



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO DE TITULACIÓN:

PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:

**MAGÍSTER EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS
SISMORRESISTENTES**

TEMA:

**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO
IRREGULAR EN PLANTA DE HORMIGÓN ARMADO, DE 3
PISOS PROYECTADO EN LA PARROQUIA DE AMAGUAÑA,
CONSIDERANDO EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-
ESTRUCTURA**

AUTOR:

BRENDA LISSETTE MORALES USHĨA

TUTOR:

JUAN SEBASTIÁN BAQUERO MOSQUERA

QUITO, MARZO DEL 2026

Tabla de contenido

1.	Capítulo I	8
1.1	Introducción	8
1.2	Justificación	8
1.3	Planteamiento del problema.....	9
1.4	Contextualización del tema u objeto.....	9
1.5	Objetivos	9
1.5.1	Objetivo General.....	9
1.5.2	Objetivos Específicos.....	9
1.6	Alcance	10
1.7	Antecedentes	10
1.8	Metodología	10
1.9	Marco teórico y conceptual.....	12
1.10	Esquema de proceso de evaluación de desempeño sísmico.....	16
2.	Capítulo II	18
2.1	Análisis de datos geotécnicos y parámetros de modelación	18
2.1.1	Análisis de datos geotécnicos	18
2.1.2	Parámetros de modelación	22
3.	Capítulo III.....	24
3.1	Modelado y evaluación del desempeño sísmico sin interacción suelo-estructura mediante análisis no lineal.....	24
3.1.1	Descripción de la estructura.....	24
3.1.2	Modelo estructural	25
3.1.3	Análisis estructural.....	31
3.1.4	Evaluación del desempeño sísmico	38
4.	Capítulo IV.....	49
4.1	Modelado y evaluación del desempeño sísmico con interacción suelo-estructura mediante análisis no lineal.	49

4.1.1	Modelo estructural	49
4.1.1.1	Modelamiento de interacción suelo-estructura	54
4.1.2	Evaluación del desempeño sísmico	71
5.	Capítulo V	79
5.1	Análisis de resultados	79
5.2	Conclusiones y recomendaciones	92
5.3	Bibliografía	94
5.4	Anexos	96

Índice de Tablas

Tabla 1 Ubicación del proyecto.	18
Tabla 2 Parámetros sísmicos de sitio según estudio de suelos acorde a NEC-SE-DS, 2015...20	20
Tabla 3 Módulos de balasto. Fuente: Estudio de suelos. Morrison, 1993.	22
Tabla 4 Cargas vivas y muertas asignadas a la estructura.....	28
Tabla 5 Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales - vigas de hormigón armado. Fuente: ASCE 41-17, Tabla 10-7.....	30
Tabla 6 Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales para columnas de hormigón armado. Fuente: ASCE 41-17, Tabla 10-8.	31
Tabla 7 Datos del espectro elástico de diseño, Tr de 475 años.	32
Tabla 8 Niveles de amenaza sísmica. Fuente: NEC-SE-DS (2015).....	32
Tabla 9 Datos del espectro elástico de diseño, Tr de 2500 años.	33
Tabla 10 Razones de masas participativas modales.....	34
Tabla 11 Irregularidad en planta, Sismo XX.....	36
Tabla 12 Irregularidad en planta, Sismo YY.	36
Tabla 13 Factor de amplificación torsional.....	36
Tabla 14. Cortante basal análisis estático y dinámico.....	37
Tabla 15. Derivas de piso elásticas e inelásticas de los sismos X y Y en análisis lineal.	37
Tabla 16 Cumplimiento de niveles de desempeño, Tr=2500 años, sin ISE.....	43
Tabla 17 Cumplimiento de niveles de desempeño, Tr=475 años, sin ISE.	46
Tabla 18 Derivas por piso sin ISE, análisis estático no lineal.	48
Tabla 19 Límites de derivas según nivel de desempeño. Fuente: Vision 2000 Committee, Park and Ang.	48
Tabla 20 Resultados perforación 5 según estudio de suelos.	51
Tabla 21 Valores típicos de Módulo de Poisson Fuente: Guía AASHTO 2002.....	52
Tabla 22 Perfil de suelo de análisis.....	53
Tabla 23 Datos de ISE para plinto de 150cm x 150cm.....	55
Tabla 24 Coeficientes de sitio periodo corto Fa y Fv. Fuente: ASCE 7-22.	55
Tabla 25 Traslación y balanceo en X y Y.....	56
Tabla 26 Valores de relación de velocidad de onda de corte efectiva. Fuente: ASCE 7-22. ...	57
Tabla 27 Relaciones de velocidad y módulo de corte.....	57
Tabla 28 Perfil de suelo.....	60
Tabla 29 Módulo de corte para translación y balanceo.....	60

Tabla 30 Rigideces del suelo en todas las direcciones.....	61
Tabla 31 Datos de cálculo para fuerzas limitantes del sistema.....	64
Tabla 32 Capacidad portante del suelo.	64
Tabla 33 Presión pasiva del suelo.	65
Tabla 34 Capacidad al deslizamiento.....	65
Tabla 35 Fuerzas límite y desplazamientos de fluencia para la definición de resortes no lineales en ETABS.	66
Tabla 36 Cumplimiento de niveles de desempeño, $T_r=2500$ años con ISE.....	74
Tabla 37 Cumplimiento de niveles de desempeño, $T_r=475$ años con ISE.....	77
Tabla 38 Derivas por piso con ISE, análisis no lineal.....	78
Tabla 39 Periodos de vibración modelo base rígida y modelo base flexible.	79
Tabla 40 Derivas de entrepiso para Sismo BSE-2N (2500 años).	80
Tabla 41 Derivas de entrepiso para Sismo BSE-1N (475 años).	82
Tabla 42 Desplazamientos de piso para Sismo BSE-2N (2500 años).	83
Tabla 43 Desplazamientos de piso para Sismo BSE-1N (475 años).	85
Tabla 44 Cortantes de piso para Sismo BSE-2N (2500 años).	87
Tabla 45 Cortantes de piso para Sismo BSE-1N (475 años).	89
Tabla 46 Puntos de desempeño de Curva Pushover.....	90

Índice de Figuras

Figura 1 Ubicación general del proyecto. Fuente: Google Earth Pro.	19
Figura 2 Vista en planta del Bloque Biblioteca.....	25
Figura 3 Modelo de bloque de biblioteca, vista en 3D.	26
Figura 4 Modelo de bloque de biblioteca, vista en planta, nivel 11.55m.	26
Figura 5 Modelo de bloque de biblioteca, vista en elevación, eje 5.	27
Figura 6 Curva constitutiva de acero A615 Gr.60.....	29
Figura 7 Curvas de peligro sísmico para Quito. Fuente: NEC-SE-DS (2015)	33
Figura 8 Espectros de aceleración elásticos para un Tr de 475 años y un Tr de 2500 años.....	34
Figura 9 Periodo de vibración de estructura con base rígida. Fuente: Software ETABS.	35
Figura 10 Derivas Inelásticas de Sismo X y Sismo Y, análisis lineal.	38
Figura 11 Curva Pushover X para MCE, Tr=2500 años sin ISE.	40
Figura 12 Curva Pushover Y para MCE, Tr=2500 años sin ISE.	40
Figura 13 Rótulas plásticas en la etapa inicial, Tr=2500 años, sin ISE, Pushover X.	41
Figura 14 Rótulas plásticas en la etapa final, Tr=2500 años, sin ISE, Pushover X.	42
Figura 15 Rótulas plásticas en la etapa final, Tr=2500 años, sin ISE, Pushover Y.....	42
Figura 16 Respuesta de fibras de rótula plástica de columna, Tr=2500 años sin ISE.	44
Figura 17 Respuesta de rótula plástica de viga, Tr=2500 años sin ISE.	44
Figura 18 Curva Pushover X para Tr=475 años, sin ISE.....	45
Figura 19 Curva Pushover Y para Tr=475 años, sin ISE.	46
Figura 20 Respuesta de fibras de rótula plástica de columna Tr=475 años sin ISE.	47
Figura 21 Respuesta de rótula plástica de viga, Tr=475 años sin ISE.	47
Figura 22 Obtención Ss y S1 a partir de curva de peligro sísmico, Quito para Tr de 2475 años. Fuente: NEC-15.	56
Figura 23 Definición de la propiedad de zapata modelada como elemento tipo placa en ETABS. Fuente: Software ETABS.....	66
Figura 24 Definición de la propiedad de enlace (Link Property) en ETABS. Fuente: ETABS.	67
Figura 25 Relación fuerza–desplazamiento del resorte en la dirección U1 (dirección X). Fuente: Software ETABS.....	68
Figura 26 Relación fuerza–desplazamiento del resorte en la dirección U2 (dirección Y). Fuente: Software ETABS.....	68

Figura 27 Relación fuerza–desplazamiento del resorte en la dirección U3 (dirección vertical). Fuente: Software ETABS.....	69
Figura 28 Rigideces de balanceo para considerar el giro de la cimentación. Fuente: Software ETABS.	69
Figura 29 Resorte de área con propiedad de enlace. Fuente: Software ETABS.....	70
Figura 30 Modelo con cimientos que consideran la rigidez equivalente ISE. Fuente: Software ETABS.	70
Figura 31 Periodo de estructura con base flexible. Fuente: Software ETABS.	71
Figura 32 Curva Pushover X para MCE, Tr=2500 años con ISE.	73
Figura 33 Curva Pushover Y para MCE, Tr=2500 años con ISE.	73
Figura 34 Respuesta de fibras de rótula plástica de columna, Tr=2500 años con ISE.	75
Figura 35 Respuesta de rótula plástica de viga, Tr=2500 años con ISE.....	75
Figura 36 Curva Pushover X para Tr=475 años con ISE.....	76
Figura 37 Curva Pushover Y para Tr=475 años con ISE.	76
Figura 38 Respuesta de fibras de rótula plástica de columna Tr=475 años con ISE.	77
Figura 39 Respuesta de rótula plástica de viga, Tr=475 años con ISE.....	78
Figura 40 Deriva de entrepiso en dirección X – Sismo BSE-2N.....	80
Figura 41 Deriva de entrepiso en dirección Y – Sismo BSE-2N.....	81
Figura 42 Derivas de entrepiso – Sismo BSE-1N.....	82
Figura 43 Desplazamientos de piso en dirección X – Sismo BSE-2N	84
Figura 44 Desplazamientos de piso en dirección Y – Sismo BSE-2N	84
Figura 45 Desplazamientos de piso – Sismo BSE-1N.....	86
Figura 46 Cortantes de piso en dirección X – Sismo BSE-2N	87
Figura 47 Cortantes de piso en dirección Y – Sismo BSE-2N	88
Figura 48 Cortantes de piso – Sismo BSE-1N.....	89
Figura 49 Desplazamiento de zapata de 150cmx150cm en punto de desempeño, Pushover X para Tr=2500 años.	91
Figura 50 Espectro de demanda no modificado y modificado con ISE para Tr=2500 años..	104
Figura 51 Espectro de demanda no modificado y modificado con ISE para Tr=475 años....	104

1. Capítulo I

1.1 Introducción

El Distrito Metropolitano de Quito se asienta en un estrecho valle de los Andes controlado por fallas activas, lo que condiciona su amenaza local, presentando una peligrosidad sísmica alta; los eventos históricos más dañinos provienen de terremotos superficiales, aunque también se ha percibido sismo de subducción como el de Pedernales de 2016 (Calderón et al., 2022). La parroquia de Amaguaña, al ser una parroquia rural del DMQ, es potencialmente vulnerable a estos fenómenos, considerando que por su ubicación los suelos pueden amplificar la respuesta sísmica.

El presente estudio tiene como fin evaluar el desempeño sísmico de un edificio de hormigón armado de tres pisos con irregularidad en planta, proyectado en Amaguaña, considerando la interacción suelo-estructura.

La investigación incluirá la elaboración de modelos estructurales en el software ETABS y la ejecución de análisis estáticos no lineales tipo Pushover, permitiendo comparar los resultados entre un modelo con interacción suelo-estructura y otro con base rígida, obteniendo así conclusiones técnicas y recomendaciones para futuros diseños, o inclusive, para recomendar un posible plan de reforzamiento anticipado.

1.2 Justificación

La evaluación del desempeño sísmico se emplea como herramienta para estimar y comparar demanda y capacidad frente a criterios de aceptación, aportando insumos para la toma de decisiones de diseño, verificación o intervención del edificio irregular en planta de hormigón armado de 3 pisos proyectado en la parroquia de Amaguaña, considerando Efectos de Interacción Suelo Estructura. Las edificaciones con irregularidad en planta suelen presentar concentraciones de esfuerzos y modos de vibración complejos que no se captan adecuadamente mediante métodos tradicionales de análisis como por ejemplo el análisis básico de Fuerza Lateral Equivalente (ELF, por sus siglas en inglés).

En Amaguaña, los estudios geotécnicos específicos de este proyecto muestran suelos intermedios a blandos, lo que obliga a evaluar la interacción suelo-estructura para estimar de manera más realista la respuesta dinámica de la edificación. El uso combinado de normativas nacionales e internacionales permite realizar un análisis más completo y comparativo, cumpliendo con estándares actualizados y buenas prácticas de la ingeniería estructural.

1.3 Planteamiento del problema

Las normativas modernas exigen que las estructuras diseñadas en zonas sísmicas cumplan determinados niveles de desempeño, garantizando desde la protección de la vida hasta la funcionalidad posterior al sismo. Sin embargo, los métodos simplificados comúnmente empleados en el análisis estructural no siempre consideran la interacción suelo-estructura, lo que puede generar estimaciones poco conservadoras de desplazamientos y fuerzas internas.

En el caso del edificio proyectado en Amaguaña, con geometría irregular en planta y emplazado en un suelo de características intermedias a blandas, se presenta la necesidad de determinar si su comportamiento sísmico satisface los niveles de desempeño establecidos en la normativa vigente, al comparar escenarios de análisis con base rígida y con interacción suelo-estructura.

1.4 Contextualización del tema u objeto

El proyecto de investigación se centra en un edificio de tres niveles de hormigón armado, con una configuración irregular en planta, ubicado en la parroquia de Amaguaña. Esta zona presenta condiciones geotécnicas particulares y se encuentra dentro de la microzonificación sísmica de Quito que requiere análisis minuciosos. Se evaluarán dos modelos estructurales: uno con base rígida y otro considerando la interacción suelo-estructura mediante la implementación de resortes y amortiguadores equivalentes en el modelo estructural.

1.5 Objetivos

1.5.1 Objetivo General

Determinar si los resultados del diseño estructural de un edificio irregular en planta de tres pisos, proyectado en la parroquia de Amaguaña, considerando los efectos de interacción suelo-estructura, cumple con los estándares mínimos de desempeño sísmico según la normativa vigente.

1.5.2 Objetivos Específicos

- Determinar las características geotécnicas de la ubicación del proyecto y establecer los parámetros necesarios para representar la interacción suelo-estructura en el modelo estructural.
- Desarrollar los modelos que representen la estructura con y sin interacción suelo-estructura mediante el uso de un software para análisis estructural.
- Realizar el análisis estructural de las edificaciones mediante análisis estático no lineal.

- Comparar los resultados obtenidos del modelo estructural que considera interacción suelo-estructura frente al modelo sin interacción.

1.6 Alcance

El presente estudio se centra en determinar los parámetros del proyecto que permitan tomar decisiones para verificar el cumplimiento de los estándares mínimos de desempeño sísmico, comparar alternativas de modelación con y sin interacción suelo-estructura (ISE) y recomendar un posible plan de reforzamiento estructural de ser necesario. Los resultados obtenidos de este estudio serán válidos únicamente para esta edificación bajo las condiciones de diseño establecidas específicas de sitio y particularidades estructurales, y no para otro caso.

Para ello, se desarrollarán modelos computacionales y se aplicarán procedimientos de análisis estructural que permitan comparar el comportamiento de la edificación en dos condiciones: considerando la interacción suelo-estructura y suponiendo una base rígida.

1.7 Antecedentes

El análisis de desempeño sísmico es una herramienta de evaluación que, mediante indicadores como derivas, rotaciones y demandas de elementos, entrega parámetros para sustentar decisiones de diseño, verificación o intervención y contrastarlas con criterios de aceptación. En Quito y sus parroquias, la microzonificación sísmica ha evidenciado una variabilidad significativa de condiciones geotécnicas y respuesta de sitio, con sectores de suelos intermedios a blandos capaces de amplificar el movimiento (Aguilar, 2017). En este contexto, resulta pertinente considerar explícitamente la interacción suelo-estructura (ISE) al evaluar el desempeño de edificios con irregularidad en planta ubicados en Amaguaña, al suroriente de Quito, zona comprendida dentro de la microzonificación del DMQ.

1.8 Metodología

La metodología a emplear en esta investigación es de tipo aplicada y analítica, basada en el uso de herramientas computacionales y en el cumplimiento de criterios establecidos por normas técnicas de diseño y evaluación sísmica. Las técnicas se desarrollarán de manera secuencial y cada etapa se fundamentará en procedimientos reconocidos por estándares nacionales e internacionales.

- **Revisión documental:**

Se realizará un estudio exhaustivo de la normativa vigente aplicable al diseño y evaluación sísmica, incluyendo la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 (NEC-15) para criterios de desempeño y espectros de diseño; la ASCE/SEI 41-17 para procedimientos de análisis no lineal, aceptación de elementos y consideraciones de cimentación; y la ASCE/SEI 7-22, en particular su Capítulo 19, para la representación de la interacción suelo-estructura. Además, se revisarán publicaciones científicas y manuales técnicos relacionados.

- **Obtención de datos geotécnicos:**

Se recopilarán y procesarán datos de la zona de estudio para determinar el tipo de suelo, módulo de balasto, amortiguamiento equivalente y demás parámetros requeridos para la modelación de la interacción suelo-estructura conforme a las guías de las normas mencionadas.

- **Modelado computacional:**

Se desarrollarán dos modelos tridimensionales en el software ETABS:

- Un modelo con base rígida (sin interacción suelo-estructura).
- Un modelo que incorpore la flexibilidad y amortiguamiento del terreno mediante resortes y amortiguadores equivalentes, siguiendo los lineamientos de la ASCE 7-22 y la ASCE 41-17.

- **Análisis estructural:**

Se realizará un análisis estático no lineal tipo pushover siguiendo los procedimientos descritos en la ASCE 41-17 para obtener curvas de capacidad y determinar puntos de desempeño sísmico.

- **Evaluación comparativa:**

Se compararán los resultados obtenidos de ambos modelos (con y sin interacción suelo-estructura) analizando diferencias en desplazamientos, derivas, rótulas plásticas y niveles de desempeño, de acuerdo con los límites y recomendaciones establecidas por las normas utilizadas.

Por lo tanto, la investigación tiene un enfoque cuantitativo, de tipo aplicada y analítica, con un diseño no experimental, de tipo estudio de caso y carácter comparativo, ya que se analiza el comportamiento sísmico de un único edificio real bajo dos esquemas de modelación (base

rígida vs. interacción suelo-estructura), empleando simulación numérica y criterios normativos de desempeño.

1.9 Marco teórico y conceptual

Evaluación basada desempeño sísmico

La evaluación de desempeño se orienta a comprobar que una estructura alcanza metas de respuesta coherentes con distintos niveles de peligrosidad sísmica. Para lograrlo se cuantifican indicadores globales como la deriva de entrepiso y la estabilidad frente al volteo, e indicadores locales como las rotaciones plásticas y las deformaciones específicas en elementos estructurales y no estructurales. El enfoque también incorpora la estimación de consecuencias medibles como los costos de reparación, el tiempo de rehabilitación y el riesgo de víctimas, con el fin de apoyar la toma de decisiones de diseño y de intervención.

Según la ASCE 41-17 define niveles de desempeño estructural y no estructural que se emplean como fines verificables, los niveles típicos son:

- Ocupación Inmediata: daño leve, funcionalidad casi plena.
- Seguridad de Vida: daño moderado a severo controlado, sin colapso parcial.
- Prevención de Colapso: daño extenso pero con estabilidad global.

Cada uno de estos niveles tienen criterios de aceptación expresados en rotaciones, deformaciones y distorsiones para elementos como vigas, columnas, muros, entre otros. Esta verificación compara la demanda obtenida mediante análisis lineales o no lineales contra las capacidades prescritas y contra parámetros de modelación que reflejan el comportamiento inelástico esperado de los componentes evaluados.

La interacción suelo-estructura puede incorporarse en procedimientos lineales y no lineales, ya sea mediante el uso de propiedades efectivas de período y amortiguamiento o mediante una modelación explícita con resortes y amortiguadores en la base. Se debe verificar las derivas y mantener resguardos mínimos de corte basal para evitar reducciones no conservadoras de la demanda. En edificaciones con irregularidad en planta o con diafragmas de respuesta torsional, estas directrices resultan especialmente relevantes por la posible redistribución de derivas y la activación de mecanismos dominados por la torsión (ASCE 7-22).

Interacción suelo-estructura

El comportamiento sísmico de una edificación no solo depende de la superestructura, sino también de la interacción dinámica con el terreno. Mylonakis y Gazetas (2000) explican que la interacción suelo-estructura reduce la rigidez global del sistema y puede incrementar los desplazamientos y derivas. Este efecto es particularmente relevante en suelos intermedios a blandos, como los identificados en la parroquia de Amaguaña (suelo tipo D con $k = 26879.4$ kN/m³, siendo k , el coeficiente de balasto o intensidad de rigidez estática), donde la flexibilidad de la cimentación modifica los periodos fundamentales de vibración.

La interacción suelo-estructura se entiende como el acoplamiento dinámico entre el terreno, la cimentación y la superestructura, de modo que la respuesta sísmica del edificio resulta de la acción conjunta de estos tres subsistemas y no únicamente de la superestructura. Esta concepción está recogida en la normativa de cargas, que habilita su consideración en los procedimientos de análisis y define requisitos para su aplicación en diseño sísmico.

Desde el punto de vista físico, según la ASCE 7-22, se distinguen dos contribuciones principales que son las siguientes:

- La interacción inercial describe la influencia de la deformabilidad y de la disipación de energía en la base, que tienden a alargar el período efectivo del sistema y a incrementar el amortiguamiento equivalente, con el consiguiente cambio en las demandas transmitidas a la superestructura.
- La interacción cinemática alude a la manera en que la cimentación modifica el movimiento de entrada en la base estructural a través del promediado del movimiento bajo losas extensas y del efecto de empotramiento, lo cual atenúa componentes de alta frecuencia del movimiento incidente cuando el suelo es blando o la cimentación es profunda.

Por lo tanto, se contemplan dos rutas, una ruta con propiedades efectivas que ajusta período y amortiguamiento para reflejar la flexibilidad de cimentación y la disipación asociada, con verificación de derivas y resguardos mínimos de corte basal a fin de evitar reducciones no conservadoras de demanda. Otra ruta de modelación explícita que introduce en el modelo elementos de resorte y amortiguador en traslación y rotación en la base, en concordancia con parámetros y verificaciones de desempeño de la norma de evaluación y rehabilitación para análisis lineales y no lineales.

La representación coherente de masa, rigidez y amortiguamiento, así como la captación de modos torsionales relevantes cuando existan irregularidades en planta, son requisitos para que los resultados sean trazables y comparables entre alternativas de modelación con y sin interacción. Cuando se emplean procedimientos no lineales, el modelo con resortes y amortiguadores debe mantenerse durante las evaluaciones para reflejar la interacción suelo-estructura en la curva de capacidad y en el punto de desempeño (ASCE 7-22).

Es importante conocer que el coeficiente de balasto es un parámetro que idealiza la rigidez de apoyo del suelo en el modelo de Winkler, relacionando la presión aplicada con el asiento de una placa o cimentación (Bowles, 1997). Además, cabe mencionar que, por lo general, se lo obtiene de un ensayo estático en sitio y lo que realmente se busca es considerar la respuesta dinámica del suelo ante solicitaciones sísmicas.

Análisis estructural

El comportamiento ante un sismo se puede abordar mediante dos procedimientos: lineales y no lineales. En todos los casos se verifican las derivas y la estabilidad $P-\Delta$, conforme a los límites del reglamento aplicable. Para capturar la interacción suelo-estructura cuando sea relevante, se emplean propiedades efectivas o apoyos flexibles, manteniendo los factores de seguridad y los límites de desplazamiento exigidos.

Análisis estático no lineal

El análisis estático no lineal o pushover permite construir la curva de capacidad y estimar un punto de desempeño frente a una demanda objetivo. Su aplicación exige parámetros de modelación que representen rigidez degradada y resistencia post-pico en elementos de hormigón armado, además del control de derivas, estabilidad $P-\Delta$ y fallas frágiles. El análisis no lineal en el tiempo reproduce con mayor fidelidad la secuencia de mecanismos y la interacción traslación-torsión, particularmente relevante en plantas irregulares.

La ASCE 41-17 define procedimientos lineales y no lineales, parámetros de modelación y criterios de aceptación por componente para niveles de desempeño como Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención de Colapso, lo que asegura la trazabilidad entre demandas y capacidades en la verificación del desempeño.

La elección del tipo de diafragma (rígido o semirrígido) depende de la configuración estructural y de los criterios establecidos en la ASCE 7, así como de los resultados preliminares de derivas que arroje el análisis. En función de estas verificaciones se definirá si es necesario modelar la

losa como diafragma semirrígido para capturar la rotación del piso y la distribución real de derivas. En los modelos con interacción suelo-estructura, los resortes y/o amortiguadores podrán mantenerse activos durante el pushover cuando su influencia en la respuesta global sea significativa, de forma que su efecto se refleje de manera consistente en la curva de capacidad y en el punto de desempeño.

Mecanismos de colapso

En marcos de hormigón armado con irregularidad en planta son comunes los mecanismos de piso blando o débil, la torsión excesiva por distribución asimétrica de rigideces y masas, las fallas a cortante en pórticos o muros y la pérdida de estabilidad por volteo. La interacción suelo-estructura puede reducir el corte basal elástico al alargar el período, pero también incrementar o redistribuir derivas, con concentraciones en bordes o zonas con discontinuidades de diafragma. Por ello, la verificación del comportamiento global y local debe cumplir simultáneamente los límites de deriva y las aceptaciones no lineales por componente definidos por las normas de cargas y de evaluación basada en desempeño, considerando además el posible acoplamiento torsional descrito por la teoría de dinámica estructural (Chopra, 2017).

Irregularidad en planta y efectos torsionales

La irregularidad en planta surge cuando la distribución de rigideces o masas no es aproximadamente simétrica o cuando existen discontinuidades geométricas como vértices entrantes, diafragmas con grandes aberturas, cambios de rigidez entre ejes, etc. Bajo excitación sísmica, la no coincidencia entre el centro de masa (CM) y el centro de rigidez (CR) genera un par torsor que acopla la traslación con la rotación en el plano del diafragma, provocando concentración de derivas y demanda local en elementos periféricos. Este comportamiento exige controles específicos en la verificación del desempeño y puede condicionar la selección del procedimiento de análisis.

La ASCE 41-17 encuadra el uso de procedimientos lineales y no lineales en presencia de irregularidades y establece limitaciones cuando existen irregularidades torsionales o de planta, restringiendo el empleo de ciertos métodos lineales al no ser suficiente y empujando hacia análisis no lineales.

1.10 Esquema de proceso de evaluación de desempeño sísmico

1. Definición del Objeto de Estudio y Criterios de Desempeño

- Entrada: Edificio de 3 pisos, hormigón armado, irregular en planta, ubicado en Amaguaña. El uso del edificio es para uso educativo, por lo cual se clasifica como edificio de Categoría de Riesgo III según ASCE 7-22, por constituir una estructura cuya falla implicaría un peligro sustancial para la vida humana.
- Niveles de peligro sísmico considerados:
 - Sismo máximo considerado: espectro elástico correspondiente a $T_r \approx 2500$ años (2 % de probabilidad de excedencia en 50 años), representativo de un evento extremo para estructuras de uso especial. (BSE-2N)
 - Sismo de diseño ordinario: espectro elástico correspondiente a $T_r \approx 475$ años (10 % de probabilidad de excedencia en 50 años), obtenido de la normativa NEC para el sitio de Amaguaña. (BSE-1N)
- Niveles de desempeño objetivo:
 - Para $T_r = 2500$ años: verificar que la edificación alcanza como mínimo el nivel de Prevención de Colapso (CP), es decir, que no se produce colapso global ni pérdida de estabilidad bajo un sismo extremo, aunque se permita daño estructural severo.
 - Para $T_r = 475$ años: verificar que la estructura cumple al menos el nivel de Seguridad de Vida (LS), evaluando también la cercanía al nivel de Ocupación Inmediata (IO), dado el uso como escuela.

2. Caracterización Geotécnica y Sísmica

- Recopilación de datos de estudio de suelo de Amaguaña.
- Determinación de parámetros para ISE: Coeficiente de balasto (k), módulo de corte, amortiguamiento del suelo.
- Definición del espectro de respuesta de diseño para el sitio.

3. Modelado Estructural

Se realizará el modelado estructural en el Software ETABS.

- **Modelo 1 (M1): Base Rígida.** Modelo tradicional con restricciones en la base.
- **Modelo 2 (M2): Base Flexible - Interacción Suelo-estructura (ISE).** Modelo con resortes y amortiguadores equivalentes en la cimentación (ASCE 7-22, Cap. 19).

4. Análisis Estructural No Lineal (Pushover)

- Aplicación modal

- Definición de rótulas plásticas en vigas y columnas conforme ASCE 41-17.
- Obtención de la Curva de Capacidad (Corte Basal vs. Desplazamiento Lateral de Control) para Modelo 1 y Modelo 2, para ello identificar punto de fluencia, y acercamiento a colapso (formación y propagación de rótulas).

5. Determinación del Punto de Desempeño

Para cada dirección de análisis se aplicará el Procedimiento Estático No Lineal (NSP) de la norma ASCE 41-17 en la implementación de ETABS. A partir de la curva cortante basal - desplazamiento del nodo de control, el programa idealiza la respuesta en una curva bilineal y calcula el período efectivo T_e , la rigidez efectiva K_e y los coeficientes C_0, C_1, C_2 y C_m del método de los coeficientes de desplazamiento, que modifican la respuesta elástica de un sistema SDOF equivalente para representar el comportamiento inelástico del sistema MDOF.

Con estos parámetros y el espectro de demanda definido para el nivel de peligro sísmico considerado, ETABS obtiene el desplazamiento objetivo δ_t del nodo de control. El par formado por dicho desplazamiento objetivo y el cortante basal asociado (Δ_t, V_t) se adopta como punto de desempeño de la estructura para ese nivel de amenaza.

En el paso de pushover correspondiente a δ_t se extraen las demandas globales y locales: derivas de piso, corte basal y estado de formación de rótulas plásticas en vigas y columnas. Estos resultados se comparan con los criterios de aceptación de la ASCE 41-17 para verificar el cumplimiento del nivel de desempeño objetivo: IO, LS, CP, según corresponda.

6. Evaluación y Verificación de Criterios de Aceptación

• Evaluación Global

Comparación de derivas de entrepiso máximas con los límites permitidos para el nivel de desempeño objetivo (NEC-15, ASCE 41-17).

• Evaluación Local:

Verificación de las rotaciones o deformaciones en rótulas de vigas y columnas contra los criterios de aceptación de la ASCE 41-17 (para el nivel de desempeño).

7. Productos y control de resultados

- Curvas de capacidad
- Puntos de desempeño

- Tablas EDP

8. Análisis Comparativo

- Comparativa directa de resultados entre Modelo 1 correspondiente a Base Rígida y Modelo 2 correspondiente a la consideración de Interacción Suelo-estructura como: derivas, cortantes, desplazamientos, formación de rótulas plásticas y punto de desempeño.

9. Conclusiones

- Determinación del cumplimiento de los estándares mínimos de desempeño sísmico.
- Emisión de conclusiones técnicas y recomendaciones para el diseño o un posible plan de reforzamiento de ser necesario.

2. Capítulo II

2.1 Análisis de datos geotécnicos y parámetros de modelación

2.1.1 Análisis de datos geotécnicos

Ubicación del proyecto

El proyecto se localiza en la provincia de Pichincha, cantón Quito, específicamente en la parroquia de Amaguaña, en la intersección de la calle Gabriel García Moreno y la vía E-35. Las coordenadas geográficas del sitio corresponden al sistema UTM WGS 84, zona 17M, con valores aproximados de E 778137.35 y N 9958558.77.

La siguiente figura muestra la ubicación general del proyecto dentro del contexto urbano del sector de Amaguaña, permitiendo identificar su emplazamiento dentro del Distrito Metropolitano de Quito.

Provincia	Pichincha
Cantón	Quito
Sector	Parroquia Amaguaña
Calles	Calle Gabriel García Moreno y E-35
Coordenadas UTM WGS 84	17M E 778137.35/N 9958558.77

Tabla 1 Ubicación del proyecto.

