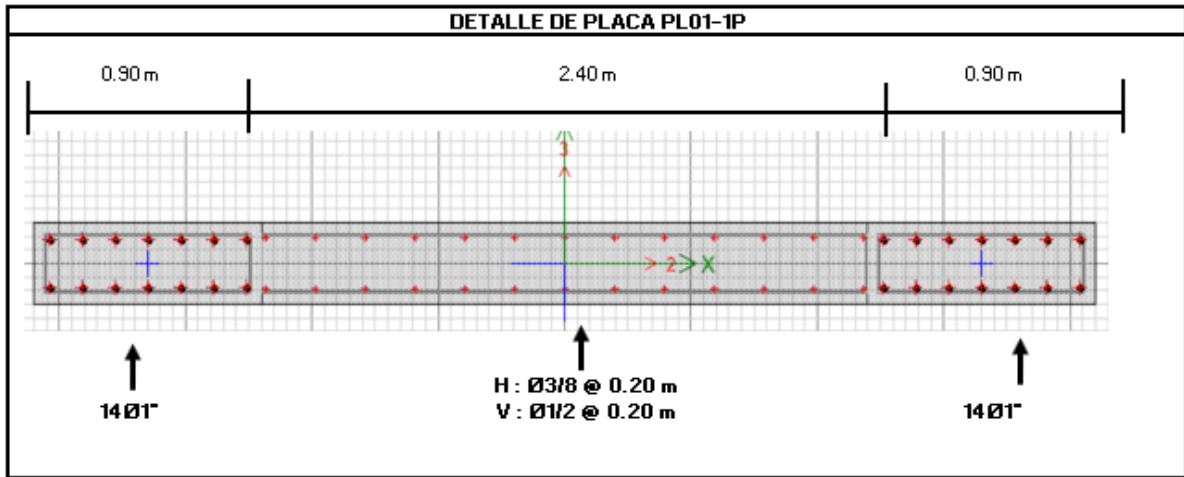
**Shear/Confinement Detail**

Station	Bar Size	Bar Spacing (m)	Confined
Start	#3	0.2	Yes
Center	#3	0.2	No
End	#3	0.2	Yes

**Flexural Detail (Additional Individual Bars)**

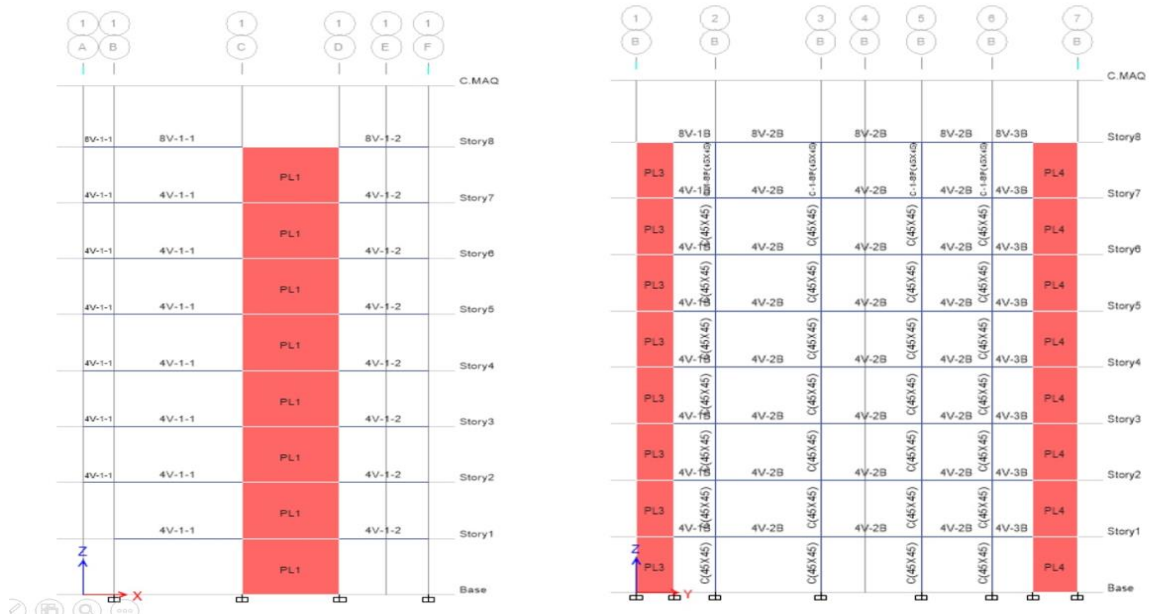
Material	Distance (m)	Area (cm2)

Fuente: Etabs



Fuente: Etabs

**Ilustración 40. Definición de secciones de muros**



Fuente: Etabs

**Asignación de patrón de cargas laterales y caso no lineal**

**Patrón de cargas laterales**

Las cargas laterales se aplican en proporción a los modos propios de la estructura, considerando tanto la masa como la forma modal.

**Tabla 28. Patrón de carga lateral – Bloque A**

PATRÓN DE CARGA LATERAL	
Dir. X-Y-Y	Fuerza por piso
Story	Fi ton
Piso 8	111.83
Piso 7	95.19
Piso 6	81.59
Piso 5	67.99
Piso 4	54.39
Piso 3	40.80
Piso 2	27.20
Piso 1	13.06

**PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION**

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Case	Mode	Period	UX	UY	RZ
		sec			
Modal	1	0.72	0.0024	0.6826	0.0436
Modal	2	0.616	0.6974	0.0022	0.0004
Modal	3	0.484	0.000032	0.0429	0.6568

Fuente: Propia

**Caso de carga gravitacional no lineal**

**Ilustración 41. Asignación de carga gravitacional**

**General**

Load Case Name: CGNL

Load Case Type: Nonlinear Static

Mass Source: 100%CM+25%

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)

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Live	0.25
Load Pattern	Live Azotea	0.25

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load

Results Saved: Final State Only

Nonlinear Parameters: User Defined

Condiciones iniciales: iniciar a partir del estado sin carga de la estructura

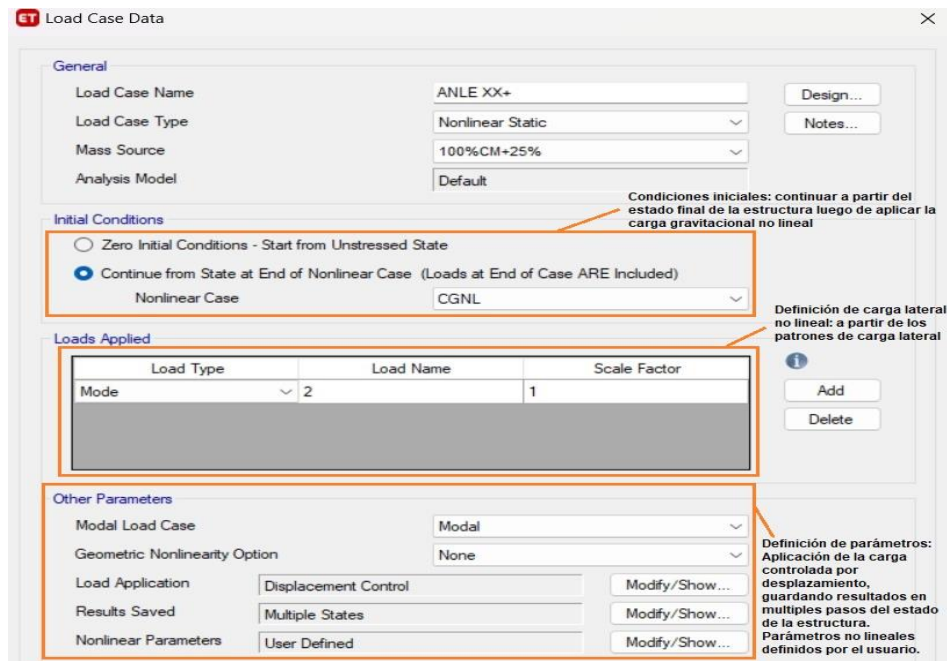
Definición de carga gravitacional no lineal: 100% CM + 25% CV

Definición de parámetros: Aplicación total de carga. Guardado unicamente para el resultado final de la estructura. Parámetros no lineales por defecto.

Fuente: Etabs

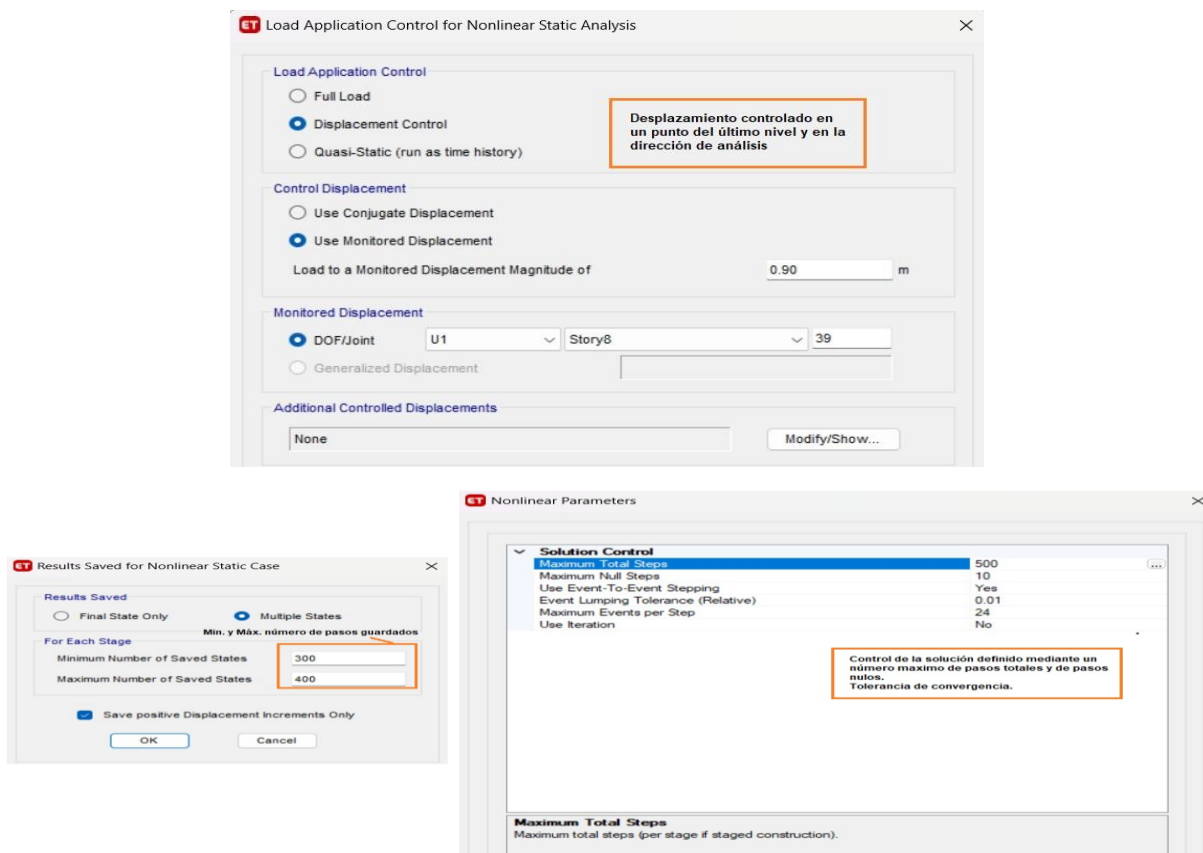
Caso de caso de carga lateral no lineal Push-Over

