



UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

Departamento de Obras Civiles

Efecto de la direccionalidad del sismo en edificios típicos de hormigón armado en Viña del Mar

Memoria de Título presentada por

Abel Alejandro Quiñones Yáñez

como requisito parcial para optar al título de la carrera de

Ingeniería Civil

Profesor Guía
Gilberto Leiva Henríquez

Agosto de 2025



CONSTANCIA DE VALIDACIÓN Y CONFIDENCIALIDAD DE MONOGRAFÍA A REPOSITORIO ACADÉMICO

1.- IDENTIFICACIÓN DEL TRABAJO ACADÉMICO

Tipo de monografía (marcar una opción): Memoria o trabajo de título; Tesis de Postgrado;

Título del trabajo: Efecto de la direccionalidad del sismo en edificios típicos de hormigón armado en Viña del Mar

Nombre del candidato(a): Abel Alejandro Quiñones Yáñez

Carrera / Grado: Ingeniería Civil

Campus: Casa Central Valparaíso ; **Departamento:** Obras Civiles

2.- VALIDACIÓN DEL PROFESOR GUÍA/DIRECTOR DE TESIS

Yo, Gilberto Hernán Leiva Henríquez, en mi calidad de profesor(a) guía/director(a) del trabajo académico mencionado anteriormente **DEJO CONSTANCIA** que:

- He revisado esta versión del documento y corresponde a la versión final aprobada del trabajo.
- El trabajo cumple con los requisitos académicos y de formato establecidos por la institución

3.- EVALUACIÓN DE CONFIDENCIALIDAD POR PROPIEDAD INDUSTRIAL

El trabajo **NO contiene información que amerite confidencialidad** y puede ser publicado de inmediato en repositorio con acceso abierto.

El trabajo **CONTIENE** información con potenciales implicancias de propiedad industrial o intelectual y requiere un periodo de confidencialidad (embargo) por:

6 meses; 12 meses; 2 años; 3 años; 5 años; 10 años

Fundamentación de la necesidad de confidencialidad (obligatorio si se solicita embargo):

4.- FIRMAS

Profesor(a) guía o director(a) de memoria o tesis:

Fecha: 19-08-2025

; Firma:

Estudiante o Candidato(a):

Fecha: 19-08-2025

; Firma:

Este formulario debe ser insertado como página 2 de la memoria o tesis, completado y firmado por estudiante y profesor(a) antes de la entrega en portal PRISMA de Biblioteca USM.



UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

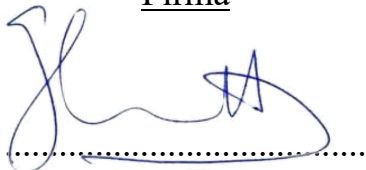
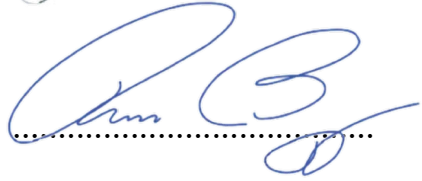
TITULO DE LA TESIS:

**EFFECTO DE LA DIRECCIONALIDAD DEL SISMO EN EDIFICIOS
TÍPICOS DE HORMIGÓN ARMADO EN VIÑA DEL MAR**

AUTOR:

ABEL ALEJANDRO QUIÑONES YÁÑEZ

TRABAJO DE MEMORIA, presentado como requisito parcial para optar al título de la carrera de INGENIERIA CIVIL de la Universidad Técnica Federico Santa María.

| | <u>Nombre</u> | <u>Firma</u> |
|------------------|--------------------------|--|
| Profesor Guía | Gilberto Leiva Henríquez |  |
| Miembro Comisión | Ramiro Bazáez Gallardo |  |

Valparaíso, Chile, Agosto de 2025

EFFECTO DE LA DIRECCIONALIDAD DEL SISMO EN EDIFICIOS TÍPICOS DE HORMIGÓN ARMADO EN VIÑA DEL MAR

Abel Alejandro Quiñones Yáñez¹, Gilberto Leiva Henríquez¹.

¹ Universidad Técnica Federico Santa María.

Resumen

La interacción entre la placa sudamericana y la de Nazca ha hecho de Chile uno de los países con mayor actividad sísmica en el mundo, dando lugar a algunos de los sismos más potentes registrados en la historia, como el terremoto de Valdivia en 1960 (9,5 Mw), el más potente registrado a nivel global. Ello hace de suma relevancia estudiar y comprender la respuesta sísmica de los edificios desde el punto de vista de la ingeniería estructural, especialmente en las zonas sísmicamente más activas de Chile. Lo que permite garantizar la seguridad pública asegurando que las edificaciones puedan responder adecuadamente a eventos sísmicos, reduciendo pérdidas materiales y asegurando la operatividad de infraestructura crítica como hospitales y escuelas durante emergencias.

De acuerdo con estos antecedentes, el presente trabajo de memoria tuvo como objetivo general “Estudiar los efectos de la direccionalidad del sismo del Maule 2010 en la respuesta de una estructura tipo espina de pescado ubicada en el plan de Viña del Mar, mediante un análisis no lineal tiempo-historia”. Para ello se realizó un análisis no lineal tiempo-historia para evaluar los efectos de la direccionalidad del sismo de Maule 2010 en un edificio ficticio, de hormigón armado, de 17 pisos, ubicado en Viña del Mar. La estructura corresponde a una tipología tipo “espina de pescado”, representativa de edificaciones de la región según Pereira (2017), con sistema resistente basado en muros de hormigón armado de distintas longitudes. El registro sísmico utilizado corresponde al acelerógrafo “Viña Centro” del 27 de febrero de 2010, con aceleraciones del suelo máximas de 0,33 g en dirección E-W y 0,22 g en dirección N-S. El análisis se realizó en 15 direcciones diferentes, con rotaciones de ambas componentes horizontales ortogonales del registro, separadas cada 15° entre 0° y 180°. Como parámetros de respuesta se consideraron desplazamientos de techo (absolutos y del centro de masa) y cortes basales. Además, se compararon los resultados con un modelo lineal-elástico equivalente, con el fin de evaluar diferencias en los ángulos de incidencia críticos y la sensibilidad angular de la respuesta.

Los resultados obtenidos muestran que los desplazamientos en el eje débil tienden a ser mayores que en el eje fuerte. Se observa que cada parámetro de respuesta presenta un ángulo de incidencia crítico distinto, y que estos no necesariamente coinciden con los ejes principales de la edificación. Finalmente, se estableció que la orientación original de la estructura, en este caso, presenta una mejor respuesta frente al sismo comparada con su rotación en 90°, lo que refuerza la importancia de considerar la dirección del movimiento sísmico durante el diseño estructural.

El estudio concluye que la orientación original de la estructura presenta una mejor respuesta frente a los sismos en comparación con una rotación de 90°, lo que destaca la importancia de considerar la dirección del movimiento sísmico en el diseño estructural y por lo tanto, el suponer que el registro sísmico actúa en direcciones ortogonales subestima la respuesta real, tanto en términos de desplazamiento como de corte basal.

Palabras clave: Análisis no lineal tiempo historia, estructuras de hormigón armado, direccionalidad de sismo, sismo “el Maule” de 2010, ángulo de incidencia, parámetros de respuesta.

Índice

| | | |
|-------|---|----|
| 1 | Introducción..... | 5 |
| 1.1 | Objetivos..... | 6 |
| 1.2 | Alcances..... | 6 |
| 2 | Direccionalidad del movimiento sísmico..... | 7 |
| 2.1 | Efectos de la direccionalidad del movimiento del suelo..... | 7 |
| 2.2 | Evaluación de los efectos de direccionalidad..... | 8 |
| 3 | Caso de Estudio..... | 11 |
| 3.1 | Geometría del Edificio..... | 11 |
| 3.2 | Materiales..... | 14 |
| 3.3 | Solicitaciones de Diseño..... | 14 |
| 3.4 | Diseño de Elementos Estructurales..... | 17 |
| 3.4.1 | Muros ME..... | 18 |
| 3.4.2 | Muros MI..... | 20 |
| 3.4.3 | Muros MC..... | 21 |
| 3.4.4 | Muros MP..... | 22 |
| 4 | Metodología del Estudio..... | 24 |
| 4.1 | Metodología de análisis..... | 24 |
| 4.2 | Modelación no lineal..... | 26 |
| 4.2.1 | Materiales..... | 26 |
| 4.2.2 | Elementos..... | 27 |
| 4.3 | Registro sísmico..... | 30 |
| 4.4 | Análisis de la direccionalidad..... | 33 |
| 4.5 | Parámetros globales de la respuesta..... | 34 |
| 5 | Resultados del análisis..... | 34 |
| 5.1 | Análisis lineal-elástico..... | 34 |
| 5.1.1 | Desplazamientos de Techo..... | 35 |
| 5.1.2 | Corte basal..... | 36 |
| 5.2 | Análisis no lineal..... | 38 |
| 5.2.1 | Desplazamientos de Techo..... | 38 |
| 5.2.2 | Corte basal..... | 41 |
| 5.2.3 | Solicitaciones máximas..... | 43 |
| 6 | Análisis de Resultados..... | 52 |
| 6.1 | Análisis Lineal-Elástico..... | 52 |
| 6.1.1 | Desplazamientos de Techo..... | 52 |
| 6.1.2 | Corte Basal..... | 53 |
| 6.2 | Análisis No Lineal..... | 54 |
| 6.2.1 | Rango de no-linealidad..... | 54 |

| | | |
|-------|---|----|
| 6.2.2 | Desplazamientos de Techo | 54 |
| 6.2.3 | Corte Basal | 55 |
| 6.2.4 | Solicitaciones Internas en Muros..... | 56 |
| 6.3 | Comparación entre análisis lineal y no lineal | 56 |
| 7 | Conclusiones y recomendaciones..... | 60 |
| 7.1 | Conclusiones..... | 60 |
| 7.2 | Recomendaciones | 61 |
| 8 | Bibliografía..... | 63 |

Índice de figuras

| | | |
|-------------|--|----|
| Figura 1.1 | Procesos de subducción entre las placas de Nazca y Sudamericana..... | 5 |
| Figura 3.1 | Histograma de Distribución de las Áreas de Piso..... | 12 |
| Figura 3.2 | Vista en Planta Modelo..... | 13 |
| Figura 3.3 | Vista Isométrica del Modelo..... | 14 |
| Figura 3.4 | Espectro Elástico de Diseño..... | 15 |
| Figura 3.5 | Distribución de Corte de Diseño..... | 17 |
| Figura 3.6 | Distribución Deriva de Piso Máxima de Diseño..... | 17 |
| Figura 3.7 | Definición de elementos Pier..... | 18 |
| Figura 3.8 | Sección Transversal Muros ME..... | 19 |
| Figura 3.9 | Diagrama de Interacción Muros ME..... | 19 |
| Figura 3.10 | Gráficos Momento-Curvatura Muros ME..... | 19 |
| Figura 3.11 | Distribución del Refuerzo Longitudinal Muros MI..... | 20 |
| Figura 3.12 | Diagrama de Interacción Muros MI..... | 20 |
| Figura 3.13 | Gráfico Momento-Curvatura Muros MI..... | 21 |
| Figura 3.14 | Distribución del Refuerzo Longitudinal Muros MC..... | 21 |
| Figura 3.15 | Diagrama de Interacción Muros MC..... | 22 |
| Figura 3.16 | Gráfico Momento-Curvatura Muros MC..... | 22 |
| Figura 3.17 | Distribución del Refuerzo Longitudinal Muros MP..... | 23 |
| Figura 3.18 | Diagrama de Interacción Muros MP..... | 23 |
| Figura 3.19 | Diagrama Momento-Curvatura Muros MP..... | 24 |
| Figura 4.1 | Esquema de variación de ángulo de incidencia..... | 25 |
| Figura 4.2 | Modelo No Lineal de Kent & Park (1971) Hormigón..... | 26 |
| Figura 4.3 | Curva Esfuerzo-Deformación Acero de Refuerzo..... | 27 |
| Figura 4.4 | Comportamiento Histerético, Takeda (1970)..... | 27 |
| Figura 4.5 | Esquema definición de fibras..... | 28 |
| Figura 4.6 | Ubicación rótulas plásticas en el modelo..... | 29 |
| Figura 4.7 | Representación de Fibras en ETABS, Muro MC..... | 29 |
| Figura 4.8 | Registro Sísmico Maule 2010, Componente E-O..... | 31 |
| Figura 4.9 | Registro Sísmico Maule 2010, Componente N-S..... | 31 |
| Figura 4.10 | Espectros de Respuesta E-O..... | 32 |
| Figura 4.11 | Espectros de Respuesta N-S..... | 32 |
| Figura 4.12 | Ejemplo de definición de casos de carga y ángulos de incidencia..... | 33 |
| Figura 4.13 | Esquema de aplicación y rotación de registros sísmicos..... | 34 |
| Figura 5.1 | Desplazamiento del CM de techo en el tiempo – Caso Lineal (30°)..... | 35 |
| Figura 5.2 | Desplazamiento del CM de techo en el tiempo – Caso Lineal (75°)..... | 36 |
| Figura 5.3 | Deriva total [%] – Caso Lineal Elástico..... | 36 |
| Figura 5.4 | Corte basal máximo como porcentaje del peso sísmico por dirección – Caso Lineal..... | 37 |
| Figura 5.5 | Corte Basal en el tiempo– Caso Lineal Elástico (30°)..... | 38 |
| Figura 5.6 | Corte Basal en el tiempo – Caso Lineal Elástico (60°)..... | 38 |
| Figura 5.7 | Desplazamiento del CM de techo en el tiempo – Caso No Lineal (15°)..... | 39 |

| | |
|---|----|
| Figura 5.8 Desplazamiento del CM de techo en el tiempo – Caso No Lineal (75°)..... | 40 |
| Figura 5.9 Deriva total [%] – Caso No Lineal..... | 40 |
| Figura 5.10 Corte basal máximo como porcentaje del peso sísmico por dirección – Caso No Lineal. | 42 |
| Figura 5.11 Corte Basal % vs Deriva Total % – Caso No Lineal (15°). | 42 |
| Figura 5.12 Corte Basal % vs Deriva Total % – Caso No Lineal (75°). | 43 |
| Figura 5.13 Esquema de comportamiento de muros en primer piso (15°). | 44 |
| Figura 5.14 Esquema de comportamiento de muros en segundo piso (15°)..... | 44 |
| Figura 5.15 Esquema de comportamiento de muros en primer piso (75°). | 45 |
| Figura 5.16 Esquema de comportamiento de muros en segundo piso (75°)..... | 45 |
| Figura 5.17 Curva Momento-Rotación Muro “MP” – Piso 1..... | 46 |
| Figura 5.18 Gráfico rotación vs deriva total en el muro MP (15°)..... | 47 |
| Figura 5.19 Deformación del concreto (ϵ_c) en el tiempo Muro “MP” – Piso 1 – Fibra 1 -15°..... | 48 |
| Figura 5.20 Deformación del refuerzo (ϵ_s) en el tiempo Muro “MP” – Piso 1 – Fibra 34 -15° | 48 |
| Figura 5.21 Curva de carga de la fibra de hormigón muro “MP” – Piso 1. | 49 |
| Figura 5.22 Curva de carga de la fibra de acero muro “MP” – Piso 1. | 49 |
| Figura 5.23 Historial de Carga muro MC para $\theta=60^\circ$ | 50 |
| Figura 5.24 Historial de Carga muro MP para $\theta=30^\circ$ | 51 |
| Figura 5.25 Historial de Carga muro ME para $\theta=60^\circ$ | 51 |
| Figura 5.26 Historial de Carga muro MI para $\theta=60^\circ$ | 52 |
| Figura 6.1 Comparación de desplazamientos de techo máximos en dirección X. | 58 |
| Figura 6.2 Comparación de desplazamientos de techo máximos en dirección Y. | 58 |
| Figura 6.3 Comparación de cortes basales máximos en dirección X. | 59 |
| Figura 6.4 Comparación de cortes basales máximos en dirección Y. | 60 |

Índice de tablas

| | |
|--|----|
| Tabla 3.1 Estadísticas de longitud de la losa por nivel de desempeño. | 11 |
| Tabla 3.2 Áreas y cuantías de muros por nivel de desempeño. | 12 |
| Tabla 3.3 Parámetros Geométricos de Diseño. | 13 |
| Tabla 3.4 Parámetros de Diseño Sísmico NCh433 of 96 | 15 |
| Tabla 3.5 Resultado Análisis de Casos de Carga | 16 |
| Tabla 3.6 Periodos y Factores de Participación Modal | 16 |
| Tabla 3.7 Cortes de Diseño por Dirección | 16 |
| Tabla 3.8 Características Geométricas de Muros ME..... | 18 |
| Tabla 3.9 Características Geométricas de Muros MI | 20 |
| Tabla 3.10 Características Geométricas de Muros MC..... | 21 |
| Tabla 3.11 Características Geométricas de Muros MP | 23 |
| Tabla 4.1 Definición de Fibras por Muro..... | 30 |
| Tabla 5.1 Desplazamiento del CM de Techo – Caso Lineal Elástico. | 35 |
| Tabla 5.2 Corte basal – Caso Lineal Elástico..... | 37 |
| Tabla 5.3 Desplazamiento del CM de Techo – Caso No Lineal | 39 |
| Tabla 5.4 Corte basal máximo – Caso No Lineal..... | 41 |
| Tabla 5.5 Resumen de Envolventes de Solicitaciones por Muro | 50 |
| Tabla 6.1 Comparación de desplazamientos de techo máximos – Caso Lineal. | 53 |
| Tabla 6.2 Comparación corte basal máximo – Caso Lineal. | 54 |
| Tabla 6.3 Comparación de desplazamientos de techo máximos – Caso No Lineal. | 55 |
| Tabla 6.4 Comparación corte basal máximo – Caso No Lineal. | 56 |
| Tabla 6.5 Comparación de variación de solicitaciones entre casos de análisis. | 57 |
| Tabla 6.6 Comparación de solicitaciones máximas entre casos de análisis. | 57 |

1 Introducción

Chile es uno de los países con mayor actividad sísmica en el mundo debido a su ubicación en el cinturón de fuego del Pacífico, una zona de intensa interacción tectónica. Su territorio se encuentra sobre la placa Sudamericana, que converge con la placa de Nazca en un proceso de subducción, generando una acumulación constante de energía que se libera en forma de terremotos (ver **Figura 1.1**). Esta interacción ha dado lugar a algunos de los sismos más potentes registrados en la historia, como el terremoto de Valdivia en 1960, que alcanzó una magnitud de 9,5 Mw, el más fuerte documentado a nivel global. La sismicidad es monitoreada continuamente por diversos organismos, en Chile por el Centro Sismológico Nacional de la Universidad de Chile, que busca prevenir riesgos a través de alertas tempranas y estudios de las dinámicas tectónicas de la región (Moore, 1992; Kammer, y otros, 2024).

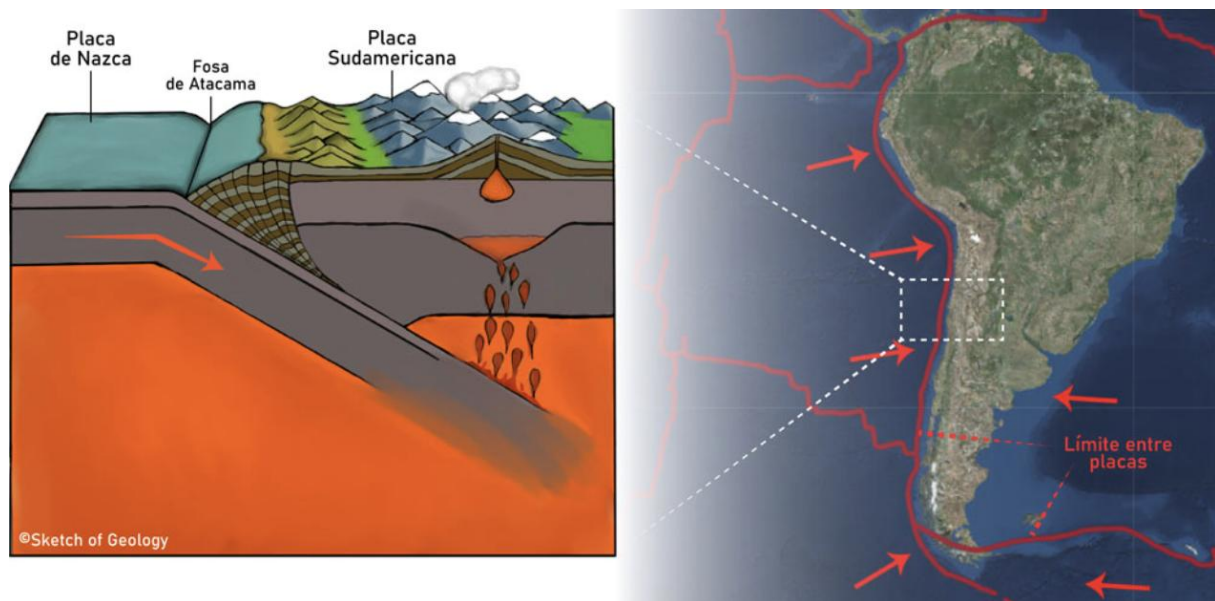


Figura 1.1 Procesos de subducción entre las placas de Nazca y Sudamericana.

Fuente: Imagen obtenida desde [Ladera Sur, 2024](#).

De acuerdo con lo anterior, resulta de particular relevancia estudiar y comprender la respuesta sísmica de los edificios desde el punto de vista de la ingeniería estructural, especialmente en las zonas sísmicamente más activas de Chile. Esta comprensión es fundamental para garantizar la seguridad pública, ya que permite diseñar estructuras capaces de resistir los efectos de movimientos sísmicos extremos, minimizando el riesgo de colapso y protegiendo vidas humanas. En un país como Chile, donde la frecuencia de terremotos es alta, la aplicación de análisis avanzados, como los no lineales tiempo-historia, no sólo contribuye a evaluar con precisión el desempeño estructural, sino que también respalda la implementación de normativas sismorresistentes más estrictas. Esto asegura que tanto edificaciones nuevas como existentes puedan responder adecuadamente a eventos sísmicos, reduciendo pérdidas materiales y garantizando la operatividad de infraestructura crítica como hospitales y escuelas durante emergencias. Tradicionalmente, esta respuesta se evalúa considerando las componentes sísmicas aplicadas en los ejes estructurales del edificio. Sin embargo, investigaciones recientes han mostrado que la direccionalidad del sismo puede tener un impacto significativo, ya que las demandas estructurales podrían estar siendo subestimadas. Pinzón *et al.* (2018), por ejemplo, compararon edificios dañados en México que, siendo idénticos en diseño, pero con orientaciones distintas, presentaron mayores daños en una orientación particular. Pereira (2017) encontró una correlación entre la orientación geográfica y el nivel de daño en edificios de Viña del Mar tras el sismo del Maule en 2010.

Si bien diversos autores han investigado el efecto de la direccionalidad sísmica, la mayoría lo han hecho desde una perspectiva lineal elástica, lo que permite estimar tendencias de comportamiento estructural a costa de subestimar las solicitaciones. Investigaciones como las de Archila (2017) y Magliulo (2014)

han abordado el comportamiento no lineal del material considerando la direccionalidad, pero aún no se ha logrado establecer una forma de predecir de manera precisa un ángulo crítico de incidencia, ya que este depende en gran medida de las características estructurales, el contenido de frecuencias del sismo y el parámetro de respuesta considerado. Arancibia (2024) analizó, desde una perspectiva lineal elástica, el efecto de la direccionalidad en uno de los edificios estudiados por Pereira, concluyendo en la necesidad de realizar estudios no lineales para las estructuras típicas de Viña del Mar, con el fin de generar una base teórica más robusta que facilite la selección de emplazamientos adecuados, ya que esta metodología se considera como “exacta”. Así mismo, de acuerdo con Archila (2013) el ángulo crítico de incidencia para la respuesta lineal y no lineal no siempre coincide.

En este contexto, el presente estudio evalúa el efecto de la direccionalidad sísmica sobre la respuesta no lineal de los materiales en un edificio típico de muros de hormigón armado con una distribución tipo “Espina de Pescado”, utilizando los registros del sismo del Maule de 2010. Este análisis tiene como objetivo proporcionar una comprensión más profunda de cómo la orientación sísmica puede influir en la respuesta estructural, comentando sobre consideraciones importantes a la hora de analizar o diseñar edificios del tipo anteriormente descrito.

1.1 Objetivos

Objetivo general: Estudiar los efectos de la direccionalidad del sismo del Maule 2010 en la respuesta de una estructura tipo espina de pescado ubicada en el plan de Viña del Mar, mediante un análisis no lineal tiempo-historia.

Objetivos específicos:

- [1]. Definir una estructura tipo “espina de pescado” representativa de los edificios dañados en Viña del Mar, que sea adecuada para ser modelada bajo un análisis no lineal, asegurando que refleje las características estructurales típicas de la región.
- [2]. Evaluar el impacto de la direccionalidad sísmica en parámetros estructurales clave, tales como desplazamientos, fuerzas internas y deformaciones, a través del análisis de la respuesta obtenida del modelo.
- [3]. Comparar la respuesta estructural obtenida mediante un análisis no lineal con aquella obtenida a través de un análisis lineal-elástico, identificando similitudes y diferencias en los ángulos críticos de incidencia y en los parámetros de respuesta estructural más relevantes.
- [4]. Identificar las orientaciones sísmicas que generan las mayores sollicitaciones en la estructura, cuantificando los grados de incidencia críticos para la respuesta del edificio.
- [5]. Aportar información relevante para futuros análisis que pretendan mejorar el entendimiento y diseño de estructuras frente a la direccionalidad sísmica

1.2 Alcances

En el presente trabajo se analizan los efectos de la direccionalidad del sismo desde una perspectiva no lineal, considerando las siguientes limitaciones:

a) **Alcance geográfico y registro sísmico:**

- El estudio se centra en la información de edificaciones proporcionada por Pereira (2017), limitada a estructuras localizadas en la comuna de Viña del Mar, Chile.
- Se utiliza exclusivamente el registro sísmico asociado al terremoto del Maule 2010, medido en dicha comuna, como base para los análisis.

b) **Modelación estructural y enfoque no lineal:**

- Los análisis se realizan en el *software* ETABS v22.

- Las simulaciones consideran únicamente el comportamiento no lineal del material, excluyendo otros tipos de no linealidades, como los efectos de segundo orden.
- Se asume que la sección crítica del edificio está localizada en la base, y que la respuesta estructural está dominada por flexión, descartando mecanismos de falla por corte.

c) **Componentes sísmicas:**

- Se evalúa el efecto combinado de ambas componentes ortogonales del movimiento sísmico (horizontal en dos direcciones), considerando su acción simultánea y perpendicular.

d) **Criterios de diseño y normativas consideradas**

- El edificio está diseñado de acuerdo con los criterios de la normativa NCh 433.of 96 Mod 2012 de diseño sísmico de edificios, en conjunto a los requisitos para muros estructurales de hormigón armado NCh 430. of2008

2 Direccionalidad del movimiento sísmico

2.1 Efectos de la direccionalidad del movimiento del suelo

La direccionalidad del movimiento del suelo tiene un impacto crucial en la respuesta sísmica de las edificaciones, debido a las propiedades dinámicas de las estructuras, como su rigidez y distribución de masas. La orientación geográfica de un edificio influye directamente en su desempeño, especialmente en aquellas estructuras conocidas como "azimut-dependientes" (Stewart & et. al., 2011). Este comportamiento ha desarrollado un interés en la investigación de este fenómeno, al evidenciar la necesidad de incluir los efectos de la direccionalidad en los modelos estructurales y en los criterios de diseño sísmico.

La influencia de la direccionalidad está dada por diversos factores, como la relación de rigidez entre los ejes estructurales y la intensidad de las demandas sísmicas (Magliulo, Maddaloni, & Petrone, 2014). Además, la incertidumbre asociada a la orientación exacta de los movimientos sísmicos ha dificultado su incorporación en los códigos de diseño vigentes (Di Sarno, Amiri, & Garakaninezhad, 2020; Goda, 2012). Lo anterior, plantea importantes desafíos, dado que las simplificaciones utilizadas actualmente en los análisis sísmicos tienden a ignorar el impacto de la variación direccional del movimiento del suelo.

Tradicionalmente, los movimientos sísmicos se registran en dos componentes horizontales ortogonales y una vertical. Sin embargo, las normativas de diseño sísmico tienden a considerar que las componentes horizontales tienen intensidades equivalentes, representándolas mediante espectros de diseño. Este enfoque, aunque es útil, puede resultar insuficiente para capturar el comportamiento del movimiento real del suelo, lo que conduce a subestimaciones o sobreestimaciones de las demandas estructurales (Fernandez-Davila, Cominetti, & Cruz, 2000; Marinilli & Lopez, 2010). Arroyo *et al.* (2024) han destacado las limitaciones de este método al introducir el parámetro "MaxRotEDPpp", que permite evaluar demandas críticas en distintas orientaciones, demostrando que los enfoques ortogonales convencionales no son capaces de reflejar adecuadamente la interacción bidireccional del movimiento del suelo.

El diseño sísmico frecuentemente recurre a la orientación del movimiento máximo del suelo, definida como la máxima respuesta elástica de un oscilador simple sujeto a ambas componentes del movimiento horizontal. Aunque este método es comúnmente utilizado, presenta limitaciones importantes. Por un lado, puede sobrestimar las demandas estructurales (Stewart & et. al., 2011), y por otro, no logra capturar los efectos críticos de la direccionalidad, como han demostrado Rigato y Medina (2007) y Bugueño *et al.* (2022). Ante estas deficiencias, los análisis no lineales tiempo-historia, una técnica avanzada utilizada para evaluar el comportamiento de una estructura bajo cargas dinámicas complejas como terremotos, considerando los efectos no lineales en los materiales y las conexiones estructurales, se han posicionado como la herramienta más confiable para evaluar los efectos de la direccionalidad sísmica,

al permitir el análisis detallado de las respuestas estructurales bajo diferentes ángulos de incidencia del movimiento sísmico (Archila, Ventura, & Finn, 2017).

Los estudios basados en este enfoque han encontrado amplificaciones en la respuesta estructural que van desde el 60% hasta el 300%, dependiendo de la rigidez relativa de los ejes y las características del registro sísmico considerado (MacRae & Mattheis, 2000; Rigato & Medina, 2007; Archila, Ventura, & Finn, 2013). Asimismo, Bagueño *et al.* (2022) señalaron que las estructuras con características de rigidez homogéneas, donde la relación entre sus ejes tiende a uno, presentan efectos de direccionalidad más acotados. Por otra parte, investigaciones como la de Arancibia (2024), basada en un modelo lineal elástico, han estudiado el efecto de la direccionalidad en el daño observado tras eventos sísmicos reales, como el ocurrido en 2010 en Viña del Mar. En este caso, concluyó que la direccionalidad fue un factor determinante, destacando que un emplazamiento del eje fuerte en dirección Norte-Sur (N-S) podría haber mitigado los efectos del movimiento sísmico.

Kassem *et al.* (2024) destacaron que la direccionalidad del movimiento sísmico tiene papel fundamental en la respuesta estructural de edificios compuestos por marcos de hormigón armado. Sus resultados mostraron que, a medida que el ángulo de incidencia aumenta, las demandas estructurales y las probabilidades de daño severo o colapso se incrementan de manera significativa. Este comportamiento se atribuye a la redistribución de esfuerzos y patrones de deformación derivados de movimientos multidireccionales, lo que plantea la necesidad de integrar los efectos de la direccionalidad en los análisis de riesgo sísmico. Los resultados destacan que las prácticas actuales podrían subestimar las demandas en estructuras expuestas a incursionar en un rango no lineal, acentuando la relevancia de actualizar los enfoques normativos para incluir estos efectos.

En esta línea, esta variación angular de la demanda sísmica ha sido cuantificada con mayor profundidad recientemente por Poulos y Miranda (2025), quienes evidencian que la direccionalidad del movimiento puede generar diferencias considerables en los valores espectrales registrados en distintas orientaciones. Según sus resultados, para periodos largos, las aceleraciones espectrales en la dirección de máxima respuesta (RotD100) pueden superar en más de un 100 % a aquellas en la dirección perpendicular. Este fenómeno, ampliamente documentado a partir de registros reales y simulaciones probabilísticas, apoya la inclusión de medidas espectrales orientadas en los análisis estructurales, sobre todo en estructuras esbeltas o altas, donde las diferencias de demanda asociadas a la direccionalidad resultan más significativas.

