

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE LOS ANDES

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL: INGENIERÍA CIVIL



Tesis

Influencia de la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica de un edificio de concreto armado sometido a diferentes condiciones de suelo en Abancay, 2023

Asesor:

P.h. D. Vásquez Ramírez, Abbon Alex

Autor:

Caychihua Alcarraz, Fender Eduardo

Para Optar el Título Profesional: Ingeniero Civil

Abancay-Apurímac-Perú

2025

Acta de Sustentación



**Universidad
Tecnológica de los Andes**

Transformando vidas

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TÍTULO PROFESIONAL

Acta N°: 087



En la ciudad de Abancay, a los dieciséis días del mes de **diciembre del 2025**, siendo las **6:00 pm** horas, se reunieron los integrantes del Jurado designado por Resolución Directoral N° **1043-2025- EPIC-FI-UTEA-SA** de fecha **10 de diciembre del 2025**, de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería:

Presidente :	Mag. Huanca Astoquilloca, Luis
Dictaminante :	Ing. Gamarra Mota, Rubén
Replicante :	Mag. Saavedra Ore, Danilo

Para evaluar la sustentación, en la modalidad de:

Tesis Trabajo de suficiencia profesional

Titulada:

Influencia de la interacción suelo – estructura en la respuesta sísmica de un edificio de concreto armado sometido a diferentes condiciones de suelo en Abancay, 2023

Desarrollado por el (los) Bachiller (es):

Br: Caychihua Alcarraz, Fender Eduardo

Para optar el Título Profesional de:

Ingeniero Civil

Concluido el acto, el Jurado dictaminó que el (la) (los) mencionado(a) (s) bachiller (es) fue (ron) **APROBADO (S)**:

Por: Mayoría
(Unanimidad o Mayoría) (*)

Emitiéndose el calificativo final de:

Bachiller (Apellidos y Nombres)	Calificación (**)
Caychihua Alcarraz, Fender Eduardo	Aprobado

Siendo las **20:55pm** horas concluyó la sesión, firmando los integrantes del Jurado.

Presidente: Mag. Huanca Astoquilloca, Luis

Dictaminante: Ing. Gamarra Mota, Rubén

Replicante: Mag. Saavedra Ore, Danilo

Abancay 05 de enero del 2026

Se evade, la presente conforme al Libro de Actas de Sustentación de Tesis, consignado en las folios N° 361

(*) Mayoría: Dos integrantes del jurado aprueban o desaprueban; Unanimidad: Todos los integrantes del jurado aprueban o desaprueban, Art. 18 RCGAT.
(**) 0 a 10: Desaprobado, 11 a 15: Aprobado, 16 a 18: Aprobado Notable, 19 y 20: Aprobado con Distinción, Art. 18 RCGAT.

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE LOS ANDES
Ciudad Universitaria Av. Perú N° 700, Abancay, Central Telefónica 051 (083) 321559
Filial Cusco, Av. Grau N° 516, Teléfono (084) 251565
Filial Andahuaylas, Av. Juan Antonio Trelles N° 513 Teléfono (083) 421752
www.utea.edu.pe

Reporte de Similitud






18% Similitud general

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para ca...

Filtrado desde el informe

- Bibliografía
- Texto citado
- Coincidencias menores (menos de 8 palabras)

Fuentes principales

- 14%  Fuentes de Internet
- 3%  Publicaciones
- 16%  Trabajos entregados (trabajos del estudiante)

Marcas de integridad

N.º de alertas de integridad para revisión

Los algoritmos de nuestro sistema analizan un documento en profundidad para buscar inconsistencias que permitirían distinguirlo de una entrega normal. Si advertimos algo extraño, lo marcamos como una alerta para que pueda revisarlo.

Una marca de alerta no es necesariamente un indicador de problemas. Sin embargo, recomendamos que preste atención y la revise.