**Ilustración 42. Carga lateral no lineal (ANLEXX+)**



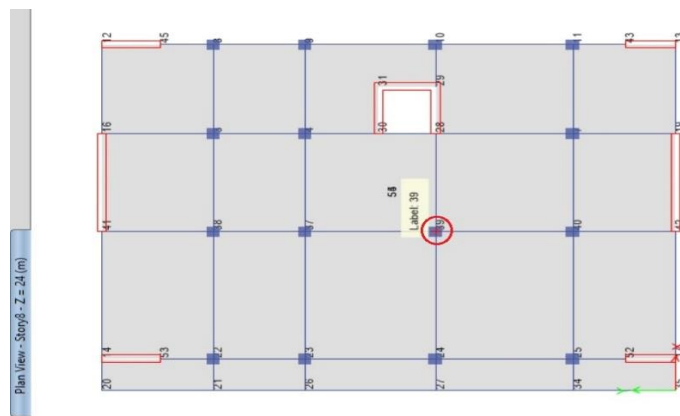
Fuente: Etabs

**Ilustración 43. Asignación de parámetro de carga lateral**



Fuente: Etabs

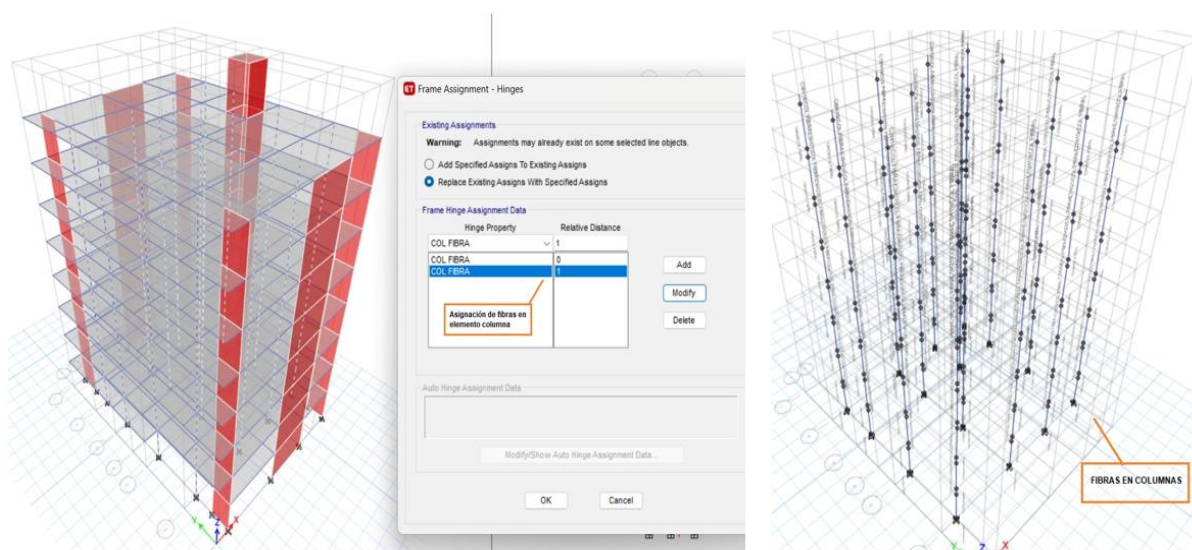
**Ilustración 44. Ubicación de joint 39 en el último piso**



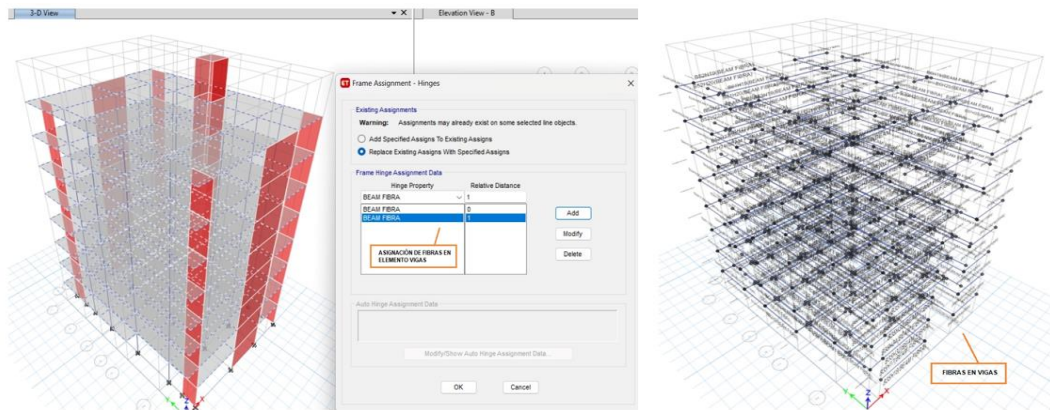
Fuente: Etabs

### Asignación de plasticidad distribuida – rotulas tipo fibras

**Ilustración 45. Rotulas tipo fibras en columnas**

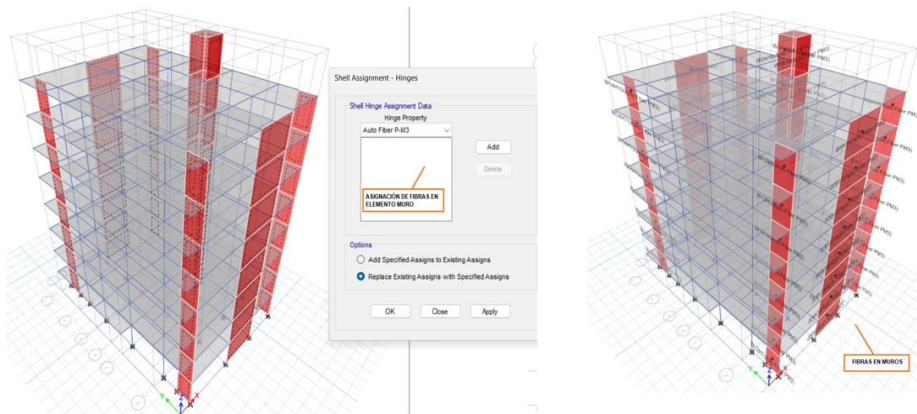


### Ilustración 46. Rotulas tipo fibras en vigas



Fuente: Etabs

### Ilustración 47. Rotulas tipo fibras en muros



## RESULTADOS DEL MÉTODO NO LINEAL ESTÁTICO (PUSH-OVER) CURVA DE CAPACIDAD DEL BLOQUE ESTRUCTURAL A

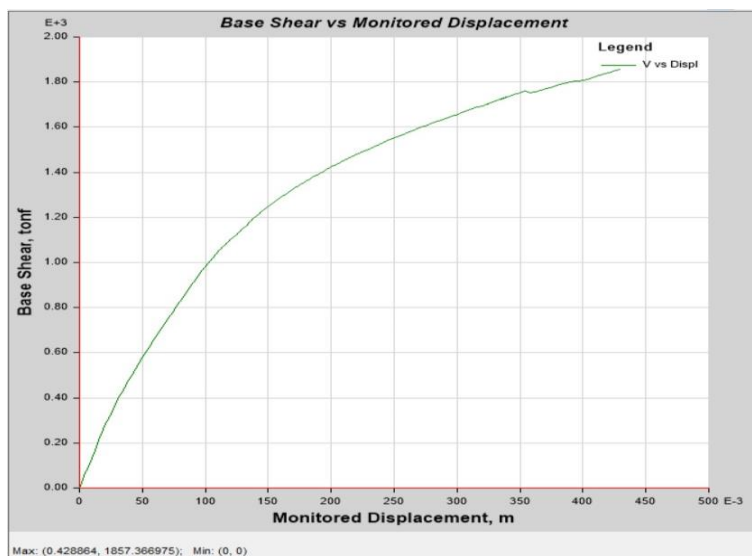
Realizado el análisis pushover para el bloque A – sistema estructural de concreto, en la dirección de análisis y según el patrón de carga lateral, se obtiene la curva de capacidad.

**Tabla 29. Puntos capacidad pushover en la dir X**

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement		
Step	Monitored Displ m	Base Force tonf
0	0.000	0.00
1	0.001	12.03
2	0.004	53.69
3	0.007	95.25
4	0.011	156.51
5	0.016	225.58
6	0.021	283.31
7	0.025	328.53
8	0.028	362.53
9	0.031	394.29
10	0.035	435.82
11	0.040	483.59
12	0.043	512.27
13	0.046	540.39
14	0.051	591.76
15	0.054	617.76
16	0.057	643.61
17	0.060	669.06
18	0.063	693.81
19	0.066	718.31
20	0.069	742.55
21	0.072	766.76
22	0.075	791.09
23	0.078	815.12
24	0.081	839.06
25	0.084	863.26

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement		
Step	Monitored Displ m	Base Force tonf
187	0.345	1744.13
188	0.348	1749.62
189	0.351	1755.14
190	0.354	1760.49
191	0.357	1754.25
192	0.362	1756.71
193	0.367	1764.52
194	0.371	1771.12
195	0.374	1776.27
196	0.378	1783.50
197	0.381	1788.60
198	0.384	1793.64
199	0.387	1797.96
200	0.390	1801.26
201	0.393	1803.02
202	0.396	1803.70
203	0.399	1807.69
204	0.403	1812.80
205	0.407	1819.56
206	0.410	1825.01
207	0.413	1830.43
208	0.417	1837.09
209	0.420	1842.29
210	0.424	1848.23
211	0.427	1853.40
212	0.429	1857.37

**Ilustración 48. Curva de capacidad pushover en la dir. X**



Fuente: Etabs

Se obtuvo como resultados en el punto de colapso, un desplazamiento de 0.429 m y un cortante de 1857.37 ton.

