



Pontificia Universidad
JAVERIANA
Cali

**ANÁLISIS NO LINEAL EN EDIFICIOS EN COLOMBIA: UN ENFOQUE
COMPARATIVO ENTRE MÉTODOS ESTÁTICOS Y DINÁMICOS**

Programa de Maestría en Ingeniería Civil con énfasis en ingeniería estructural

Presentado por:

Sebastián Valencia Molina

Directora:

M.Sc. María Victoria Mondragón Maca

Pontificia Universidad Javeriana Cali

Facultad de Ingeniería y Ciencias

Febrero de 2025

TABLA DE CONTENIDO

1.	INTRODUCCIÓN	1
2.	PLANTEAMIENTO DE PROBLEMA.....	3
3.	PREGUNTA DE INVESTIGACIÓN.....	5
4.	OBJETIVOS.....	5
4.1.	OBJETIVO GENERAL	5
4.2.	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	5
5.	REVISIÓN DE LITERATURA	6
6.	MARCO TEÓRICO (CONCEPTUAL).....	8
7.	DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS UTILIZADAS	10
7.1.	ESTRUCTURA REGULAR #1 (ER1) – EDIFICIO DE 4 PISOS	11
7.2.	ESTRUCTURA REGULAR #2 (ER2) – EDIFICIO DE 6 PISOS	11
7.3.	ESTRUCTURA IRREGULAR #1 (EI1) – EDIFICIO DE 6 PISOS	12
7.4.	ESTRUCTURA IRREGULAR #2 (EI2) – EDIFICIO DE 8 PISOS	13
7.5.	ILUSTRACIONES CORRESPONDIENTES A LAS ESTRUCTURAS ANALIZADAS.	14
8.	ANÁLISIS NO LINEALES PUSHOVER (ANLP)	18
8.1.	ANLP DE LA ER1	19
8.2.	ANLP DE LA ER2	22
8.3.	ANLP DE LA EI1	25
8.4.	ANLP DE LA EI2	28
9.	ANÁLISIS NO LINEAL CRONOLÓGICO (ANLC).....	31
9.1.	ANLC ER1	35
9.2.	ANLC ER2	36
9.3.	ANLC EI1	36
9.4.	ANLC EI2	37
10.	RESULTADOS DE LOS ANLP Y ANLC EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.....	38
10.1.	ANLP Y ANLC DE LA ER1	38
10.2.	ANLP Y ANLC DE LA ER2	42
10.3.	ANLP Y ANLC DE LA EI1	46
10.4.	ANLP Y ANLC DE LA EI2	49
11.	ANÁLISIS DE RESULTADOS	53
12.	CONCLUSIONES.....	58
13.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	61



TABLA DE ILUSTRACIONES:

Ilustración 1. Espectro elástico de aceleraciones para chequeos	10
Ilustración 2. Configuración de la estructura regular de 6 pisos.....	14
Ilustración 3. Configuración de la estructura regular de 4 pisos.....	15
Ilustración 4. Configuración de la estructura irregular 1.	16
Ilustración 5. Configuración de estructura irregular 2.	18
Ilustración 6. Niveles de desempeño de un edificio.	19
Ilustración 7. Curva de cortante basal vs desplazamiento de la ER1.....	20
Ilustración 8. Punto de desempeño de la ER1.....	21
Ilustración 9. Nivel de desempeño basado en la formación de rotulas plásticas de la ER1	22
Ilustración 10. Curva de cortante basal vs desplazamiento de la ER2.....	23
Ilustración 11. Punto de desempeño de la ER2.....	24
Ilustración 12. Nivel de desempeño basado en la formación de rotulas plásticas de la ER2	25
Ilustración 13. Curva de cortante basal vs desplazamiento de la EI1	26
Ilustración 14. Nivel de desempeño basado en la formación de rotulas plásticas de la EI1	27
Ilustración 15. Nivel de desempeño basado en la formación de rotulas plásticas de la EI1	28
Ilustración 16. Curva de cortante basal vs desplazamiento de la EI2	29
Ilustración 17. Punto de desempeño de la EI2.....	29
Ilustración 19. Nivel de desempeño basado en la formación de rotulas plásticas de la EI2.....	30
Ilustración 20. MCER	31
Ilustración 21. Registros sísmicos NS antes del escalado respecto al MCER.	32
Ilustración 22. Registros sísmicos NS después del escalado respecto al MCER.....	32
Ilustración 23. Espectro promedio escalado NS.	33
Ilustración 24. Registros sísmicos EW antes del escalado respecto al MCER.	33
Ilustración 25. Registros sísmicos EW después del escalado respecto al MCER.....	34
Ilustración 26. Espectro promedio escalado EW.	34
Ilustración 27. Resultados de registros sísmicos de NZ-EW para la ER1	35
Ilustración 28. Resultados de registros sísmicos de JP1-NS para la ER2.....	36
Ilustración 29. Resultados de registros sísmicos de NZ1-NS para la EI1	37
Ilustración 30. Resultados de registros sísmicos de NZ2-NS para la EI2	38
Ilustración 31. Respuestas por piso del ANLP-X	39
Ilustración 32. Respuestas por piso del ANLP-Y	39
Ilustración 33. Registros máximos de los parámetros por piso de la ER1.....	40
Ilustración 34. Deriva promedio de los ANLP y ANLC de la ER1.....	42
Ilustración 35. Cortante promedio de los ANLP y ANLC de la ER1.....	42
Ilustración 36. Respuestas por piso del ANLP-X	42
Ilustración 37. Respuestas por piso del ANLP-Y	43
Ilustración 38. Registros máximos de los parámetros por piso de la ER2.....	44



Ilustración 39. Deriva promedio de los ANLP y ANLC de la ER2.....	45
Ilustración 40. Cortante promedio de los ANLP y ANLC de la ER2.....	45
Ilustración 41. Respuestas por piso del ANLP-X.....	46
Ilustración 42. Respuestas por piso del ANLP-Y.....	46
Ilustración 43. Registros máximos de los parámetros por piso de la EI1.....	47
Ilustración 44. Deriva promedio de los ANLP y ANLC de la EI1.....	49
Ilustración 45. Cortante promedio de los ANLP y ANLC de la EI1.....	49
Ilustración 46. Respuestas por piso del ANLP-X.....	49
Ilustración 47. Respuestas por piso del ANLP-Y.....	50
Ilustración 48. Registros máximos de los parámetros por piso de la EI2.....	51
Ilustración 49. Deriva promedio de los ANLP y ANLC de la EI2.....	52
Ilustración 50. Cortante promedio de los ANLP y ANLC de la EI2.....	52

Lista de Tablas:

Tabla 1. Parámetros del suelo para chequeo estructural.....	10
Tabla 2. Valores máximos de los análisis no lineales pushover y cronológico para la ER1.....	41
Tabla 3. Valores máximos de los análisis no lineales pushover y cronológico para la ER2.....	45
Tabla 4. Valores críticos de los análisis no lineales pushover y cronológico para la EI1.....	48
Tabla 5. Valores máximos de los análisis no lineales pushover y cronológico para la EI2.....	52

Palabras clave: EW (Dirección este-oeste), NS (Dirección Norte-sur), AENLP, ANLP y ANP (Análisis no lineal Pushover), ANLC (análisis no lineal cronológico), MCEr (movimiento sísmico máximo considerado), IO (ocupación Inmediata), LS (Seguridad de vida), CP (Prevención de colapso)



Pontificia Universidad
JAVERIANA
Cali

Enfoque Comparativo Entre Métodos Estáticos Y
Dinámicos

Agradecimientos

Mis agradecimientos a mi familia por su apoyo incondicional en todo mi proceso de maestría y a mi directora, María Victoria Mondragón, por su orientación en la estructura de la presentación de este trabajo de grado y por su apoyo constante en el desarrollo de esta profundización.



Abstract

In structural design, a wide range of analysis methods are available, ranging from simplified approaches, such as linear static analysis, to more detailed and precise methods, such as nonlinear time-history analysis. The selection of the method largely depends on the type of structure, its configuration, and the required information. This project aims to compare two types of nonlinear analysis, static and dynamic in medium-height regular and irregular buildings to determine the differences in results between pushover analysis and nonlinear time-history analysis.

For the pushover analysis conducted on the four structures, it was observed that the capacity curve for irregular structures does not accurately represent the ultimate strength of the structure. The displacements resulting from both methodologies are similar for regular structures; however, the base shear forces exhibit significant differences, with nonlinear time-history analysis yielding forces up to 40% higher than those of regular structures. The execution times for nonlinear time-history analysis were over three times longer than those of pushover analysis, and the data storage requirements were more than 600 times greater.



Resumen

En el diseño estructural de edificaciones existen una amplia variedad de métodos de análisis, los cuales pueden variar desde enfoques simplificados, como el método estático lineal, hasta análisis más detallados y precisos, como el análisis no lineal cronológico. La selección del método depende en gran medida del tipo de estructura, de la configuración y de la información que se requiera. Este proyecto tiene como objetivo comparar dos tipos de análisis no lineal: estático y dinámico en edificaciones de mediana altura regulares e irregulares para poder definir la diferencia de resultados entre el análisis no lineal pushover contra el análisis no lineal cronológico.

Al realizar el análisis no lineal pushover para las cuatro estructuras se observó que la curva de capacidad en las estructuras irregulares no muestra la fuerza límite que puede resistir la estructura. Los desplazamientos resultantes de cada una de las dos metodologías son similares para las estructuras regulares, pero las fuerzas cortantes obtenidas por estas tienen diferencias significativas para el análisis no lineal cronológico alcanzando un 40% más de fuerza respecto a las estructuras regulares. Los tiempos de los ANLC fueron más de 3 veces superiores a los análisis no lineales pushover, además el peso de estos resultados es más de 600 veces mayores.

1. Introducción

En el campo de la ingeniería estructural, la importancia de comprender y predecir el comportamiento de las estructuras es esencial para garantizar su estabilidad y eficiencia bajo cargas estáticas y dinámicas.

El análisis lineal basado en fuerzas es el método convencional para el diseño sísmico de estructuras, pero este tiene limitaciones para predecir con precisión el comportamiento sísmico de los edificios, especialmente durante terremotos fuertes (Suwondo & Arief, 2023).

Existen métodos como los análisis no lineales que presentan mayor aproximación que los métodos convencionales utilizados para el diseño estructural. Estos métodos se han convertido en herramientas indispensables para abordar problemas que van más allá de las limitaciones de los métodos lineales convencionales.

Este estudio se centra en la evaluación comparativa de métodos de análisis no lineales, específicamente el análisis estático no lineal (pushover) y el análisis dinámico no lineal en el contexto de cuatro tipos de estructuras ya diseñadas entre 4 y 8 niveles de diferente geometría.

Entre las estructuras escogidas, dos presentan una configuración regular y otras dos Irregulares. Las regulares presentan niveles de 4 y 6 pisos y las irregulares de 6 y 8 pisos con irregularidad en planta y altura. El sistema estructural de las edificaciones es pórtico resistente a momentos en concreto reforzado con $f'c$ de 21MPa y 28MPa dependiendo de la estructura.

Para el caso de los análisis no lineales cronológicos, se utilizaron pares de registros sísmicos de la microzonificación de Cali. El filtrado y la corrección de línea base de los registros se realizaron en el programa PRISM, para finalmente emparejarse en el programa Seismomatch respecto al movimiento sísmico máximo considerado (MCEr).

Finalmente, en este trabajo se propone comparar los resultados de 4 edificaciones en Colombia de diferente configuración geométrica, con el fin de comparar los resultados del análisis estático no lineal con los del análisis dinámico no lineal.

Los límites de esta profundización se definen por el análisis de las cuatro estructuras propuestas y la coherencia de los resultados brindados por los análisis no lineales pushover y cronológico.



Este trabajo se estructura de la siguiente manera: en el capítulo 2 se presenta el planteamiento del problema. A continuación, en el capítulo 3 se formula la pregunta de investigación. Los objetivos específicos se detallan en el capítulo 4. La revisión de la literatura se desarrolla en el capítulo 5. El marco teórico conceptual necesario para el análisis se encuentra en el capítulo 6. El capítulo 7 presenta la descripción de todas las estructuras utilizadas para los análisis no lineales. En el capítulo 8 y 9 se presentan los análisis no lineales pushover y cronológico respectivamente en las cuatro estructuras. En el capítulo 10 se presentan los resultados entre los análisis no lineales pushover y cronológico en el comportamiento estructural. El capítulo 11 presenta los análisis de resultados según los capítulos 8, 9 y 10. El capítulo 12 presenta las conclusiones y recomendaciones del trabajo de grado y finalmente se presentan las referencias bibliográficas en el capítulo 13.



2. Planteamiento de problema

El diseño estructural de edificaciones de mediana altura es un proceso importante que involucra la selección de métodos de análisis apropiados para garantizar la seguridad y estabilidad de las estructuras. En este contexto, existe la necesidad de evaluar la eficacia y la diferencia de dos tipos de análisis no lineal: el análisis estático y el análisis dinámico, aplicados a dos edificaciones regulares e irregulares.

A pesar de la disponibilidad de programas que incluyen estos métodos de análisis, aún existe incertidumbre sobre cuál es el enfoque más adecuado para captar de manera más precisa el comportamiento estructural en este tipo de edificaciones.

El análisis no lineal estático según (Suwondo & Arief, 2023) se ha popularizado como una herramienta de evaluación sísmica rápida para evaluar el desempeño de los edificios, pero su enfoque simplificado limita su capacidad para capturar la complejidad del comportamiento estructural durante un terremoto. Según (Inel et al., 2018) este método tiene buenas estimaciones de las demandas de desplazamiento para estructuras de primer modo dominante, pero inexacto para efectos de modos altos o irregularidades torsionales. Este método según las anteriores investigaciones ofrece perspectivas sobre el uso del análisis pushover como un método eficaz y simplificado para la evaluación y el diseño sísmico de edificios de concreto de baja o mediana altura. El análisis no lineal cronológico o tiempo historia según los autores, es el método más preciso para estimar la demanda sísmica y evaluar el desempeño de las estructuras, pero su aplicación práctica está limitada debido a su alto costo computacional y a la dificultad de seleccionar los registros de movimiento sísmico adecuados.

La posibilidad de utilizar métodos estáticos con resultados similares a los obtenidos con el método cronológico no solo permite optimizar los recursos computacionales, sino que también puede traducirse en una reducción de los costos operativos en el proceso de diseño y verificación estructural.



Al utilizar un análisis más simplificado con buena aproximación para el análisis estructural, las empresas del sector de la construcción y diseño podrían completar proyectos con mayor rapidez, permitiéndoles aumentar la cantidad de proyectos que pueden manejar simultáneamente. En términos económicos, esto significaría una mayor productividad, lo que podría generar mayores ingresos y mejorar la competitividad de las empresas en el mercado.

Finalmente, la disminución en el uso de recursos computacionales se reflejaría en menores costos energéticos y de hardware, contribuyendo a una mayor sostenibilidad y rentabilidad en el largo plazo. Estos beneficios posicionan al análisis estático no lineal como una herramienta eficiente, especialmente en proyectos donde los tiempos de respuesta son críticos y los recursos disponibles son limitados.



3. Pregunta de investigación

¿Cuál es el nivel de aproximación de los resultados obtenidos mediante el análisis no lineal estático en comparación con el análisis no lineal dinámico en edificaciones irregulares de mediana altura?

4. Objetivos

4.1. Objetivo General

Aplicar análisis no lineales estáticos y dinámicos en cuatro estructuras de diferentes tipologías con el fin de evaluar la coherencia de los resultados y destacar las circunstancias en las que los análisis estáticos pueden considerarse una alternativa efectiva y eficiente a los análisis dinámicos, considerando su velocidad y simplicidad.

4.2. Objetivos específicos

- Obtener toda la información necesaria sobre las estructuras seleccionadas, incluyendo datos de diseño, dimensiones, materiales utilizados y condiciones de carga previstas.
- Crear los modelos computacionales de cuatro estructuras seleccionadas basados en los métodos no lineales estático y dinámico.
- Comparar los resultados obtenidos a través de los métodos no lineales estáticos y dinámicos para determinar su grado de aproximación, diferencias significativas y el porcentaje de tiempo entre los dos análisis, lo que permitirá concluir si para algunas estructuras, el método estático no lineal es viable.



5. Revisión de literatura

Estado del arte:

Entre algunos de los casos de estudio para el análisis no lineal pushover (POA – Procedimiento de operación alternada) vs. análisis no lineal cronológico se encuentra el trabajo de (Abd-Elhamed et al., 2023) que compara los análisis no lineales cronológico y pushover para estructuras regulares en concreto reforzado (RC) de 5,10 y 15 pisos. En este trabajo se muestra las secciones y refuerzos utilizados para el análisis de cada una de las edificaciones describiendo las cargas aplicadas en el modelo, al cual se realiza el NTHA (Nonlinear Time History Analysis) con los registros sísmicos El centro, Loma Prieta, Kobe, Chi-Chi, entre otros, se concluye que los periodos naturales según la influencia del tipo de losa se vuelve más pronunciada al tener más pisos la estructura, además el sistema de piso afecta considerablemente el coeficiente de cortante basal sísmico inducido. Los dos métodos empleados muestran tendencias similares a pesar de la diferencia de valores de respuesta sísmica.

En el estudio de Suwondo & Arief, 2023 se realizó un análisis de 2 estructuras regulares de 3 a 5 pisos en concreto reforzado con el método NTHA usando los registros de San Fernando, Imperial Valley, Bengkulu y Northridge. Se evidencia que los análisis no lineales en el tiempo ofrecen una evaluación más precisa de la respuesta sísmica de los edificios. Sin embargo, es recomendable que los diseñadores adopten márgenes de seguridad adicionales en el diseño. Los análisis pushover, por su parte, son menos confiables y pueden subestimar los daños potenciales.

Para el trabajo de Inel et al., 2018, se analizaron dos estructuras regulares de 4 y 7 pisos mediante los métodos no lineales pushover y cronológicos, basados en los resultados de un inventario de más de 475 estructuras residenciales reales localizadas en Turquía. En donde se concluye que las demandas de desplazamiento en estructuras varían significativamente según el sismo, por lo que los análisis estáticos simplificados no capturan la complejidad de la interacción suelo-estructura. A medida que aumenta la intensidad del sismo, las diferencias entre los resultados



de los análisis estáticos y dinámicos se acentúan, especialmente en edificios altos. Además, el análisis estático tiende a subestimar o sobreestimar las derivas en diferentes niveles de la estructura.

En el estudio de (Mahesh & Pandit, 2020) se realizó una revisión del método de análisis no lineal pushover en estructuras irregulares. Se resalta que muchos edificios existentes no tienen una resistencia adecuada a terremotos debido a la falta de conocimiento en los códigos actuales y la incapacidad de implementar procedimientos de diseño sísmico. Esto resulta en daños estructurales cuando los edificios son sometidos a terremotos o cargas repetitivas. A menudo, aunque la estructura no colapse completamente, algunas partes fallan y deben ser reparadas o reforzadas. Este trabajo realiza una revisión de la literatura relacionada con autores que han realizado análisis modal pushover en estructuras asimétricas, análisis pushover en edificios de 5 pisos, y análisis pushover y no lineal dinámico en estructuras que colapsaron en Turquía. Finalmente, este estudio revisa diferentes enfoques del análisis pushover para estructuras con irregularidades verticales y horizontales, comparando el análisis pushover estático no lineal con el análisis dinámico no lineal. Se concluye que los edificios irregulares tienden a concentrar la demanda sísmica en áreas con distribución desigual o reducción de rigidez. También se destaca que el análisis dinámico no lineal, al incluir movimientos del suelo como parámetro de entrada, ofrece resultados más precisos que el pushover. Además, se resalta el creciente interés en el análisis pushover en los últimos años, pero se sugiere la necesidad de más investigaciones para establecer un procedimiento generalizado que incluya efectos torsionales y la optimización de la relación de retroceso en estructuras.

Este trabajo aporta en la comparación de resultados de los dos análisis no lineales, dinámicos y estáticos en el contexto de cuatro estructuras de diferente altura y regularidad diseñadas en la ciudad de Cali, utilizando los registros sísmicos del espectro de respuesta según los parámetros in situ y las aceleraciones sísmicas de la microzonificación de la misma ciudad. El objetivo es concluir si para las estructuras analizadas, el método estático no lineal es viable.



6. Marco Teórico (conceptual)

El Análisis no lineal pushover (NPA - Nonlinear Pushover Analysis) se ha convertido en una alternativa popular y simple para el avalúo del desempeño de estructuras durante los terremotos, pero esta carece de una base teórica rigurosa y no tiene en cuenta los efectos dinámicos, mientras que el Análisis No Lineal Cronológico (NTHA) es teóricamente más preciso, pero es limitado debido a él gran costo computacional y la dificultad en la selección de registros de aceleraciones sísmicas (Suwondo & Arief, 2023).