2.2 Evaluación de los efectos de direccionalidad

A continuación, se presenta una síntesis de los resultados de diversos estudios disponibles en la literatura sobre la evaluación de los efectos de la direccionalidad del sismo.

Fernández-Dávila (2000) analizó la respuesta lineal de un edificio simple de hormigón armado, de cinco pisos de altura, sometidos al registro de Llo-Lleo del sismo de Chile de 2010, con las dos componentes N10E y S80E, con máximos de aceleración de 0,668[g] y 0,424[g], respectivamente. En un primer análisis, ambas componentes son aplicadas simultáneamente variando el ángulo de incidencia cada 15°, resultados que fueron considerados como la respuesta exacta. En un segundo análisis, la componente mayor fue aplicada separadamente en las dos direcciones ortogonales del edificio. Se compararon los resultados obtenidos para ambas componentes simultáneas, con aquellos obtenidos de aplicar la componente mayor independientemente en cada dirección del edificio, con los de la combinación de la componente total en una dirección más un 30% de la componente normal, con los de la combinación SRSS de ambas componentes y con la respuesta que resulta de amplificar un 20% la respuesta máxima obtenida de la componente máxima aplicada independientemente en ambas direcciones, siendo esta última la propuesta por parte de los autores para aproximar de manera empírica la solución exacta.

Los resultados fueron evaluados en términos de las fuerzas internas en una columna de esquina del edificio. La dirección crítica obtenida para el movimiento sísmico bidireccional no necesariamente coincide con una de las direcciones principales del edificio. Las reglas de combinación subestiman la respuesta sísmica.

Rigato & Medina (2007) investigaron la influencia del ángulo de incidencia del movimiento sísmico bidireccional sobre la respuesta no lineal de estructuras de hormigón armado de uno y tres pisos de altura. Para cada par de registros, las componentes fueron clasificadas como mayor y menor según el valor del máximo de la aceleración del suelo (PGA). Para cada par de componentes, se obtuvo la respuesta no lineal de la estructura para ángulos de incidencia entre 0° y 180° con incrementos de 5° . Los autores concluyen que, independiente del grado de irregularidad torsional del edificio, el valor de la respuesta máxima puede ocurrir a un ángulo de incidencia que no coincide con una de las direcciones principales del edificio. El ángulo crítico varía con el periodo fundamental del edificio, el tipo de modelo y el nivel de la respuesta no lineal. Esto hace muy difícil predecir a priori el valor de este ángulo.

Por otra parte, Marinilli & Lopez (2010) compararon los resultados para la respuesta y el ángulo críticos obtenidos de un análisis de respuesta espectral y de un análisis lineal tiempo-historia. Para esto analizaron estructuras de hormigón armado de un piso de altura, considerando dos casos independientes. En el primero se aplica una única componente sísmica horizontal (la mayor) y en el segundo se somete la estructura a dos componentes horizontales, ortogonales y simultáneas de movimiento del suelo. En el análisis lineal tiempo historia cada par de aceleraciones horizontales fue aplicado con una variación de 5° en los ángulos de incidencia entre 0° a 180° con respecto a las direcciones principales el edificio. En el análisis espectral se obtienen los ángulos de incidencia críticos y las respuestas críticas a partir de ecuaciones. La respuesta fue evaluada en términos de la fuerza axial en una columna de esquina. Los autores concluyen que los resultados obtenidos con el análisis de respuesta espectral son adecuados para efectos de diseño, ya sea para el ángulo de incidencia crítico como para la respuesta crítica.

Lagaros (2010) estudió la implementación de análisis dinámico incremental en estructuras tridimensionales sometidas a una excitación sísmica de dos componentes. Con objeto de examinar la influencia del ángulo de incidencia sobre la respuesta sísmica de la estructura, se analizaron dos edificios de marcos de hormigón armado, de tres pisos de altura, sometidos a tres registros de aceleración del suelo, aplicados con un ángulo de incidencia variable cada 5° entre 0° y 360° . El estudio paramétrico realizado mostró que la respuesta varía con el registro, el nivel de intensidad y el ángulo de incidencia.

Goda (2012) investigó la relación entre el máximo de la demanda de ductilidad de un sistema no lineal de un grado de libertad y la orientación de la excitación, representada por dos componentes horizontales de movimiento del suelo, que fueron rotadas entre 0° y 180° con incrementos de 1° . Dos orientaciones fueron usadas como referencias: dirección de la máxima respuesta elástica y las direcciones principales de la estructura en el plano. Los resultados de los análisis mostraron que la máxima demanda de ductilidad depende de la orientación de la excitación y que, consistentemente, existen direcciones para las cuales la demanda es mayor que aquella evaluada para la dirección de la máxima respuesta elástica.

Magliulo et al. (2014) estudiaron la influencia de la dirección del sismo sobre la respuesta mediante análisis dinámicos no lineales de edificios sometidos a ambas componentes ortogonales del movimiento del suelo en ángulos de incidencia cada 30° entre 0° y 360° . Los resultados fueron comparados en términos de la demanda de rotación en cada columna y los desplazamientos de piso. Dado que los máximos desplazamientos en cada dirección horizontal de análisis no se alcanzan simultáneamente, se consideró la regla SRSS para combinar los máximos desplazamientos en ambas direcciones. Los autores concluyeron que el ángulo de incidencia del movimiento sísmico causa una variación significativa de la respuesta de las estructuras de hormigón armado y que el ángulo que produce la máxima demanda depende del parámetro de la respuesta elegido y de la intensidad del movimiento del suelo.

Bugueño et al. (2022) evaluaron el efecto de la direccionalidad en la respuesta sísmica en estructuras típicas de hormigón armado, realizando análisis no lineal tiempo historia en 4 arquetipos de 5 pisos cada uno, los cuales representan estructuras con diferentes tipos de rigidez, el arquetipo 1 es torsionalmente flexible, el arquetipo 2 es torsionalmente rígido, el arquetipo 3 es irregular y el arquetipo 4 es flexible, teniendo rigideces más uniformes (entre los ejes estructurales) para los arquetipos 2 y 4, este estudio permite evaluar configuraciones simétricas y no simétricas. El análisis tiempo-historia utiliza el registro sísmico de 3 terremotos, Valparaíso 1985, Bio-Bio 2010 y Coquimbo 2015, a diferentes direcciones de ángulo de incidencia, las cuales van desde los 0° hasta los 360° con una variación de $22,5^\circ$. Los dos parámetros de respuesta que se analizaron corresponden a la deriva entre pisos y el desplazamiento de

techo. Los autores llegaron a la conclusión que no hay una predominancia clara en el ángulo de incidencia crítico. Sin embargo, pudieron observar que existe una relación entre la proporción de rigidez de los ejes estructurales y la influencia del ángulo de incidencia. Conforme la proporción de rigidez entre los ejes tiende a uno, la influencia del ángulo de incidencia decrece. El caso con excentricidad (A3) no presenta diferencias sustanciales, razón por la cual, los autores sugirieron evaluar edificaciones con una mayor excentricidad. Finalmente, se indicó la necesidad de realizar más estudios, ya sea para determinar la influencia del periodo en la obtención de los ángulos críticos de incidencia como para evaluar el comportamiento de estructuras de muros cortantes.

Pinzón *et al.* (2018) investigaron las causas del colapso de un edificio de media altura de albañilería durante el sismo de México de 2017. El edificio, parte de un complejo habitacional donde había seis edificios idénticos, fue el único que colapsó durante el sismo. Descartando otras causas, los autores concluyen que el efecto de direccionalidad habría sido la principal causa al estar muy cercanos la orientación del eje débil del edificio con la componente del sismo que produce la mayor demanda, lo que no ocurrió con los otros edificios.

Cabe señalar que las investigaciones referenciadas reportan los efectos de direccionalidad en edificaciones relativamente bajas, siendo la mayor entre todas ellas la edificación de 6 pisos considerada por Pinzón *et al.* (2018).

Pereira (2017) analizó la correlación entre el nivel de daño y los parámetros estructurales de 20 edificios de hormigón armado ubicados en el plano de Viña del Mar para el sismo del 2010, 15 de ellos con algún nivel de daño y 5 sin daños. Los resultados de dicha investigación mostraron que la orientación geográfica del edificio exhibe la mayor correlación con los daños. Se encontró que 12 de las 15 edificaciones con daños poseen su eje fuerte (longitudinal) en dirección E-W y que 4 de los 5 edificios sin daños tienen su eje longitudinal en dirección N-S, evidenciando la influencia de la direccionalidad en la respuesta sísmica.

Dentro de los estudios más recientes, se encuentra el de Arancibia (2024), quien profundizó el análisis realizado por Pereira, centrándose en el efecto de la direccionalidad del sismo "El Maule 2010" sobre un edificio ubicado en el plan de Viña del Mar. Este edificio, de 16 pisos y con un sistema estructural basado en muros de hormigón armado, estando orientado con una rotación de 9° respecto a la dirección Norte-Sur en su eje débil. A través de un análisis direccional con incrementos de 15°, Arancibia concluyó que, a diferencia de lo señalado por Pereira, resulta más conveniente ubicar el edificio con su eje fuerte alineado en la dirección N-S. Además, encontró direcciones críticas en los ángulos de 45°, 150° y 99°, confirmando que, para el caso del comportamiento lineal del edificio, existen ángulos de incidencia sísmica críticos que no coinciden con los ejes principales de la estructura.

El estudio de Kassem *et al.* (2024) emplea análisis dinámicos no lineales y curvas de fragilidad para evaluar la respuesta de un edificio de hormigón armado de ocho pisos frente a movimientos sísmicos con ángulos de incidencia variables de 0° a 60°. Sus resultados muestran cómo el deterioro estructural aumenta con el ángulo de incidencia, validando los estudios previos sobre la amplificación de la respuesta sísmica. Además, mediante el uso de herramientas como *Incremental Dynamic Analysis* (IDA) y curvas de capacidad, el trabajo aporta una metodología para estimar las probabilidades de daño, complementando los hallazgos de Bugueño *et al.* (2022) y Fernández-Dávila *et al.* (2000) con un enfoque sistemático y parametrizado que profundiza en la influencia de la rigidez estructural y la intensidad del movimiento.

Arroyo *et al.* (2024) realizaron análisis dinámicos incrementales utilizando once registros de movimiento del suelo, rotados en incrementos de 0,5° entre 0° y 90°. Sus resultados muestran que los parámetros de demanda estructural, como el desplazamiento del techo y el momento flector, pueden duplicarse dependiendo de la orientación del movimiento sísmico. Además, la introducción del parámetro MaxRotEDPpp, descrito como el percentil 90 de rotaciones máximas registradas en las rótulas plásticas de un edificio durante el análisis sísmico, ofrece una nueva alternativa para evaluar la respuesta crítica a diferentes ángulos, mejorando la comprensión del efecto de la direccionalidad del sismo.

Poulos y Miranda (2025) desarrollaron un enfoque probabilístico para evaluar cómo la direccionalidad del movimiento sísmico, en conjunto con la orientación de la estructura, influye en la respuesta espectral. Su metodología permite estimar intensidades específicas en las direcciones principales de una estructura, mediante una representación funcional de la variación angular de la demanda espectral. Esto muestra que los espectros de respuesta pueden diferir significativamente entre direcciones ortogonales, especialmente en periodos largos, reforzando la necesidad de evaluar la respuesta estructural considerando explícitamente la direccionalidad del sismo como una variable relevante en el análisis, así como lo plantean también Archila et al. (2013) y Magliulo et al. (2014).

3 Caso de Estudio

El caso en estudio corresponde a un edificio diseñado específicamente para esta investigación, cuyas características geométricas representan configuraciones típicas de edificaciones ubicadas en la ciudad de Viña del Mar. La geometría del edificio ha sido definida de manera de evitar efectos adicionales derivados de asimetrías o irregularidades estructurales. Este tipo de edificaciones se caracteriza por una estructuración en forma de “espina de pescado”, conformada principalmente por muros de hormigón armado como elementos resistentes. Este tipo de edificación consiste en muros en dos direcciones perpendiculares entre sí, siendo la longitudinal aquella con mayor largo, mientras que la transversal la asociada a la dirección más corta.

3.1 Geometría del Edificio

Con el objetivo de caracterizar geoméricamente los edificios analizados por Pereira (2017), se realiza un estudio de sus principales variables estructurales en planta, centrado en las dimensiones horizontales de la losa y su distribución estadística (máximos, mínimos, promedio, mediana y desviación estándar). Las edificaciones corresponden a estructuras con muros de hormigón armado dispuestos en dos direcciones perpendiculares, denominadas direcciones principales, siendo una de ellas de mayor longitud que la otra.

En la Tabla 3.1 se presenta la estadística de las longitudes de losas medidas en planta en ambas direcciones principales, considerando tanto el valor máximo (piso con mayor longitud) como el mínimo. Los resultados se agrupan según el nivel de desempeño estructural observado por Pereira (2017). La Figura 3.1 muestra un histograma con la distribución de las áreas promedio de piso, lo que permite caracterizar la magnitud típica de las superficies en planta de los edificios analizados. Finalmente, la Tabla 3.2 presenta la distribución de cuantías y áreas de muro en ambas direcciones principales, así como de la variable “diferencia de cuantía”, definida como la diferencia entre ambas direcciones (X e Y) para cada edificio. En este último caso, los valores presentados corresponden a la media y mediana de la variable, no a la diferencia directa entre los valores de cuantía en “x” e “y” presentados.

Tabla 3.1 Estadísticas de longitud de la losa por nivel de desempeño.

| Nivel de Desempeño | Parámetro | L _x Máx. [m] | L _y Mín. [m] |
|--------------------|---------------------|-------------------------|-------------------------|
| Todos | Promedio | 32,7 | 13,4 |
| | Mediana | 31,6 | 13,0 |
| | Desviación Estándar | 7,9 | 3,0 |
| Dañados | Promedio | 32,9 | 13,3 |
| | Mediana | 31,4 | 12,7 |
| | Desviación Estándar | 8,5 | 3,1 |
| Peligro de colapso | Promedio | 33,1 | 13,2 |
| | Mediana | 32,1 | 12,8 |
| | Desviación Estándar | 6,8 | 2,3 |

Fuente: Elaboración propia. L_x = Largo de la losa en planta, en dirección X,
 L_y = Largo de la losa en planta, en dirección Y.

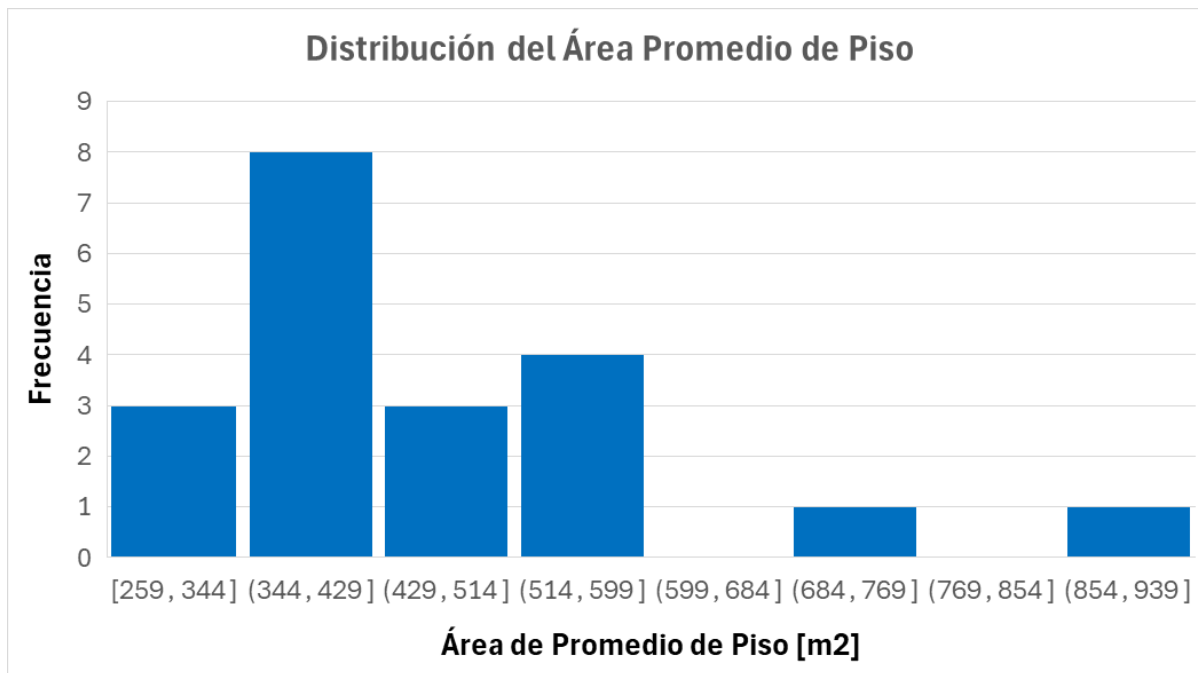


Figura 3.1 Histograma de Distribución de las Áreas de Piso.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2 Áreas y cuantías de muros por nivel de desempeño.

| Nivel de Desempeño | Parámetro | A_x [m ²] | A_y [m ²] | ρ_x [-] | ρ_y [-] | $\Delta\rho$ [-] |
|--------------------|-----------|-------------------------|-------------------------|--------------|--------------|------------------|
| Todos | Promedio | 12,42 | 13,17 | 2,65 | 2,85 | 0,67 |
| | Mediana | 10,25 | 12,25 | 2,70 | 2,85 | 0,55 |
| Dañado | Promedio | 13,16 | 13,46 | 2,69 | 2,81 | 0,66 |
| | Mediana | 10,70 | 12,60 | 2,70 | 2,90 | 0,50 |
| Colapso | Promedio | 13,25 | 13,75 | 2,45 | 2,55 | 0,50 |
| | Mediana | 10,65 | 11,55 | 2,45 | 2,55 | 0,45 |

Fuente: Elaboración propia. A_x =Área en planta de muros en dirección X,
 A_y =Área en planta de muros en dirección Y, ρ_x = Cuantía de muros en dirección X,
 ρ_y = Cuantía de muros en dirección Y, $\Delta\rho$ = Diferencia de cuantía entre la dirección X e Y.

Luego, a partir de los datos analizados, se define el diseño del edificio a estudiar como una estructura sismorresistente en base a muros de hormigón armado que reciben las cargas gravitacionales a través de losas macizas de hormigón armado de 20 centímetros de espesor. Como consideración adicional, se diseñan muros desconectados entre sí, evitando la interacción compleja entre secciones de muros tipo “L”, “C” o “T”. Esta elección está fundamentada en base a que dichos muros presentan demandas de desplazamiento en múltiples direcciones, lo que implica la necesidad de un refuerzo que excede los límites prácticos para controlar los desplazamientos de diseño. Por lo tanto, se simplificaron las secciones a muros rectangulares independientes que trabajan solo en una dirección. En la **Tabla 3.3** se presentan los parámetros geométricos de diseño, donde L_x y L_y representan las longitudes en planta de la losa en las direcciones respectivas, A_x y A_y son las áreas (en planta) de los muros en aquellas

direcciones, mientras que ρ_x y ρ_y son la cuantía de los muros en dichas direcciones en relación con el área del piso.

Finalmente, es importante destacar que, como requisito de confinamiento estructural, se diseñan los primeros dos pisos con un espesor de muro de 30 [cm].

Tabla 3.3 Parámetros Geométricos de Diseño.

| Parámetro | Valor | Parámetro | Valor |
|-------------------------|-------|--------------------------|-------|
| Altura entrepiso [m] | 2,7 | A_y [m ²] | 9,4 |
| Cantidad de pisos | 17 | A piso [m ²] | 429 |
| Espesor de muro [m] | 0,2 | ρ_x [-] | 2,8 |
| L_x [m] | 33 | ρ_y [-] | 2,2 |
| L_y [m] | 13 | $\Delta\rho$ [-] | 0,61 |
| A_x [m ²] | 12 | Espesor losa [cm] | 20 |

Fuente: Elaboración propia. L_x = Largo de la losa en planta, en dirección X, L_y = Largo de la losa en planta, en dirección Y, A_x =Área en planta de muros en dirección X, A_y =Área en planta de muros en dirección Y, ρ_x = Cuantía de muros en dirección X, ρ_y = Cuantía de muros en dirección Y, $\Delta\rho$ = Diferencia de cuantía entre la dirección X e Y.

Se genera el modelo estructural en el *software* ETABS presentado en la [Figura 3.3](#) y [Figura 3.2](#).

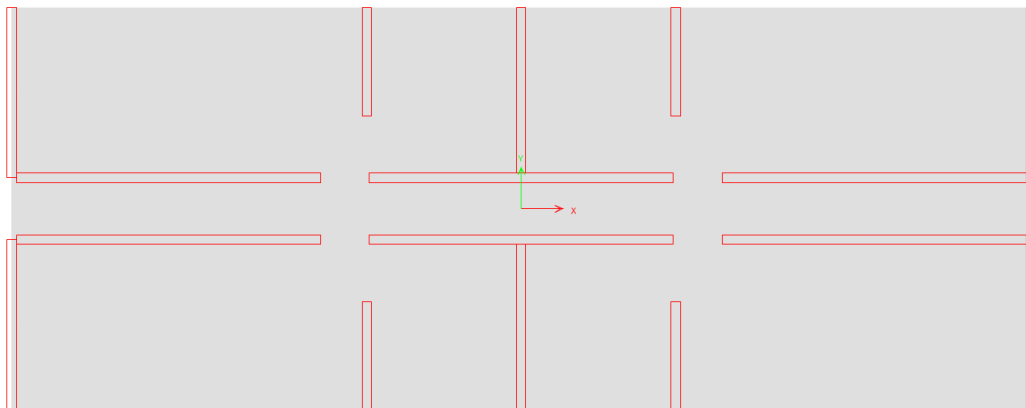


Figura 3.2 Vista en Planta Modelo.

Fuente: Elaboración propia en ETABS v22.

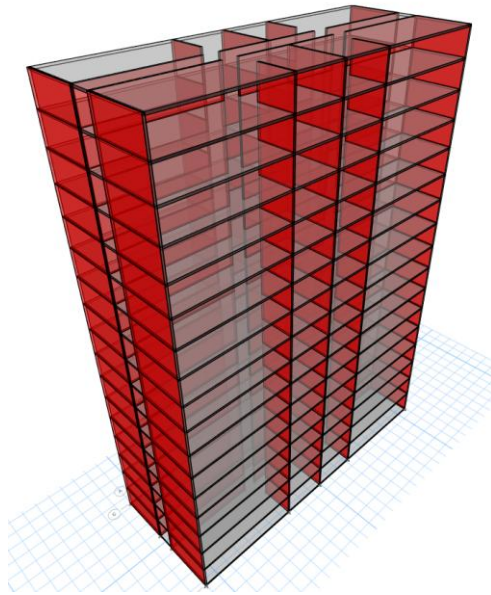


Figura 3.3 Vista Isométrica del Modelo.

Fuente: Elaboración propia en ETABS v22.

3.2 Materiales

Se considera para toda la edificación el uso de hormigón G25 con una resistencia cilíndrica a la compresión de 250 [kgf/cm²]. Para su comportamiento no lineal se considera la curva esfuerzo-deformación dada por el modelo de Kent & Park, propuesto en 1971. Se utiliza acero A630-420H como material de refuerzo, modelado de forma elastoplástico perfecto (sin endurecimiento).

3.3 Solicitaciones de Diseño

Se considera sobrecarga de uso de 0,2 [kPa] y un peso propio adicional de 0,1 [kPa] en las losas de todos los pisos.

Para el diseño sísmico se utilizan los siguientes parámetros de diseño de acuerdo con lo establecido en la NCh433 of 96:

Tabla 3.4 Parámetros de Diseño Sísmico NCh433 of 96

| Nombre variable | Símbolo | Valor | Unidad |
|--|---------|-------|---------------------|
| Categoría del Edificio | | II | |
| Número de pisos | | 17 | |
| Zona sísmica | | 3 | |
| Tipo de suelo | | D | |
| Coefficiente de importancia | I | 1,00 | [-] |
| Aceleración máxima del suelo | A_0 | 3,92 | [m/s ²] |
| Características del Suelo | S | 1,20 | [-] |
| | T_0 | 0,75 | [-] |
| | T' | 0,85 | [-] |
| | N | 1,80 | [-] |
| | P | 1,00 | [-] |
| Factor de modificación de la respuesta | R | 7 | [-] |
| | R_0 | 11 | [-] |

Fuente: Elaboración propia.

Los parámetros descritos en la **Tabla 3.4** entregan el espectro elástico (sin reducir) de diseño, el cual se puede apreciar en la **Figura 3.4**.

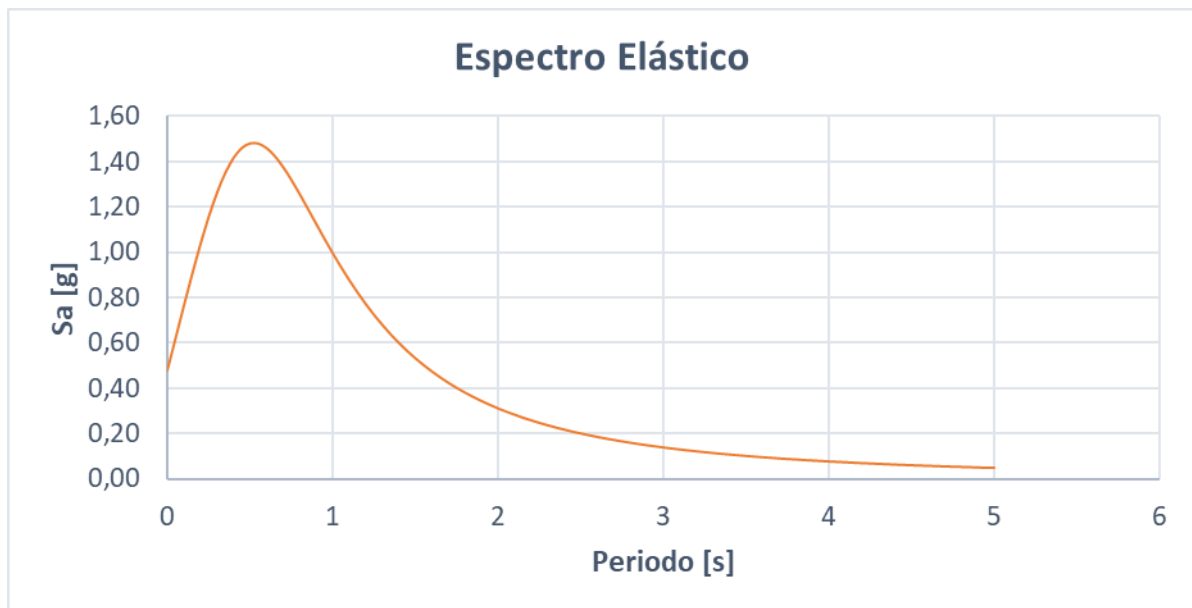


Figura 3.4 Espectro Elástico de Diseño.

Fuente: Elaboración propia.

Ingresando al modelo y corriendo el análisis con el espectro elástico en las direcciones principales de la estructura para una razón de amortiguamiento del 5% y un desplazamiento del centro de masa por torsión accidental del 5% de la longitud de la losa en cada dirección, se obtienen los resultados de la **Tabla 3.5**, mientras que en la **Tabla 3.6** se presentan los primeros cuatro modos de vibrar y los periodos asociados a cada dirección.

Tabla 3.5 Resultado Análisis de Casos de Carga

| Caso de Carga | F _X [Tf] | F _Y [Tf] | F _Z [Tf] |
|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| Dead | 0 | 0 | 69589 |
| Live | 0 | 0 | 1459 |
| Espectro Elástico X | 7304 | 2 | 0 |
| Espectro Elástico Y | 2 | 5078 | 0 |

Fuente: Elaboración propia. F_X= Corte basal en dirección X, F_Y= Corte basal en dirección Y, F_Z= Carga gravitacional total en la base de la estructura.

Considerando los resultados anteriores, se considera un peso sísmico igual a 7323,5 [Tf], correspondiente a D+0,25L, lo cual resulta en un peso sísmico unitario de 1.0 [T/m²].

Tabla 3.6 Periodos y Factores de Participación Modal

| Modo | Periodo [s] | Factor de Participación Modal | |
|------|-------------|-------------------------------|-------------|
| | | Dirección X | Dirección Y |
| 1 | 0,96 | 0 | 0,63 |
| 3 | 0,44 | 0,68 | 0 |

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.7 Cortes de Diseño por Dirección

| Parámetro | Símbolo | Valor | | Unidad |
|------------------------------------|------------------|-------------|-------------|--------|
| | | Dirección X | Dirección Y | |
| Corte Basal elástico | Q _e | 7303,7 | 5078,3 | [tonf] |
| Periodo de mayor masa traslacional | T | 0,44 | 0,96 | [s] |
| Factor de reducción | R* | 4,83 | 6,93 | [-] |
| Coficiente sísmico mínimo | C _{mín} | 0,08 | 0,08 | [-] |
| Coficiente sísmico máximo | C _{máx} | 0,168 | 0,168 | [-] |
| Corte Basal mínimo | Q _{mín} | 585,9 | 585,9 | [tonf] |
| Corte Basal por espectro reducido | Q | 1511,6 | 733,1 | [tonf] |
| Corte Basal máximo | Q _{máx} | 1230,4 | 1230,4 | [tonf] |
| Corte Basal de Diseño | Q | 1230,4 | 733,1 | [tonf] |

Fuente: Elaboración propia.

Una vez ingresado el espectro elástico reducido para cada dirección de análisis, se obtuvieron los cortes de diseño y las derivas de piso asociadas a cada nivel. Estos resultados se pueden apreciar en la **Figura 3.5** y la Figura 3.6.

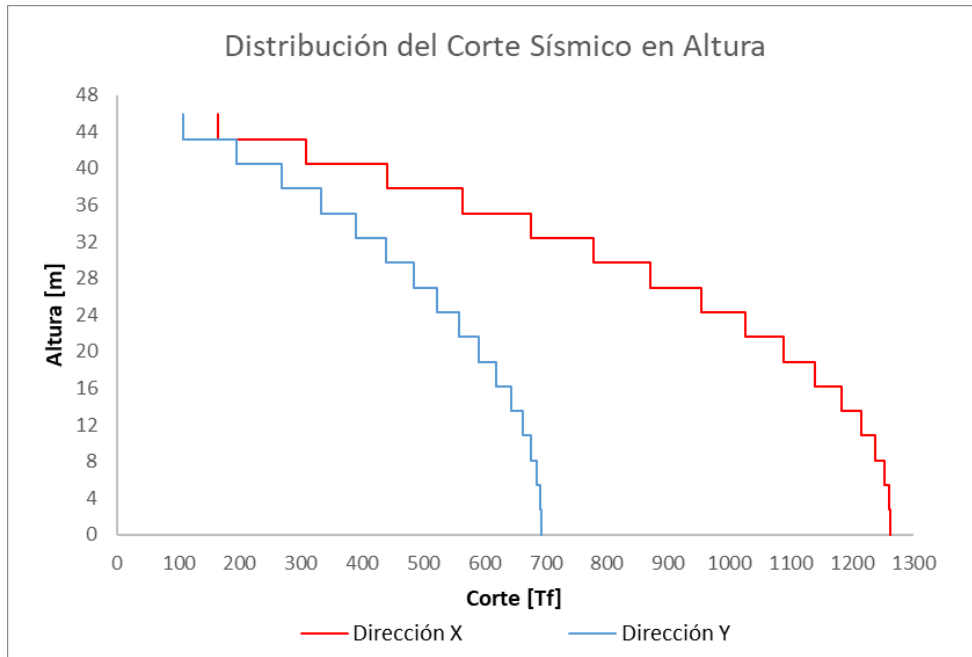


Figura 3.5 Distribución de Corte de Diseño

Fuente: Elaboración propia.