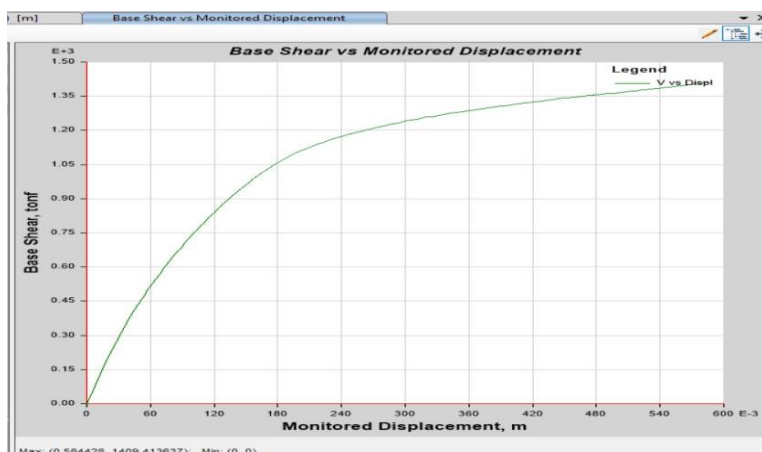
**Tabla 30. Puntos capacidad pushover en la dir Y**

Step	Monitored Displ m	Base Force tonf
0	0.000	0.00
1	0.001	10.13
2	0.004	40.90
3	0.007	74.18
4	0.011	110.25
5	0.014	145.02
6	0.019	187.45
7	0.022	216.67
8	0.027	262.35
9	0.030	289.52
10	0.035	336.98
11	0.040	372.92
12	0.044	407.60
13	0.047	429.57
14	0.050	450.81
15	0.053	471.74
16	0.057	498.44
17	0.060	518.36
18	0.063	537.97
19	0.066	556.93
20	0.069	575.67
21	0.074	600.50
22	0.077	618.07
23	0.082	650.04
24	0.087	676.03
25	0.090	692.25

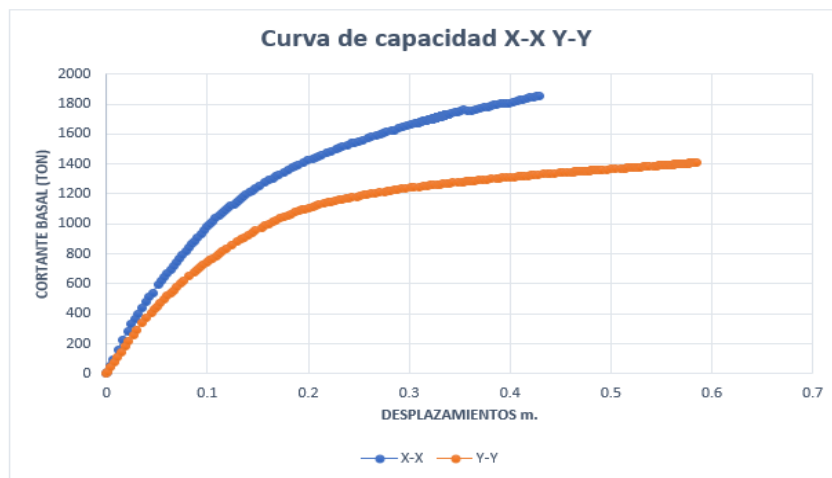
Step	Monitored Displ m	Base Force tonf
209	0.570	1401.44
210	0.570	1401.46
211	0.571	1402.00
212	0.571	1402.03
213	0.572	1402.85
214	0.572	1402.88
215	0.574	1403.68
216	0.574	1403.71
217	0.575	1404.49
218	0.575	1404.52
219	0.577	1405.27
220	0.577	1405.30
221	0.578	1406.05
222	0.578	1406.07
223	0.580	1406.82
224	0.580	1406.85
225	0.581	1407.39
226	0.581	1407.42
227	0.581	1407.71
228	0.582	1408.11
229	0.582	1408.12
230	0.582	1408.29
231	0.582	1408.43
232	0.582	1408.44
233	0.583	1408.72
234	0.584	1409.41

**Ilustración 49. Curva de capacidad en la dir Y**



Se obtuvo como resultados en el punto de colapso, un desplazamiento de 0.584 m y un cortante de 1409.41 ton.

**Ilustración 50. Curva de capacidad en X-Y**

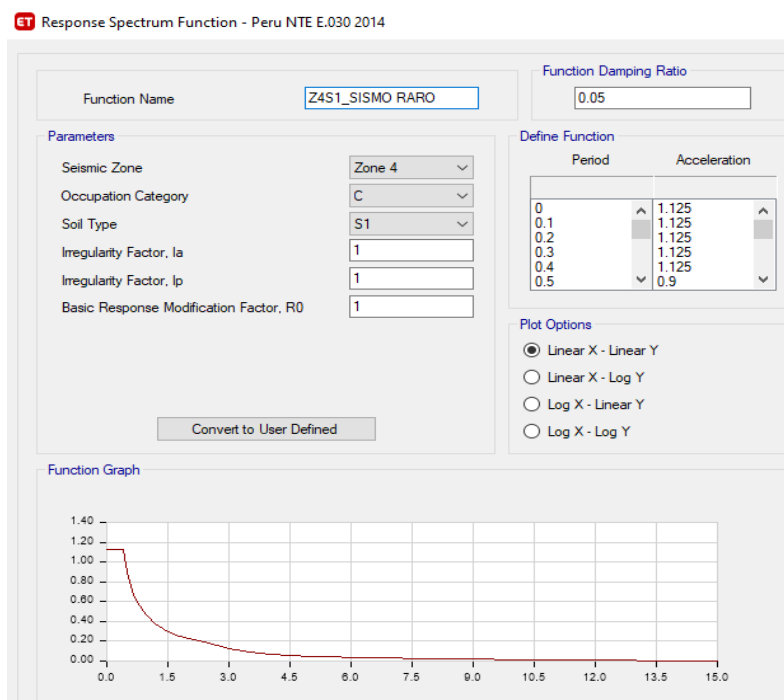


Fuente: Propia

Se puede observar que en la dir X, la rigidez es mayor en comparación con la dir Y, debido a las longitudes de las vigas y los muros de corte.

Para calcular la respuesta frente al **sismo diseño (performance point)**, utilizamos el espectro elástico.

**Ilustración 51. Espectro Elástico**



Fuente: Etabs

**Tabla 31. Estimación del point de performance ASCE 41-17**

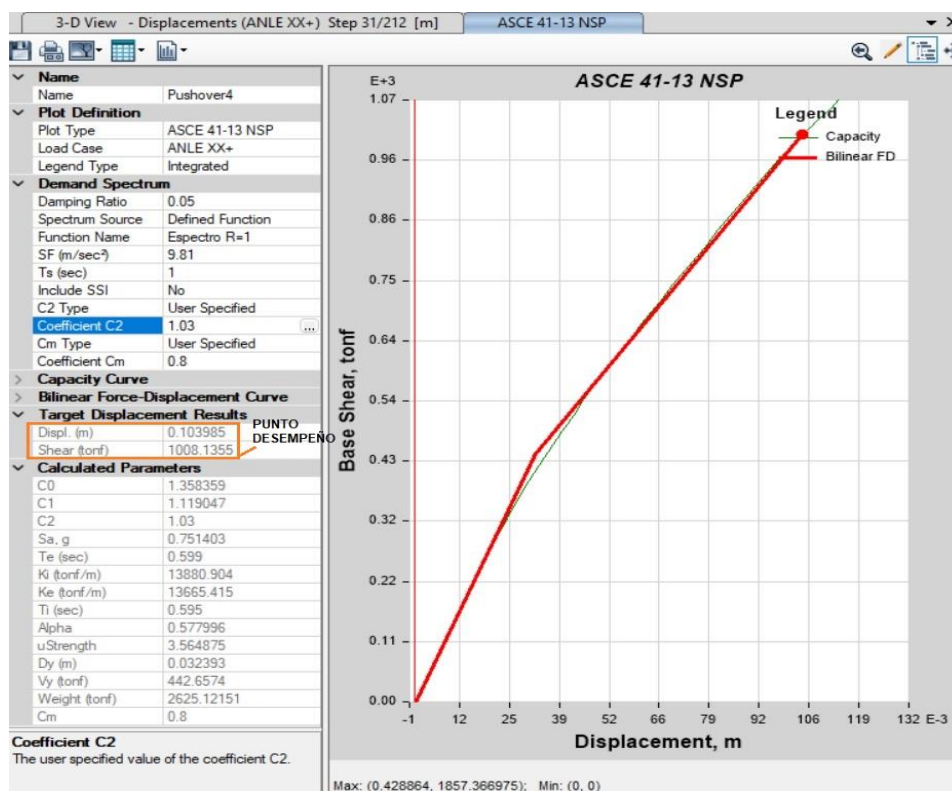
ANLE XX+			
<b>Co</b>	1.35	<b>a</b>	130
<b>C1</b>	1.07	<b>te</b>	0.595
<b>ke(ton/m)</b>	13880.9	<b>sa(g)</b>	0.756
<b>ki(ton/m)</b>	13880.9	<b>Vy(Ton)</b>	387.03
<b>ti(seg)</b>	0.595	<b>W(ton)</b>	2625.12
<b>C2</b>	1.03	<b>Cm</b>	0.8
<b>delta (cm)</b>	9.91	<b>ustrg</b>	4.104

ANLE YY+			
<b>Co</b>	1.45	<b>a</b>	130
<b>C1</b>	1.03	<b>te</b>	0.728
<b>ke(ton/m)</b>	10258.53	<b>sa(g)</b>	0.618
<b>ki(ton/m)</b>	9842.32	<b>Vy(Ton)</b>	448.905
<b>ti(seg)</b>	0.743	<b>W(ton)</b>	2625.12
<b>C2</b>	1.00	<b>Cm</b>	0.8
<b>delta (cm)</b>	12.08	<b>ustrg</b>	2.893

Fuente: Propia

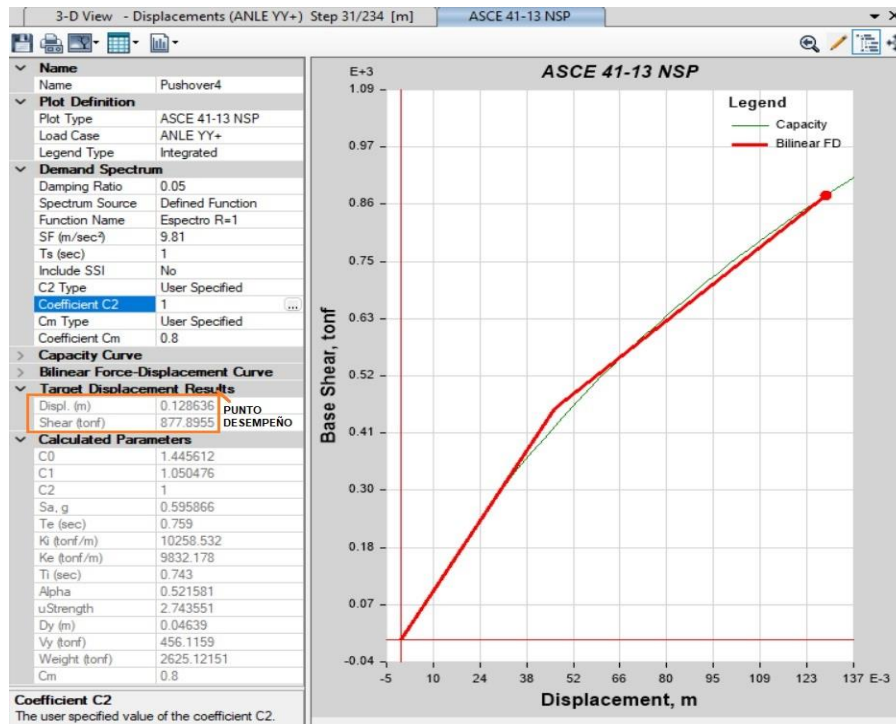
El desplazamiento para la dir X es de 9.91 cm, mientras que para dir Y es de 12.08 cm.