Según (Abd-Elhamed et al., 2023) la idea básica del análisis no lineal pushover es aplicar una carga lateral al modelo estructural de manera incremental y monótona representando las fuerzas de inercia inducidas por la aceleración del terreno. Este análisis produce una relación no lineal característica entre la fuerza y el desplazamiento, que incluye el espectro de capacidad, el espectro de demanda y el punto de desempeño.

El NPA es un método simplificado que predice la respuesta de una estructura a cargas sísmicas, el cual está relacionado con estructuras que tienen una respuesta equivalente a un sistema de solo grado de libertad con la complejidad del comportamiento estructural no lineal, en donde según (Department of Homeland Security, 2005a) los resultados obtenidos mediante los análisis pushover representan, en el mejor de los casos, una aproximación del comportamiento no lineal que se espera que se desarrolle en la respuesta a los movimientos sísmicos del terreno. Según (Suwondo & Arief, 2023) esta metodología se realiza aplicando una serie de cargas laterales incrementales al modelo en cada uno de sus pisos para poder generar la curva de fuerza lateral vs desplazamiento lateral. Las curvas de capacidad proporcionan una visión general de la resistencia de una estructura a cargas sísmicas, pero no capturan el comportamiento no lineal de los elementos estructurales y, por lo tanto, no pueden predecir el nivel de daño que puede ocurrir durante un sismo (Prince et al., 2023).



El análisis no lineal cronológico (NTHA – Nonlinear time history analysis) es el método más preciso para el análisis de comportamiento no lineal de estructuras bajo carga sísmica. Este enfoque consiste en la aplicación de registros de movimientos de suelo a un modelo detallado de elementos finitos, lo que permite la simulación de la respuesta dinámica de la estructura ante estas cargas y da como resultado los coeficientes de deriva de entrepiso y la distribución de las rotulas plásticas (Suwondo & Arief, 2023). Según la (ASCE 7-22, 2022) se debe tener no menos que 11 registros de movimiento de tierra seleccionados para cada espectro, en pares de componentes ortogonales horizontales y verticales cuando son considerados.

El (Department of Homeland Security, 2005b) realiza un procedimiento de linealización equivalente como modificación del método de espectro de capacidad del ATC-40 utilizando la intersección de la demanda modificada con la curva de capacidad para generar un punto de desempeño para el modelo estructural. Este documento técnico presenta tres procedimientos para la obtención de este punto de desempeño, los cuales constan de una iteración directa, una intersección con el espectro de respuesta modificado de aceleración-desplazamiento y una localización de posibles puntos de rendimiento según el espectro de respuesta modificado de aceleración-desplazamiento.

El SEOAC Vision 2000 es un informe técnico desarrollado por la asociación de ingenieros estructurales de California en 1995 que introdujo conceptos fundamentales del diseño sísmico basado en desempeño. Vision 2000 realiza una propuesta de cuatro niveles de desempeño; totalmente operacional, operacional, seguridad y pre-colapso con su respectiva amplia descripción de los niveles permisibles o tolerables de daño asociados a estos cuatro niveles. Este comité define igualmente periodos de retorno y probabilidad de excedencia según los niveles de movimientos sísmicos propuestos, además de su desempeño esperado.



7. Descripción de las estructuras utilizadas

Para este proyecto, fueron analizados diseños de estructuras ubicadas en la ciudad de Santiago de Cali bajo los lineamientos de la NSR-10. Los parámetros del suelo están listados en la Tabla 1 y el espectro elástico de aceleraciones como fracción de la gravedad g en la Ilustración 1.

El modelado de elementos verticales de las estructuras seleccionadas se clasifica según la (NSR-10, 2010) índice C.21.6.1.2. de la relación entre dimensiones.

Tabla 1. Parámetros del suelo para chequeo estructural.

DATOS INICIALES			
	Suelo tipo	C	
Localización y zona de amenaza sísmica	Aa	0,25	<i>Parámetro con base en la aceleración pico efectiva</i>
	Av	0,25	<i>Parámetro con base en la velocidad pico efectiva</i>
Parámetros del perfil del suelo	Fa	1,15	<i>Coefficiente de amplificación Fa</i>
	Fv	1,55	<i>Coefficiente de amplificación Fv</i>
Características de la estructura	Grupo de edificación	I	
	I	1	<i>Coefficiente de Importancia</i>
	Sistema estructural	Pórticos de hormigón resistentes a momentos	
	Disipación de energía	DES	<i>Disipación especial de energía</i>



Ilustración 1. Espectro elástico de aceleraciones para chequeos



Las escaleras fueron modeladas como losas macizas a nivel del entrepiso.

7.1. Estructura regular #1 (ER1) – Edificio de 4 pisos

La estructura corresponde a un edificio de cuatro niveles con planta de forma rectangular regular. Las dimensiones en planta varían ligeramente entre los diferentes niveles, con un ancho promedio de 9.2 m y longitudes que oscilan entre 18.85 m y 18.97 m. La altura entre pisos es constante y equivale a 2.7 m, resultando en una altura total de 10.8 m.

El sistema estructural está conformado por un conjunto de elementos de concreto reforzado con una resistencia a la compresión del concreto $f_c = 21$ MPa y acero de refuerzo A615 Gr60 con un límite elástico $f_y = 420$ MPa. Las cargas con las que se diseñó la estructura incluyen cargas vivas, cargas muertas, cargas por muros divisorios y cargas asociadas a las escaleras.

Las columnas tienen una sección cuadrada de 0.5 m x 0.5 m en todos los niveles y estribos perimetrales e internos #4 de diámetro. Las vigas, por su parte, presentan dos secciones transversales: 0.3 m x 0.5 m y 0.4 m x 0.5 m.

En la Ilustración 3 del subíndice 7.5, se presenta el modelo tridimensional de la estructura en el numeral (a), las plantas de cada uno de los niveles (numerales b, c, d y e) y finalmente la sección transversal de la columna.

7.2. Estructura regular #2 (ER2) – Edificio de 6 pisos

La estructura en estudio corresponde a un edificio de seis niveles con planta de forma rectangular. Las dimensiones en planta no varían entre los diferentes niveles a excepción de la cubierta debido a no tener voladizos, con un ancho sin voladizos de 14.05 m y longitud de 32.9 m. La altura entre pisos es constante y equivale a 2.9 m, resultando en una altura total de la estructura de 17.4 m.



El sistema estructural está conformado por un conjunto de elementos de concreto reforzado con una resistencia a la compresión del concreto $f_c = 21$ MPa y acero de refuerzo A615 Gr60 con un límite elástico $f_y = 420$ MPa. Las cargas actuantes sobre la estructura incluyen cargas vivas, cargas muertas, cargas por muros y cargas asociadas a las escaleras.

Las columnas tienen una sección cuadrada de 0.50 m x 0.50 m hasta el segundo piso y 0.45 m x 0.45 m del tercer piso al último nivel. Las vigas, por su parte, tienen una sección transversal de 0.45 m x 0.45 m.

En la Ilustración 2 del subíndice 7.5 se muestra el modelo estructural en 3D (a), la losa típica de la estructura (b), además se presentan las secciones de columna utilizadas para el edificio (c y d). En ambas secciones de columnas, los estribos tienen diámetro #4 y las barras longitudinales #6 en las esquinas y #8 en los laterales.

7.3. Estructura irregular #1 (EI1) – Edificio de 6 pisos

La estructura en estudio corresponde a un edificio de seis niveles de concreto reforzado. Presenta una geometría irregular tanto en planta como en altura.

El sistema estructural se compone de columnas rectangulares de 0.50m x 0.55m y vigas de sección transversal de 0.50m x 0.60m. La capacidad máxima a compresión del concreto f'_c para vigas es de 21 MPa y para elementos tipo columna es de 28 MPa. El acero de refuerzo para ambos elementos es A615 Gr60.

La edificación está sometida a cargas vivas, muertas, de muros y de escaleras, de acuerdo con la (NSR-10, 2010). Las dimensiones en planta varían entre niveles, con un ancho máximo de 16.46m y longitudes entre 24.9 m y 28 m en los pisos 2, 3 y 4, mientras que los pisos 5 y 6 presentan un ancho de 6.45 m y una longitud de 28 m. La altura entre pisos para los niveles 1 al 5 es de 3.6m y para los niveles 6 a cubierta es de 3.5 m, para una altura total de 18.3 m.



En la Ilustración 4 del subíndice 7.5 se muestra el modelo estructural en 3D, las losas de los niveles de la estructura, además se presenta la sección de columna utilizada para el edificio, de sección 50cm x 55cm con un estribo de diámetro #4 perimetral y dos estribos centrales, barras longitudinales #8 en el centro y #7 en las esquinas.

7.4. Estructura irregular #2 (EI2) – Edificio de 8 pisos

La estructura en estudio corresponde a un edificio de ocho niveles de concreto reforzado, con una geometría irregular en planta.

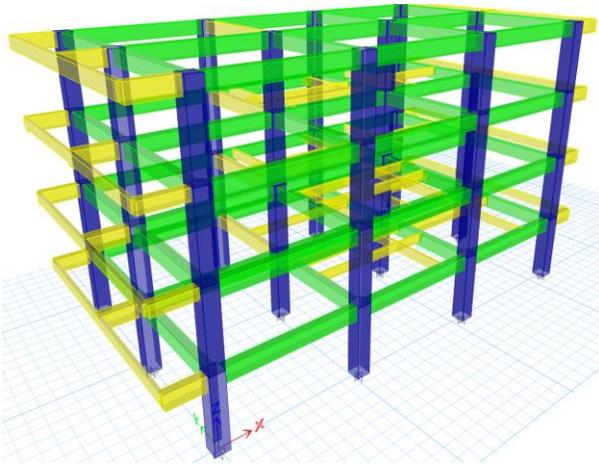
El sistema estructural se compone de dos tipos de columnas rectangulares de 0.70m x 2.00m y 1.80m x 0.70m y las vigas de sección transversal de 0.55m x 0.70m. Todos son elementos de concreto reforzado tienen una capacidad de $f_c = 28$ MPa y acero de refuerzo A615 Gr60.

La edificación está sometida a cargas vivas, muertas, de muros y de escaleras, de acuerdo con (NSR-10, 2010). Las dimensiones en planta varían entre niveles, con un ancho máximo de 15.47m y mínimo de 11.4m y longitudes aproximadas entre 30.54m y 24.40m en los pisos 2 al 8. La altura entrepisos es constante en la mayoría de los niveles, con variaciones en el nivel 2 y 3, con alturas de 3.63 m y 3.5 m respectivamente, los niveles desde el tercero hasta la cubierta tienen una altura constante de 3.15 m, finalizando con una altura total del edificio de 26.03 m.

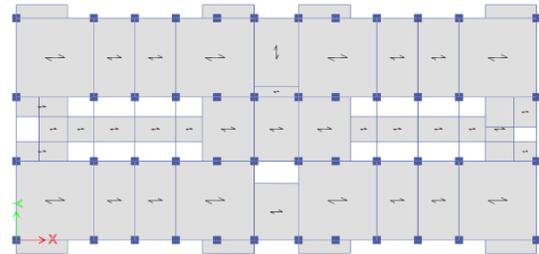
En la Ilustración 5 del subíndice 7.5 se muestra el modelo estructural en 3D (a), las losas de los niveles de la estructura (b, c, d, e y f) y adicionalmente las secciones de columna utilizadas para el edificio. La primera es de 2m x 0.7m con un estribo perimetral, 6 estribos intermedios en sentido corto y un estribo en sentido largo todos #4 de diámetro con barras longitudinales #8 de diámetro. La segunda sección presenta la misma configuración de aceros de la anterior sección descrita, pero tiene secciones de concreto de 1.8m x 0.7m. La tercera y última sección es una columna circular de 1.5m de diámetro con estribos #4 y barras de acero longitudinal #8.



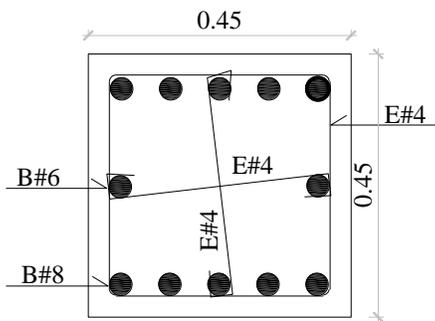
7.5. Ilustraciones correspondientes a las estructuras analizadas.



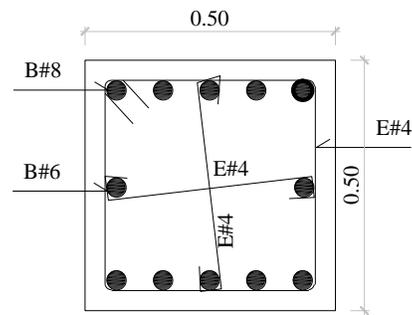
a. Ilustración 3D de la estructura



b. Losa típica de pisos 2,3,4 y 5.

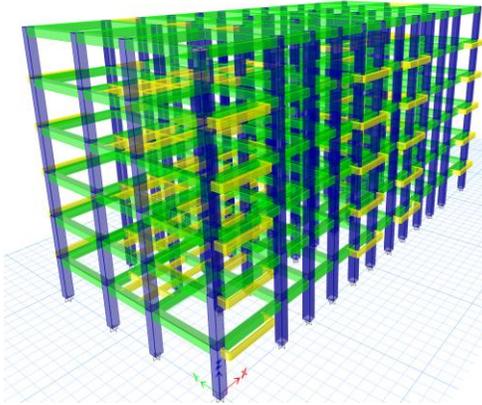


c. Sección transversal de columna tipo 1 en
metros.

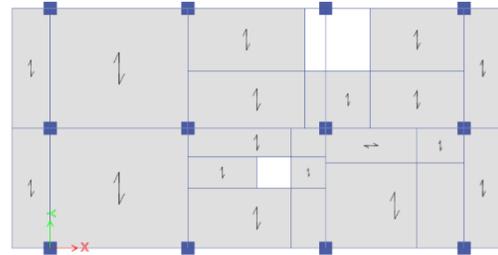


d. Sección transversal de columna tipo 2 en
metros.

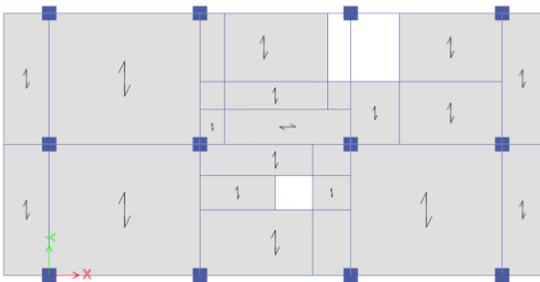
Ilustración 2. Configuración de la estructura regular de 6 pisos



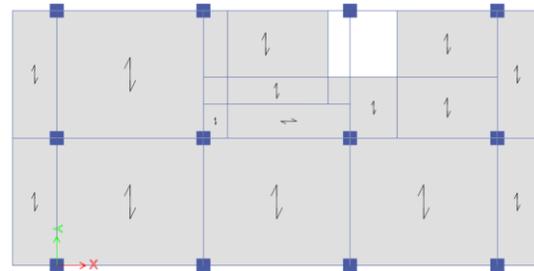
a. Ilustración 3D de la estructura



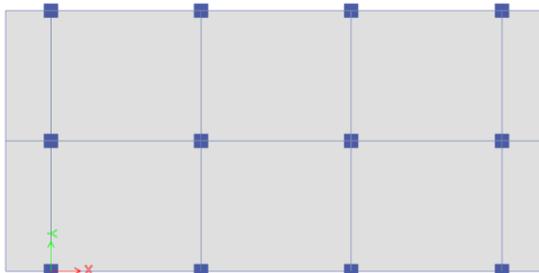
b. Losa de nivel 2



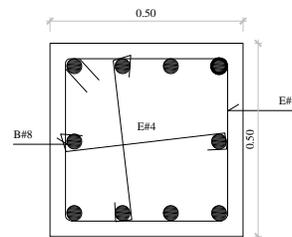
c. Losa de nivel 3



d. Losa de nivel 4



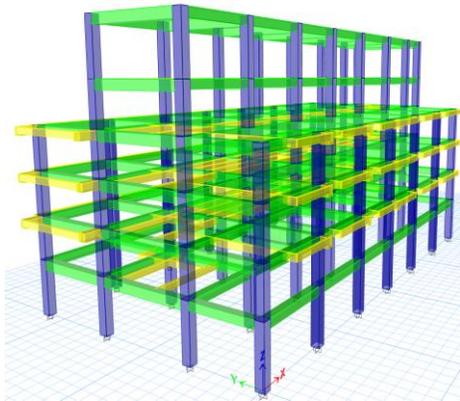
e. Losa de cubierta



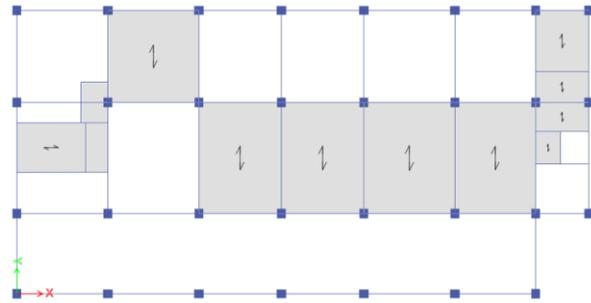
Unidades (m)

f. Sección típica de columna

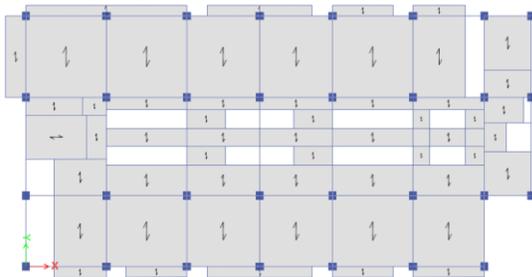
Ilustración 3. Configuración de la estructura regular de 4 pisos.



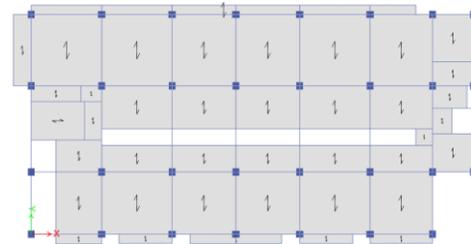
a. Ilustración 3D de la estructura.



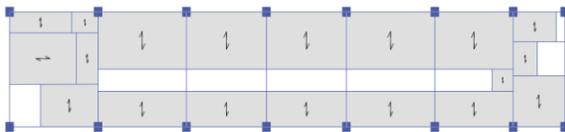
b. Losa de nivel 2.



c. Losa de niveles 3 y 4.



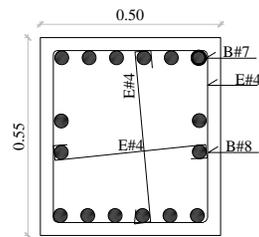
d. Losa de nivel 5.



e. Losa de nivel 6.



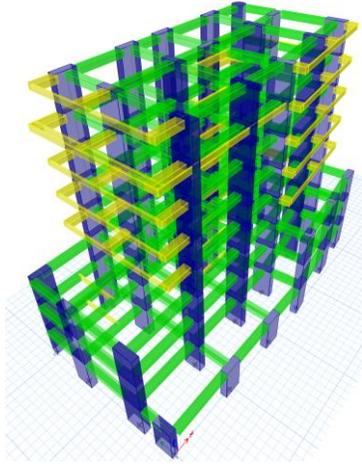
f. Losa de cubierta



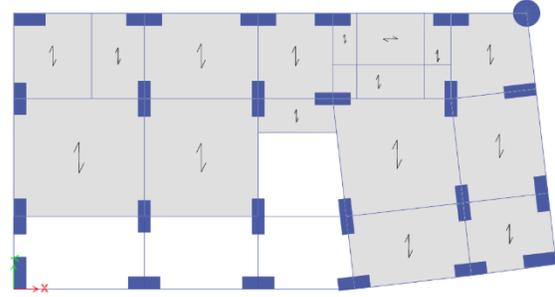
Unidades (m)

g. Sección transversal de columna típica

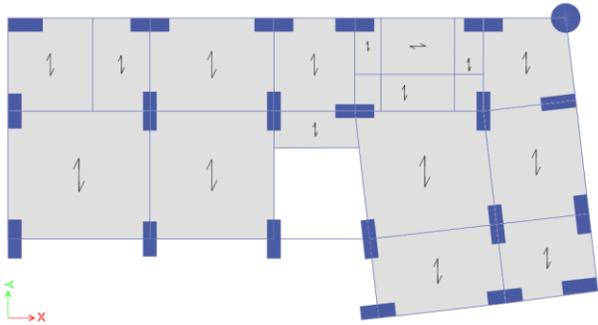
Ilustración 4. Configuración de la estructura irregular 1.