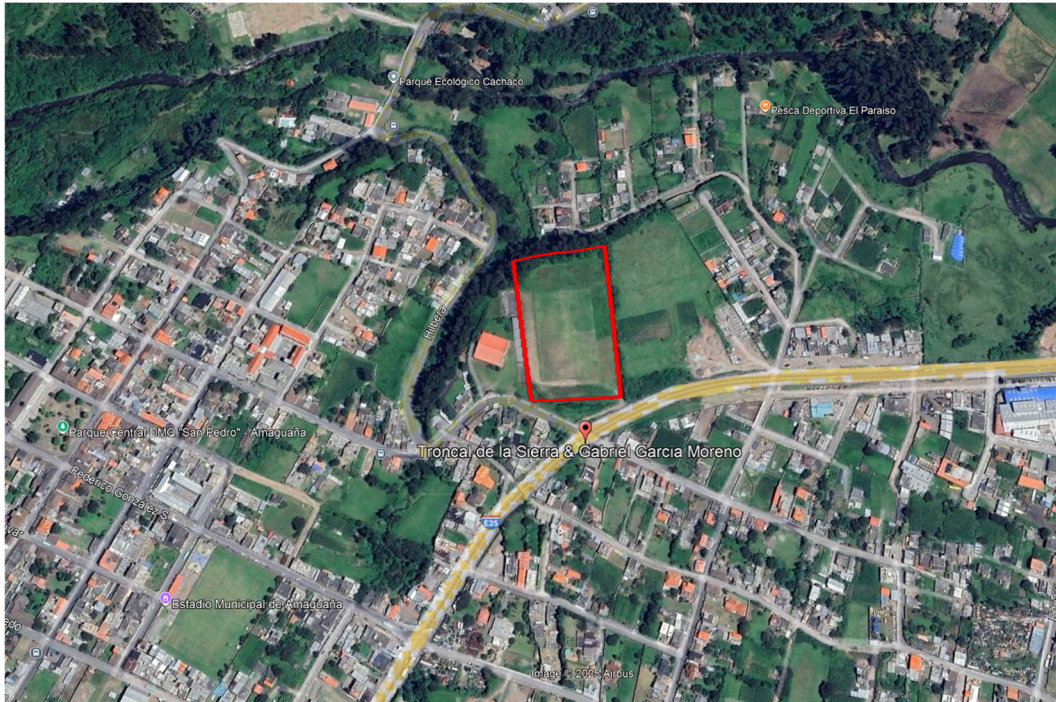


Figura 1 Ubicación general del proyecto.
Fuente: Google Earth Pro.

Geología y tipo de suelo

Desde el punto de vista geológico, el área de estudio se encuentra dentro de una zona dominada por depósitos volcánicos cuaternarios asociados al Grupo Volcánico Cotopaxi. En este contexto, el material predominante corresponde a Cangahua, que consiste en depósitos piroclásticos retrabajados típicos de la región de Amagüaña.

De acuerdo con el informe geoelectrico y el estudio geotécnico realizado en el sitio, el suelo predominante se describe como limo arenoso clasificado como ML según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Asimismo, los sondeos geotécnicos realizados mediante perforaciones exploratorias revelan la presencia de arcillas limosas clasificadas como CL, con variaciones en la composición del material a diferentes profundidades.

En particular, el estudio geotécnico reporta seis perforaciones con profundidades de hasta 6 m. En estos sondeos se identifican estratos dominantes de arcillas limosas con presencia local de gravas y evidencias de oxidación en profundidad. No se registró la presencia de nivel freático hasta la profundidad investigada en las perforaciones P2 a P6.

Para el desarrollo del presente estudio se adopta como referencia la Perforación 5 (P5), debido a que corresponde al punto más representativo de la zona donde se proyecta la implantación del edificio de hormigón armado analizado. En esta perforación se identifican arcillas limosas

húmedas de color café oscuro entre 0 y 2 m de profundidad, con presencia de raicillas, mientras que entre 3 y 6 m se observan arcillas limosas de color café claro con presencia de gravas.

Estas características litológicas son coherentes con la cobertura de cenizas y tobas volcánicas propias del sector de Amaguaña, lo que confirma la presencia de suelos de origen volcánico asociados a depósitos de Cangahua.

Por lo tanto, la edificación de estudio (Bloque Biblioteca) se implanta en el entorno de la Perforación 5 (P5), que se adopta como sondeo representativo para parámetros de cimentación y modelación suelo-estructura.

Ensayos de campo y laboratorio

Se contó con un estudio de suelos previo que incluyó ensayos SPT cada metro según ASTM D1586 y ensayos de laboratorio para clasificación SUCS, granulometría, humedad natural y límites de Atterberg, conforme a las normas ASTM aplicables.

Parámetros sísmicos del sitio

A partir de los resultados obtenidos en los ensayos geotécnicos, particularmente del ensayo SPT, se determinan los parámetros sísmicos del sitio conforme a las disposiciones establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS (2015). Estos parámetros incluyen los coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s , los cuales dependen del tipo de suelo, la zona sísmica y el factor de peligrosidad sísmica Z .

Tipo de suelo	Zona sísmica	Factor Z	F_a	F_d	F_s
D	V	0.4	1.2	1.19	1.28

Tabla 2 Parámetros sísmicos de sitio según estudio de suelos acorde a NEC-SE-DS, 2015.

El emplazamiento corresponde a Clase D (suelos intermedios a blandos). En estos suelos, la interacción suelo-estructura (ISE) tiende a alargar el período efectivo del sistema e introducir amortiguamiento adicional asociado a la radiación de energía hacia el terreno, lo cual puede reducir la demanda de cortante basal, pero incrementar o redistribuir las derivas en altura. Por ello, se evaluará explícitamente la comparación entre el modelo con base rígida y el modelo con ISE mediante los análisis estáticos no lineales (pushover).

Esfuerzo admisible del suelo (q_a) y su adopción

De acuerdo con el estudio geotécnico realizado en el sitio, el valor adoptado para el esfuerzo admisible del suelo es de 127,49 kN/m², correspondiente al sector de la Perforación 5 (P5), que se considera representativo para la implantación del edificio analizado.

El estudio de suelos indica que la profundidad de cimentación recomendada es aproximadamente 1.40 m, considerando un sistema de cimentaciones superficiales mediante plintos combinados. Asimismo, se recomienda la colocación de una capa de hormigón ciclópeo de 20 cm de espesor bajo los plintos con el fin de mejorar las condiciones de apoyo y garantizar una distribución adecuada de las cargas hacia el terreno.

Este valor de esfuerzo admisible se adopta como parámetro de diseño para el sistema de cimentación del edificio de hormigón armado considerado en el presente estudio.

Limitaciones del coeficiente de balasto (k):

El coeficiente de balasto k es una simplificación para modelar la interacción suelo-estructura en condiciones lineales, pero no captura completamente el comportamiento no lineal del fenómeno de interacción suelo-estructura.

En el modelamiento no lineal, se recomienda emplear parámetros de rigidez derivados de las propiedades del suelo como módulo de elasticidad E_s , relación de Poisson ν , entre otros.

Coeficiente de balasto (k), rigideces equivalentes y procedimiento de uso

Se adopta el coeficiente de balasto:

$$k = 2.69 \times 10^4 \text{ kN/m}^3$$

Valor obtenido del estudio geotécnico correspondiente al sector de la Perforación 5 (P5).

El valor de k proviene de la tabla de Morrison (1993) incluida en el Estudio de Suelos, en la cual se correlaciona el coeficiente de balasto con la capacidad admisible q_a para cimentaciones superficiales.

Esf Adm	K	Esf Adm	K	Esf Adm	K
(t/m2)	(t/m3)	(t/m2)	(t/m3)	(t/m2)	(t/m3)
2.50	650	15.50	3190	28.50	5700
3.00	780	16.00	3280	29.00	5800
3.50	910	16.50	3370	29.50	5900
4.00	1040	17.00	3460	30.00	6000
4.50	1170	17.50	3550	30.50	6100
5.00	1300	18.00	3640	31.00	6200
5.50	1390	18.50	3730	31.50	6300
6.00	1480	19.00	3820	32.00	6400
6.50	1570	19.50	3910	32.50	6500
7.00	1660	20.00	4000	33.00	6600
7.50	1750	20.50	4100	33.50	6700
8.00	1840	21.00	4200	34.00	6800
8.50	1930	21.50	4300	34.50	6900
9.00	2020	22.00	4400	35.00	7000
9.50	2110	22.50	4500	35.50	7100
10.00	2200	23.00	4600	36.00	7200
10.50	2290	23.50	4700	36.50	7300
11.00	2380	24.00	4800	37.00	7400
11.50	2470	24.50	4900	37.50	7500
12.00	2560	25.00	5000	38.00	7600
12.50	2650	25.50	5100	38.50	7700
13.00	2740	26.00	5200	39.00	7800
13.50	2830	26.50	5300	39.50	7900
14.00	2920	27.00	5400	40.00	8000
14.50	3010	27.50	5500	40.50	8100
15.00	3100	28.00	5600	41.00	8200

Tabla 3 Módulos de balasto. Fuente: Estudio de suelos. Morrison, 1993.

El fundamento de esta correlación es el modelo de cimientos tipo Winkler, donde la presión de contacto se idealiza como:

$$\sigma = k \delta$$

Donde:

σ : presión de contacto en el suelo

k : coeficiente de balasto

δ : asiento correspondiente

2.1.2 Parámetros de modelación

La consideración de la interacción suelo–estructura requiere definir parámetros que permitan representar adecuadamente el comportamiento del sistema suelo–cimentación dentro del modelo estructural. Estos parámetros incluyen la rigidez equivalente de la cimentación, así como propiedades dinámicas del suelo que influyen en la respuesta sísmica del sistema.

En el análisis estructural, la interacción suelo–estructura se representa generalmente mediante elementos equivalentes de resorte y amortiguador, los cuales simulan la flexibilidad y disipación de energía asociadas al comportamiento del suelo.

- **Rol de k en el modelamiento no lineal**

Es importante considerar que el coeficiente de balasto k no es, por sí mismo, el parámetro de intensidad de rigidez que se ingresa directamente en el modelo estructural no lineal.

En el análisis numérico, la rigidez que realmente se utiliza corresponde a las rigideces de resortes equivalentes (traslacionales y rotacionales) asociadas a la cimentación, como son:

K_x, K_y, K_z : rigideces traslacionales globales

K_θ : rigideces rotacionales de cimentación

El valor de k se emplea como parámetro intermedio, a partir del cual se pueden derivar rigideces equivalentes para los apoyos tipo resorte del modelo con Interacción Suelo-estructura (ISE), pero la comparación principal se centrará en las rigideces efectivas que realmente entran en el modelo.

Rigideces equivalentes de cimentación

En el marco de la ASCE 7-22, en su capítulo 19, la interacción suelo-estructura se modela mediante un enfoque de subestructura, representando la interfaz suelo–cimentación con resortes y amortiguadores equivalentes (impedancias) en la base del modelo estructural.

Para este proyecto, las rigideces estáticas equivalentes de la cimentación se determinarán exclusivamente con las expresiones de Pais & Kausel (1988) compiladas en el NIST GCR 12-917-21 (Tabla 2-2a) para una cimentación superficial rígida rectangular, y cuando corresponda se considerará el efecto de empotramiento mediante los factores de corrección η_j (Tabla 2-2b).

En dichas expresiones intervienen las propiedades dinámicas del suelo (módulo de corte G , considerando reducción por grandes deformaciones, y ν) y la geometría de la cimentación (B y L como semi-dimensiones, con $L \geq B$, además de las propiedades geométricas de contacto I_x, I_y y J_t).

Para incorporar el carácter dinámico de la impedancia, se emplearán los modificadores de rigidez α_j y las razones de amortiguamiento por radiación β_j basados en Pais & Kausel (1988), según las Tablas 2-3a y 2-3b del NIST GCR 12-917-21.

Justificación para considerar efectos de interacción suelo-estructura (ISE)

De acuerdo con el ASCE 7-22, Capítulo 19, la consideración de los efectos de interacción suelo-estructura (ISE) es recomendable cuando la flexibilidad del suelo influye significativamente en la respuesta sísmica. En este proyecto, dado que el edificio se apoya sobre un suelo tipo D, cuya flexibilidad puede no ser despreciable, la inclusión de ISE resulta técnica y normativamente justificada.

La modelación mediante resortes de cimentación (traslacionales y rotacionales) y amortiguamiento equivalente permite:

- Capturar adecuadamente los periodos naturales prolongados y las derivas modificadas respecto a un modelo de base rígida.
- Representar el acoplamiento dinámico entre la estructura y el suelo, evitando sobredimensionamientos o subestimaciones en la demanda sísmica.

3. Capítulo III

3.1 Modelado y evaluación del desempeño sísmico sin interacción suelo-estructura mediante análisis no lineal.

En esta sección se presenta la descripción general de la edificación objeto de estudio y las principales características estructurales consideradas para el desarrollo del modelo con base rígida, es decir, sin incorporar explícitamente los efectos de interacción suelo–estructura. Este modelo constituye la referencia para evaluar el desempeño sísmico del edificio mediante procedimientos no lineales y comparar posteriormente sus resultados con alternativas que consideren la flexibilidad del sistema suelo–cimentación.

3.1.1 Descripción de la estructura

La edificación cuenta con una altura total de 11.55 metros distribuidos en 3 niveles y una cubierta inaccesible, la altura entrepiso es de 3.85 metros. La estructura es un edificio denominado “*Bloque Biblioteca*”, se encuentra en la Categoría de Estructuras de ocupación especial conforme la Tabla 6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura de la NEC-SE-DS (2015). La estructura es irregular en elevación. La estructura principal está conformada por pórticos resistentes a momento. Los elementos estructurales son vigas y columnas rectangulares de hormigón armado. La losa utilizada es alivianada de 20 cm de espesor.

La distancia entre ejes paralelos a la dirección “X” y los ejes paralelos a la dirección “Y” es 4.00 m.

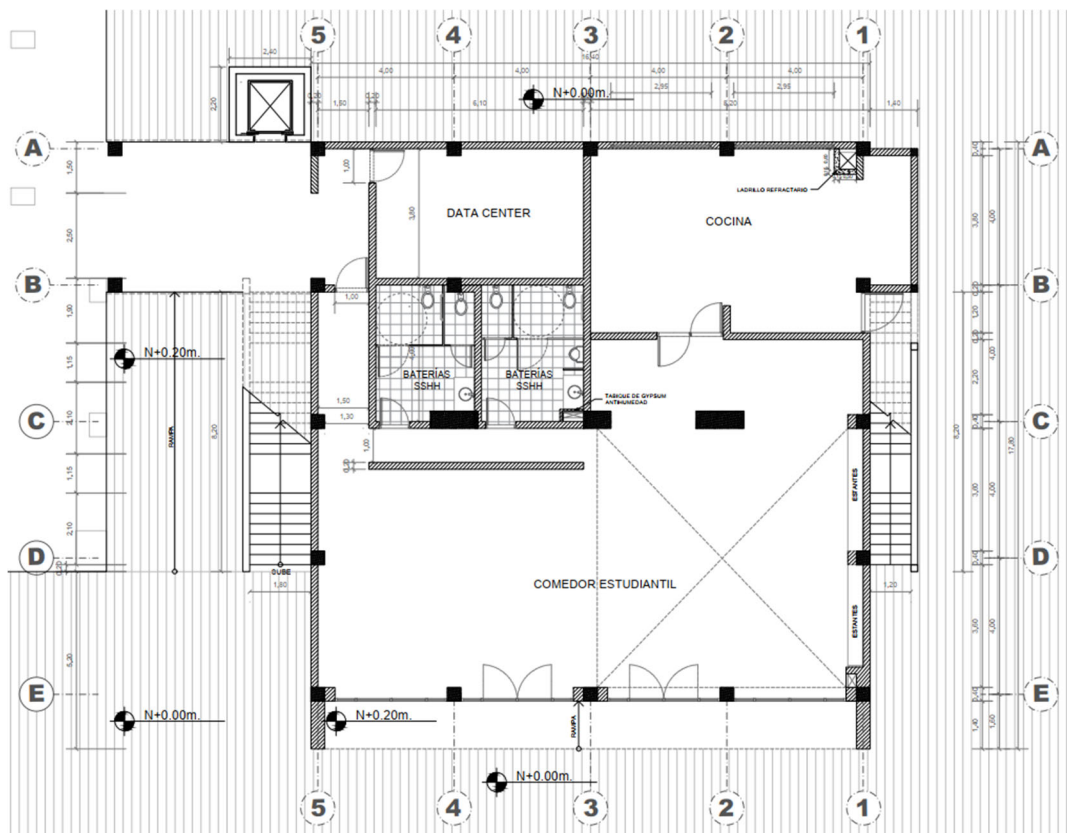


Figura 2 Vista en planta del Bloque Biblioteca.

Se utiliza 2 secciones de vigas peraltadas

- V35X50 cm
- V35X60 cm

Se utiliza 3 tipos de columnas:

- C50X65 (Rectangular)
- C40X60 (Rectangular)
- C40X40 (Rectangular)

3.1.2 Modelo estructural

Para el cálculo del proyecto, se estudió un modelo estructural realizado en el programa ETABS.

La estructura fue modelada en tres dimensiones, y fueron constituidas por elementos tipo barra para vigas y columnas, y elementos tipo shell para losas.

Todos los elementos tipo barra fueron modelados con sus características particulares de dimensiones, materiales, pesos, masas, y condiciones de borde.

En los gráficos siguientes se puede observar el modelo estructural utilizado para obtener las solicitaciones en cada uno de los elementos, estudiar las deformaciones verticales y horizontales y las reacciones en los apoyos para los diferentes estados y combinaciones de carga.

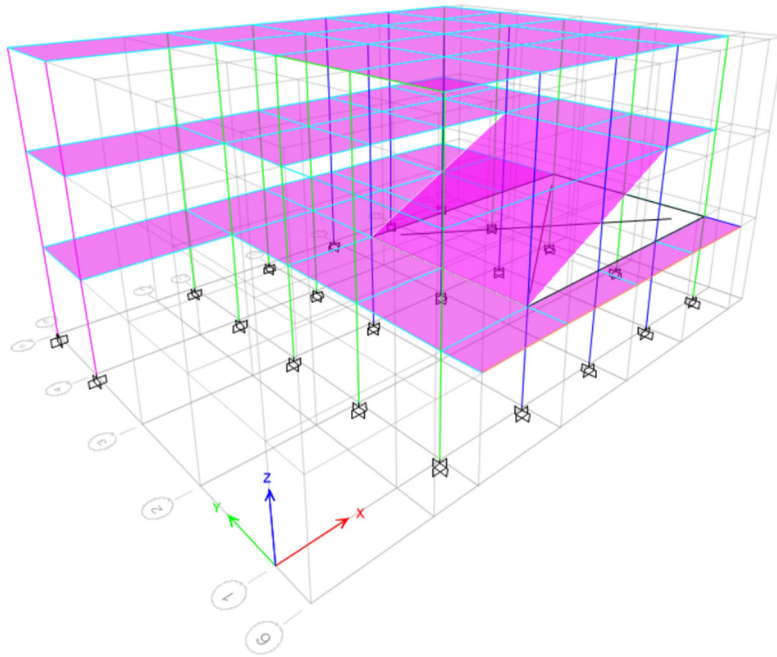


Figura 3 Modelo de bloque de biblioteca, vista en 3D.

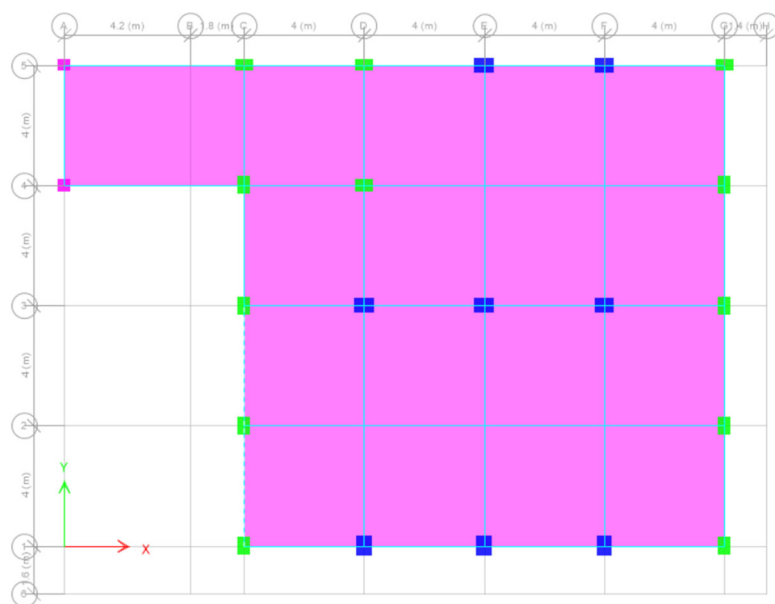


Figura 4 Modelo de bloque de biblioteca, vista en planta, nivel 11.55m.

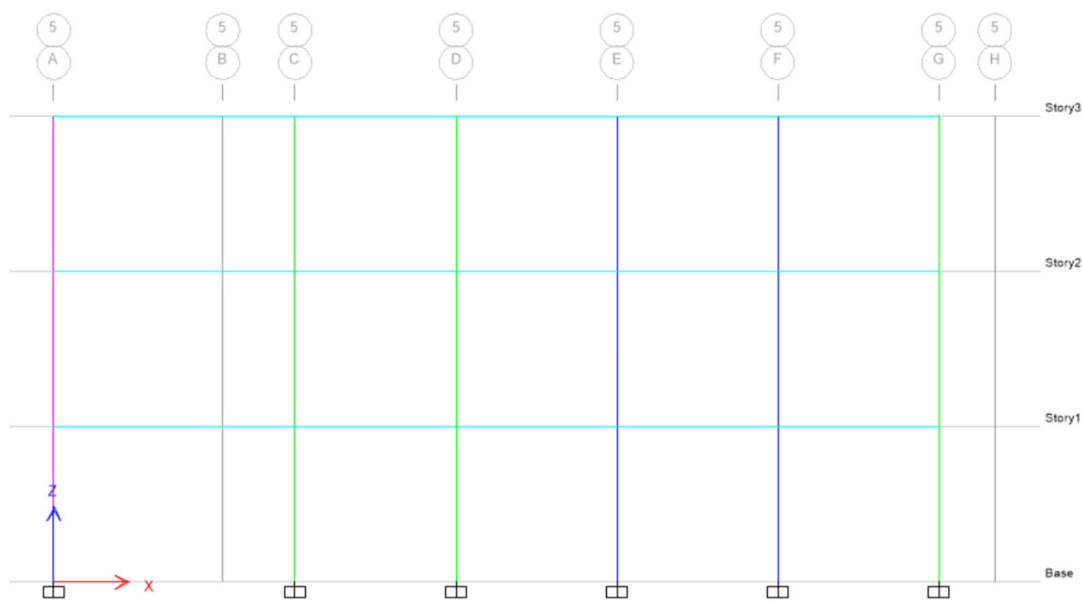


Figura 5 Modelo de bloque de biblioteca, vista en elevación, eje 5.

Estas representaciones permiten visualizar la geometría del sistema estructural, la disposición de los elementos resistentes y la configuración general utilizada para el análisis estructural del edificio.

a) Consideración de Inercias Agrietadas

Se estudió un modelo estructural cuyos elementos presentan secciones agrietadas, por medio de una reducción en inercia de la sección en el porcentaje que se muestra a continuación:

VIGAS: 50%

COLUMNAS: 20%

Este aspecto es muy importante, porque representa de forma más ajustada una estructura real; ya que las vigas empiezan a fisurarse bajo la acción del peso propio de la estructura apenas se realiza el desencofrado, las columnas sufren este fenómeno, pero en menor porcentaje.

b) Asignación de Zona Rígida

Se modeló las llamadas “ZONAS RIGIDAS”, que se presentan en las uniones de vigas y columnas, para tomar en consideración el aporte de rigidez que brindan estas zonas especiales de los edificios de hormigón armado, y también para obtener como resultados de salida acciones en las caras de los elementos (vigas o columnas). Como no es totalmente efectivo este aporte, y tomando en cuenta un factor conservativo, se ha considerado una efectividad del 50%.

c) Solicitaciones

CARGA MUERTA	
Material	Peso
Permanente entepiso	3.64 kN/m ²
Permanente cubierta	2 kN/m ²
CARGA VIVA	
Material	Peso
Permanente entepiso	2 kN/m ²
Permanente cubierta	1.5 kN/m ²

Tabla 4 Cargas vivas y muertas asignadas a la estructura.

d) Combinaciones de carga

Se utilizan las combinaciones de carga: de servicio y de última resistencia:

- $Q = D + L$ (condición de servicio)
- $Q = D + L \pm E$ (condición de servicio)
- $Q = 1.4D$ (última resistencia)
- $Q = 1.2D + 1.6L$ (última resistencia)
- $Q = 1.2D \pm E + L$ (última resistencia)
- $Q = 0.9D \pm E$ (última resistencia)

e) Materiales

- Hormigón

Las estructuras de hormigón armado fueron diseñadas para las siguientes resistencias del hormigón:

- $f_c = 24$ MPa hormigón estructural en cimentación, columnas y vigas.

- Armadura de refuerzo

Consistirá en varilla milimetrada corrugada con un límite de fluencia de $f_y = 420$ MPa.

Este tipo de acero es comúnmente utilizado en estructuras de hormigón armado y proporciona la capacidad resistente necesaria frente a esfuerzos de tracción y flexión en los elementos estructurales.

f) Consideraciones no lineales

• Modelo histerético

Para el acero se utilizó el modelo uniaxial histéresis cinemático simple, el cual utiliza por defecto el software de cálculo.

Este modelo permite reproducir adecuadamente el comportamiento del acero sometido a cargas cíclicas, característico de los eventos sísmicos. La formulación hysterética considera la capacidad del material para desarrollar deformaciones plásticas, así como el fenómeno de endurecimiento por deformación que ocurre después del límite de fluencia.

La representación gráfica del comportamiento esfuerzo–deformación adoptada para el acero se muestra en la siguiente figura, donde se observa la respuesta elastoplástica del material bajo sollicitaciones cíclicas.

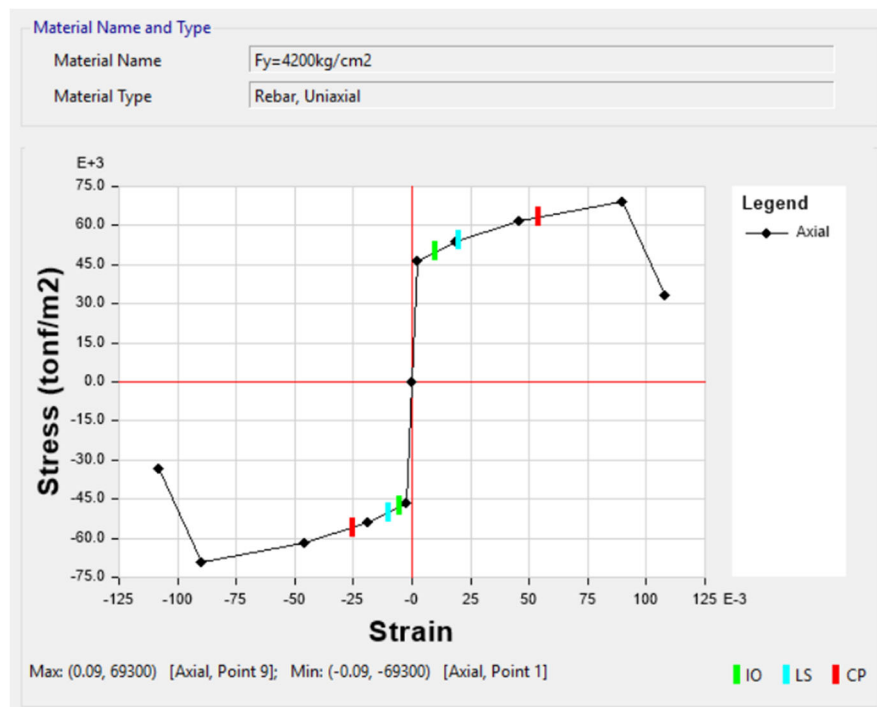


Figura 6 Curva constitutiva de acero A615 Gr.60.

- **Rótulas plásticas**

En las columnas se modeló un tipo plasticidad distribuida o fibras considerando carga axial, momentos ejes locales 2 y 3.

En el caso de las vigas se modeló tipo plasticidad concentrada en las rótulas plásticas.

Para la determinación de los valores de diseño de la rótula plástica en la viga, se estableció lo estipulado en la norma ASCE 41-17, la cual define:

- Los parámetros de modelación de la rótula plástica.
- Los ángulos de rotación plástica.
- Los criterios de aceptación asociados a diferentes niveles de desempeño estructural.

Estos parámetros incluyen las rotaciones plásticas características a , b y el parámetro c , que describe la degradación residual de resistencia del elemento. Los niveles de desempeño considerados en la evaluación corresponden a:

- IO (Immediate Occupancy): ocupación inmediata
- LS (Life Safety): seguridad de vida
- CP (Collapse Prevention): prevención de colapso

Los valores utilizados para la modelación de las rótulas plásticas en vigas se presentan en la siguiente tabla:

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

Note: f'_c, E in lb/in.² (MPa) units.

^a Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

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

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

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Tabla 5 Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales - vigas de hormigón armado.

Fuente: ASCE 41-17, Tabla 10-7.

Los parámetros de modelación de las columnas se definieron conforme a los criterios establecidos en la norma ASCE 41-17, específicamente en la Tabla 10-8, la cual establece expresiones para determinar los parámetros de rotación plástica en función de:

- La relación de carga axial.
- Las propiedades del material.
- Las características geométricas del elemento.

Asimismo, esta norma define los criterios de aceptación asociados a los diferentes niveles de desempeño estructural, permitiendo evaluar el estado límite alcanzado por los elementos durante el análisis no lineal. Los valores de referencia utilizados en la modelación se presentan en la siguiente tabla.

Modeling Parameters	Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle (radians)		
	Performance Level		
Plastic Rotation Angles, <i>a</i> and <i>b</i> (radians) Residual Strength Ratio, <i>c</i>	IO	LS	CP
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^a $a = \left(0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 0.63 \rho_t - 0.023 \frac{V_{yE}}{V_{CoIOE}} \right) \geq 0.0$ For $\frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \leq 0.5$ $b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f'_{cE}} \frac{1}{\rho_t} \frac{f'_{cE}}{f_{yIE}}} - 0.01 \geq a^a$ $c = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \geq 0.0$	0.15 <i>a</i> ≤ 0.005	0.5 <i>b^b</i>	0.7 <i>b^b</i>
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^c $a = \begin{cases} \frac{1}{8} \rho_t \frac{f_{yIE}}{f_{yIE}} \geq 0.0 \\ \frac{1}{8} \rho_t \frac{f_{yIE}}{f_{yIE}} \leq 0.025^d \end{cases}$ $b = \begin{cases} \left(0.012 - 0.085 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 12 \rho_t^e \right) \geq 0.0 \\ \leq 0.06 \end{cases}$ $c = 0.15 + 36 \rho_t \leq 0.4$	0.0	0.5 <i>b</i>	0.7 <i>b</i>

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

Tabla 6 Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales para columnas de hormigón armado.
Fuente: ASCE 41-17, Tabla 10-8.

3.1.3 Análisis estructural

El análisis estructural del Bloque Biblioteca que forma parte del proyecto “Unidad Educativa Municipal Julio Moreno Peñaherrera” se realizó mediante el programa ETABS.

El análisis lineal se empleó como una etapa previa de interpretación y validación del modelo, ya que permite comprender el comportamiento global de la estructura antes de abordar la evaluación no lineal de su respuesta inelástica.

- **Espectro elástico de diseño**

Según lo establecido en la norma NEC-SE-DS (2015) para una estructura esencial ubicada en Amaguaña establecido en suelo tipo D, se obtuvo el siguiente espectro de diseño ($T_r = 475$ años):

Zona Sísmica Z	5
Factor Z	0.4
Importancia I	ESPECIALES
Factor I	1.3
Respuesta Estruct. R	8
Config. Elevación ϕ_e	1
Config. Planta ϕ_P	0.9
Altura Edificio h_n (m)	11.55
Estructura	H°A° SIN MUROS
Tipo del Suelo	D
Amplif. Espectral η	Sierra, Esmeraldas y Galápagos
η	2.48
Fa	1.20
Fd	1.19
Fs	1.28
Ct	0.055
α	0.90
Ta(s)	0.497
To (s)	0.139
Tc (s)	0.763
r	1.00
Sa(Ta)	1.1904

Tabla 7 Datos del espectro elástico de diseño, T_r de 475 años.

- **Espectro elástico de demanda**

Según lo establecido en la norma NEC-SE-DS (2015) para una estructura esencial ubicada en Quito establecido en suelo tipo D, se obtuvo el siguiente espectro de demanda ($T_r = 2\ 500$ años):

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno T_r (años)	Tasa anual de excedencia ($1/T_r$)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro* (extremo)	2%	2 500	0.00040

Tabla 8 Niveles de amenaza sísmica.

Fuente: NEC-SE-DS (2015)

Según lo establecido en el Capítulo 4.3. Estructuras de ocupación esencial y especial, NEC-SE-DS (2015) para un periodo de retorno de 2 500 años tenemos una tasa anual de excedencia

de 0.00040, proyectamos ese valor en las curvas de peligro sísmico de Quito, obteniendo el valor de Z.