Metadatos

Datos del Autor	
Apellidos y Nombres	: Caychihua Alcarraz Fender Eduardo
Tipo de Documento de Identidad	: DNI
Número de Documento de Identidad	: 70152866
URL ORCID	: https://orcid.org/0009-0001-7135-3263
Datos del Asesor	
Apellidos y Nombres	: P.h. D. Vásquez Ramírez Abbon Alex
Tipo de Documento de Identidad	: DNI
Número de Documento de Identidad	: 06532658
URL ORCID	: https://orcid.org/0000-0001-7299-5367
Datos de la Investigación	
Facultad	: Ingeniería
Escuela Profesional	: Ingeniería Civil
Línea de Investigación	: Gestión de la Infraestructura para el Desarrollo Sostenible
Rango de Años en que se Realizó la Investigación	: 2024-2025
Fuente de Financiamiento	: Autofinanciado
Porcentaje de Similitud	: 18%
URL de OCDE	: https://purl.org/pe-repo/ocde/ford# 2.01.01

Dedicatoria

A la memoria de mi amada abuela,
Mama Lila, y de mis tíos Priscila y Edgar,
quienes, aunque ya no están físicamente,
siguen siendo la luz que orienta mis
aspiraciones desde la eternidad.

Agradecimiento

A mis padres y mi familia, por su amor y apoyo incondicional a lo largo de mi vida académica. A mi asesor de tesis, cuya guía y dedicación fueron cruciales para el desarrollo de este trabajo. A Midasoft S.A.S. por su invaluable apoyo al proporcionarme las licencias de los softwares requeridos para esta tesis.

Resumen

La presente tesis se enfocó en evaluar de qué manera el fenómeno de interacción suelo-estructura (ISE) condiciona el comportamiento sísmico del Bloque I (conformado por un sótano y ocho niveles) perteneciente a la Universidad Tecnológica de los Andes en la localidad de Abancay. Mediante un enfoque cuantitativo y explicativo, se compararon modelos de base rígida (M1, M2) con modelos de ISE mediante métodos de subestructura (M3A) y directo (M3B) en condiciones de suelo S1, S2 y S3.

Los hallazgos, validados mediante la prueba de Wilcoxon, revelan que la ISE alarga significativamente los periodos de vibración ($p=0.008$), con incrementos de hasta 121.3% (1.52 s) en suelos blandos (S3). Respecto a las fuerzas internas, el método de subestructura redujo la cortante basal hasta un 7.65% ($p=0.028$), mientras que el método directo registró aumentos de hasta 33.32% en comparación con el modelo rígido.

Se detectó una subestimación crítica de la deformación en modelos convencionales; en suelos S3, los desplazamientos máximos aumentaron un 1277.3% en la dirección Y bajo el modelo M3B ($p=0.028$). Asimismo, el análisis estadístico confirmó que solo el método directo captura incrementos críticos en las derivas ($p=0.043$), las cuales alcanzaron 32.8‰ en suelo S3, invalidando el límite normativo de 0.007 (7‰) reportado por modelos de base fija.

Se concluye que la inclusión de la ISE es indispensable para obtener estimaciones realistas y seguras, ya que omitirla en suelos deformables subestima peligrosamente la flexibilidad y vulnerabilidad de la edificación.

Palabras Clave: interacción suelo-estructura, respuesta sísmica, edificio de concreto armado, método de elementos finitos, condiciones de suelo

Abstract

This thesis evaluated the influence of soil-structure interaction (SSI) on the seismic response of Block I (eight floors and a basement) at the Universidad Tecnológica de los Andes in Abancay. Using a quantitative and explanatory approach, fixed-base models (M1, M2) were compared with SSI models using substructure (M3A) and direct (M3B) methods under S1, S2, and S3 soil conditions.

The findings, validated through the Wilcoxon signed-rank test, reveal that SSI significantly elongates vibration periods ($p=0.008$), with increases of up to 121.3% (1.52 s) in soft soils (S3). Regarding internal forces, the substructure method reduced the base shear by up to 7.65% ($p=0.028$), while the direct method recorded increases of up to 33.32% compared to the rigid model.