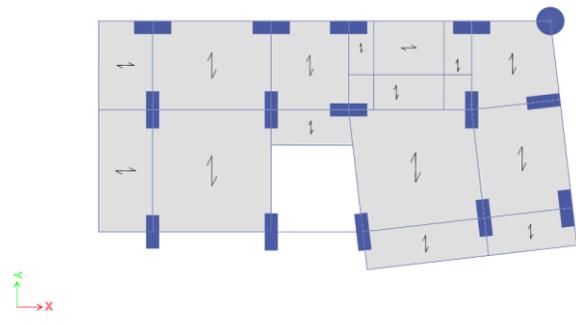
a. Ilustración 3D de la estructura.



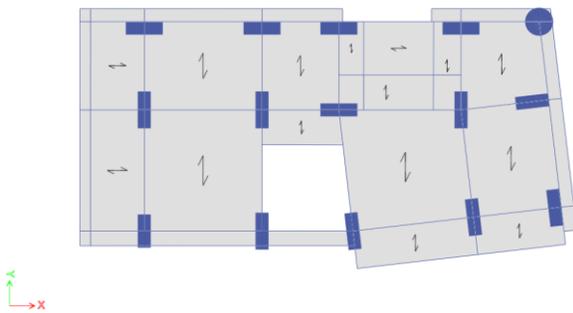
b. Losa de nivel 2.



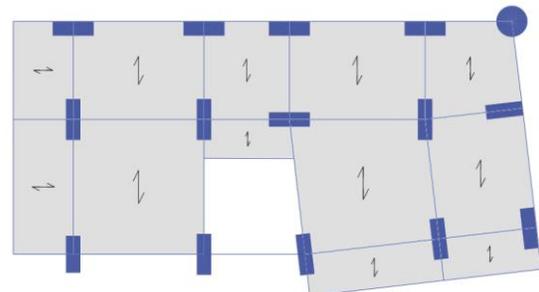
c. Losa de nivel 3 y 4.



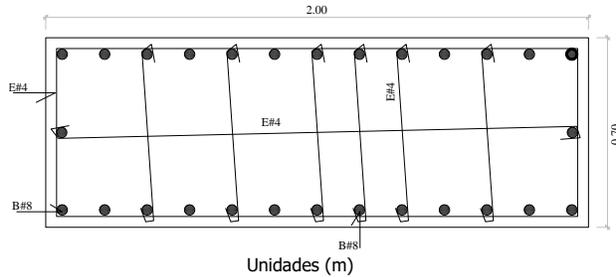
d. Losa de nivel 5, 6 y 7.



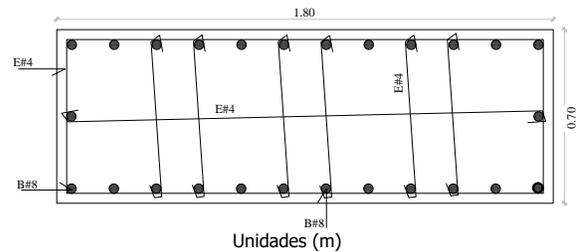
e. Losa de nivel 8.



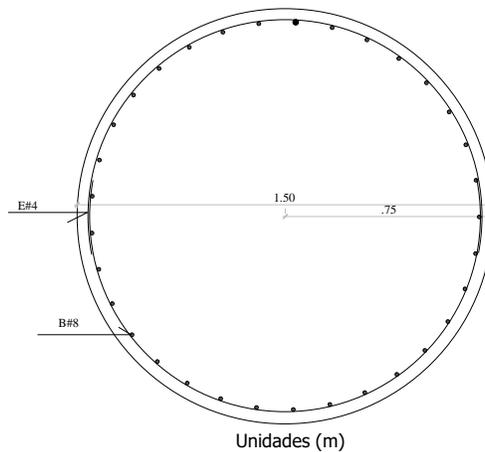
f. Losa de cubierta.



g. Sección transversal de columna tipo 1



h. Sección transversal de columna tipo 2



i. Sección transversal de columna tipo 3

Ilustración 5. Configuración de estructura irregular 2.

8. Análisis No Lineales Pushover (ANLP)

En este análisis, se consideraron los nodos de la cubierta de la estructura que presentan los mayores desplazamientos para llevar a cabo el seguimiento y registro de las curvas obtenidas en el análisis pushover, las cuales se detallan en los siguientes apartados. Las cargas laterales aplicadas sobre cada estructura se determinaron en función de la fuerza horizontal equivalente (FHE).



Para un correcto análisis de resultados se debe tener en cuenta que el punto de desempeño de una estructura es la intersección entre la curva de capacidad, la cual es la respuesta de la estructura y la curva de demanda, que es la representación del sismo de diseño. Este punto indica el desplazamiento que la estructura alcanzará bajo el sismo considerado, evaluando así la capacidad de la estructura para resistir un evento sísmico.

Una vez obtenido el punto de desempeño de la estructura se clasifica la zona por nivel de daño que provoca las cargas estáticas incrementales, para el cual se utiliza los criterios del Comité VISION 2000 por (Yepez, 1996). Ver Ilustración 6.

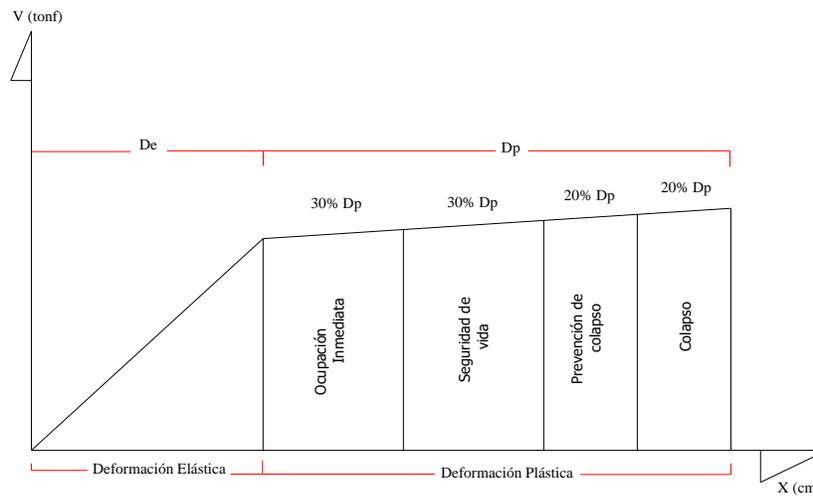


Ilustración 6. Niveles de desempeño de un edificio.

8.1. ANLP de la ER1

En las Ilustraciones 7 y 8 se muestran la curva de capacidad entre los dos ANLP y el punto de desempeño de la ER1.

En la Ilustración 7 la estructura mantiene un comportamiento elástico hasta alcanzar una carga de 214.4 toneladas. La estructura presenta una rigidez inicial de aproximadamente 7076.65 ton/m, que disminuye hasta 501.17 ton/m al final, lo que representa una pérdida de rigidez cercana



al 92%. Lo cual indica que la estructura ha comenzado a experimentar un comportamiento inelástico. Este cambio de pendiente refleja una degradación en la rigidez estructural, evidenciando la aparición de deformaciones plásticas en ciertos elementos y una pérdida progresiva de capacidad para resistir cargas adicionales.

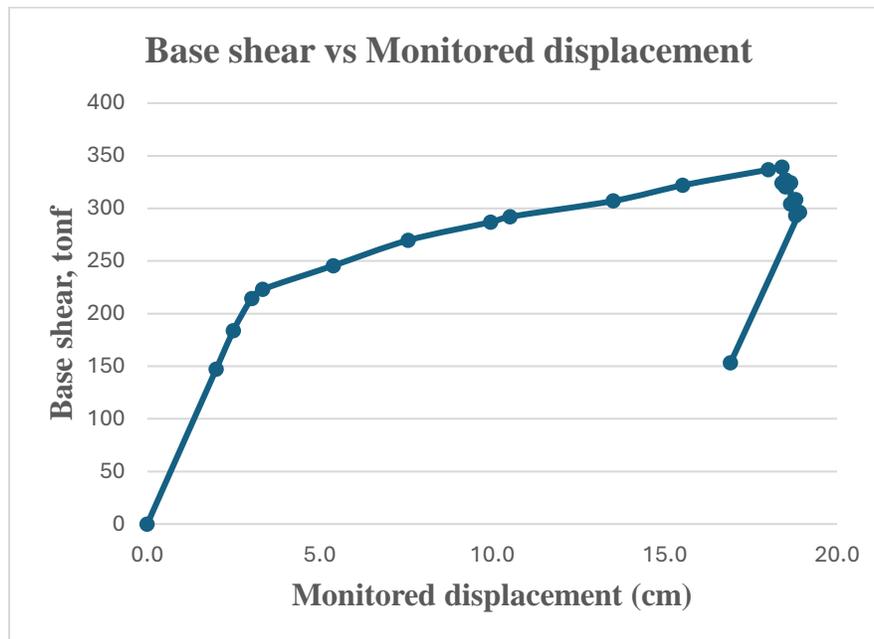


Ilustración 7. Curva de cortante basal vs desplazamiento de la ER1

Se puede observar que la capacidad máxima de resistencia lateral está el orden de 339.35 tonf, obteniendo un desplazamiento de 18.4 cm.

El punto de desempeño obtenido mediante el método de ANLP se puede observar en la Ilustración 8 las gráficas correspondientes a la curva de capacidad de la estructura, el espectro de demanda sísmica (Ilustración 1) y el punto de desempeño ubicado en un desplazamiento espectral de 0.086m y una aceleración espectral en términos de g de 0.479 según el ANLP en X.

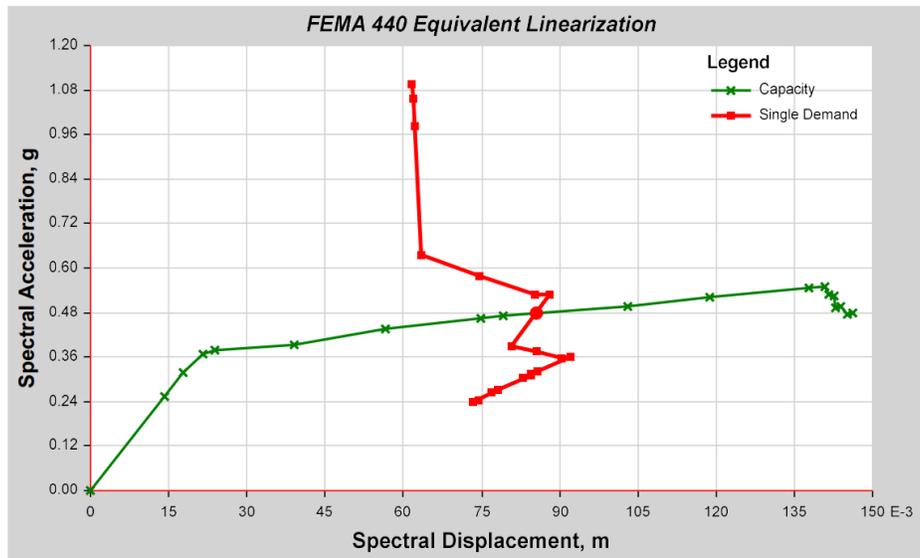
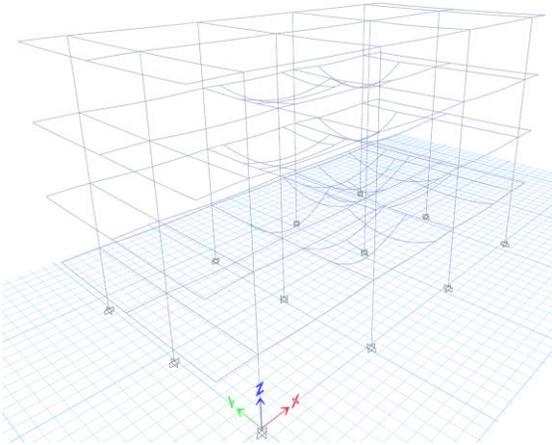
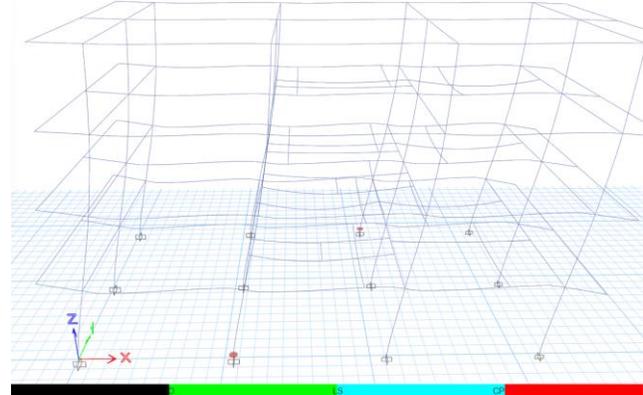


Ilustración 8. Punto de desempeño de la ER1

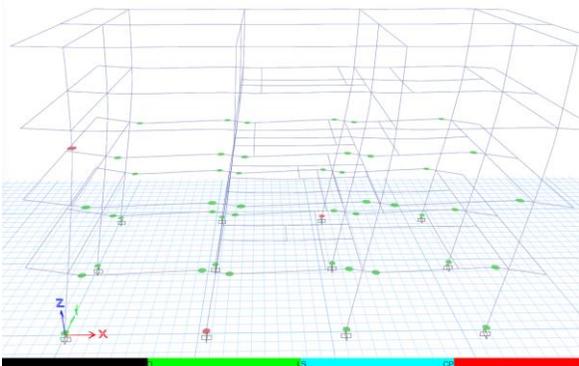
En la Ilustración 9 se muestran el nivel de desempeño del ANLP mediante la generación de rotulas plásticas para la ER1. En el paso 5 del ANLP se observan dos rotulas al inicio de las columnas, las cuales están en nivel de daño de colapso. En el paso 10 se generaron varias rotulas en nivel de daño de ocupación inmediata (IO) en todas las columnas y vigas de los primeros dos pisos. En el paso 21 el nivel de daño aumento en algunas vigas a seguridad de vida (LS). Finalmente, el tiempo de análisis de esta estructura fue de tres minutos y siete segundos (3:07).



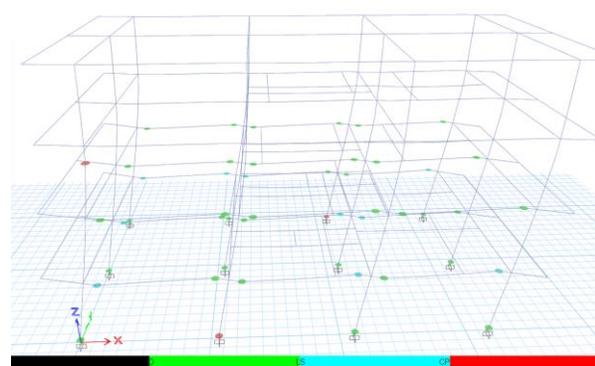
a. Step 0



b. Step 5



c. Step 10



d. Step 21

Ilustración 9. Nivel de desempeño basado en la formación de rotulas plásticas de la ER1

8.2. ANLP de la ER2

La curva de capacidad de esta estructura regular tiene un comportamiento similar al obtenido en la estructura regular 1. En la Ilustración 10, se puede observar que su comportamiento elástico se mantiene hasta una carga de 700 Ton. A partir de este punto, la estructura experimenta una pérdida de rigidez de aproximadamente el 94%, pasando de una rigidez inicial de 17829.63 ton/m a una rigidez final cercana a 1081.79 ton/m. Se puede observar que la capacidad máxima de resistencia lateral está el orden de 1052.87 tonf, obteniendo un desplazamiento de 25.11 cm.

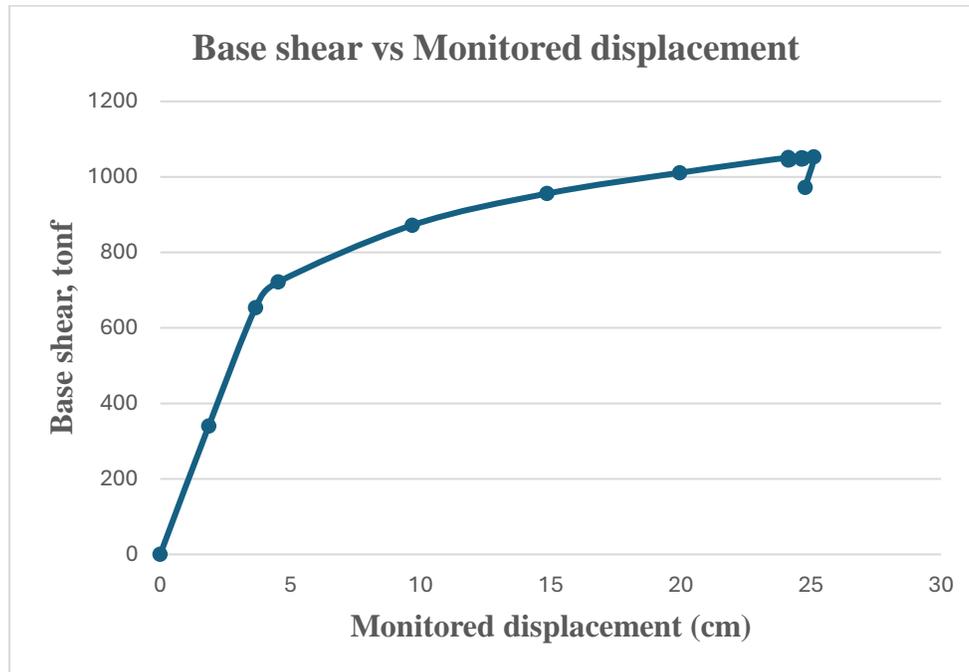


Ilustración 10. Curva de cortante basal vs desplazamiento de la ER2

El punto de desempeño determinado mediante el método de Análisis No Lineal Pushover (ANLP) se presenta en la Ilustración 11. En esta, se muestran las gráficas correspondientes a la curva de capacidad de la estructura, el espectro de demanda sísmica (Ilustración 1) y el punto de desempeño. Este punto se encuentra en un desplazamiento espectral de 0.125 m y una aceleración espectral, expresada en términos de g , de 0.408, según el análisis realizado en la dirección Y .

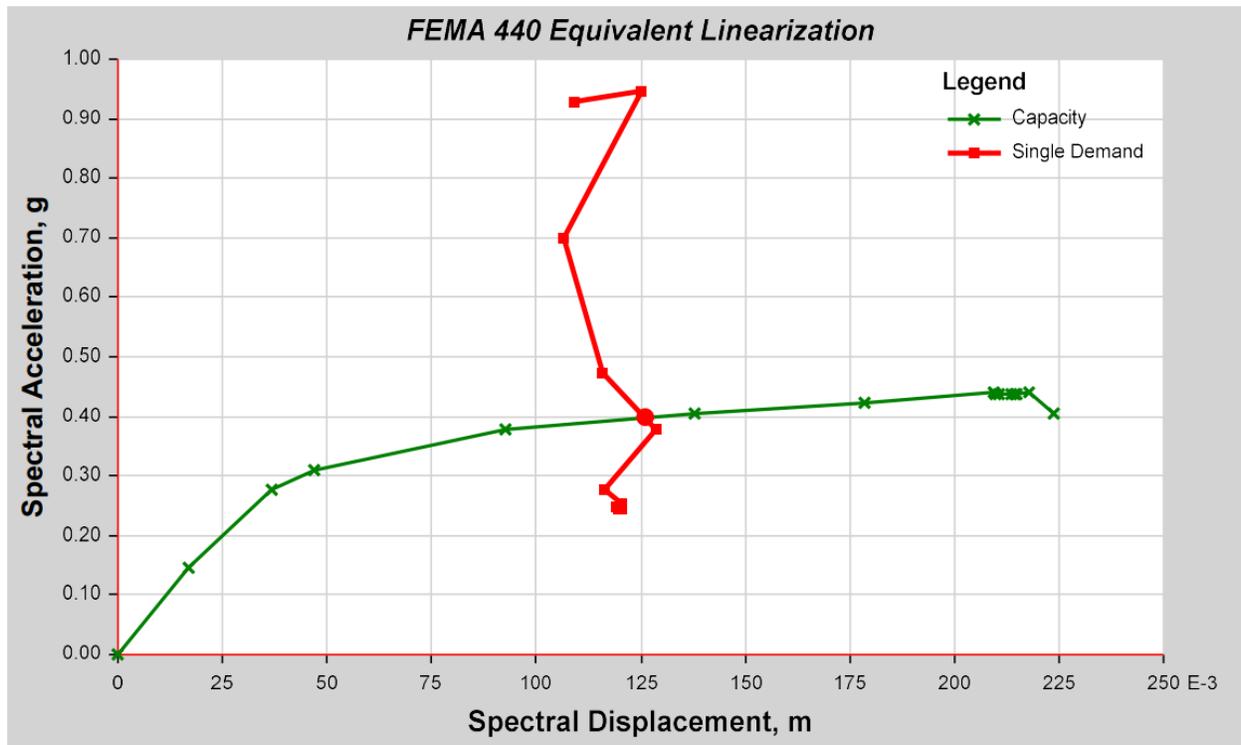


Ilustración 11. Punto de desempeño de la ER2

En la Ilustración 12 se muestran el nivel de desempeño del ANLP mediante la generación de rotulas plásticas para la ER2. En el paso 6 del ANLP se observan rotulas al inicio de las columnas del primer piso en nivel de daño ocupación inmediata y colapso y en todas las vigas hasta el cuarto piso, las cuales están en nivel de daño de ocupación inmediata. En el paso 16 se generan rotulas en nivel de daño LS en algunas vigas entre los primeros cuatro pisos. En el paso 16 se generaron más rotulas de nivel LS en las vigas hasta el cuarto piso y se generaron rotulas de nivel de daño de colapso en algunas columnas del piso tres y cuatro.