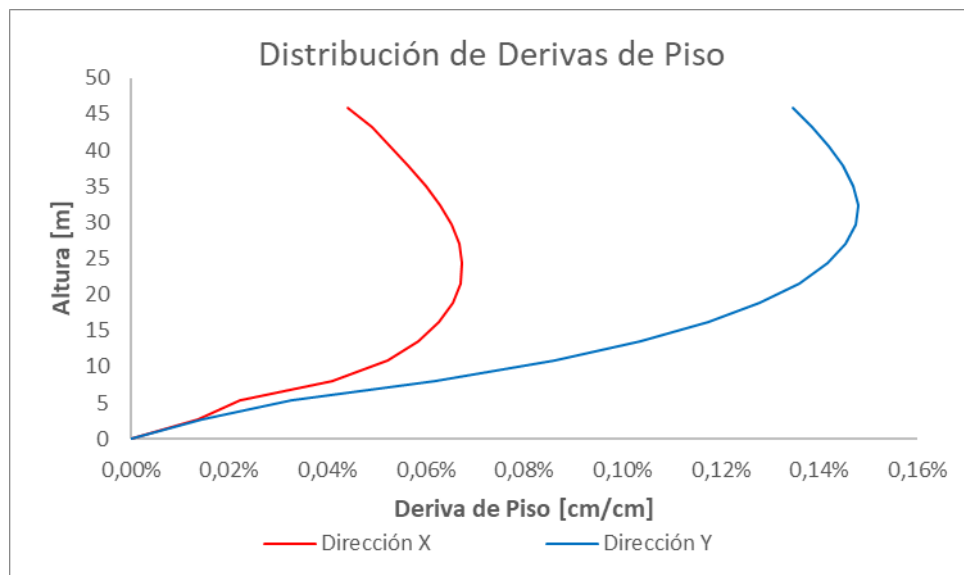


Figura 3.6 Distribución Deriva de Piso Máxima de Diseño

Fuente: Elaboración propia.

3.4 Diseño de Elementos Estructurales

Para el diseño de los elementos estructurales se consideran las siguientes combinaciones de carga de acuerdo con la NCh 3171.of 2010:

- 1) 1,4D
- 2) 1,2D+1,6L
- 3) 1,2D+L+1,4E
- 4) 0,9D+1,4E

Considerando las solicitaciones derivadas de las combinaciones de carga mayoradas, se procede al diseño de cuatro tipos de secciones de muro (Pier), las cuales se clasifican según la siguiente nomenclatura: “ME” para Muros Externos, “MI” para Muros Internos, “MP” para Muros de Pasillo y “MC” para Muros Cortos. La distribución y definición de estas secciones se presenta en la Figura 3.7.

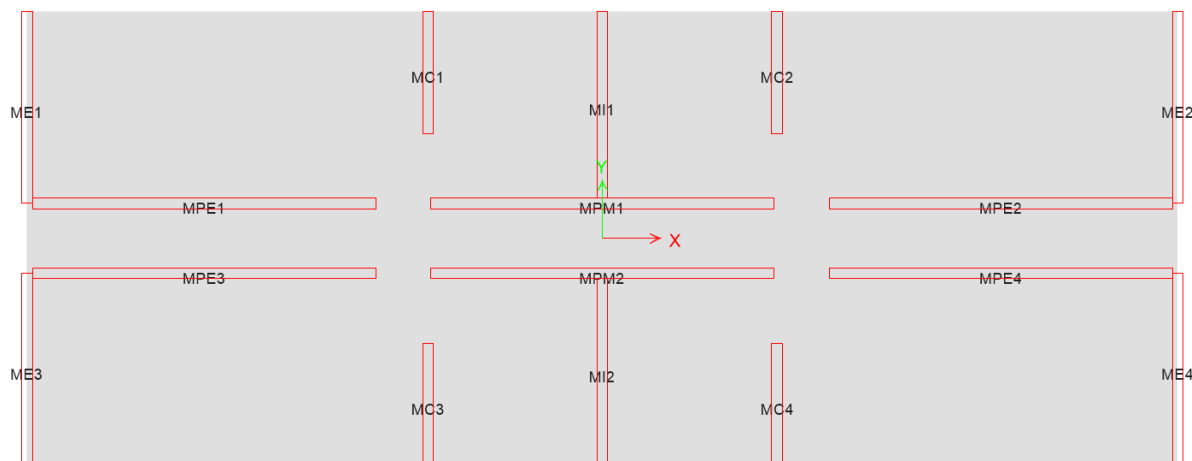


Figura 3.7 Definición de elementos Pier

Fuente: Elaboración propia en ETABS v22

Además, se debe cumplir con la capacidad de desplazamiento lateral descrita por la NCh433 Of 96 como:

$$\delta_u = 1,3S_{de}(T_{ag})$$

Donde:

S_{de} : Espectro elástico de desplazamientos para un amortiguamiento del 5% del crítico.

T_{ag} : Periodo del modo con mayor masa traslacional en la dirección de análisis considerando agrietamiento y la influencia de la armadura de refuerzo. Si se calcula con secciones brutas se puede estimar como 1,5 veces el periodo calculado.

De acuerdo con esta expresión, se obtiene un desplazamiento lateral objetivo de 39,15 cm en la dirección Y y de 12,81 cm en la dirección X.

3.4.1 Muros ME

Las características geométricas del muro se presentan a continuación en la **Tabla 3.8**, mientras que en la **Figura 3.8** se presenta un esquema de la distribución del refuerzo longitudinal.

Tabla 3.8 Características Geométricas de Muros ME

| Característica | Valor |
|--|-------|
| Espesor [cm] | 30 |
| Largo [m] | 5,5 |
| Longitud mínima de elemento de borde [cm] | 83 |
| Longitud provista de elemento de borde [cm] | 90 |
| Cuantía mínima de refuerzo de alma [%] | 0,25 |
| Cuantía provista de refuerzo de alma [%] | 0,89 |
| Área mínima de refuerzo del elemento de borde [cm ²] | 14,9 |
| Área provista de refuerzo del del elemento de borde [cm ²] | 117,8 |

Fuente: Elaboración propia.

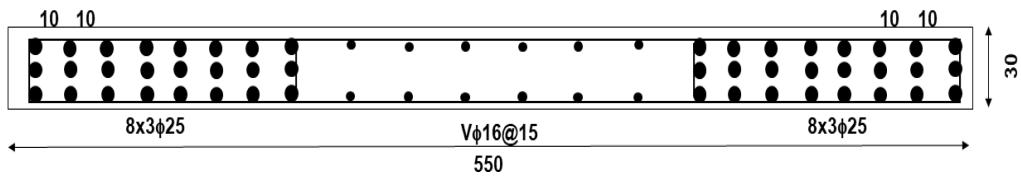


Figura 3.8 Sección Transversal Muros ME

Fuente: Elaboración propia.

Luego, en la **Figura 3.9** se aprecia el Diagrama de Interacción (DI) de la sección rectangular en cuanto a la resistencia nominal, la resistencia de diseño según el ACI 318-19 y las solicitaciones de diseño obtenidas para las combinaciones de carga. Así mismo, en la **Figura 3.10** se observa el gráfico momento-curvatura para la solicitación axial mínima y máxima.

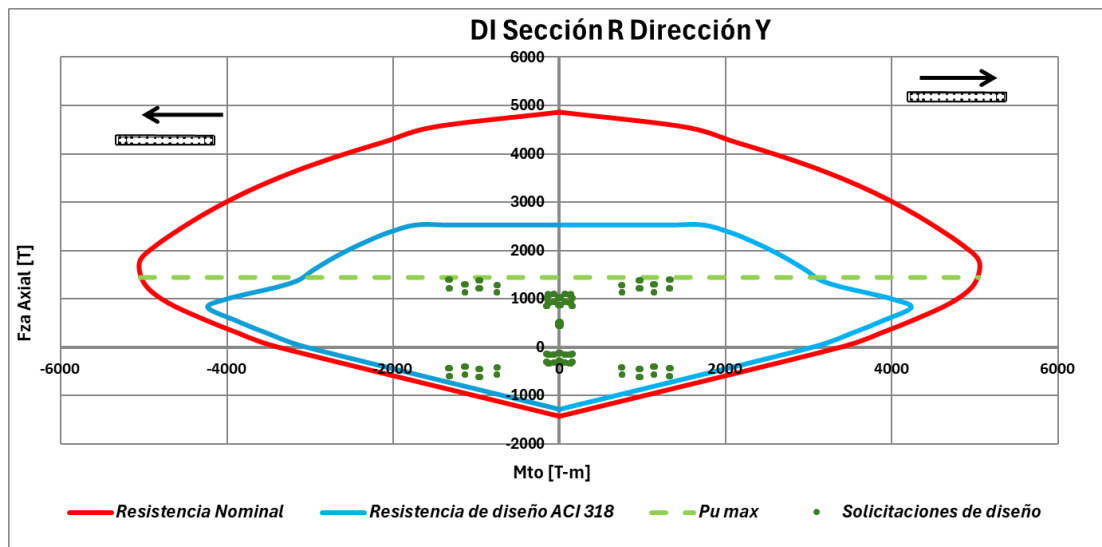


Figura 3.9 Diagrama de Interacción Muros ME

Fuente: Elaboración propia.

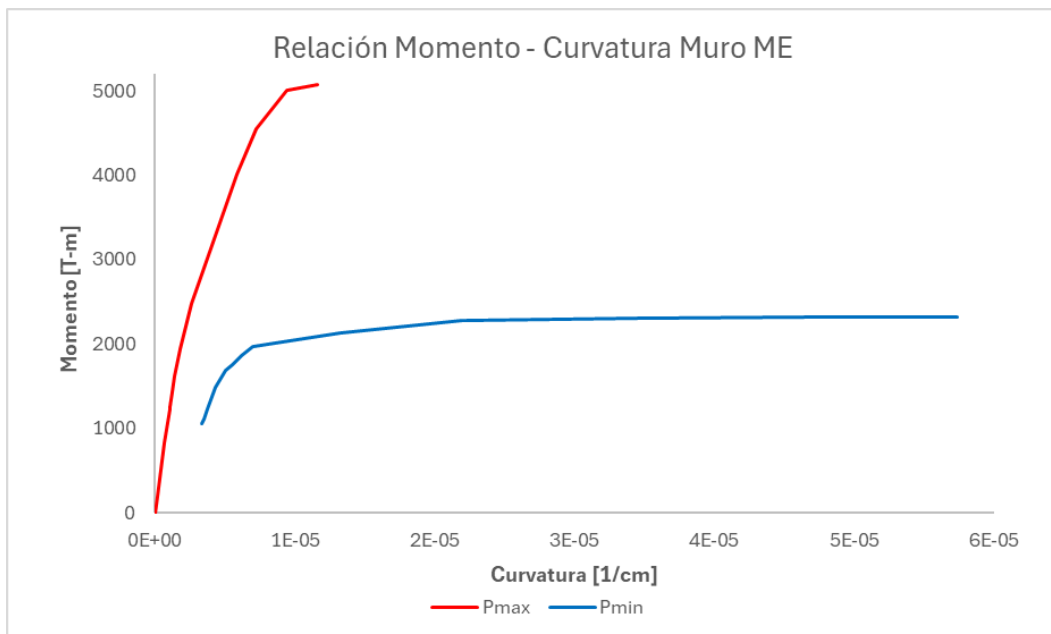


Figura 3.10 Gráficos Momento-Curvatura Muros ME

Fuente: Elaboración propia.

Además, por requisitos de ductilidad se considera un confinamiento en los elementos de borde tal que permita para el modelo de Kent y Park (1971) un ϵ_{20c} de 0,008. Esto se logra a través de refuerzo transversal $\phi 8@15$.

3.4.2 Muros MI

De manera similar a los muros ME, se trabaja con las características geométricas presentadas a continuación en la **Tabla 3.9**, mientras que en la **Figura 3.11** se presenta un esquema de la distribución del refuerzo longitudinal.

Tabla 3.9 Características Geométricas de Muros MI

| Característica | Valor |
|--|-------|
| Espesor [cm] | 30 |
| Largo [m] | 5,35 |
| Longitud mínima de elemento de borde [cm] | 80 |
| Longitud provista de elemento de borde [cm] | 90 |
| Cuantía mínima de refuerzo de alma [%] | 0,25 |
| Cuantía provista de refuerzo de alma [%] | 1,03 |
| Área mínima de refuerzo del elemento de borde [cm ²] | 14,5 |
| Área provista de refuerzo del del elemento de borde [cm ²] | 117,8 |

Fuente: Elaboración propia.

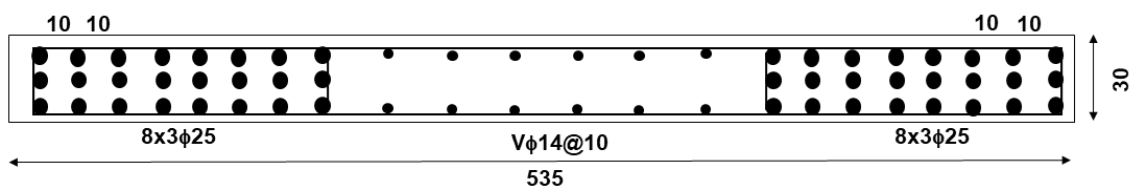


Figura 3.11 Distribución del Refuerzo Longitudinal Muros MI

Fuente: Elaboración propia.

Luego, en la **Figura 3.12** se aprecia el diagrama de interacción de la sección rectangular en cuanto a la resistencia nominal, la resistencia de diseño según el ACI 318-19 y las solicitaciones de diseño obtenidas para las combinaciones de carga. Así mismo, en la **Figura 3.13** se observa el gráfico momento-curvatura para la solicitación axial mínima y máxima.

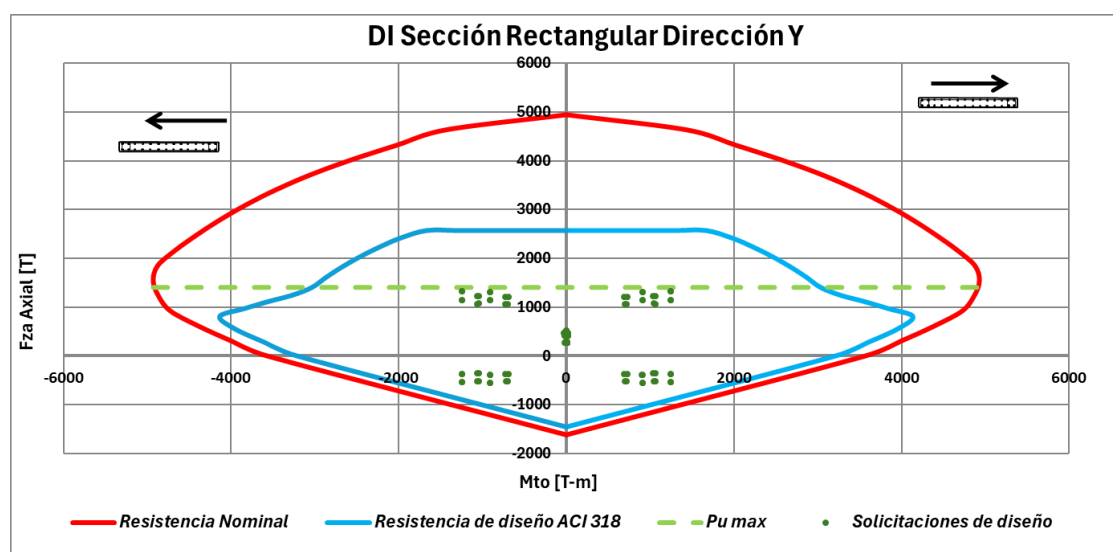


Figura 3.12 Diagrama de Interacción Muros MI

Fuente: Elaboración propia.

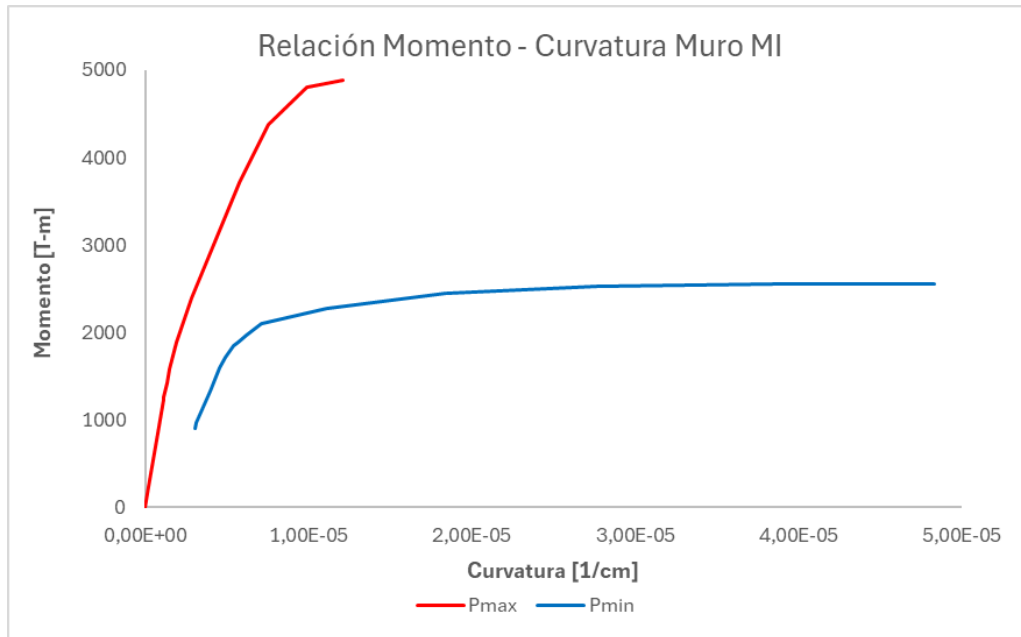


Figura 3.13 Gráfico Momento-Curvatura Muros MI

Fuente: Elaboración propia.

Además, por requisitos de ductilidad de desplazamiento se considera un confinamiento en los elementos de borde con un refuerzo transversal $\phi 8@15$.

3.4.3 Muros MC

Se consideran las características geométricas presentadas a continuación en la [Tabla 3.10](#), mientras que en la [Figura 3.14](#) se presenta un esquema de la distribución del refuerzo longitudinal.

Tabla 3.10 Características Geométricas de Muros MC

| Característica | Valor |
|--|-------|
| Espesor [cm] | 30 |
| Largo [m] | 3,5 |
| Longitud mínima de elemento de borde [cm] | 53 |
| Longitud provista de elemento de borde [cm] | 55 |
| Cuantía mínima de refuerzo de alma [%] | 0,25 |
| Cuantía provista de refuerzo de alma [%] | 0,26 |
| Área mínima de refuerzo del elemento de borde [cm ²] | 9,5 |
| Área provista de refuerzo del del elemento de borde [cm ²] | 30,4 |

Fuente: Elaboración propia.

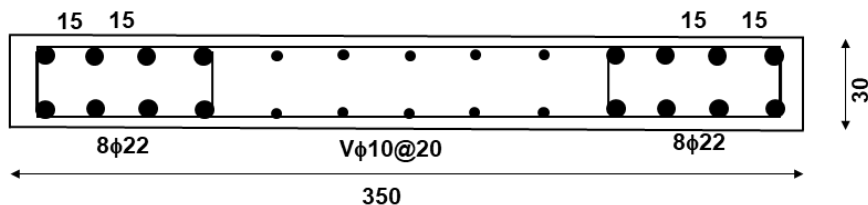


Figura 3.14 Distribución del Refuerzo Longitudinal Muros MC

Fuente: Elaboración propia.

Luego, en la [Figura 3.15](#) se aprecia el diagrama de interacción de la sección rectangular en cuanto a la resistencia nominal, la resistencia de diseño según el ACI 318-19 y las solicitaciones de diseño obtenidas

para las combinaciones de carga. Así mismo, en la [Figura 3.16](#) se observa el gráfico momento-curvatura para la solicitación axial mínima y máxima.

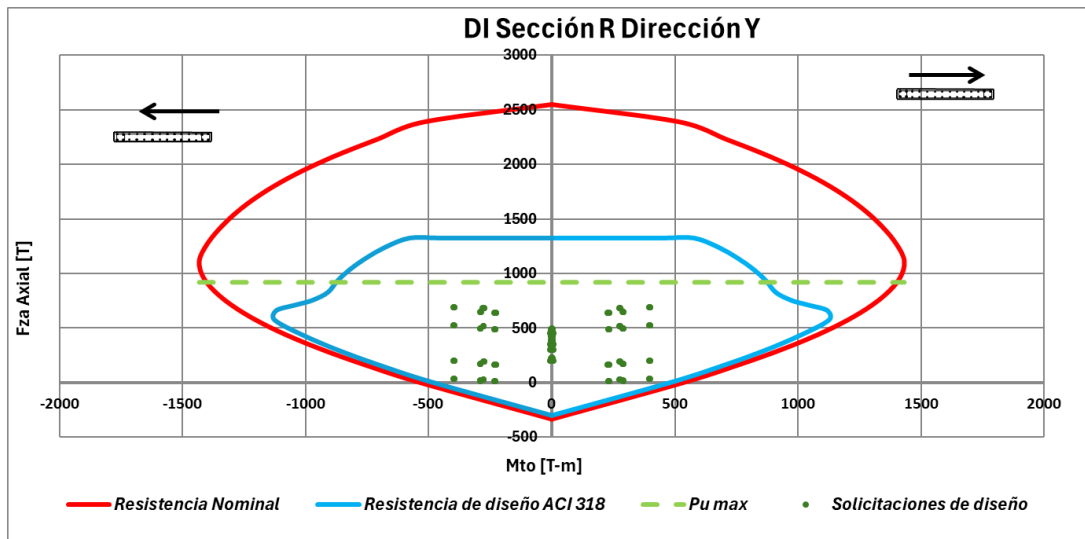


Figura 3.15 Diagrama de Interacción Muros MC

Fuente: Elaboración propia.

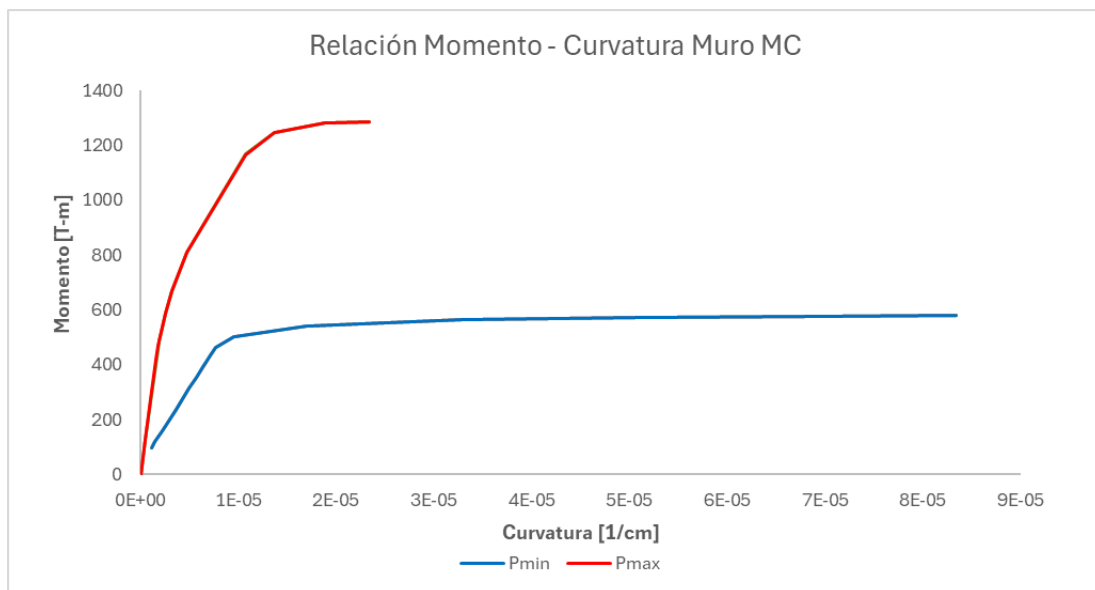


Figura 3.16 Gráfico Momento-Curvatura Muros MC

Fuente: Elaboración propia.

El muro no requiere de confinamiento adicional en los elementos de borde para cumplir con la ductilidad de desplazamiento objetivo.

3.4.4 Muros MP

Se consideran las características geométricas presentadas a continuación en la [Tabla 3.11](#), mientras que en la [Figura 3.17](#) se presenta un esquema de la distribución del refuerzo longitudinal.

Tabla 3.11 Características Geométricas de Muros MP

| Característica | Valor |
|--|-------|
| Espesor [cm] | 30 |
| Largo [m] | 9,85 |
| Longitud mínima de elemento de borde [cm] | 148 |
| Longitud provista de elemento de borde [cm] | 150 |
| Cuantía mínima de refuerzo de alma [%] | 0,25 |
| Cuantía provista de refuerzo de alma [%] | 0,26 |
| Área mínima de refuerzo del elemento de borde [cm ²] | 26,7 |
| Área provista de refuerzo del del elemento de borde [cm ²] | 30,8 |

Fuente: Elaboración propia.

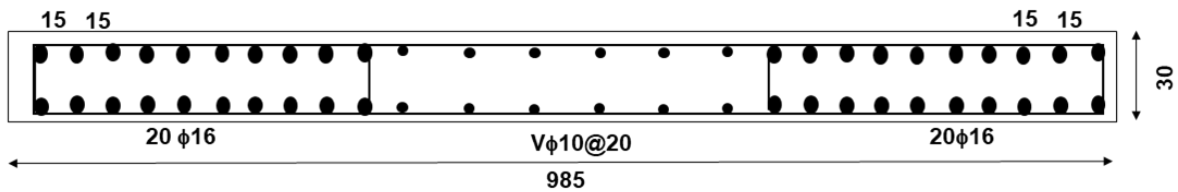


Figura 3.17 Distribución del Refuerzo Longitudinal Muros MP

Fuente: Elaboración propia.

Luego, en la **Figura 3.18** se aprecia el diagrama de interacción de la sección rectangular en cuanto a la resistencia nominal, la resistencia de diseño según el ACI 318-19 y las solicitaciones de diseño obtenidas para las combinaciones de carga. Así mismo, en la **Figura 3.19** se observa el gráfico momento-curvatura para la solicitación axial mínima y máxima.

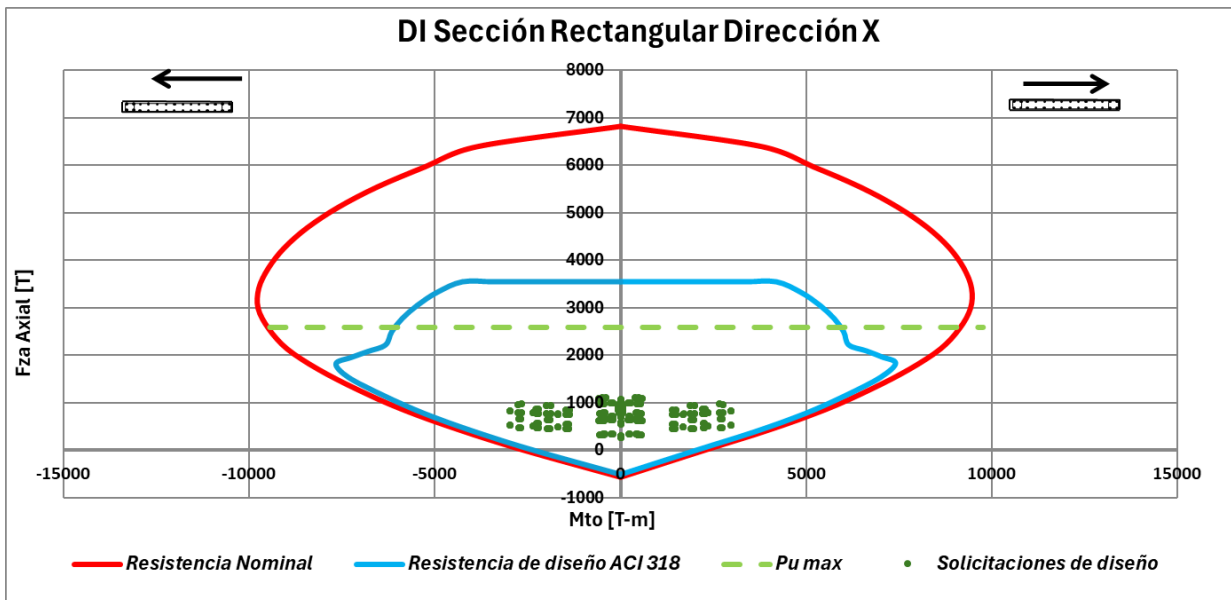


Figura 3.18 Diagrama de Interacción Muros MP

Fuente: Elaboración propia.

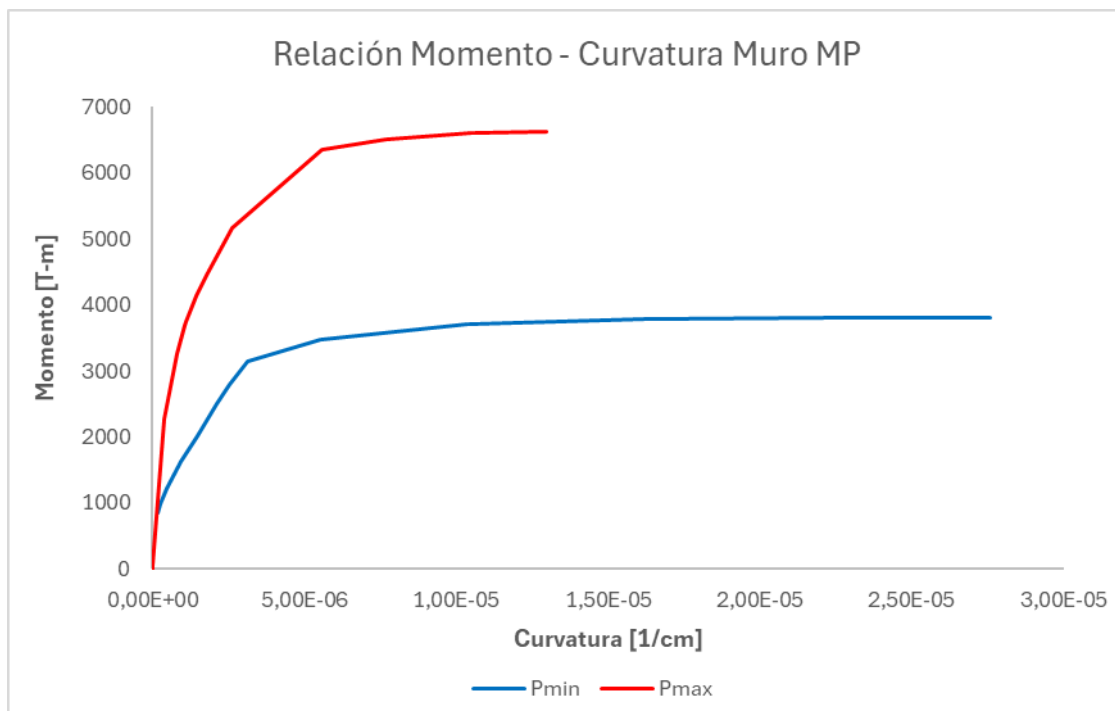


Figura 3.19 Diagrama Momento-Curvatura Muros MP

Fuente: Elaboración propia.

El muro no requiere de confinamiento adicional en los elementos de borde para cumplir con la ductilidad de desplazamiento objetivo.

4 Metodología del Estudio

4.1 Metodología de análisis

Si bien existen distintos estudios que analizan los efectos de la direccionalidad sísmica sobre la respuesta estructural, muchos de ellos se basan en edificaciones de baja altura y emplean modelos lineales o marcos estructurales, sin considerar configuraciones con muros de hormigón armado, típicas en la edificación nacional. Por ejemplo, investigaciones como las de Fernández-Dávila et al. (2000) y Rigato y Medina (2007) consideraron estructuras de uno a cinco pisos, mientras que los estudios más recientes como los de Magliulo et al. (2014) o Goda (2012), si bien aplican el análisis no lineal, no siempre incluyen sistemas estructurales en base a muros.

Ante sismos de gran magnitud, este tipo de estructuras pueden presentar comportamiento no lineal importante debido a la formación de rótulas plásticas. En este contexto, estudios como el de Bugueño et al. (2022), que evaluaron edificaciones de muros estructurales, han demostrado que la interacción entre rigidez en una dirección y direccionalidad sísmica puede amplificar las demandas en hasta un 300%. De forma similar, Arancibia (2024) concluyó que, en un edificio de 16 pisos con muros, los ángulos críticos de incidencia sísmica no coincidieron con los ejes estructurales principales, incluso bajo un enfoque lineal.

Asimismo, Archila et al. (2012) destacaron que los ángulos de incidencia que generan la respuesta máxima pueden cambiar dependiendo del modelo lineal o no lineal empleado, lo cual se ha corroborado también en edificios con muros mediante análisis dinámicos incrementales (Arroyo et al., 2024). Esto refuerza la necesidad de usar análisis no lineales para captar adecuadamente la interacción entre la direccionalidad del sismo y la respuesta estructural, particularmente en sistemas dominados por muros.

Por tanto, se justifica la necesidad de un análisis no lineal tiempo-historia sobre una estructura real de hormigón armado de 17 pisos con sistema de muros de hormigón armado, buscando capturar con mayor

precisión los efectos bidireccionales del sismo. Además, se comparará la respuesta con un modelo lineal, a fin de evaluar el impacto de la no linealidad en los resultados bajo un mismo registro sísmico y configuración estructural.