**Ilustración 52. Gráfica de punto de desempeño ANLE XX+ según ASCE 41-17**



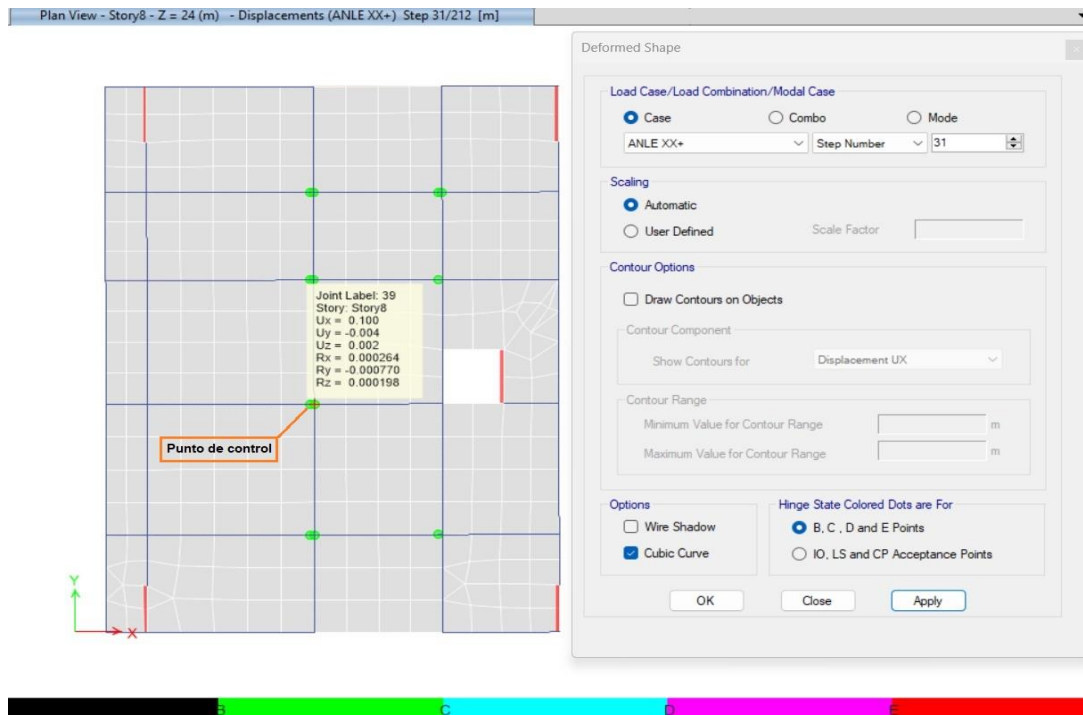
Fuente: Etabs

**Ilustración 53. Gráfica de punto de desempeño ANLE YY+ según ASCE 41-17**

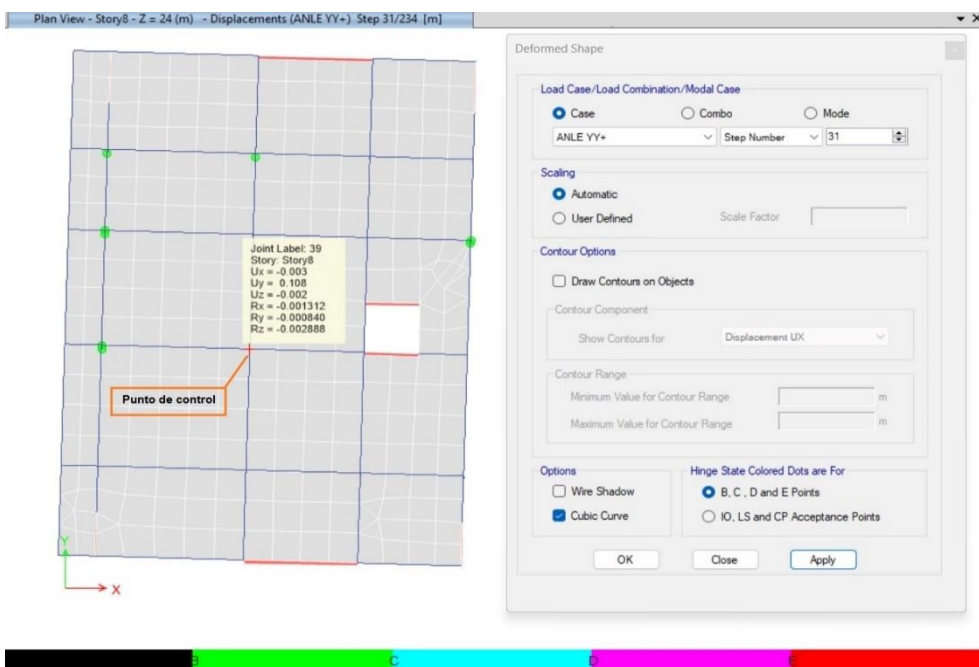


Fuente: Etabs

**Ilustración 54. Punto de control joint 39 – ANLE XX+**



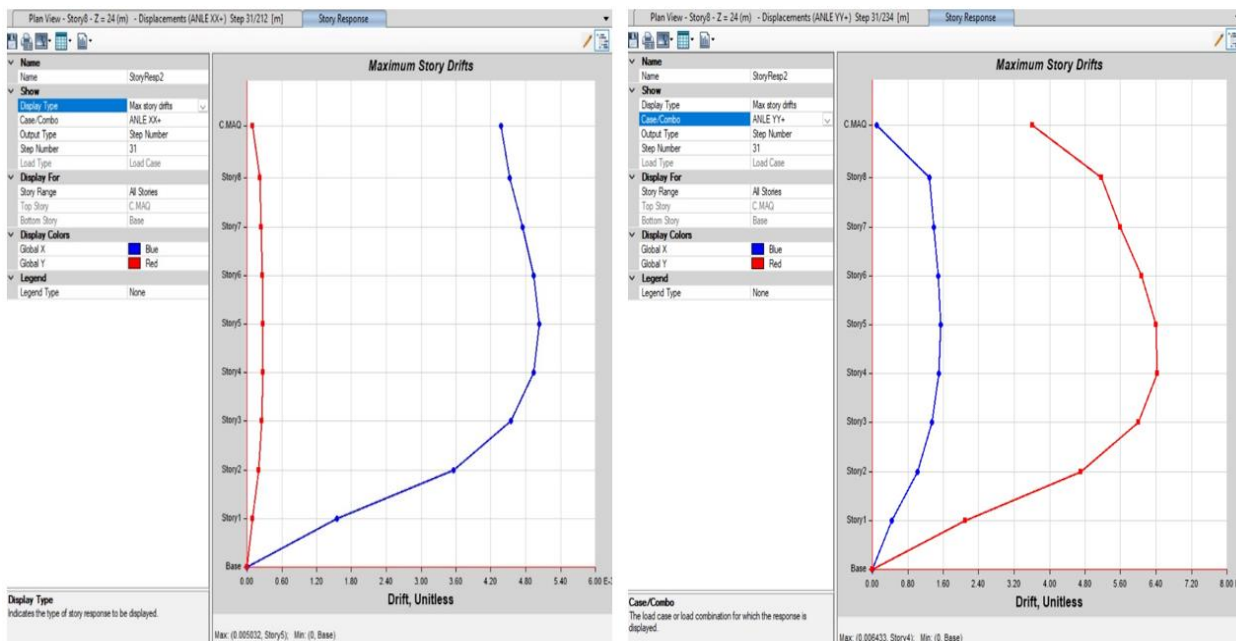
**Ilustración 55. Punto de control joint 39 – ANLE YY+**



Fuente: Etabs

Se tomo como punto de control el nudo 39 del último piso, se tuvo un desplazamiento en la dir X de 0.10 m y en la dir Y de 0.11 mm, en el paso 31, en el paso 31 siendo este el point performance.

**Ilustración 56. Derivas – Análisis PushOver estático XX+ YY+**



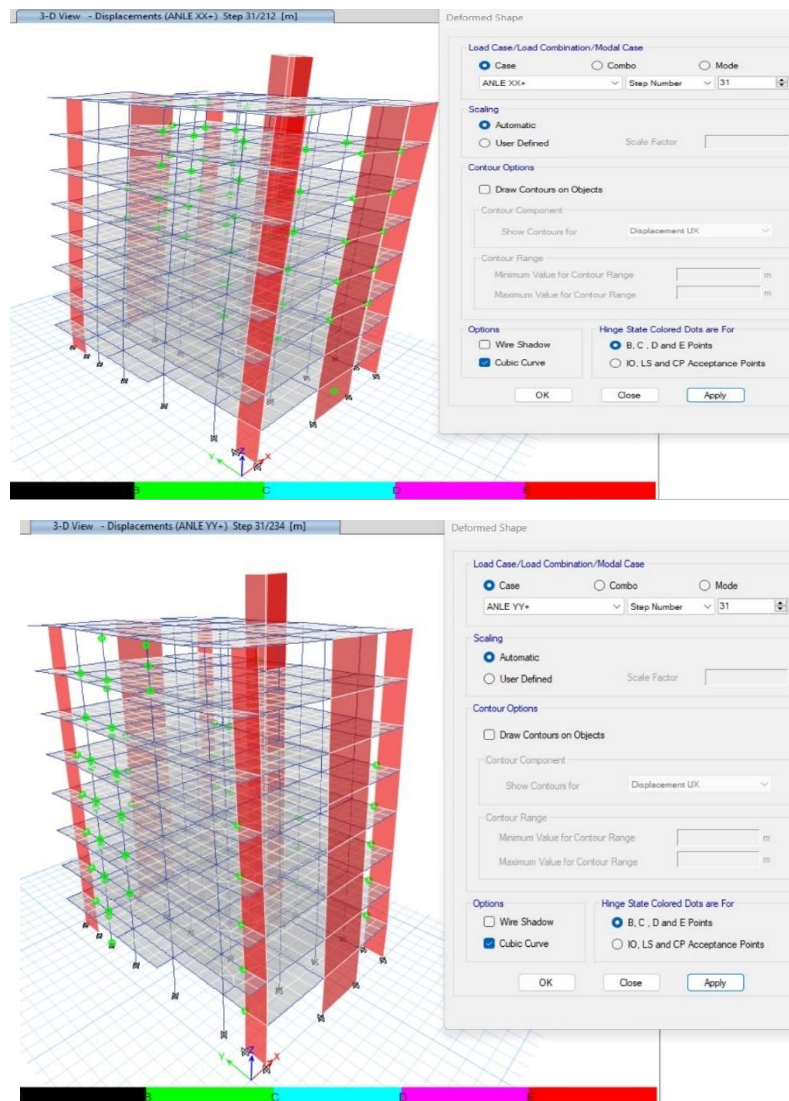
Se obtuvieron las máximas derivas en la dir X fue de 0.0050 en el quinto piso, mientras que en la dir Y fue de 0.0064 en el cuarto piso.