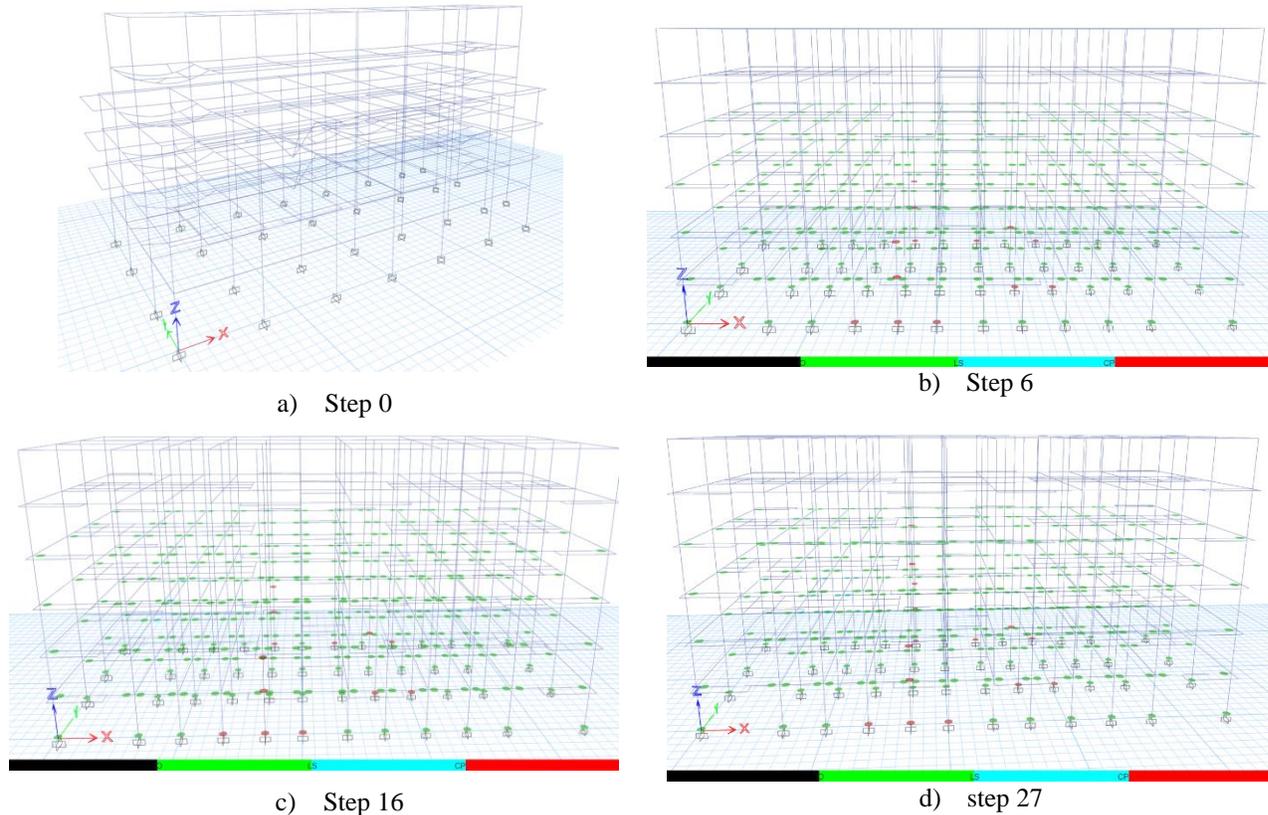


Ilustración 12. Nivel de desempeño basado en la formación de rotulas plásticas de la ER2

El tiempo de análisis de esta estructura fue de cuarenta y dos minutos y cuarenta y seis segundos (42:46).

8.3. ANLP de la EI1

A diferencia de las dos curvas anteriores, la curva de capacidad mostrada en la Ilustración 13, no presenta una caída al final del gráfico. Esto ocurre incluso tras aumentar los pasos de cálculo del ANLP en el programa de diseño para esta estructura, lo cual contrasta con el comportamiento observado en las dos estructuras regulares, donde sí se evidencia una reducción significativa hacia el final de sus respectivas curvas.

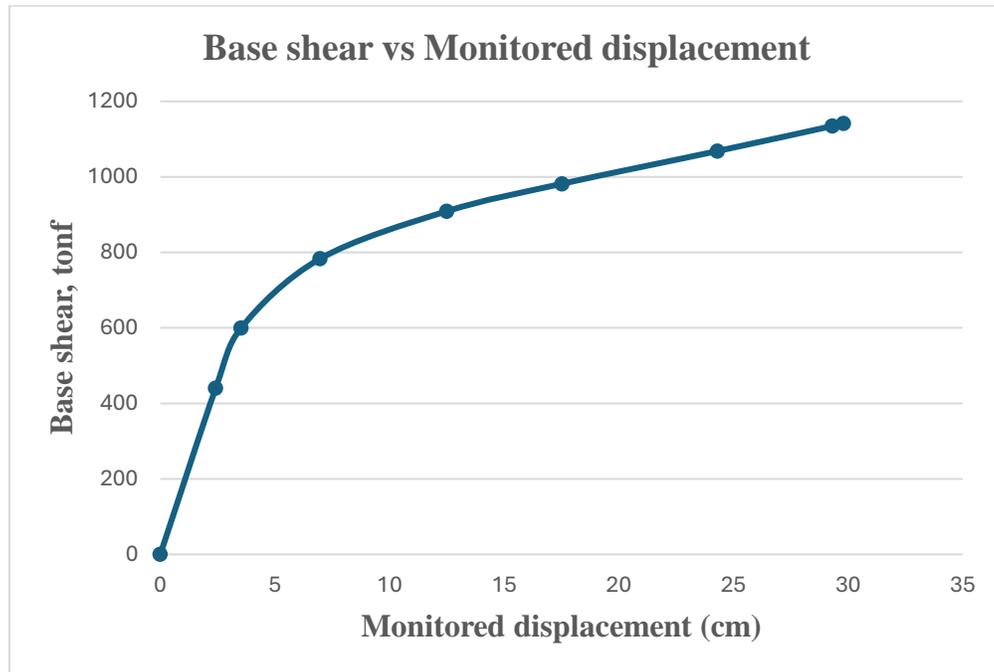


Ilustración 13. Curva de cortante basal vs desplazamiento de la EI1

Adicionalmente, se observa que la estructura mantiene un comportamiento elástico hasta alcanzar una carga de 600 toneladas. La capacidad máxima de resistencia lateral es del orden de 1173.7 tonf, asociada a un desplazamiento de 29.8 cm. Este punto representa el máximo esfuerzo lateral que la estructura puede soportar antes de alcanzar el estado de falla.

La rigidez inicial de la estructura es de 17008.5 ton/m y finaliza con una rigidez de 1326.5 ton/m, obteniendo una pérdida del 92%.

El punto de desempeño, calculado mediante el método de ANLP, se presenta en la Ilustración 14. Este punto corresponde a un desplazamiento espectral de 0.108 m y a una aceleración espectral de 0.399 g en la dirección *Y*. Para el cálculo de este punto de desempeño se toma en cuenta el espectro elástico de la Ilustración 1.

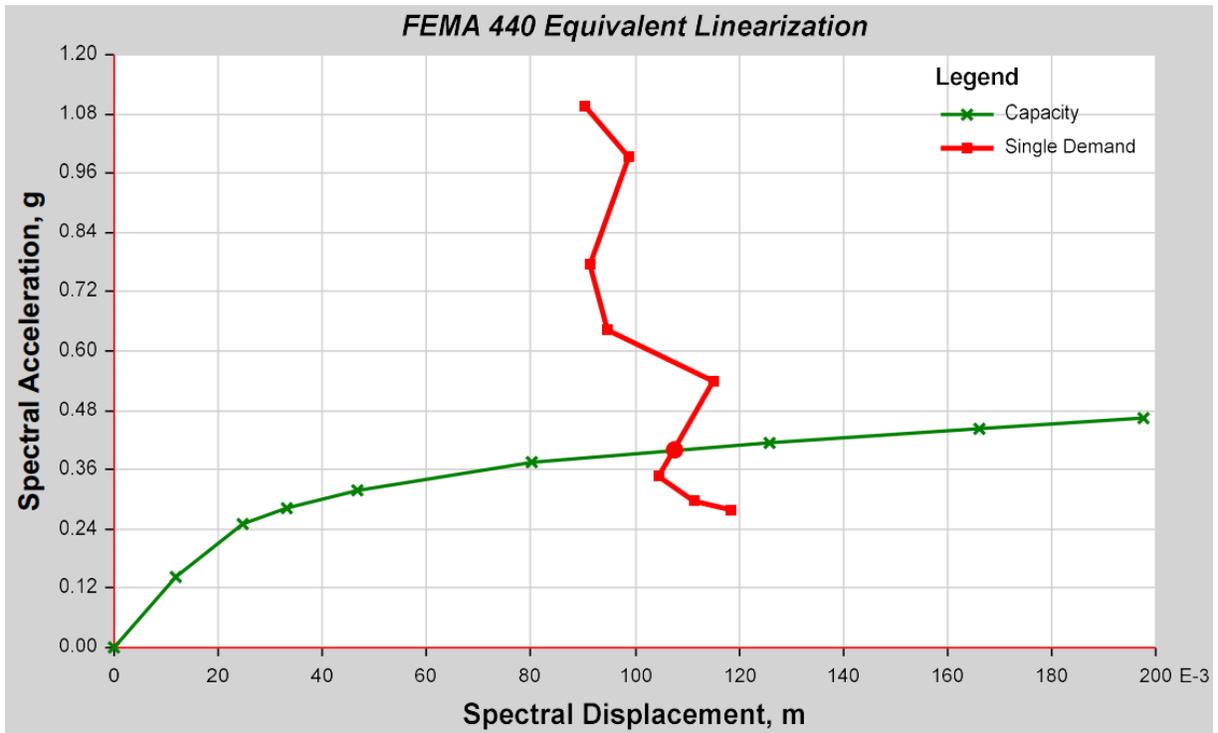
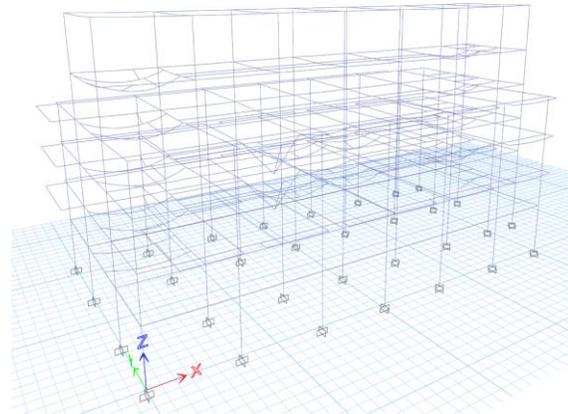
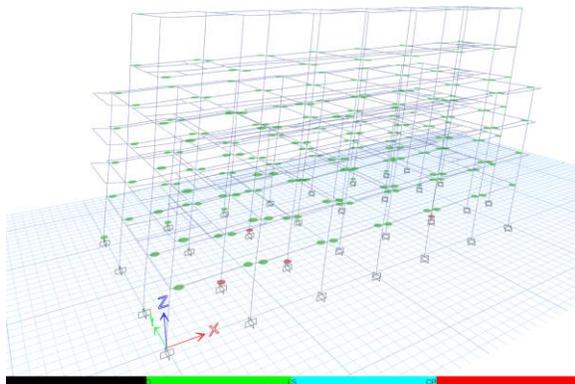


Ilustración 14. Nivel de desempeño basado en la formación de rotulas plásticas de la EI1

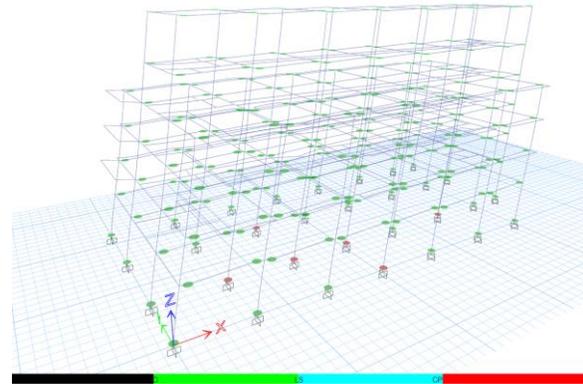
En la Ilustración 15 se muestran el nivel de desempeño del ANLP mediante la generación de rotulas plásticas para la EI1. En los pasos 6 y 8 se generaron rotulas de nivel de daño IO en la mayoría de las vigas y columnas de la estructura, además, se generan algunas columnas de nivel de daño colapso en la base. El tiempo de análisis de esta estructura fue de doce minutos y dieciocho segundos (12:18min).



a. Step 0



b. Step 6



c. Step 8

Ilustración 15. Nivel de desempeño basado en la formación de rotulas plásticas de la EI1

8.4. ANLP de la EI2

En la Ilustración 16, la estructura mantiene un comportamiento elástico hasta una carga de 1112.16 toneladas, alcanzando una resistencia lateral máxima de 2383.4 tonf con un desplazamiento de 40.9 cm. Al igual que el caso anterior, se aumentaron los pasos de cálculo del ANLP en el programa de diseño para esta estructura, la curva finalizo sin presentar ninguna caída,



diferente a las anteriores ER1 y ER2. La rigidez inicial de la estructura es de 16,443 ton/m, y al final alcanza 2,932.37 ton/m, lo que representa una pérdida de aproximadamente el 82%.

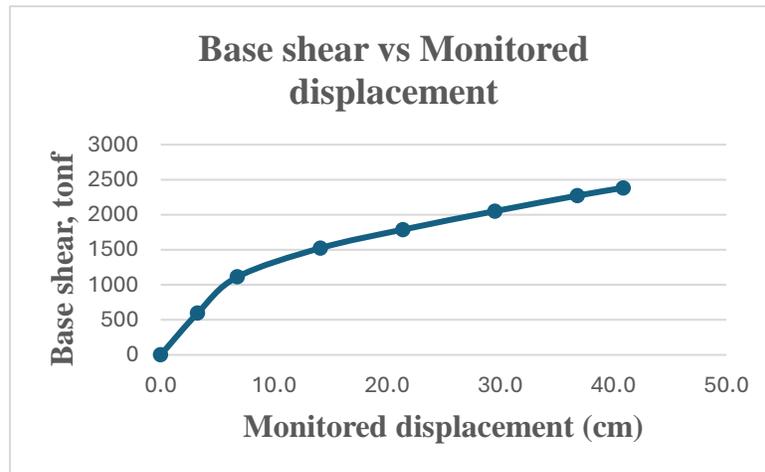


Ilustración 16. Curva de cortante basal vs desplazamiento de la EI2

El punto de desempeño, obtenido mediante el método de ANLP, se muestra en la Ilustración 17, ubicado en un desplazamiento espectral de 0.134 m y una aceleración espectral de 0.521 g. Para el cálculo de este punto de desempeño se toma en cuenta el espectro elástico de la Ilustración 1.

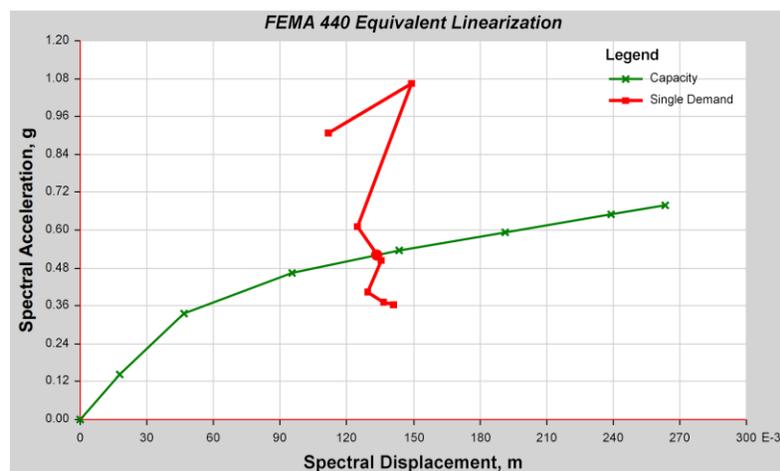


Ilustración 17. Punto de desempeño de la EI2



En la Ilustración 18 se muestran el nivel de desempeño del ANLP mediante la generación de rotulas plásticas para la EI2. Para el paso 3 se generan 3 rotulas de nivel de daño colapso en la base. En el paso 5 se generan rotulas de nivel IO en la mayoría de las vigas de la estructura. En el paso 7 algunas rotulas de las vigas pasan a tener un nivel de daño LS. El tiempo de análisis de esta estructura fue de ocho minutos y nueve segundos (08:09).

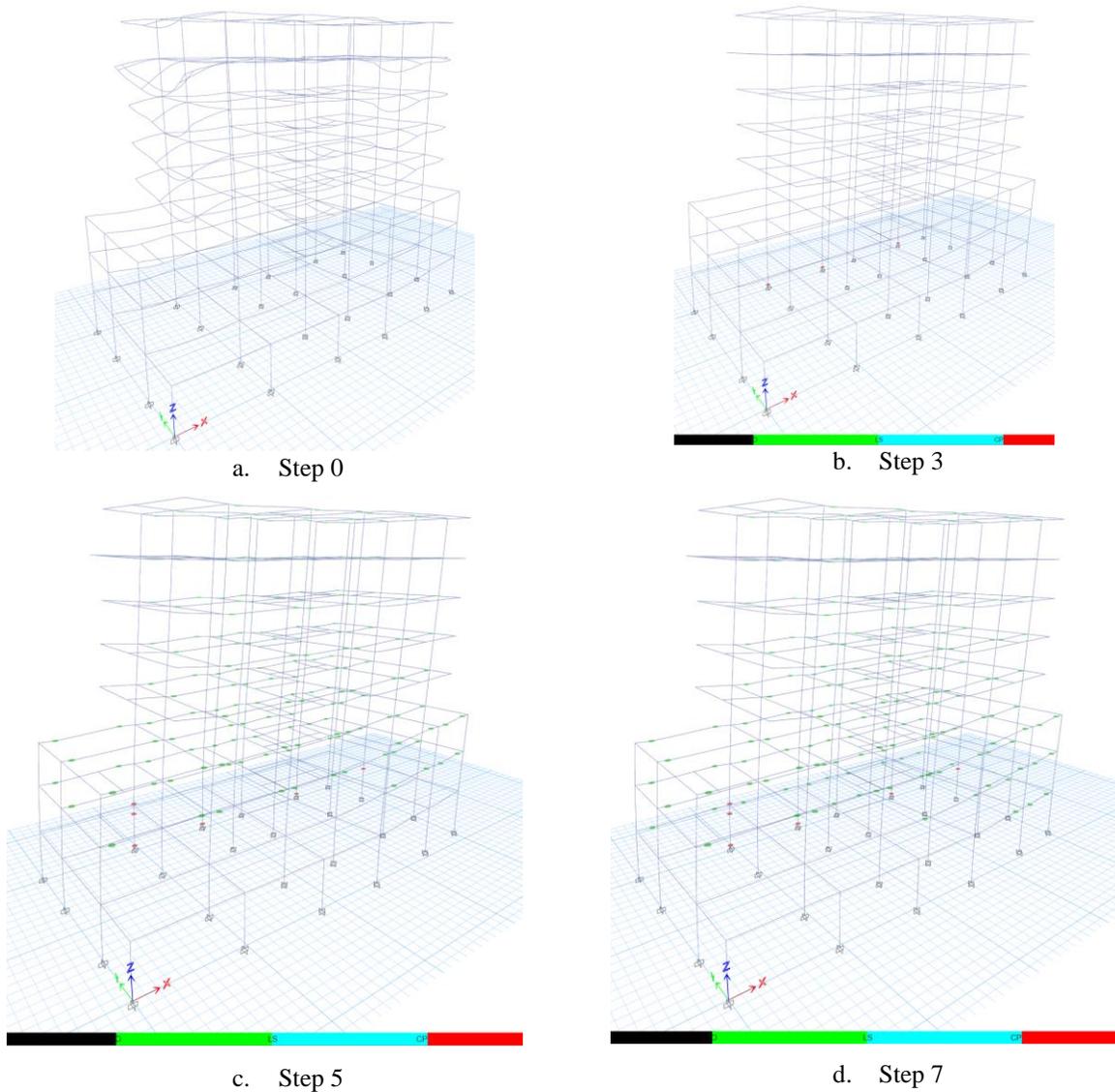


Ilustración 18. Nivel de desempeño basado en la formación de rotulas plásticas de la EI2



9. Análisis no lineal cronológico (ANLC)

Para el análisis no lineal cronológico se tomaron 7 pares de registros: Japón (2), Nueva Zelanda (2), México (2) y Perú (1) de la microzonificación de Cali, los cuales se les realizó el filtrado, corrección de línea base y se emparejaron con el espectro de aceleraciones de la norma en el programa Seismomatch.