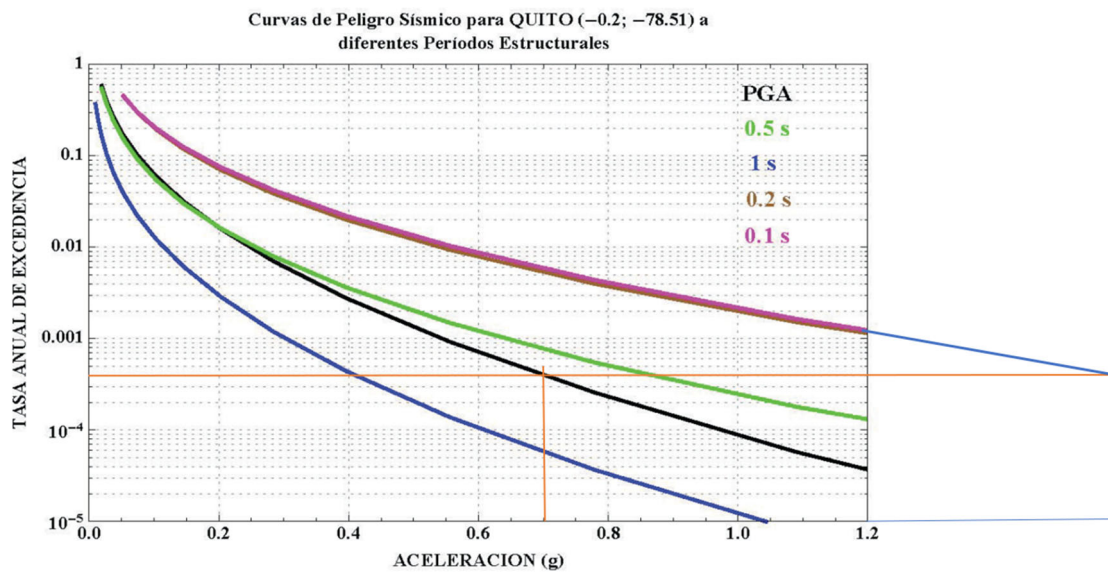


Figura 7 Curvas de peligro sísmico para Quito.
Fuente: NEC-SE-DS (2015)

Determinamos el valor de η , siendo este igual a $Z/Sa(0.1\text{ s})$, y así construir el espectro de diseño.

Zona Sísmica Z	5
Factor Z	0.7
Importancia I	ESPECIALES
Factor I	1.3
Respuesta Estruct. R	8
Config. Elevación ϕ_e	1
Config. Planta ϕ_P	0.9
Altura Edificio h_n (m)	11.55
Estructura	H°A° SIN MUROS
Tipo del Suelo	D
Amplif. Espectral η	Sierra, Esmeraldas y Galápagos
η	2.26
Fa	1.12
Fd	1.11
Fs	1.40
Ct	0.055
α	0.90
Ta(s)	0.497
To (s)	0.139
Tc (s)	0.763
r	1.00
Sa(Ta)	1.7718

Tabla 9 Datos del espectro elástico de diseño, Tr de 2500 años.

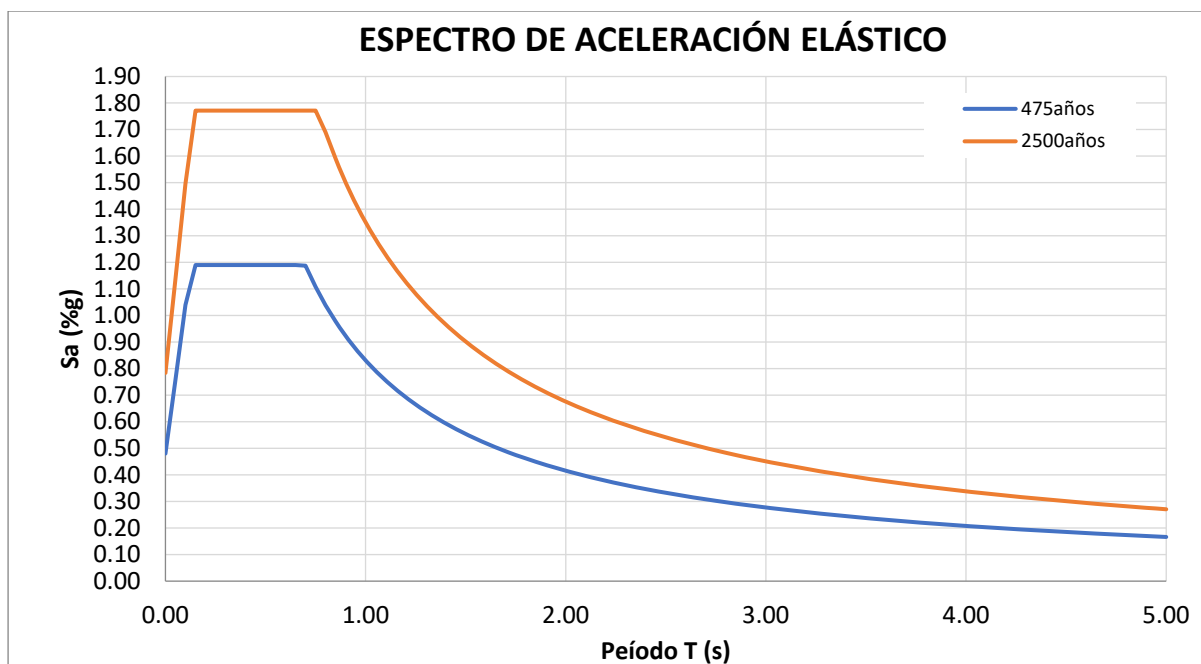


Figura 8 Espectros de aceleración elásticos para un Tr de 475 años y un Tr de 2500 años.

- **Análisis lineal modal espectral**
- **Periodo de vibración y participación de masa modal**

A partir del análisis modal realizado en el marco del análisis estático lineal para la estructura con base rígida, se obtuvo un periodo fundamental de 0.51 s. En el modo 1 se moviliza aproximadamente 39.47% de la masa efectiva en traslación y 44.47% en torsión alrededor del eje vertical, lo que evidencia una participación torsional relevante asociada a la irregularidad en planta y a la posible excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez. En este modo, la contribución traslacional se concentra principalmente en la dirección X con $U_X = 0.3947$, mientras que en la dirección Y es menor con $U_Y = 0.0074$, lo cual indica que la forma predominante de vibración combina traslación y torsión desde el modo principal.

Case	Mode	Periodo (s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0.51	0.3947	0.0074	0	0.3947	0.0074	0	0.0034	0.0922	0.4447	0.0034	0.0922	0.4447
Modal	2	0.481	0.0028	0.8465	0	0.3975	0.8539	0	0.2214	0.0006	0.0088	0.2248	0.0928	0.4534
Modal	3	0.379	0.4849	0.0002	0	0.8825	0.8541	0	0.000033	0.09	0.405	0.2248	0.1828	0.8585
Modal	4	0.182	0.1046	0.0001	0	0.9871	0.8542	0	0.0005	0.6473	0.0001	0.2254	0.8301	0.8585
Modal	5	0.177	0.000004	0.1246	0	0.9871	0.9788	0	0.6335	0.0005	0.0036	0.8588	0.8306	0.8621
Modal	6	0.158	0.0012	0.0000021	0	0.9883	0.9788	0	0.0003	0.0011	0.1124	0.8591	0.8317	0.9745
Modal	7	0.101	0.0004	0.0000082	0	0.9887	0.9788	0	0.0001	0.0003	0.0004	0.8592	0.832	0.9749
Modal	8	0.083	0.0075	0.0029	0	0.9962	0.9817	0	0.017	0.0365	0.0193	0.8762	0.8685	0.9942
Modal	9	0.076	0.0017	0.016	0	0.9978	0.9976	0	0.1118	0.0126	0.0039	0.988	0.8811	0.9981

Tabla 10 Razones de masas participativas modales.

Al evaluar los modos predominantes, el modo 1, con periodo de 0.510 s, presenta un comportamiento principalmente de traslación en la dirección X con $UX = 0.3947$, acompañado de un aporte torsional importante con $RZ = 0.4447$. Por su parte, el modo 2, con periodo de 0.481 s, está claramente dominado por la traslación en la dirección Y, con $UY = 0.8465$. Asimismo, el modo 3, con periodo de 0.379 s, vuelve a mostrar predominancia en X con $UX = 0.4849$, manteniendo también una contribución torsional relevante con $RZ = 0.4050$. En términos acumulados, la masa efectiva traslacional en la dirección X supera el 90 % en el modo 4 con $SumUX = 0.9871$, mientras que en la dirección Y este umbral se alcanza en el modo 5 con $SumUY = 0.9788$. Para la componente torsional alrededor del eje vertical, la acumulación supera el 90 % en el modo 6, donde $SumRZ = 0.9745$. En conjunto, estos resultados evidencian una respuesta dinámica con influencia torsional significativa y un comportamiento diferenciado entre direcciones, lo cual es coherente con la irregularidad de la estructura y resulta útil para interpretar posteriormente los resultados de derivas, desplazamientos y cortantes.

A continuación, se indica el periodo fundamental del modo 1 de 0.51 s conforme el programa ETABS.

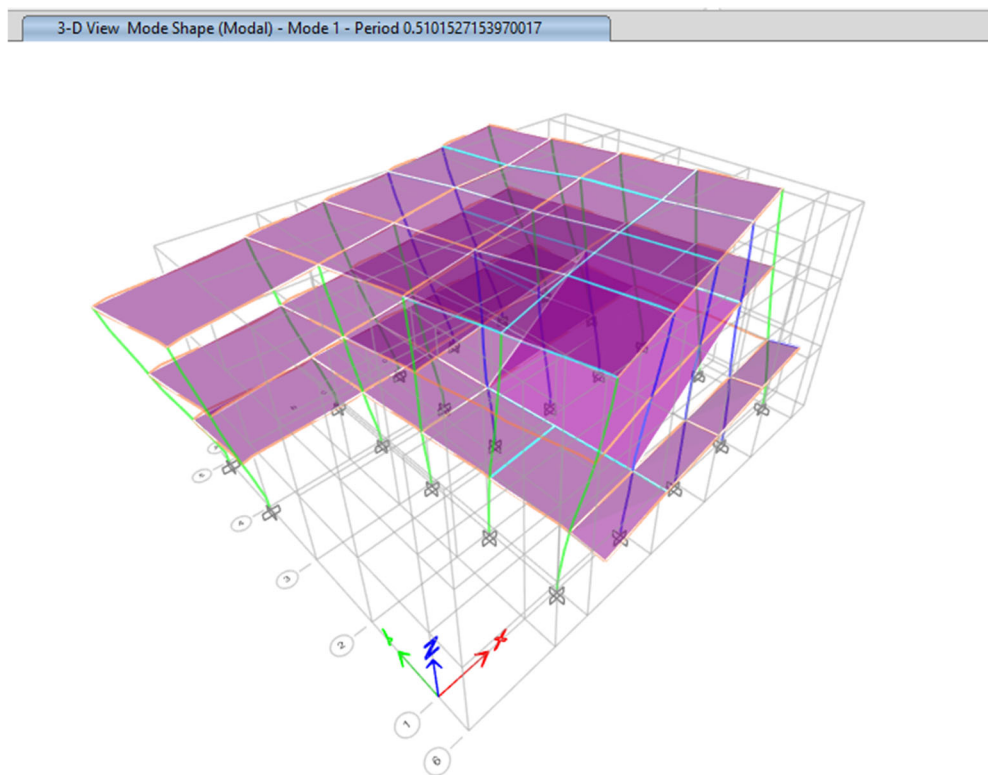


Figura 9 Periodo de vibración de estructura con base rígida.
Fuente: Software ETABS.

- **Irregularidad en planta**

Según lo establecido en la NEC-SE-DS (2015), en su Tabla 13: Coeficientes de irregularidad en planta se tiene lo siguiente:

SISMO XX					
Piso	Máximo (m)	Promedio (m)	Razón	Límite	Verificación
Piso 3	0.027503	0.020522	1.340	1.2	NO CUMPLE
Piso 2	0.019558	0.014005	1.397	1.2	NO CUMPLE
Piso 1	0.011006	0.009171	1.200	1.2	CUMPLE

Tabla 11 Irregularidad en planta, Sismo XX.

SISMO YY					
Piso	Máximo (m)	Promedio (m)	Razón	Límite	Verificación
Piso 3	0.026629	0.023433	1.136	1.2	CUMPLE
Piso 2	0.018705	0.016308	1.147	1.2	CUMPLE
Piso 1	0.011298	0.009732	1.161	1.2	CUMPLE

Tabla 12 Irregularidad en planta, Sismo YY.

Por lo tanto, al no cumplir con los límites establecidos conforme la normativa, el coeficiente de irregularidad en planta tomará el valor de $\phi_p = 0.9$

De igual forma, conforme la NEC-SE-DS (2015) en su numeral 6.3.7. Momentos torsionales horizontales y torsión accidental se aplicó el factor de amplificación torsional A_x conforme se indica a continuación:

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2 \delta_{prom}} \right)^2$$

Donde:

A_x : Factor de amplificación torsional

δ_{prom} : Promedio de desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x.

δ_{max} : Valor del desplazamiento máximo en el nivel x.

Piso	SISMO XX	SISMO YY
	A_x	A_x
Piso 3	1.247	-
Piso 2	1.354	-
Piso 1	-	-

Tabla 13 Factor de amplificación torsional.

Los resultados muestran que la estructura presenta irregularidad en planta en la dirección XX, ya que en los pisos 2 y 3 la razón entre el desplazamiento máximo y el promedio supera el

límite de 1.20 establecido por la NEC-SE-DS (2015), mientras que en la dirección YY todos los pisos cumplen. Esto evidencia que la respuesta torsional es más crítica en la dirección XX, lo cual se confirma además con los valores del factor de amplificación torsional de 1.247 y 1.354, obtenidos en los niveles donde se presenta el incumplimiento; en cambio, para la dirección YY no se requiere amplificación torsional adicional.

Estos resultados confirman la presencia de efectos torsionales importantes en la estructura, asociados principalmente a la irregularidad geométrica en planta y a la distribución no uniforme de rigideces.

Resultados del análisis lineal, sin considerar ISE

- **Cortante basal**

En ambas direcciones los resultados de cortante basal, en el caso del análisis dinámico es más del 85% en comparación con el análisis estático conforme al ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico según la NEC-SE-DS (2015).

Descripción	SISMO X	SISMO Y
Estático [kN]	-2577.55	-2577.55
0.85Vestático [kN]	-2190.92	-2190.92
Dinámico sin corregir [kN]	2163.39	2188.57
Factor corrección	0.987	0.998
Dinámico corregido [kN]	2182.54	2208.88

Tabla 14. Cortante basal análisis estático y dinámico.

- **Derivas de piso de análisis lineal**

Los resultados del análisis lineal modal espectral, realizado en cada dirección principal debido a la irregularidad de la estructura, muestran que las derivas inelásticas de piso se mantienen por debajo del límite de 2 % establecido por la NEC-SE-DS 2015 para estructuras de hormigón armado. En consecuencia, la edificación cumple con el criterio normativo de derivas en todos los niveles evaluados como se indica en la siguiente tabla:

Piso	DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y		$\Delta_{max,inelástica}$	Verificación
	$\Delta_{elástica}$	$\Delta_{inelástica}$	$\Delta_{elástica}$	$\Delta_{inelástica}$		
3	0.171%	1.03%	0.151%	0.91%	2.00%	Cumple
2	0.196%	1.18%	0.149%	0.90%	2.00%	Cumple
1	0.178%	1.07%	0.153%	0.92%	2.00%	Cumple

Tabla 15. Derivas de piso elásticas e inelásticas de los sismos X y Y en análisis lineal.

De acuerdo con los resultados obtenidos, la máxima deriva inelástica se presenta en el piso 2 de la dirección X, con un valor de 1.18 %, mientras que en la dirección Y el valor máximo corresponde al piso 1, con 0.92 %. En general, las derivas en la dirección X son ligeramente mayores que en la dirección Y, lo que indica que la estructura presenta una mayor demanda lateral en esa dirección bajo el análisis efectuado.

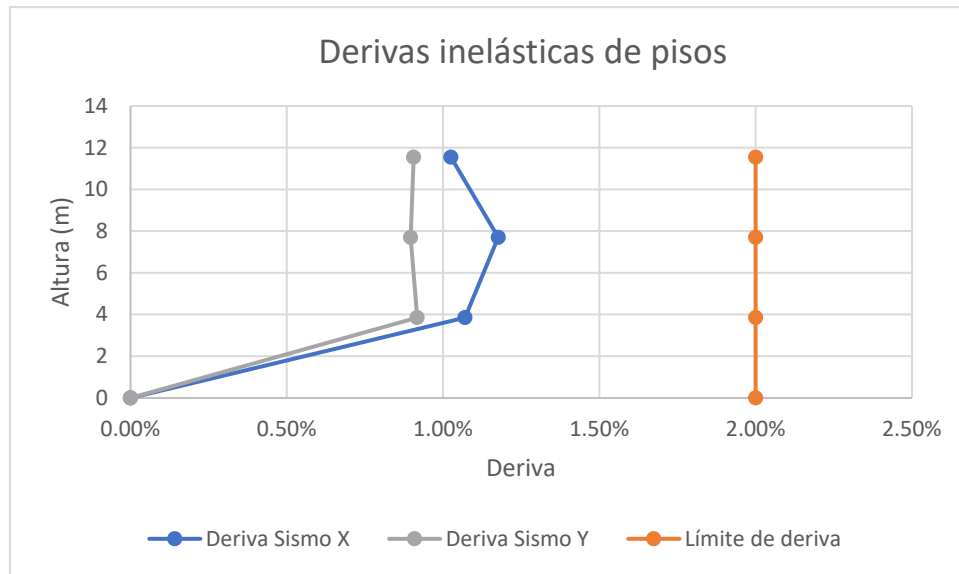


Figura 10 Derivas Inelásticas de Sismo X y Sismo Y, análisis lineal.

Asimismo, la distribución de derivas a lo largo de la altura es continua y no presenta variaciones bruscas entre pisos, por lo que no se identifica la presencia de un piso blando dentro de este análisis lineal. En términos generales, el comportamiento global de la edificación es adecuado, ya que ninguna de las derivas inelásticas calculadas supera el límite permisible establecido por la normativa.

3.1.4 Evaluación del desempeño sísmico

Análisis estático no lineal

Con el objetivo de estimar el desempeño sísmico de la edificación, se realizó un análisis no lineal estático incremental (Pushover) considerando la estructura con base rígida (sin interacción suelo–estructura). Este procedimiento permite obtener la curva de capacidad de la estructura y determinar el punto de desempeño para distintos niveles de demanda sísmica, evaluando además el comportamiento inelástico mediante la formación y evolución de rótulas plásticas y la verificación de derivas de entrepiso.

Objetivos y niveles de desempeño adoptados

Los criterios de evaluación se establecieron en concordancia con la NEC-SE-DS (2015), para estructuras de ocupación especial, complementando la verificación local de elementos mediante los criterios de aceptación de la ASCE 41-17 y límites de deriva de referencia.

De acuerdo con la NEC-SE-DS (2015), sección 4.3.4 Objetivos y niveles de desempeño sísmico, para estructuras de ocupación especial se requiere verificar el cumplimiento de al menos dos niveles de desempeño:

- Prevención de colapso, asociado al sismo máximo considerado (MCE) con $T_r = 2500$ años.
- Seguridad de vida, asociado a un nivel de demanda menor con $T_r = 475$ años.

En este contexto, el análisis Pushover permite comprobar que, ante un evento severo, la estructura desarrolla mecanismos inelásticos controlados sin pérdida global de estabilidad, y que, ante un evento de menor intensidad, mantiene un desempeño compatible con la preservación de la vida.

- Espectros de demanda

3.1.4.1 Evaluación para la amenaza sísmica BSE-2N ($T_r = 2500$ años)

Para el nivel de amenaza correspondiente al BSE-2N ($T_r = 2500$ años), el desempeño se evalúa bajo el criterio de prevención de colapso.

- Prevención de colapso

Para la amenaza sísmica BSE-2N ($T_r = 2500$ años), la estructura se evalúa con el nivel de desempeño de Prevención de Colapso. Esta verificación consiste en comprobar que el punto de desempeño permanezca dentro de la capacidad resistente de la estructura, evitando así una condición de colapso ante el sismo máximo considerado. Esto conforme a la NEC-SE-DS (2015), sección 4.3.4. Objetivos y niveles de desempeño sísmico.

A continuación, se muestra la curva de capacidad – Pushover de la dirección X, la cual tiene un desplazamiento objetivo de 6.53 cm en el paso 14 a un cortante de 8588.29 kN.

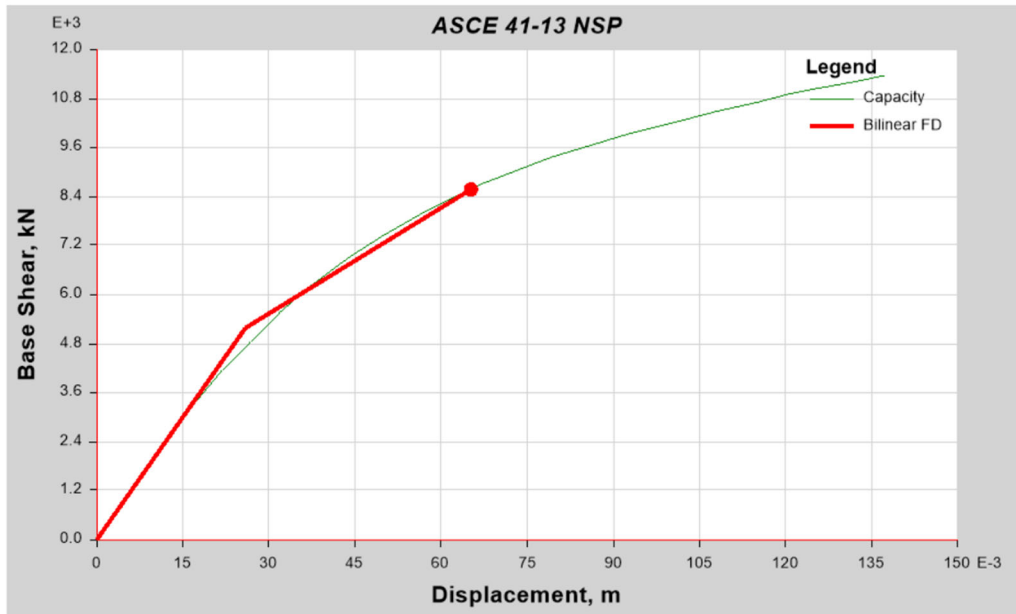


Figura 11 Curva Pushover X para MCE, Tr=2500 años sin ISE.

Este resultado indica que, ante el evento sísmico máximo considerado, la estructura desarrolla deformaciones inelásticas dentro de su capacidad resistente sin alcanzar un estado de inestabilidad global.

A continuación, se muestra la curva de capacidad – Pushover de la dirección Y, la cual tiene un desplazamiento objetivo de 7.56 cm en el paso 14 a un cortante de 8918.14 kN para el sismo máximo considerado MCE.

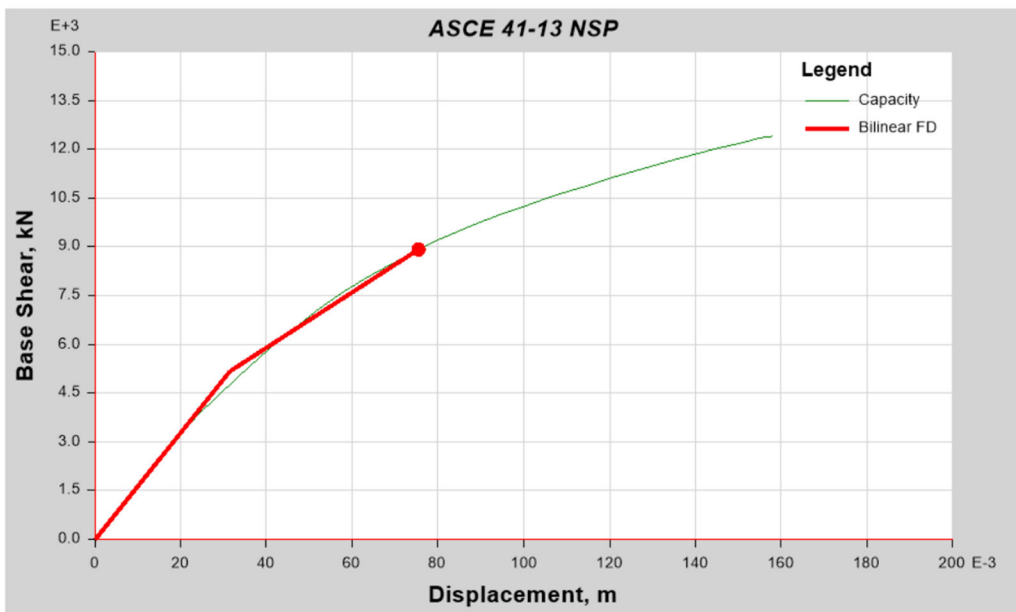


Figura 12 Curva Pushover Y para MCE, Tr=2500 años sin ISE.

Revisión del desempeño – rótulas plásticas

- Pushover X

En el punto de desempeño en la dirección X se observó la formación de rótulas plásticas principalmente en los extremos de las vigas y en la base de algunas columnas. Esto indica que la estructura ya ingresó al rango inelástico, concentrando la mayor demanda en las zonas de mayor momento. En general, el comportamiento es coherente con la respuesta esperada de un sistema aperticado y no muestra una concentración excesiva del daño en un solo nivel.

Se presentan los gráficos de 2 etapas de rótulas plásticas: las primeras rótulas y la etapa final. Para todos los módulos se cumple esta revisión.

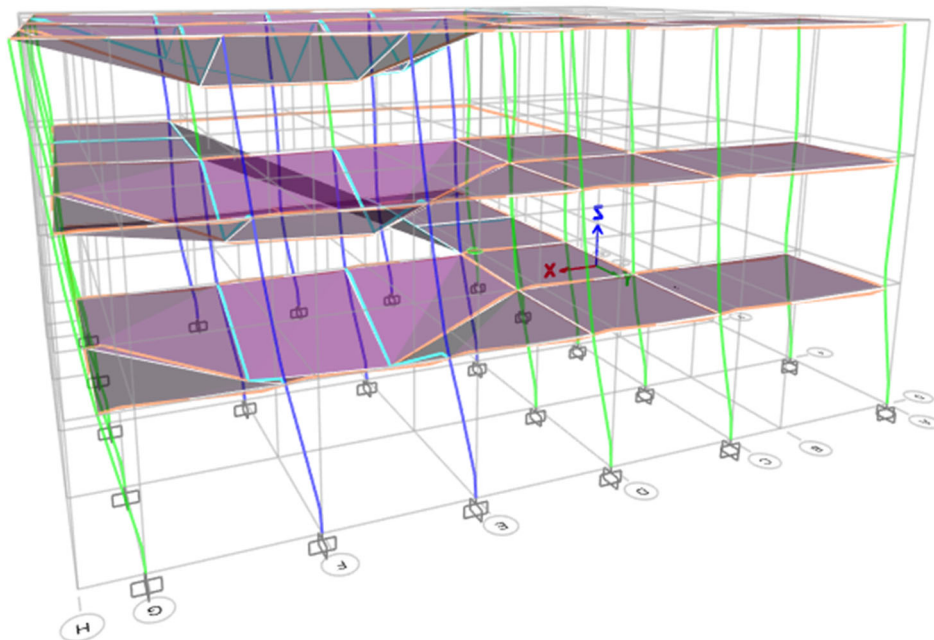


Figura 13 Rótulas plásticas en la etapa inicial, $T_r=2500$ años, sin ISE, Pushover X.

Se observa que primero se rotulan los extremos de vigas y en su etapa final las rótulas del pie de las columnas de la primera planta llegan al nivel de seguridad de vida, por lo tanto, cumplen con el nivel de prevención de colapso.

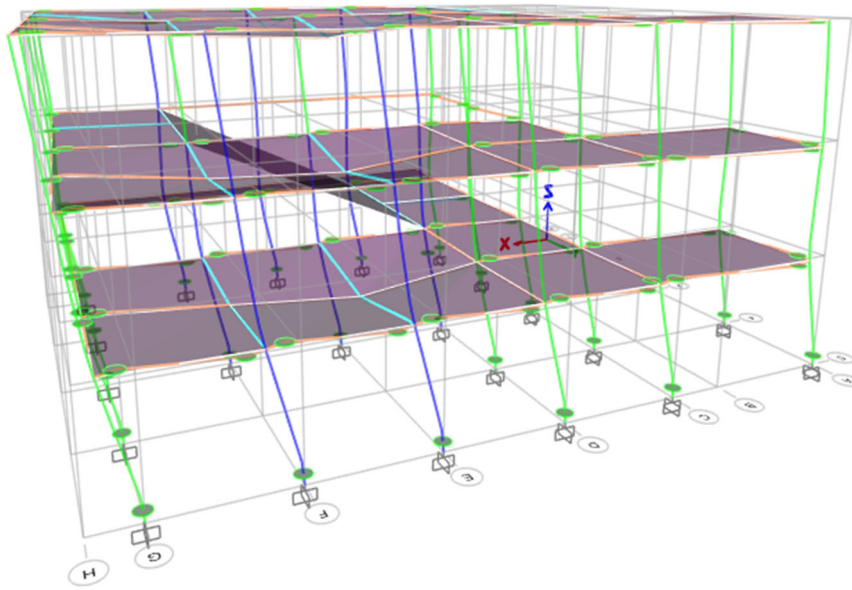


Figura 14 Rótulas plásticas en la etapa final, $T_r=2500$ años, sin ISE, Pushover X.

- Pushover Y

En el punto de desempeño en la dirección Y se observó la formación de rótulas plásticas principalmente en los extremos de las vigas y en la base de algunas columnas. Esto indica que la estructura ya ingresó al rango inelástico, concentrando la mayor demanda en las zonas de mayor momento. En general, el comportamiento es coherente con la respuesta esperada de un sistema aporticado y no muestra una concentración excesiva del daño en un solo nivel.

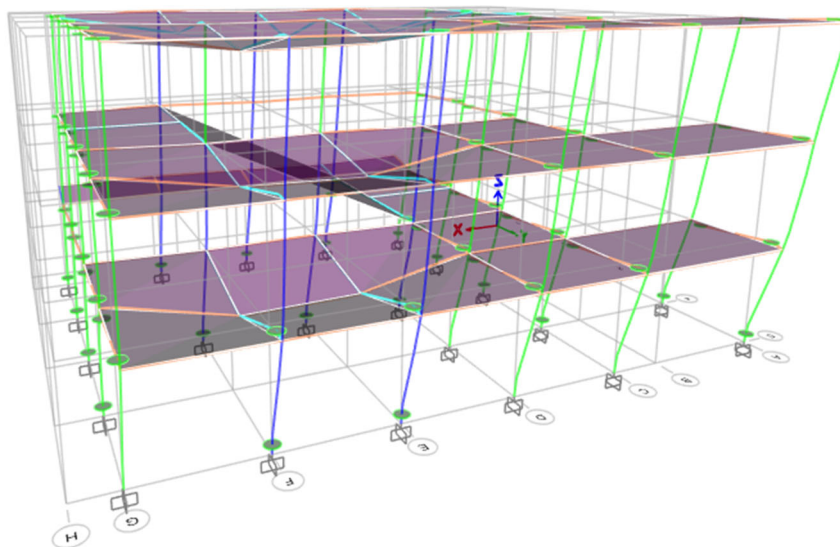


Figura 15 Rótulas plásticas en la etapa final, $T_r=2500$ años, sin ISE, Pushover Y.

El análisis se realizará en la dirección X, por ser la que presentó la respuesta estructural más crítica, por ello, se la consideró como la dirección de control para el estudio del desempeño sísmico. No obstante, para efectos comparativos, los resultados se evaluarán en ambas direcciones, X y Y.

- **Verificación de columna**

Conforme la ASCE 41-17, en la Tabla 5 indicada anteriormente, manifiesta los criterios de aceptación según el nivel de desempeño, mismos que cumplen con el nivel de prevención de colapso como se indica a continuación:

Parámetro	Valor	Unidad
N _{UD}	1820	kN
A _g	0.325	m ²
f'c _E	30.6	MPa
f'c _E	30600	kPa
ρ^t	0.0028	—
V _{yE}	324	kN
V _{colOE}	356	kN
f _{ytE}	453	MPa
f _{ytE}	453000	kPa
a	0.014938	—
b	0.037595	—
c	0.166828	—
IO	0.002241	rad
LS	0.018798	rad
CP	0.026317	rad
Tr = 2475y	0.009115	rad
Cumple con el nivel de PREVENCIÓN DE COLAPSO		

Tabla 16 Cumplimiento de niveles de desempeño, Tr=2500 años, sin ISE.

La figura presenta la curva momento–rotación de la rótula de fibra de la columna C25 para el caso Pushover X. Se observa un comportamiento no lineal, en el que el punto de desempeño alcanza una rotación plástica de 0.009115 rad, la cual cumple con el nivel de prevención de colapso. Esto indica que el elemento ha superado la fase elástica e ingresado a la parte inelástica, aunque aún conserva capacidad resistente.