El análisis de direccionalidad considera la variación del ángulo de incidencia (ángulo entre la componente mayor del registro (Este-Oeste) y el eje fuerte (eje X) de la estructura) entre 0° y 180° evaluado cada 15° , asumiendo que el comportamiento entre los cuadrantes restantes será simétrico (ver Figura 4.1). A modo de simplificar el cálculo y reducir los tiempos de análisis se considerarán únicamente 42 segundos de registro, los cuales abarcan desde $T=30[s]$ hasta $T=72[s]$. Este rango pertenece a la zona activa del registro sísmico, sin generar pérdidas importantes en el contenido de frecuencias y aceleraciones. En cuanto al método de análisis, se considerará un análisis tiempo-historia no lineal mediante integración directa, en específico el método de Newmark con aceleración promedio constante ($\gamma=1/2$, $\beta=1/4$) debido a que es incondicionalmente estable. Se supondrá un 5% del amortiguamiento crítico para todos los periodos.

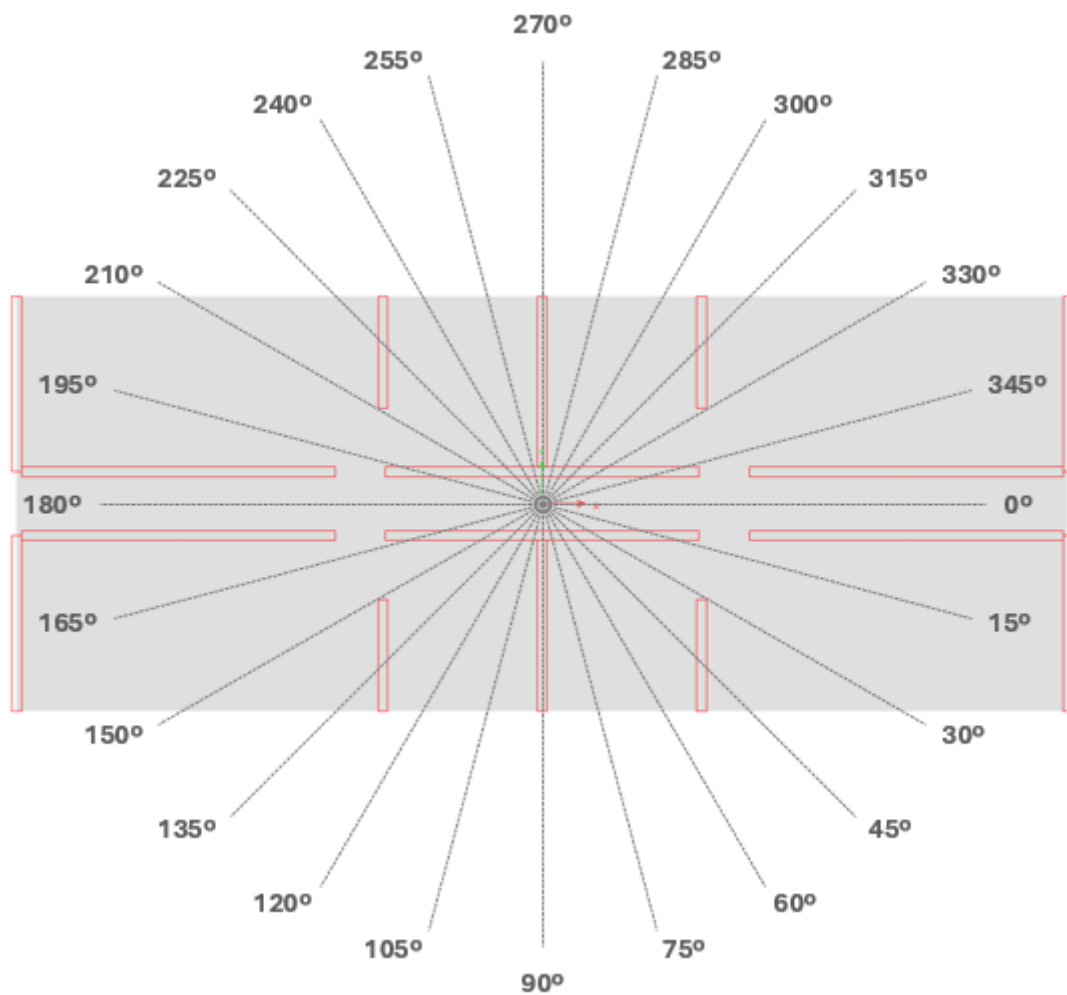


Figura 4.1 Esquema de variación de ángulo de incidencia.

Fuente: Elaboración Propia.

La no linealidad será considerada mediante rótulas plásticas en la base de los muros para los dos primeros pisos de la estructura, modelados como elementos fibra. Las secciones que no poseen rótulas plásticas se mantienen como elementos lineales tipo “*Shell-thin*”, los cuales consisten en elementos placa que permiten comportamientos tanto dentro como fuera del plano, ideal para elementos muros o losas de hormigón armado.

Para el caso del análisis lineal elástico, de manera similar al caso no lineal, se hace uso de la metodología tiempo historia mediante integración directa y considerando el método de Newmark con aceleración promedio constante. Se considera un amortiguamiento constante equivalente al 5% del crítico.

4.2 Modelación no lineal

4.2.1 Materiales

Como se mencionó previamente, las propiedades no lineales para el hormigón tanto confinado (muros “ME” y “MI”) como sin confinar (muros “MC” y “MP”), estarán dadas por las curvas esfuerzo-deformación de acuerdo con los modelos propuestos por Kent & Park (ver Figura 4.2). Se consideran refuerzos de confinamiento mínimos por normativa de $\phi 8@15$, lo cual genera una capacidad de deformación última de 0,008 para el hormigón confinado y 0,0034 para el hormigón sin confinar.

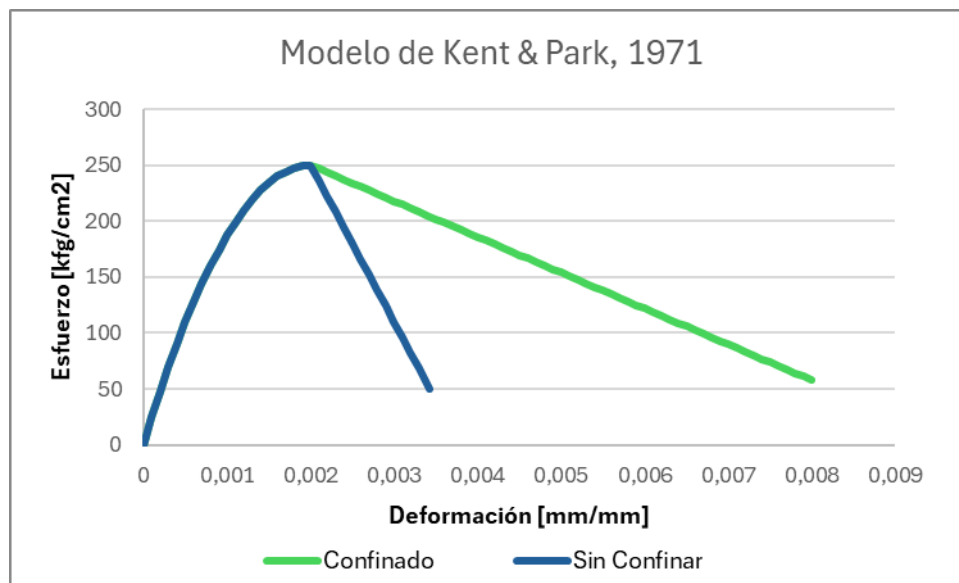


Figura 4.2 Modelo No Lineal de Kent & Park (1971) Hormigón.

Fuente: Elaboración Propia.

En cuanto al acero de refuerzo, se considera un material elasto-plástico perfecto. Es decir, sin endurecimiento (ver [Figura 4.3](#)).

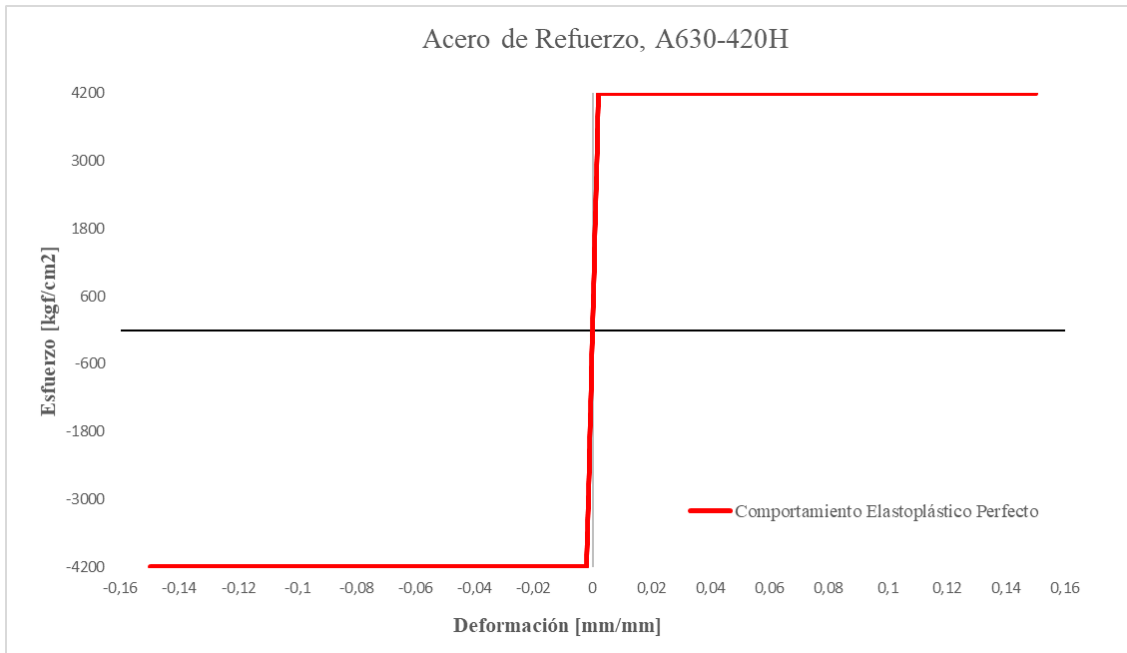


Figura 4.3 Curva Esfuerzo-Deformación Acero de Refuerzo

Fuente: Elaboración Propia.

Para ambos materiales, el comportamiento histerético está dado por el modelo de degradación de Takeda (1970). En la Figura 4.4 se ilustra el comportamiento del modelo de degradación histerético mencionado.

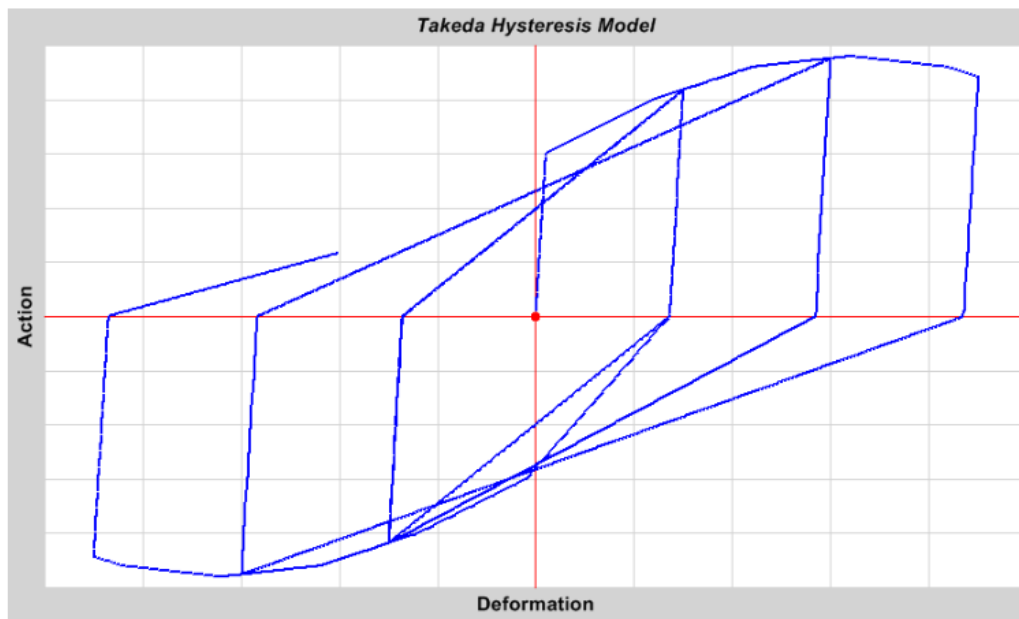


Figura 4.4 Comportamiento Histerético, Takeda (1970)

Fuente: Imagen extraída desde la web de [CSI](#).

4.2.2 Elementos

Las no linealidades de los elementos (rótulas plásticas) aplicadas en la base de la estructura se modelan a través fibras, con cada muro estando definido con una cantidad de entre 17 y 18 fibras en total (11 de hormigón más 6 o 7 de acero), siendo la única excepción los muros MP, que debido a su gran largo requieren una mejor discretización con 34 fibras en total, 21 de hormigón y 13 de acero.

Las fibras representan una discretización de la sección transversal del elemento estructural, a cada una de las cuales se le asigna un área, un centroide y una materialidad específica (ver Figura 4.5). La resistencia y comportamiento inelástico del elemento se determinan a partir de la superposición de las respuestas individuales de estas fibras, cada una definida por su propia curva esfuerzo-deformación.

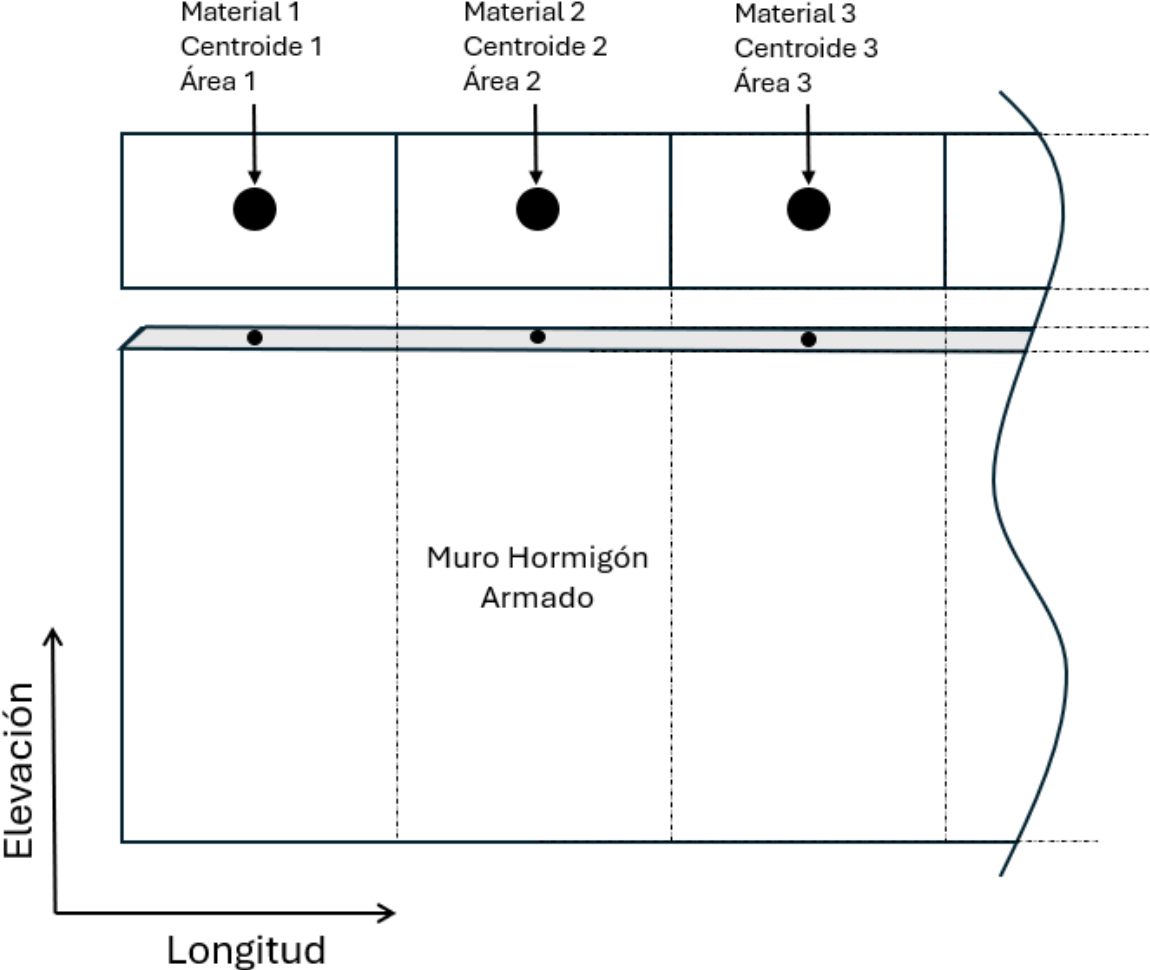


Figura 4.5 Esquema definición de fibras.

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 4.1 se presenta el detalle de la definición de cada una de estas fibras únicamente para los muros MC, MI y ME. En la Figura 4.6 se presenta de manera gráfica la ubicación de las rótulas plásticas en el modelo, mientras que en la Figura 4.7 se muestra un ejemplo de la interpretación de las fibras en el programa para un muro “MC”.

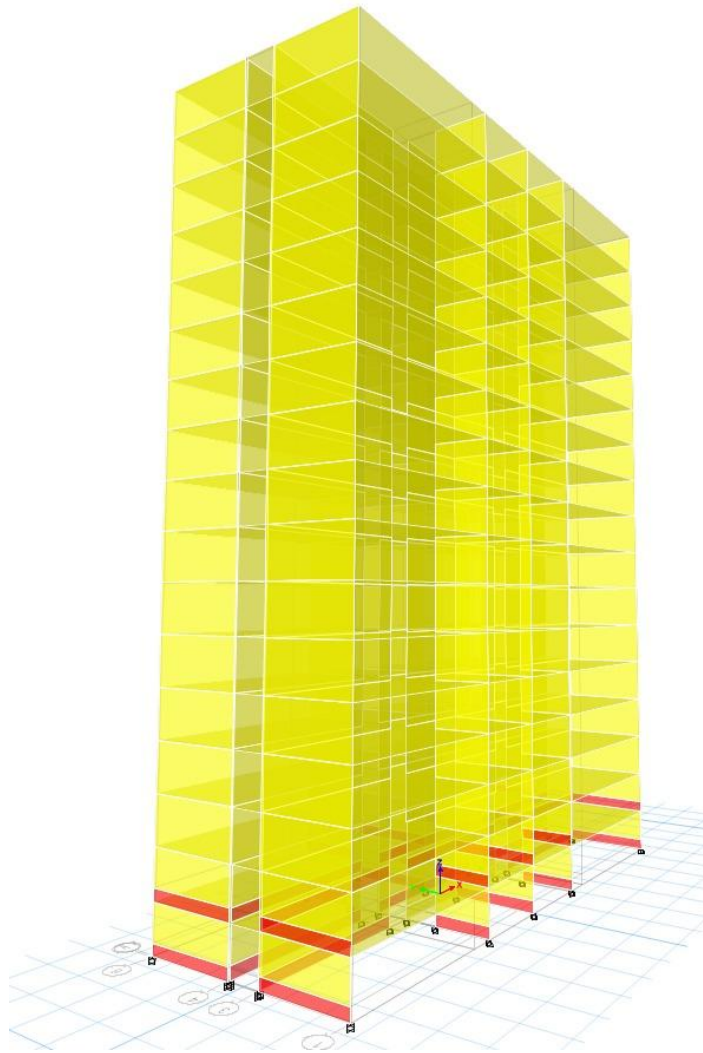


Figura 4.6 Ubicación rótulas plásticas en el modelo.

Fuente: Extraído directamente desde ETABS. Rojo = Rótulas Plásticas, Amarillo = Comportamiento lineal.

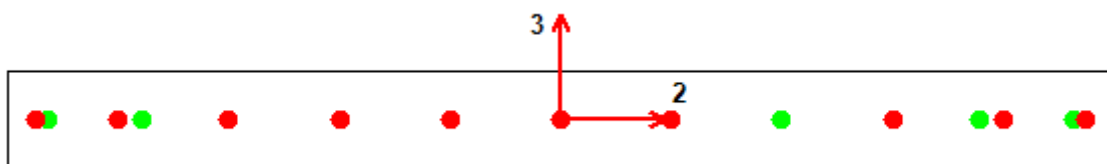


Figura 4.7 Representación de Fibras en ETABS, Muro MC

Nota: Algunas fibras no están representadas en la imagen, debido a que se encuentran ubicadas en el mismo centroide.

Fuente: Extraído directamente desde ETABS. Rojo = Fibras de Hormigón, Verde = Fibras de Acero.

Tabla 4.1 Definición de Fibras por Muro

| | | MC | | MI | | ME | |
|-----------------|----|----------------|-------------------------|----------------|-------------------------|----------------|-------------------------|
| N° Fibra | | Centroide [cm] | Área [cm ²] | Centroide [cm] | Área [cm ²] | Centroide [cm] | Área [cm ²] |
| Hormigón | 1 | -166 | 525 | -254 | 803 | -261 | 825 |
| | 2 | -140 | 1050 | -214 | 1605 | -220 | 1650 |
| | 3 | -105 | 1050 | -161 | 1605 | -165 | 1650 |
| | 4 | -70 | 1050 | -107 | 1605 | -110 | 1650 |
| | 5 | -35 | 1050 | -54 | 1605 | -55 | 1650 |
| | 6 | 0 | 1050 | 0 | 1605 | 0 | 1650 |
| | 7 | 35 | 1050 | 54 | 1605 | 55 | 1650 |
| | 8 | 70 | 1050 | 107 | 1605 | 110 | 1650 |
| | 9 | 105 | 1050 | 161 | 1605 | 165 | 1650 |
| | 10 | 140 | 1050 | 214 | 1605 | 220 | 1650 |
| | 11 | 166 | 525 | 254 | 803 | 261 | 825 |
| Acero | 12 | 163 | 15 | 248 | 59 | 255 | 59 |
| | 13 | 133 | 15 | 208 | 59 | 215 | 59 |
| | 14 | 70 | 8 | 95 | 72 | 98 | 52 |
| | 15 | 0 | 3 | 0 | 4 | -98 | 52 |
| | 16 | -70 | 8 | -95 | 72 | -215 | 59 |
| | 17 | -163 | 15 | -248 | 59 | -255 | 59 |
| | 18 | -133 | 15 | -208 | 59 | | |

Fuente: Elaboración Propia.

4.3 Registro sísmico

En el presente estudio se utiliza el registro sísmico obtenido del acelerógrafo triaxial “Viña centro” del día 27 de febrero de 2010 ubicado en un suelo de similares características a las del edificio.

A efectos del estudio, se considera las componentes Norte-Sur (N-S) y Este-Oeste (E-O) actuando de manera simultánea (bidireccional). En la Figura 4.8 y la Figura 4.9 se presenta ambos registros de aceleraciones de una duración total de 125 [s], acotada a los 42 [s] más activos.

Es importante destacar que el registro sísmico se ha amplificado durante este estudio de manera iterativa en diferentes magnitudes, con el objetivo de generar un comportamiento no lineal en la mayor cantidad de elementos estructurales. Lo anterior, resulta en que para una amplificación del 20% se alcanza el comportamiento esperado sin llegar al punto de colapso o falla estructural.

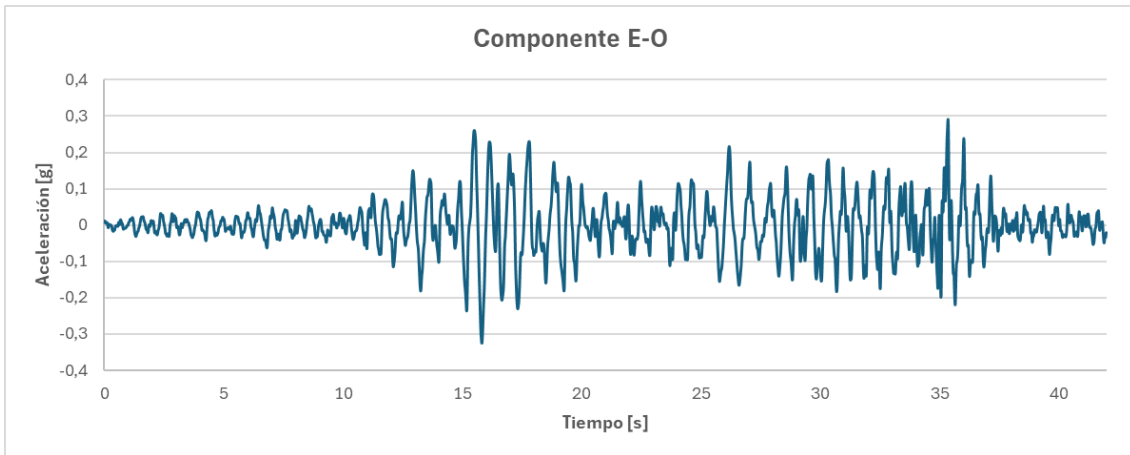


Figura 4.8 Registro Sísmico Maule 2010, Componente E-O

Fuente: Elaboración propia.

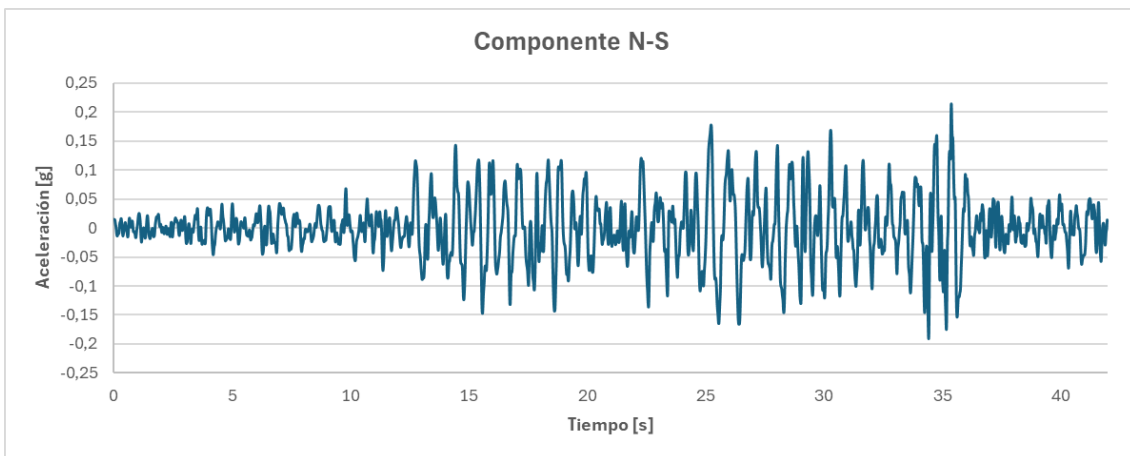


Figura 4.9 Registro Sísmico Maule 2010, Componente N-S

Fuente: Elaboración propia.

Los valores de las máximas aceleraciones de cada registro son 0,33[g] para la componente mayor (E-O) y 0,22[g] para la componente menor (N-S). A modo de comparación, en la Figura 4.10 y la Figura 4.11 se presentan los espectros de respuesta para un amortiguamiento del 5% del crítico para los registros originales y amplificados con para la componente E-O y N-S, respectivamente.

Espectro de Respuesta E-O

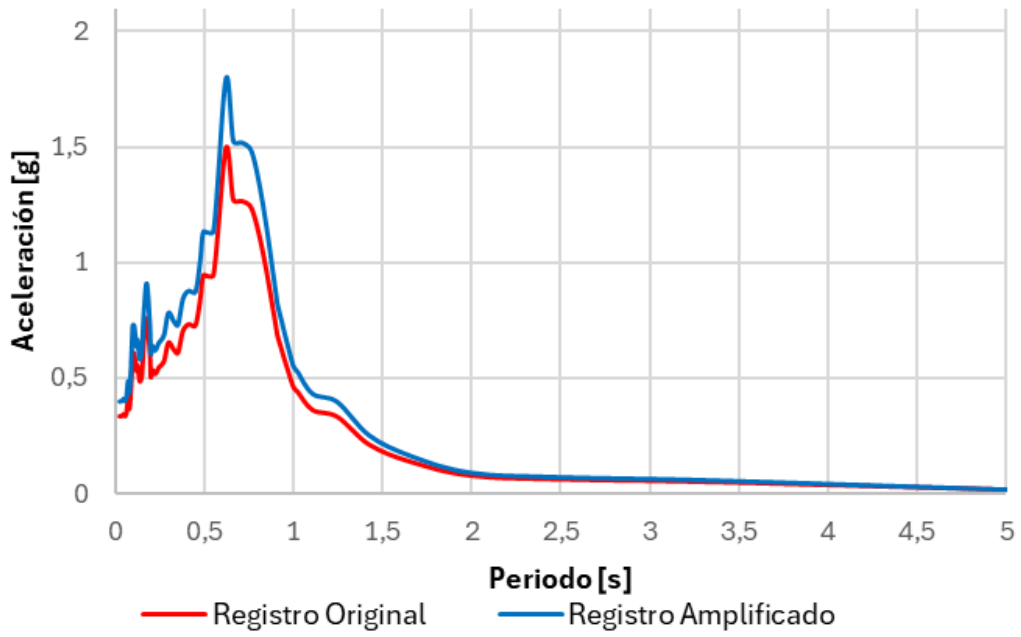


Figura 4.10 Espectros de Respuesta E-O

Fuente: Elaboración Propia.

Espectro de Respuesta N-S

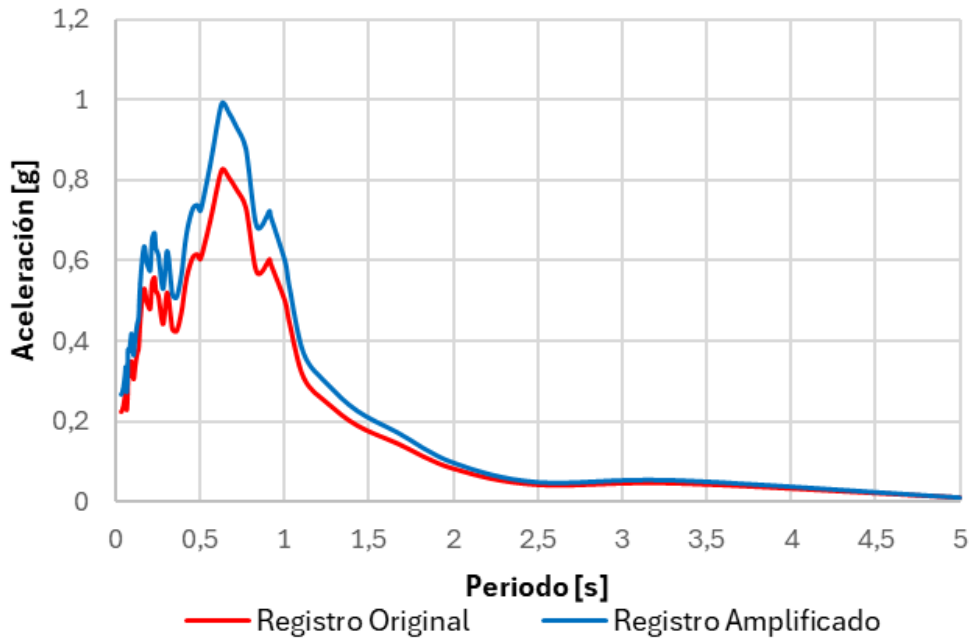


Figura 4.11 Espectros de Respuesta N-S

Fuente: Elaboración Propia.

4.4 Análisis de la direccionalidad

El efecto de la direccionalidad sísmica sobre la estructura se evalúa de manera directa a través de análisis lineales y no lineales tiempo-historia, variando el ángulo de incidencia de ambas componentes sísmicas, considerando inicialmente la componente mayor actuando en el eje fuerte del edificio (eje X) y la componente menor actuando en el eje débil (eje Y). Esta rotación se realiza a través de la utilización de parámetros avanzados en los casos de carga del *software* ETABS, donde cada componente sísmica puede tener especificado un ángulo de incidencia asociado a la dirección en la cual se aplica la aceleración.