**Tabla 32. Deriva límite del ATC-40**

Deriva de entrepiso	Niveles de desempeño			
	Ocupación Inmediata	Control de daño	Seguridad de vida	Estabilidad estructural
Deriva máxima total	0.01	0.01 - 0.02	0.02	0.33V/P
Deriva máxima inelástica	0.005	0.005 - 0.015	sin límite	sin límite

De acuerdo a la tabla 36. Deriva límite del ATC-40, esta clasifica el nivel de performance del edificio en **ocupación inmediata**.

**Ilustración 57. Desplazamientos en el paso 31 – ANLE XX+ ANLE YY+**

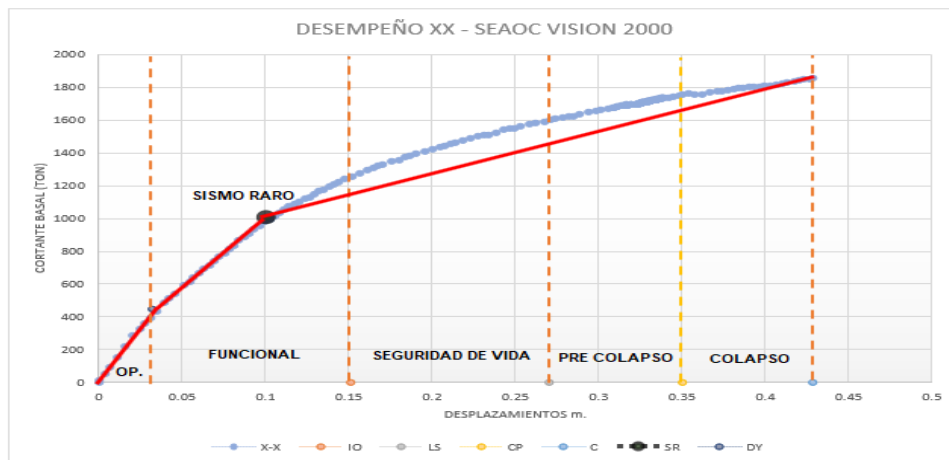


Fuente: Etabs

De acuerdo al criterio de aceptación, se observa que rotulas tipo fibra se encuentran en el punto B (color verde), es decir están llegando a la fluencia por lo tanto el nivel es **ocupación inmediata**.

## DESEMPEÑO XX SEGÚN SEAOC VISION 2000

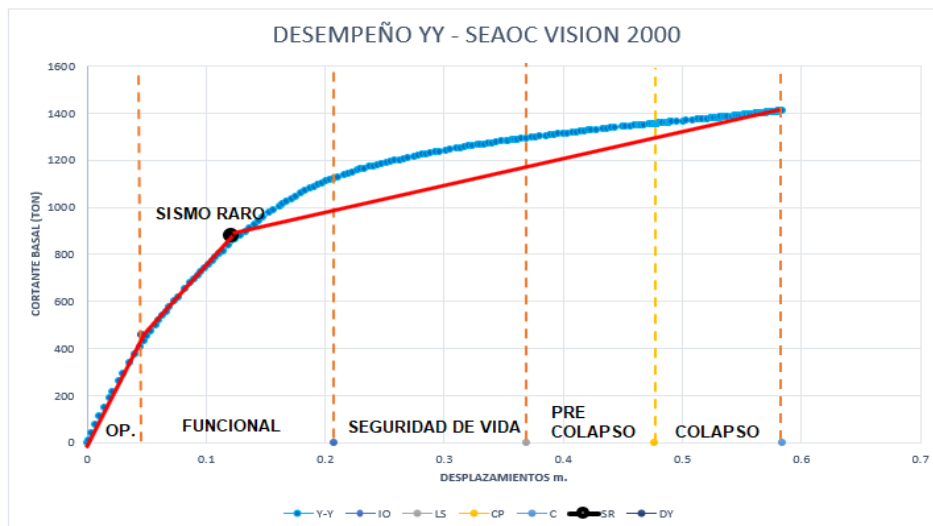
**Ilustración 58. Desempeño XX de acuerdo SEAOC VISION 2000**



Fuente: Propia

<b>DU (cm)</b>	<b>0.43</b>
<b>DY (cm)</b>	<b>0.032</b>
<b>DP(cm)</b>	<b>0.40</b>
<b>IO</b>	<b>0.15</b>
<b>LS</b>	<b>0.27</b>
<b>CP</b>	<b>0.35</b>
<b>COLAPSO</b>	<b>0.43</b>

**Ilustración 59. Desempeño YY de acuerdo SEAOC VISION 2000**



Fuente: Propia

<b>DU (cm)</b>	0.58
<b>DY (cm)</b>	0.046
<b>DP(cm)</b>	0.54
<b>IO</b>	0.21
<b>LS</b>	0.37
<b>CP</b>	0.48
<b>COLAPSO</b>	0.58

Se verifica que el performance de acuerdo SEAOC VISION 2000, corresponde al **nivel de funcional**.

La cortante basal de acuerdo norma E.030 en XX es de 401.68 Tn y en YY es de 393.17 Tn, mientras que con la curva de capacidad para un sismo de diseño en XX es de 1008.14 Tn y en YY de 877.90 Tn, por lo tanto, la relación será de 2.51 en XX y de 2.23 en YY. La sobre resistencia mide la resistencia real vs la resistencia requerida. Esta sobre resistencia está relacionada a factores como la ductilidad, la deformación y las propiedades reales de los materiales. La norma ASCE/SEI 7 [17], menciona tres niveles de sobre resistencia, baja (1.0 a 1.5), moderada (1.5 a 2.5) y alta (2.5 a 4.0), para estructuras de hormigón se tendrá una sobre resistencia de 2.0.

### **ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL TIEMPO – HISTORIA**

Este análisis se aplica a la edificación de acero estructural – bloque A. La edificación será evaluada mediante 03 reportes sísmicos, los resultados de las derivas del análisis tiempo historia, serán comparadas con las del espectro elástico, además estas derivas máximas de entrepiso no excederán a 1.25 veces los valores límites.

Se toman las recomendaciones norma E.030, artículo 30.1. **registros de aceleración** [21]. En la elección de los reportes sísmicos se tuvo en cuenta la magnitud y clase de suelo, para tener las mismas condiciones del proyecto de investigación.

**Tabla 33. Registros sísmicos**

<b>SISMO</b>	<b>FECHA</b>	<b>COMPONENTE</b>	<b>ACELERACION MAX. (cm/s<sup>2</sup>)</b>
Lima 1966	17/10/1966	E-W	-180.59
		N-S	-269.34
Ancash 1970	31/05/1970	E-W	-104.8
		N-S	-97.7
Lima 1974	3/10/1974	E-W	-192.5
		N-S	179

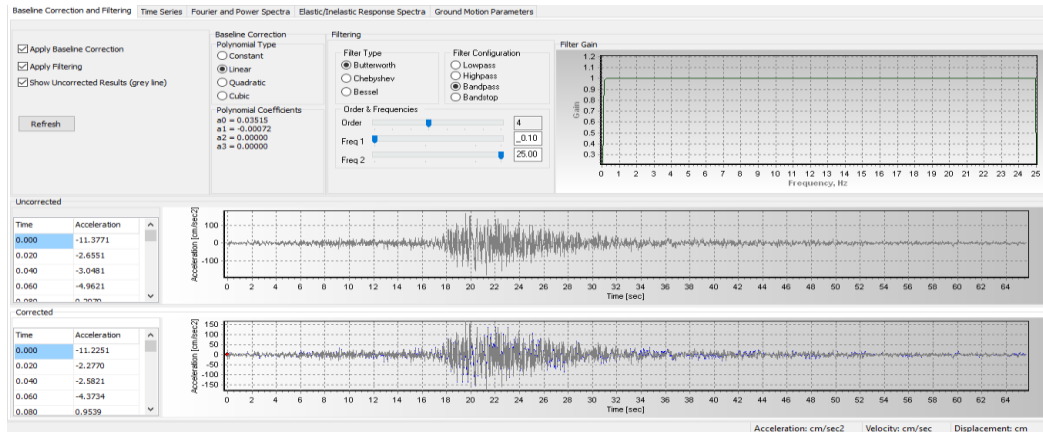
Fuente: Propia

Resumen de los reportes utilizados para el análisis tiempo – historia, para la evaluación de los sistemas estructurales propuestos en esta investigación y las unidades de los registros sísmicos son cm/s<sup>2</sup> (gal).

## Tratamiento de registros

Los registros sísmicos, se deberán realizar la corrección y filtrado de línea base mediante el programa Seismo Signal, una vez corregidos y filtrados, se usará el programa Seismo Match para efectuar el ajuste espectral al espectro de respuesta obtenido [26].