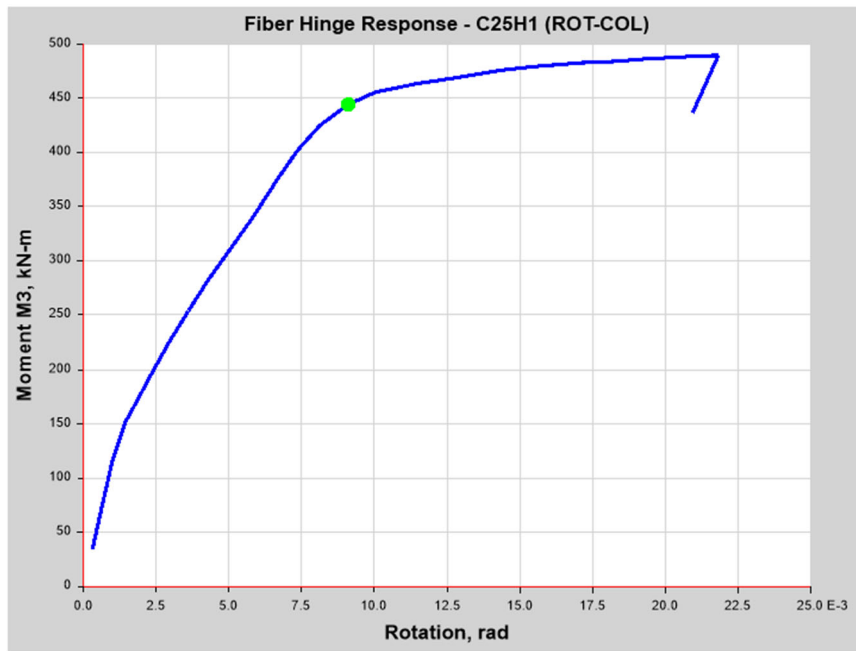


Figura 16 Respuesta de fibras de rótula plástica de columna, $T_r=2500$ años sin ISE.

- **Verificación de viga**

En la figura se observa que la viga presenta una rotación plástica de 0.011845 rad, ubicándose en un estado de desempeño de Seguridad de Vida (LS), en consecuencia, también dentro del rango de Prevención de Colapso. La aparente salida de la curva puede asociarse al inicio de la degradación de rigidez o resistencia del elemento.

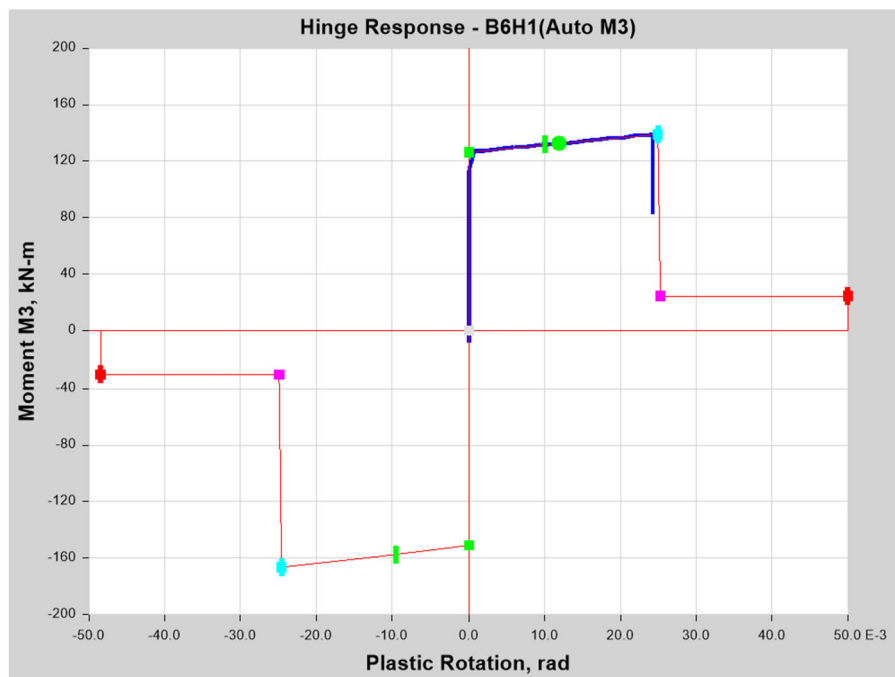


Figura 17 Respuesta de rótula plástica de viga, $T_r=2500$ años sin ISE.

3.1.4.1 Evaluación para la amenaza sísmica BSE-1N (Tr = 475 años)

Para el nivel de amenaza correspondiente al BSE-1N (Tr = 475 años), el desempeño se evalúa bajo el criterio de seguridad de vida.

- Seguridad de vida

La verificación de este nivel de desempeño consiste en comprobar que el punto de desempeño se mantenga dentro del rango inelástico admisible de la estructura, de modo que, ante el sismo de diseño BSE-1N (Tr = 475 años), la edificación presente daños importantes, pero sin comprometer su estabilidad global ni la seguridad de los ocupantes. Con base en los resultados obtenidos, se verifica que los modelos analizados cumplen con este criterio.

A continuación, se muestra la curva de capacidad – Pushover de la dirección X, la cual tiene un desplazamiento objetivo de 4.54 cm en el paso 10 a un cortante de 7042.33 kN.

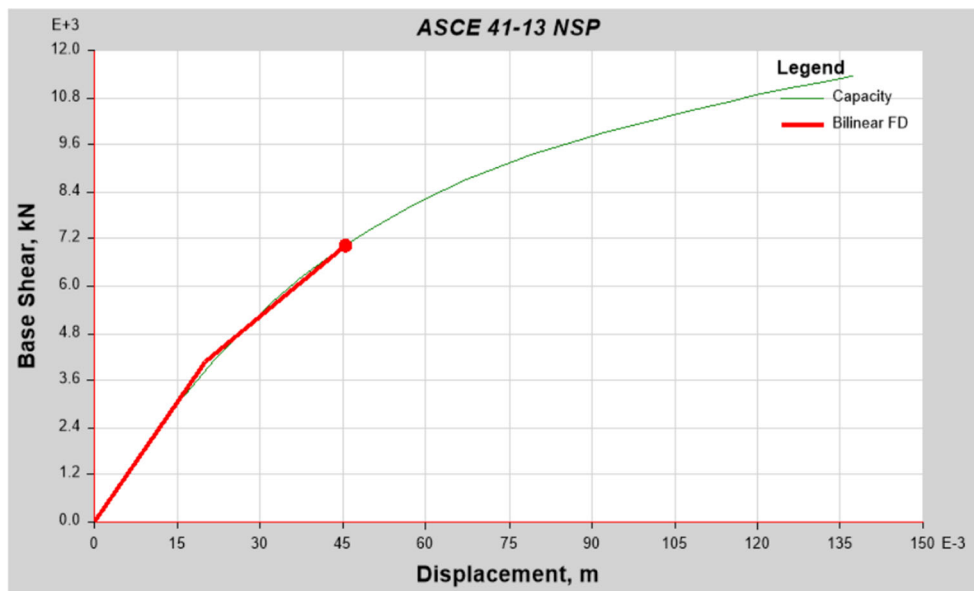


Figura 18 Curva Pushover X para Tr=475 años, sin ISE.

A continuación, se muestra la curva de capacidad – Pushover de la dirección Y, la cual tiene un desplazamiento objetivo de 5.34 cm en el paso 11 a un cortante de 7205.73 kN para el sismo de 475 años.

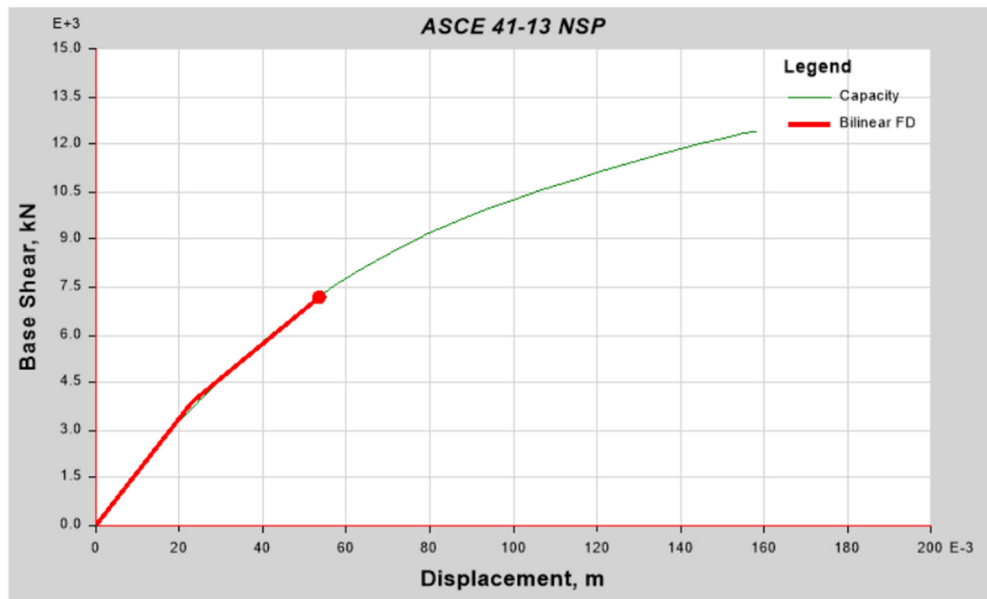


Figura 19 Curva Pushover Y para $T_r=475$ años, sin ISE.

- **Verificación de columna**

Conforme la ASCE 41-17, en la Tabla 5 indicada anteriormente, manifiesta los criterios de aceptación según el nivel de desempeño, mismo que cumple con el nivel de seguridad de vida.

Parámetro	Valor	Unidad
N_{UD}	1820	kN
A_g	0.325	m^2
f'_{cE}	30.6	MPa
f'_{cE}	30600	kPa
ρ^t	0.0028	—
V_{yE}	324	kN
V_{colOE}	356	kN
f_{ytE}	453	MPa
f_{ytE}	453000	kPa
a	0.014938	—
b	0.037595	—
c	0.166828	—
IO	0.002241	rad
LS	0.018798	rad
CP	0.026317	rad
$T_r = 2475y$	0.005821	rad
Cumple con el nivel de SEGURIDAD DE VIDA		

Tabla 17 Cumplimiento de niveles de desempeño, $T_r=475$ años, sin ISE.

La figura presenta la curva momento–rotación de la rótula de fibra de la columna C25 para el caso Pushover X. Se observa un comportamiento no lineal, en el que el punto de desempeño alcanza una rotación plástica de 0.005821 rad, la cual cumple con el nivel de seguridad de vida.

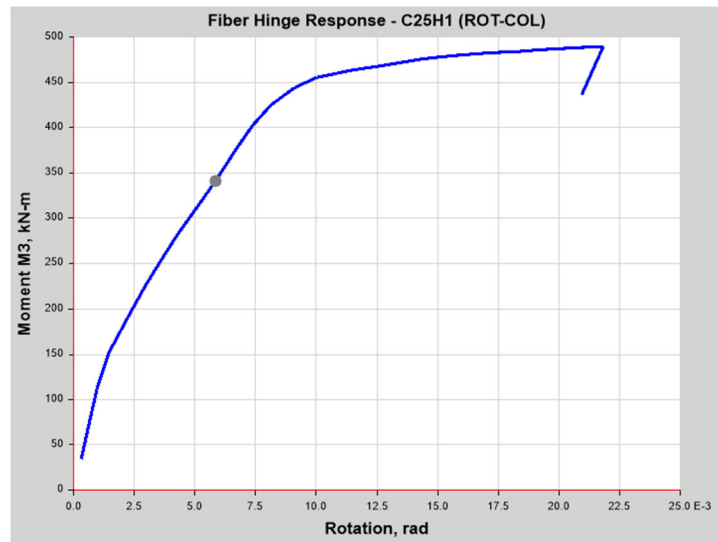


Figura 20 Respuesta de fibras de rótula plástica de columna $T_r=475$ años sin ISE.

- **Verificación de viga**

En la figura se observa que la viga presenta una rotación plástica de 0.007142 rad, ubicándose en un nivel de Ocupación Inmediata (OI), en consecuencia, también dentro del rango de Seguridad de Vida.

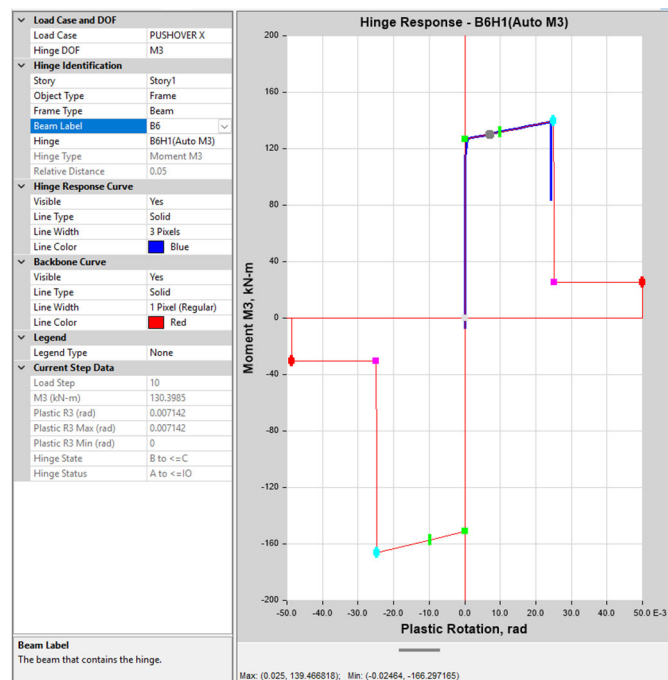


Figura 21 Respuesta de rótula plástica de viga, $T_r=475$ años sin ISE.

Resultados de derivas de modelo sin considerar ISE

Se obtuvieron los siguientes resultados de derivas de piso como se muestran a continuación:

H (m)	BSE-2N (2475 años)		BSE-1N (475 años)	
	BASE RÍGIDA		BASE RÍGIDA	
	SISMO X	SISMO Y	SISMO X	SISMO Y
	Δx	Δy	Δx	Δy
11.55	0.61%	0.60%	0.43%	0.42%
7.7	0.70%	0.61%	0.53%	0.46%
3.85	1.05%	0.96%	0.77%	0.68%

Tabla 18 Derivas por piso sin ISE, análisis estático no lineal.

Para el sismo BSE-2N (2475 años), se obtuvo una deriva máxima de 1.05 % en la dirección X y de 0.96 % en la dirección Y, ambas en el nivel inferior de la edificación. Estos resultados indican que la mayor demanda de deformación se concentra en el primer piso, sin embargo, las derivas permanecen por debajo del límite de 2.5 %, por lo que son compatibles con el estado límite de prevención de colapso.

Para el sismo BSE-1N (475 años), la deriva máxima fue de 0.77 % en la dirección X y de 0.68 % en la dirección Y, igualmente en el nivel inferior. En este caso, los valores obtenidos se mantienen por debajo del límite de 1.5 %, por lo que cumplen con el estado límite de seguridad de vida.

En la siguiente tabla se presentan los límites de deriva permitidos:

Estado límite	Deformación de Estrepiso Máxima Transiente (%)	Deformación de Estrepiso Máxima Permanente (%)
Completamente operacional	0.2	Despreciable
Operacional	0.5	Despreciable
Seguridad de vida	1.5	0.5
Prevención de colapso	2.5	2.5
Colapso	> 2.5	> 2.5

Tabla 19 Límites de derivas según nivel de desempeño.

Fuente: Vision 2000 Committee, Park and Ang.

De acuerdo con estos límites, se confirma que:

- Las derivas máximas del escenario BSE-2N son compatibles con el nivel de prevención de colapso.
- Las derivas máximas del escenario BSE-1N son compatibles con el nivel de seguridad de vida.

4. Capítulo IV

4.1 Modelado y evaluación del desempeño sísmico con interacción suelo-estructura mediante análisis no lineal.

4.1.1 Modelo estructural

En esta sección se partió del mismo modelo estructural de base rígida, sin embargo, se modificarán las condiciones de apoyo mediante incorporación de resortes equivalentes que representen la interacción suelo-estructura.

Análisis del perfil de suelo

El estudio geotécnico del proyecto reporta en el Sondeo 5 (P5), hasta 6 m de profundidad, un material predominante arcilla limosa (SUCS: CL), en condición húmeda, con presencia puntual de raicillas en estratos someros y gravillas/gravas a partir de 2 m aproximadamente. En los límites de Atterberg se registran valores de IP de 12–13%, lo que confirma un suelo cohesivo de baja plasticidad.

Dado que la ASCE 7-22 define los parámetros de clase de sitio sobre el perfil superior de 30 m, y que la exploración disponible llega solo a 6 m, se construyó un perfil equivalente 0–30 m para fines de análisis dinámico y modelamiento ISE, manteniendo la clasificación CL por debajo de 6 m como una extrapolación razonable y conservadora, coherente con la continuidad litológica observada en P5.

Efecto de los perfiles de suelo no uniformes

Parámetros necesarios para modelamiento ISE

- Módulo de corte de suelo G_0

Se adoptó $n = 0.9$ para el módulo de corte de suelo G_0 para representar la dependencia del módulo de corte con el esfuerzo de confinamiento en el modelo ISE por tratarse de un suelo cohesivo. El estudio geotécnico del sitio (Amaguaña) indica predominio de suelo SUCS: CL y reporta IP=11.86-13.17% en límites de Atterberg (Sondeo 5), por lo que justifica el valor de n cercano a 1.0 dado que en la Norma NIST GCR 12-917-21 indica que el parámetro n varía aproximadamente desde 0.5 para suelos granulares (Hardin y Black, 1968; Marcuson y Wahls, 1972) hasta 1.0 para suelos cohesivos con un índice de plasticidad (PI) mayor que 6.5 (Yamada et al., 2008).

$$G_0 = G_a * \left(\frac{\sigma'_m}{p_a} \right)^n$$

- **Velocidad de onda de corte**

Debido a que el estudio geotécnico no incluye mediciones geofísicas directas de velocidad de onda de corte, la velocidad de onda de corte por estrato se estimó a partir de correlaciones empíricas basadas en el ensayo SPT corregido por energía (N_{60}), tal como se recomienda cuando no se dispone de mediciones instrumentales y se requiere caracterización dinámica preliminar del suelo.

En este proyecto se aplicaron dos correlaciones ampliamente utilizadas en la literatura y también empleadas en el proyecto de referencia, a fin de reducir el sesgo asociado a utilizar una única expresión:

1. Ohta & Goto (1978)

$$V_{s,OG} = 85.35 N_{60}^{0.348} H^{0.078}$$

donde H es la profundidad media del estrato (m).

2. Imai & Yoshimura (1976)

$$V_{s,IY} = 97 N_{60}^{0.314}$$

Finalmente, la velocidad representativa de cada estrato, reportada como v_{so} en la tabla del perfil, se adoptó como el promedio aritmético de ambas estimaciones:

$$v_{so} = \frac{V_{s,OG} + V_{s,IY}}{2}$$

Para el Sondeo 5 (P5), se utilizaron los valores de N_{60} reportados por metro y se calculó un N_{60} promedio por estrato. En la expresión de Ohta & Goto, se empleó H como la profundidad media de cada estrato. En el tramo del perfil por debajo de la profundidad investigada, v_{so} se estimó manteniendo criterios conservadores y reconociendo la incertidumbre asociada a la extrapolación.

Conforme estudio de suelos, se tiene que el N_{60} del Sondeo 5 (P5) se tiene lo siguiente conforme los resultados de la siguiente tabla:

1 m: N60=10; 2 m: N60=5; 3 m: N60=15; 4 m: N60=17; 5 m: N60=14; 6 m: N60=17

PROF. (m)	MUESTREO				W %	GRANULOMETRÍA			LÍMITES		SUCS	NEC	PERFIL	DESCRIPCIÓN
	tipo y No	N SPT	N60	prof. (cm)		% pasa 4 40 200	L.L.	I.P.						
1,0	P 5	1,0	13	10	30	27	100	88	59	30	13	CL	E	Arcilla limosa color café oscuro raicillas, húmeda.
2,0	P 5	2,0	7	5	30							CL	E	Arcilla limosa color café oscuro raicillas, gravillas, húmeda.
3,0	P 5	3,0	20	15	30							CL	D	Arcilla limosa color café claro gravas, húmeda.
4,0	P 5	4,0	23	17	30							CL	D	Arcilla limosa color café claro gravas, húmeda.
5,0	P 5	5,0	18	14	30	47	100	67	53	27	12	CL	D	Arcilla limosa color café claro gravas, húmeda.
6,0	P 5	6,0	23	17	30							CL	D	Arcilla limosa color café claro gravas, húmeda.

Tabla 20 Resultados perforación 5 según estudio de suelos.

Estrato 1 (0–2 m): $N60_{prom} = (10 + 5)/2 = 7.5$, $H = \frac{0+2}{2} = 1.0\text{m}$

$$V_s = 177 \frac{m}{s}$$

Estrato 2 (2–6 m): $N60_{prom} = (15 + 17 + 14 + 17)/4 = 15.75$, $H = 4.0\text{m}$

$$V_s = 239 \frac{m}{s}$$

Estrato 3 (6–15 m): No hay SPT medido bajo 6 m; por continuidad litológica (CL) se mantiene el último valor medido $N_{60} = 17$ como hipótesis de extensión, y se usa $H = 10.5\text{m}$ y se tiene:

$$V_s = 255 \frac{m}{s}$$

Estrato 4 (15–30 m): en el tramo más profundo se asumió un incremento de rigidez (mayor compacidad/confinamiento), adoptando $N_{60} = 25$ como valor representativo del estrato extendido, al no contar con la medición directa, y se usa $H = 22.5\text{m}$ y se tiene:

$$V_s = 300 \frac{m}{s}$$

- Peso específico del estrato

Con base en el Estudio de Suelos del proyecto en Amaguaña, el Sondeo 5 (P5) identifica un material predominante arcilla limosa (SUCS: CL), en condición húmeda, con presencia puntual de gravillas o gravas en profundidad. Para el modelamiento de interacción suelo-estructura (ISE) se requiere el peso específico total (γ) por estrato; sin embargo, el informe geotécnico no

reporta valores medidos de γ por capa para todo el perfil requerido, por lo que se adoptaron valores representativos dentro de rangos típicos recomendados para suelos cohesivos tipo CL.

En particular, manuales de ingeniería geotécnica (Coduto, Bowles y Das) reportan que las arcillas de baja plasticidad (CL) presentan pesos unitarios húmedos típicos aproximadamente entre 17 y 20 kN/m³, dependiendo de su consistencia, contenido de humedad y grado de compactación.

Con base en dichos rangos, y considerando la condición húmeda descrita en P5 y el incremento esperado de confinamiento o compacidad con la profundidad, se adoptaron los siguientes valores de γ por estrato:

Estrato 1 (0–2 m): $\gamma = 17.50$ kN/m³ (CL somera con raicillas; menor confinamiento).

Estrato 2 (2–6 m): $\gamma = 18.00$ kN/m³ (CL con gravillas; transición a estrato más competente).

Estrato 3 (6–15 m): $\gamma = 18.50$ kN/m³ (extensión del estrato CL con mayor confinamiento).

Estrato 4 (15–30 m): $\gamma = 19.00$ kN/m³ (tramo profundo; aumento moderado por confinamiento).

Estos valores se mantienen dentro de los rangos típicos recomendados para suelos cohesivos y permiten representar en forma razonable el efecto del incremento de tensiones efectivas con la profundidad en el modelo ISE.

- **Módulo de Poisson**

El coeficiente de Poisson es un parámetro que describe la relación entre deformaciones laterales y longitudinales en un material sometido a carga. En el caso de suelos, este parámetro influye en la determinación de las rigideces utilizadas en el modelamiento de interacción suelo–estructura. Para este estudio se adoptó un valor conforme la siguiente tabla:

Material	Rango Módulo de Poisson	Módulo de Poisson ν
Arcilla (saturada)	0.40 – 0.50	0.45
Arcilla (no saturada)	0.10 – 0.30	0.20
Arcilla arenosa	0.20 – 0.30	0.25
Limo	0.30 – 0.35	0.325
Arena densa	0.20 – 0.40	0.30
Arena de gradación gruesa	0.15	0.15
Arena de gradación fina	0.25	0.25
Cama de roca	0.10 – 0.40	0.25

Tabla 21 Valores típicos de Módulo de Poisson
Fuente: Guía AASHTO 2002.

El material más representativo en el perfil de suelo del proyecto es arcilla limosa, por lo tanto, se tomará un valor de 0.33.

- Perfil de suelo

Por consiguiente, se adopta el siguiente perfil de suelo para el análisis:

Profundidad Z	Espesor del estrato	Peso específico del estrato	Velocidad de onda de corte medida en ese estrato
Depth z[m]	Profile ThikNess Δz_i [m]	γ_s [kN/m ³]	V_{so} [m/s]
0.0	2.0	17.50	177.00
1.0			
1.6			
2.0			
2.0	4.0	18.00	239.00
3.0			
4.0			
5.0			
6.0			
6.0			
6.0	9.0	18.50	255.00
7.0			
8.0			
9.0			
10.0			
11.0			
12.0			
13.0			
14.0			
15.0			
15.0	15.0	19.00	300.00
16.0			
17.0			
18.0			
19.0			
20.0			
21.0			
22.0			
23.0			
24.0			
25.0			
26.0			
27.0			
28.0			
29.0			
30.0			

Tabla 22 Perfil de suelo de análisis.

Este perfil constituye la base para la determinación de las rigideces del sistema suelo–cimentación, las cuales se emplean posteriormente en el modelo estructural con interacción suelo–estructura.

4.1.1.1 Modelamiento de interacción suelo-estructura

Para representar el comportamiento del suelo mediante interacción suelo-estructura, se modelaron en el Software ETABS las placas de zapatas y se asignaron resortes de área vinculados a una propiedad de vínculo (Link Property). Estas propiedades se definieron como plástico multilíneal, de manera que la respuesta del apoyo no sea puramente elástica, sino que pueda ceder y plastificarse conforme aumenta la demanda, capturando así la no linealidad del sistema suelo – cimentación.

Los resortes se consideraron no lineales en las tres direcciones (vertical y dos horizontales) mediante una relación fuerza – desplazamiento multilíneal. En la dirección vertical, se incorporó un límite de fuerza asociado a la capacidad portante del suelo, de forma que el modelo refleje la condición de falla una vez alcanzada la resistencia última. En las direcciones horizontales, los límites se definieron con base en la capacidad lateral por empuje pasivo del suelo y la resistencia al deslizamiento de la cimentación respecto al terreno, estableciendo así el tope de fuerzas para la forma multilíneal.

Con este esquema, la cimentación puede desarrollar desplazamientos y redistribuir esfuerzos de manera realista, permitiendo que el análisis reproduzca tanto la flexibilidad introducida por el suelo como los mecanismos de saturación de resistencia como aplastamiento vertical y deslizamiento lateral propios de la interacción suelo-estructura.

Por lo tanto, se presenta a continuación la memoria de cálculo realizada para cada zapata aislada y combinada del modelo estructural. En esta sección se detalla el procedimiento para una zapata aislada representativa que es la de 150cm x 150cm, mientras que las memorias de cálculo correspondientes al resto de cimentaciones se incluyen en la sección de Anexos.

- **Datos:**

Datos Estructurales			Descripción
N.Pisos	3	[u]	# pisos
W =	380.17	[kN]	Pesos asignado al plinto
B =	0.75	[m]	Semi ancho de la huella de cimentación
L =	0.75	[m]	Semi largo de la huella de cimentación
Df =	1.60	[m]	Profundidad de desplante
D _w =	0.45	[m]	Espesor de la cimentación embebida en esa profundidad de desplante
g =	9.81	[m/s ²]	Gravedad
h _n =	13.15	[m]	Nivel de desplante hasta el techo del último piso

Datos Espectrales			Espectro americano, prevención de colapso 2500 años
TL =	8	[s]	Periodo de transición de largo plazo
Ss =	1.57	[g]	Aceleración espectral para periodos cortos
S1 =	0.40	[g]	Aceleración espectral para 1s

Fa =	1.00	[-]	-
Fv =	1.90	[-]	-
SDS =	1.047	[g]	-
SD1 =	0.507	[g]	-
SDS/2.5 =	0.419	[g]	-

Datos modales de la estructura			
Tn =	0.51	[s]	Periodo de vibración con base fija
ω_n =	12.32	[rad/s]	Frecuencia angular con base fija
\check{T}_n =	0.58	[s]	Periodo de vibración con base flexible
$\hat{\omega}_n$ =	10.89	[rad/s]	Frecuencia angular con base flexible

Datos adicionales de diseño			
R =	8	[-]	-
Ω_o =	3.0	[-]	-
Cd =	5.5	[-]	-
μ =	2.67	[-]	-
β =	0.05	[-]	-

Tabla 23 Datos de ISE para plinto de 150cm x 150cm.

Los factores Fa y Fv fueron obtenidos de las siguientes tablas de la ASCE 7-22.

Table 11.4-1 Short-Period Site Coefficient, F_a							Table 11.4-2 Long-Period Site Coefficient, F_v						
Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _R) Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period							Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _R) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period						
Site Class	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s = 1.25$	$S_s \geq 1.5$	Site Class	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 = 0.5$	$S_1 \geq 0.6$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	B	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
C	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2	C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0	D	2.4	2.2 ^a	2.0 ^a	1.9 ^a	1.8 ^a	1.7 ^a
E	2.4	1.7	1.3	See	See	See	E	4.2	See	See	See	See	See
				Section 11.4.8	Section 11.4.8	Section 11.4.8			Section 11.4.8	Section 11.4.8	Section 11.4.8	Section 11.4.8	Section 11.4.8
F	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	F	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_s .

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_1 .
^aAlso, see requirements for site-specific ground motions in Section 11.4.8.

Tabla 24 Coeficientes de sitio periodo corto Fa y Fv.
Fuente: ASCE 7-22.

Una vez obtenidos, mediante interpolación, los coeficientes de sitio Fa y Fv a través de Ss y S1 como se indica en la siguiente figura que son Ss=1.57g y S1=0.4g, se procede a calcular los parámetros espectrales de diseño SDS y SD1.

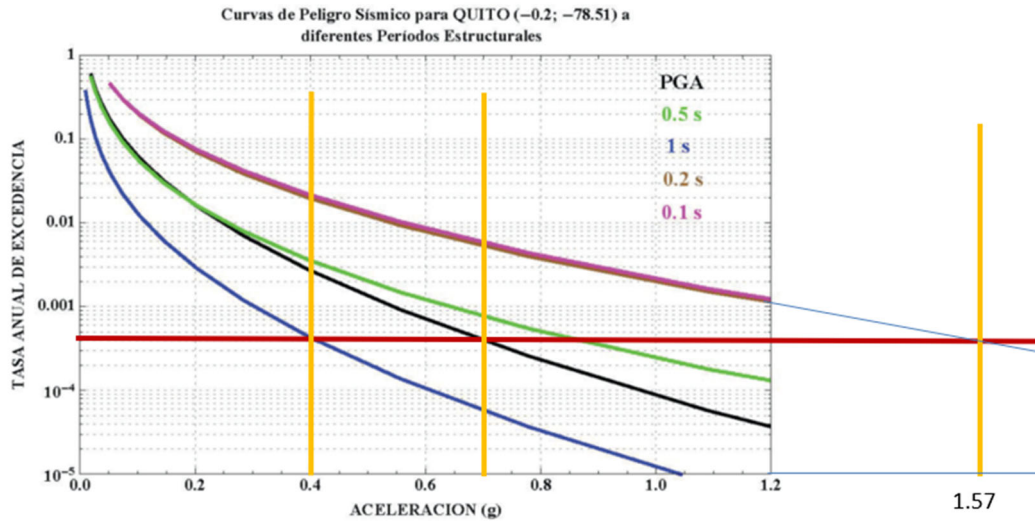


Figura 22 Obtención Ss y S1 a partir de curva de peligro sísmico, Quito para Tr de 2475 años.
Fuente: NEC-15.

Adicionalmente, se determina el valor $SDS/2.5$, el cual se emplea para obtener las razones V_s/V_{s0} y G/G_{s0} que se utilizarán en el perfil de suelo.

- **Análisis de perfil de suelo**

Se tomó un valor de n de 0.9 al asemejarse a un suelo cohesivo, y la profundidad de desplante de 1.6m.

A continuación, se calculará la profundidad del perfil efectivo Z_p para traslación y rotación o balanceo alrededor de X y Y

	Traslat. (x,y,z)	Rocking - xx	Rocking - yy	
$z_p =$	0.75	0.75	0.75	[m]
$D_f + z_p =$	2.35	2.35	2.35	[m]
$n_e =$	2	2	2	[u]

Tabla 25 Traslación y balanceo en X y Y.

Una vez obtenido SDS , se determinan la relación de velocidad de onda de corte efectiva V_s/V_{s0} y la relación del módulo de corte efectivo G/G_0 , empleando las Tablas 19.3-1 y 19.3-2 del Capítulo 19 de la ASCE 7 para suelo tipo D. Los valores se obtienen mediante interpolación lineal en función de $SDS/2.5$.