A critical underestimation of deformation was detected in conventional models; in S3 soils, maximum displacements increased by 1277.3% in the Y direction under the M3B model ($p=0.028$). Furthermore, statistical analysis confirmed that only the direct method captures critical increases in story drifts ($p=0.043$), which reached 32.8‰ in S3 soil, invalidating the 0.007 (7‰) regulatory limit reported by fixed-base models.

It is concluded that the inclusion of SSI is indispensable for obtaining realistic and safe structural estimations, as omitting it in deformable soils dangerously underestimates the flexibility and vulnerability of the building.

Keywords: soil-structure interaction, seismic response, reinforced concrete building, finite element method, soil conditions

Índice General

Portada	i
Acta de Sustentación	ii
Reporte de Similitud.....	iii
Metadatos	iv
Dedicatoria	v
Agradecimiento.....	vi
Resumen	vii
Abstract	viii
Índice General.....	ix
Índice de Tablas.....	xii
Índice de Figuras	xiv
Índice de Anexos	17
I. Introducción.....	18
II. Planteamiento del Problema	19
2.1. Descripción y Formulación del Problema.....	19
2.2. Objetivos	21
2.2.1. Objetivo General	21
2.2.2. Objetivos Específicos.....	21
2.3. Justificación e Importancia	22
2.4. Hipótesis.....	23
2.5. Operacionalización de Variables.....	23

III.	Marco Teórico	25
	3.1. Antecedentes de Investigación	25
	3.2. Bases Teóricas.....	28
	3.2.1. Interacción Suelo-Estructura (ISE)	28
	3.2.2. Respuesta Sísmica.....	50
	3.3. Definición de Términos.....	53
IV.	Metodología	55
	4.1. Tipo y Nivel de Investigación	55
	4.2. Ámbito Temporal y Espacial	56
	4.3. Población y Muestra.....	56
	4.4. Instrumentos	56
	4.4.1. Software de Simulación	56
	4.4.2. Norma E.030 Diseño Sismorresistente	57
	4.4.3. Relaciones Empíricas	57
	4.4.4. Hojas de Cálculo	57
	4.4.5. Software de Análisis Estadístico (IBM SPSS Statistics)	57
	4.5. Procedimientos.....	58
	4.5.1. Definición del Caso de Estudio.....	58
	4.5.2. Descripción de los Modelos de ISE	64
	4.5.3. Obtención de Datos Geotécnicos	68
	4.5.4. Cálculo de rigidez traslacional y rotacional	70
	4.5.5. Modelado Numérico en Midas Gen	75

4.5.6. Modelado Numérico en Midas GTS NX	80
4.5.7. Análisis sísmico	85
4.5.8. Técnicas de Procesamiento y Análisis de Datos	88
4.6. Consideraciones Éticas.....	89
V. Resultados y Discusión.....	90
5.1. Resultados	90
5.1.1. Cumplimiento de Exigencias de Norma E.030 Diseño Sismorresistente	90
5.1.2. Periodos de Vibración	99
5.1.3. Cortante	102
5.1.4. Desplazamientos	108
5.1.5. Derivas	117
5.2. Discusión de Resultados	126
5.2.1. Validación Estadística de la Respuesta Sísmica	126
VI. Conclusiones	136
VII. Recomendaciones	137
VIII. Referencias.....	138
Anexos.....	144