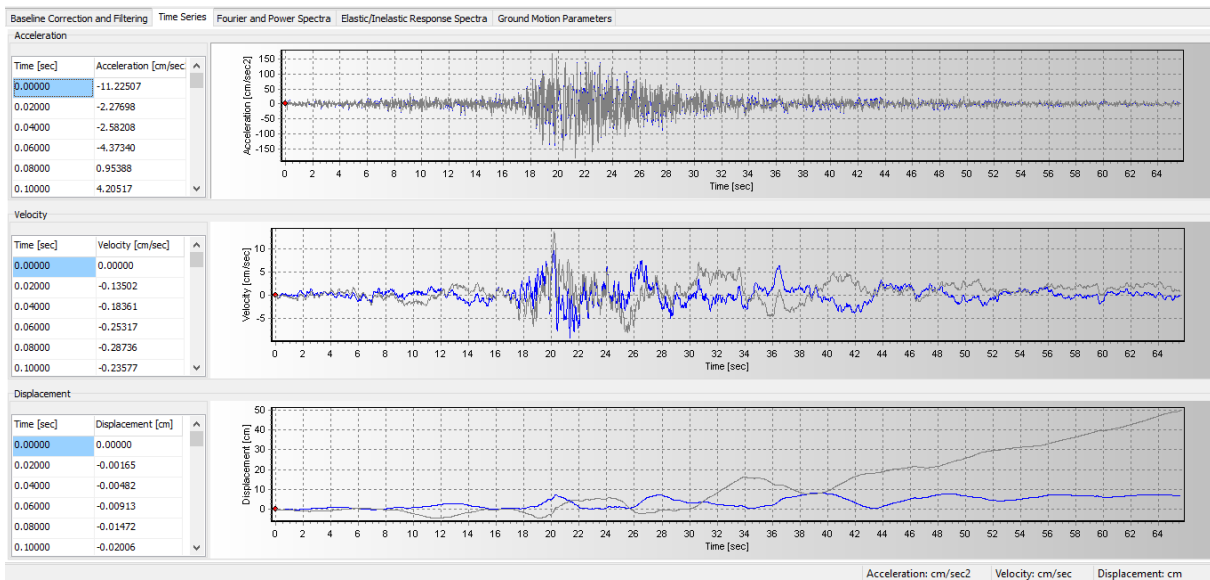
### Ilustración 60. Corrección y filtrado por línea base



Fuente: Seismo Signal

Se evidencia como, en los desplazamientos, se aprecia claramente la corrección por línea base, evitando que se dirijan hacia el infinito positivo y manteniéndose en 0.

### Ilustración 61. Corrección y filtrado por línea base



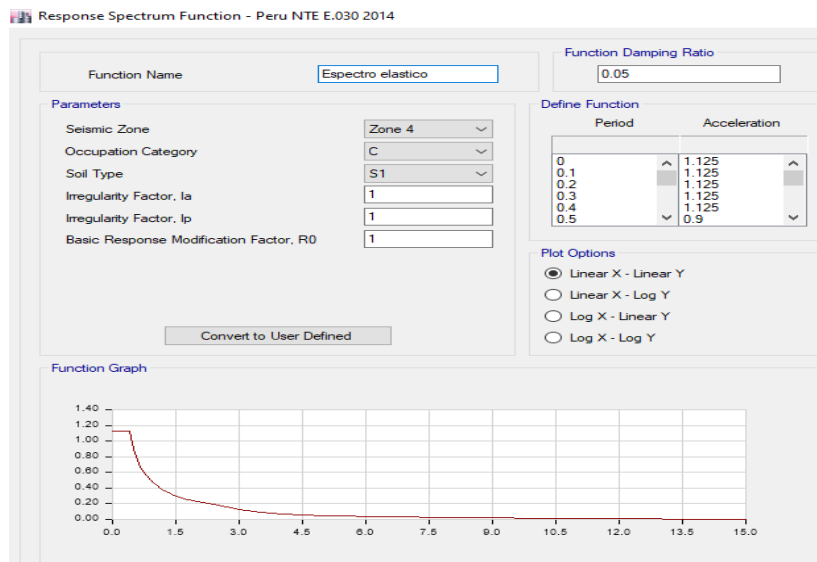
Fuente: Seismo Signal

Una vez realizada la corrección y filtrado de la línea base, se procede a escalar los registros sísmicos, mediante el programa seismo match.

De acuerdo al art.30.1.3 de la norma E.030 [26, p. 28], indica que las componentes de los registros sísmicos se deberán escalar por un rango de periodos  $0.2 T$  y  $1.5T$ , donde  $T$  es el periodo fundamental.

Se elabora el espectro elástico considerando los parámetros sísmicos correspondientes, caracterizada por la zona sísmica Z4 y tipo de suelo S1, tal como se presenta a continuación:

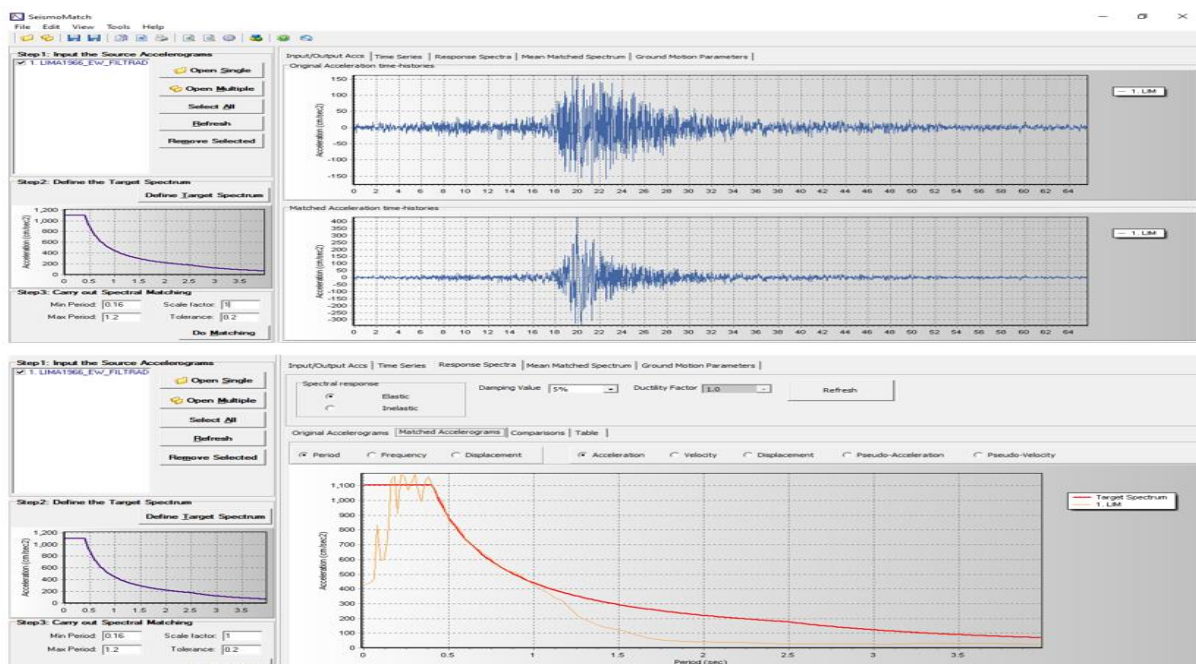
### Ilustración 62. Espectro elástico



Fuente: Seismo Match

Los registros sísmicos, fueron escalados al espectro elástico, en un rango de  $0.2 T$  y  $1.5 T$ .

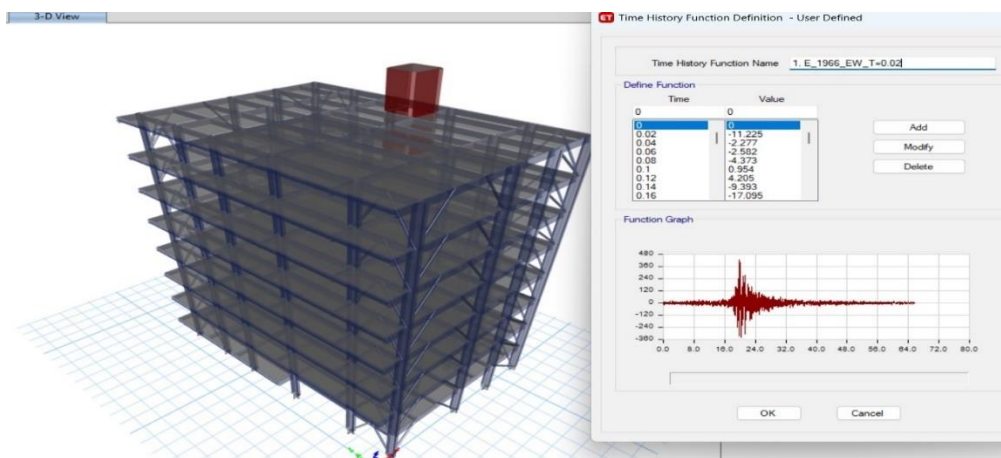
### Ilustración 63. Escalamiento del registro sísmico



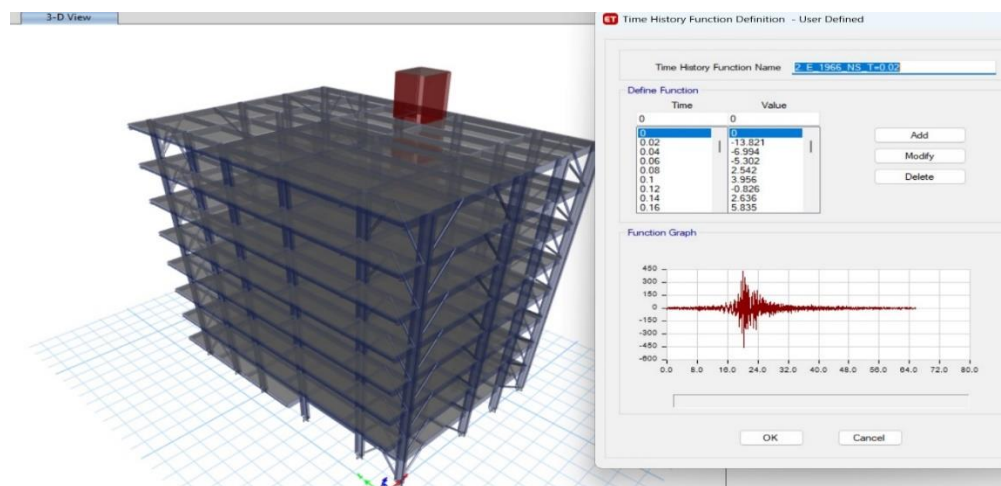
Fuente: Seismo Match

Se ingresa cada registro sísmico escalado, Lima 1966, Ancash 1970 y Lima 1974.