Table 19.3-1 Effective Shear Wave Velocity Ratio (V_s/V_{s0})					Table 19.3-2 Effective Shear Modulus Ratio (G/G_0)				
Site Class	Effective Peak Acceleration, $S_{DS}/2.5^a$				Site Class	Effective Peak Acceleration, $S_{DS}/2.5^a$			
	$S_{DS}/2.5=0$	$S_{DS}/2.5=0.1$	$S_{DS}/2.5=0.4$	$S_{DS}/2.5 \geq 0.8$		$S_{DS}/2.5=0$	$S_{DS}/2.5=0.1$	$S_{DS}/2.5=0.4$	$S_{DS}/2.5 \geq 0.8$
A	1.00	1.00	1.00	1.00	A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.97	0.95	B	1.00	1.00	0.95	0.90
C	1.00	0.97	0.87	0.77	C	1.00	0.95	0.75	0.60
D	1.00	0.95	0.71	0.32	D	1.00	0.90	0.50	0.10
E	1.00	0.77	0.22	<i>b</i>	E	1.00	0.60	0.05	<i>b</i>
F	<i>b</i>	<i>b</i>	<i>b</i>	<i>b</i>	F	<i>b</i>	<i>b</i>	<i>b</i>	<i>b</i>

^aUse straight-line interpolation for intermediate values of $S_{DS}/2.5$.
^bSite-specific geotechnical investigation and dynamic site response analyses shall be performed.

Tabla 26 Valores de relación de velocidad de onda de corte efectiva.
Fuente: ASCE 7-22.

Por lo tanto, se obtienen los siguientes resultados:

$S_{DS}/2.5 =$	0.419 [g]
$v/v_{s0} =$	0.695
$G/G_0 =$	0.475

Tabla 27 Relaciones de velocidad y módulo de corte.

A partir del perfil estratigráfico se dispone de las velocidades de onda de corte medidas en ese estrato V_{s0} y de los pesos específicos γ_s de cada estrato obtenidos anteriormente. Debido a que el perfil de suelo es no uniforme y las mediciones se realizan fuera del área de influencia de la cimentación, se estima una velocidad efectiva para el cálculo de rigideces de fundación mediante tres etapas: corrección por confinamiento, promedio en profundidad efectiva y ajuste por grandes deformaciones.

Las ecuaciones que se van a indicar a continuación han sido obtenidas de NIST (2012).

- 1) Corrección de V_s por incremento de confinamiento debido a la estructura

El módulo de corte a pequeñas deformaciones G_0 aumenta con el esfuerzo confinante efectivo medio σ'_m según:

$$G_0 = G_a \left(\frac{\sigma'_m}{p_a} \right)^n$$

donde G_a es el módulo de corte a presión atmosférica, $p_a \approx 100$ kPa y n es un exponente que depende del tipo de suelo.

Como la velocidad de onda de corte es proporcional a la raíz cuadrada del módulo de corte, $V_s \propto \sqrt{G_0}$, las velocidades medidas en campo libre pueden corregirse para considerar el incremento de esfuerzos efectivos producido por la estructura:

$$V_{s,F}(z) \approx V_s(z) \left(\frac{\sigma'_v(z) + \Delta\sigma'_v(z)}{\sigma'_v(z)} \right)^{\frac{n}{2}}$$

donde $V_{s,F}(z)$ es la velocidad corregida por sobrecarga a la profundidad z , $V_s(z)$ es la velocidad medida en campo libre, $\sigma'_v(z)$ es el esfuerzo vertical efectivo por peso propio del suelo y $\Delta\sigma'_v(z)$ es el incremento de esfuerzo vertical efectivo debido al peso de la estructura, el cual puede obtenerse con una distribución clásica de esfuerzos tipo Boussinesq.

2) Promedio efectivo de V_s en una profundidad representativa

Una vez corregido el perfil, se calcula una velocidad promedio efectiva $V_{s,avg}$ sobre una profundidad efectiva z_p medida a partir del nivel de desplante de la cimentación. Esta velocidad promedio se define como el cociente entre z_p y el tiempo total de viaje de la onda a través de cada subcapa.

$$V_{s,avg} = \frac{z_p}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\Delta z_i}{V_{s,F}(z_i)} \right)}$$

donde z_p se discretiza en capas de espesor Δz_i y velocidad corregida $V_{s,F}(z_i)$.

La profundidad efectiva z_p se toma como una semidimensión equivalente que depende del grado de libertad que se evalúa, y puede calcularse a partir de un cimiento cuadrado equivalente por área o por momento de inercia:

Traslación horizontal (x e y):

$$z_p = B_e^A, B_e^A = \frac{\sqrt{A}}{4} = \sqrt{BL}$$

Balanceo (Rocking) respecto al eje x:

$$z_p \approx B_e^I, \quad xx: B_{e,x}^I = \sqrt[4]{0.75 I_x} \approx \sqrt[4]{B^3 L}$$

Balanceo (Rocking) respecto al eje y:

$$z_p \approx B_e^I, \quad yy: B_{e,y}^I = \sqrt[4]{0.75 I_y} \approx \sqrt[4]{B L^3}$$

En estas expresiones, A es el área de cimentación considerando los semianchos y semilargos, y I_x, I_y son los momentos de inercia del área de cimentación respecto a los ejes x e y . Las aproximaciones $\sqrt[4]{B^3L}$ y $\sqrt[4]{BL^3}$ aplican para planta rectangular cuando B y L se consideran como semidimensiones del cimiento.

Con este procedimiento se obtienen valores $V_{s,avg}$ distintos para traslación y para balanceo (rocking) alrededor de cada eje, porque el intervalo de profundidad efectivo que controla cada mecanismo puede ser diferente.

3) Propiedades efectivas del suelo a grandes deformaciones

Para incorporar el efecto de grandes deformaciones, la velocidad promedio obtenida a pequeñas deformaciones $V_{s0,avg}$ se reduce mediante la relación adimensional V_s/V_{s0} , la cual depende del nivel de demanda sísmica y del tipo de suelo. En este estudio, dicha relación se obtiene para suelo tipo D mediante interpolación lineal en función de $S_{DS}/2.5$. Con ello, la velocidad efectiva compatible con grandes deformaciones se calcula como:

$$V_{s,ef} = \left(\frac{V_s}{V_{s0}} \right) V_{s0,avg}$$

donde $V_{s,ef}$ es la velocidad efectiva a grandes deformaciones y $V_{s0,avg}$ es la velocidad promedio corregida por sobrecarga correspondiente a pequeñas deformaciones.

A partir de $V_{s0,avg}$, el módulo de corte efectivo compatible con grandes deformaciones se obtiene mediante:

$$G_{ef} = \left(\frac{G}{G_0} \right) G_{0,avg} \quad \text{donde} \quad G_{0,avg} = \rho V_{s0,avg}^2$$

Con $\rho = \frac{\gamma}{g}$ donde ρ es la densidad del suelo, γ es el peso específico representativo del perfil promediado y g es la aceleración de la gravedad.

Por lo tanto, en base a estas consideraciones, se obtuvo el siguiente perfil de suelo:

Profundidad	Espesor del estrato	Peso específico del estrato	Velocidad de onda de corte medida en ese estrato	Corrección por sobrepresión			V _{so,F} Promedio			v _s (grandes deformaciones)			G (grandes deformaciones)			
							Traslac. (x,y,z)	Balaneo - xx	Balaneo - yy	Traslac. (x,y,z)	Balaneo - xx	Balaneo - yy	Traslac. (x,y,z)	Balaneo - xx	Balaneo - yy	
z[m]	Δz [m]	Y _s [kN/m ³]	V _{so} [m/s]	σ' _v (z) [kN/m ²]	Δσ _v (z) [kN/m ²]	V _{so,F} [m/s]	V _{so,avg} [m/s]	V _{so,avg} [m/s]	V _{so,avg} [m/s]	v _s [m/s]	v _s [m/s]	v _s [m/s]	V _{s,avg} [kN/m ²]	G [kN/m ²]	G [kN/m ²]	G [kN/m ²]
0.0	2.0	17.50	177.00	7	105.31	617.12	163.21	163.21	163.21	112.91	112.91	112.91	17.73	23,171.28	23,171.28	23,171.28
1.0																
1.6																
2.0																
2.0																
3.0	4.0	18.00	239.00	79	10.92	253.34	163.21	163.21	163.21	112.91	112.91	112.91	17.73	23,171.28	23,171.28	23,171.28
4.0																
5.0																
6.0																
6.0																
7.0	9.0	18.50	255.00	245.5	1.71	255.80	163.21	163.21	163.21	112.91	112.91	112.91	17.73	23,171.28	23,171.28	23,171.28
8.0																
9.0																
10.0																
11.0																
12.0																
13.0																
14.0																
15.0																

Tabla 28 Perfil de suelo.

- Rigidez inercial – ISE

A continuación, se presenta la memoria de cálculo realizada para la obtención de rigideces inerciales del suelo para modelar la ISE como resortes equivalentes en la base que son traslación y balanceo.

Datos de cálculo :

B =	0.75	[m]		
L =	0.75	[m]		
D_f =	1.6	[m]		
v =	0.33	[-]		
	Traslac. (x,y,z)	Balaneo-xx	Balaneo - yy	
G =	23171.28	23171.28	23171.28	[kN/m²]
a₀ =	0.08	0.08	0.08	[-]

Tabla 29 Módulo de corte para traslación y balanceo.

Con el fin de modelar la interacción suelo-estructura mediante una base flexible, se determinaron las rigideces inerciales equivalentes de la cimentación para los grados de libertad de traslación y balanceo. A partir de la geometría de la cimentación, la profundidad de desplante D_f , el coeficiente de Poisson ν y el módulo de corte efectivo del suelo G , se calcularon las rigideces traslacionales K_x , K_y y K_z , así como las rigideces rotacionales asociadas al balanceo alrededor de los ejes x e y . En este caso no se utilizan las rigideces por embebido ya que es superficial, ni tampoco las intensidades, dado que se tomará en cuenta los límites de fuerzas al ser un análisis estático no lineal.

Cálculo de rigideces:

					Rigideces		Intensidades	
	K_{sup} [kN/m]; [kN- m/rad]	K_{emb} [kN/m]; [kN- m/rad]	η [-]	α [-]	$k_{i,sur}$ [kN/m]; [kN- m/rad]	$k_{i,emb}$ [kN/m]; [kN- m/rad]	$k_{j,sur}^i$ [kN/m/m ²]	$k_{j,emb}^i$ [kN/m/m ²]
<i>Traslacional respecto eje z</i>	121908.63	233659.62	1.92	1.00	121859.67	233565.79	54159.85	103807.02
<i>Traslacional respecto eje y</i>	95737.64	271258.90	2.83	1.00	95737.64	271258.90	42550.06	120559.51
<i>Traslacional respecto eje x</i>	95737.64	271258.90	2.83	1.00	95737.64	271258.90	42550.06	120559.51
<i>Torsional sobre eje z</i>	81233.46	502143.29	6.18	1.00	81010.89	500767.53		
<i>Torsional sobre eje y</i>	58360.51	497654.26	8.53	1.00	58253.38	496740.73		
<i>Torsional sobre eje x</i>	58360.51	497654.26	8.53	1.00	58253.38	496740.73		

Tabla 30 Rigideces del suelo en todas las direcciones.

Los parámetros utilizados para la modelación de los resortes de área se obtuvieron de la tabla de cálculo de rigideces, tomando específicamente las rigideces superficiales por metro resaltadas en color verde. Dichos valores corresponden a las rigideces equivalentes distribuidas de la fundación y fueron adoptados para la definición de la respuesta del sistema suelo–estructura en el modelo.

Adicionalmente, se adoptaron las rigideces superficiales y no las embebidas, debido a que la cimentación fue idealizada como superficial. Bajo esta consideración, no se incluyeron en la modelación los efectos de embebidos asociados a la profundidad de desplante, al confinamiento lateral del suelo ni a la contribución adicional de rigidez del terreno circundante.

- **Fuerzas limitantes inerciales**

En el modelo no lineal de interacción suelo–estructura, las fuerzas limitantes inerciales representan la máxima fuerza que cada resorte de cimentación puede transmitir antes de dejar de comportarse de forma estrictamente elástica y entrar en un régimen no lineal. Estas fuerzas constituyen, por tanto, el límite a partir del cual el sistema suelo–cimentación comienza a mostrar plastificación, pérdida progresiva de rigidez o redistribución de esfuerzos.

Se denominan inerciales porque están asociadas a la respuesta de la cimentación frente a las acciones inducidas por la inercia de la superestructura durante la excitación sísmica. En otras palabras, cuando la estructura desarrolla fuerzas laterales y verticales por efecto del sismo, dichas acciones se transmiten hacia la cimentación y al suelo; por ello, los resortes deben contar no solo con una rigidez inicial, sino también con una capacidad resistente límite que permita representar de manera más realista el comportamiento del conjunto suelo–cimiento.

En este estudio, las fuerzas limitantes se emplearon para definir la relación multilínea fuerza–desplazamiento de los resortes en las direcciones traslacionales. Su determinación se basó en la capacidad resistente del suelo y en la capacidad de la cimentación para movilizar dicha resistencia sin exceder el estado último del terreno. De este modo, el modelo no supone que el suelo puede resistir indefinidamente el aumento de carga, sino que incorpora una resistencia máxima físicamente admisible.

Para el cálculo de estas fuerzas es necesario considerar lo siguiente:

- **Capacidad portante del suelo.**

Para estimar la capacidad última de carga del terreno bajo cimentaciones rectangulares, se puede emplear una formulación basada en los factores de capacidad portante, expresando q_{ult} como la suma de los aportes por cohesión, sobrecarga y peso unitario del suelo, considerando además el efecto de la relación B/L en la contribución asociada a la cohesión.

Se puede usar la siguiente expresión para definir la capacidad última del suelo debajo de cimentaciones rectangulares o cuadradas.

$$q_{ult} = cN_c \left[1 + 0.3 \left(\frac{B}{L} \right) \right] + 0.40\gamma_s(2B)N_\gamma + \gamma_s D_f N_q$$

Los factores N_c , N_q y N_γ pueden obtenerse mediante aproximaciones del tipo exponencial en función del ángulo de fricción ϕ , de acuerdo con las correlaciones propuestas por Meyerhof. Estos coeficientes de capacidad del suelo se pueden definir con las aproximaciones:

$$N_c = 0.06052e^{0.161\phi} + 4.854e^{0.051}$$

$$N_q = 0.2965e^{0.1351\phi}$$

$$N_\gamma = 0.1164e^{0.17}$$

- **Capacidad portante lateral del suelo por empuje pasivo.**

La resistencia lateral del terreno asociada al empuje pasivo constituye un límite para la rigidez lateral del suelo k_x y k_y . Aunque dicha rigidez puede descomponerse en componentes, en este caso debe verificarse que la demanda no supere la presión pasiva movilizable del suelo. Dado que el material se clasifica como cohesivo, se adopta la expresión correspondiente para estimar la resistencia pasiva disponible, con lo cual se controla el máximo aporte lateral atribuible al

confinamiento del suelo frente a desplazamientos de la cimentación, por lo tanto, se usa lo siguiente:

$$p_{ult} = c_u 2BN_p$$

$$N_p = \left(3 + \frac{\gamma'_s D_f}{c_u} + \frac{JD_f}{2B} \right)$$

- Capacidad al deslizamiento de la estructura relativa al suelo.

La segunda componente de la resistencia lateral, está limitada por la resistencia al deslizamiento que tiene la interfaz suelo-cimentación.

Para este mecanismo se considera la resistencia por corte que puede movilizarse en la base, definida a partir de los parámetros de resistencia del suelo, como la cohesión efectiva c'_u y el ángulo de fricción en estado crítico ϕ_{cs} . Con estos parámetros se evalúa la resistencia disponible frente al deslizamiento para cada elemento de cimentación.

Para cualquier tipo de suelo:

$$t_{ult} = c'_u + \Delta\sigma_v \tan\phi_{cs}$$

Donde, c'_u , ϕ_{cs} , son la resistencia máxima a cortante del suelo y el ángulo de fricción en estado crítico de deslizamiento calculado así:

$$\phi_{cs} = \phi' - 3 \left[Dr \left(10 - \ln \left(\frac{q_{ult}}{p_a} \right) \right) - 1 \right]$$

En este estudio se adoptó la condición no drenada (corto plazo) para representar la resistencia al corte del suelo frente a acciones sísmicas equivalentes evaluados mediante análisis pushover. Esta decisión se sustenta en que el perfil está conformado principalmente por un suelo fino clasificado como arcilla limosa (SUCS: CL), cuya baja permeabilidad no permite el drenaje durante la aplicación rápida de cargas. En estas condiciones, el parámetro resistente relevante es la resistencia no drenada c_u , y el comportamiento se idealiza en términos de esfuerzos totales considerando $\varphi = 0^\circ$.

Como el estudio geotécnico no presenta resultados de ensayos de laboratorio acordes para determinar c_u de forma directa, se estimó dicho parámetro mediante correlaciones con los valores de SPT del estrato de desplante. Para profundidades típicas de cimentación superficial, los registros del sitio muestran valores del orden de $N \approx 7$ a 13, lo que es consistente con

resistencias no drenadas del orden de decenas de kPa. Aplicando una correlación comúnmente empleada para arcillas, se obtiene un rango aproximado de $c_u \approx 30$ a 80 kPa. En consecuencia, se adoptó $c_u = 55$ kPa como valor representativo para el estrato predominante de arcilla limosa en condición no drenada, para su uso en el procedimiento de modelación ISE requerido.

Por lo tanto, se ingresan en el Software ETABS las rigideces calculadas como se indica a continuación:

Los parámetros adoptados corresponden a un suelo cohesivo sin fricción drenada, por lo que se emplea un enfoque no drenado con c_u como resistencia principal.

Datos		
B =	0.75	[m]
L =	0.75	[m]
D_f =	1.60	[m]
D_w =	0.45	[m]
v =	0.33	[-]
c =	0	[kN/m ²]
c_u =	55	[kN/m ²]
φ =	0	[degrees]
D_r =	0	[-]
γ_s =	17.73	[kN/m ³]
FS_v =	3.00	[-]

Tabla 31 Datos de cálculo para fuerzas limitantes del sistema.

Se procedió a calcular la capacidad portante del suelo en base a los datos indicados:

Capacidad portante del suelo:

N_c =	4.91	[-]
N_q =	0.30	[-]
N_γ =	0.12	[-]
q_{ult} =	361.04	[kN/m ²]
q_{adm} =	120.35	[kN/m ²]
Q_{ult} =	812.33	[kN]

Tabla 32 Capacidad portante del suelo.

La presión admisible q_{adm} se obtuvo aplicando el factor de seguridad vertical FS_v sobre la capacidad última q_{ult} , y la fuerza vertical límite Q_{ult} se estimó multiplicando q_{ult} por el área efectiva de la cimentación.

Presión pasiva del suelo:

Granular:

$k_p =$	1.00	[-]
$p_{ult} =$	361.04	[kN/m ²]

Cohesivo:

$N_p =$	4.049	[-]
$p_{ult} =$	334.05	[kN/m ²]

Resumen:

Tipo de suelo	P _{ult} [kN] - Direcciones	
	Alred x-x	Alred y-y
Granular	243.70	243.70
Cohesivo	225.48	225.48

Tabla 33 Presión pasiva del suelo.

La presión pasiva se calculó como referencia para la resistencia lateral del suelo. Se presentan los casos granular y cohesivo para evidenciar el orden de magnitud, adoptándose el valor consistente con el tipo de suelo del perfil, para este caso por el tipo de suelo del proyecto se utilizará el cohesivo.

Capacidad al deslizamiento:

$\varphi_{cs} =$	3.00	[grados]
$t_{ult} =$	59.87	[kN/m ²]
$T_{ult} =$	134.71	[kN]

Tabla 34 Capacidad al deslizamiento.

La resistencia al deslizamiento T_{ult} se estimó con un ángulo de fricción de contacto reducido φ_{cs} , representando la fricción efectiva en la interfaz cimentación–suelo.

En el Software ETABS se colocó lo siguiente en los resortes de la base:

Las fuerzas límite T_{ult} y Q_{ult} se asociaron a las rigideces traslacionales superficiales de la cimentación para definir los desplazamientos de fluencia de los resortes no lineales. Para ello, se evaluaron los cocientes T_{ult}/K_x , T_{ult}/K_y y Q_{ult}/K_z , obteniéndose los desplazamientos correspondientes a la movilización de dichas resistencias. Estos valores se emplearon para construir la relación multilínea fuerza–desplazamiento de los resortes en las direcciones traslacionales, garantizando la compatibilidad entre la rigidez inicial asignada y la resistencia límite adoptada para cada grado de libertad.

Tult (kN)	361.65	Tult/Kx	0.001422	m
		Tult/Kx	1.422303	mm
Tult (kN)	361.65	Tult/Ky	0.001422	m
		Tult/Ky	1.422303	mm
Qult (kN)	812.33	Qult/Kz	0.006663	m
		Qult/Kz	6.663469	mm

Tabla 35 Fuerzas límite y desplazamientos de fluencia para la definición de resortes no lineales en ETABS.

Finalmente, en el modelo se ingresaron los resortes utilizando la rigidez estática superficial correspondiente y su respectiva curva fuerza–desplazamiento multilínea, manteniendo coherencia entre la capacidad portante del suelo, la resistencia lateral límite y los parámetros elásticos del apoyo.

- **Modelo de zapata**

La cimentación fue modelada en el Software ETABS mediante elementos tipo placa (Shell-Thin) que representan las zapatas de la estructura. En la siguiente figura se muestra la definición de la propiedad de losa utilizada para modelar las zapatas de cimentación, en la cual se especifica el material de concreto y el espesor correspondiente al elemento de cimentación. Estas placas representan la rigidez estructural de la zapata y permiten transmitir las cargas de la superestructura hacia el sistema de interacción con el suelo.

Se crea el tipo de zapata de cimentación:

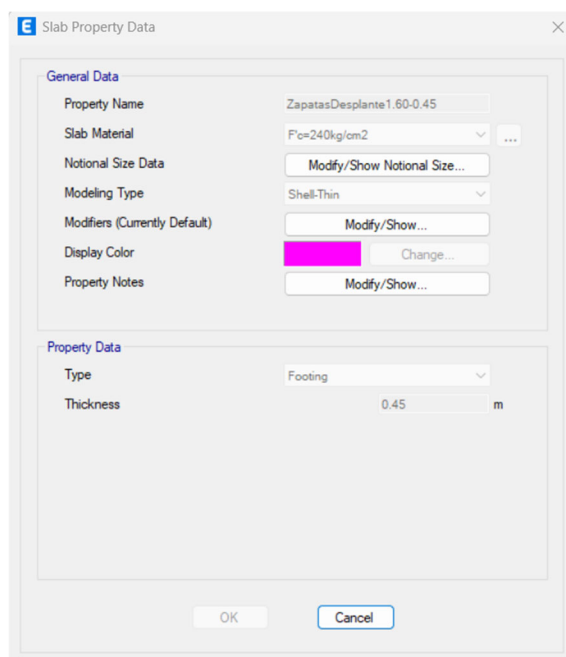


Figura 23 Definición de la propiedad de zapata modelada como elemento tipo placa en ETABS.

Fuente: Software ETABS.

Posteriormente, sobre las placas de cimentación se asignaron resortes de área (Area Springs) para modelar la interacción suelo–cimentación. Dichos resortes se definieron mediante una propiedad de enlace (Link Property) de tipo multilínea plástica (Multilinear Plastic), incorporando las relaciones no lineales fuerza–desplazamiento en los grados de libertad traslacionales. Asimismo, se incluyeron las rigideces elásticas rotacionales de balanceo (rocking), a fin de considerar la resistencia del suelo ante el giro de la cimentación. De esta manera, el modelo representa tanto la rigidez inicial del sistema de apoyo como la posible respuesta no lineal del suelo. La figura muestra la ventana de definición de la propiedad de enlace en ETABS, utilizada como base para la asignación de los resortes del modelo.

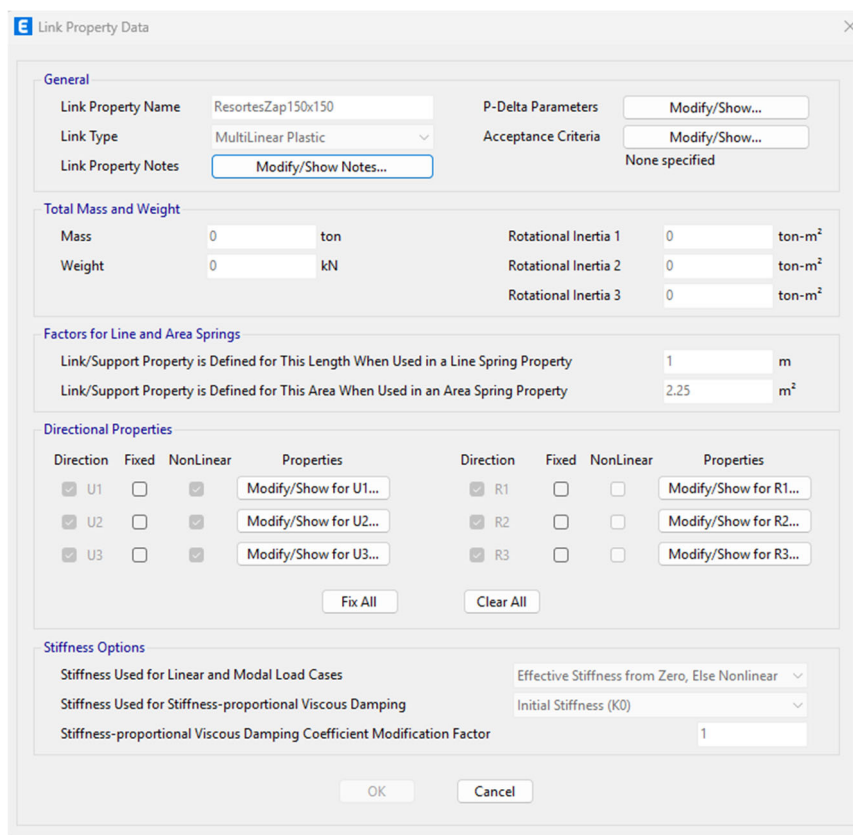


Figura 24 Definición de la propiedad de enlace (Link Property) en ETABS.
Fuente: ETABS.

Las relaciones fuerza–desplazamiento se definieron para las tres direcciones principales del resorte, a partir de los valores de rigidez y resistencia del suelo calculados previamente. En la figura se presenta la relación correspondiente a la dirección U1, asociada al comportamiento lateral en la dirección X.

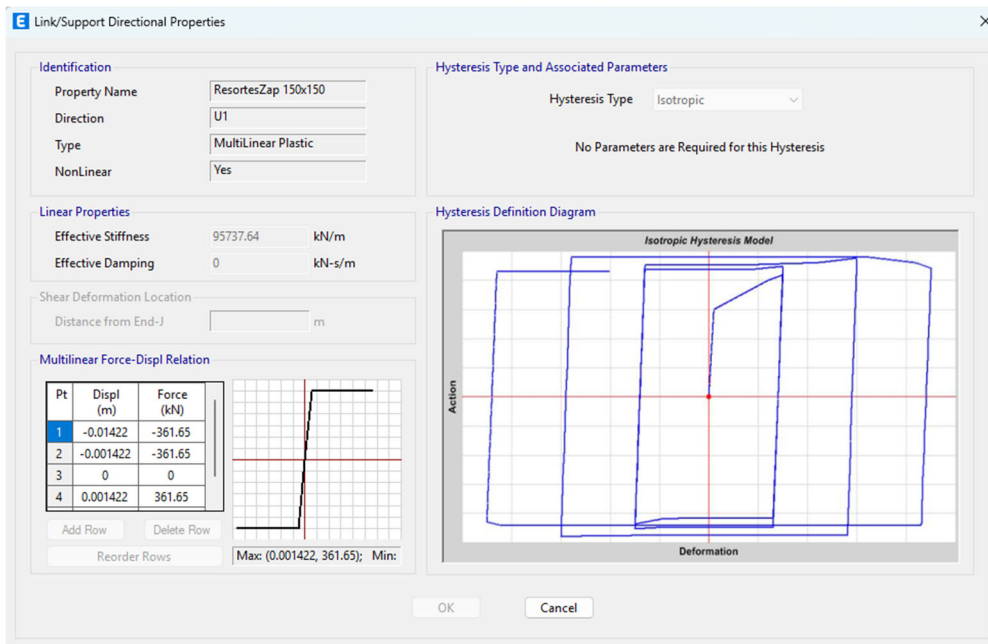


Figura 25 Relación fuerza–desplazamiento del resorte en la dirección U1 (dirección X).
 Fuente: Software ETABS.

De forma análoga, la siguiente figura presenta la relación fuerza–desplazamiento para la dirección U2, correspondiente al comportamiento lateral en la dirección Y.

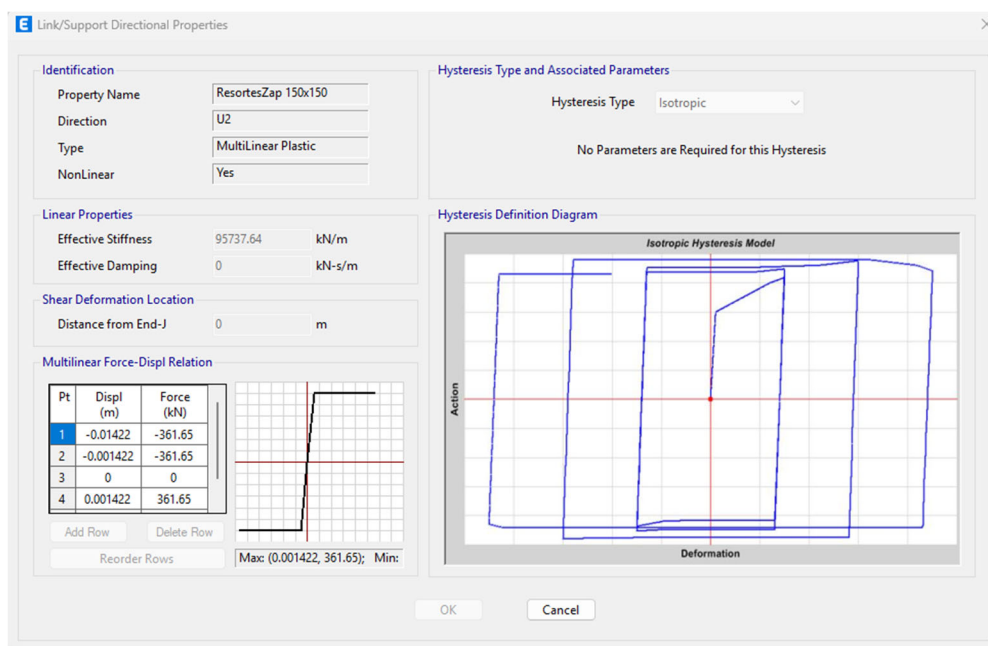


Figura 26 Relación fuerza–desplazamiento del resorte en la dirección U2 (dirección Y).
 Fuente: Software ETABS.

Finalmente, la siguiente figura muestra la relación fuerza–desplazamiento en la dirección U3, que representa el comportamiento vertical del suelo bajo la zapata.

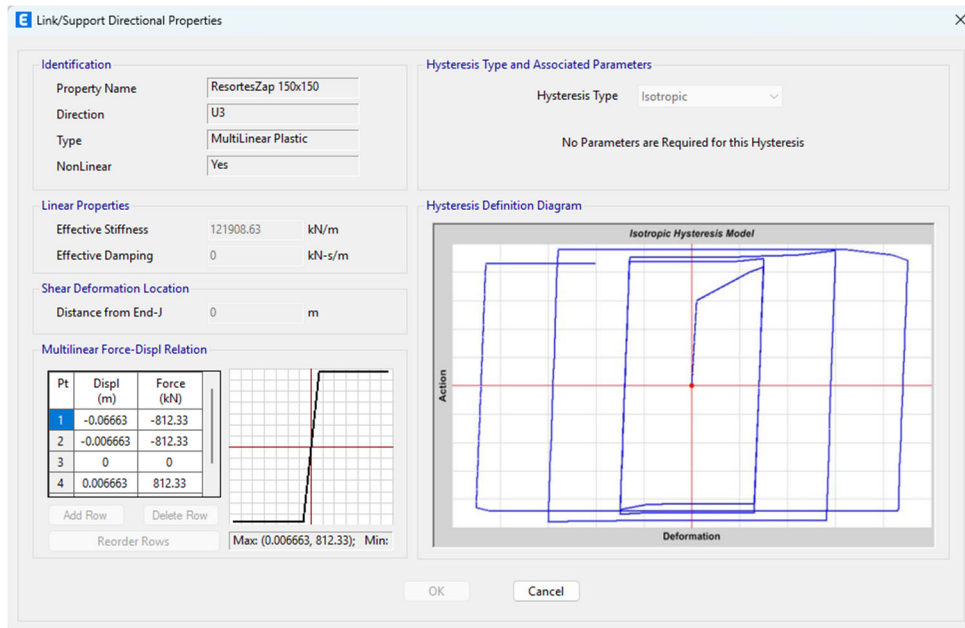


Figura 27 Relación fuerza–desplazamiento del resorte en la dirección U3 (dirección vertical).
Fuente: Software ETABS.

Estas curvas multilineales permiten que el modelo estructural represente tanto la rigidez inicial del suelo como la movilización progresiva de la resistencia, lo cual resulta fundamental para simular adecuadamente el comportamiento del sistema suelo–cimentación en el análisis no lineal.