La Ilustración 19 muestra el espectro de respuesta utilizado para el emparejamiento de registros sísmicos, ajustado mediante un factor multiplicativo. Este ajuste permite evaluar la fuerza, rigidez y ductilidad de la estructura para asegurar un comportamiento adecuado ante el Movimiento Sísmico Máximo Considerado (MCEr) de acuerdo con los criterios de la (ASCE 7-22, 2022). Las Ilustraciones 20 y 23 presentan los registros de respuesta sísmica de los siete sismos seleccionados antes del emparejamiento, en las direcciones NS y EW respectivamente. Las ilustraciones 21 y 24 muestran los registros después del emparejamiento con el espectro de respuesta correspondiente al MCEr. Finalmente, las ilustraciones 22 y 25 presentan el espectro de respuesta promedio emparejado con el MCEr en ambas direcciones.

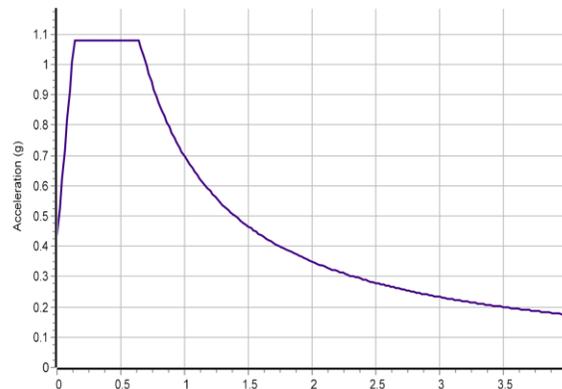


Ilustración 19. MCEr



En la siguientes Ilustraciones se muestran los registros de aceleración sísmica antes y después del macheo respecto al MCEr.

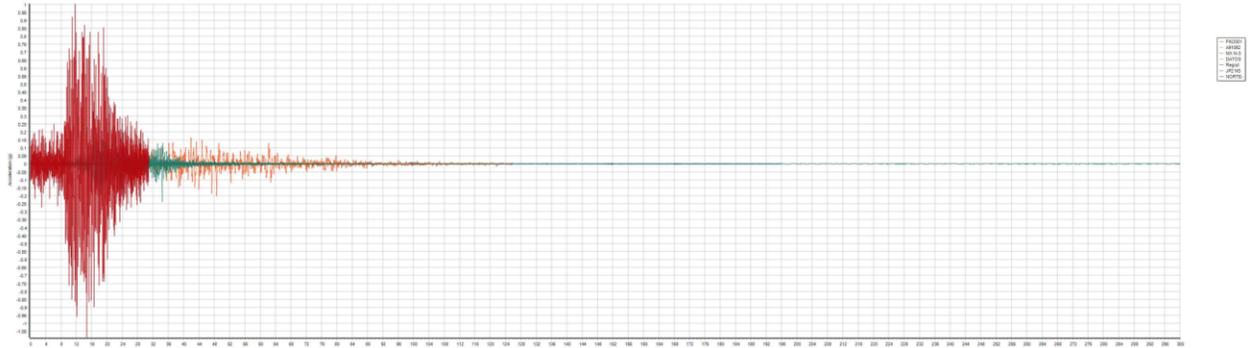


Ilustración 20. Registros sísmicos NS antes del escalado respecto al MCEr.

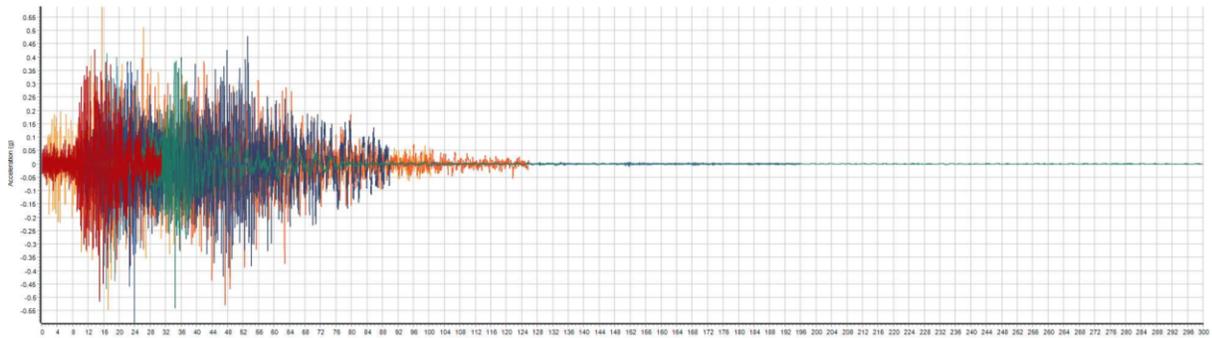


Ilustración 21. Registros sísmicos NS después del escalado respecto al MCEr.

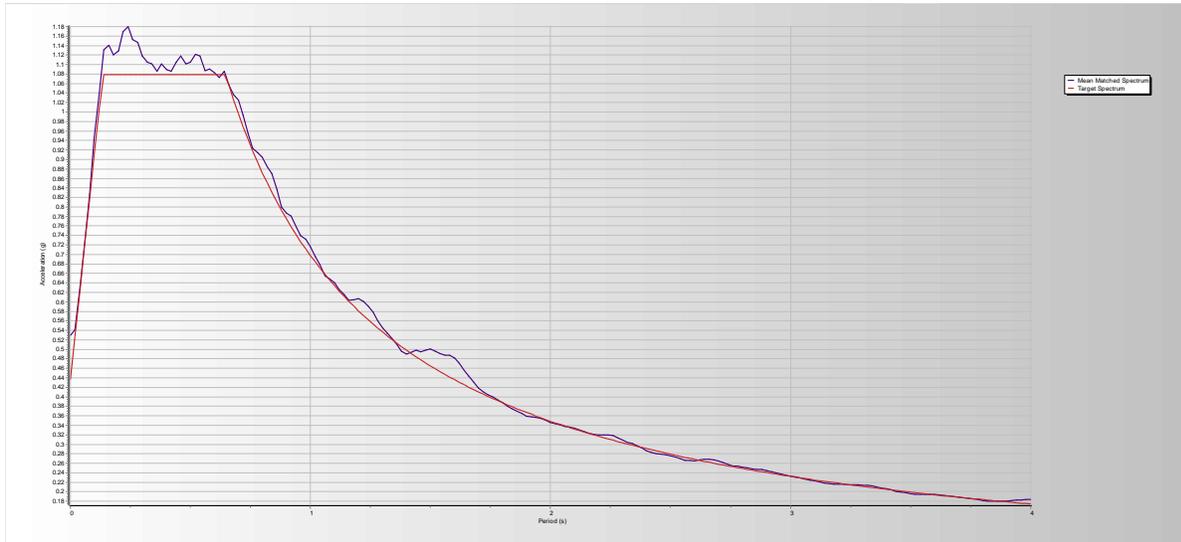


Ilustración 22. Espectro promedio escalado NS.

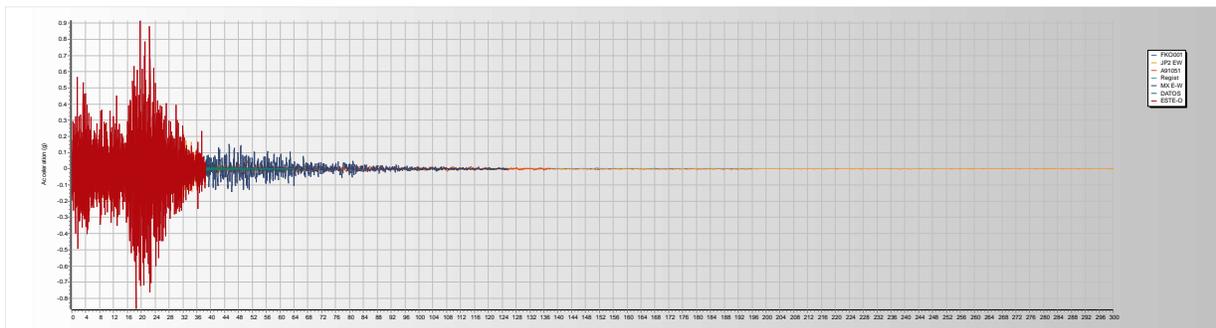


Ilustración 23. Registros sísmicos EW antes del escalado respecto al MCER.

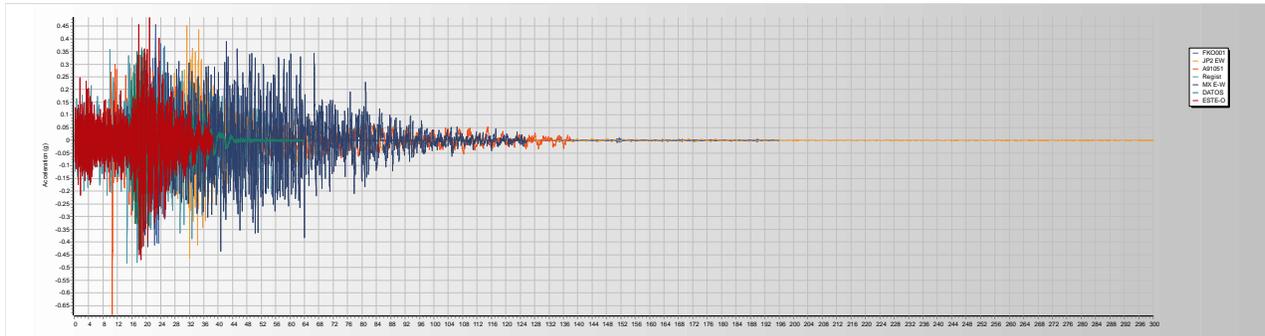


Ilustración 24. Registros sísmicos EW después del escalado respecto al MCER

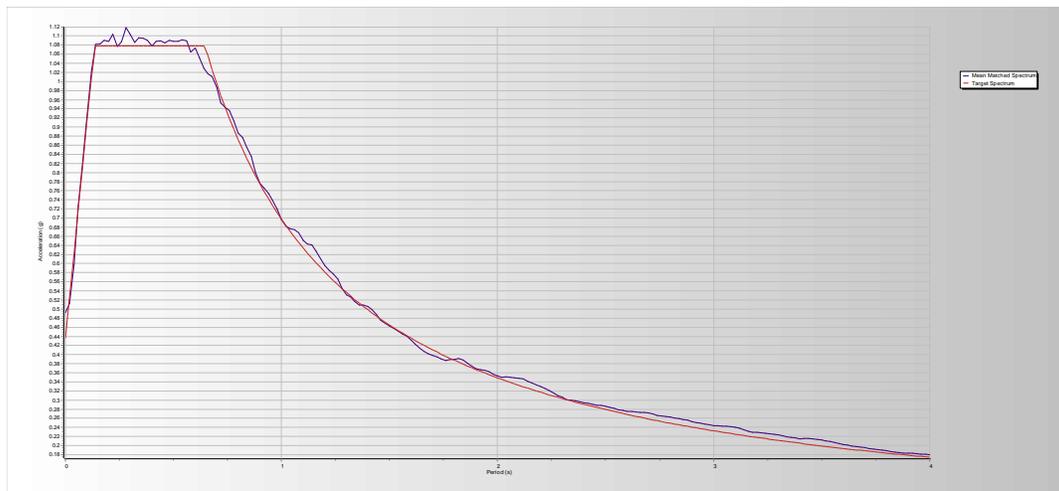


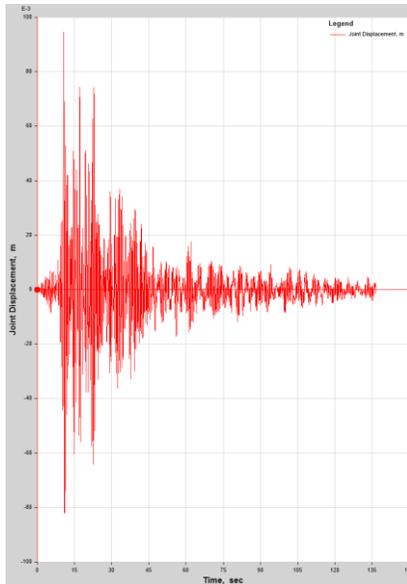
Ilustración 25. Espectro promedio escalado EW.

El análisis no lineal cronológico (ANLC) permite evaluar el desplazamiento máximo de la estructura en función del tiempo para cada registro sísmico. El valor máximo de desplazamiento de los registros sísmicos en el ANLC se considera el punto de desempeño, ya que la amenaza se representa mediante el registro sísmico escalado con el MCER del espectro de la estructura. Este punto refleja la capacidad de la estructura para resistir el sismo, representando su respuesta frente al sismo de diseño.

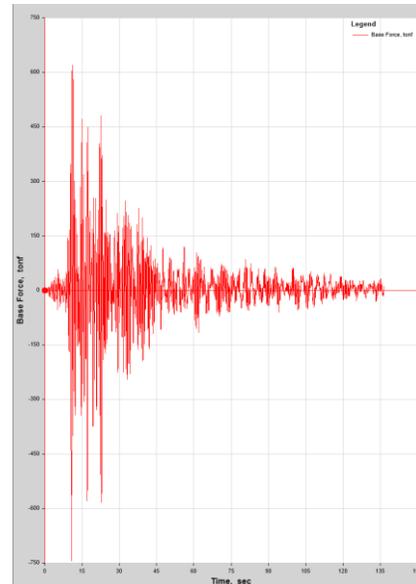


9.1. ANLC ERI

A continuación, en la Ilustración 26 se presenta la variación de los desplazamientos y cortante basal en el tiempo, para registro sísmico NZ-EW en un punto ubicado en la cubierta.



a) Grafica Desplazamiento vs Tiempo



b) Grafica Fuerza basal vs Tiempo

Ilustración 26. Resultados de registros sísmicos de NZ-EW para la ERI

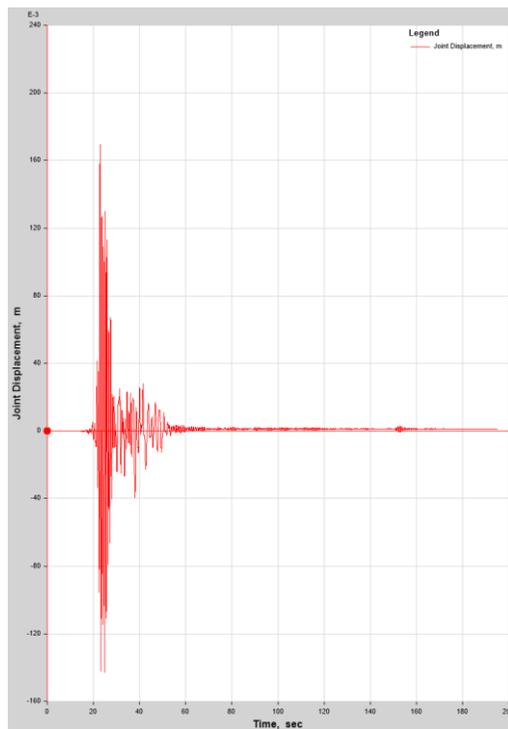
En la ilustración anterior se observa que el desplazamiento máximo alcanza un valor de 0.095m en un tiempo de 10.69s, correspondiente a una fuerza basal de 739.07tonf.

El tiempo de análisis de esta estructura fue de catorce minutos y cuarenta y seis segundos 14:46.

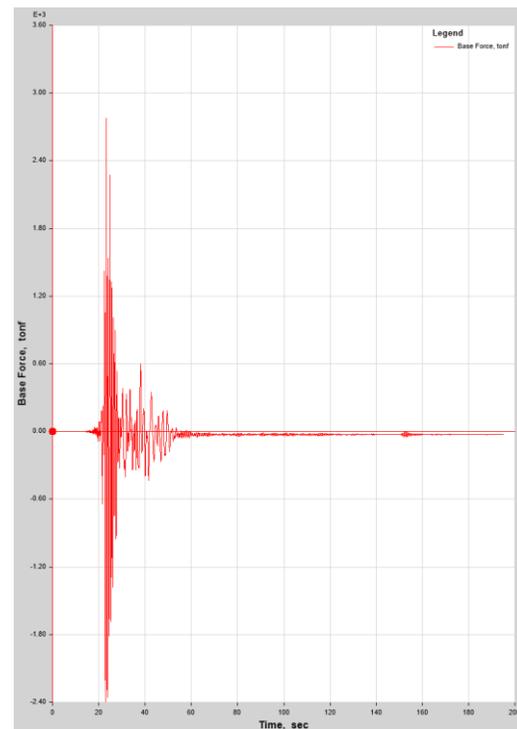


9.2. ANLC ER2

En la Ilustración 27, el punto de desplazamiento máximo se alcanza a los 22.89 segundos, con un valor de 0.169 m. En ese momento, la fuerza basal alcanza los 2369.2 tonf. El tiempo de análisis de esta estructura fue de una hora, cuarenta y un minutos y cuarenta y tres segundos 1:41:43.



a) Grafica Desplazamiento vs Tiempo

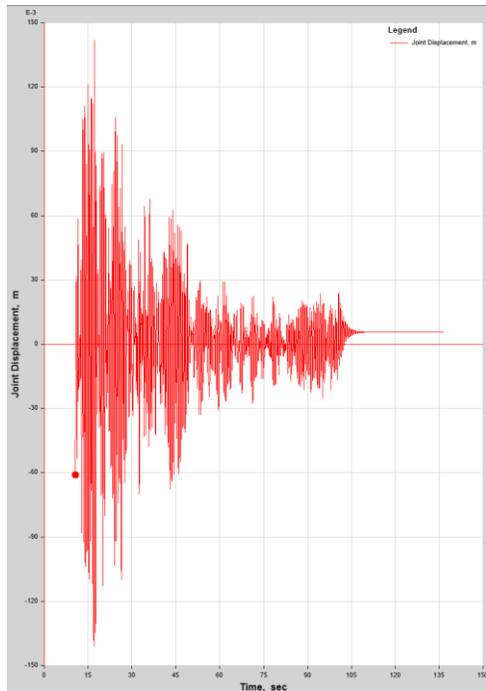


b) Grafica Fuerza basal vs Tiempo

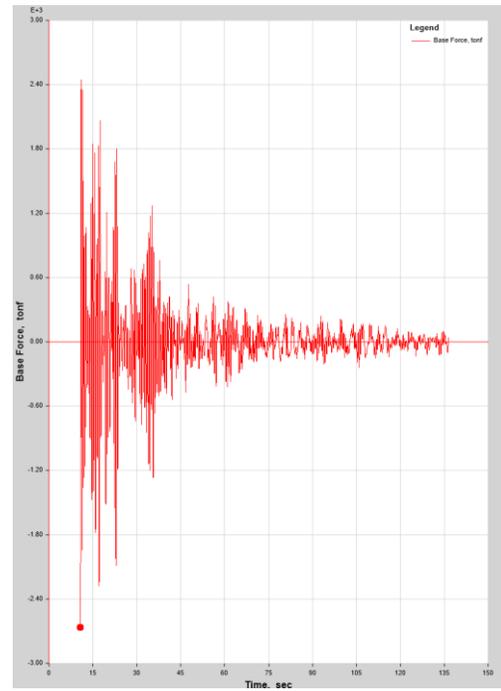
Ilustración 27. Resultados de registros sísmicos de JP1-NS para la ER2

9.3. ANLC EI1

En la Ilustración 28, se observa que el desplazamiento máximo alcanza un valor de 0.1419 m a los 17.25 segundos, lo que corresponde a una fuerza basal de 2784.42 tonf. El tiempo total de análisis de esta estructura fue de una hora, dieciocho minutos y treinta y dos segundos (1:18:32).



a) Grafica Desplazamiento vs Tiempo

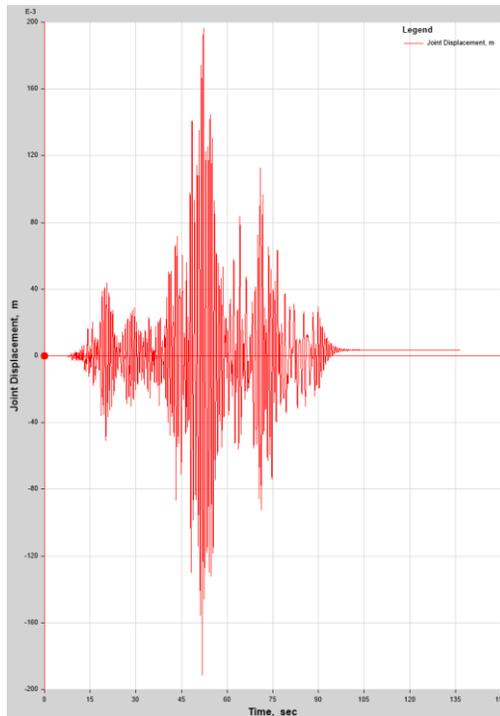


b) Grafica Fuerza basal vs Tiempo

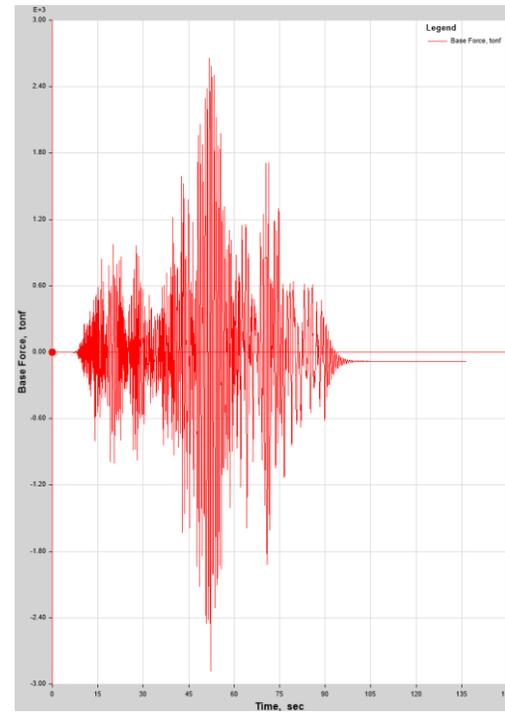
Ilustración 28. Resultados de registros sísmicos de NZ1-NS para la EI1

9.4. ANLC EI2

El tiempo total de análisis de esta estructura fue de dos horas, treinta y dos minutos y cincuenta y un segundos (2:32:51). En la Ilustración 29, el punto de desplazamiento máximo ocurre a los 52.18 segundos, con un valor de 0.1968 m. En ese mismo instante, la fuerza basal alcanza los 2673.97 tonf.



a) Grafica Desplazamiento vs Tiempo



b) Grafica Fuerza basal vs Tiempo

Ilustración 29. Resultados de registros sísmicos de NZ2-NS para la EI2

10. Resultados de los ANLP y ANLC en el comportamiento estructural.

Para las cuatro estructuras presentadas, se muestran gráficos de desplazamiento, deriva y cortante para cada tipo de análisis no lineal. Estos resultados se presentan en las ilustraciones y tablas siguientes, donde la línea verde indica el valor mínimo y la línea roja el valor máximo.