**Ilustración 64. Acelerograma Lima 1966 – EW**



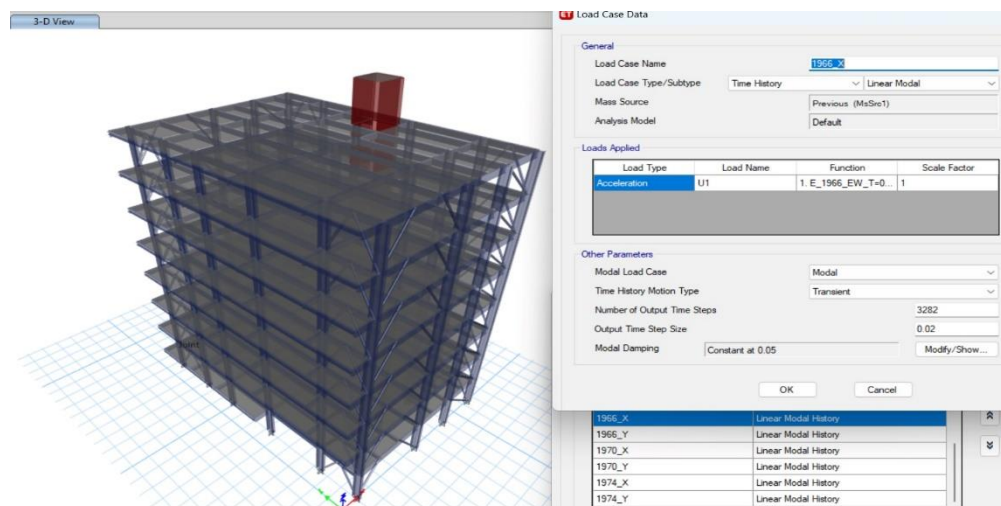
**Ilustración 65. Acelerograma Lima 1966 – NS**



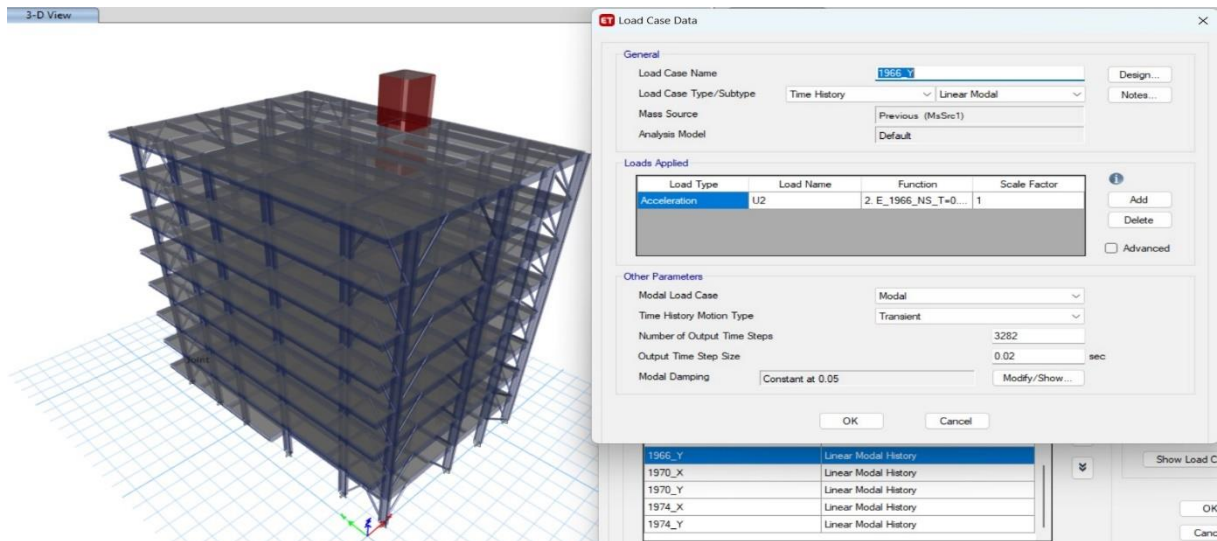
Fuente: Etabs

Define los casos de carga para cada dirección de las señales sísmicas.

**Ilustración 66. Load case 1966\_EW**



**Ilustración 67. Load case 1966\_NS**



Señales espectro compatibles

Espectro elástico

**Tabla 34. Deriva – Espectro elástico**

TABLE: Story Drifts			
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift
Story8	DRITF X R=1 Max	X	0.003937
Story7	DRITF X R=1 Max	X	0.004463
Story6	DRITF X R=1 Max	X	0.004992
Story5	DRITF X R=1 Max	X	0.005385
Story4	DRITF X R=1 Max	X	0.005555
Story3	DRITF X R=1 Max	X	0.005363
Story2	DRITF X R=1 Max	X	0.004525
Story1	DRITF X R=1 Max	X	0.002353

TABLE: Story Drifts			
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift
Story8	DRIFT Y R=1 Max	Y	0.006479
Story7	DRIFT Y R=1 Max	Y	0.006782
Story6	DRIFT Y R=1 Max	Y	0.006884
Story5	DRIFT Y R=1 Max	Y	0.006751
Story4	DRIFT Y R=1 Max	Y	0.006381
Story3	DRIFT Y R=1 Max	Y	0.006316
Story2	DRIFT Y R=1 Max	Y	0.005975
Story1	DRIFT Y R=1 Max	Y	0.003581

**Tabla 35. Deriva – Señal sísmica Lima 1966**

LIMA 1966 E-W

Max

TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	% Similitud
	m			
Story8	24	Top	0.004915	1.25
Story7	21	Top	0.005564	1.25
Story6	18	Top	0.006206	1.24
Story5	15	Top	0.006579	1.22
Story4	12	Top	0.006535	1.18
Story3	9	Top	0.006334	1.18
Story2	6	Top	0.005459	1.21
Story1	3	Top	0.002675	1.14

LIMA 1966 N-S

Max

TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	Y-Dir	% Similitud
	m			
Story8	24	Top	0.00699	1.08
Story7	21	Top	0.007357	1.08
Story6	18	Top	0.007481	1.09
Story5	15	Top	0.007252	1.07
Story4	12	Top	0.006749	1.06
Story3	9	Top	0.006559	1.04
Story2	6	Top	0.006035	1.01
Story1	3	Top	0.003544	0.99

**Tabla 36. Deriva – Señal sísmica Huaraz 1970**

HUARAZ 1970 -EW

Max

TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	% Similitud
	m			
Story8	24	Top	0.004327	1.10
Story7	21	Top	0.005036	1.13
Story6	18	Top	0.005872	1.18
Story5	15	Top	0.006511	1.21
Story4	12	Top	0.00675	1.22
Story3	9	Top	0.006395	1.19
Story2	6	Top	0.005165	1.14
Story1	3	Top	0.002493	1.06

HUARAZ 1970 N-S

Max

TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	Y-Dir	% Similitud
	m			
Story8	24	Top	0.006693	1.03
Story7	21	Top	0.007002	1.03
Story6	18	Top	0.007309	1.06
Story5	15	Top	0.007288	1.08
Story4	12	Top	0.006954	1.09
Story3	9	Top	0.006373	1.01
Story2	6	Top	0.00603	1.01
Story1	3	Top	0.003809	1.06

**Tabla 37. Deriva – Señal sísmica Lima 1974**

LIMA 1974 -EW

Max

TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	% Similitud
	m			
Story8	24	Top	0.004272	1.09
Story7	21	Top	0.004923	1.10
Story6	18	Top	0.005615	1.12
Story5	15	Top	0.006185	1.15
Story4	12	Top	0.006359	1.14
Story3	9	Top	0.006114	1.14
Story2	6	Top	0.005147	1.14
Story1	3	Top	0.00251	1.07

LIMA 1974 N-S

Max

TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	Y-Dir	% Similitud
	m			
Story8	24	Top	0.008112	1.25
Story7	21	Top	0.008429	1.24
Story6	18	Top	0.008544	1.24
Story5	15	Top	0.008368	1.24
Story4	12	Top	0.007809	1.22
Story3	9	Top	0.007698	1.22
Story2	6	Top	0.007108	1.19
Story1	3	Top	0.004162	1.16

Por lo tanto, se elige la señal sísmica **Lima 1974 N-S**, porque en la comparación de derivas con las del espectro elástico tiene un mayor porcentaje de similitud.

Respuesta sísmica del edificio de acero estructural

**Tabla 38. Respuesta sísmica edificio de acero**

NIVEL	Deriva Lima 1974 N-S	Deriva/1.25 (Art. 30.3-E.030)	Eficiencia
Story8	0.0081	0.0065	65%
Story7	0.0084	0.0067	67%
Story6	0.0085	0.0068	68%
Story5	0.0084	0.0067	67%
Story4	0.0078	0.0062	62%
Story3	0.0077	0.0062	62%
Story2	0.0071	0.0057	57%
Story1	0.0042	0.0033	33%

### Desempeño sísmico

Para determinar el performance, se aplica la metodología Hazus99 [28], donde se evalúa 4 estados de daño (leve, moderado, extenso y completo), que pueden sufrir los edificios.

La metodología Hazus99, lo clasifica como una estructura tipo S2H.

**Tabla 39. Clasificación de edificio de acero estructural**

6	S2L	<b>Steel Braced Frame</b>	Low-Rise	1 - 3	2	24
7	S2M		Mid-Rise	4 - 7	5	60
8	S2H		High-Rise	8+	13	156

**Tabla 40. Estados de daño según Hazus99**

Building Properties			Interstory Drift at			
Type	Height (inches)		Threshold of Damage State			
	Roof	Modal	Slight	Moderate	Extensive	Complete
W1	168	126	0.0032	0.0079	0.0245	0.0600
W2	288	216	0.0032	0.0079	0.0245	0.0600
S1L	288	216	0.0048	0.0076	0.0162	0.0400
S1M	720	540	0.0032	0.0051	0.0108	0.0267
S1H	1872	1123	0.0024	0.0038	0.0081	0.0200
S2L	288	216	0.0040	0.0064	0.0160	0.0400
S2M	720	540	0.0027	0.0043	0.0107	0.0267
S2H	1872	1123	0.0020	0.0032	0.0080	0.0200

De acuerdo a la tabla 44. Estados de daño Hazus99, esta clasifica el nivel del edificio como **moderada**.

### Conclusiones

De la hipótesis inicial que se mencionó anteriormente, donde se indica que el nivel de desempeño calculado ANLE ante un sismo diseño sea seguridad de vida, no se cumple, se pudo verificar que nivel desempeño de acuerdo al ATC-40 es **ocupación inmediata** y SEAOC VISION 2000, **funcional**.

Se puede concluir que el edificio de concreto armado, cumple con las derivas permitida 0.007, mientras que el edificio de acero estructural cumple con las derivas permitas 0.01, de acuerdo con la norma sismorresistente E.030.

Del análisis Push-Over, aplicado al edificio de concreto armado, se obtuvieron curvas de capacidad obteniendo valores en el punto de colapso en la dirección XX de 0.429 m y 1857.37 Ton, y en la dirección YY de 0.584 m y 1409.41 Ton.

De acuerdo a la ASCE 41-17, la respuesta frente a un sismo de diseño (**Point Performance**) se obtuvieron desplazamientos en la dirección XX de 9.91 cm y en la dirección YY DE 12.08 cm. El punto control joint 39, ubicado en el último piso del edificio, se obtuvieron las derivas en XX de 0.005 e YY de 0.0064, que de acuerdo al ATC-40 clasifica el nivel desempeño de estructura en **ocupación inmediata**.