Adicionalmente, en el Software ETABS se incluyeron las rigideces elásticas de balanceo (rocking), para considerar la oposición del suelo al giro de la cimentación y complementar la representación de la interacción suelo–estructura.

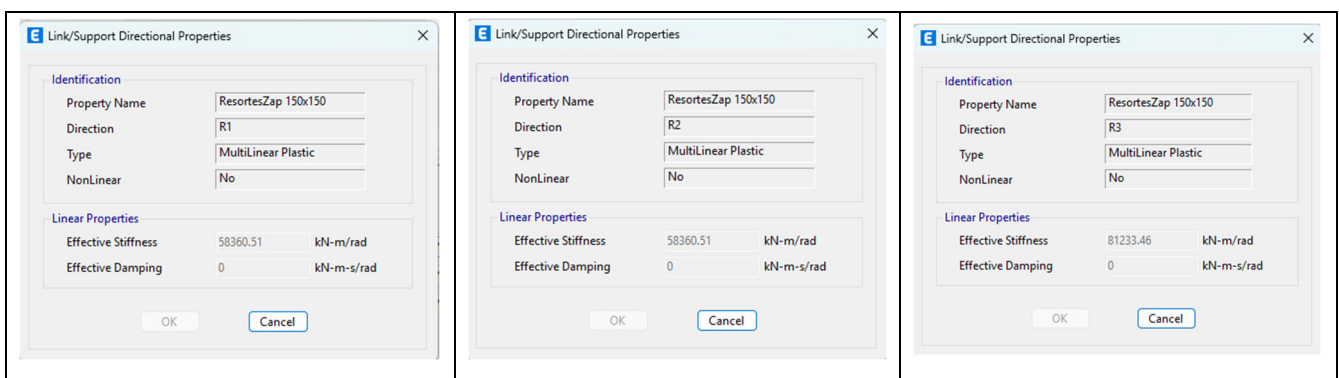


Figura 28 Rigideces de balanceo para considerar el giro de la cimentación.
Fuente: Software ETABS.

Dichas relaciones se incorporan mediante una propiedad de enlace (Link Property), que posteriormente se asigna al resorte de área (Area Spring) definido en las placas de cimentación.

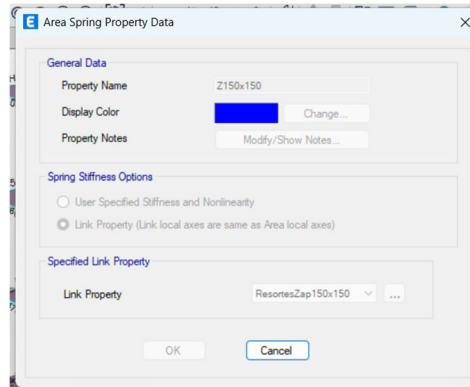


Figura 29 Resorte de área con propiedad de enlace.
Fuente: Software ETABS.

El procedimiento descrito para la determinación de rigideces del sistema suelo–cimentación y la definición de los resortes no lineales fue aplicado de manera consistente a cada uno de los tipos de zapata presentes en el modelo estructural. Para cada elemento de cimentación se determinaron las propiedades geométricas correspondientes, así como los parámetros del suelo necesarios para el cálculo de las rigideces equivalentes y de las fuerzas límite asociadas al comportamiento del suelo.

La siguiente figura muestra el modelo estructural donde se observan las zapatas modeladas en la base de las columnas y la asignación de rigideces equivalentes. Además, las memorias de cálculo de las cimentaciones restantes se presentan en la sección de Anexos del presente documento.

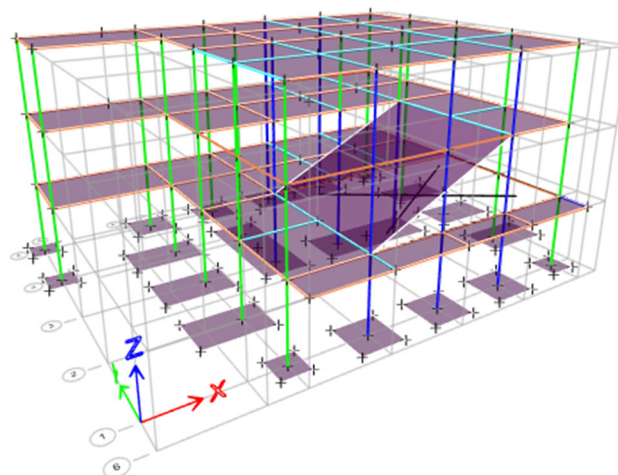


Figura 30 Modelo con cimientos que consideran la rigidez equivalente ISE.
Fuente: Software ETABS.

Adicionalmente, para el análisis no lineal estático, el amortiguamiento del sistema fue considerado a través de los espectros de demanda empleados en la evaluación estructural, y no mediante la incorporación explícita de elementos viscosos en el modelo. De esta manera, la disipación de energía del sistema se representa de forma implícita en la definición espectral utilizada para el análisis, en concordancia con el procedimiento adoptado para este tipo de modelación, estos espectros se presentan en la sección de Anexos.

4.1.2 Evaluación del desempeño sísmico

- **Periodo fundamental de la estructura considerando ISE**

El período fundamental de la estructura fue obtenido mediante el análisis modal del modelo estructural implementado en el Software ETABS, considerando la representación del suelo mediante resortes equivalentes que simulan la interacción suelo–estructura.

La siguiente figura muestra la forma modal correspondiente al primer modo de vibración del modelo con base flexible.

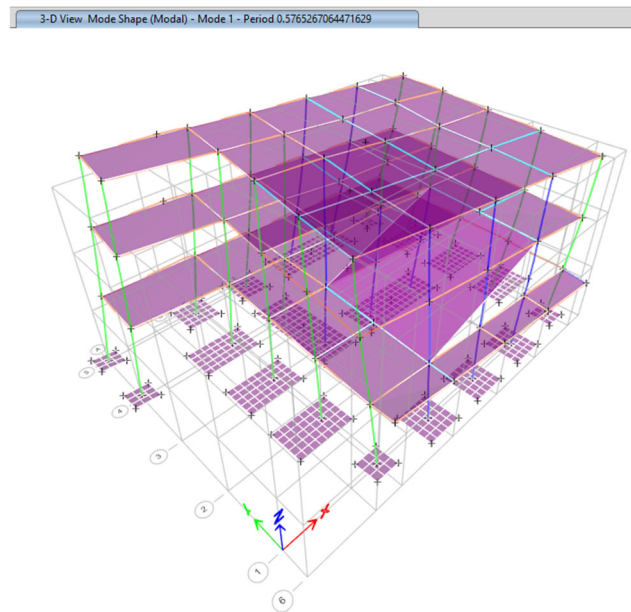


Figura 31 Periodo de estructura con base flexible.
Fuente: Software ETABS.

El primer modo de vibración presenta un período de 0.577 s en el modelo con base flexible. De acuerdo con los resultados de participación modal de masas, este modo muestra una contribución predominante en la dirección X acompañada de una participación torsional significativa alrededor del eje Z.

Al compararlo con el período del modelo con base rígida, igual a 0.51 s, se obtiene un factor de elongación del período de:

$$\frac{T_{flex}}{T_{rig}} = \frac{0.577}{0.510} = 1.13$$

Lo que representa un incremento aproximado del 13% en el período fundamental al considerar la flexibilidad de la base. Este aumento refleja el efecto de la interacción suelo–estructura, que reduce la rigidez global del sistema y, en consecuencia, incrementa su período de vibración.

- **Evaluación del desempeño sísmico con ISE**

Con el fin de evaluar el comportamiento no lineal de la estructura considerando la interacción suelo–estructura (ISE), se realizó un análisis estático no lineal tipo pushover utilizando el modelo estructural implementado en el Software ETABS. Este tipo de análisis permite estimar la capacidad global de la estructura frente a incrementos progresivos de carga lateral, así como identificar el punto de desempeño estructural asociado a distintos niveles de amenaza sísmica.

En el modelo con base flexible, el efecto de la deformabilidad del suelo se encuentra incorporado mediante los resortes equivalentes definidos en la base de las zapatas, lo que permite representar de manera más realista la interacción entre la estructura y el terreno durante la acción sísmica. Como resultado, la curva de capacidad obtenida refleja tanto la respuesta no lineal de los elementos estructurales como la influencia de la flexibilidad del sistema suelo–cimentación.

A continuación, se presentan los resultados del análisis pushover para los niveles de amenaza sísmica considerados en el presente estudio.

4.1.2.1 Evaluación para la amenaza sísmica BSE-2N (Tr = 2500 años) con ISE

Para el nivel de amenaza correspondiente al BSE-2N (Tr = 2500 años), el desempeño se evalúa bajo el criterio de prevención de colapso.

- **Prevención de colapso**

La verificación del nivel de prevención de colapso se realiza comprobando que el punto de desempeño se ubique dentro del tramo estable de la curva de capacidad, sin alcanzar su terminación, de manera que ante el MCE la estructura no presente colapso global. Con base en los resultados obtenidos para el modelo con interacción suelo-estructura, esta condición se cumple para los módulos evaluados.

A continuación, se muestra la curva de capacidad – pushover de la dirección X, el cual tiene un desplazamiento objetivo de 7.24 cm en el paso 14 a un cortante de 7794.48 kN.

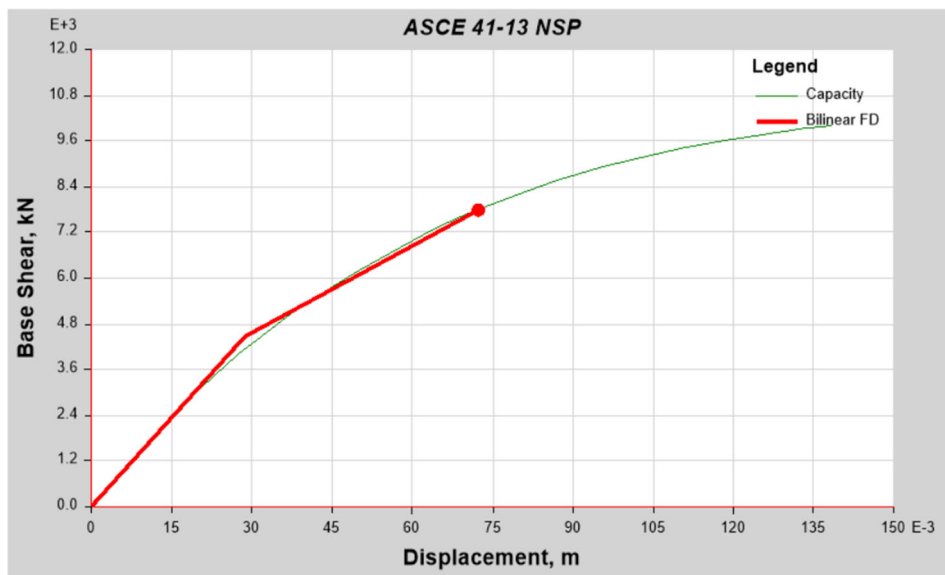


Figura 32 Curva Pushover X para MCE, $T_r=2500$ años con ISE.

Este resultado indica que, ante el evento sísmico máximo considerado, la estructura desarrolla deformaciones inelásticas dentro de su capacidad resistente sin alcanzar un estado de inestabilidad global.

A continuación, se muestra la curva de capacidad – Pushover de la dirección Y, la cual tiene un desplazamiento objetivo de 7.92 cm en el paso 16 a un cortante de 8061.84 kN para el sismo máximo considerado MCE.

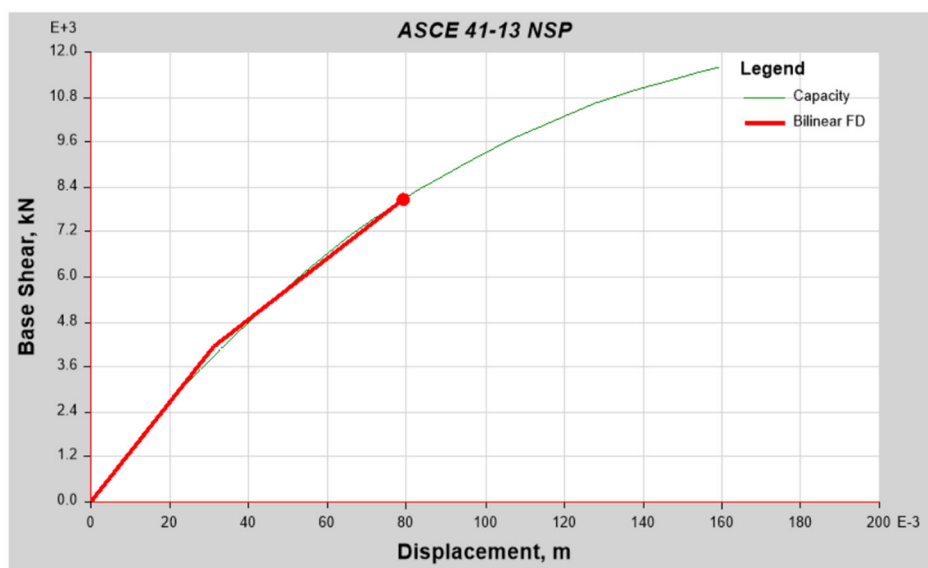


Figura 33 Curva Pushover Y para MCE, $T_r=2500$ años con ISE.

Revisión del desempeño – rótulas plásticas

Con el objetivo de evaluar el comportamiento inelástico de los elementos estructurales, se analizó la formación y evolución de rótulas plásticas en vigas y columnas a partir de los resultados del análisis pushover realizado en el modelo con interacción suelo–estructura. La verificación del desempeño estructural se efectuó utilizando los criterios de aceptación establecidos en ASCE 41-17, los cuales definen los límites de rotación plástica asociados a los distintos niveles de desempeño estructural.

El análisis se realizará en la dirección X, por ser la que presentó la respuesta estructural más crítica, por ello, se la consideró como la dirección de control para el estudio del desempeño sísmico. No obstante, para efectos comparativos, los resultados se evaluarán en ambas direcciones, X y Y.

- **Verificación de columna**

Conforme la ASCE 41-17, en la Tabla 5 indicada anteriormente, manifiesta los criterios de aceptación según el nivel de desempeño, mismos que cumplen con el nivel de prevención de colapso como se indica a continuación:

Parámetro	Valor	Unidad
N_{UD}	1820	kN
A_g	0.325	m ²
f'_{cE}	30.6	MPa
f'_{cE}	30600	kPa
ρ_t	0.0028	—
V_{yE}	324	kN
V_{colOE}	356	kN
f_{ytE}	453	MPa
f_{ytE}	453000	kPa
a	0.014938	—
b	0.037595	—
c	0.166828	—
IO	0.002241	rad
LS	0.018798	rad
CP	0.026317	rad
$T_r = 2475y$	0.007837	rad
Cumple con el nivel de PREVENCIÓN DE COLAPSO		

Tabla 36 Cumplimiento de niveles de desempeño, $T_r=2500$ años con ISE.

La figura presenta la curva momento–rotación de la rótula de fibra de la columna C25 para el caso Pushover X. Se observa un comportamiento no lineal, en el que el punto de desempeño alcanza una rotación plástica de 0.007837 rad, la cual cumple con el nivel de prevención de

colapso. Esto indica que el elemento ha superado la fase elástica e ingresado a la parte inelástica, aunque aún conserva capacidad resistente.

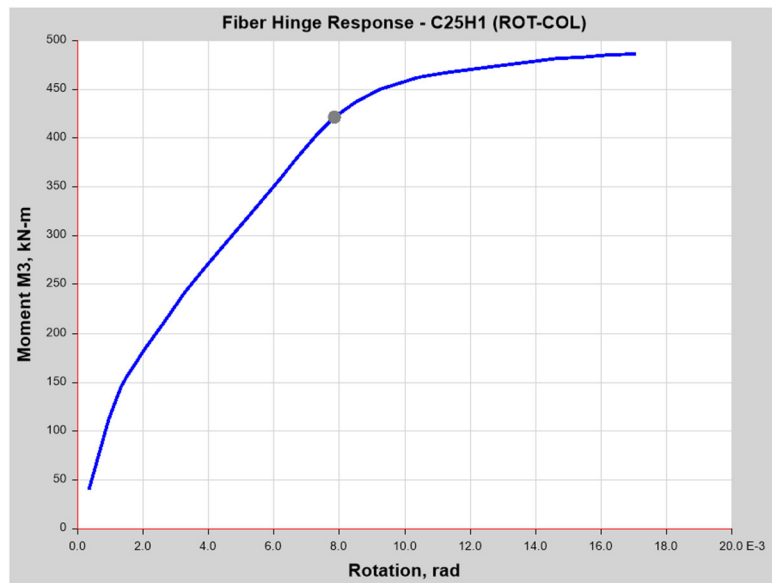


Figura 34 Respuesta de fibras de rótula plástica de columna, $T_r=2500$ años con ISE.

- **Verificación de viga**

En la figura se observa que la viga presenta una rotación plástica de 0.011571 rad, ubicándose en un estado de desempeño de Seguridad de Vida (LS), en consecuencia, también dentro del rango de Prevención de Colapso.

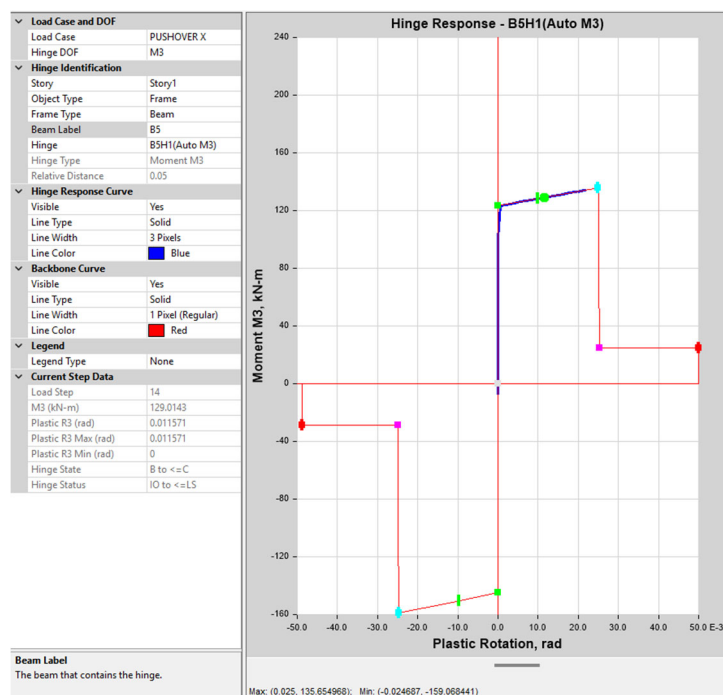


Figura 35 Respuesta de rótula plástica de viga, $T_r=2500$ años con ISE.

4.1.2.2 Evaluación para la amenaza sísmica BSE-1N (Tr = 475 años) con ISE

Para el nivel de amenaza correspondiente al BSE-1N (Tr = 475 años), el desempeño se evalúa bajo el criterio de seguridad de vida.

- Seguridad de vida

A continuación, se muestra la curva de capacidad – Pushover de la dirección X ante el sismo de diseño BSE-1N (Tr = 475 años), la cual tiene un desplazamiento objetivo de 5.00 cm en el paso 11 a un cortante de 6208.18 kN.

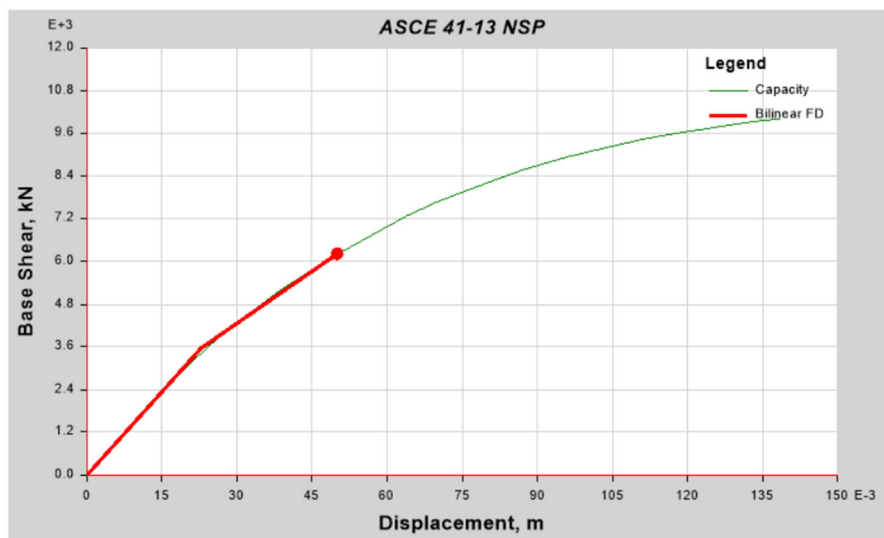


Figura 36 Curva Pushover X para Tr=475 años con ISE.

A continuación, se muestra la curva de capacidad – Pushover de la dirección Y, la cual tiene un desplazamiento objetivo de 5.65 cm en el paso 12 a un cortante de 6330.45 kN para el sismo de 475 años.

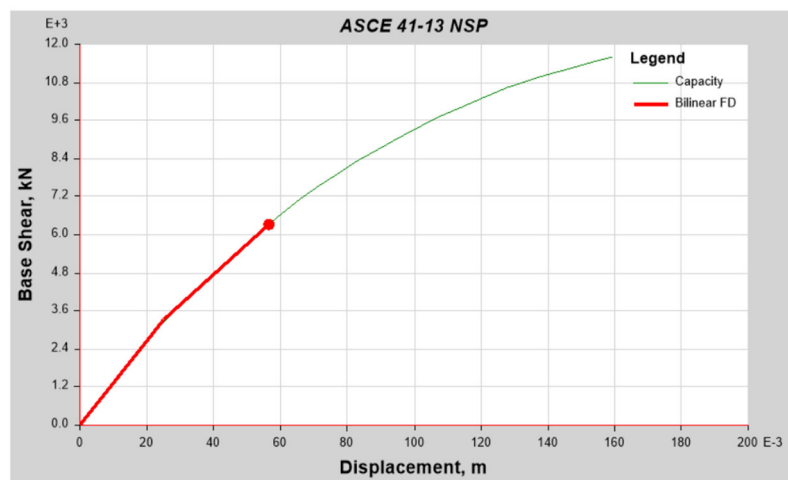


Figura 37 Curva Pushover Y para Tr=475 años con ISE.

- **Verificación de columna**

Conforme la ASCE 41-17, en la Tabla 5 indicada anteriormente, manifiesta los criterios de aceptación según el nivel de desempeño, mismo que cumple con el nivel de seguridad de vida como se indica a continuación:

Parámetro	Valor	Unidad
N_{UD}	1820	kN
A_g	0.325	m ²
f'_{cE}	30.6	MPa
f'_{cE}	30600	kPa
ρ_t	0.0028	—
V_{yE}	324	kN
V_{colOE}	356	kN
f_{ytE}	453	MPa
f_{ytE}	453000	kPa
a	0.014938	—
b	0.037595	—
c	0.166828	—
IO	0.002241	rad
LS	0.018798	rad
CP	0.026317	rad
$Tr = 2475y$	0.006172	rad

Cumple con el nivel de SEGURIDAD DE VIDA

Tabla 37 Cumplimiento de niveles de desempeño, $Tr=475$ años con ISE.

La figura presenta la curva momento–rotación de la rótula de fibra de la columna C25 para el caso Pushover X. Se observa un comportamiento no lineal, en el que el punto de desempeño alcanza una rotación plástica de 0.006172 rad, la cual cumple con el nivel de seguridad de vida.

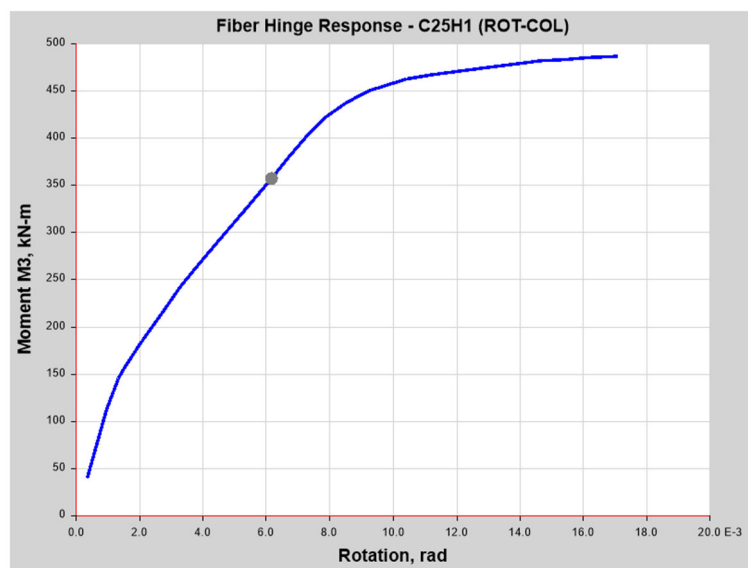


Figura 38 Respuesta de fibras de rótula plástica de columna $Tr=475$ años con ISE.

- **Verificación de viga**

En la figura se observa que la viga presenta una rotación plástica de 0.007704 rad, ubicándose en un nivel de Ocupación Inmediata (OI), en consecuencia, también dentro del rango de Seguridad de Vida.

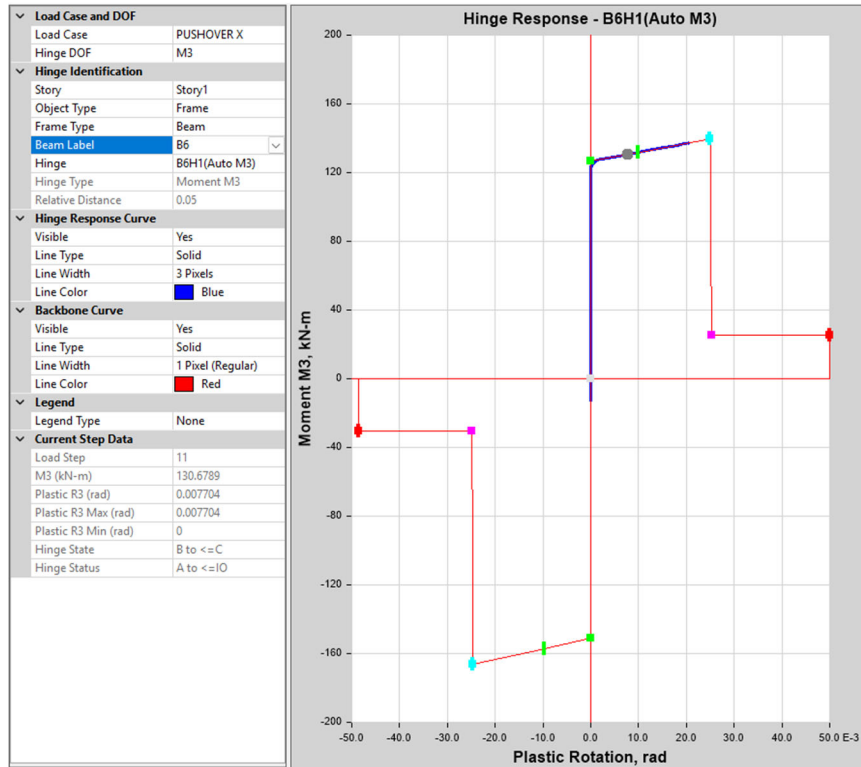


Figura 39 Respuesta de rótula plástica de viga, $T_r=475$ años con ISE.

Resultados de derivas de modelo considerando ISE

Se obtuvieron los siguientes resultados de derivas de piso como se muestra a continuación:

H (m)	BSE-2N (2500 años)		BSE-1N (475 años)	
	BASE FLEXIBLE		BASE FLEXIBLE	
	SISMO X	SISMO Y	SISMO X	SISMO Y
	Δx	Δy	Δx	Δy
11.55	0.63%	0.63%	0.46%	0.44%
7.7	0.78%	0.68%	0.61%	0.51%
3.85	1.15%	1.14%	0.91%	0.84%

Tabla 38 Derivas por piso con ISE, análisis no lineal.

Para la evaluación del desempeño estructural se adoptaron los límites de deriva correspondientes a cada nivel de amenaza sísmica considerado en el análisis no lineal que son los siguientes:

- BSE-2N ($T_r = 2500$ años): límite de deriva = 2.5 %

- BSE-1N (Tr = 475 años): límite de deriva = 1.5 %

Los resultados del modelo con interacción suelo-estructura muestran que las mayores derivas se presentan en el primer piso, con valores máximos de 1.15 % en X y 1.14 % en Y para el caso BSE-2N, y de 0.91 % en X y 0.84 % en Y para el caso BSE-1N. En ambos escenarios, las derivas obtenidas se mantienen por debajo de los límites establecidos, por lo que el modelo satisface los criterios de desempeño estructural adoptados.

5. Capítulo V

5.1 Análisis de resultados

Se presenta el análisis comparativo de la respuesta sísmica de la edificación para los modelos de base rígida y base flexible, con el fin de evaluar la influencia de la interacción suelo-estructura bajo los niveles de amenaza BSE-1N y BSE-2N. Para ello, se estudian parámetros como el período fundamental, las derivas de entrepiso, los desplazamientos, los cortantes de piso y los puntos de desempeño de la curva pushover, observándose, en términos generales, que la incorporación de la flexibilidad del suelo produce un aumento del período, las derivas, los desplazamientos y el desplazamiento objetivo, mientras que genera una disminución de los cortantes de piso y del cortante basal, lo que permite identificar con mayor claridad su incidencia en el comportamiento sísmico global de la estructura.

5.1.1 Período de vibración

En la siguiente tabla se presenta el período fundamental obtenido para el modelo con base rígida y base flexible, cuyos valores son:

Tipo	Período T (s)
Base Rígida	0.510
Base Flexible	0.577

Tabla 39 Períodos de vibración modelo base rígida y modelo base flexible.

La relación entre ambos períodos es:

$$\frac{T_{flex}}{T_{fix}} = \frac{0.577}{0.510} = 1.13$$

Lo que representa una elongación del período del 13%. Este incremento es coherente con el efecto físico de la ISE: la cimentación deja de comportarse como un apoyo completamente rígido y pasa a experimentar traslación y rotación (balanceo) debido a la deformabilidad del suelo y al contacto suelo-zapata, modelado mediante resortes. En consecuencia, la rigidez

lateral efectiva del sistema disminuye, y al depender el período fundamental de la rigidez global, se produce el aumento observado en el período del modelo con base flexible.

5.1.2 Derivas de entrepiso

Sismo BSE-2N (2500 años):

Los resultados de derivas de entrepiso para el evento sísmico BSE-2N ($T_r = 2500$ años) se presentan en la siguiente tabla, donde se comparan los valores obtenidos para los modelos de base rígida y base flexible considerando interacción suelo-estructura.

Piso	H (m)	BASE RÍGIDA		BASE FLEXIBLE		% Diferencia	
		SISMO X	SISMO Y	SISMO X	SISMO Y	Δx	Δy
		Δx	Δy	Δx	Δy		
3	11.55	0.61%	0.60%	0.63%	0.63%	2.93%	4.65%
2	7.7	0.70%	0.61%	0.78%	0.68%	11.34%	10.83%
1	3.85	1.05%	0.96%	1.15%	1.14%	9.75%	18.17%

Tabla 40 Derivas de entrepiso para Sismo BSE-2N (2500 años).

Al considerar la interacción suelo-estructura, las derivas de entrepiso para el sismo BSE-2N de 2500 años presentan un incremento en todos los niveles y en ambas direcciones respecto del modelo de base rígida. En el piso 3, la deriva pasa de 0.61% a 0.63% en la dirección X y de 0.60% a 0.63% en la dirección Y, con incrementos de 2.93% y 4.65%, respectivamente. En el piso 2, los valores aumentan de 0.70% a 0.78% en X y de 0.61% a 0.68% en Y, lo que representa variaciones de 11.34% y 10.83%. Por su parte, en el piso 1 se obtienen los mayores efectos, al incrementarse la deriva de 1.05% a 1.15% en X y de 0.96% a 1.14% en Y, equivalentes a 9.75% y 18.17% de aumento.

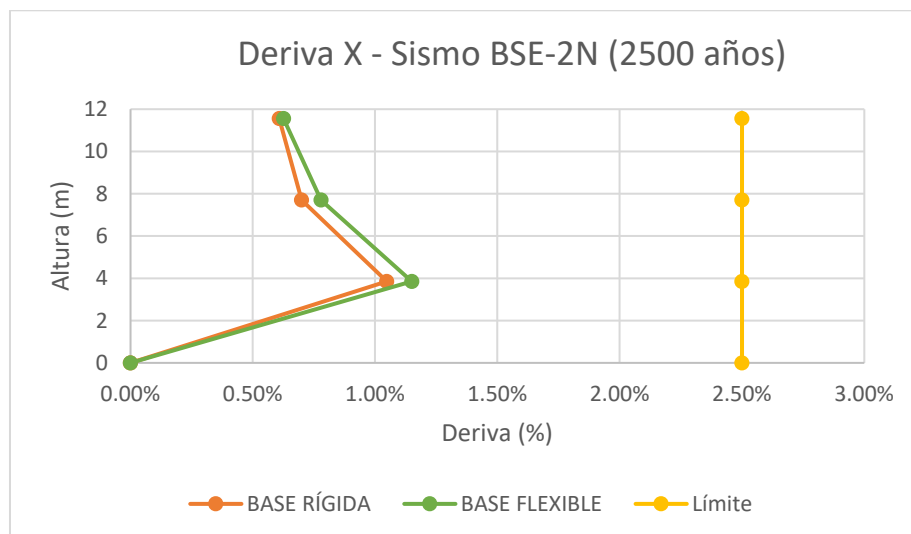


Figura 40 Deriva de entrepiso en dirección X – Sismo BSE-2N.