En la Figura 4.12 se presenta un ejemplo de los parámetros ingresados dentro del programa para el caso de 105° de incidencia relativo a la dirección de la carga (*Load Name*), es decir, 105° con respecto a X (U1) para la componente mayor y 105° respecto a Y (U2) para la componente menor. Se destaca que el “Scale Factor” utilizado corresponde a la amplificación del 20% y el cambio de unidades del milímetro por segundo a metro por segundo.

| Loads Applied | | | |
|---------------|-----------|----------------|--------------|
| Load Type | Load Name | Function | Scale Factor |
| Acceleration | U2 | NorteSur T=30 | 1200 |
| Acceleration | U1 | EsteOeste T=30 | 1200 |

| Loads Applied | | | |
|------------------|-------------------|-------------------|------------|
| Time Factor, sec | Arrival Time, sec | Coordinate System | Angle, deg |
| 1 | 0 | Global | 105 |
| 1 | 0 | Global | 105 |

Figura 4.12 Ejemplo de definición de casos de carga y ángulos de incidencia.

U1= Dirección X, U2= Dirección Y, Load Name = Dirección en la cual se aplica la carga., Angle = Ángulo de incidencia, con respecto a la dirección de aplicación de la carga.

Fuente: Elaboración Propia en ETABS v22.

En la Figura 4.13 se presenta de manera esquemática la aplicación del registro sísmico y el ángulo de incidencia para cada una de las aceleraciones.

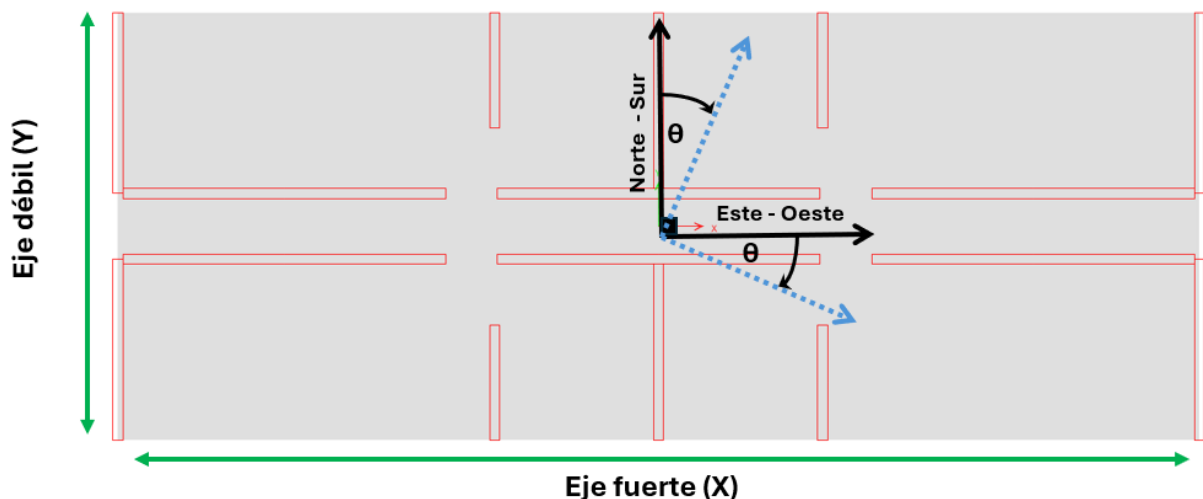


Figura 4.13 Esquema de aplicación y rotación de registros sísmicos.

Fuente: Modificado de ETABS v22.

4.5 Parámetros globales de la respuesta

Considerando la similitud metodológica y estructural con el trabajo realizado por Arancibia (2024), en el presente estudio se adoptan los mismos parámetros de respuesta: el desplazamiento del centro de masa del último nivel y el corte basal. Estos parámetros permiten estudiar el desempeño de la estructura frente a distintos ángulos de incidencia sísmica. El desplazamiento del techo ha sido estudiado ampliamente en estudios previos como los de Archila et al. (2013, 2017), Buguño et al. (2022), MacRae y Mattheis (2000), Magliulo et al. (2014), Pereira (2017), Pinzón et al. (2018) y Rigato y Medina (2007), mientras que el corte basal ha sido utilizado, entre otros, por Pereira (2017) y Pinzón et al. (2018).

Es importante señalar que el ángulo de incidencia que genera la respuesta máxima depende del parámetro que se analice (Magliulo et al., 2014; Rigato & Medina, 2007), por lo que el ángulo que provoca el mayor desplazamiento de techo no necesariamente coincide con aquel que produce el mayor corte basal. Esto justifica la necesidad de realizar el análisis de direccionalidad para ambos parámetros por separado.

El estudio se realizará en las direcciones estructurales principales, las cuales se pueden identificar como eje fuerte (X) y eje débil (Y). Como los máximos en estas direcciones no necesariamente ocurren de forma simultánea, no es posible determinar un máximo global simplemente combinando ambos como un vector. En consecuencia, se analizarán de manera independiente los valores máximos para cada componente direccional y para cada parámetro, permitiendo así identificar los ángulos críticos de incidencia para el desplazamiento de techo en X e Y, y para el corte basal en X e Y.

Finalmente, se evaluará también la relación entre la magnitud de las respuestas en ambas direcciones, lo que permitirá determinar si existe un dominio de respuesta en el eje débil respecto al fuerte. Para facilitar la interpretación de estos resultados, se representarán gráficamente mediante diagramas tipo roseta, como los utilizados por Buguño et al. (2022), los cuales permiten visualizar con claridad la variación de la respuesta estructural frente a la rotación del movimiento sísmico.

5 Resultados del análisis

5.1 Análisis lineal-elástico

5.1.1 Desplazamientos de Techo

En la Tabla 5.1 se presentan los desplazamientos del Centro de Masa (CM) de techo para cada dirección X e Y, en magnitud y como porcentaje de la altura del edificio (deriva total), en función del ángulo de incidencia sísmica para el caso lineal. En amarillo se destaca el valor máximo, que define el ángulo de incidencia crítica para cada dirección del edificio. Estos valores corresponden al máximo registrado durante el análisis tiempo-historia para cada eje y ángulo de incidencia, los cuales no ocurren al mismo tiempo en ambas direcciones como se aprecia en las figuras 5.1 y 5.2, en las que se presenta las historias de los desplazamientos en el tiempo, para ambas direcciones del edificio, para ambas direcciones críticas..

Tabla 5.1 Desplazamiento del CM de Techo – Caso Lineal Elástico.

| | Dirección X [cm] | Dir. X [% altura] | Dirección Y [cm] | Dir. Y [% altura] |
|------|------------------|-------------------|------------------|-------------------|
| 0° | 14,2 | 0,31% | 16,0 | 0,35% |
| 15° | 15,8 | 0,34% | 17,4 | 0,38% |
| 30° | 16,3 | 0,36% | 20,1 | 0,44% |
| 45° | 16,1 | 0,35% | 21,7 | 0,47% |
| 60° | 14,9 | 0,32% | 23,7 | 0,52% |
| 75° | 13,0 | 0,28% | 24,1 | 0,53% |
| 90° | 10,4 | 0,23% | 22,9 | 0,50% |
| 105° | 8,3 | 0,18% | 20,1 | 0,44% |
| 120° | 7,9 | 0,17% | 17,7 | 0,39% |
| 135° | 9,1 | 0,20% | 19,0 | 0,41% |
| 150° | 10,6 | 0,23% | 19,0 | 0,41% |
| 165° | 11,8 | 0,26% | 17,8 | 0,39% |
| 180° | 14,2 | 0,31% | 16,0 | 0,35% |

Fuente: Elaboración Propia.



Figura 5.1 Desplazamiento del CM de techo en el tiempo – Caso Lineal (30°)

Fuente: Elaboración propia.

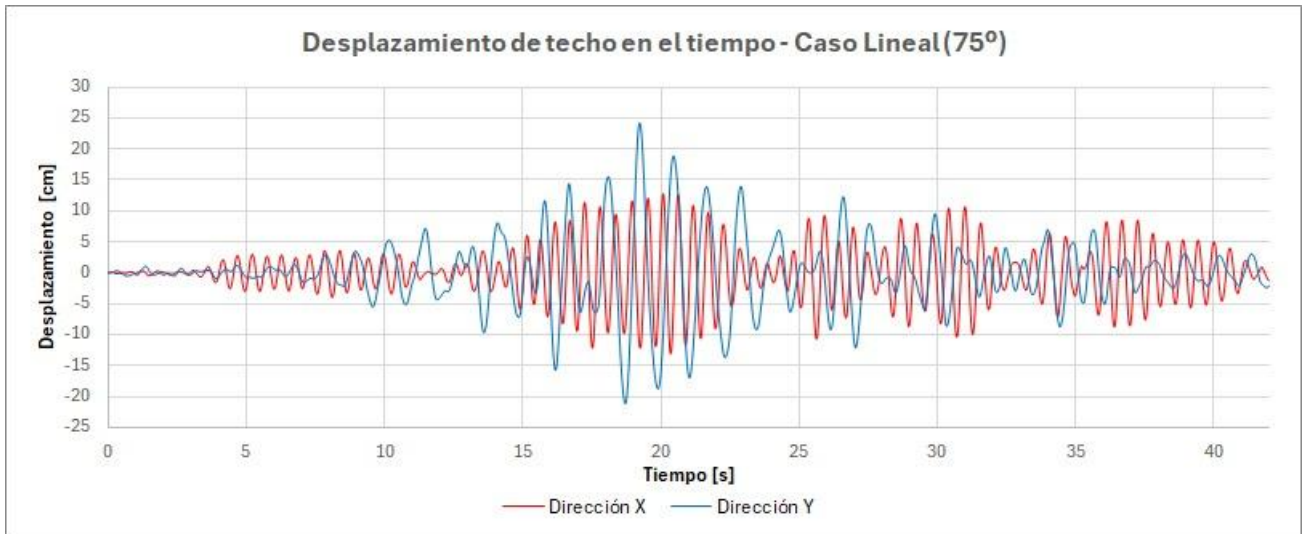


Figura 5.2 Desplazamiento del CM de techo en el tiempo – Caso Lineal (75°)

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 5.3 se presenta el gráfico radial que representa la variación de la deriva total para el caso lineal elástico para cada ángulo de incidencia, para ambas direcciones principales del edificio.

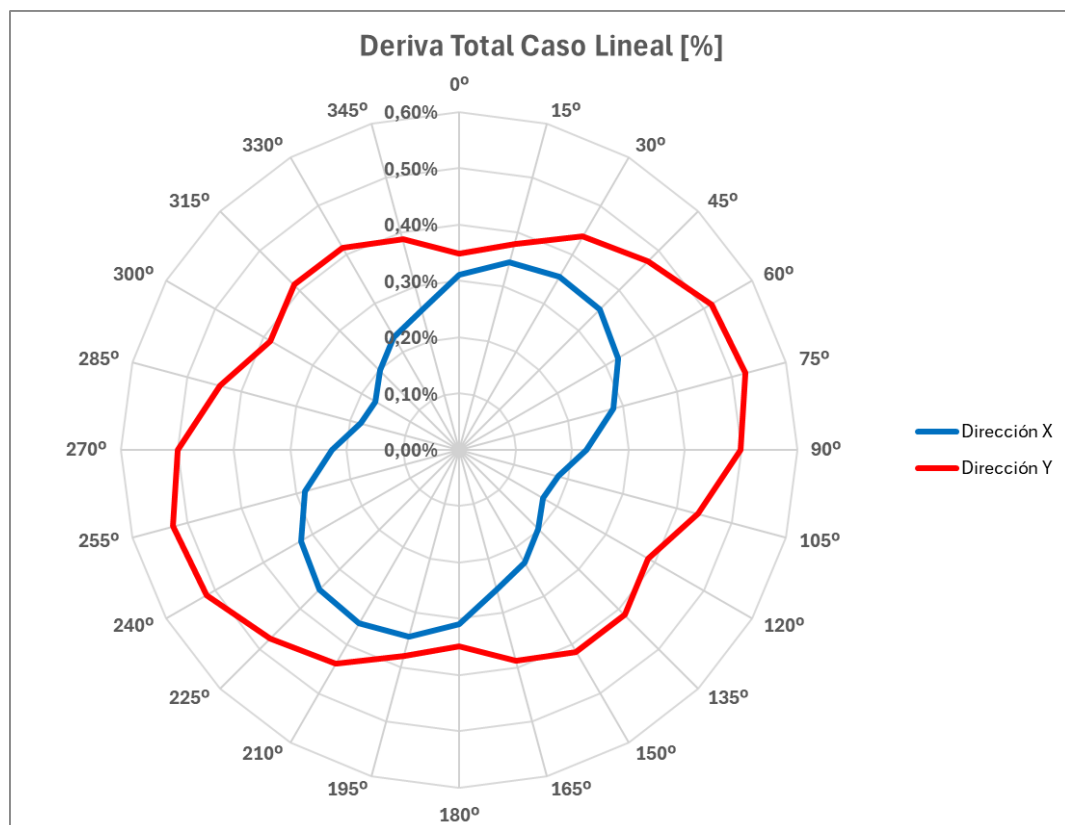


Figura 5.3 Deriva total [%] – Caso Lineal Elástico.

Fuente: Elaboración propia.

5.1.2 Corte basal

Los valores máximos del corte basal en las direcciones del eje longitudinal X (eje fuerte) y el eje transversal Y (eje débil) durante la respuesta, para cada ángulo de incidencia, se presentan en la Tabla

5.2. En amarillo se destaca el valor máximo, que define el ángulo de incidencia crítico para cada dirección del edificio. En la Figura 5.4 se presenta la roseta de cortes basales máximos para cada dirección, mientras que en las figuras 5.5 y 5.6 se presenta las historias de los cortes basales en el tiempo, para ambas direcciones del edificio, para ambas direcciones críticas .

Tabla 5.2 Corte basal – Caso Lineal Elástico.

| | Dirección X [Tf] | Dir. X [% Peso] | Dirección Y [Tf] | Dir. Y [% Peso] |
|------|------------------|-----------------|------------------|-----------------|
| 0° | 7051 | 96% | 1661 | 23% |
| 15° | 7883 | 108% | 1910 | 26% |
| 30° | 8246 | 113% | 2029 | 28% |
| 45° | 8048 | 110% | 2102 | 29% |
| 60° | 7301 | 100% | 2138 | 29% |
| 75° | 6261 | 85% | 2044 | 28% |
| 90° | 5153 | 70% | 1882 | 26% |
| 105° | 4195 | 57% | 1683 | 23% |
| 120° | 4063 | 55% | 1615 | 22% |
| 135° | 4565 | 62% | 1734 | 24% |
| 150° | 5194 | 71% | 1745 | 24% |
| 165° | 5827 | 80% | 1704 | 23% |
| 180° | 7051 | 96% | 1661 | 23% |

Fuente: Elaboración Propia.

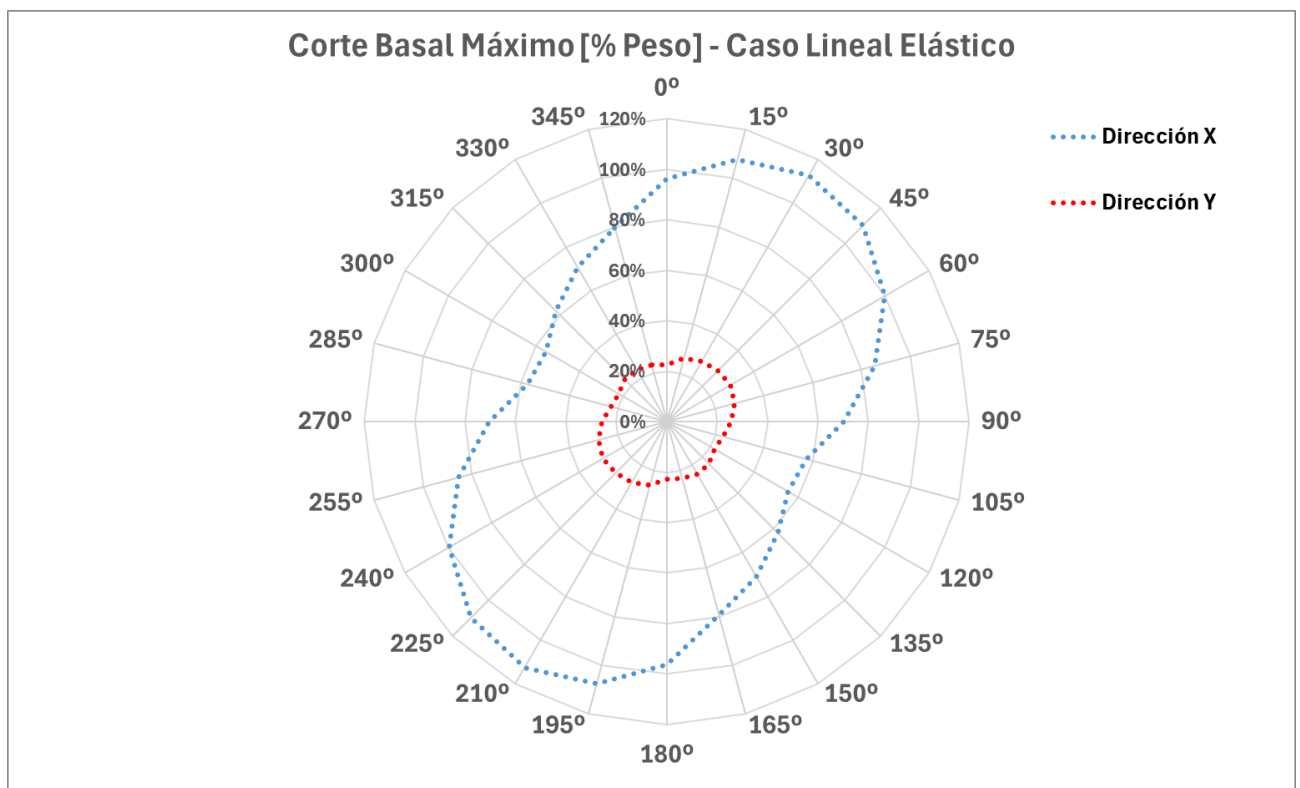


Figura 5.4 Corte basal máximo como porcentaje del peso sísmico por dirección – Caso Lineal.

Fuente: Elaboración Propia.

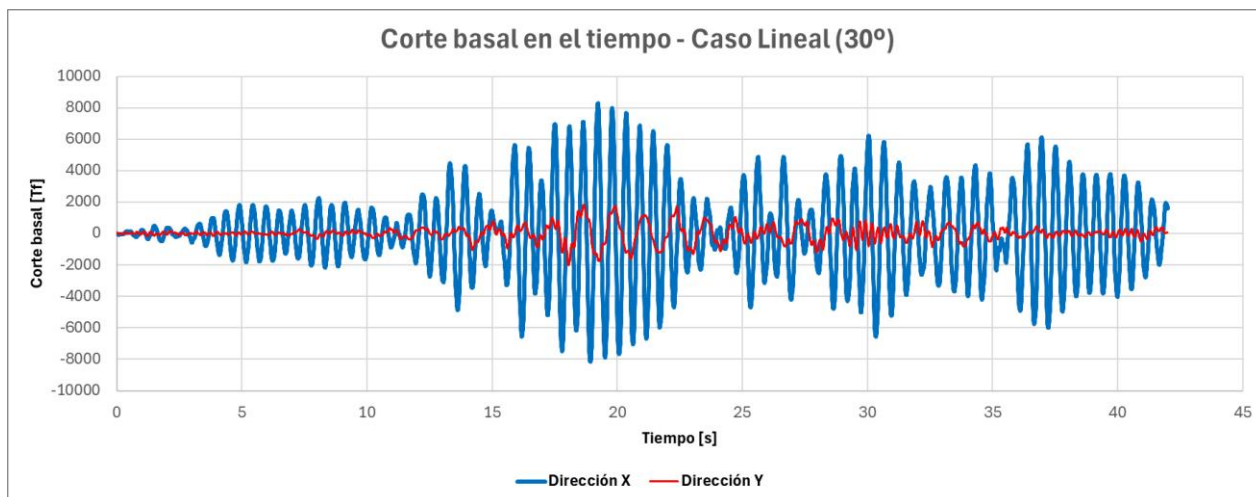


Figura 5.5 Corte Basal en el tiempo– Caso Lineal Elástico (30°).

Fuente: Elaboración propia.

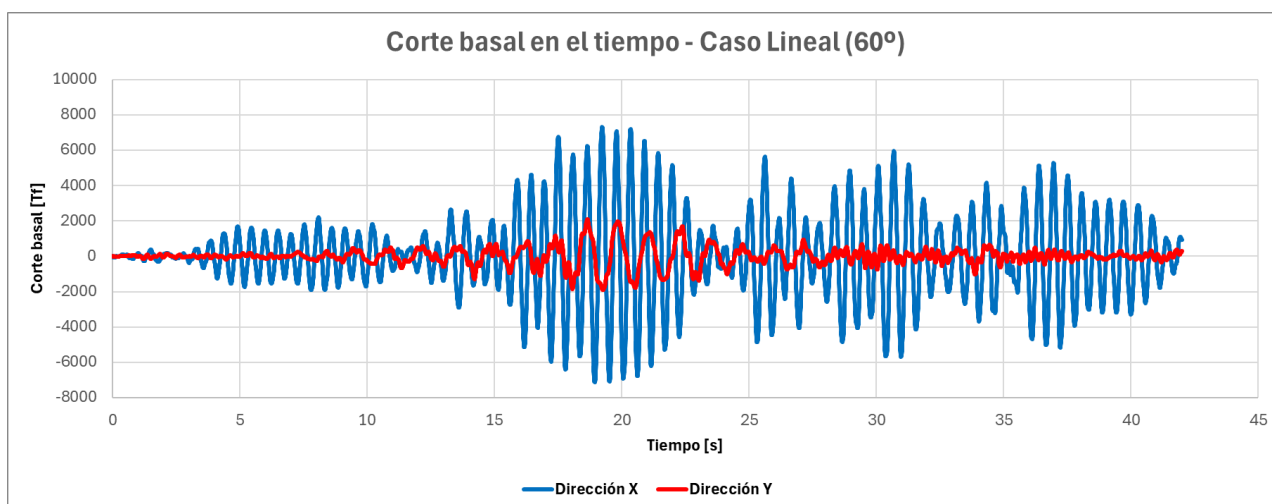


Figura 5.6 Corte Basal en el tiempo – Caso Lineal Elástico (60°).

Fuente: Elaboración propia.

5.2 Análisis no lineal

5.2.1 Desplazamientos de Techo

Al igual que para el caso lineal elástico, se presenta los resultados de desplazamientos del centro de masa (CM) del techo para el caso no lineal, como valor y como porcentaje de la altura del edificio (deriva total). En amarillo se destaca el valor máximo, que define el ángulo de incidencia crítico para cada dirección del edificio. De la misma forma, los máximos presentados no ocurren al mismo tiempo, lo que se aprecia en las figuras 5.7 y 5.8. Finalmente, en la Figura 5.9 se presenta el gráfico de la deriva total para cada ángulo de incidencia.

Tabla 5.3 Desplazamiento del CM de Techo – Caso No Lineal

| | Dirección X [cm] | Dir. X [% altura] | Dirección Y [cm] | Dir. Y [% altura] |
|------|------------------|-------------------|------------------|-------------------|
| 0° | 13,3 | 0,29% | 14,7 | 0,32% |
| 15° | 13,8 | 0,30% | 17,0 | 0,37% |
| 30° | 13,7 | 0,30% | 19,4 | 0,42% |
| 45° | 13,6 | 0,30% | 20,7 | 0,45% |
| 60° | 13,3 | 0,29% | 22,7 | 0,49% |
| 75° | 11,8 | 0,26% | 23,1 | 0,50% |
| 90° | 10,0 | 0,22% | 22,1 | 0,48% |
| 105° | 7,6 | 0,17% | 19,5 | 0,43% |
| 120° | 7,3 | 0,16% | 18,5 | 0,40% |
| 135° | 8,8 | 0,19% | 19,0 | 0,41% |
| 150° | 10,7 | 0,23% | 18,6 | 0,40% |
| 165° | 12,2 | 0,27% | 16,7 | 0,36% |
| 180° | 13,3 | 0,29% | 14,7 | 0,32% |

Fuente: Elaboración Propia.

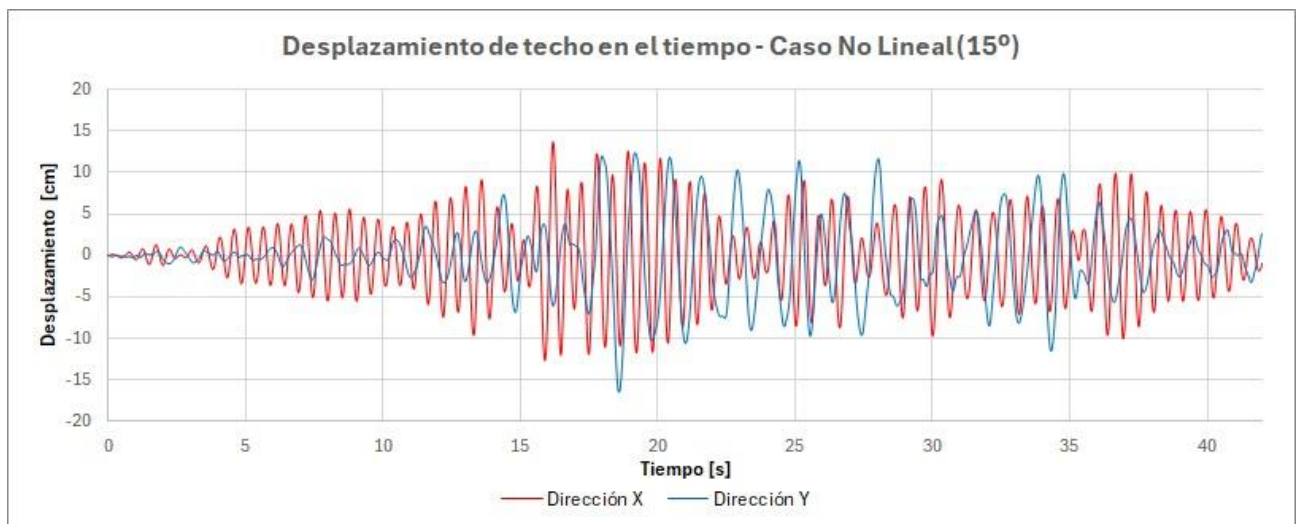


Figura 5.7 Desplazamiento del CM de techo en el tiempo – Caso No Lineal (15°)

Fuente: Elaboración propia.

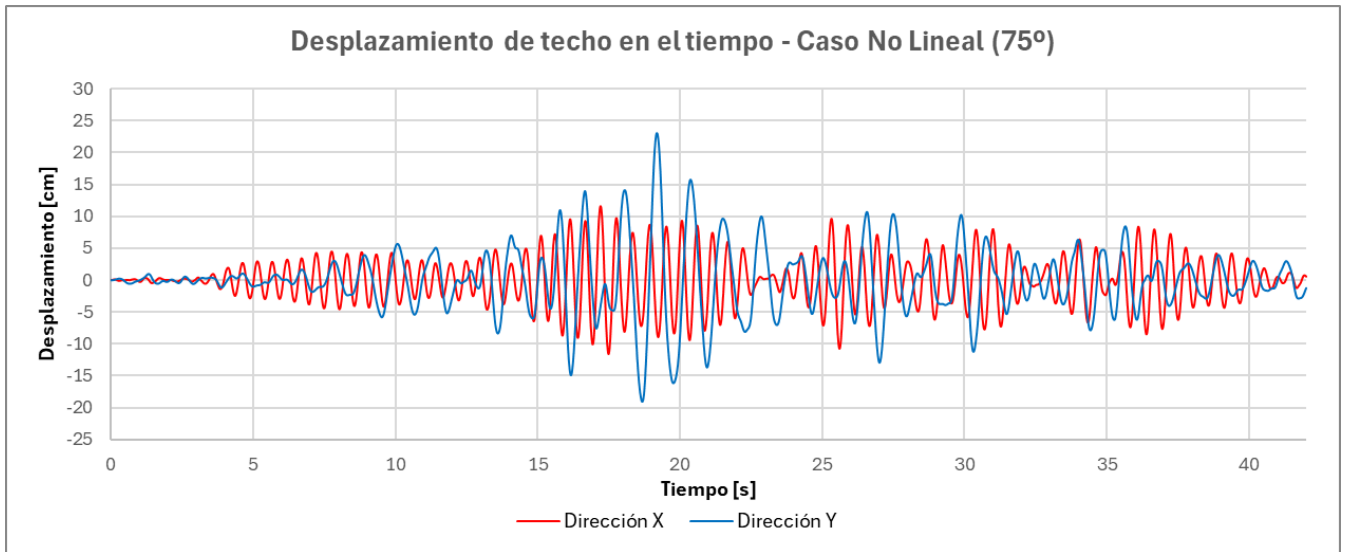


Figura 5.8 Desplazamiento del CM de techo en el tiempo – Caso No Lineal (75°)

Fuente: Elaboración propia.

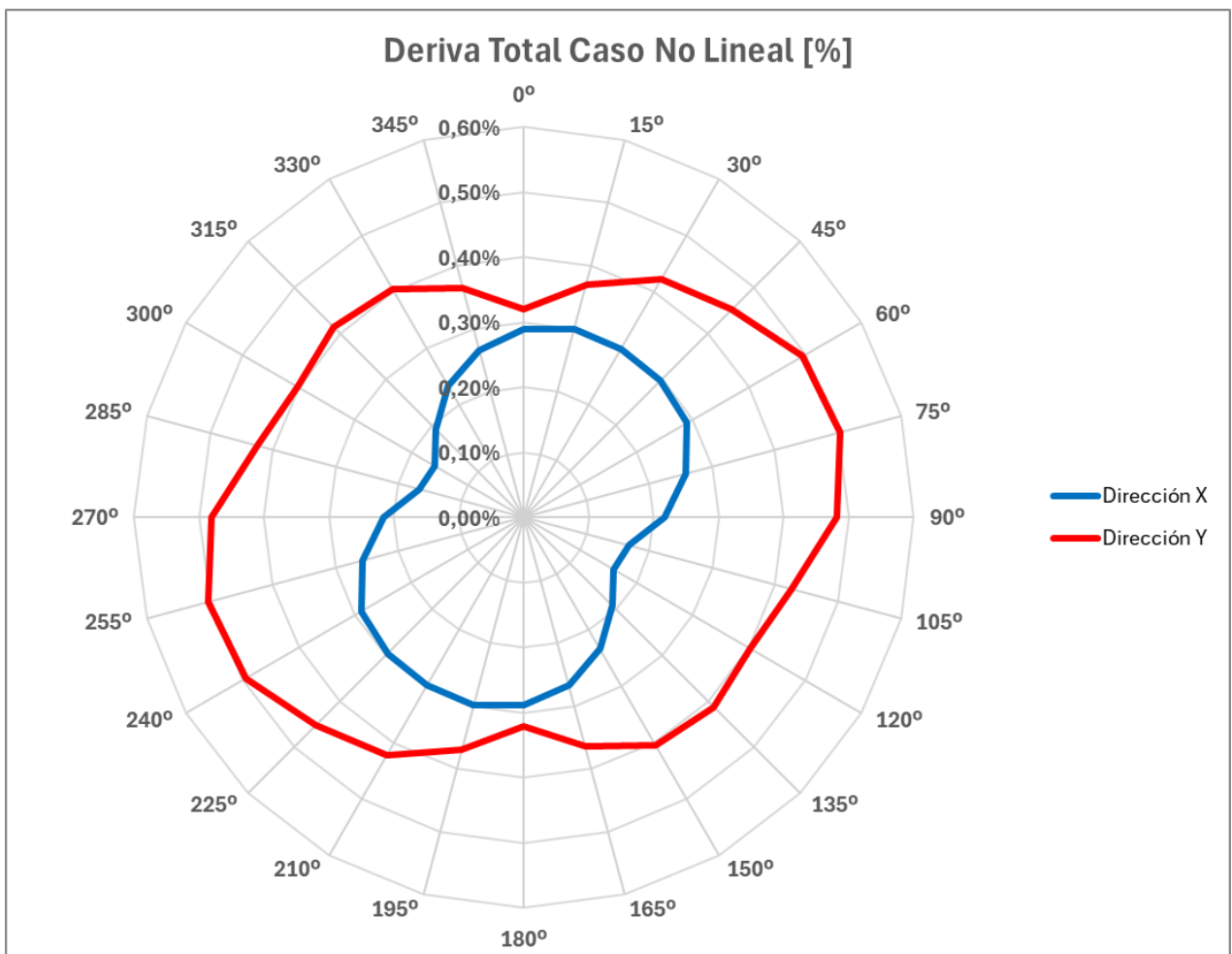


Figura 5.9 Deriva total [%] – Caso No Lineal.