El SEAOC VISION 2000, clasifica el nivel performance en **funcional**.

El método PushOver aplicado a la edificación de concreto armado se obtuvieron una sobre resistencia en XX de 2.51 y en YY de 2.23, las que a su vez se obtuvieron de la relación del cortante basal real vs cortante basal requerido.

En el edificio de acero estructura, se aplicó el análisis dinámico lineal tiempo historia, se puede concluir que el registro sísmico Lima 1974 N-S, de magnitud 7.7 Mw, sus derivas presentan mayor similitud porcentaje con respecto al espectro elástico, además de tener una eficiencia del 68% en el sexto piso.

La edificación de acero estructural, de acuerdo a la metodología Hazus99, en función a las máximas derivas calculadas de la señal sísmica Lima1974 N-S se obtuvo el nivel performance **moderado**.

Se verifica que el edificio de acero estructural tiene menor daño que el sistema de concreto armado, de acuerdo a las derivas obtenidas frente a sus derivas límites, deriva máxima del sistema de acero estructural 0.0085, teniendo una eficiencia del 68% y la deriva máxima del sistema concreto armado de 0.0064, con una eficiencia del 91.4%.

### **Recomendaciones**

Se recomienda aplicar criterios de diseño sismorresistente en la etapa de concepción de los proyectos, a través de un análisis colaborativo de ingenieros, para evitar irregularidades que puedan existir un comportamiento sísmico inadecuado de la edificación.

Se sugiere realizar una evaluación del presupuesto de obra (costo – eficiencia) y comparar, cuál de los sistemas estructurales es el más factible para construir.

Se propone realizar un estudio de opciones de reforzamiento para la estructura, con el fin de identificar la alternativa más viable tanto técnica como económica, la alternativa seleccionada será capaz de ampliar la capacidad del edificio, asegurando resistir niveles de exigencia sísmica y cumplir con los objetivos en su performance.

## Referencias

- [1] ONU, “Impacto de los Desastres en América Latina y el Caribe 1990-2013. Tendencias y estadísticas para 22 países.” p. 70, 2016.
- [2] J. L. C. Aedo and J. E. A. Hurtado, “Peligro sísmico en el Perú,” *Peligro Sism. En El Peru*, no. 1, p. 19, 1993.
- [3] D. E. Chuquicahua Zelada, “Análisis no lineal estático y dinámico de un edificio de concreto armado con disipadores de energía SLB en la Ciudad de Chiclayo,” 2020. [Online]. Available: <http://journal.um-surabaya.ac.id/index.php/JKM/article/view/2203>
- [4] M. Chinchay, “Silencios sísmicos son una grave amenaza para Lima y el sur del país,” 2007.
- [5] Instituto Nacional de Defensa Civil, “Escenario sísmico para Lima Metropolitana y Callao: Sismo 8.8Mw,” p. 54, 2017, [Online]. Available: <https://www.indeci.gob.pe/objetos/secciones/Mg==/MzQ0/lista/OTk3/201711231521471.pdf>
- [6] T. C. Morphology, “ESCENARIO SISMICO PERU IGP”.
- [7] A. M. Bravo Suclupe and E. P. Montenegro Díaz, “Evaluación Del Desempeño Sísmico De Los Bloques B Y C Del Conjunto Multifamiliar Colibrí Ubicado En La Ciudad De Chiclayo,” *Univ. Nac. Pedro Ruiz Gall.*, 2019, [Online]. Available: <http://repositorio.unprg.edu.pe/handle/20.500.12893/3244>
- [8] R. L. Bonett Díaz, “Vulnerabilidad y daño sísmicos: concepto y evaluación,” *Vulnerabilidad y riesgo sísmico Edif. Apl. a entornos urbanos en Zo. amenaza alta y moderada*, pp. 9–46, 2003, [Online]. Available: <http://hdl.handle.net/2117/93542>
- [9] L. L. Lázaro Luna, “Ensayo a escala de edificio de dos alturas sometido a desplazamientos horizontales,” 2015.
- [10] T. C. Albornoz Ramírez, “Estudio de la Respuesta Sísmica Lineal y No Lineal de un Edificio de la Ciudad de México ante el Terremoto del 19 de Septiembre de 2017,” *Univ. Chile Fac. Ciencias Físicas y Matemáticas Dep. Ing. Civ.*, vol. 14, no. 2, pp. 1–4, 2020, [Online]. Available: [http://www.unpcdc.org/media/15782/sustainable\\_procurement\\_practice.pdf%0Ahttps://europa.eu/capacity4dev/unep/document/briefing-note-sustainable-public-procurement%0Ahttp://www.hpw.qld.gov.au/SiteCollectionDocuments/ProcurementGuideIntegratingSustainability](http://www.unpcdc.org/media/15782/sustainable_procurement_practice.pdf%0Ahttps://europa.eu/capacity4dev/unep/document/briefing-note-sustainable-public-procurement%0Ahttp://www.hpw.qld.gov.au/SiteCollectionDocuments/ProcurementGuideIntegratingSustainability)
- [11] A. B. Nuñez Palacios, “Desempeño de un edificio con el método análisis tiempo historia,” pp. 1–101, 2022.

- [12] A. ESTEBA, “Análisis Estático Y Dinámico No Lineal En El Desempeño De Un Edificio De Concreto Armado Diseñado Bajo La Norma E-030 En Puno,” *Tit. Ing. Civ.*, p. 239, 2018, [Online]. Available: URL
- [13] Í. A. Samaniego Rimache and G. J. (ORCID: Sánchez Bendezú, “Vulnerabilidad sísmica empleando el análisis dinámico no lineal incremental de una vivienda multifamiliar Ate-Lima 2020,” *Univ. Cesar Vallejo*, pp. 1–221, 2020, [Online]. Available: <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/57396>
- [14] A. Y. Paredes Cruz, “Evaluación del desempeño sísmico de una institución educativa empleando el análisis no lineal dinámico,” 2022, [Online]. Available: <https://orcid.org/0000-0003-2638-0593>
- [15] J. D. Adanaque Guerrero, “Universidad Católica Santo Toribio De Mogrovejo Facultad De Ingeniería Escuela De Ingeniería Civil Ambiental,” 2019.
- [16] SEAOC/VISION 2000, “SEAOC/VISION 2000,” *Compet. Intell. Rev.*, vol. 11, no. 2, pp. 1–2, 2000, doi: 10.1002/(sici)1520-6386(200032)11:2<1::aid-cir1>3.0.co;2-t.
- [17] Asce/SEI 41-17, “Asce/SEI 41-17,” *Seism. Eval. Retrofit Exist. Build.*, pp. 1–576, 2017, [Online]. Available: <http://ascelibrary.org/doi/book/10.1061/9780784414859>
- [18] C. A. Preamble, “Federal Emergency Management Agency,” *Encycl. U.S. Gov. Environ. Hist. Policy, Polit. [2 Vol.*, vol. 1, no. November, pp. V1-345-V1-346, 2010, doi: 10.4135/9781544377230.n85.
- [19] ATC-40, “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Redwood City, CA: Applied Technology Council.,” *Seism. Saf. commisionion*, vol. 1, no. November 1996, p. 334, 1996.
- [20] H. Huaman, “Análisis Sísmico No Lineal Tiempo Historia,” *Diescon Ing.*, p. 17, 2020.
- [21] E.030-RM-355-2018-VIVIENDA.pdf, “E.030-RM-355-2018-VIVIENDA.pdf”.
- [22] D. JULIO, “Análisis No Lineal Estático De Estructuras Y La Norma E- 030,” no. Vdm, pp. 1–21, 2005, [Online]. Available: [https://node2.123dok.com/dt02pdf/123dok\\_es/000/742/742520.pdf.pdf?X-Amz-Content-Sha256=UNSIGNED-PAYLOAD&X-Amz-Algorithm=AWS4-HMAC-SHA256&X-Amz-Credential=aa5vJ7sqx6H8Hq4u%2F20211119%2F%2Fs3%2Faws4\\_request&X-Amz-Date=20211119T231914Z&X-Amz-SignedHeaders=ho](https://node2.123dok.com/dt02pdf/123dok_es/000/742/742520.pdf.pdf?X-Amz-Content-Sha256=UNSIGNED-PAYLOAD&X-Amz-Algorithm=AWS4-HMAC-SHA256&X-Amz-Credential=aa5vJ7sqx6H8Hq4u%2F20211119%2F%2Fs3%2Faws4_request&X-Amz-Date=20211119T231914Z&X-Amz-SignedHeaders=ho)
- [23] R. M. Calcina Peña, “EDIFICIO DE ONCE PISOS UTILIZANDO ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO-LINEAL TESIS Presentado por :,” p. 120, 2018.
- [24] M. herraiz sarachaga, “Conceptos Basicos Para Sismologia Para Ingenieros,” *Cismid*,

- vol. 148, p. 140, 1997, [Online]. Available: [http://www.cismid.uni.edu.pe/wp-content/uploads/2019/12/publi\\_3\\_.pdf](http://www.cismid.uni.edu.pe/wp-content/uploads/2019/12/publi_3_.pdf)
- [25] “Red Acelerográfica.” <http://www.red-acelerografica-peru.uni.edu.pe/es/simple/stations> (accessed Oct. 13, 2021).
- [26] “E.030-RM-355-2018.pdf.”
- [27] H. Tavera, I. Bernal, and J. C. Gomez, “Zonificación sísmico-geotécnica para el Centro Histórico de Lima,” vol. 2, pp. 1–57, 2010, [Online]. Available: [http://sigrid.cenepred.gob.pe/docs/PARA PUBLICAR/OTROS/Microzonificacion\\_lima\\_final\\_2010.pdf](http://sigrid.cenepred.gob.pe/docs/PARA PUBLICAR/OTROS/Microzonificacion_lima_final_2010.pdf)
- [28] Federal Emergency Management Agency (FEMA), “HAZUS-MH MR4 Multi-Hazard Loss Estimation Methodology – Earthquake Model: Technical Manual. Department of Homeland Security,” *Fed. Emerg. Manag. Agency, Washington, ...*, pp. 257–261, 2003, [Online]. Available: [www.fema.gov/plan/prevent/hazus](http://www.fema.gov/plan/prevent/hazus).

**Anexos**

Se adjuntan los anexos.

Anexo 1. Estudio de mecánica de suelos.

Anexo 2. Memorias de cálculos.

Anexo 3. Planos.

El contenido de los anexos se encuentra en el siguiente enlace link drive:

<https://drive.google.com/drive/folders/1UTGJo9t15U0W5RWozWbMHP2koHEIdTpB?usp=sharing>