Se observa que la deriva máxima se concentra en el primer piso para ambos modelos, y disminuye progresivamente hacia los niveles superiores. Este comportamiento sugiere una mayor concentración de demanda de deformación en la base de la estructura, lo cual es consistente con un edificio cuya respuesta está controlada principalmente por los primeros niveles. Finalmente, tanto para el modelo de base rígida como para el de base flexible, las derivas obtenidas se mantienen debajo del límite de 2.5%, por lo que la respuesta en esta dirección puede considerarse aceptable bajo el criterio de prevención de colapso.

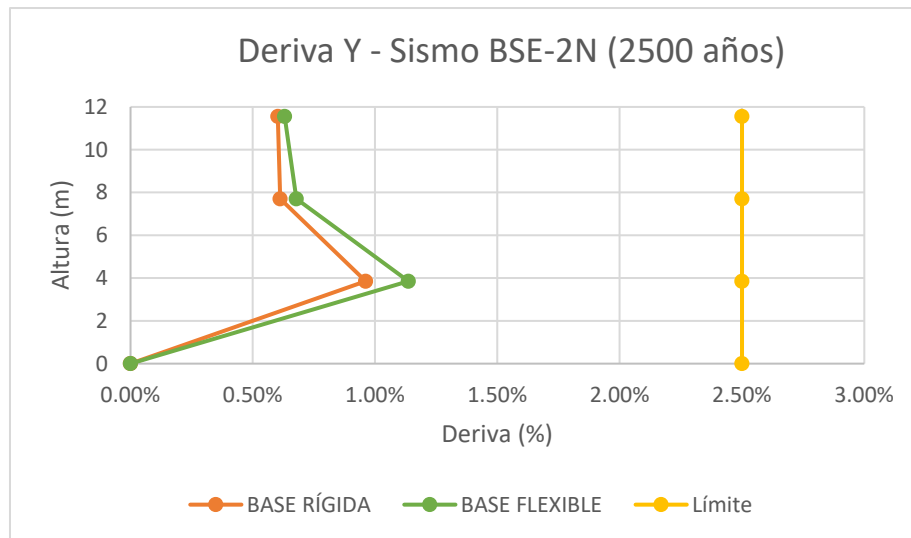


Figura 41 Deriva de entrepiso en dirección Y – Sismo BSE-2N.

Asimismo, en la gráfica de deriva en la dirección Y se observa que la máxima deriva se concentra en el primer nivel y disminuye hacia los pisos superiores, lo que indica que la mayor demanda de deformación se localiza en la parte inferior de la estructura. Este comportamiento es consistente con la reducción de la rigidez global al considerar la flexibilidad del suelo y la cimentación. Finalmente, todas las derivas obtenidas se mantienen por debajo del límite de 2.5%, por lo que la respuesta estructural en la dirección Y puede considerarse aceptable bajo el criterio de prevención de colapso.

Sismo BSE-1N (475 años):

Los resultados de derivas de entrepiso para el evento sísmico BSE-1N ($T_r = 475$ años) se presentan en la siguiente tabla, donde se comparan los valores obtenidos para los modelos de base rígida y base flexible considerando interacción suelo-estructura.

Piso	H (m)	BASE RÍGIDA		BASE FLEXIBLE		% Diferencia	
		SISMO X	SISMO Y	SISMO X	SISMO Y	Δx	Δy
		Δx	Δy	Δx	Δy		
3	11.55	0.43%	0.42%	0.46%	0.44%	7.14%	4.79%
2	7.7	0.53%	0.46%	0.61%	0.51%	14.58%	10.58%
1	3.85	0.77%	0.68%	0.91%	0.84%	18.23%	23.53%

Tabla 41 Derivas de entrepiso para Sismo BSE-1N (475 años).

Los resultados de derivas de entrepiso para el evento sísmico BSE-1N de $T_r=475$ años muestran que, al considerar la interacción suelo-estructura, las derivas aumentan en todos los niveles y en ambas direcciones respecto del modelo de base rígida. En el piso 3, la deriva pasa de 0.43% a 0.46% en la dirección X y de 0.42% a 0.44% en la dirección Y, con incrementos de 7.14% y 4.79%, respectivamente. En el piso 2, los valores aumentan de 0.53% a 0.61% en X y de 0.46% a 0.51% en Y, lo que representa variaciones de 14.58% y 10.58%. En el piso 1 se registran nuevamente los mayores efectos, al incrementarse la deriva de 0.77% a 0.91% en X y de 0.68% a 0.84% en Y, equivalentes a aumentos de 18.23% y 23.53%, respectivamente.

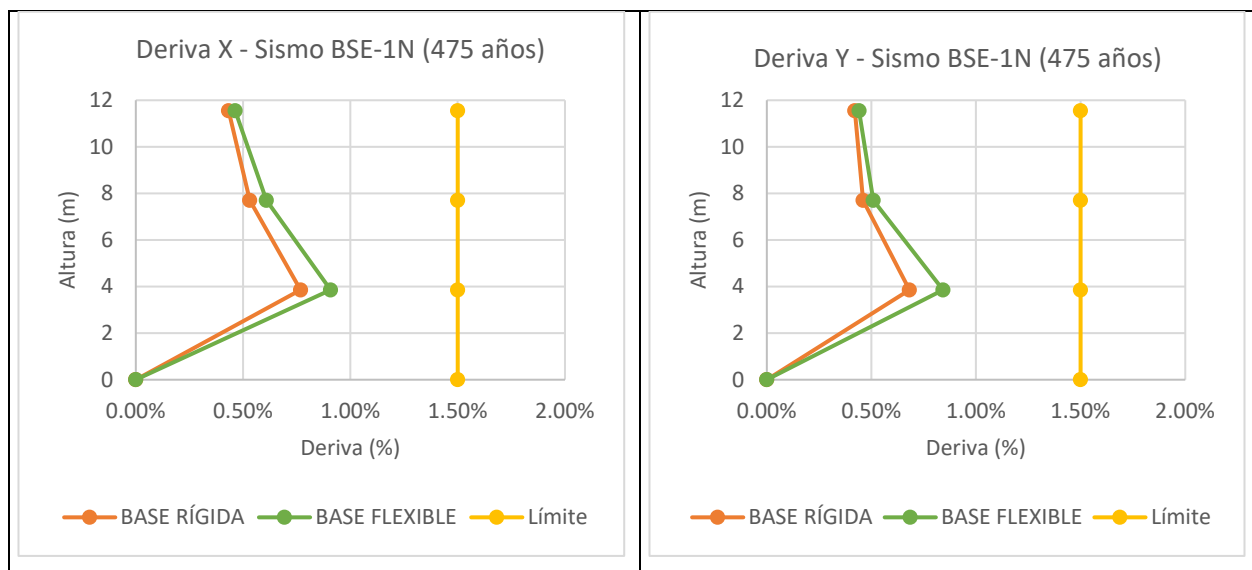


Figura 42 Derivas de entrepiso – Sismo BSE-1N.

En ambas direcciones, la deriva máxima se concentra en el primer piso y disminuye progresivamente hacia los niveles superiores, lo que confirma que la mayor demanda de deformación se localiza en la parte inferior de la estructura. Este comportamiento es consistente con la incorporación de la flexibilidad del suelo y de la cimentación, la cual reduce la rigidez lateral efectiva del sistema e incrementa la deformabilidad global, especialmente en los niveles más cercanos a la base.

Adicionalmente, se observa que para el sismo de 475 años las derivas absolutas son menores que las obtenidas para el sismo de 2500 años, como es esperable por tratarse de un nivel de

amenaza inferior; sin embargo, el efecto relativo de la interacción suelo-estructura sigue siendo significativo, sobre todo en el primer nivel. En términos absolutos, la dirección X presenta las mayores derivas, mientras que la dirección Y muestra una mayor sensibilidad porcentual al considerar la base flexible, particularmente en el piso 1. No obstante, todas las derivas del sismo con demanda de $T_r=475$ años permanecen por debajo del límite de 1.5%, por lo que la respuesta estructural puede considerarse aceptable para el nivel de seguridad de vida.

5.1.3 Desplazamientos de piso

Sismo BSE-2N (2500 años):

Los resultados de desplazamientos por piso para el evento sísmico BSE-2N ($T_r = 2500$ años) se presentan en la siguiente tabla, donde se comparan los valores obtenidos para los modelos de base rígida y base flexible considerando interacción suelo-estructura.

Piso	H (m)	BASE RÍGIDA		BASE FLEXIBLE		% Diferencia	
		SISMO X	SISMO Y	SISMO X	SISMO Y	Δx	Δy
		Desp. X (cm)	Desp. Y (cm)	Desp. X (cm)	Desp. Y (cm)		
3	11.55	9.07	8.38	9.89	8.77	8.97%	4.63%
2	7.7	6.73	6.06	7.48	6.56	11.07%	8.22%
1	3.85	4.04	3.70	4.48	4.12	10.89%	11.30%

Tabla 42 Desplazamientos de piso para Sismo BSE-2N (2500 años).

Los resultados de desplazamientos de piso para el evento sísmico BSE-2N ($T_r = 2500$ años) muestran que, al considerar la interacción suelo-estructura, los desplazamientos aumentan en todos los niveles y en ambas direcciones respecto del modelo de base rígida. En el piso 3, el desplazamiento pasa de 9.07 cm a 9.89 cm en la dirección X y de 8.38 cm a 8.77 cm en la dirección Y, con incrementos de 8.97% y 4.63%, respectivamente. En el piso 2, los valores aumentan de 6.73 cm a 7.48 cm en X y de 6.06 cm a 6.56 cm en Y, lo que representa variaciones de 11.07% y 8.22%. En el piso 1, el desplazamiento se incrementa de 4.04 cm a 4.48 cm en X y de 3.70 cm a 4.12 cm en Y, equivalentes a aumentos de 10.89% y 11.30%, respectivamente.

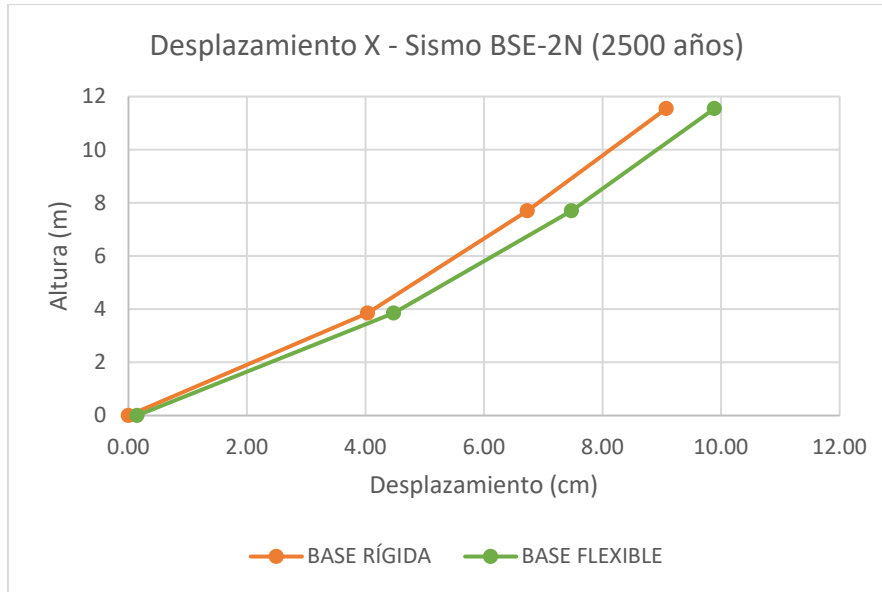


Figura 43 Desplazamientos de piso en dirección X – Sismo BSE-2N

En ambas direcciones se observa que los desplazamientos aumentan progresivamente con la altura, alcanzando sus valores máximos en la cubierta. Este comportamiento es el esperado en la respuesta global de la estructura, ya que los desplazamientos absolutos se acumulan desde la base hacia los niveles superiores. A diferencia de las derivas de entrepiso, que mostraron mayor concentración en los niveles inferiores, los desplazamientos de piso reflejan de manera más directa la deformación total del edificio.

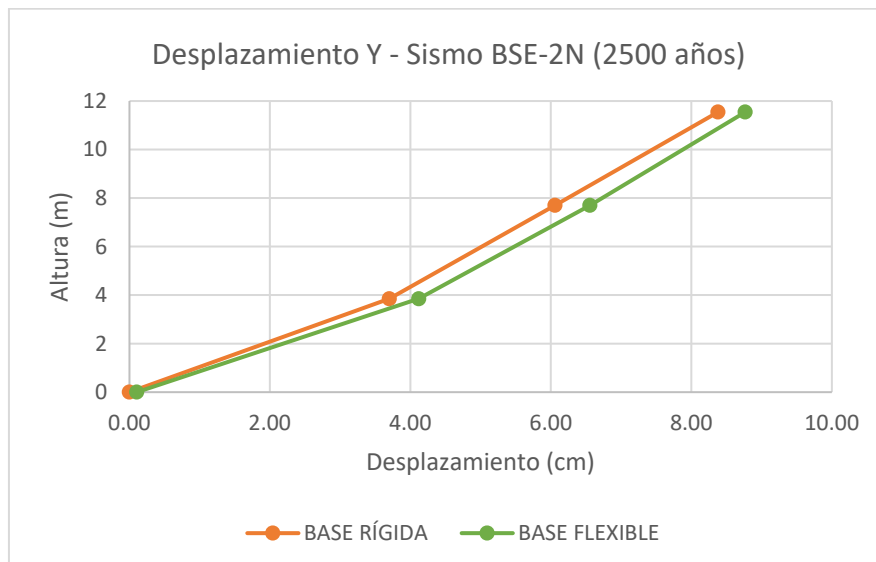


Figura 44 Desplazamientos de piso en dirección Y – Sismo BSE-2N

Las gráficas en las direcciones X e Y evidencian que la base flexible presenta desplazamientos mayores que la base rígida en todos los pisos, lo que confirma que la interacción suelo-

estructura incrementa la deformabilidad global del sistema. Este resultado es consistente con la reducción de la rigidez lateral efectiva al incorporar la flexibilidad del suelo y de la cimentación. En términos absolutos, la dirección X presenta los mayores desplazamientos en todos los niveles, por lo que puede considerarse la dirección dominante para este parámetro; no obstante, en términos relativos, la dirección Y también muestra incrementos importantes, particularmente en el primer piso.

En conjunto, los resultados indican que la interacción suelo-estructura tiene una influencia clara sobre la respuesta lateral del edificio, incrementando los desplazamientos globales sin alterar la tendencia general de deformación con la altura. Esto confirma que la consideración de una base flexible modifica la demanda estructural, especialmente en términos de desplazamiento total, que es un aspecto relevante en la evaluación del desempeño sísmico.

Sismo BSE-1N (475 años):

Los resultados de desplazamientos por piso para el evento sísmico BSE-1N ($T_r = 475$ años) se presentan en la siguiente tabla, donde se comparan los valores obtenidos para los modelos de base rígida y base flexible considerando interacción suelo-estructura.

Piso	H (m)	BASE RÍGIDA		BASE FLEXIBLE		% Diferencia	
		SISMO X	SISMO Y	SISMO X	SISMO Y	Δx	Δy
		Desp. X (cm)	Desp. Y (cm)	Desp. X (cm)	Desp. Y (cm)		
3	11.55	6.67	6.01	7.67	6.35	14.96%	5.79%
2	7.7	5.00	4.38	5.88	4.86	17.56%	10.76%
1	3.85	2.96	2.63	3.54	3.05	19.62%	15.97%

Tabla 43 Desplazamientos de piso para Sismo BSE-1N (475 años).

Para el sismo BSE-1N de 475 años, los desplazamientos de piso aumentan en todos los niveles y en ambas direcciones al considerar la interacción suelo-estructura. En la dirección X, los incrementos van de 14.96% en la cubierta a 19.62% en el primer piso, mientras que en la dirección Y varían entre 5.79% y 15.97%. Los mayores efectos se presentan en los niveles inferiores, lo que confirma que la base flexible incrementa la deformabilidad global del sistema.

En ambas direcciones se observa que los desplazamientos aumentan progresivamente con la altura, alcanzando sus valores máximos en la cubierta. Este comportamiento es consistente con la respuesta global del edificio, ya que los desplazamientos absolutos se acumulan desde la base hacia los niveles superiores. De manera similar al caso del sismo BSE-2N, la base flexible genera mayores desplazamientos en todos los pisos, lo que confirma que la interacción suelo-estructura incrementa la deformabilidad global del sistema.

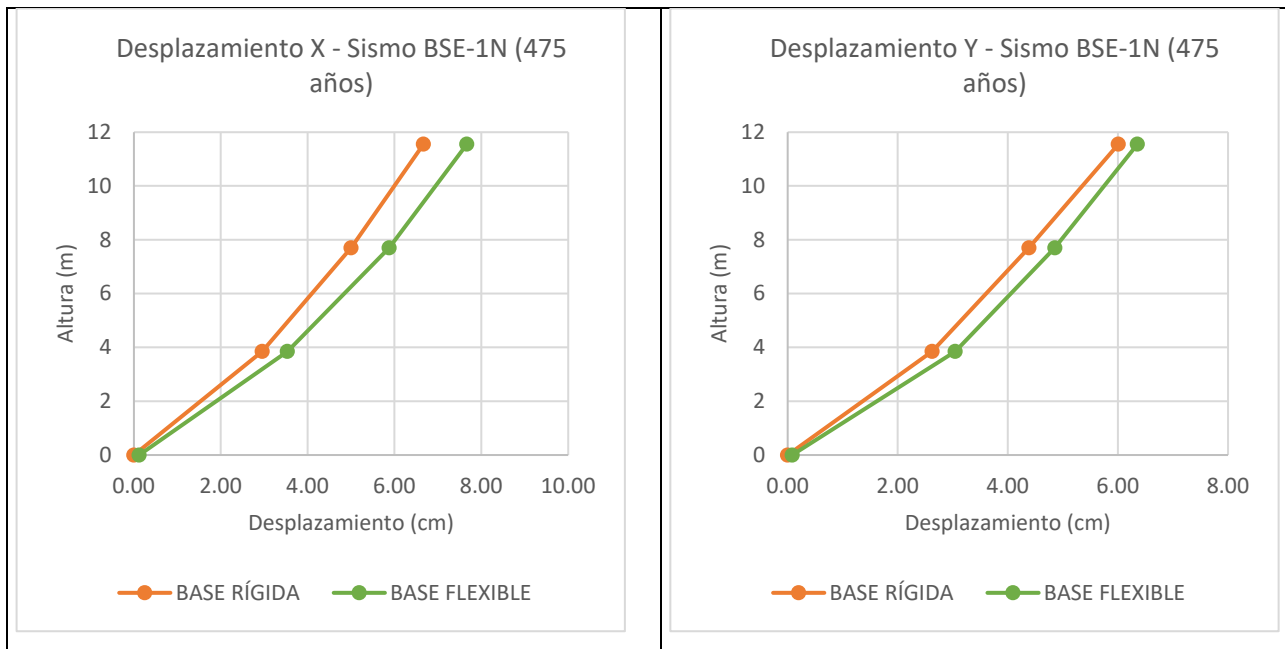


Figura 45 Desplazamientos de piso – Sismo BSE-1N.

Las gráficas en las direcciones X e Y evidencian que la dirección X presenta los mayores desplazamientos absolutos en todos los niveles, por lo que puede considerarse la dirección dominante para este parámetro. Además, en este nivel de amenaza se aprecia que los incrementos porcentuales por efecto de la interacción suelo-estructura son incluso más notorios en la dirección X, especialmente en los pisos inferiores, donde la variación alcanza 19.62% en el piso 1. Esto sugiere que, aun cuando el sismo de 475 años genera desplazamientos absolutos menores que el de 2500 años, la influencia relativa de la flexibilidad del suelo y de la cimentación sigue siendo importante en la respuesta lateral de la estructura.

En conjunto, los resultados indican que la interacción suelo-estructura incrementa los desplazamientos globales sin modificar la tendencia general de deformación con la altura. Por tanto, la consideración de una base flexible resulta relevante también para el sismo BSE-1N, ya que modifica de manera apreciable la demanda estructural en términos de desplazamiento total.

5.1.4 Cortantes de piso

Sismo BSE-2N (2500 años):

Los resultados de cortantes de piso para el evento sísmico BSE-2N ($T_r = 2500$ años) se presentan en la siguiente tabla, donde se comparan los valores obtenidos para los modelos de base rígida y base flexible considerando interacción suelo-estructura.

Piso	H (m)	BASE RÍGIDA		BASE FLEXIBLE		% Diferencia	
		SISMO X	SISMO Y	SISMO X	SISMO Y	Δx	Δy
		Cortante X (kN)	Cortante Y (kN)	Cortante X (kN)	Cortante Y (kN)		
3	11.55	-2692.86	-2834.13	-2461.92	-2566.06	-8.58%	-9.46%
2	7.7	-5361.34	-5642.36	-4901.37	-5108.71	-8.58%	-9.46%
1	3.85	-8343.92	-8781.30	-7628.08	-7950.93	-8.58%	-9.46%

Tabla 44 Cortantes de piso para Sismo BSE-2N (2500 años).

Los resultados de cortantes de piso para el evento sísmico BSE-2N ($T_r = 2500$ años) evidencian que, al considerar la interacción suelo-estructura, los cortantes disminuyen en todos los niveles y en ambas direcciones respecto del modelo de base rígida. En la dirección X, el cortante del piso 3 se reduce de -2692.86 kN a -2461.92 kN, el del piso 2 de -5361.34 kN a -4901.37 kN, y el del piso 1 de -8343.92 kN a -7628.08 kN, lo que representa una reducción uniforme de 8.58%. De manera similar, en la dirección Y el cortante del piso 3 disminuye de -2834.13 kN a -2566.06 kN, el del piso 2 de -5642.36 kN a -5108.71 kN, y el del piso 1 de -8781.30 kN a -7950.93 kN, con una reducción constante de 9.46%.

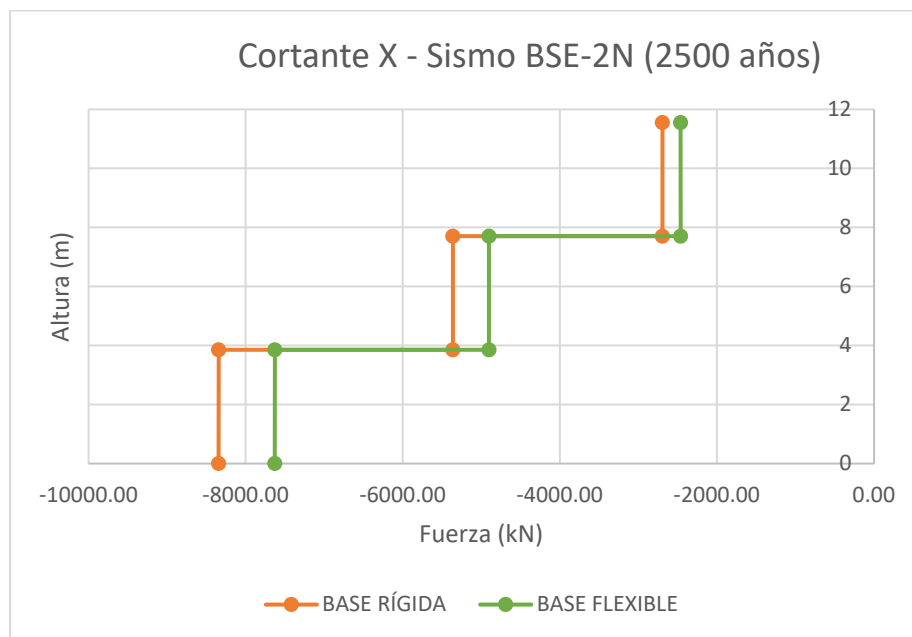


Figura 46 Cortantes de piso en dirección X – Sismo BSE-2N

Las gráficas muestran que los mayores cortantes se concentran en los niveles inferiores, alcanzando su valor máximo en el primer piso, lo cual es consistente con la acumulación de fuerzas sísmicas hacia la base de la estructura. Asimismo, se observa que la forma de distribución del cortante a lo largo de la altura se mantiene prácticamente igual en ambos modelos, aunque con valores menores en la base flexible. Esto sugiere que la interacción suelo-estructura no altera de manera significativa la tendencia de distribución de fuerzas, sino que reduce el nivel global de demanda lateral.

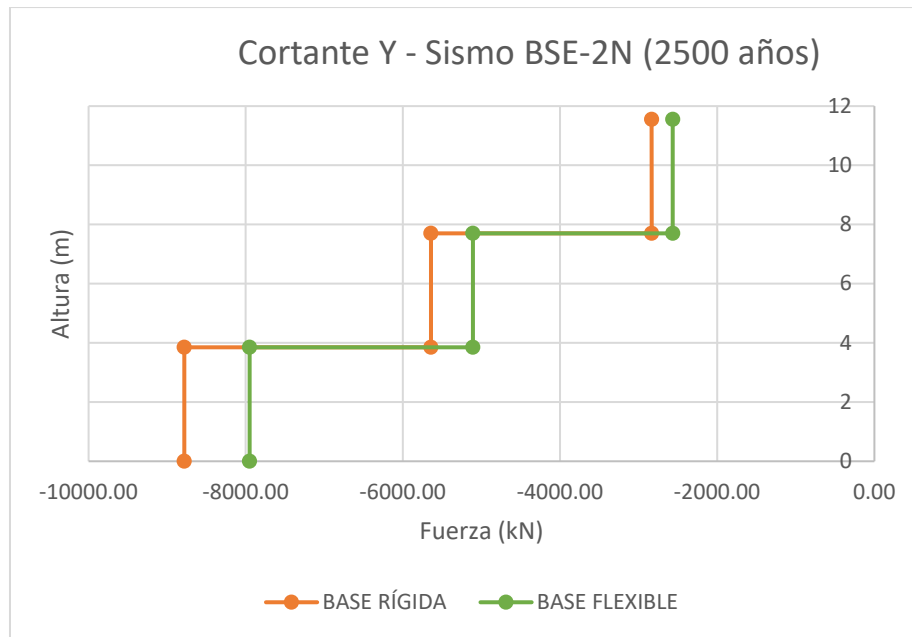


Figura 47 Cortantes de piso en dirección Y – Sismo BSE-2N

Esta disminución de cortantes puede explicarse por el alargamiento del período efectivo de la estructura al incorporar la flexibilidad del suelo y de la cimentación. Al incrementarse el período, la estructura se desplaza hacia una zona del espectro con menores ordenadas de aceleración, lo que se traduce en una reducción de la demanda sísmica en términos de fuerza. En consecuencia, el modelo con base flexible presenta menores cortantes de piso que el modelo de base rígida, aun cuando en otros parámetros, como los desplazamientos y derivas, se evidencie un aumento de la deformabilidad global del sistema.

Al comparar las direcciones, la dirección Y presenta cortantes absolutos ligeramente mayores que la dirección X, tanto para base rígida como para base flexible, lo que sugiere una demanda lateral algo más severa en ese sentido. Además, la reducción porcentual producida por la interacción suelo-estructura es también ligeramente mayor en Y (9.46%), que en X (8.58%), lo que indica una mayor sensibilidad de esta dirección al efecto de flexibilización del sistema suelo-cimentación-estructura.

Sismo BSE-1N (475 años):

Los resultados de cortantes de piso para el evento sísmico BSE-1N ($T_r = 475$ años) se presentan en la siguiente tabla, donde se comparan los valores obtenidos para los modelos de base rígida y base flexible considerando interacción suelo-estructura.

Piso	H (m)	BASE RÍGIDA		BASE FLEXIBLE		% Diferencia	
		SISMO X	SISMO Y	SISMO X	SISMO Y	Δx	Δy
		Cortante X (kN)	Cortante Y (kN)	Cortante X (kN)	Cortante Y (kN)		
3	11.55	-2295.66	-2344.00	-2129.44	-2065.43	-7.24%	-11.88%
2	7.7	-4570.38	-4666.81	-4239.46	-4111.99	-7.24%	-11.89%
1	3.85	-7113.02	-7263.01	-6597.92	-6399.58	-7.24%	-11.89%

Tabla 45 Cortantes de piso para Sismo BSE-1N (475 años).

Los resultados de cortantes de piso para el evento sísmico BSE-1N ($T_r = 475$ años) muestran que, al considerar la interacción suelo-estructura, los cortantes disminuyen en todos los niveles y en ambas direcciones respecto del modelo de base rígida. En la dirección X, el cortante del piso 3 se reduce de -2295.66 kN a -2129.44 kN, el del piso 2 de -4570.38 kN a -4239.46 kN, y el del piso 1 de -7113.02 kN a -6597.92 kN, lo que representa una reducción uniforme de 7.24%. En la dirección Y, el cortante del piso 3 disminuye de -2344.00 kN a -2065.43 kN, el del piso 2 de -4666.81 kN a -4111.99 kN, y el del piso 1 de -7263.01 kN a -6399.58 kN, con una reducción constante de 11.89%.

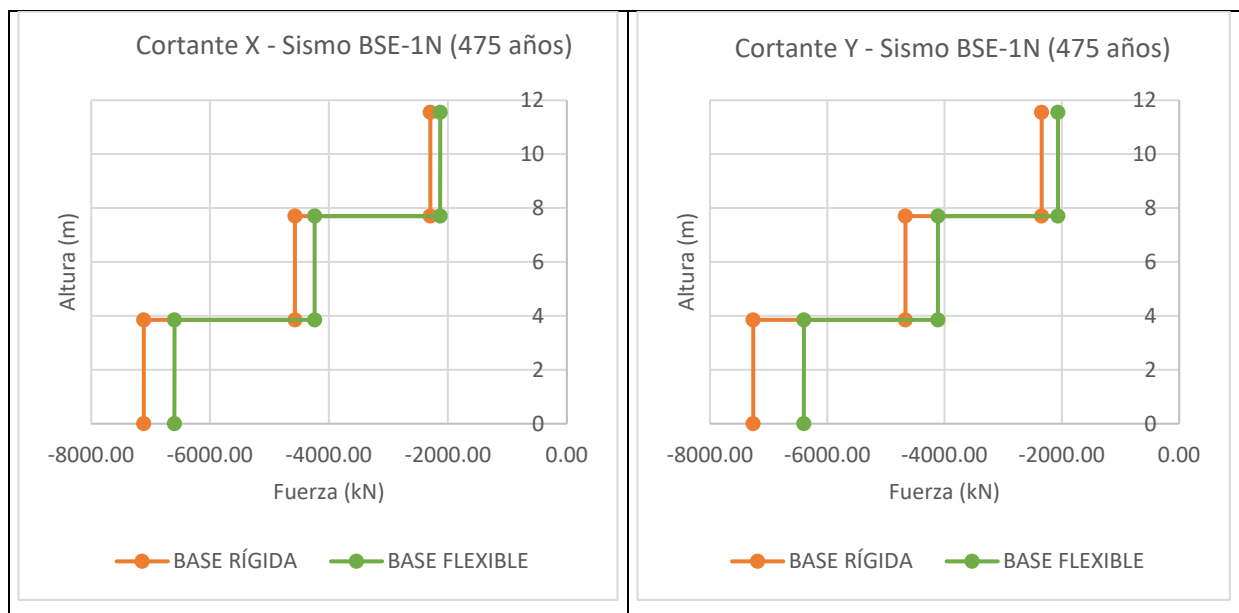


Figura 48 Cortantes de piso – Sismo BSE-1N.

Las gráficas evidencian que los mayores cortantes se concentran en los niveles inferiores, alcanzando su valor máximo en el primer piso, mientras que disminuyen progresivamente hacia la parte superior de la estructura. Esta distribución es coherente con la acumulación de fuerzas sísmicas hacia la base y se mantiene tanto para el modelo de base rígida como para el de base flexible. No obstante, al incorporar la interacción suelo-estructura, toda la curva se desplaza hacia valores menores de fuerza, sin modificar de forma importante su tendencia con la altura.

La reducción de los cortantes se explica por el alargamiento del período efectivo de la estructura al considerar la flexibilidad del suelo y de la cimentación. Este incremento del período hace que la respuesta estructural se ubique en una zona del espectro con menores aceleraciones, lo que se traduce en una menor demanda sísmica en términos de fuerza. Por ello, aunque la base flexible incrementa la deformabilidad del sistema, también produce una disminución de los cortantes de piso.

En términos comparativos, la dirección Y presenta una mayor reducción porcentual que la dirección X, con valores de 11.89% y 7.24%, respectivamente, lo que evidencia una mayor sensibilidad de esta dirección al efecto de la interacción suelo-estructura. Asimismo, los cortantes absolutos en Y son ligeramente mayores que en X para la base rígida, aunque con la base flexible la disminución es más marcada en dicha dirección.