Índice de Tablas

Tabla 1 Operacionalización de variables.....	24
Tabla 2 Clasificación de sitio según la norma ASCE/SEI 7-16	34
Tabla 3 Clasificación de los perfiles de suelo	35
Tabla 4 Variación del módulo de corte (G/G) según el espectro de diseño	36
Tabla 5 Límites para la distorsión del entrepiso.....	51
Tabla 6 Valores V_s determinados	68
Tabla 7 Parámetros típicos recomendados	68
Tabla 8 Valores G_o calculados	69
Tabla 9 Valores de aceleración pico $S_d/2.5$	69
Tabla 10 Valores de módulo de corte efectivo (G) y módulo de elasticidad (E).....	70
Tabla 11 Dimensiones de la cimentación	70
Tabla 12 Parámetros básicos del perfil de suelo S1	71
Tabla 13 Rigidez y amortiguamiento del sótano en suelo S1	71
Tabla 14 Distribución de resortes y amortiguadores del sótano en suelo S1	71
Tabla 15 Rigidez y amortiguamiento de la Zapata Z-1 en suelo S1	72
Tabla 16 Parámetros básicos del perfil de suelo S2	72
Tabla 17 Rigidez y amortiguamiento del sótano en suelos S2	72
Tabla 18 Distribución de resortes y amortiguadores del sótano en suelo S2	73
Tabla 19 Rigidez y amortiguamiento de la Zapata Z-1 en suelo S2.....	73
Tabla 20 Parámetros básicos del perfil de suelo S3	73
Tabla 21 Rigidez y amortiguamiento del sótano en suelos S3	74
Tabla 22 Distribución de resortes y amortiguadores del sótano en suelo S3	74
Tabla 23 Rigidez y amortiguamiento de la Zapata Z-1 en suelo S3.....	74
Tabla 24 Parámetros sísmicos del modelo M1 y suelo 2 (MIS2)	90

Tabla 25 Verificación de desplazamientos y derivas máximos en la dirección X.....	91
Tabla 26 Verificación de desplazamiento y derivas máximos en la dirección Y.....	92
Tabla 27 Verificación de Irregularidad de rigidez lateral en la dirección X.....	93
Tabla 28 Verificación de Irregularidad de rigidez lateral en la dirección Y.....	94
Tabla 29 Verificación de irregularidad por torsión en la dirección X.....	95
Tabla 30 Verificación de irregularidad por torsión en la dirección Y.....	96
Tabla 31 Verificación de masa o peso en ambas direcciones.....	97
Tabla 32 Verificación del sistema estructural en ambas direcciones.....	98
Tabla 33 Verificación de la cortante mínima y factor de amplificación sísmicas.....	99
Tabla 34 Modos y periodos de vibración del modelo M1.....	99
Tabla 35 Modos y periodos de vibración del modelo M2.....	100
Tabla 36 Modos y periodos de vibración del modelo M3A.....	100
Tabla 37 Modos y periodos de vibración del modelo M3B.....	100
Tabla 38 Cortantes por nivel para el suelo S1 en ambas direcciones.....	102
Tabla 39 Cortantes por nivel para el suelo S2 en ambas direcciones.....	104
Tabla 40 Cortantes por nivel para el suelo S3 en ambas direcciones.....	106
Tabla 41 Desplazamientos inelásticos para el suelo S1 en ambas direcciones.....	108
Tabla 42 Desplazamientos inelásticos para el suelo S2 en ambas direcciones.....	111
Tabla 43 Desplazamientos inelásticos para el suelo S3 en ambas direcciones.....	114
Tabla 44 Derivas inelásticas para el suelo S1 en ambas direcciones.....	117
Tabla 45 Derivas inelásticas para el suelo S2 en ambas direcciones.....	120
Tabla 46 Derivas inelásticas para el suelo S3 en ambas direcciones.....	123
Tabla 47 Análisis estadístico de Wilcoxon para periodos de vibración e ISE.....	127
Tabla 48 Análisis estadístico de Wilcoxon para cortantes basal e ISE.....	129
Tabla 49 Análisis estadístico de Wilcoxon para desplazamientos máximos e ISE.....	131

Tabla 50 <i>Análisis estadístico de Wilcoxon para derivas máximas e ISE</i>	133
---	-----