Fuente: Elaboración propia.

5.2.2 Corte basal

De manera análoga al caso lineal, se obtiene los resultados de los cortes basales máximos obtenidos para cada ángulo de incidencia y por cada eje estructural (X e Y). Estos se pueden apreciar de manera textual en la Tabla 5.4, mientras que en la figura 5.10 se observa de manera gráfica la variación de esta sollicitación de acuerdo con el ángulo de incidencia para la dirección X e Y, respectivamente.

Tabla 5.4 Corte basal máximo – Caso No Lineal.

| | Dirección X [Tf] | Dir. X [% Peso] | Dirección Y [Tf] | Dir. Y [% Peso] |
|-------------|------------------|-----------------|------------------|-----------------|
| 0° | 6194 | 85% | 1471 | 20% |
| 15° | 6321 | 86% | 1620 | 22% |
| 30° | 6207 | 85% | 1677 | 23% |
| 45° | 5949 | 81% | 1817 | 25% |
| 60° | 5788 | 79% | 1862 | 25% |
| 75° | 5494 | 75% | 1838 | 25% |
| 90° | 4818 | 66% | 1816 | 25% |
| 105° | 3849 | 53% | 1666 | 23% |
| 120° | 3558 | 49% | 1410 | 19% |
| 135° | 4333 | 59% | 1464 | 20% |
| 150° | 5213 | 71% | 1555 | 21% |
| 165° | 5842 | 80% | 1555 | 21% |
| 180° | 6194 | 85% | 1471 | 20% |

Fuente: Elaboración Propia.

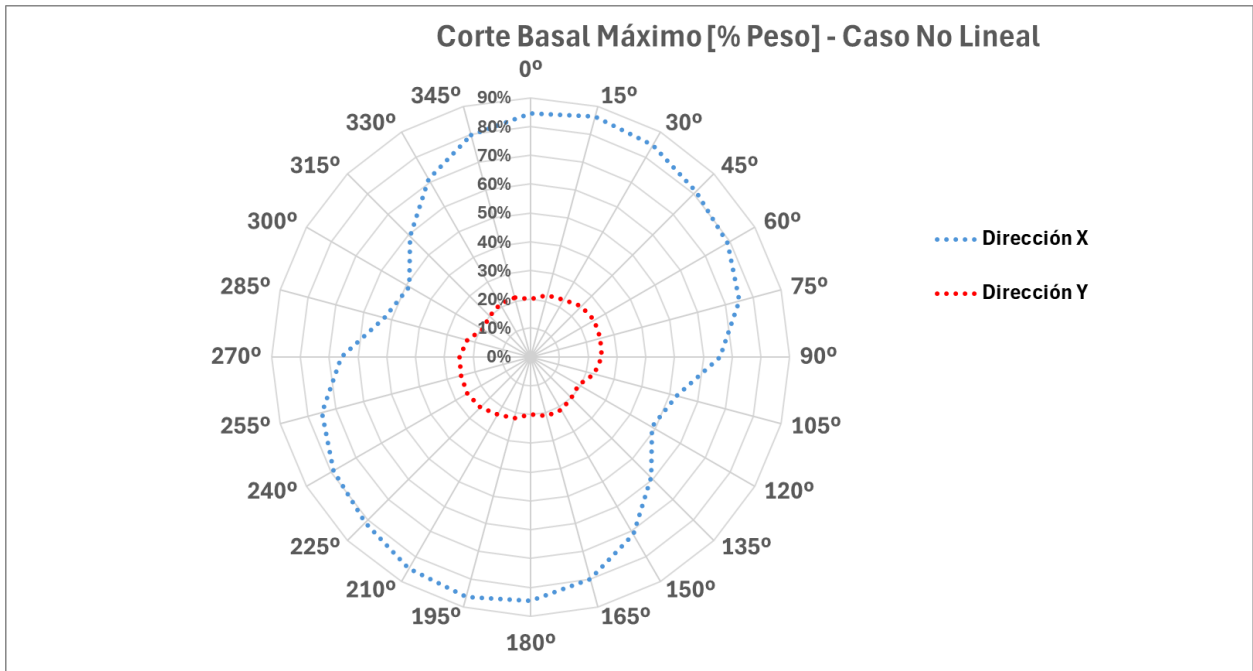


Figura 5.10 Corte basal máximo como porcentaje del peso sísmico por dirección – Caso No Lineal.

Fuente: Elaboración Propia.

En las figuras 5.11 y 5.12 se presenta las curvas de la historia corte basal-deriva para los ángulos de incidencia críticos de corte basal, 15° y 75°, respectivamente.

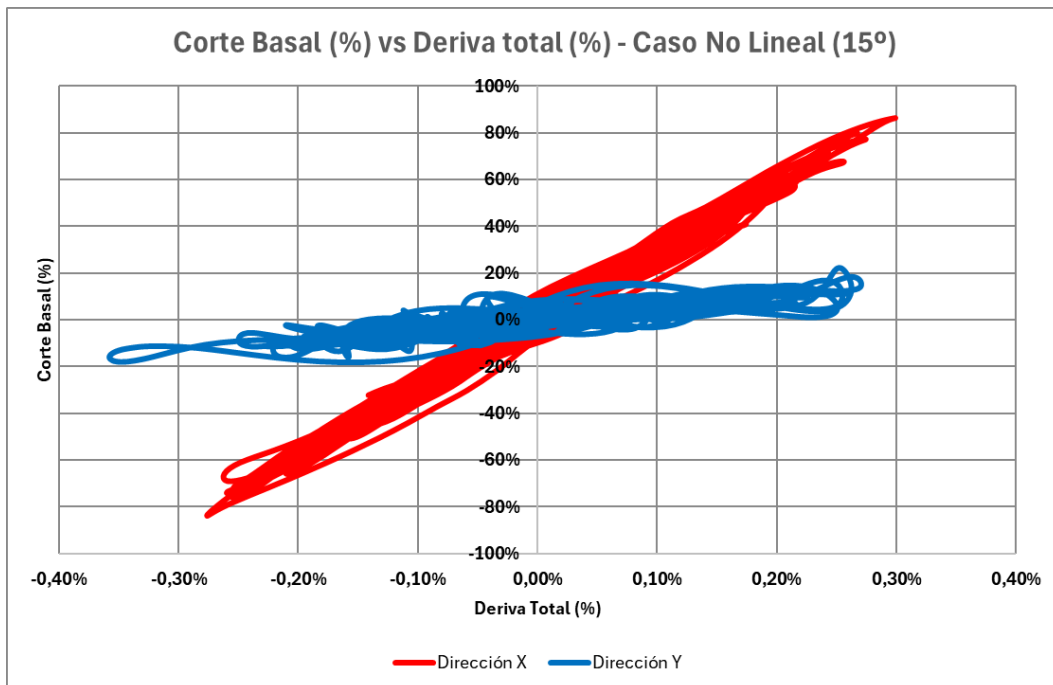


Figura 5.11 Corte Basal % vs Deriva Total % – Caso No Lineal (15°).

Fuente: Elaboración propia.

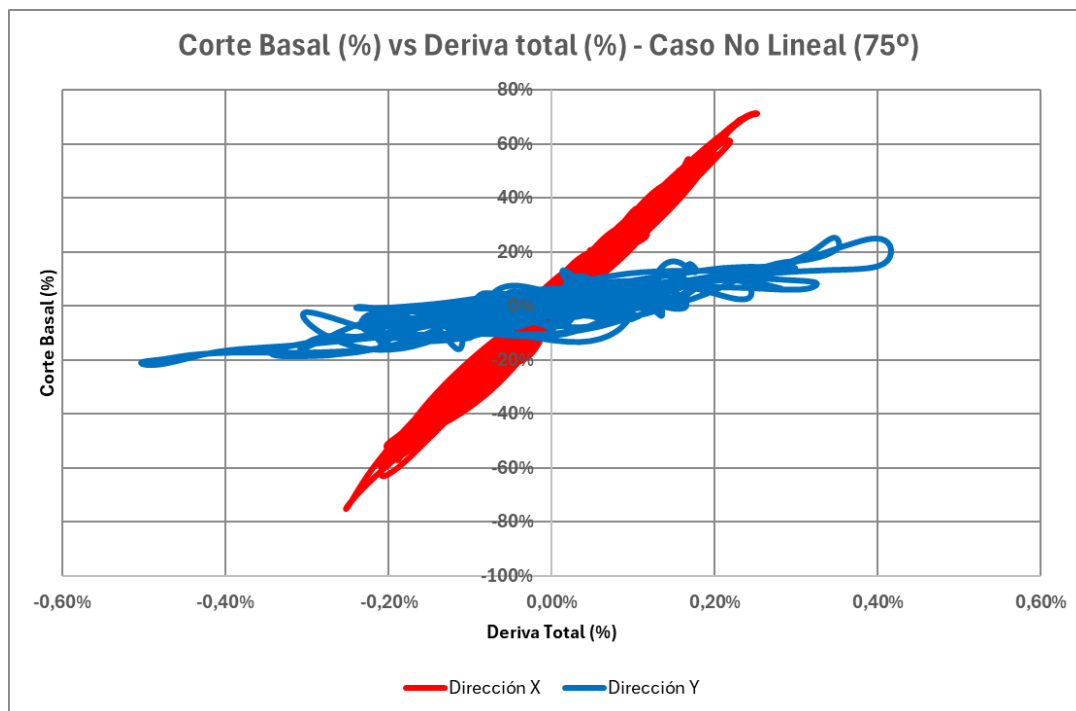


Figura 5.12 Corte Basal % vs Deriva Total % – Caso No Lineal (75°).

Fuente: Elaboración propia.

5.2.3 Solicitaciones máximas

Las figuras 5.13, 5.15, 5.15 y 5.16 muestran la distribución de los muros según su comportamiento no lineal, destacando en rojo aquellos que incursionan completamente en el rango no lineal, es decir, aquellos en que se supera la resistencia máxima del hormigón y el refuerzo alcanza la fluencia para deformaciones mayores a 0,002. En morado se identifican los muros que presentan un comportamiento parcialmente no lineal, ya sea por alcanzar la fluencia del refuerzo o por exceder el límite lineal del hormigón ($0,5 f'_c$), sin superar la resistencia máxima del hormigón. Finalmente, en amarillo se representan los elementos cuyo comportamiento permanece dentro del rango lineal. La clasificación se presenta para los muros en los primeros dos pisos del edificio, bajo las sollicitaciones generadas por los registros sísmicos orientados en los ángulos críticos de incidencia de 15° y 75° , respectivamente.

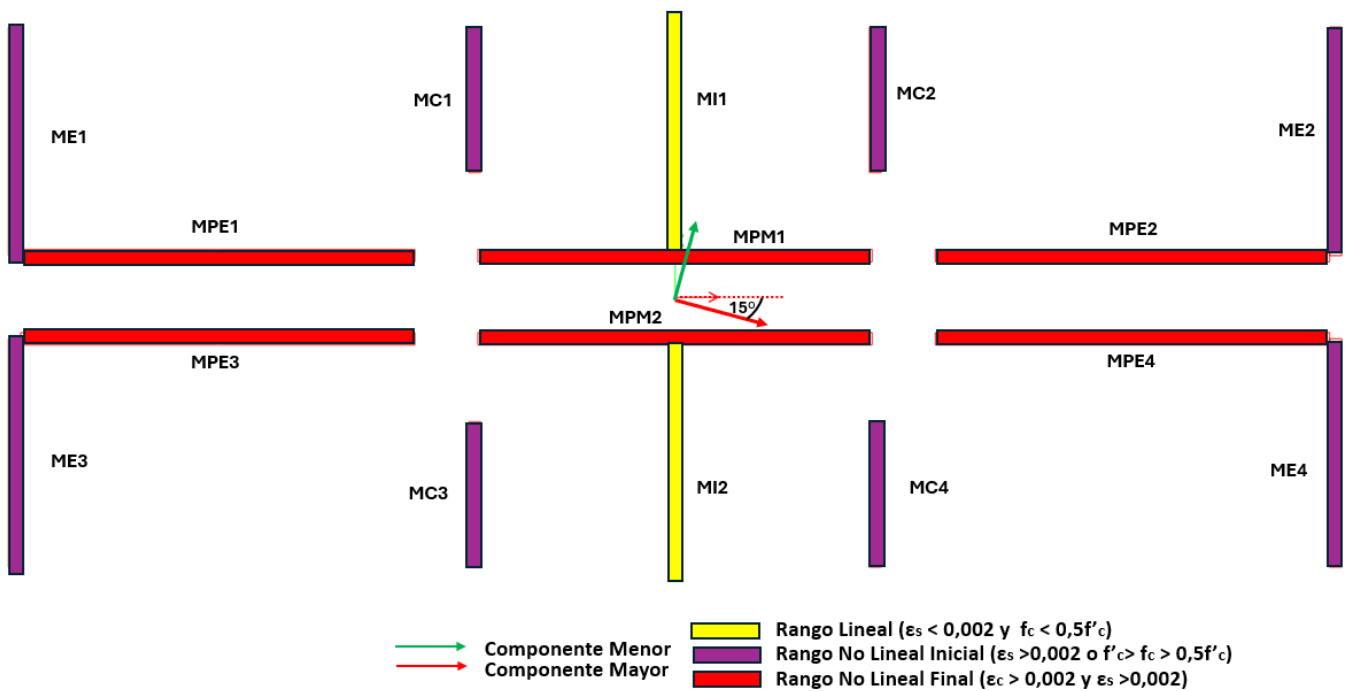


Figura 5.13 Esquema de comportamiento de muros en primer piso (15°).

Fuente: Elaboración propia.

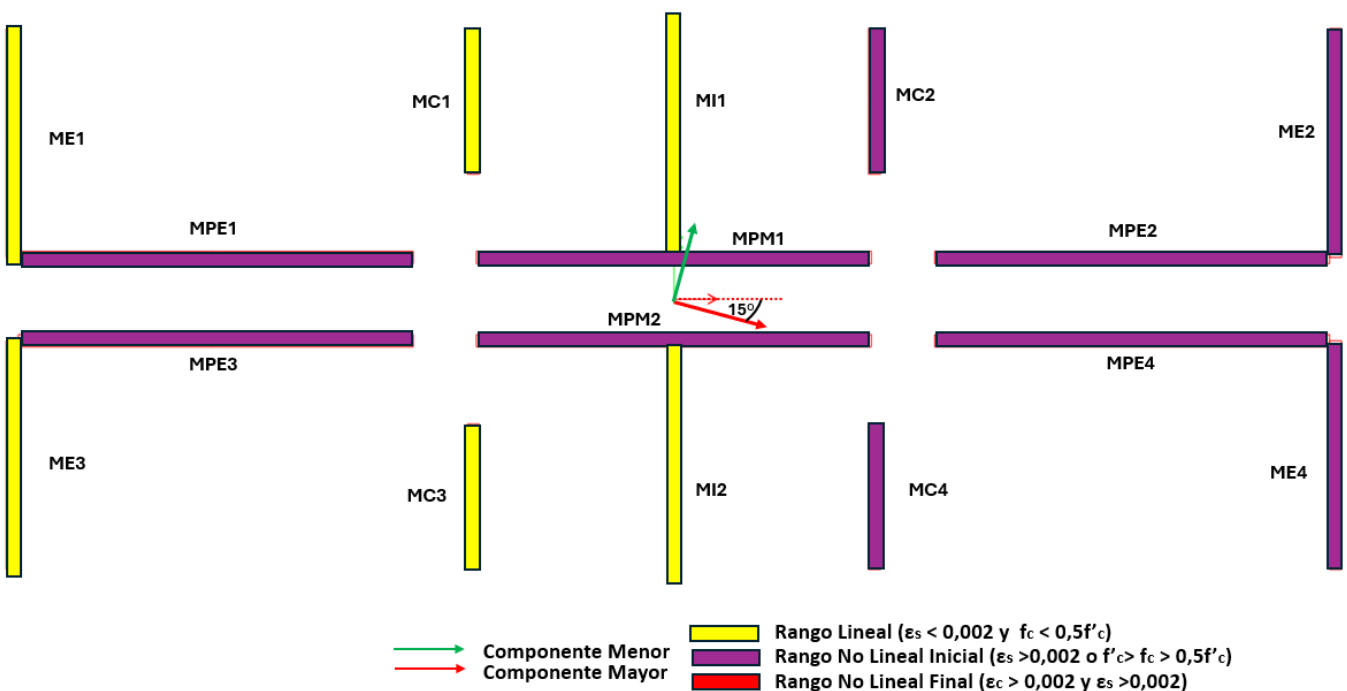


Figura 5.14 Esquema de comportamiento de muros en segundo piso (15°).

Fuente: Elaboración propia.

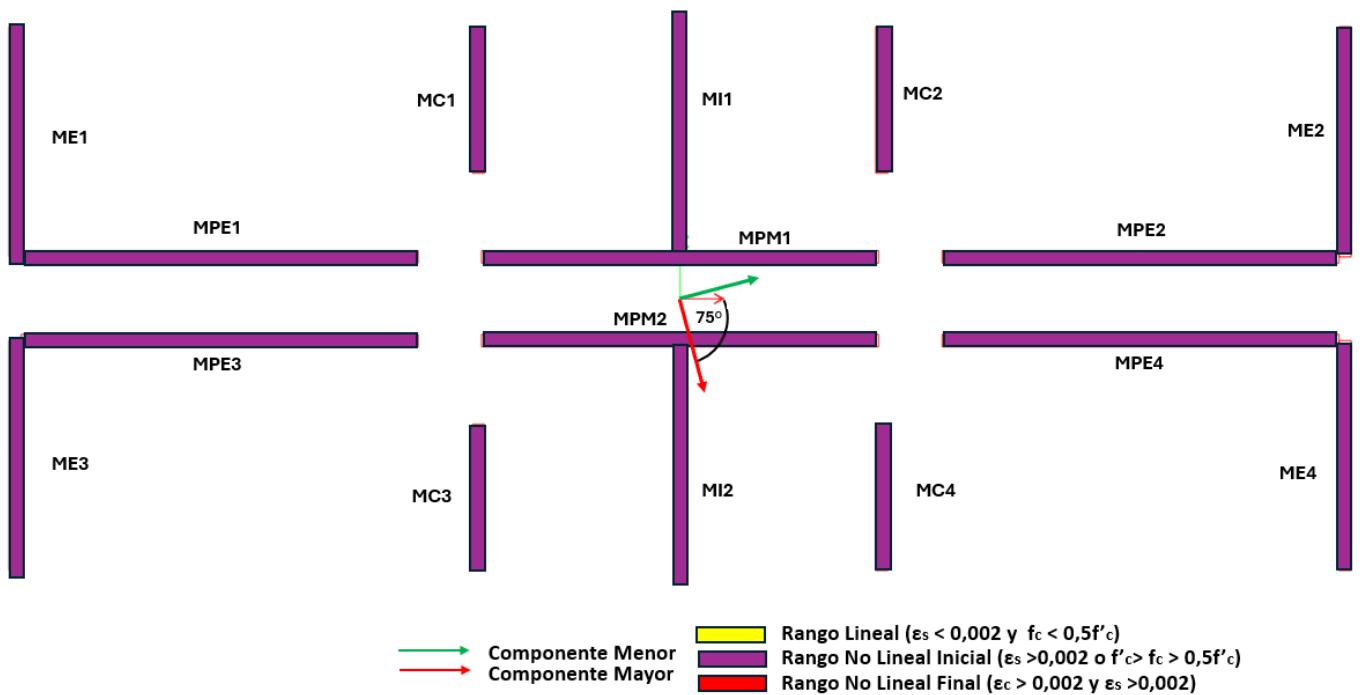


Figura 5.15 Esquema de comportamiento de muros en primer piso (75°).

Fuente: Elaboración propia.

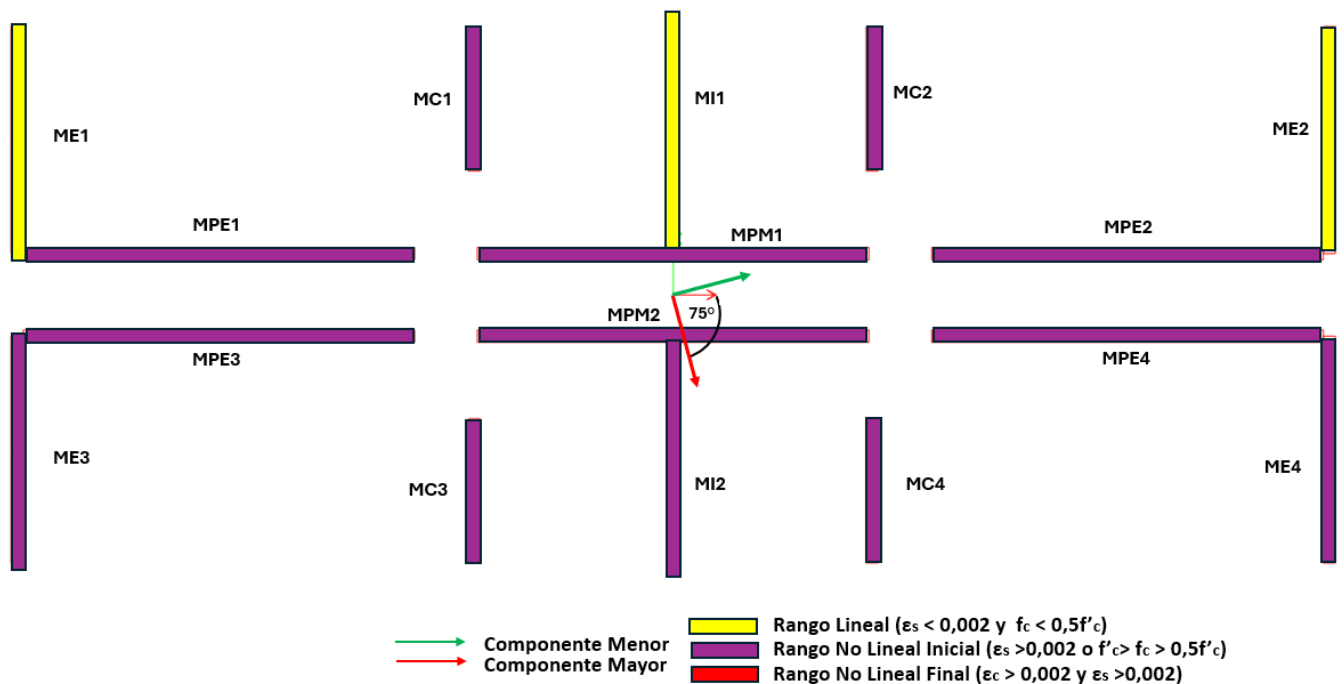


Figura 5.16 Esquema de comportamiento de muros en segundo piso (75°).

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 5.17 se muestra la respuesta de una de las rótulas plásticas, ubicada en el muro “MP” del primer piso de la estructura, en términos de la curva momento-rotación. Este muro corresponde al muro más solicitado en la dirección fuerte del edificio (ubicado en el primer piso), para un ángulo de incidencia de 15°, lo que permite apreciar los ciclos de carga, el punto de la primera fluencia del refuerzo

y punto asociado al límite lineal teórico del hormigón ($0,5f_c$), en ambas direcciones. Adicionalmente, en la Figura 5.18 se presenta la curva de rotación en función de la deriva global para el mismo muro en el primer piso.

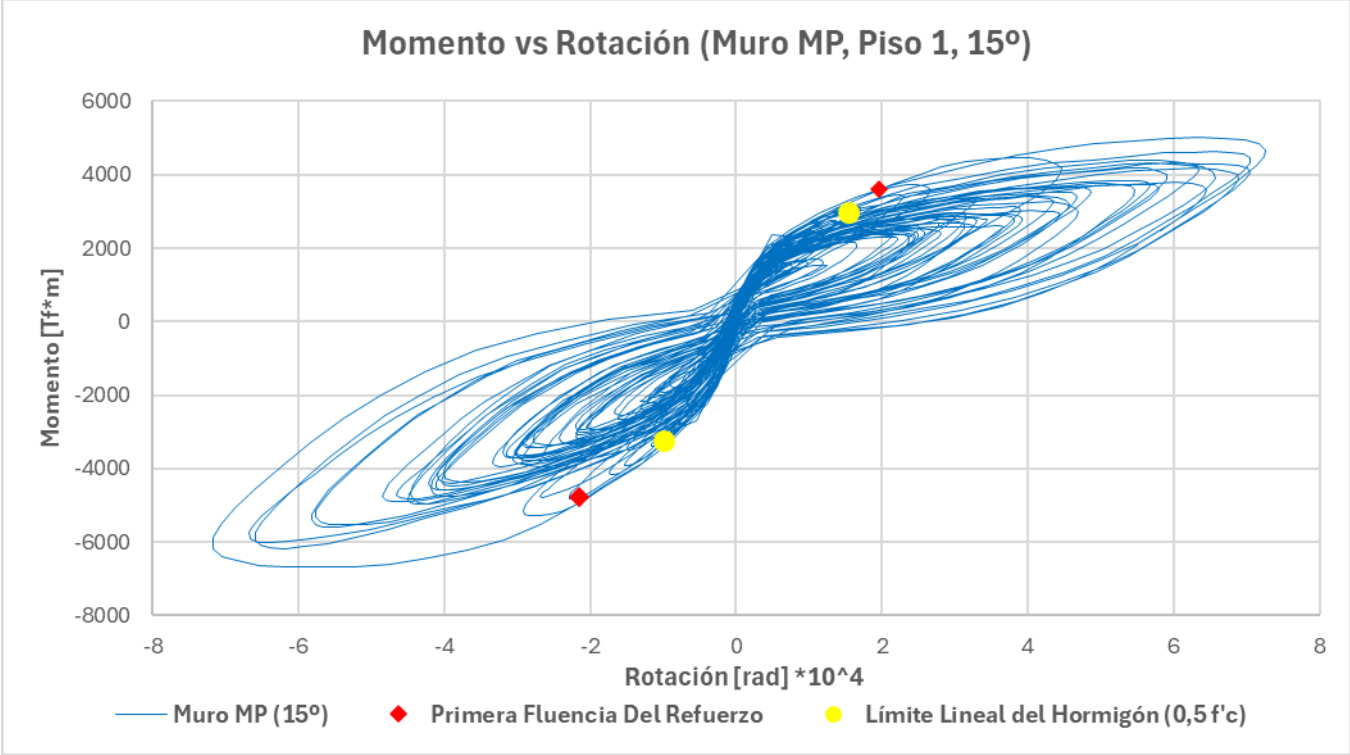


Figura 5.17 Curva Momento-Rotación Muro “MP” – Piso 1

Fuente: Elaboración Propia.

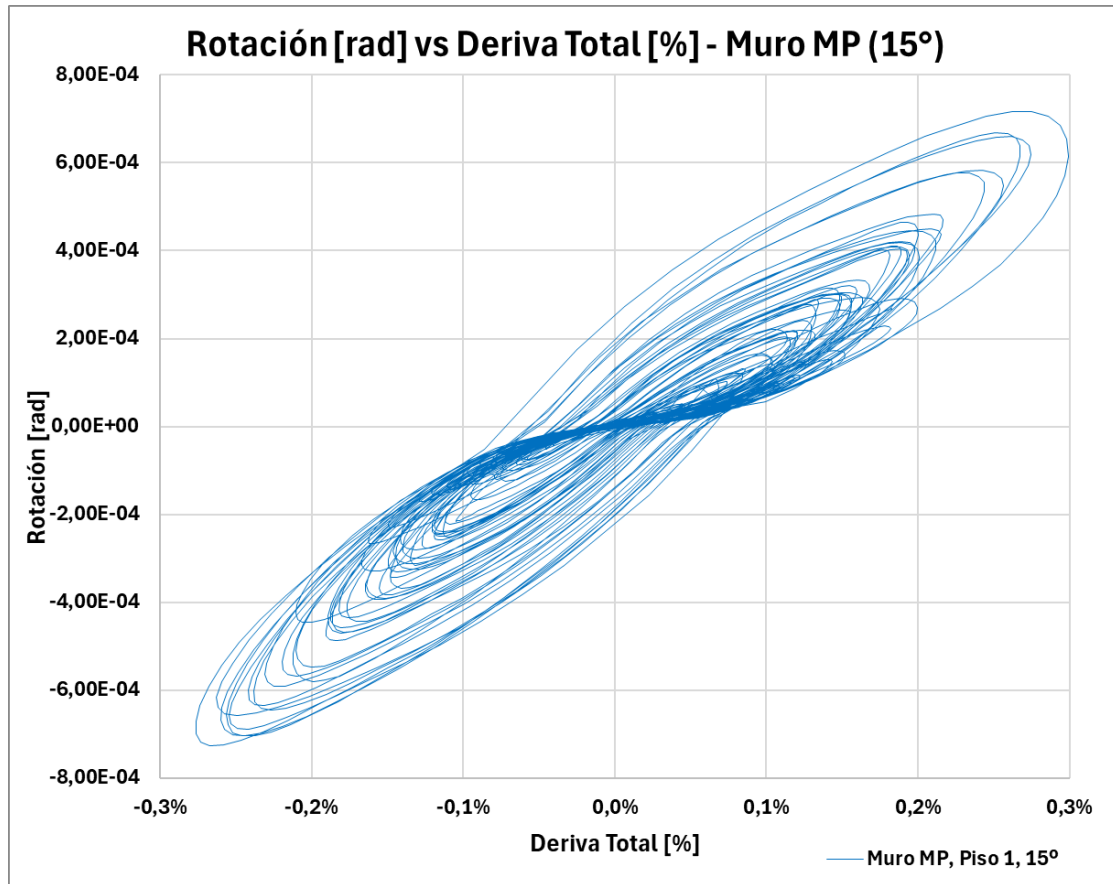


Figura 5.18 Gráfico rotación vs deriva total en el muro MP (15°).

Fuente: Elaboración propia.

En las figuras 5.19 y 5.20 se presenta las historias de las deformaciones máximas en la fibra de hormigón más comprimida y la de acero más traccionada del muro “MP” mostrado previamente en la Figura 5.17, para un ángulo de incidencia de 15°. Adicionalmente, las figuras 5.21 y 5.22 muestran curvas de respuesta esfuerzo-deformación máxima correspondientes a la fibra de hormigón más comprimida y la fibra de acero más traccionada, respectivamente, para el mismo muro y caso de sollicitación.

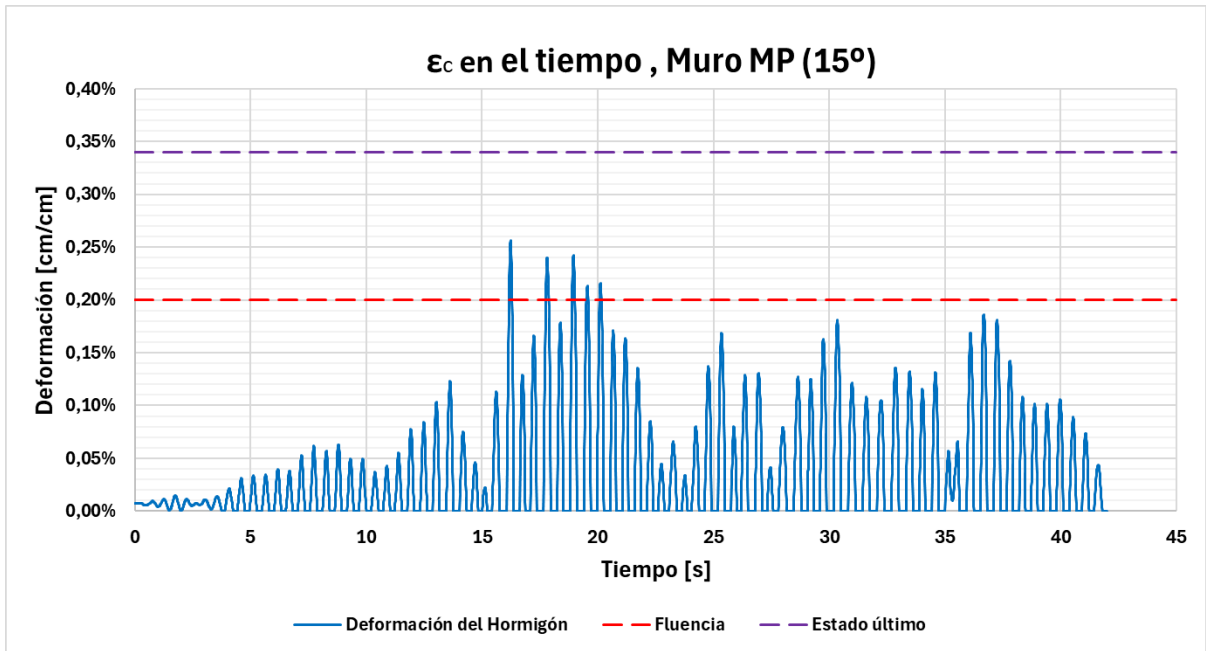


Figura 5.19 Deformación del concreto (ϵ_c) en el tiempo Muro “MP” – Piso 1 – Fibra 1 -15°

Fuente: Elaboración Propia.