10.1. ANLP y ANLC de la ER1

En las Ilustraciones 30 y 31 se muestran las respuestas por piso de los análisis no lineales pushover en direcciones X y Y.

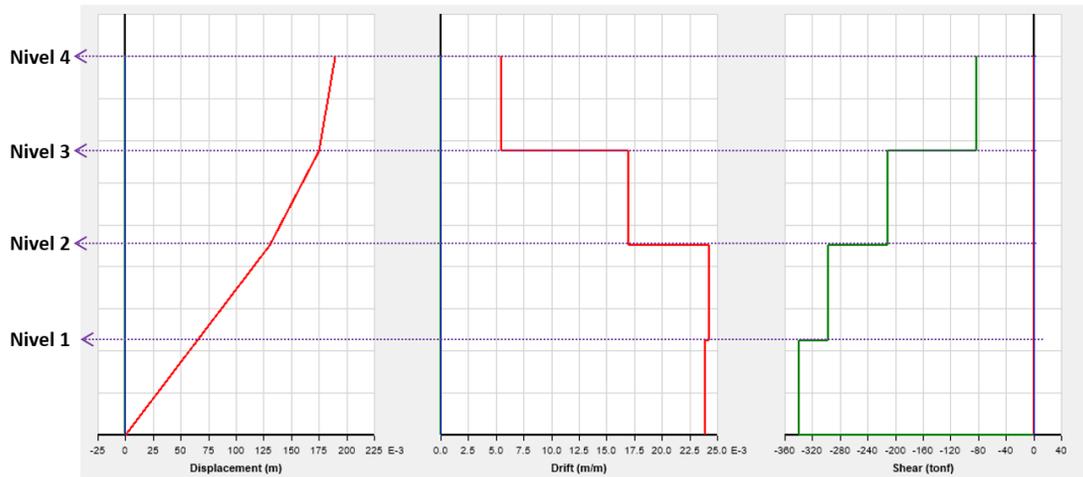


Ilustración 30. Respuestas por piso del ANLP-X

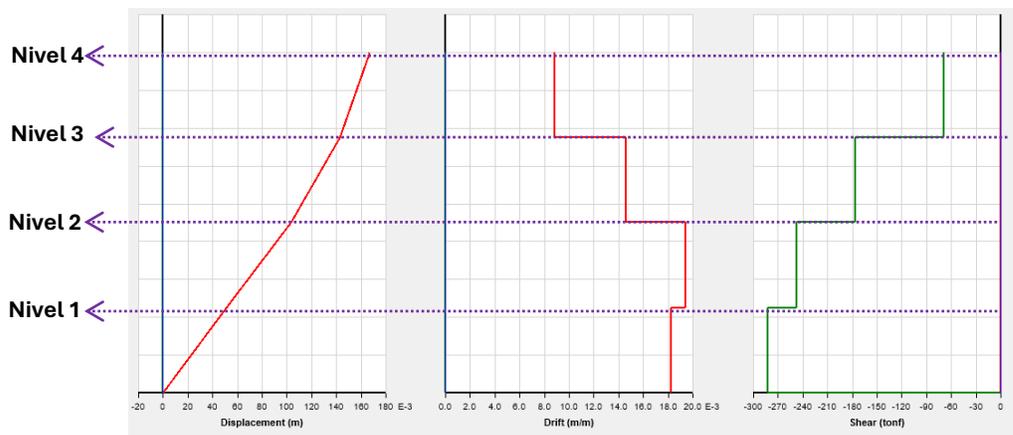
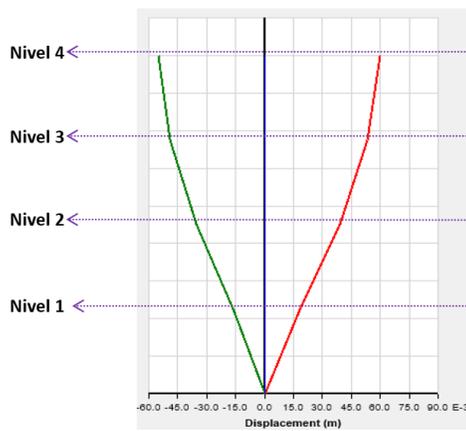


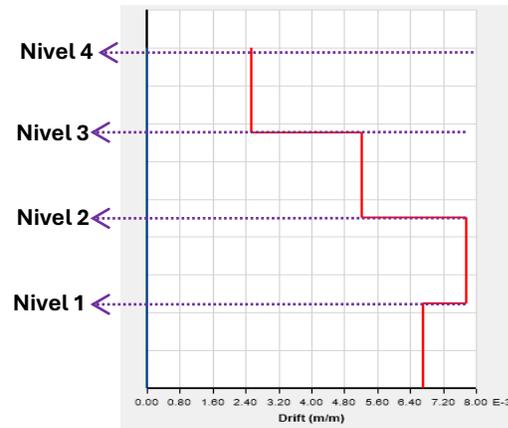
Ilustración 31. Respuestas por piso del ANLP-Y

En las ilustraciones 30 y 31 se observa que, para la ER1 tanto el desplazamiento, deriva y cortante en la base son controlados el ANLP-X, en donde sus valores se presentan en la Tabla 2.

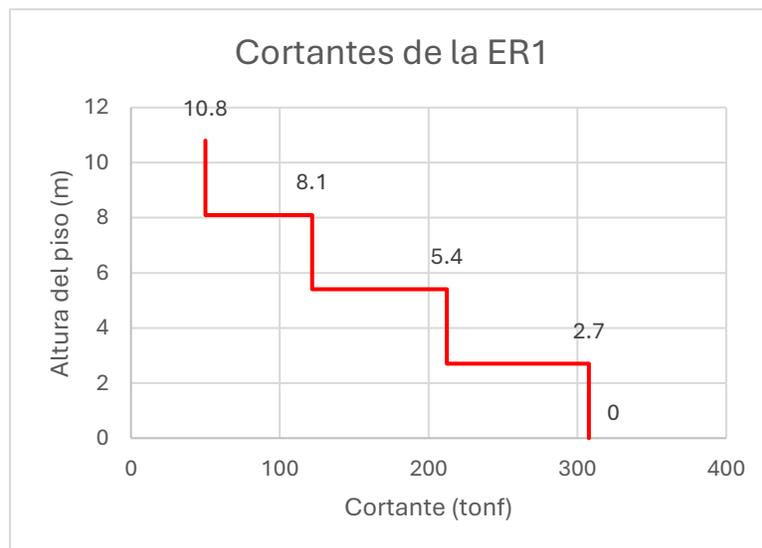
En la Ilustración 32 se muestran algunas de las respuestas por piso máximas según los 7 pares de registros de aceleración sísmica, los cuales se componen de dos pares sísmicos de japon (JP), dos pares sísmicos de México (MX), dos pares sísmicos de Nueva Zelanda (NZ) y un par sísmico de Perú (PR), tomados de la microzonificación sísmica de Cali.



a) Desplazamiento de registro NZ-EW



b) Deriva de registro MX1-NS



c) Cortante de registro JP1-NS

Ilustración 32. Registros máximos de los parámetros por piso de la ER1.

En la ilustración anterior, se observa que el desplazamiento crítico se presentó para el registro sísmico de Nueva Zelanda en dirección Este-Oeste, mientras que la deriva máxima se obtuvo del segundo registro sísmico de Japón en sentido Norte-Sur.



Para obtener más detalle y comparar la información de la cortante basal máxima en el Capítulo 11, se presenta en la Ilustración 32 el gráfico de este para el primer registro sísmico de Japón en sentido Norte-Sur.

En la Tabla 2 se presentan los valores máximos de desplazamiento, deriva y cortante del promedio de los registros de aceleración sísmica y empuje de la ER1.

Tabla 2. Valores máximos de los análisis no lineales pushover y cronológico para la ER1.

VALORES CRÍTICOS DE LOS ANÁLISIS NO LINEALES						
Cargas	Desplazamientos (m)	Deriva (m/m)	Cortante (Tonf)	Diferencia		
				Desplazamiento	Deriva	Cortante
AENLP-X	0.189	0.024	339.350	1.58	1.55	0.93
Promedio de pares de registros sísmicos mediante ANLC-EW	0.120	0.016	365.870			
AENLP-Y	0.167	0.019	282.510	1.30	1.17	0.92
Promedio de pares de registros sísmicos mediante ANLC-NS	0.128	0.017	307.740			

Las derivas y desplazamientos obtenidas usando el método ANLC son menores a las obtenidas por el método ANLP en cada eje, dado que estos últimos son entre 1.58 y 1.17 veces más grande que los ANLC. Con relación a los cortantes de piso, los obtenidos por el método cronológico, son cercanos al 8% mayores a los obtenidos por el método estático no lineal.

A continuación, en las Ilustraciones 33 y 34 se muestran las derivas y cortantes promedios según Tabla 2.

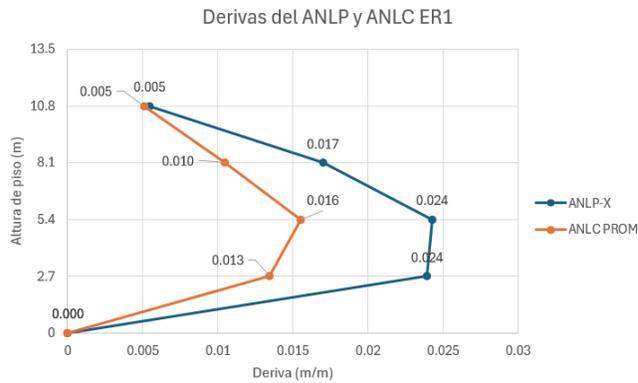


Ilustración 33. Deriva promedio de los ANLP y ANLC de la ER1.

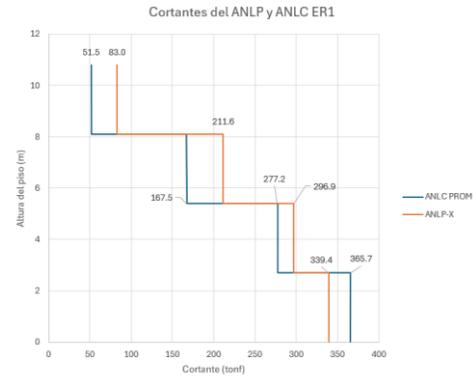


Ilustración 34. Cortante promedio de los ANLP y ANLC de la ER1.

10.2. ANLP y ANLC de la ER2

En las Ilustraciones 35 y 36 se muestran las respuestas por piso de los análisis no lineales pushover en direcciones X y Y.

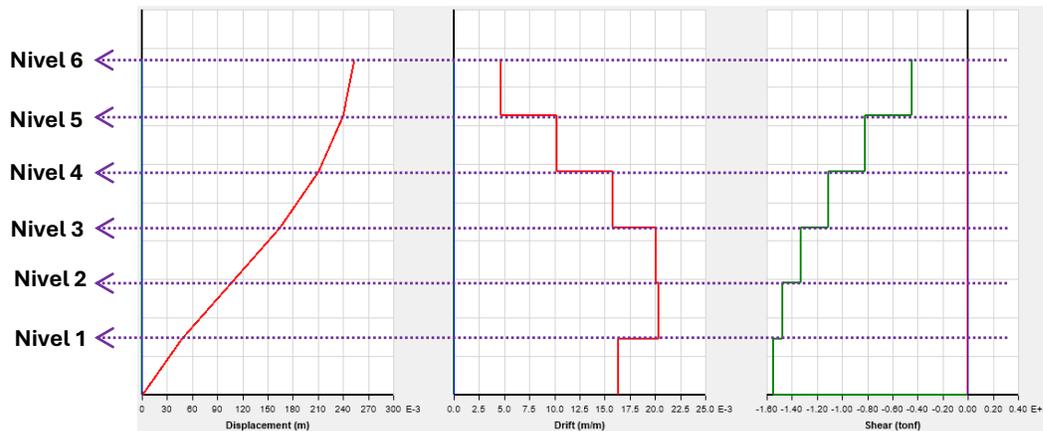


Ilustración 35. Respuestas por piso del ANLP-X

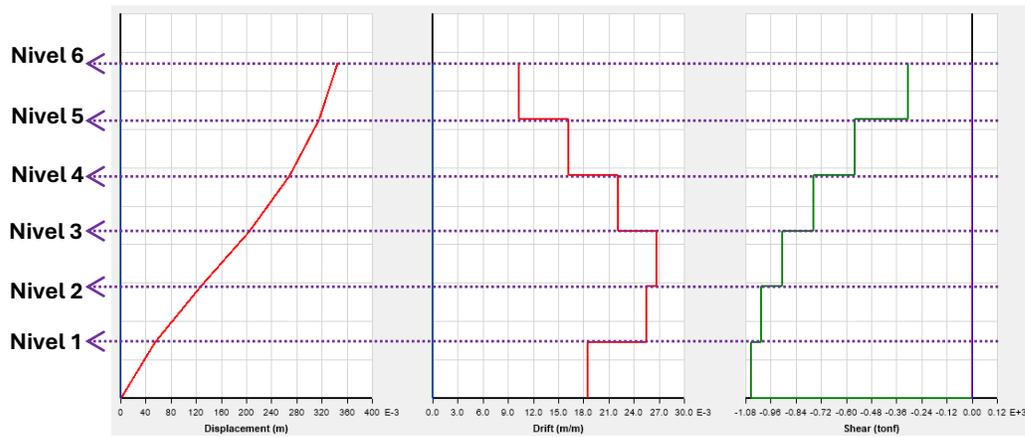
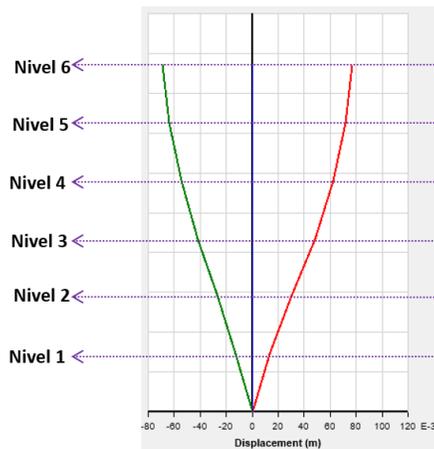


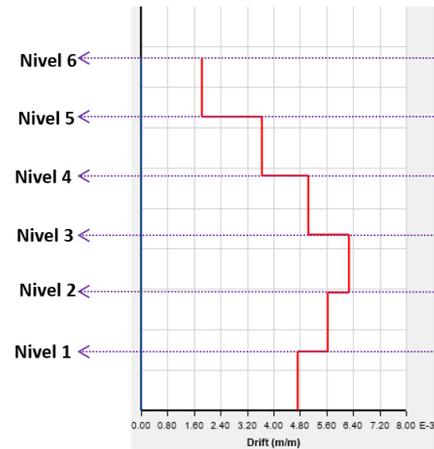
Ilustración 36. Respuestas por piso del ANLP-Y

En las ilustraciones 35 y 36 se observa que, para la ER2, tanto el desplazamiento como la deriva son controlados por el ANLP-Y, mientras que el cortante en la base es controlado por el ANLP-X. Los valores correspondientes se detallan en la Tabla 3.

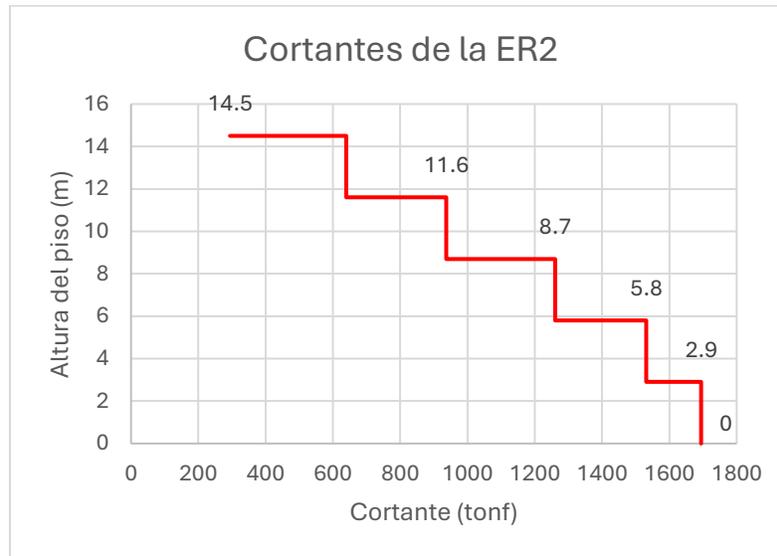
En la Ilustración 37 se muestran las respuestas por piso máximas según los 7 pares de registros de aceleración sísmica.



a) Desplazamiento de registro NZ1-EW



b) Deriva de registro NZ1-EW



c) Corte de registro JPI-NS

Ilustración 37. Registros máximos de los parámetros por piso de la ER2.

En la ilustración anterior, se observa que el desplazamiento y la deriva máxima se presentaron para el primer registro sísmico de Nueva Zelanda en sentido Este-Oeste.

Para obtener más detalle y comparar la información de la cortante basal máxima en el capítulo 11, se presenta en la Ilustración 37 el gráfico de este para el primer registro sísmico de Japón en sentido Norte-Sur.

En la Tabla 3 se presentan los valores críticos de desplazamiento, deriva y cortante de todos los registros de aceleración sísmica y empuje de la ER2.



Tabla 3. Valores máximos de los análisis no lineales pushover y cronológico para la ER2.

VALORES CRÍTICOS DE LOS ANÁLISIS NO LINEALES						
Cargas	Desplazamientos (m)	Deriva (m/m)	Cortante (Tonf)	Diferencia		
				Desplazamiento	Deriva	Cortante
AENLP-X	0.253	0.020	1545.300	1.64	1.61	0.91
Promedio de pares de registros sísmicos mediante ANLC-EW	0.154	0.012	1694.234			
AENLP-Y	0.345	0.027	1052.870	1.51	1.47	0.93
Promedio de pares de registros sísmicos mediante ANLC-NS	0.229	0.018	1132.570			

El comportamiento en cuando a diferencias entre derivas y cortantes de piso entre las dos metodologías, es similar al obtenido en ER1, con un factor de diferencia de 1.64 a 1.47 del ANLP respecto al ANLC. Para los cortantes de piso se muestran valores aproximados con una diferencia máxima del 9%

A continuación, en las Ilustraciones 38 y 39 se muestran las derivas y cortantes promedios según Tabla 3.