Índice de Figuras

Figura 1 <i>Tipos de modelado de ISE según los enfoques</i>	29
Figura 2 <i>Interacción cinemática e inercial ante movimientos a campo libre</i>	30
Figura 3 <i>Influencia del área en planta en la respuesta estructural del edificio</i>	31
Figura 4 <i>Comparativa de edificio con sótano y edificio con cimentación superficial</i>	31
Figura 5 <i>Efecto de la flexibilidad del suelo en desplazamientos y periodos</i>	32
Figura 6 <i>Respuesta estructural según rigidez de la cimentación</i>	33
Figura 7 <i>Respuesta estructural ante cimentaciones de baja rigidez</i>	33
Figura 8 <i>Tres métodos para enfoques de modelado de cimentaciones con resortes</i>	37
Figura 9 <i>Definiciones y orientaciones de dimensiones y ejes</i>	38
Figura 10 <i>Parámetros que influyen en los factores de modificación</i>	39
Figura 11 <i>Distribución de resortes en los nodos de la fundación</i>	45
Figura 12 <i>Representación de un análisis directo de la interacción suelo-estructura</i>	46
Figura 13 <i>Discretización de una estructura plana en elementos triangulares</i>	47
Figura 14 <i>Relación tensión-deformación elástico lineal-plástico ideal</i>	48
Figura 15 <i>Representación del criterio Mohr-Coulomb en espacio de esfuerzos</i>	49
Figura 16 <i>Plano en planta de la fundación del edificio</i>	60
Figura 17 <i>Plano en planta del entrepiso típico del edificio</i>	61
Figura 18 <i>Plano en sección longitudinal del edificio</i>	62
Figura 19 <i>Plano en sección transversal del edificio</i>	63
Figura 20 <i>Visualización 3D y sección transversal del modelo M1</i>	64
Figura 21 <i>Visualización 3D y sección transversal del modelo M2</i>	65
Figura 22 <i>Visualización 3D y sección transversal del modelo M3A</i>	66
Figura 23 <i>Visualización 3D y sección transversal del modelo M3B</i>	67

Figura 24	<i>Definición de parámetros del concreto en Midas Gen</i>	75
Figura 25	<i>Propiedades de secciones estructurales en Midas Gen</i>	75
Figura 26	<i>Modelado geométrico del Bloque I en Midas Gen</i>	76
Figura 27	<i>Modelado de cargas sísmicas según Norma E.030</i>	76
Figura 28	<i>Asignación automática de carga de peso propio en Midas Gen</i>	77
Figura 29	<i>Aplicación de cargas distribuidas (muerta y viva) en Midas Gen</i>	77
Figura 30	<i>Asignación de masas sísmicas en Midas Gen</i>	78
Figura 31	<i>Definición de espectro de diseño en Midas Gen</i>	78
Figura 32	<i>Definición de apoyos fijos en la base en Midas Gen</i>	79
Figura 33	<i>Asignación de apoyos tipo "Point Spring" en Midas Gen</i>	79
Figura 34	<i>Verificación del modelo en Midas Gen</i>	80
Figura 35	<i>Importación del modelo de Midas Gen a Midas GTS NX</i>	80
Figura 36	<i>Generación del modelo del Suelo en Midas GTS NX</i>	81
Figura 37	<i>Control del enmallado en Midas GTS NX</i>	81
Figura 38	<i>Generación de elementos finitos en Midas GTS NX</i>	82
Figura 39	<i>Asignación de propiedades del suelo en Midas GTS NX</i>	82
Figura 40	<i>Definición de condiciones de contorno fijas en Midas GTS NX</i>	83
Figura 41	<i>Modelado de la interfaz suelo-estructura GTS NX</i>	83
Figura 42	<i>Generación de masas equivalentes en midas GTS NX</i>	84
Figura 43	<i>Definición de casos de análisis Midas GTS NX</i>	84
Figura 44	<i>Validación del modelo numérico en Midas GTS NX</i>	85
Figura 45	<i>Espectro de pseudo-aceleraciones elástico</i>	86
Figura 46	<i>Espectro de diseño inelástico en la dirección X</i>	86
Figura 47	<i>Espectro de diseño inelástico en la dirección Y</i>	87
Figura 48	<i>Comparación del periodo de vibración en la dirección X</i>	101