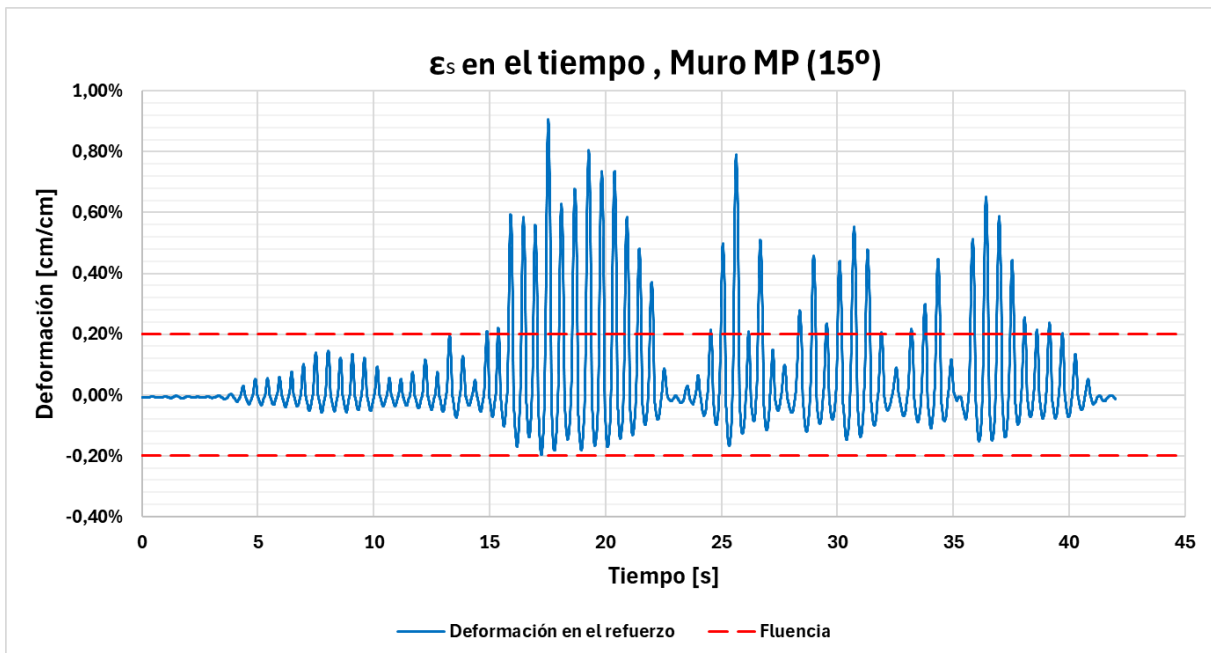


Figura 5.20 Deformación del refuerzo (ϵ_s) en el tiempo Muro “MP” – Piso 1 – Fibra 34 -15°

Fuente: Elaboración Propia.

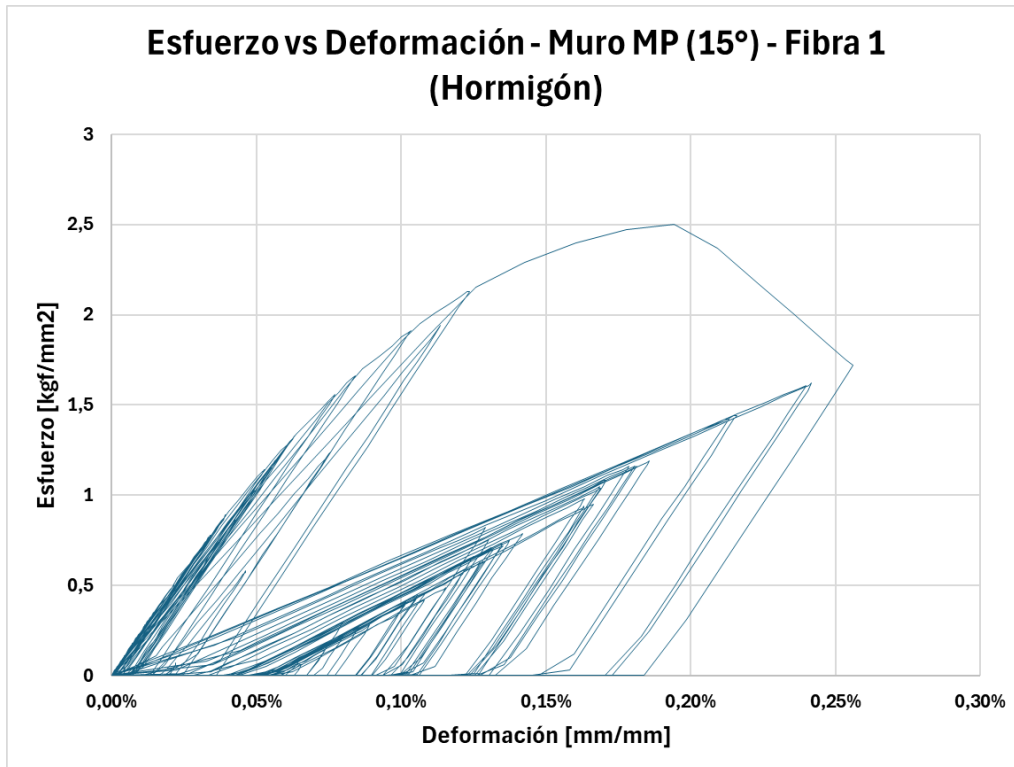


Figura 5.21 Curva de carga de la fibra de hormigón muro “MP” – Piso 1.

Fuente: Elaboración Propia.

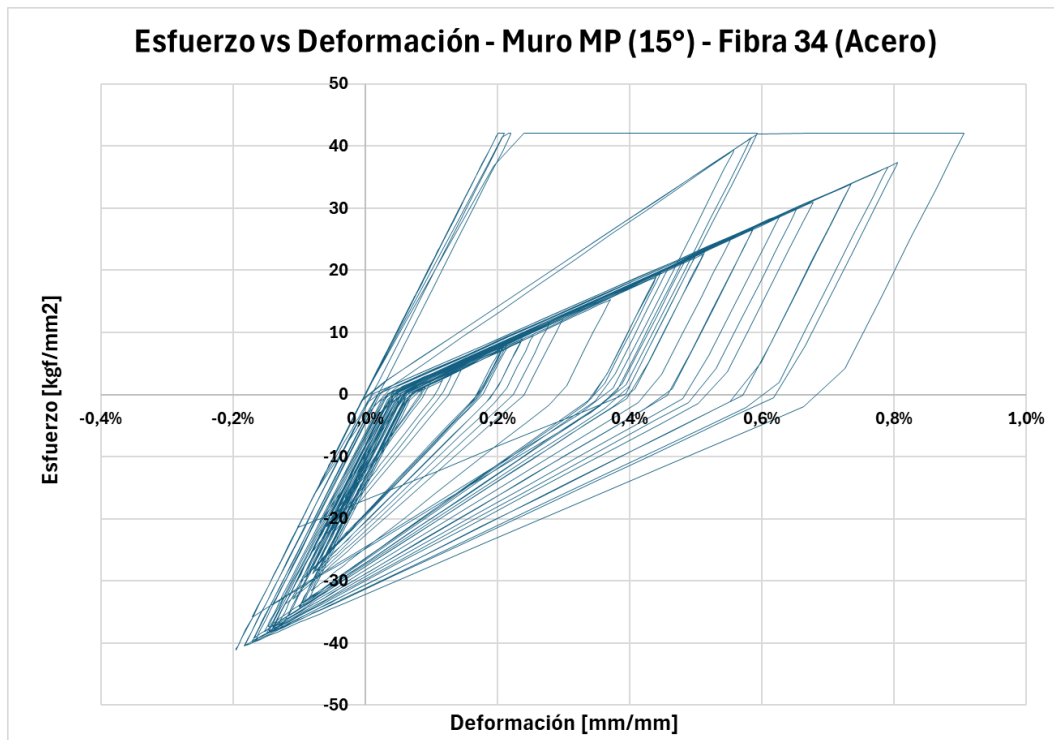


Figura 5.22 Curva de carga de la fibra de acero muro “MP” – Piso 1.

Fuente: Elaboración Propia.

La Tabla 5.5 presenta un resumen de los valores máximos de las solicitaciones obtenidas para cada muro (*pier*), considerando los distintos casos de carga analizados. Para cada parámetro (carga axial máxima y

mínima), así como momento flector en la base del muro. Se indican tanto el valor numérico como la dirección del ángulo correspondiente en la que dicha sollicitación ocurre. Cabe destacar que la carga axial se considera positiva cuando actúa en compresión y negativa en tracción, así como que estos valores presentados consisten en valores máximos (envolventes) que no necesariamente ocurren al mismo tiempo.

Tabla 5.5 Resumen de Envolventes de Sollicitaciones por Muro

| | MI | | ME | | MC | | MP | |
|------------------------|-------|---------------|-------|---------------|-------|---------------|-------|---------------|
| Parámetro | Valor | θ_{cr} | Valor | θ_{cr} | Valor | θ_{cr} | Valor | θ_{cr} |
| $P_{m\acute{a}x}$ [Tf] | 1629 | 75° | 3320 | 45° | 1190 | 60° | 1111 | 30° |
| $P_{m\acute{i}n}$ [Tf] | -891 | 60° | -2473 | 45° | -403 | 60° | 150 | 60° |
| M_3 [Tf*m] | 3237 | 75° | 3501 | 75° | 1117 | 75° | 7179 | 30° |

P= Carga Axial (Compresión Positiva), M_3 = Momento Flector en el plano del muro.

Fuente: Elaboración Propia.

A modo de ejemplo se muestra en las figuras 5.23, 5.24, 5.25 y 5.26 la historia de carga en el diagrama de interacciones para los muros más solicitados en el análisis, contrastado con la resistencia de diseño nominal y según el ACI 318.

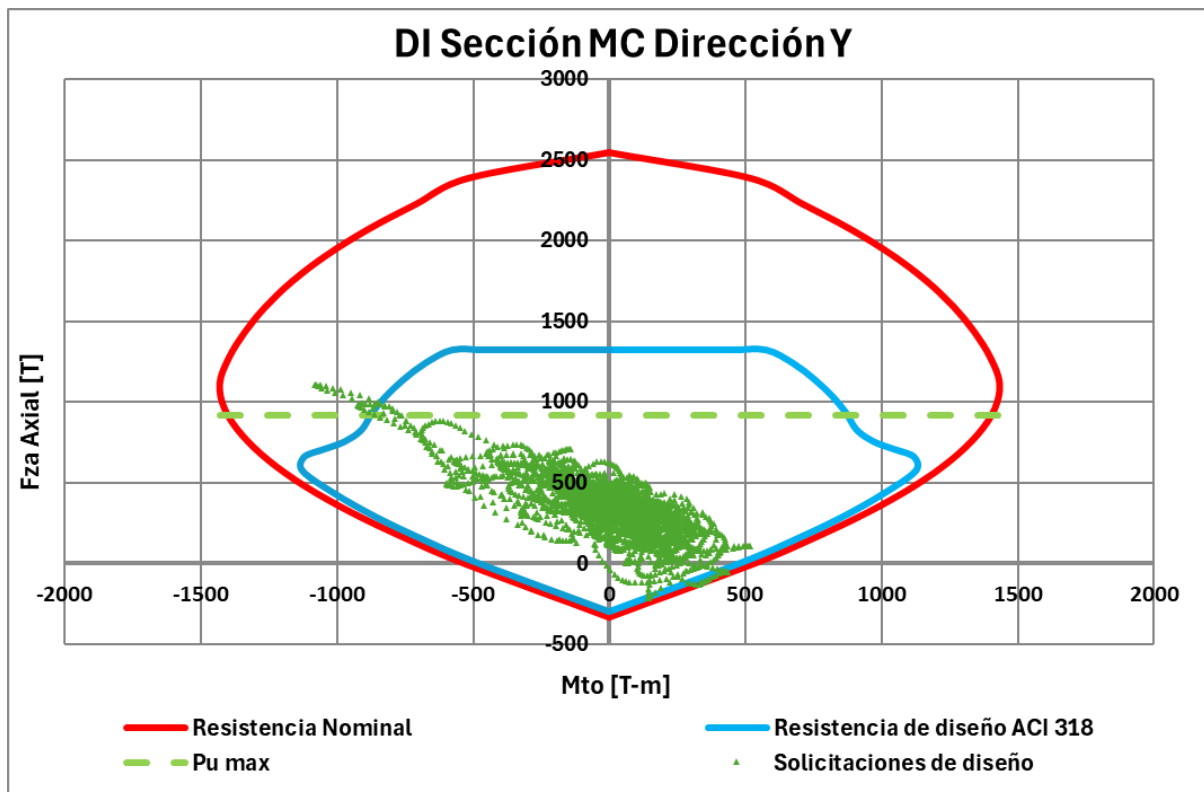


Figura 5.23 Historial de Carga muro MC para $\theta=60^\circ$

Fuente: Elaboración Propia.

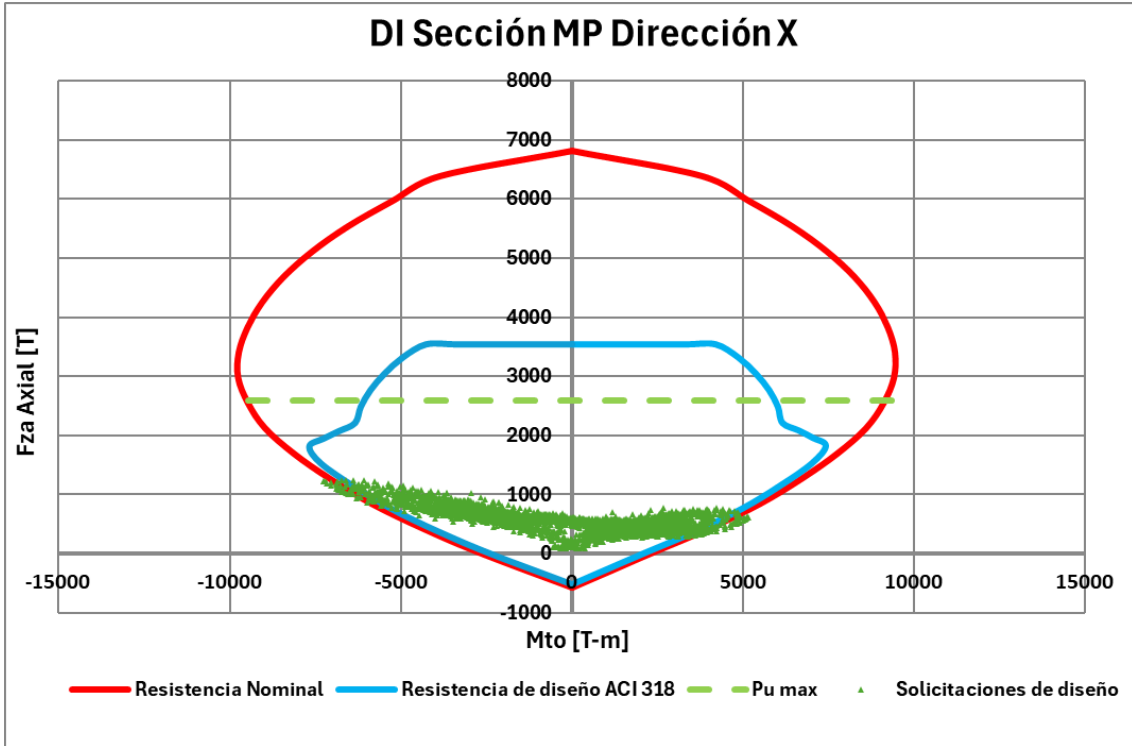


Figura 5.24 Historial de Carga muro MP para $\theta=30^\circ$

Fuente: Elaboración Propia.

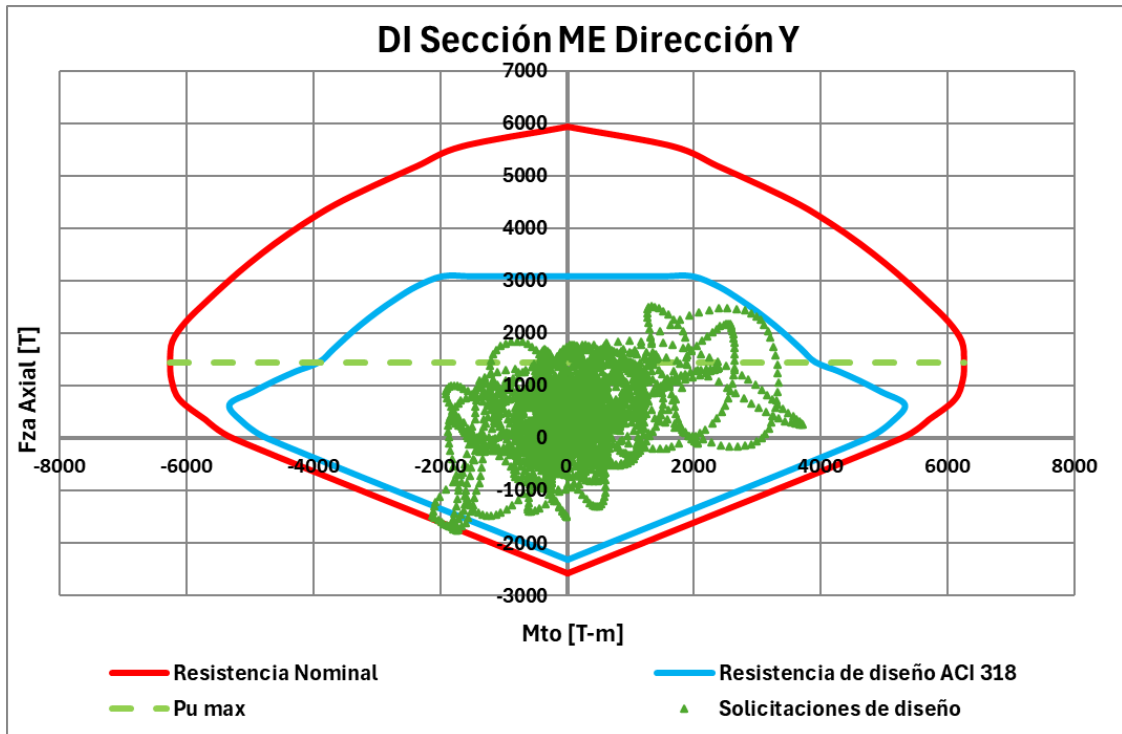


Figura 5.25 Historial de Carga muro ME para $\theta=60^\circ$

Fuente: Elaboración Propia.

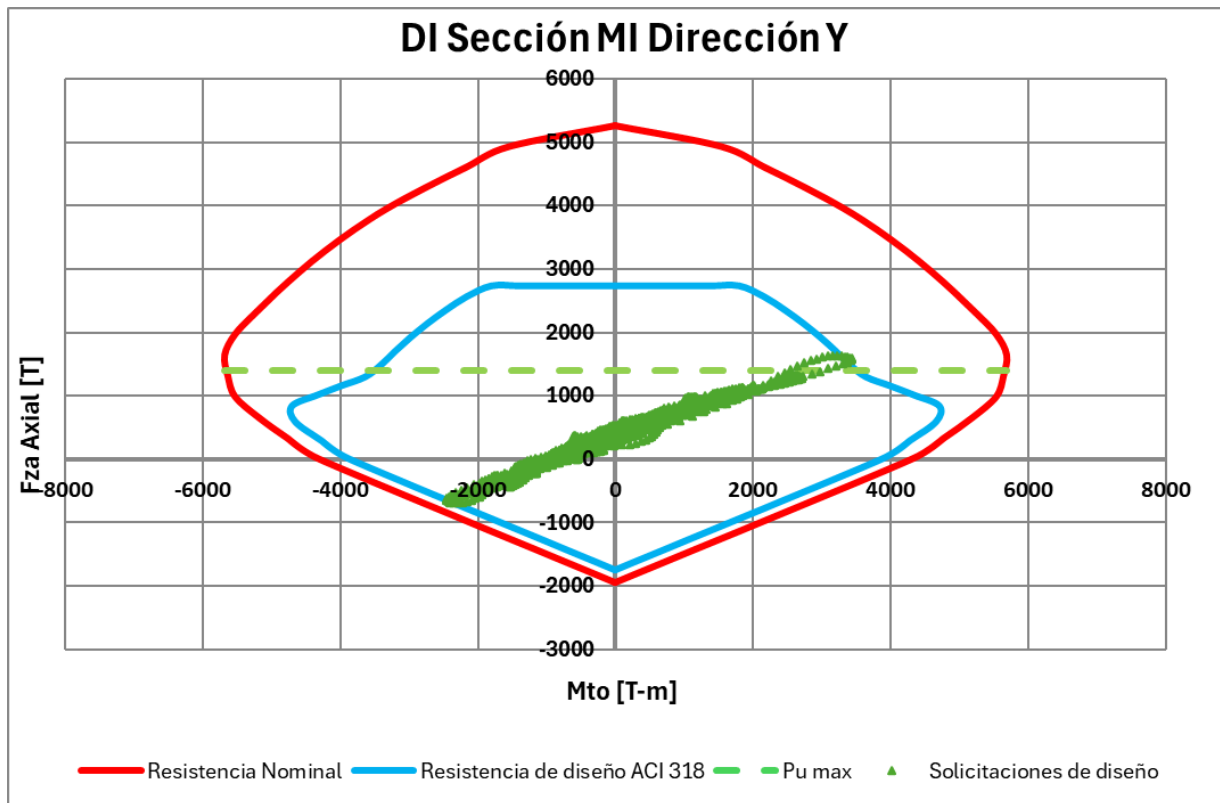


Figura 5.26 Historial de Carga muro MI para $\theta=60^\circ$

Fuente: Elaboración Propia.

6 Análisis de Resultados

6.1 Análisis Lineal-Elastico

6.1.1 Desplazamientos de Techo

Para prácticamente todos los ángulos de incidencia los desplazamientos en el eje débil (eje Y) son mayores que aquellos en el eje fuerte (eje X) mostrados previamente en la Figura 5.3. Sólo en el caso en que se aplica el registro mayor en la dirección del eje fuerte del edificio, el desplazamiento en la dirección fuerte resulta levemente superior al desplazamiento en la dirección del eje débil (Tabla 5.1).

La respuesta estructural del edificio muestra una marcada dependencia azimutal. En la dirección Y, el valor máximo se alcanza a un ángulo de incidencia de 75° , es decir, con el registro mayor a 15° de la dirección débil del edificio, lo cual se relaciona con la menor rigidez en esa dirección. En la dirección X, el máximo ocurre a un ángulo de incidencia de 30° . Es decir, los máximos no ocurren con los registros alineados con los ejes ortogonales principales del edificio. Este comportamiento refleja la influencia de la diferencia de rigidez entre los ejes principales de la estructura y la aplicación de las componentes bidireccionales del sismo de manera simultánea.

La importancia del efecto de la direccionalidad se aprecia comparando los máximos de las respuestas con los valores de los desplazamientos para los registros alineados con los ejes del edificio. Esta comparación se puede apreciar en la Tabla 6.1 donde, en el caso del valor máximo en dirección X se puede observar que el valor obtenido es de hasta un 157% el desplazamiento que se obtuvo para el caso donde el sismo incide con 90° , es decir, uno de los ejes principales. En dirección Y se observa de manera similar que si el sismo incide con un ángulo de 75° , este puede generar demandas de desplazamiento equivalentes a un 151% de los esperados para el caso con un ángulo de incidencia de 0° .

Tabla 6.1 Comparación de desplazamientos de techo máximos – Caso Lineal.

| Ángulo de incidencia | Dirección X [cm] | Dirección Y [cm] |
|-----------------------|------------------|------------------|
| 30° | 16,3 | - |
| 75° | - | 24,1 |
| 0° | 14,2 | 16,0 |
| 90° | 10,4 | 22,9 |
| Máx. c/r a 0° | 115% | 151% |
| Máx. c/r a 90° | 157% | 105% |

Fuente: Elaboración Propia.

Este comportamiento coincide con lo observado por Arancibia (2024), quien concluye que las direcciones críticas para desplazamientos de techo de su caso de estudio se presentan para 45° y 90°, para el eje fuerte y débil, respectivamente.

Magliulo et al. (2014) también destacaron que los desplazamientos máximos en modelos lineales elásticos se localizaban en direcciones intermedias y no necesariamente alineadas con los ejes del edificio, siendo particularmente notorio en edificios irregulares tanto en masa como en rigidez.

6.1.2 Corte Basal

El corte basal máximo se alcanza a 30° en la dirección X y a 60° en la dirección Y. Nuevamente, estos valores no coinciden con los ejes ortogonales, lo que demuestra que la dirección de mayor corte basal puede ser distinta de la de mayor desplazamiento, como ya ha sido comentado previamente por Rigato y Medina (2007). Estos autores encontraron diferencias de hasta 37% en corte y desplazamientos máximos variar la orientación del movimiento sísmico en estructuras regulares, incluso dentro del régimen elástico.

Por otro lado, Arancibia (2024) observó que el corte basal obtiene el mayor valor en direcciones intermedias cuando existe una distribución irregular de muros o rigideces entre ejes estructurales. Esta observación es válida para el presente caso, en el cual la configuración estructural genera caminos preferenciales de carga para direcciones distintas a 0° y 90°.

Las curvas corte basal versus deriva total muestran una rigidez estructural variable según el ángulo de incidencia. Esto fue también observado por Bugueño et al. (2022), quien encontró que estructuras con diferencia marcada de rigidez entre direcciones tienen variaciones de rigidez aparente de hasta un 30% entre distintas orientaciones.

Al analizar la magnitud de estos resultados con respecto a los ejes principales de la estructura se puede apreciar el efecto de la direccionalidad del sismo, es por eso por lo que en la Tabla 6.2 se presentan los resultados de los casos máximos para cada ángulo de incidencia y la comparación en cuanto a las direcciones principales de la estructura. En base a ello se puede concluir que, para todos los casos, asumir que las direcciones principales corresponden al caso crítico conlleva subestimar las demandas, encontrándose diferencias de hasta un 160% en la sollicitación crítica en dirección X al compararla con su orientación en 90°. Algo similar ocurre en la dirección Y donde la demanda puede ser hasta un 129% de la demanda estimada al analizar el sismo para una de las orientaciones principales (0°).

Tabla 6.2 Comparación corte basal máximo – Caso Lineal.

| Ángulo de incidencia | Dirección X [Tf] | Dirección Y [Tf] |
|-----------------------|------------------|------------------|
| 30° | 8246,4 | - |
| 60° | - | 2138,2 |
| 0° | 7050,6 | 1660,6 |
| 90° | 5152,5 | 1882,3 |
| Máx. c/r a 0° | 117% | 129% |
| Máx. c/r a 90° | 160% | 114% |

Fuente: Elaboración Propia.

6.2 Análisis No Lineal

6.2.1 Rango de no-linealidad

Un aspecto relevante del comportamiento observado está directamente asociado con las condiciones dadas por el diseño normativo. En la dirección del eje débil, los elementos estructurales fueron diseñados para resistir desplazamientos notoriamente mayores a los observados en el análisis no lineal: el edificio alcanzó solo el 45% del desplazamiento de diseño. Esto indica que la respuesta estructural en esa dirección se mantuvo constantemente bajo del umbral de fluencia, incluso bajo la variación en la incidencia del movimiento sísmico. En cambio, en el eje fuerte (X), los desplazamientos alcanzan cerca del 70% del valor límite, lo que permitió al sistema estructural incursionar en el rango no lineal, generando una respuesta más acorde a lo esperado para el estudio.

En las figuras 5.13 y 5.14 (caso crítico de desplazamiento en dirección X) se aprecia que todas las secciones del primer nivel, en la dirección eje fuerte del edificio, alcanzaron la fluencia del refuerzo y la resistencia máxima del hormigón mientras que, en la dirección débil, se observa que existen muros con comportamiento lineal y otros donde como máximo se supera el umbral no lineal pero no la resistencia máxima del hormigón. Así mismo, se observa que la mayoría de las rótulas desarrolladas alcanzan el segundo piso del edificio en ambos ejes, con menos de la mitad de los elementos estructurales que solo las desarrollan en el primer piso.

En cambio, en las figuras 5.15 y 5.16 (caso crítico de desplazamiento en dirección Y), se observa que todos los elementos superan el umbral no lineal, pero no se supera la resistencia máxima del hormigón en ninguno de ellos, lo que nos indica que el grado de no linealidad del eje débil -inclusive en el caso de desplazamiento crítico en esa dirección- es mucho menor comparado al eje X para este evento sísmico. Así mismo, las rótulas plásticas desarrolladas se distribuyen en su mayoría en el primer y segundo nivel.

El alcance de la respuesta no-lineal se aprecia en la Figura 5.21 que corresponde a la fibra de hormigón más solicitada en compresión, alcanzando deformaciones superiores al 0,2% durante la máxima respuesta no-lineal para el ángulo de incidencia crítico del desplazamiento de techo y corte basal (15°). Por otro lado, como se aprecia en la Figura 5.22, el refuerzo más traccionado supera la deformación de fluencia, alcanzando un 0,86%.

6.2.2 Desplazamientos de Techo

En régimen no lineal, para todos los ángulos de incidencia los desplazamientos en el eje débil (eje Y) son mayores que aquellos en el eje fuerte (eje X) (ver Figura 5.9).

En la dirección Y, el valor máximo del desplazamiento se alcanza a un ángulo de incidencia de 60°, es decir, con el registro mayor a 30° de la dirección débil del edificio. En la dirección X, el máximo ocurre a un ángulo de incidencia de 15°. Similar a la respuesta lineal, los máximos no ocurren con los registros alineados con los ejes ortogonales principales del edificio.

La importancia del efecto de la direccionalidad se aprecia comparando los máximos de las respuestas con los valores de los desplazamientos para los registros alineados con los ejes del edificio. Esta comparación se puede apreciar en la Tabla 6.3 donde, en el caso del valor máximo en dirección X se puede observar que el valor obtenido es de hasta un 138% el desplazamiento que se obtuvo para el caso donde el sismo incide con 90°, es decir, uno de los ejes principales. En dirección Y se observa de manera similar que si el sismo incide con un ángulo de 75°, este puede generar demandas de desplazamiento equivalentes a un 157% de los esperados para el caso con un ángulo de incidencia de 0°.

Tabla 6.3 Comparación de desplazamientos de techo máximos – Caso No Lineal.

| Ángulo de incidencia | Dirección X [cm] | Dirección Y [cm] |
|-----------------------|------------------|------------------|
| 30° | 13,75 | - |
| 75° | - | 23,1 |
| 0° | 10,0 | 22,1 |
| 90° | 13,3 | 14,7 |
| Máx. c/r a 0° | 138% | 105% |
| Máx. c/r a 90° | 104% | 157% |

Fuente: Elaboración Propia.

Los resultados concuerdan con lo observado por Pereira (2017), quien encontró en edificios reales que los mayores desplazamientos y daños ocurrieron en direcciones intermedias entre los ejes principales.

6.2.3 Corte Basal

En el análisis no lineal, el corte basal tiene sus máximos en ángulos de incidencia que no coinciden con los ejes principales del edificio. En la dirección X, el valor máximo se encuentra a 15° con 6321 [Tf], lo que representa el 86% del peso total del edificio.

En la dirección Y, el corte basal máximo ocurre a 60°, alcanzando 1862 [Tf], equivalente al 25% del peso total. Aunque este valor es bastante menor que en el eje longitudinal, también se produce en una dirección inclinada respecto a los ejes principales, lo que confirma la influencia del ángulo de incidencia en la distribución de esfuerzos en la estructura.

Asimismo, Bugueño et al. (2022) encontraron que la influencia de la direccionalidad aumenta en estructuras con diferencias importantes de rigidez entre ejes. Esto también se aprecia en este modelo, donde la respuesta no lineal es significativamente más alta en el eje X que en el eje Y. La diferencia en la rigidez transversal amplifica los efectos de los ángulos intermedios.