5.1.5 Puntos de desempeño de curva pushover

A continuación, se muestran los resultados de los puntos de desempeño de la curva pushover para las estructuras a analizar:

Caso	Sin ISE: Δ (m)	Con ISE: Δ (m)	Sin ISE: Vb (kN)	Con ISE: Vb (kN)
2500 años – X	0.065282	0.072368	8588.2865	7794.4772
2500 años – Y	0.075628	0.079169	8918.1364	8061.8414
475 años – X	0.045446	0.050025	7042.3255	6208.1848
475 años – Y	0.053421	0.056472	7205.7303	6330.4488

Tabla 46 Puntos de desempeño de Curva Pushover.

Al considerar la interacción suelo-estructura, los puntos de desempeño muestran un incremento del desplazamiento objetivo y una disminución del cortante basal en comparación con el modelo de base rígida. Este comportamiento es coherente con la mayor flexibilidad que introduce el sistema suelo-cimentación, lo que incrementa el período efectivo de la estructura, reduce la demanda en fuerza y aumenta la respuesta en desplazamiento.

En los casos analizados, el desplazamiento del punto de desempeño aumentó entre 4.68% y 10.85%, mientras que el cortante basal disminuyó entre 9.24% y 12.15%. En consecuencia, la interacción suelo-estructura desplaza el punto de desempeño hacia mayores deformaciones y menores fuerzas, evidenciando su influencia en la respuesta sísmica no lineal de la edificación.

5.1.6 Evaluación del comportamiento de los resortes en el punto de desempeño

Al revisar en el punto de desempeño de análisis de pushover X para un sismo BSE-2N (2475 años), se observó que el desplazamiento del resorte en la dirección analizada no alcanza el valor de fluencia definido en la curva multilínea.

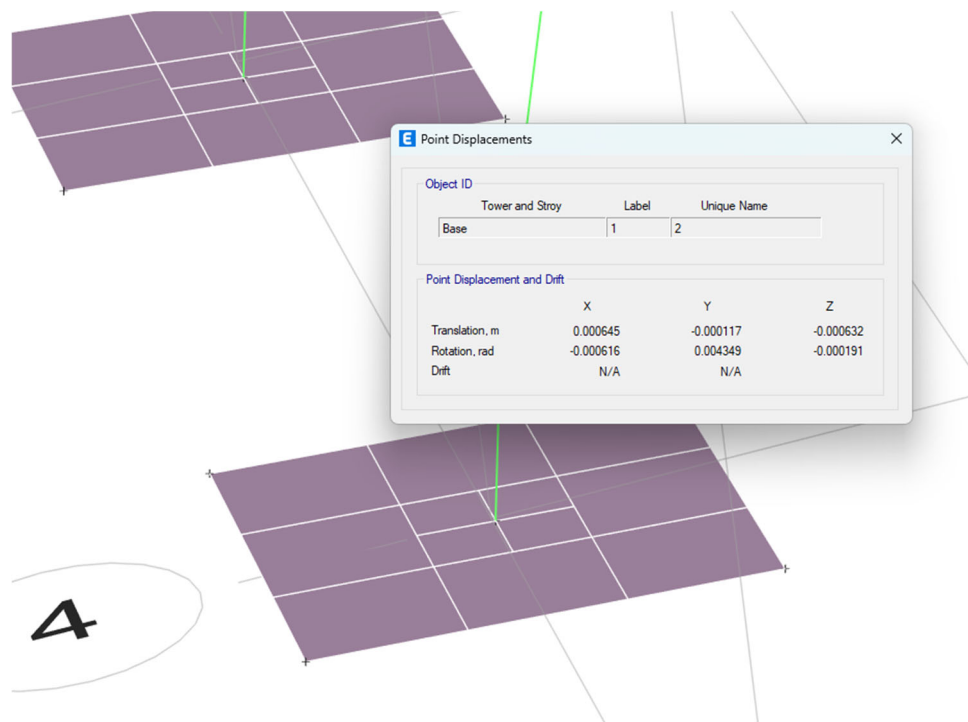


Figura 49 Desplazamiento de zapata de 150cmx150cm en punto de desempeño, Pushover X para $T_r=2500$ años. Se obtuvo un desplazamiento de 0.000645 m de traslación en X (U1), y el desplazamiento de fluencia era de 0.001422 m. Por tanto, se concluye que el resorte permanece en el rango elástico para ese nivel de demanda. En cambio, para la dirección vertical (U3) se obtuvo un desplazamiento de 0.000632 m y el desplazamiento de fluencia para la dirección vertical es de 0.006663 m, por lo tanto, de igual manera permanece en el rango elástico.

5.2 Conclusiones y recomendaciones

- La comparación entre el modelo de base rígida y el modelo con interacción suelo-estructura permitió evidenciar que la flexibilidad del sistema suelo-cimentación influye de manera importante en la respuesta sísmica global del edificio. En este sentido, considerar la base flexible permitió obtener una representación más realista del comportamiento estructural, especialmente en una edificación con irregularidad en planta.
- La incorporación de la interacción suelo-estructura produjo un incremento del período fundamental de vibración, pasando de 0.510 s en el modelo de base rígida a 0.577 s en el modelo de base flexible, lo que representa una elongación aproximada del 13 %. Este resultado confirma que la deformabilidad del suelo reduce la rigidez lateral efectiva del sistema y modifica su comportamiento dinámico.
- El análisis modal mostró que la estructura presenta una influencia torsional importante desde su modo fundamental de vibración, ya que en el modo 1 se registra una participación torsional de 44.47 % alrededor del eje vertical. Este comportamiento es coherente con la irregularidad en planta del edificio y ayuda a explicar la diferencia de respuesta observada entre las direcciones analizadas.
- En el modelo sin interacción suelo-estructura, las derivas máximas obtenidas se mantuvieron dentro de los límites de desempeño establecidos. Para el sismo BSE-2N, la deriva máxima fue de 1.05 % en X y 0.96 % en Y, mientras que para el sismo BSE-1N se alcanzaron valores máximos de 0.77 % en X y 0.68 % en Y. Estos resultados indican que la estructura cumple con los niveles de Prevención de Colapso y Seguridad de Vida, respectivamente.
- Al considerar la interacción suelo-estructura, las mayores derivas continuaron concentrándose en el primer piso, lo que confirma que los niveles inferiores son los más sensibles a la flexibilización de la base. Para el sismo BSE-2N se obtuvieron derivas máximas de 1.15 % en X y 1.14 % en Y, mientras que para el sismo BSE-1N se registraron valores de 0.91 % en X y 0.84 % en Y. Aunque se observa un incremento respecto al modelo sin interacción suelo-estructura, los valores se mantienen dentro de los límites de desempeño adoptados, por lo que el edificio satisface los criterios globales de evaluación estructural.
- La interacción suelo-estructura generó un incremento de los desplazamientos de piso en todos los niveles y en ambas direcciones. En particular, para el sismo BSE-1N, los

aumentos alcanzaron hasta 19.62 % en la dirección X y 15.97 % en la dirección Y en el primer piso, lo que evidencia que la base flexible incrementa de manera importante la deformabilidad global del sistema. Además, la dirección X presentó los mayores desplazamientos absolutos, por lo que puede considerarse la dirección más crítica para este parámetro.

- En contraste con el aumento de derivas y desplazamientos, la consideración de la interacción suelo-estructura produjo una disminución de los cortantes de piso y del cortante basal. Para el sismo BSE-1N, la reducción fue de 7.24 % en la dirección X y 11.89 % en la dirección Y; de manera similar, en el análisis de los puntos de desempeño se observó un aumento del desplazamiento objetivo y una disminución de la fuerza basal. Esto confirma que la base flexible desplaza la respuesta estructural hacia un comportamiento de mayores deformaciones y menores fuerzas internas.
- La evaluación local del desempeño mostró que las rótulas plásticas en vigas y columnas cumplen con los criterios de aceptación establecidos en la ASCE 41-17 para ambos niveles de amenaza sísmica. De igual forma, los resortes de cimentación analizados permanecieron dentro del rango elástico, lo que indica que la interacción suelo-estructura afectó principalmente la flexibilidad global del sistema.
- Se concluye que la estructura analizada presenta un comportamiento sísmico adecuado frente a los niveles de amenaza considerados, tanto en el modelo con base rígida como en el modelo con interacción suelo-estructura. No obstante, la inclusión de la ISE permitió obtener una evaluación más representativa de la respuesta real del edificio, por lo que su consideración resulta importante en edificaciones irregulares apoyadas sobre suelos deformables.
- Los resultados obtenidos muestran que, aunque la interacción suelo-estructura no compromete el cumplimiento de los objetivos de desempeño, sí modifica de manera relevante parámetros como el período, las derivas, los desplazamientos, los cortantes y el punto de desempeño. Por ello, su incorporación en este tipo de estudios no solo mejora la precisión del análisis, sino que también aporta criterios más confiables para la interpretación del desempeño sísmico de la edificación.

5.3 Bibliografía

- Aguiar, R. (2017). *Microzonificación Sísmica de Quito* (2da ed.). Quito: Departamento de Ciencias de la tierra y la Construcción. Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.
- American Society of Civil Engineers. (2017). *ASCE/SEI 41-17: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, VA: ASCE. ASCE Library
- American Society of Civil Engineers. (2022). *ASCE/SEI 7-22: Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Reston, VA: ASCE.
- Bikram, S., & Zhang, L. (18 de 11 de 2025). *Ground-Motion Modification by Soil, Structures, and Topography: A Review of Soil Structure Interaction (SSI) and Its Multi-Scale Extensions*. Obtenido de MDPI: <https://www.mdpi.com/2075-5309/15/22/4170>
- Bowles, J. E. (1997). *Foundation analysis and design* (Fifth edition). McGraw-Hill Book Company.
- Chopra, A. K. (2017). *Dynamics of Structures* (5.ª ed.). Pearson. Pearson.
- Cook, D., & Sen, A. (05 de 2023). *ASCE/SEI 41 assessment of reinforced concrete buildings: Benchmarking nonlinear dynamic procedures with empirical damage observations*. Obtenido de ResearchGate: https://www.researchgate.net/publication/370932300_ASCSEI_41_assessment_of_reinforced_concrete_buildings_Benchmarking_nonlinear_dynamic_procedures_with_empirical_damage_observations
- Das, B. M. (2015). *Principles of foundation engineering* (8th ed.). Cengage Learning.
- Federal Emergency Management Agency. (2005). *FEMA 440: Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. mitigation.eeri.org
- Instituto Geofísico – EPN. (2016). *Informe Sísmico Especial – Terremoto 16 de abril de 2016*. igeppn.edu.ec
- Karanja, K., & Kegyes, O. (22 de 12 de 2023). *Pushover Analysis in Seismic Engineering: A Detailed Chronology and Review of Techniques for Structural Assessment*. Obtenido de MDPI: <https://www.mdpi.com/2076-3417/14/1/151>

- MIDUVI. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15): NEC-SE-DS y capítulos relacionados*. Quito, Ecuador. habitatyvivienda.gob.ec
- Mylonakis, G., & Gazetas, G. (2000). Seismic soil–structure interaction: Beneficial or detrimental? *Journal of Earthquake Engineering*, 4(3), 277–301. <https://doi.org/10.1080/13632460009350361>
- Morales, H., & Ramírez, W. (2024). *Estudio del Comportamiento Sísmico de la Interacción Suelo-Cimentación en una Estructura de Acero-Parte 2*. Obtenido de Ciencia Latina: <https://ciencialatina.org/index.php/cienciala/article/view/15296>
- NIST (National Institute of Standards and Technology). (2012). *NIST GCR 12-917-21: Soil–Structure Interaction for Building Structures*. Gaithersburg, MD. NEHRP
- Othman, M. M. A., et al. (2023). *Geotechnical variability of the soils of Quito, Ecuador*. BOEG. University of Bristol
- PEER-TBI Working Group. (2017). *Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings*. (Notas sobre ISE, embedment, base-slab averaging). PEER Center
- Sánchez-Cortez, J. L. (2024). *Terremoto del 16 de abril de 2016 en Ecuador: una visión integrada*. REDER. Revista REDER
- SEAOC Vision 2000 Committee. (1995). *Performance Based Seismic Engineering of Buildings (Vision 2000)*. Structural Engineers Association of California.
- Wolf, J. P. (1985). *Dynamic Soil–Structure Interaction*. Prentice-Hall.

5.4 Anexos

Interacción suelo-estructura:

Zapata 230x230

Datos Estructurales			Descripción
N.Stories	3	[u]	# pisos
W =	522.98	[kN]	Pesos asignado al plinto
B =	1.15	[m]	Semi ancho de la huella de cimentación
L =	1.15	[m]	Semi largo de la huella de cimentación
Df =	1.60	[m]	Profundidad de desplante
D _w =	0.45	[m]	Espesor de la cimentación embebida en esa profundidad de desplante
g =	9.81	[m/s ²]	Gravedad
h _n =	13.15	[m]	Nivel de desplante hasta el techo del último piso
Datos Espectrales			Espectro americano, prevención de colapso 2500 años
TL =	8	[s]	Periodo de transición de largo plazo
Ss =	1.57	[g]	Aceleración espectral para periodos cortos
S1 =	0.40	[g]	Aceleración espectral para 1s
Fa =	1.00	[-]	
Fv =	1.90	[-]	
SDS =	1.047	[g]	
SD1 =	0.507	[g]	
SDS/2.5 =	0.419	[g]	
Datos modales de la estructura			
Tn =	0.51	[s]	Periodo de vibración con base fija
ωn =	12.32	[rad/s]	Frecuencia angular con base fija
T̄n =	0.63	[s]	Periodo de vibración con base flexible
ω̄n =	9.97	[rad/s]	Frecuencia angular con base flexible
Datos adicionales de diseño			
R =	8	[-]	
Ωo =	3.0	[-]	
Cd =	5.5	[-]	
μ =	2.67	[-]	
β =	0.05	[-]	

Entrada Datos		
D _f =	1.60	[m]
n =	0.9	[-]

	Traslat. (x,y,z)	Rocking - xx	Rocking - yy	
z _p =	1.15	1.15	1.15	[m]
D _f + z _p =	2.75	2.75	2.75	[m]
n _e =	2	2	2	[u]

S _{DS/2.5} =	0.419 [g]
v/v _{so} =	0.692
G/G _o =	0.481

vs/vso	SUELO TIPO D		G/G _o	SUELO TIPO D	
sds/2.5	0.4	0.71	sds/2.5	0.4	0.5
	0.419	0.692		0.419	0.481
sds/2.5	0.8	0.32	sds/2.5	0.8	0.1

Profundidad	Espesor del estrato	Peso específico del estrato	Velocidad de onda de corte medida en ese estrato	Corrección por sobrepresión			V _{so,F} Promedio			v _s (grandes deformaciones)			G (grandes deformaciones)			
							Traslac. (x,y,z)	Balanco - xx	Balanco - yy	Traslac. (x,y,z)	Balanco - xx	Balanco - yy	Traslac. (x,y,z)	Balanco - xx	Balanco - yy	
				z[m]	Δz [m]	γ _s [kN/m ³]	V _{so} [m/s]	σ' _{v(z)} [kN/m ²]	Δσ _{v(z)} [kN/m ²]	V _{so,F} [m/s]	V _{so,avg} [m/s]	V _{so,avg} [m/s]	V _{so,avg} [m/s]	v _s [m/s]	v _s [m/s]	v _s [m/s]
0.0	2.0	17.50	177.00	7	71.74	525.98	245.02	245.02	245.02	169.51	169.51	169.51	17.82	52,501.04	52,501.04	52,501.04
1.0																
1.6																
2.0																
2.0	4.0	18.00	239.00	79	11.65	254.26	245.02	245.02	245.02	169.51	169.51	169.51	17.82	52,501.04	52,501.04	52,501.04
3.0																
4.0																
5.0																
6.0																
7.0																
9.0	9.0	18.50	255.00	245.5	2.12	255.99	245.02	245.02	245.02	169.51	169.51	169.51	17.82	52,501.04	52,501.04	52,501.04
8.0																
9.0																
10.0																
11.0																
12.0																
13.0																
14.0																
15.0																

Calculation Data :

B =	1.15	[m]
L =	1.15	[m]
D_r =	1.6	[m]
v =	0.33	[-]

	Traslat. (x,y,z)	Rocking - xx	Rocking - yy	
G =	52501.04	52501.04	52501.04	[kN/m ²]
a₀ =	0.08	0.08	0.08	[-]

Stiffnesses calculation:

	EMBEBIDO		DINAMICO		Stiffnesses		Intensities	
	K _{sur} [kN/m];[kN-m/rad]	K _{emb} [kN/m];[kN-m/rad]	η [-]	α [-]	k _{sur} [kN/m];[kN-m/rad]	k _{emb} [kN/m];[kN-m/rad]	k _{sur} ⁱ [kN/m ²]	k _{emb} ⁱ [kN/m ²]
Translational along z-axis	423,534.54	699335.99	1.65	1.00	423357.13	699043.05	80029.70	132144.24
Translational along y-axis	332,611.40	765797.83	2.30	1.00	332611.40	765797.83	62875.50	144763.30
Translational along x-axis	332,611.40	765797.83	2.30	1.00	332611.40	765797.83	62875.50	144763.30
Torsional about z-axis	663,532.93	3003682.95	4.53	1.00	661637.31	2995101.85		
Torsional about y-axis	476,701.64	2233585.64	4.69	1.00	475788.99	2229309.41		
Torsional about x-axis	476,701.64	2233585.64	4.69	1.00	475788.99	2229309.41		

Datos de cálculo :

Datos		
B =	1.15	[m]
L =	1.15	[m]
D_r =	1.60	[m]
D_w =	0.45	[m]
v =	1.6	[-]
c =	0	[kN/m ²]
c_u =	50	[kN/m ²]
φ =	0	[degrees]
D_r =	0	[-]
γ_s =	17.82	[kN/m ³]
FS_v =	3.00	[-]

Capacidad portante del suelo:

N _c =	4.91	[-]
N _q =	0.30	[-]
N _γ =	0.12	[-]

q _{ult} =	329.81	[kN/m ²]
q _{adm} =	109.94	[kN/m ²]

Q _{ult} =	1744.68	[kN]
--------------------	---------	------

Presión pasiva del suelo:

Granular:

k _p =	1.00	[-]
P _{ult} =	329.81	[kN/m ²]

Cohesive:

N _p =	3.918	[-]
P _{ult} =	450.59	[kN/m ²]

Summary:

Soil Type	P _{ult} [kN] - Directions	
	Along x-x	Along y-y
Granular	341.35	341.35
Cohesive	466.36	466.36

Sliding resistance:

ϕ_{cs} =	3.00	[degrees]
t_{ult} =	53.76	[kN/m ²]

T_{ult} =	284.39	[kN]
-------------	--------	------

Poner en ETABS

Tult (kN)	750.75	Tult/Kx	0.000855	m
		Tult/Kx	0.855018	mm

Tult (kN)	750.75	Tult/Ky	0.000855	m
		Tult/Ky	0.855018	mm

Qult (kN)	1744.68	Qult/Kz	0.004119	m
		Qult/Kz	4.119339	mm

Zapata 370x230

Structural Data			
N.Stories	3	[u]	# pisos
W =	653.52	[kN]	Pesos sísmico 100%CM + 25%CV
B =	1.15	[m]	Semi ancho de la huella de cimentación
L =	1.85	[m]	Semi largo de la huella de cimentación
Df =	1.60	[m]	Profundidad de desplante
D _w =	0.45	[m]	Espesor de la cimentación embebida en esa profundidad de desplante
g =	9.81	[m/s ²]	Gravedad
h _n =	13.15	[m]	Nivel de desplante hasta el techo del último piso

Spectral Data			Espectro americano, prevención de colapso 2500 años
TL =	8	[s]	Periodo de transición de largo plazo
Ss =	1.57	[g]	Aceleración espectral para periodos cortos
S1 =	0.40	[g]	Aceleración espectral para 1s
Fa =	1.00	[-]	
Fv =	1.90	[-]	
SDS =	1.047	[g]	
SD1 =	0.507	[g]	
SDS/2.5 =	0.419	[g]	

Structural Modal Data			
Tn =	0.51	[s]	Periodo de vibración con base fija
ω_n =	12.32	[rad/s]	Frecuencia angular con base fija
\check{T}_n =	0.58	[s]	Periodo de vibración con base flexible
$\hat{\omega}_n$ =	10.89	[rad/s]	Frecuencia angular con base flexible

Further Design Data			
R =	8	[-]	
Ω_o =	3.0	[-]	
Cd =	5.5	[-]	
μ =	2.67	[-]	
β =	0.05	[-]	

Soil Bearing Capacity:

$N_c =$	4.91	[-]
$N_q =$	0.30	[-]
$N_\gamma =$	0.12	[-]

$q_{ult} =$	301.94	[kN/m ²]
$q_{adm} =$	100.65	[kN/m ²]

$Q_{ult} =$	2569.48	[kN]
-------------	----------------	------

Passive earth pressure:

Granular:

$k_p =$	1.00	[-]
$p_{ult} =$	301.94	[kN/m ²]

Cohesive:

$N_p =$	3.919	[-]
$p_{ult} =$	450.73	[kN/m ²]

Summary:

Soil Type	P_{ult} [kN] - Directions	
	Along x-x	Along y-y
Granular	312.50	502.72
Cohesive	466.50	750.46

Sliding resistance:

$\phi_{cs} =$	3.00	[degrees]
$t_{ult} =$	53.09	[kN/m ²]

$T_{ult} =$	451.83	[kN]
-------------	---------------	------

Poner en ETABS

Tult (kN)	918.33	Tult/Kx	0.002270	m
		Tult/Kx	2.270386	mm

Tult (kN)	1202.29	Tult/Ky	0.002179	m
		Tult/Ky	2.179386	mm

Qult (kN)	2569.48	Qult/Kz	0.010021	m
		Qult/Kz	10.021456	mm

Zapata 660x260

Structural Data			
N.Stories	3	[u]	# pisos
W =	1049.09	[kN]	Pesos sísmico
B =	1.30	[m]	Semi ancho de la huella de cimentación
L =	3.30	[m]	Semi largo de la huella de cimentación
Df =	1.60	[m]	Profundidad de desplante
D _w =	0.45	[m]	Espesor de la cimentación embebida en esa profundidad de desplante
g =	9.81	[m/s ²]	Gravedad
h _n =	13.15	[m]	Nivel de desplante hasta el techo del último piso

Spectral Data			Espectro americano, prevención de colapso 2500 años
TL =	8	[s]	Periodo de transición de largo plazo
Ss =	1.57	[g]	Aceleración espectral para periodos cortos
S1 =	0.40	[g]	Aceleración espectral para 1s
Fa =	1.00	[-]	
Fv =	1.90	[-]	
SDS =	1.047	[g]	
SD1 =	0.507	[g]	
SDS/2.5 =	0.419	[g]	

Structural Modal Data			
Tn =	0.51	[s]	Periodo de vibración con base fija
ωn =	12.32	[rad/s]	Frecuencia angular con base fija
T̄n =	0.63	[s]	Periodo de vibración con base flexible
ω̄n =	9.97	[rad/s]	Frecuencia angular con base flexible

Further Design Data			
R =	8	[-]	
Ω _o =	3.0	[-]	
Cd =	5.5	[-]	
μ =	2.67	[-]	
β =	0.05	[-]	

Entrada Datos		
D _f =	1.60	[m]
n =	0.9	[-]

	Traslat. (x,y,z)	Rocking - xx	Rocking - yy	
z _p =	2.07	1.64	2.61	[m]
D _f + z _p =	3.67	3.24	4.21	[m]
n _e =	2	2	2	[u]

S _{DS/2.5} =	0.419 [g]
v/v _{so} =	0.692
G/G _o =	0.481

vs/vso	SUELO TIPO D		G/G _o	SUELO TIPO D	
sds/2.5	0.4	0.71	sds/2.5	0.4	0.5
	0.419	0.692		0.419	0.481
sds/2.5	0.8	0.32	sds/2.5	0.8	0.1

Profundidad	Espesor del estrato	Peso específico del estrato	Velocidad de onda de corte medida en ese estrato	Overburden Correction			V _{so,F} Averaging			v _s (long strains)			G (long strains)			
							Traslat. (x,y,z)	Rocking - xx	Rocking - yy	Traslat. (x,y,z)	Rocking - xx	Rocking - yy	Traslat. (x,y,z)	Rocking - xx	Rocking - yy	
Depth z[m]	Profile Thickness Δz, [m]	γ _s [kN/m ³]	V _{so} [m/s]	σ' _{v(z)} [kN/m ²]	Δσ _{v(z)} [kN/m ²]	V _{so,F} [m/s]	V _{so,avg} [m/s]	V _{so,avg} [m/s]	V _{so,avg} [m/s]	v _s [m/s]	v _s [m/s]	v _s [m/s]	γ _{s,avg} [kN/m ³]	G [kN/m ²]	G [kN/m ²]	G [kN/m ²]
0.0	2.0	17.50	177.00	7	49.96	454.65	238.90	189.27	208.07	165.27	130.94	143.94	17.90	50,130.07	31,463.93	38,026.88
1.0																
1.5																
2.0																
2.0	4.0	18.00	239.00	79	13.62	256.74										
3.0																
4.0																
5.0																
6.0																
6.0																
7.0	9.0	18.50	255.00	245.5	3.28	256.53										
8.0																
9.0																
10.0																
11.0																
12.0																
13.0																
14.0																
15.0																

Calculation Data :

B =	1.3	[m]
L =	3.3	[m]
D_f =	1.6	[m]
v =	0.33	[-]

	Traslat. (x,y,z)	Rocking - xx	Rocking - yy	
G =	50130.07	31463.93	38026.88	[kN/m ²]
a₀ =	0.10	0.12	0.11	[-]

Stiffnesses calculation:

	EMBEBIDO				DINAMICO			
	K _{sur} [kN/m];[kN-m/rad]	K _{emb} [kN/m];[kN-m/rad]	η [-]	α [-]	K _{sur} [kN/m];[kN-m/rad]	K _{emb} [kN/m];[kN-m/rad]	K _{sur} ⁱ [kN/m ²]	K _{emb} ⁱ [kN/m ²]
Translational along z-axis	762,023.88	1075564.48	1.41	1.00	760110.01	1072863.13	44295.45	62521.16
Translational along y-axis	627,873.80	1153253.68	1.84	1.00	627873.80	1153253.68	36589.38	67205.93
Translational along x-axis	579,845.00	1065036.27	1.84	1.00	579845.00	1065036.27	33790.50	62065.05
Torsional about z-axis	3,159,574.79	10091581.83	3.19	0.99	3134204.70	10010550.57		
Torsional about y-axis	4,384,017.32	10033487.79	2.29	0.99	4341249.90	9935608.05		
Torsional about x-axis	920,625.27	2826186.61	3.07	1.00	917384.62	2816238.28		

Calculation Data :

Datos		
B =	1.3	[m]
L =	3.3	[m]
D_f =	1.60	[m]
D_w =	0.45	[m]
v =	1.6	[-]
c =	0	[kN/m ²]
c_u =	50	[kN/m ²]
φ =	0	[degrees]
D_r =	0	[-]
γ_s =	17.90	[kN/m ³]
FS_v =	3.00	[-]

Soil Bearing Capacity:

N_c =	4.91	[-]
N_q =	0.30	[-]
N_γ =	0.12	[-]

q_{ult} =	285.43	[kN/m ²]
q_{adm} =	95.14	[kN/m ²]

Q_{ult} =	4897.91	[kN]
--------------------------	---------	------

Passive earth pressure:

Granular:

$k_p =$	1.00	[-]
$p_{ult} =$	285.43	[kN/m ²]

Cohesive:

$N_p =$	3.881	[-]
$p_{ult} =$	504.47	[kN/m ²]

Summary:

Soil Type	P _{ult} [kN] - Directions	
	Along x-x	Along y-y
Granular	333.95	847.71
Cohesive	590.23	1498.27

Sliding resistance:

$\phi_{cs} =$	3.00	[degrees]
$t_{ult} =$	52.62	[kN/m ²]

T_{ult} =	902.93	[kN]
--------------------------	---------------	-------------

Poner en ETABS

Tult (kN)	1493.16	Tult/Kx	0.001557	m
		Tult/Kx	1.557187	mm

Tult (kN)	2401.20	Tult/Ky	0.001438	m
		Tult/Ky	1.438071	mm

Qult (kN)	4897.91	Qult/Kz	0.006427	m
		Qult/Kz	6.427496	mm

Espectro de demanda Tr=2500 años

ESPECTRO Tr de 2500 años			
Spectral data			
$S_s =$	1.570	[g]	
$S_1 =$	0.400	[g]	
$F_a =$	1.000	[-]	
$F_v =$	1.900	[-]	
$S_{DS} =$	1.047	[g]	
$S_{DI} =$	0.507	[g]	
$T_o =$	0.097	[s]	
$T_s =$	0.484	[s]	
$T_L =$	8.000	[s]	
$\beta_o =$	0.0968	[-]	
$B_{SSI} =$	1.2010	[-]	

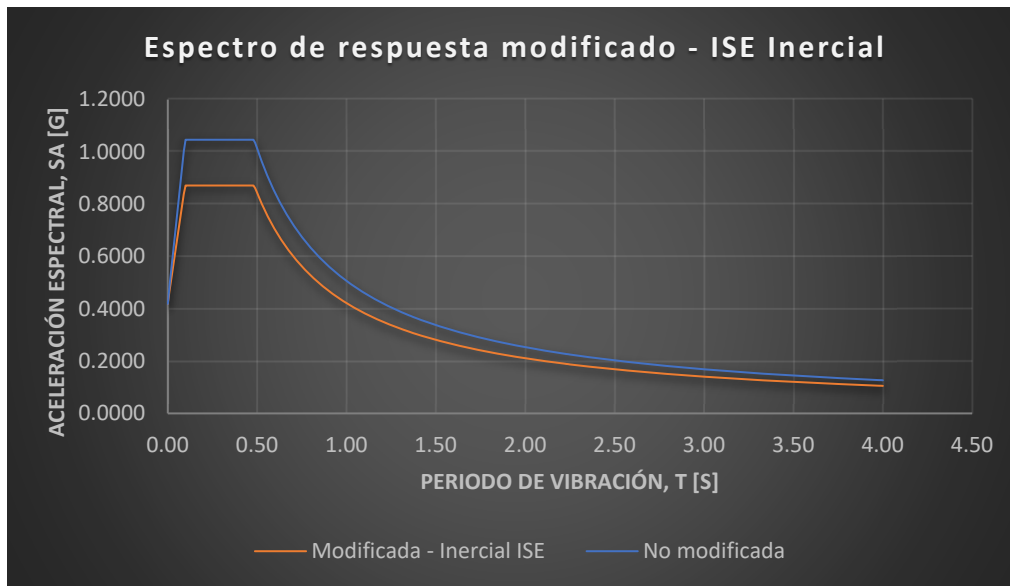


Figura 50 Espectro de demanda no modificado y modificado con ISE para $T_r=2500$ años.

Espectro de demanda $T_r=475$ años

ESPECTRO T_r de 475 años		
Spectral data		
$S_s =$	1.050	[g]
$S_l =$	0.245	[g]
$F_a =$	1.080	[-]
$F_v =$	2.100	[-]
$S_{DS} =$	0.756	[g]
$S_{DI} =$	0.343	[g]
$T_o =$	0.091	[s]
$T_v =$	0.454	[s]
$T_L =$	8.000	[s]
$\beta_o =$	0.1150	[-]
$B_{SSI} =$	1.2669	[-]

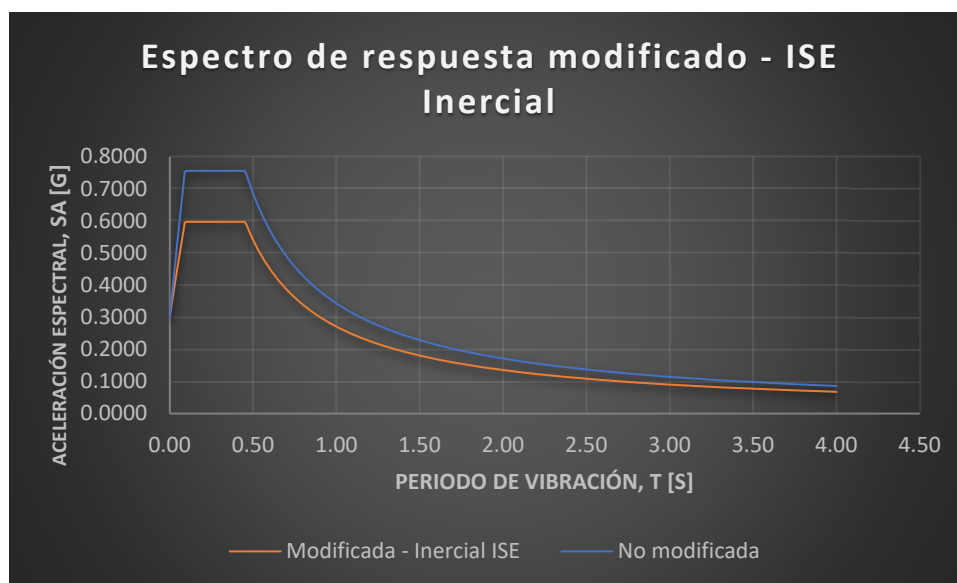


Figura 51 Espectro de demanda no modificado y modificado con ISE para $T_r=475$ años.