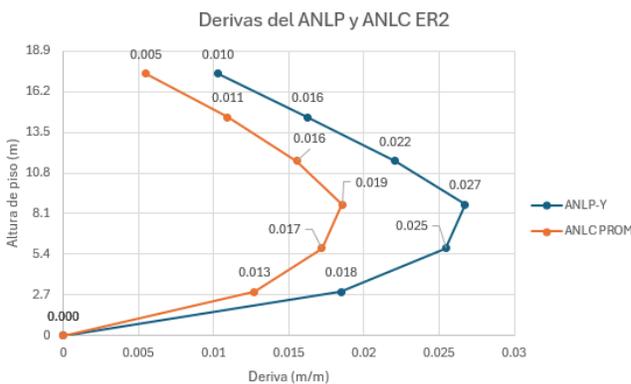


Ilustración 38. Deriva promedio de los ANLP y ANLC de la ER2.

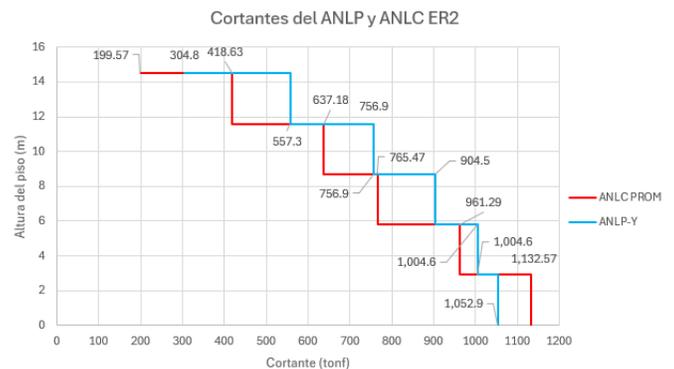


Ilustración 39. Cortante promedio de los ANLP y ANLC de la ER2.



10.3. ANLP y ANLC de la EI1

En las Ilustraciones 40 y 41 se muestran las respuestas por piso de los análisis no lineales pushover en direcciones X y Y.

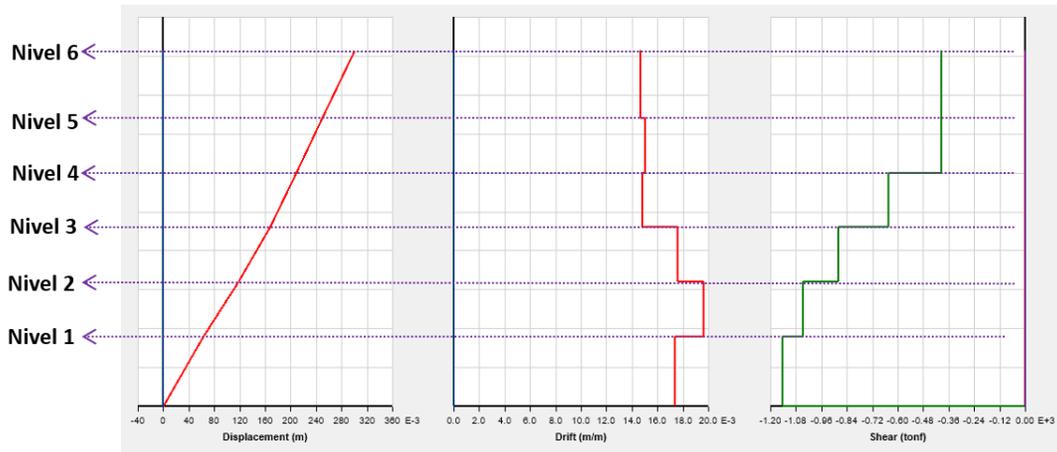


Ilustración 40. Respuestas por piso del ANLP-X

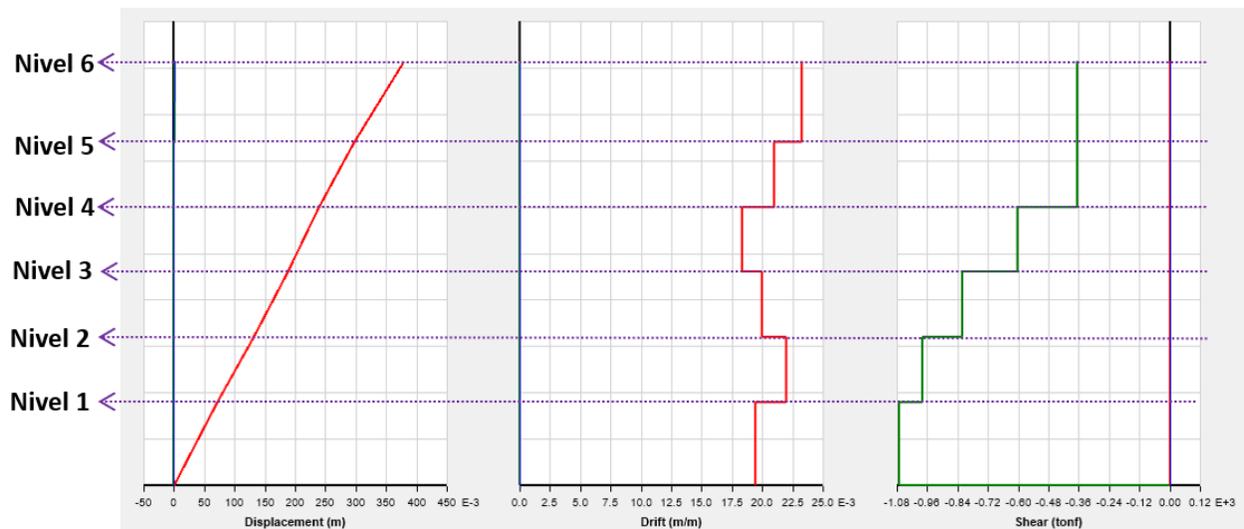
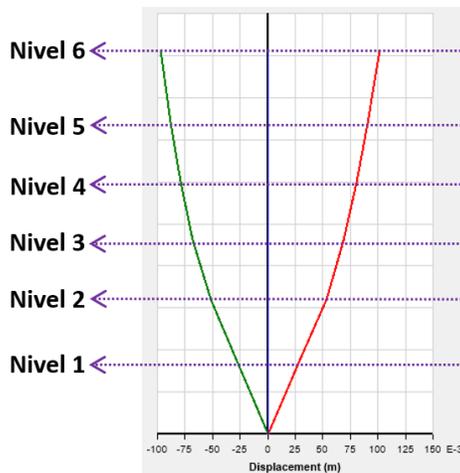


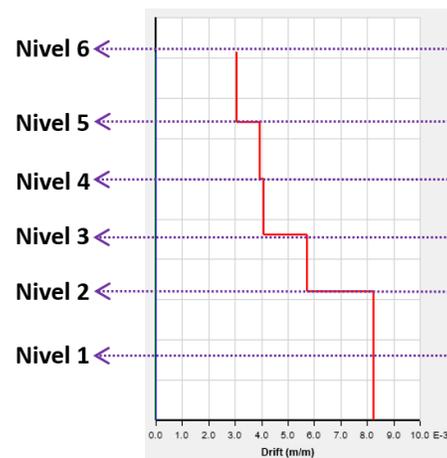
Ilustración 41. Respuestas por piso del ANLP-Y



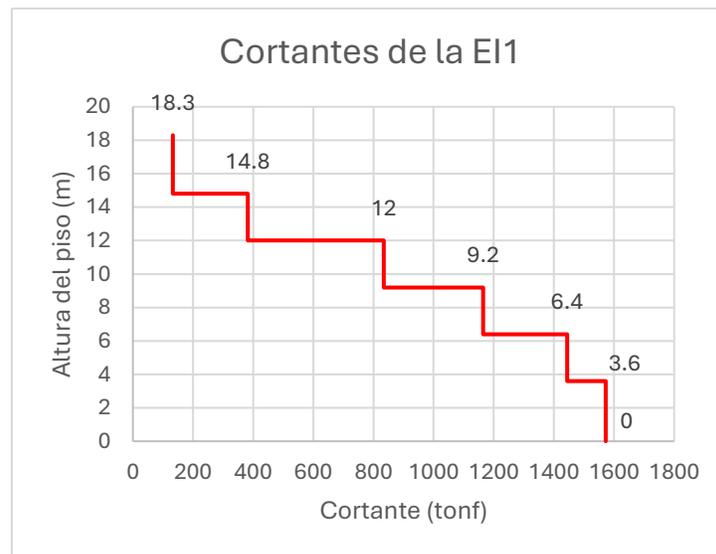
Respecto a las ilustraciones 40 y 41, se observa que, para la EI1 tanto el desplazamiento como la deriva son controlados por el ANLP en la dirección Y. En la Ilustración 42 se presentan las respuestas máximas por piso, correspondientes a los 7 pares de registros de aceleración sísmica.



a) Desplazamiento de registro NZ2-NS



b) Deriva de registro NZ2-NS



c) Cortante de registro NZ2-EW

Ilustración 42. Registros máximos de los parámetros por piso de la EI1.



En la ilustración anterior se obtiene que los valores críticos de desplazamiento y deriva se presentaron para el segundo registro sísmico de Nueva Zelanda en sentido Norte-Sur, mientras que la cortante se presenta para el segundo registro sísmico de Nueva Zelanda en sentido Este-Oeste.

En la Tabla 4 se presentan los valores críticos de desplazamiento, deriva y cortante de todos los registros de aceleración sísmica y empuje de la EI1.

Tabla 4. Valores críticos de los análisis no lineales pushover y cronológico para la EI1.

VALORES CRÍTICOS DE LOS ANÁLISIS NO LINEALES						
Cargas	Desplazamientos (m)	Deriva (m/m)	Cortante (Tonf)	Diferencia		
				Desplazamiento	Deriva	Cortante
AENLP-X	0.300	0.020	1141.470	1.76	1.50	0.73
Promedio de pares de registros sísmicos mediante ANLC-EW	0.171	0.013	1572.360			
AENLP-Y	0.379	0.023	1069.620	1.87	1.42	0.71
Promedio de pares de registros sísmicos mediante ANLC-NS	0.203	0.016	1498.210			

El comportamiento en cuando a diferencias entre derivas y cortantes de piso entre las dos metodologías presenta variaciones entre factores de 1.76 a 1.42 del ANLP respecto al ANLC. El cortante tiene mayor diferencia respecto a las estructuras regulares, con diferencias entre el 29% y 27% del valor del ANLC respecto al ANLP.

A continuación, en las Ilustraciones 43 y 44 se muestran las derivas y cortantes promedios según Tabla 4.

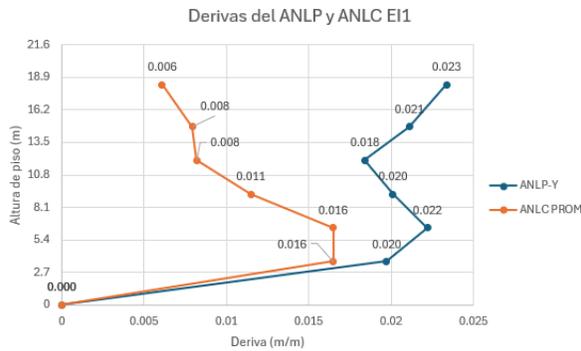


Ilustración 43. Deriva promedio de los ANLP y ANLC de la EI1.

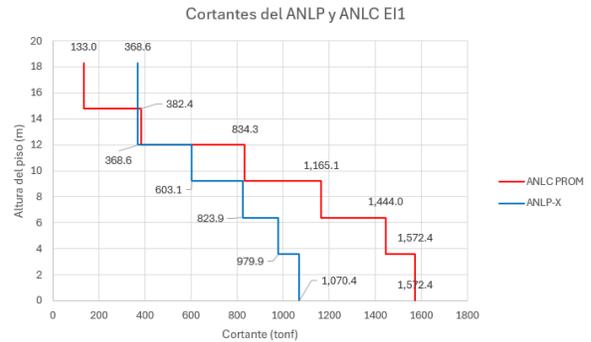


Ilustración 44. Cortante promedio de los ANLP y ANLC de la EI1.

10.4. ANLP y ANLC de la EI2

En las Ilustraciones 45 y 46 se muestran las respuestas por piso de los análisis no lineales pushover en direcciones X y Y.

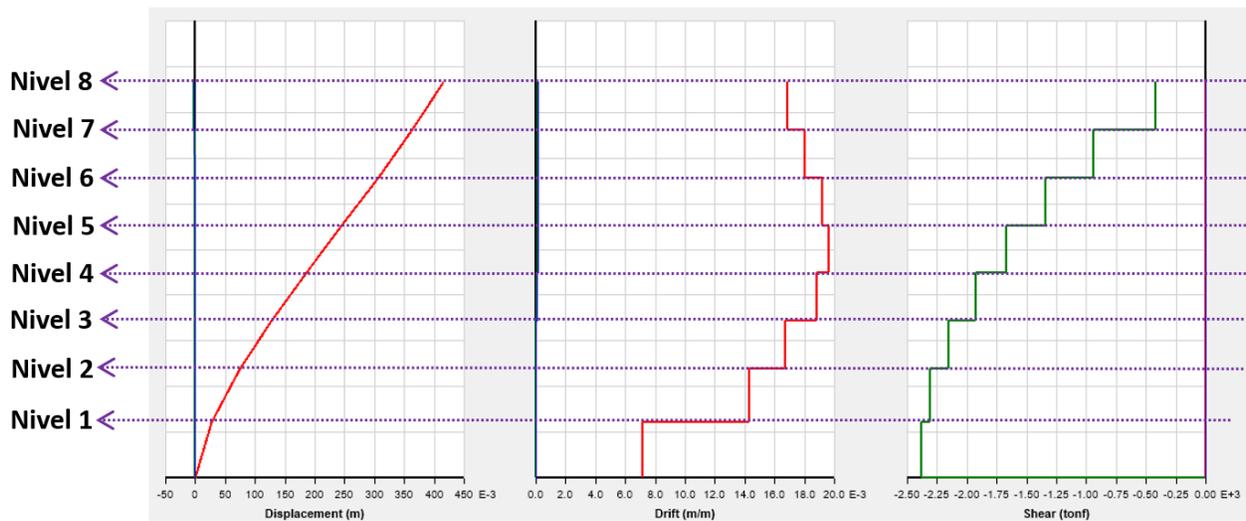


Ilustración 45. Respuestas por piso del ANLP-X

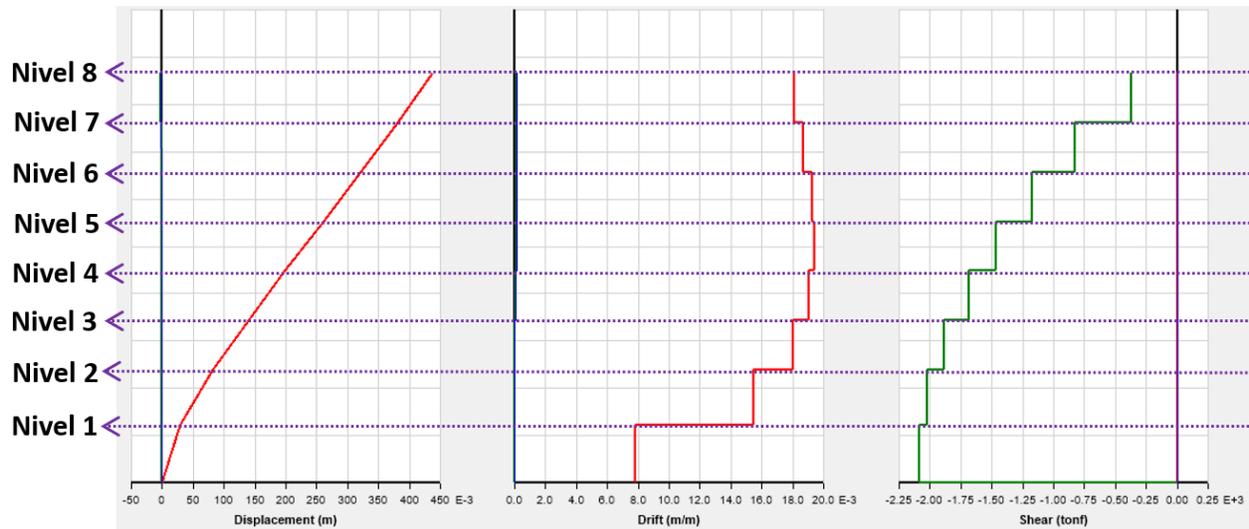
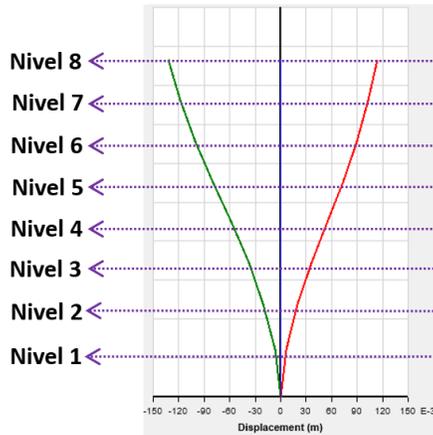


Ilustración 46. Respuestas por piso del ANLP-Y

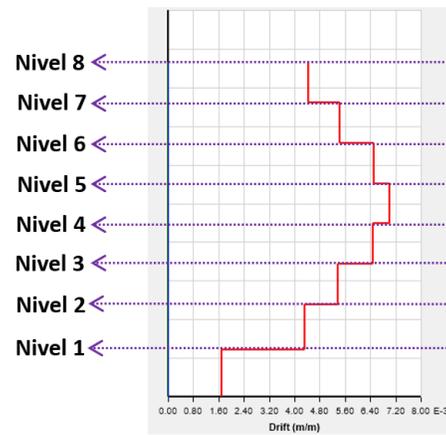
Respecto a las ilustraciones 45 y 46 se obtiene que para la EI2 el desplazamiento lo controla el ANLP-Y, mientras que la deriva y el cortante en la base lo controla el ANLP-X en donde sus valores se presentan en la Tabla 5.

En la Ilustración 47 se muestran las respuestas por piso máximas según los 7 pares de registros de aceleración sísmica. En esta ilustración se tiene que el desplazamiento y deriva máxima se presentaron para el registro sísmico de Perú en sentido Este-Oeste.

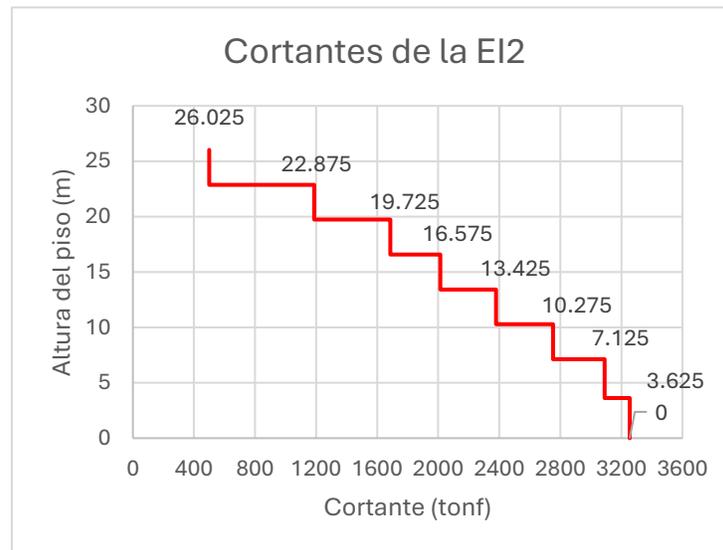
La cortante basal crítica se presenta para el primer registro sísmico de Japón en sentido Norte-Sur respectivamente.



a) Desplazamiento registro PR-EW



b) Deriva de registro PR-EW



c) Cortante de registro MX1-EW

Ilustración 47. Registros máximos de los parámetros por piso de la EI2.

En la Tabla 5 se presentan los valores máximos de desplazamiento, deriva y cortante de todos los registros de aceleración sísmica y empuje de la ER1.



Tabla 5. Valores máximos de los análisis no lineales pushover y cronológico para la EI2.

VALORES CRÍTICOS DE LOS ANÁLISIS NO LINEALES						
Cargas	Desplazamientos (m)	Deriva (m/m)	Cortante (Tonf)	Diferencia		
				Desplazamiento	Deriva	Cortante
AENLP-X	0.416	0.020	2383.400	1.57	1.45	0.73
Promedio de pares de registros sísmicos mediante ANLC-EW	0.265	0.0138	3254.610			
AENLP-Y	0.440	0.019	2087.730	1.67	1.41	0.72
Promedio de pares de registros sísmicos mediante ANLC-NS	0.264	0.0138	2896.400			

El comportamiento en cuando a diferencias entre derivas y cortantes de piso entre las dos metodologías presenta variaciones entre factores de 1.67 a 1.41 del ANLP respecto al ANLC. Los porcentajes de diferencia varían entre un 28% y 27% cortantes de piso de ANLC respecto al ANLP.