Por su parte, Kassem et al. (2024) señalaron que el daño estructural incrementa con el ángulo de incidencia, sobre todo en análisis no lineales con elementos de hormigón armado. Este efecto también se refleja en estos resultados, al observar que los máximos de corte basal ocurren en direcciones intermedias.

Al igual que para el caso lineal, al estudiar la magnitud de estos resultados con respecto a los ejes principales de la estructura se puede apreciar el efecto de la direccionalidad del sismo, es por eso que en la Tabla 6.2 se presentan los resultados de los casos máximos para cada ángulo de incidencia y la comparación en cuanto a las direcciones principales de la estructura.

En base a ello es posible concluir que, para todos los casos, asumir que las direcciones principales corresponden al caso crítico conlleva subestimar las demandas, encontrándose diferencias de hasta un 131% en la sollicitación crítica en dirección X al compararla con su orientación en 90°. Algo similar ocurre en la dirección Y donde la demanda puede ser hasta un 127% de la demanda estimada al analizar el sismo para una de las orientaciones principales (0°).

Tabla 6.4 Comparación corte basal máximo – Caso No Lineal.

| Ángulo de incidencia | Dirección X [Tf] | Dirección Y [Tf] |
|----------------------|------------------|------------------|
| 15° | 6321,1 | - |
| 60° | - | 1862,0 |
| 0° | 6194,0 | 1471,0 |
| 90° | 4818,0 | 1816,0 |
| Máx c/r a 0° | 102% | 127% |
| Máx c/r a 90° | 131% | 103% |

Fuente: Elaboración Propia.

Finalmente, se observa que la magnitud de estos cortes es relativamente alta con respecto al peso sísmico de la estructura, lo que podría indicar que el edificio tiene susceptibilidad a fallar por mecanismo de corte antes de fallar por mecanismos de rótulas plásticas. En un análisis preliminar, los elementos están sometidos a esfuerzos de corte que son mayores a los que admite la máxima cuantía de refuerzo transversal por norma.

6.2.4 Solicitaciones Internas en Muros

Las solicitaciones internas (momentos flectores y cargas axiales) presentan su máximo en muros del grupo MP en torno a 30°, mientras que los desplazamientos de dichos elementos ocurren en direcciones diferentes (15°). Esto confirma lo ya señalado por Magliulo et al. (2014) sobre que para cada parámetro estructural responde a una dirección de incidencia distinta, por lo que no es posible definir una única orientación crítica para toda la estructura.

Esta diferencia en el régimen de comportamiento se ve reflejada también en los ángulos de incidencia críticos. En el eje X, el ángulo que genera los mayores desplazamientos varía entre el análisis lineal (30°) y el no lineal (15°), lo que concuerda con lo planteado por Archila et al., quienes señalan que el ángulo crítico está fuertemente influido por el grado de no linealidad de la respuesta. En cambio, en el eje Y, al mantenerse el ángulo crítico en 75° para ambos modelos, se confirma la permanencia del comportamiento en el régimen predominantemente elástico.

Las rótulas plásticas se activan principalmente en la base de los muros principales, extendiéndose en la mayoría de los casos al segundo piso. Este patrón de daño progresivo es coherente con el observado en terreno por Pereira (2017), quien identifica la formación inicial de mecanismos plásticos en el primer nivel con extensión hasta el segundo o tercer piso.

Se observa en las figuras 5.17 y 5.18 un comportamiento no lineal generalizado, el cual ocurre antes del límite lineal teórico del hormigón ($0,5f_c$), cuando la fibra más comprimida de hormigón alcanza valores entre $0,3 f_c$ y $0,4 f_c$. Esto puede deberse a que el límite teórico puede no coincidir necesariamente con el límite lineal del modelo de Kent & Park (1971).

Todas las solicitaciones internas se mantienen dentro de los dominios de interacción definidos, lo cual indica que el modelo conserva capacidad estructural suficiente en todas las direcciones analizadas, pese a la activación de mecanismos inelásticos.

6.3 Comparación entre análisis lineal y no lineal

La comparación entre los resultados obtenidos del análisis lineal-elástico y el análisis no lineal, ambos utilizando la metodología tiempo-historia, permite evidenciar diferencias en cuanto a la dirección crítica, la magnitud de la respuesta estructural y la distribución del daño.

Uno de los aspectos más relevantes es la variación en las direcciones críticas según el tipo de análisis. En el caso del eje fuerte, el ángulo crítico para el desplazamiento es de 30° para el análisis lineal y de 15° en el no lineal. Por otro lado, en la dirección Y, la orientación crítica se mantiene en 75° para ambos modelos, lo que sugiere cierta estabilidad direccional cuando la demanda se concentra sobre el eje estructural de menor rigidez. Esta rotación de la dirección de máxima demanda ha sido documentada en

diversos estudios, como los realizados por Archila et al. (2017) donde se concluye que la incorporación de no linealidades puede alterar significativamente la dirección de respuesta crítica, especialmente en estructuras con geometría irregular o asimetrías en la rigidez.

Resulta de interés comparar el grado de subestimación de la demanda sísmica que genera un análisis lineal elástico contra un análisis no lineal, es por esto por lo que se presenta en la Tabla 6.5 un compilado del porcentaje de incremento de la demanda con respecto a los ejes principales para cada análisis. En ese sentido, se puede apreciar que un análisis lineal elástico puede sobreestimar o subestimar este incremento de la demanda de desplazamiento en magnitudes de hasta un 50% con respecto a las presentes en los ejes principales, mientras que los cortes basales pueden ser sobreestimados hasta valores cercanos al 30%.

Tabla 6.5 Comparación de variación de solicitaciones entre casos de análisis.

| | Desplazamientos de Techo Máximos | | | | | |
|----------------------|---|---------------|-------------------|--------------------|---------------|-------------------|
| | Dirección X | | | Dirección Y | | |
| | No Lineal | Lineal | Diferencia | No Lineal | Lineal | Diferencia |
| Máx c/r a 0° | 138% | 115% | 24% | 105% | 151% | -46% |
| Máx c/r a 90° | 104% | 157% | -53% | 157% | 105% | 52% |
| | Cortes Basales Máximos | | | | | |
| Máx c/r a 0° | 102% | 117% | -15% | 127% | 129% | -2% |
| Máx c/r a 90° | 131% | 160% | -29% | 103% | 114% | -11% |

Fuente: Elaboración Propia.

Adicionalmente, en la Tabla 6.6 se presenta la comparación entre los valores máximos entre los métodos de análisis por dirección. Se observa que el método lineal tiende a sobreestimar las demandas tanto en desplazamiento como en cortes basales, valores que aumentan según el grado de no linealidad de la dirección, es decir, para la dirección X las demandas son sobreestimadas, siendo hasta un 130% de las demandas reales.

Tabla 6.6 Comparación de solicitaciones máximas entre casos de análisis.

| | Desplazamientos Máximos de Techo [cm] | | |
|--------------------|--|---------------|--------------|
| | No Lineal | Lineal | L/NL% |
| Dirección X | 13,8 (15°) | 16,3 (30°) | 118% |
| Dirección Y | 23,1 (75°) | 24,1 (75°) | 104% |
| | Cortes Basales Máximos [Tf] | | |
| Dirección X | 6321 (15°) | 8246 (30°) | 130% |
| Dirección Y | 1862 (60°) | 2138 (60°) | 115% |

Fuente: Elaboración Propia.

En cuanto a la magnitud de la respuesta, los desplazamientos tienden a aumentar en el modelo no lineal, como resultado de la pérdida de rigidez asociada a la formación de rótulas plásticas y mecanismos de disipación. Sin embargo, en este caso, los desplazamientos de techo resultaron menores que en el modelo lineal (ver figuras 6.1 y 6.2). Esto se debe a que los mecanismos de disipación de energía incorporados en el comportamiento no lineal como la histéresis y la redistribución de esfuerzos permiten absorber parte importante de la energía sísmica, limitando los desplazamientos globales.

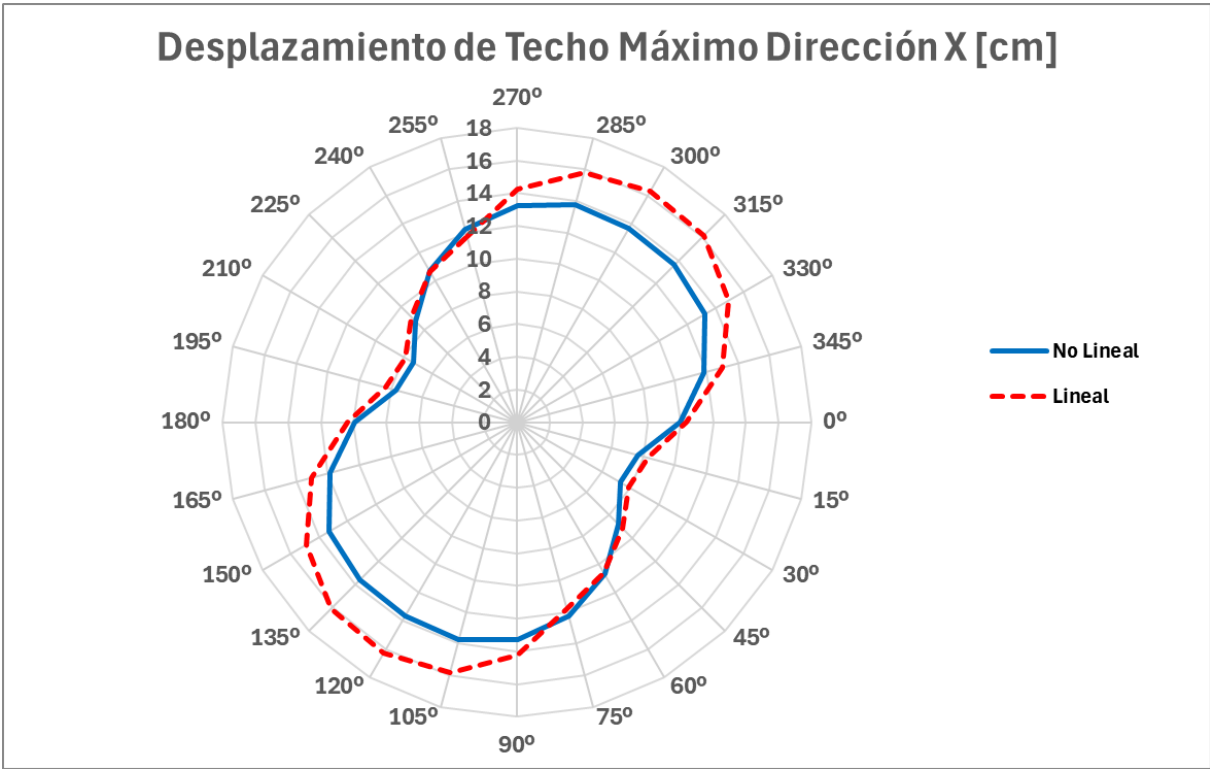


Figura 6.1 Comparación de desplazamientos de techo máximos en dirección X.

Fuente: Elaboración Propia.

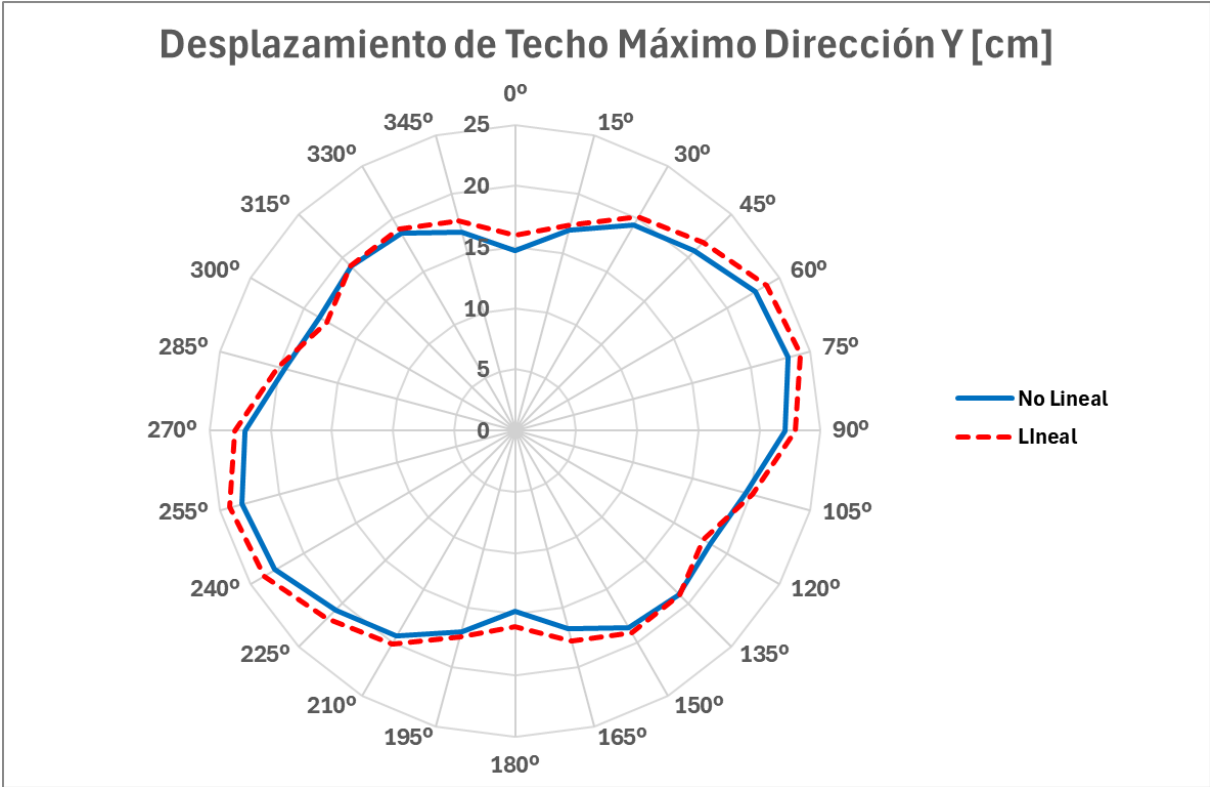


Figura 6.2 Comparación de desplazamientos de techo máximos en dirección Y.

Fuente: Elaboración Propia.

En cambio, el corte basal y las solicitaciones internas se reducen en comparación al caso lineal (ver figuras 6.3 y 6.4); reflejando la capacidad del sistema para disipar energía mediante deformaciones inelásticas, tal como se observó previamente en la Tabla 6.5, donde se aprecia que los cortes basales máximos son en general menores para el análisis no lineal. Este fenómeno ha sido descrito por Archila et al. (2013), quienes observaron una disminución generalizada en las fuerzas internas bajo análisis no lineal, incluso en presencia de movimientos sísmicos intensos.

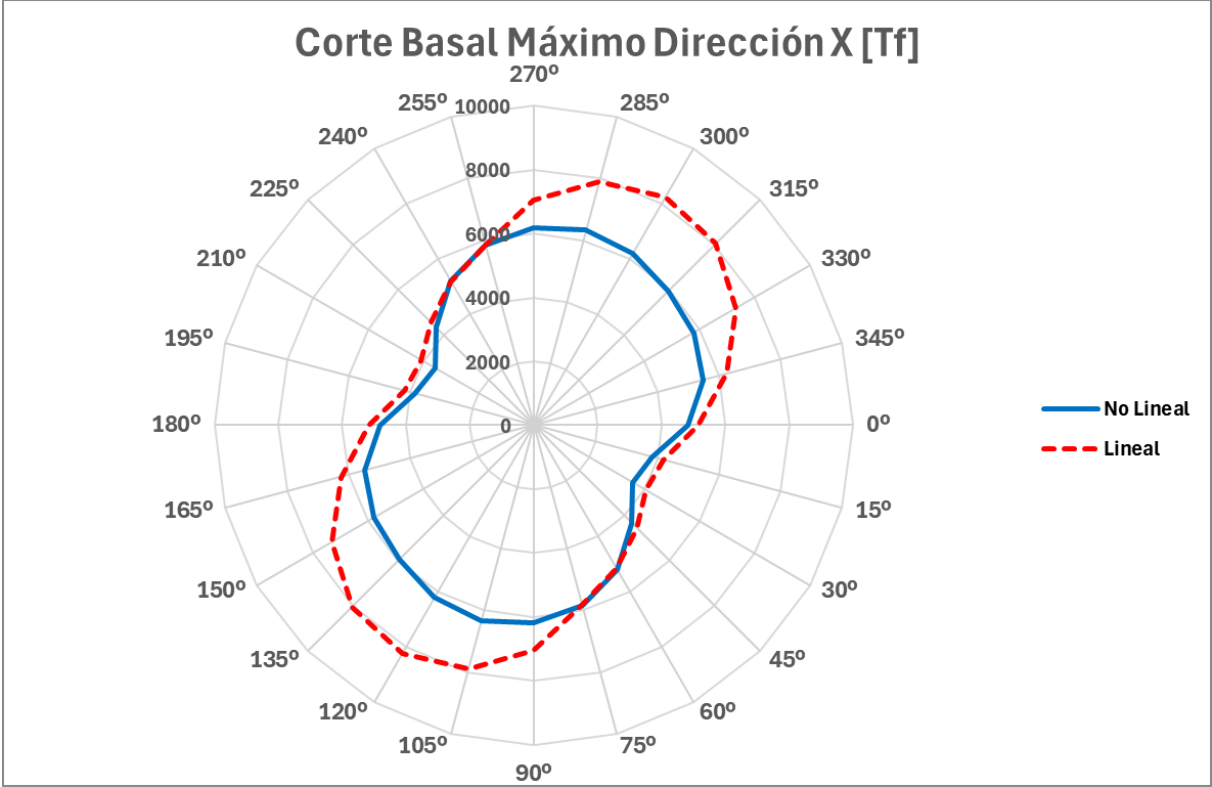


Figura 6.3 Comparación de cortes basales máximos en dirección X.

Fuente: Elaboración Propia.

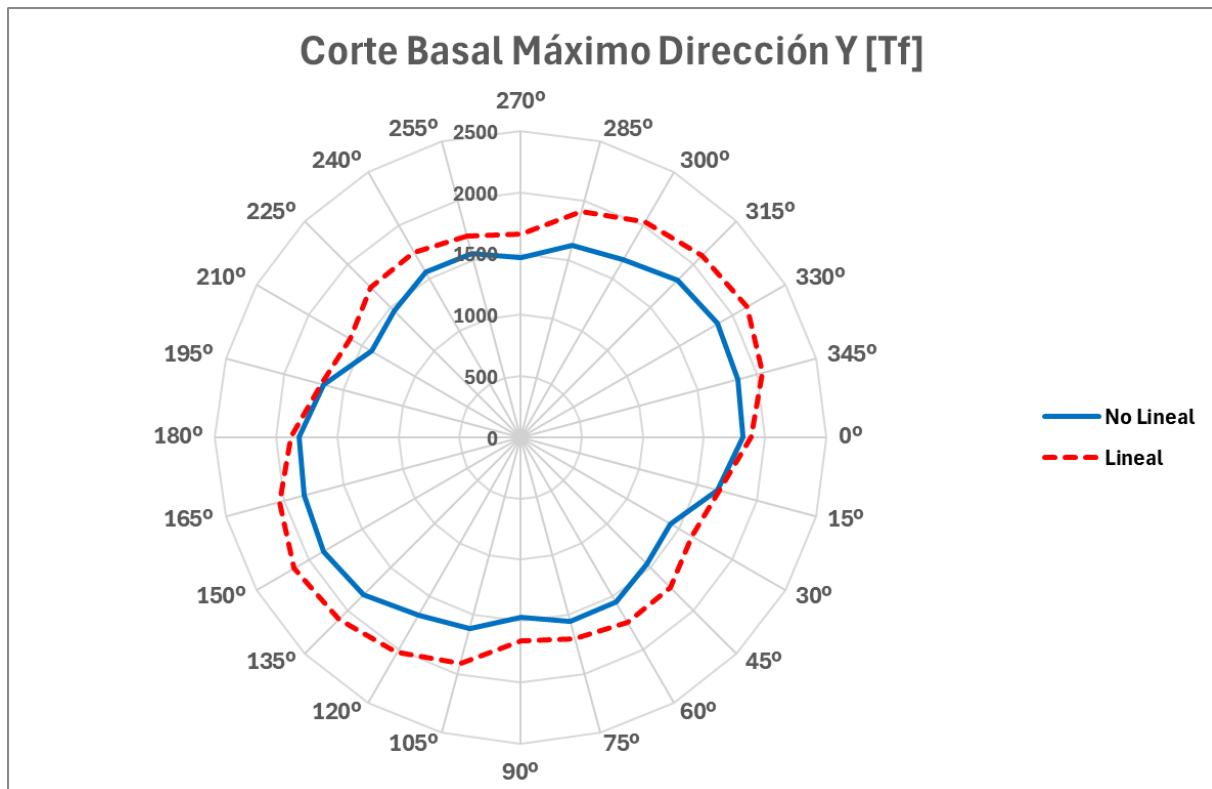


Figura 6.4 Comparación de cortes basales máximos en dirección Y.

Fuente: Elaboración Propia.

Asimismo, el análisis no lineal permite observar que las direcciones críticas varían entre parámetros, siendo distintos los ángulos que generan máximos desplazamientos, máximos cortes basales y máximas solicitaciones internas. Esta disociación ha sido destacada por autores como Magliulo et al. (2014) y Archila et al. (2017), quienes concluyen que no es posible definir una única orientación desfavorable para toda la estructura, y que se requiere evaluar múltiples direcciones para cubrir de forma adecuada el espectro de demanda.

En conjunto, los resultados obtenidos refuerzan la necesidad de realizar análisis no lineales cuando se pretende evaluar el desempeño realista de una estructura ante carga sísmica, ya que permiten captar fenómenos que no son accesibles desde un modelo elástico, tales como la redistribución de esfuerzos, la formación de mecanismos plásticos y la verdadera dirección crítica de incidencia.

7 Conclusiones y recomendaciones

7.1 Conclusiones

Este estudio confirma que la direccionalidad del sismo tiene un impacto importante en la respuesta estructural de edificaciones típicas del plan de Viña del Mar. A pesar de tratarse de una estructura regular y con simetría en planta, se observó una clara dependencia azimutal en parámetros clave como desplazamientos máximos de techo, cortes basales y solicitaciones en los elementos estructurales.

El edificio modelo fue definido como una estructura tipo “espina de pescado”, representativa de los edificios dañados durante el terremoto del Maule 2010, según lo reportado por Pereira (2017). La estructura fue sometida a un análisis no lineal tiempo-historia para diferentes ángulos de incidencia del movimiento sísmico, entre 0° y 180°, en incrementos de 15°. Además, se desarrolló un modelo lineal-elástico del mismo edificio para poder comparar ambos enfoques y analizar las diferencias en los ángulos críticos de respuesta.

Uno de los principales resultados es que los ángulos de incidencia que generan las mayores respuestas varían no solo entre parámetros estructurales, como el desplazamiento o el corte basal, sino también entre los tipos de análisis. En el eje fuerte (X), se observó que los elementos estructurales incursionan significativamente en el rango no lineal, y que los ángulos de incidencia críticos difieren entre el modelo no lineal y el lineal-elástico. En cambio, en el eje débil (Y), los resultados mostraron ángulos críticos similares en ambos modelos, lo que se explica porque en esa dirección la estructura no alcanza a superar el límite elástico en ninguno de los casos, debido a las exigencias normativas de diseño.

Un aspecto importante que se observó en el análisis es que, salvo un caso puntual, los ángulos de incidencia críticos no coinciden con los ejes principales de la estructura. Lo que implica que el análisis estructural realizado únicamente en las direcciones ortogonales del edificio no es suficiente para identificar los escenarios más exigentes. Incluso en estructuras regulares y sin irregularidades en planta el movimiento del suelo que genera las mayores solicitaciones puede ocurrir en direcciones intermedias. Esto refuerza la necesidad de evaluar el comportamiento ante un rango más amplio de orientaciones del movimiento sísmico.

Respecto a las limitaciones del estudio, es importante señalar que se utilizó un único registro sísmico (terremoto del Maule 2010, medido en Viña del Mar), por lo que los resultados no necesariamente representan lo que ocurriría en otros eventos. El análisis no lineal se centró exclusivamente en el comportamiento inelástico del material, dejando fuera otros efectos como las no linealidades geométricas, los efectos de segundo orden y las contribuciones de elementos no estructurales. Además, se asume que la falla estructural ocurre únicamente por flexión, sin considerar que algunos muros podrían fallar por corte antes de llegar a desarrollar rótulas plásticas. Este posible mecanismo de falla ha sido excluido del presente análisis, pero análisis preliminares indican que algunos elementos estructurales podrían fallar previo al mecanismo de rótula por flexión, por lo cual, debe ser considerado en estudios posteriores.

A pesar de estas limitaciones, los resultados obtenidos permiten estimar que el comportamiento estructural frente a sismos está fuertemente condicionado por la dirección de incidencia del movimiento, incluso en estructuras que cumplen con los criterios de diseño establecidos por la normativa. Se recomienda que futuras investigaciones consideren una mayor cantidad de registros sísmicos, incluyan modelación tridimensional, efectos de segundo orden y mecanismos de falla adicionales.

Finalmente, aunque el análisis permitió identificar la dirección crítica para este edificio en particular, no es posible generalizar un único ángulo de incidencia para todos los edificios de la región. Sin embargo, sí se recomienda que, una vez estudiada la amenaza sísmica del emplazamiento, se evalúe la posibilidad de orientar el eje débil de los edificios en la dirección donde se espera una menor magnitud de aceleración sísmica.

7.2 Recomendaciones

Se recomienda aplicar en los registros sísmicos en múltiples direcciones de incidencia, rotando equidistantemente ambas componentes horizontales, con el fin de evaluar adecuadamente la respuesta estructural ante distintas orientaciones del movimiento. Esto se hace totalmente relevante en el diseño estructural, ya que suponer que el sismo actúa únicamente en los ejes principales tiende a subestimar la demanda real sobre ciertos elementos, incluso en estructuras regulares como la estudiada.

Para reducir la carga computacional en estudios de direccionalidad, sobre todo en modelos más complejos o con asimetrías, se recomienda evaluar previamente la aplicabilidad de metodologías propuestas por autores como Magliulo et al. (2014) y Rigato y Medina (2007), quienes plantean procedimientos para estimar el ángulo crítico de incidencia sin necesidad de realizar la rotación completa del registro. Esto permitiría enfocar los análisis en un rango acotado de direcciones, optimizando el proceso.

En edificaciones de mediana altura como la estudiada, se recomienda realizar análisis no lineales para representar de mejor forma el comportamiento estructural. Sin embargo, en casos de mayor altura o

complejidad geométrica, puede utilizarse un análisis lineal-elástico como referencia inicial, entendiendo que no permite estimar exactamente los ángulos críticos de un edificio con comportamiento inelástico.

Previo al desarrollo de cualquier análisis, se recomienda establecer los parámetros estructurales que se utilizarán como criterio de evaluación, ya que cada uno puede presentar un ángulo de incidencia crítico distinto, lo que condiciona la interpretación de los resultados.

Debido a que en este estudio se trabajó con una estructura regular, se considera relevante para futuras investigaciones estudiar cómo varía el ángulo crítico de incidencia al incorporar asimetrías incrementales en planta, por ejemplo, desplazando un muro respecto al centro de masa en intervalos regulares (1 m, 2 m, etc.). Esto permitiría analizar cómo pequeñas irregularidades afectan al ángulo crítico de la estructura para el parámetro estudiado.

Asimismo, se recomienda incluir efectos de segundo orden, incorporación de rótulas plásticas en niveles superiores y verificaciones por corte ya que algunos elementos, especialmente los muros largos en el eje fuerte podrían alcanzar su resistencia a corte antes de desarrollar rótulas plásticas. Al añadir estas condiciones se genera un modelo aún más realista, que permite refinar los resultados obtenidos y entregar bases más robustas para los efectos de la direccionalidad del sismo en estructuras.

Finalmente, si bien en este caso se observó que la orientación original del edificio responde mejor frente al sismo del Maule 2010 en comparación con su rotación en 90° , esta observación no puede generalizarse a otras estructuras ni a otros registros. Por lo tanto, se recomienda no basar el diseño estructural únicamente en direcciones ortogonales, sino considerar que la dirección más crítica puede variar según la geometría, rigidez y características del sismo.

8 Bibliografía

- Arancibia, N. (2024). *Efecto de la direccionalidad del sismo de El Maule 2010 en edificios típicos de hormigón armado en Viña del Mar*. Universidad Técnica Federico Santa María, Obras Civiles, Valparaíso.
- Archila, M., Ventura, C., & Finn, L. (2013). *Forward directivity and directionality effects on seismic response of buildings*. University of British Columbia, Civil Engineering, Vancouver.
- Archila, M., Ventura, C., & Finn, L. (2017). New insights on effects of directionality and duration of near-field ground motions on seismic response of tall buildings. *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 26(11). doi:10.1002/tal.1363
- Arroyo, O., Bonett, R., Feliciano, D., & Carillo, J. (2024). Effect of earthquake directionality on the seismic response of RC. *Structures*, 70. doi:10.1016/j.istruc.2024.107773
- Bugueño, I., Carvallo, J., & Vielma, J. C. (2022). Influence of directionality on the seismic response of typical RC buildings. *Applied Sciences*, 12(3). doi:10.3390/app12031534
- Di Sarno, L., Amiri, S., & Garakaninezhad, A. (2020). Effects of incident angles of earthquake sequences on seismic demands of structures. *Structures*, 28. doi:10.1016/j.istruc.2020.09.064
- Fernandez-Davila, I., Cominetti, S., & Cruz, E. (2000). Considering the bi-directional effects and the seismic angle variations in building design. *12th World Conference on Earthquake Engineering*. Auckland.
- Goda, K. (2012). Comparison of peak ductility demand of Inelastic SDOF systems in maximum elastic response and major principal directions. *Earthquake Spectra*, 28(1), 385-399.
- Kammer, D. S., McLaskey, G. C., Abercrombie, R. E., Ampuero, J.-P., Cattania, C., Cocco, M., . . . others. (2024). Earthquake energy dissipation in a fracture mechanics framework. *Nature communications*, 15(1), 4736.
- Kassem, M. M., Nazri, F. M., Al-Sadoon, Z., & Beddu, S. (2024). Assessing the impact of multi-directional ground motion on RC frame buildings: a data-given approach using vulnerability functions and regression analysis. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 22(22), 6567-6606. doi:10.1007/s10518-024-02015-7
- Kent, D. C., & Park, R. (1971). Flexural members with confined concrete. *Journal of the Structural Division*, 1969-1990.
- Lagaros, N. (2010). Multicomponent incremental dynamic analysis considering variable incident angle. *Structure and Infrastructure Engineering*, 6(1-2), 77-94.
- MacRae, G., & Mattheis, J. (2000). Three-dimensional steel building response to near-fault motions. *Journal of Structural Engineering*, 126(1), 117-126. doi:10.1061//asce)0733-9445(2000)126:1(117)
- Magliulo, G., Maddaloni, G., & Petrone, C. (2014). Influence of earthquake direction on the seismic response of irregular plan RC frame buildings. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 13(2), 243-256. doi:10.1007/s11803-014-0227-z
- Marinilli, A., & Lopez, O. (2010). Evaluación de respuestas y ángulos de incidencia críticos obtenidos por métodos espectrales. *Revista de la Facultad de Ingeniería Universidad Central de Venezuela*, 25(4).
- Moore, G. W. (1992). *Explanatory Notes for the Plate-tectonic Map of the Circum-Pacific Region*. US Geological Survey.
- Pereira, D., & Leiva, G. (2017). *Identificación de características que pudieron haber sido importantes en el desempeño de 20 edificios en Viña del mar durante el sismo de Chile de 2010*. Universidad Técnica Federico Santa María, Obras Civiles, Valparaíso.

- Pinzón, L., Pujades, L., Diaz, S., & Alva, R. (2018). Do directionality effects influence expected damage? A case study of the 2017 central Mexico earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 108(5A), 2543-2555. doi:10.1785/0120180049
- Poulos, A., & Miranda, E. (2025). Accounting for ground motion directionality and building orientations in urban seismic risk analysis. *Earthquake Spectra*, XX(X), 1-22. doi:10.1177/87552930251315751
- Rigato, A., & Medina, R. (2007). Influence of angle of incidence on seismic demands for inelastic single-storey structures subjected to bi-directional ground motions. *Engineering Structures*, 29(10), 2593-2601.
- Stewart, J. P., & et. al. (August de 2011). Representation of Bidirectional Ground Motions for Design Spectra in Building Codes. (E. E. Institute, Ed.) *Earthquake Spectra*, 27(3), 927-937.