A continuación, en las Ilustraciones 48 y 49 se muestran las derivas y cortantes promedios según Tabla 5.

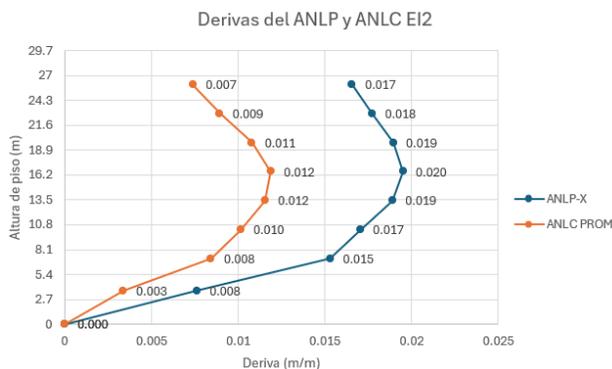


Ilustración 48. Deriva promedio de los ANLP y ANLC de la EI2.

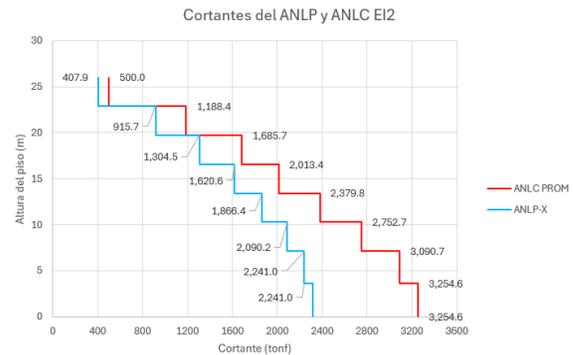


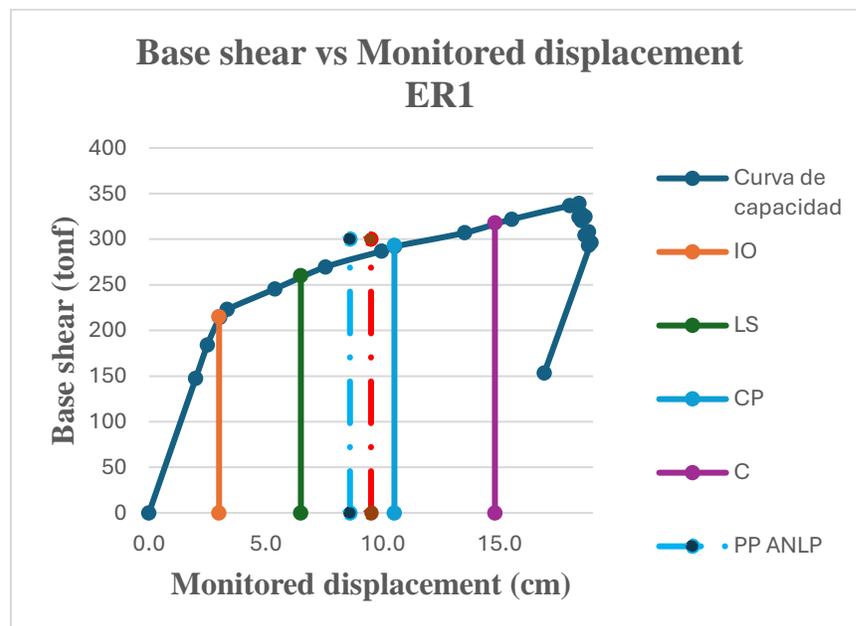
Ilustración 49. Cortante promedio de los ANLP y ANLC de la EI2.



11. Análisis de resultados

Respecto a los resultados obtenidos en los Capítulos 8, 9 y 10, se analizar que:

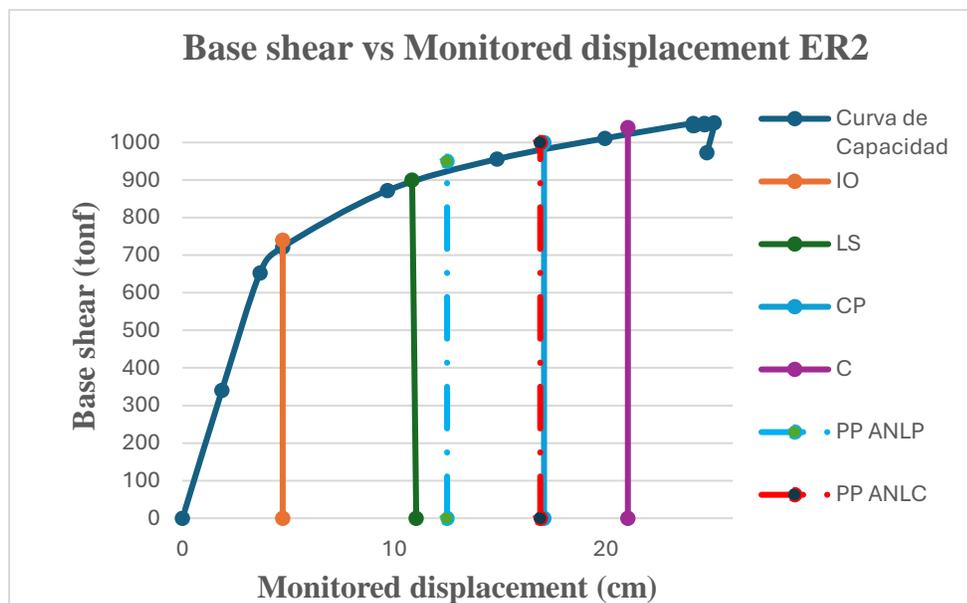
- Se puede observar en la curva pushover para qué valores de cortante basal y desplazamientos las estructuras ER1 y ER2 transitan de un estado elástico a plástico y, finalmente, alcanzan el fallo estructural.
- Para la EI1 y EI2 se observa que hay un cambio entre el comportamiento elástico a plástico en la curva de capacidad, pero nunca llega a un punto de colapso de la estructura.
- Para calcular el nivel de daño se tiene en los ANLP para la ER1 D_p es 339.35 tonf que es el esfuerzo máximo que resiste la estructura menos 214.43tonf que es el valor donde la estructura cambia de comportarse de forma elástica a plástica, dando un D_p de 124.92 tonf. Para este valor se le realizan los cálculos de la Ilustración 6, se ubican los valores de desplazamiento del punto de desempeño y el desplazamiento máximo del registro sísmico crítico de los ANLC para cada estructura y obtener el siguiente:



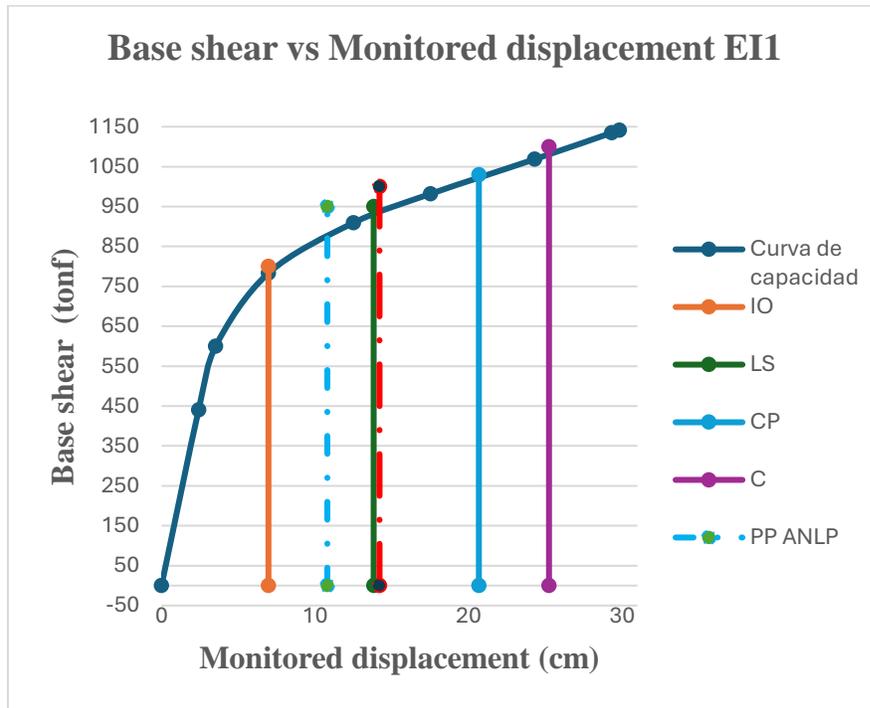


La ilustración anterior se muestran los niveles de daño a los que estarían sujetos los desplazamientos del punto de desempeño y el desplazamiento máximo del registro sísmico crítico para la ER1. El primer desplazamiento da como resultado 8.6cm y el segundo dio 9.5cm, por lo tanto, los desplazamientos dados por ambas metodologías de análisis no lineal dan en el nivel de daño Seguridad de Vida.

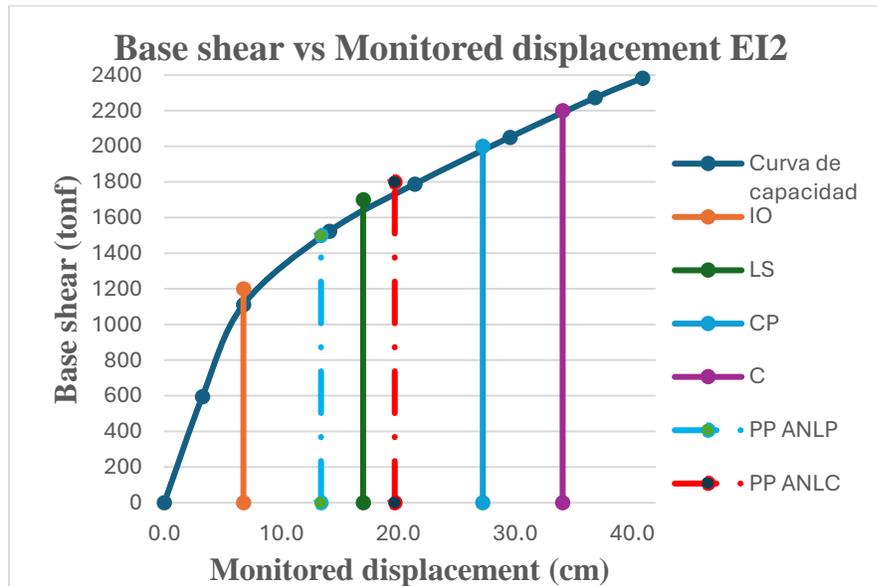
A continuación, se muestran los niveles de daño según el punto de desempeño y desplazamiento máximo de los ANL para la ER2, EI1 y EI2



En donde la línea punteada azul representa el ANLP (12.5cm) y la línea punteada roja representa el ANLC (16.9cm)



En donde la línea punteada azul representa el ANLP (10.8cm) y la línea punteada roja representa el ANLC (14.2cm)





En donde la línea punteada azul representa el ANLP (13.4cm) y la línea punteada roja representa el ANLC (19.7cm).

Según las anteriores ilustraciones se tiene que el nivel de daño de la ER1 y ER2 según el punto de desempeño dado por el ANLP y el desplazamiento máximo del ANLC están dentro de un rango de ocupación inmediata (IO). Para la EI1 y EI2 se tiene que el Punto de desempeño del ANLP está en un nivel de daño de ocupación inmediata, mientras que para el desplazamiento máximo del ANLC el nivel de daño es Seguridad de vida.

- La ER1 según la curva de capacidad tuvo una pérdida de rigidez del 92.92% entre el comportamiento elástico y plástico de la estructura. La ER2 según la curva de capacidad tuvo una pérdida de rigidez del 93.93% entre el comportamiento elástico y plástico de la estructura. La EI1 según la curva de capacidad tuvo una pérdida de rigidez del 92.20% entre el comportamiento elástico y plástico de la estructura. La EI2 según la curva de capacidad tuvo una pérdida de rigidez del 82.17% entre el comportamiento elástico y plástico de la estructura.
- El ANLC permite evaluar el desplazamiento máximo alcanzado en función del tiempo para cada registro sísmico. Este desplazamiento máximo es el valor crítico que define el nivel de desempeño real de la estructura bajo ese evento específico. En el Capítulo 9 se muestran los puntos de desempeño máximo para cada una de las estructuras, los cuales al hacer una comparación directa con los valores dados de la intersección entre la curva de capacidad y demanda el ANLP, nos presenta la siguiente información.

Punto de desempeño estructural según el ANLP		Desplazamiento máximo según el ANLC		Diferencia entre desplazamientos
Estructuras	Desplazamiento (m)	Estructuras	Desplazamiento (m)	
ER1	0.086	ER1	0.095	9%
ER2	0.125	ER2	0.169	26%
EI1	0.108	EI1	0.142	24%
EI2	0.134	EI2	0.197	32%



Según la tabla anterior se define que para los desplazamientos en el punto de desempeño del ANLP y el desplazamiento máximo del ANLC para la ER1 no hay mucha diferencia entre los desplazamientos, siendo solamente una diferencia del 9%. Para la ER2, EI1 y EI2 las variaciones en los puntos de desempeño es mucho mas grande, siendo esta desde un 24% a un 32% respecto a los dos análisis no lineales pushover y cronológico, lo cual se puede atribuir a las alturas de las estructuras, debido a que entre la ER1 y la ER2 hay 6.6m de diferencia y es desde esta última que se empieza a ver la variación de puntos de desempeño.

- Según el Capítulo 10, se determinó que los desplazamientos y derivas obtenidos mediante la metodología ANLC son menores que los valores calculados con el ANLP para las cuatro estructuras. Sin embargo, los valores de cortante basal resultan ser menores en el análisis ANLP. Esto se debe principalmente a la ausencia de efectos inerciales, que no capturan las fuerzas adicionales generadas por las aceleraciones sísmicas. En contraste, el ANLC sí considera estos efectos, ya que incluye los modos superiores de vibración, los cuales pueden aumentar significativamente los cortantes basales. Este efecto es especialmente relevante en estructuras irregulares o de mayor altura, donde las contribuciones de los modos superiores no son despreciables.
- Los resultados de las fuerzas cortantes obtenidos mediante el método ANLC y ANLP para las estructuras regulares muestran una diferencia aproximada del 10%. Sin embargo, para las estructuras irregulares, esta diferencia se incrementa, alcanzando valores cercanos al 40%. Esta diferencia en las fuerzas cortantes debido a los modos superiores de vibración puede tener un impacto en el diseño estructural.
- En el ANLC y ANLP desarrollado para evaluar el comportamiento sísmico de las estructuras escogidas, se identificó una limitación crítica al intentar comparar los estados finales de las rotulas plásticas entre ambos métodos. La transición entre los estados de LS y Colapso en las rotulas del ANLC imposibilitó una comparación directa de los niveles de daño acumulado. Debido a esto se realizó la metodología alternativa basada en la



comparación de las respuestas globales por piso, tales como los desplazamientos laterales, derivas y cortantes. Esta metodología permitió comparar la similitud entre los resultados de los dos métodos de análisis no lineal.

- Los tiempos de ejecución para el ANLP fue variable entre 8:09 minutos a 42:46 minutos. Los tiempos para las estructuras irregulares en promedio fue mucho menor, esto debido a que el programa tiene cierta cantidad de iteraciones nulas en los cálculos del método, en donde al llegar a su límite se finaliza el análisis, es debido a esto que las estructuras irregulares tienen menor cantidad de pasos para el cálculo de las rotulas plásticas que las otras estructuras, con 8 pasos para la EI1 y 7 para la EI2. El peso promedio de cada uno de estos análisis fue de 172Mb de almacenamiento.
- Los tiempos de ejecución para los análisis no lineales cronológicos (ANLC) variaron entre 14 minutos con 46 segundos y 2 horas con 36 minutos y 27 segundos. Estos tiempos fueron mayores en comparación con los análisis no lineales con cargas pushover (ANLP), debido a que los ANLC consideran un mayor número de modos de vibración de la estructura, registros sísmicos más complejos y extensos, en contraste con las cargas incrementales simplificadas de la curva fuerza-deformación (FHE) utilizada en los ANLP.
- El espacio de almacenamiento requerido para los ANLC osciló entre 109 GB y 982 GB, dependiendo de las características de cada análisis.

12. Conclusiones

- Las estructuras ER1 y ER2 logran mostrar un punto donde la estructura colapsa con las cargas aplicadas por FHE, mientras que para las estructuras EI1 y EI2 hay incertidumbre sobre la capacidad de seguir soportando cargas o si la inestabilidad observada es consecuencia de las limitaciones del método empleado.
- En términos de rigidez, todas las estructuras sufren una pérdida, especialmente en las ER2 y EI2, con pérdidas que varían entre 82% y 93% entre el comportamiento elástico y plástico.



- El análisis no lineal cronológico (ANLC) muestra valores de cortante basal más altos que el método estático no lineal (ANLP), lo que se debe a la consideración de los efectos inerciales y modos superiores de vibración en el ANLC, especialmente en estructuras irregulares y de mayor altura. Aunque parezca contradictorio con derivas más bajas, los modos superiores pueden redistribuir la deformación a lo largo de la altura de la estructura, reduciendo las derivas máximas en comparación con el ANLP.
- La diferencia en las fuerzas cortantes obtenidas por ANLC y ANLP es más significativa en estructuras irregulares, alcanzando hasta un 40%, lo cual tiene un impacto directo en el diseño. Al realizar el ANLP en estructuras irregulares de alturas superiores a 18.4m según este caso de estudio podría ocurrir un error al subdimensionar los elementos en estas debido a la diferencia de fuerza cortante en la base entre las dos metodologías.
- Los tiempos de ejecución del ANLP, en su valor máximo, fueron hasta 3.7 veces inferiores a los tiempos registrados en los análisis ANLC. Asimismo, el tamaño de almacenamiento de los resultados del ANLC superó en más de 633 veces el peso de los archivos generados por los ANLP.
- Este espacio requerido por los análisis no lineales depende directamente de la configuración realizada en el programa, como la cantidad de registros de salida solicitados, el nivel de detalle en los resultados y los parámetros específicos definidos para el análisis. Configuraciones más detalladas incrementan de una manera importante tanto los tiempos de cálculo como el peso de los resultados almacenados.
- Para las estructuras regulares analizadas por el ANLP, los resultados son bastante aproximados, tanto en el porcentaje de errores menores al 11% en la pérdida de rigidez de la curva pushover. Sin embargo, solamente la ER1 tiene una baja diferencia en el desplazamiento de los puntos de desempeño entre las dos metodologías ANLP y ANLC, la cual fue del 9%.
- Según este caso de estudio, la diferencia entre las fuerzas cortantes en la base de las estructuras irregulares se tiene que el ANLP subestima las fuerzas reales de la estructura.



Debido a esto, se sugiere utilizar el ANLC cuando se analicen estructuras con algún tipo de irregularidad, ya que proporciona una estimación más precisa de las demandas sísmicas. Para estructuras regulares de hasta seis niveles, los resultados indican que el uso del ANLP o del ANLC es indiferente, debido a la similitud de las respuestas obtenidas con ambas metodologías. Sin embargo, para estructuras altas es recomendable evaluar la precisión del análisis ANLP.



13. Referencias Bibliográficas

- Abd-Elhamed, A., Mahmoud, S., & Alotaibi, K. S. (2023). Nonlinear analysis of reinforced concrete buildings with different heights and floor systems. *Scientific Reports*, 13(1). <https://doi.org/10.1038/s41598-023-41656-7>
- ASCE 7-22, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (2022).
- Department of Homeland Security. (2005a). FEMA 440: Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. In *Federal Emergency Management Agency* (Issue June).
- Department of Homeland Security. (2005b). FEMA 440: Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. In *Federal Emergency Management Agency* (Issue June).
- Inel, M., Cayci, B. T., & Meral, E. (2018). Nonlinear Static and Dynamic Analyses of RC Buildings. *International Journal of Civil Engineering*, 16(9). <https://doi.org/10.1007/s40999-018-0285-0>
- NSR-10, Título A Nsr-10 (2010).
- Prince, M. B., Mollah, M. N. I., Chowdhury, M. R. A., & Sen, D. (2023). Comparison of lateral behavior of an existing RC building under nonlinear static and incremental dynamic loads. *Asian Journal of Civil Engineering*, 24(7). <https://doi.org/10.1007/s42107-023-00632-2>
- Suwondo, R., & Arief, M. B. U. (2023). Evaluating the Seismic Performance of Low-Rise Concrete Buildings Using Nonlinear Static Analysis. *Civil Engineering and Architecture*, 11(4). <https://doi.org/10.13189/cea.2023.110422>
- Yepez, J. (1996). Desempeño sísmico de edificaciones esenciales. *Edificaciones Esenciales*, 65.
- Mahesh, U., & Pandit, P. (2020). A review on pushover analysis for irregular structures. *ResearchGate*. https://www.researchgate.net/publication/345039819_A_Review_on_Pushover_Analysis_for_Irregular_Structures