Figura 49 <i>Comparación del periodo de vibración en la dirección Y</i>	101
Figura 50 <i>Cortantes por nivel para el suelo S1 en la dirección X</i>	103
Figura 51 <i>Cortantes por nivel para el suelo S1 en la dirección Y</i>	103
Figura 52 <i>Cortantes por nivel para el suelo S2 en la dirección X</i>	105
Figura 53 <i>Cortantes por nivel para el suelo S2 en la dirección Y</i>	105
Figura 54 <i>Cortantes por nivel para el suelo S3 en la dirección X</i>	107
Figura 55 <i>Cortantes por nivel para el suelo S3 en la dirección Y</i>	107
Figura 56 <i>Desplazamientos inelásticos para el suelo S1 en la dirección X</i>	109
Figura 57 <i>Desplazamientos inelásticos para el suelo S1 en la dirección Y</i>	110
Figura 58 <i>Desplazamientos inelásticos para el suelo S2 en la dirección X</i>	112
Figura 59 <i>Desplazamientos inelásticos para el suelo S2 en la dirección Y</i>	113
Figura 60 <i>Desplazamientos inelásticos para el suelo S3 en la dirección x</i>	115
Figura 61 <i>Desplazamientos inelásticos para el suelo S3 en la dirección Y</i>	116
Figura 62 <i>Derivas inelásticas para el suelo S1 en la dirección X</i>	118
Figura 63 <i>Derivas inelásticas para el suelo S1 en la dirección Y</i>	119
Figura 64 <i>Derivas inelásticas para el suelo S2 en la dirección X</i>	121
Figura 65 <i>Derivas inelásticas para el suelo S2 en la dirección Y</i>	122
Figura 66 <i>Derivas inelásticas para el suelo S3 en la dirección X</i>	124
Figura 67 <i>Derivas inelásticas para el suelo S3 en la dirección Y</i>	125
Figura 68 <i>Comparación de los periodos de vibración según el modelo de ISE</i>	128
Figura 69 <i>Comparación de cortantes en la base según el modelo de ISE</i>	130
Figura 70 <i>Comparación de desplazamientos máximos según el modelo de ISE</i>	132
Figura 71 <i>Comparación de derivas máximas según el modelo de ISE</i>	134

Índice de Anexos

Anexo 1. Matriz de consistencia	145
Anexo 2. Diagrama de flujo del análisis estructural con ISE.....	146
Anexo 3. Acuerdo de uso y confidencialidad de Licencia de Tesis Midas	149
Anexo 4. Planos estructurales del edificio.....	155

I. Introducción

Dentro de contextos geográficos de elevada sismicidad, tales como el Perú, un reto fundamental para la ingeniería es comprender que las edificaciones y el suelo operan como un sistema dinámico interconectado, lo que se define como Interacción Suelo-Estructura (ISE). Según Calderín et al. (2020), la ISE es la respuesta dinámica de un edificio vinculada al comportamiento cinemático e inercial del suelo, por lo que su consideración es indispensable para un diseño estructural seguro que no subestime la capacidad de carga. Factores como el tipo de suelo y la configuración propia del diseño pueden cambiar drásticamente el impacto de la ISE (Ebadi, 2024).

En la práctica, la inclusión de la ISE aumenta el período de vibración y el coeficiente de amortiguación, lo que genera oscilaciones en los edificios y puede dar lugar a un aumento en los desplazamientos (Kermani et al., 2020, p. 2231). La consideración de la ISE no solo aumenta la capacidad sísmica estimada en un 50% comparado con modelos rígidos (Zhang et al., 2019), sino que facilita la maximización del desempeño de los materiales y la anticipación de mecanismos de disipación de energía efectivos (Chaparro et al., 2021).

Esta tesis busca evaluar la influencia de la ISE del Bloque I del pabellón de aulas inteligentes de la Universidad Tecnológica de los Andes ubicado en Abancay, en parámetros estructurales clave (períodos de vibración, cortante, desplazamiento lateral y deriva). La metodología incluye la simulación numérica avanzada para comparar modelos de base rígida (M1 y M2) con enfoques que incluyen la ISE, como el Método de Subestructura (M3A) y el Método Directo por Elementos Finitos (M3B). La evaluación de los resultados numéricos bajo diferentes condiciones de suelo (S1, S2 y S3) es indispensable para obtener estimaciones más realistas y seguras.

II. Planteamiento del Problema

2.1. Descripción y Formulación del Problema

A pesar de la robusta evidencia científica sobre la ISE, la práctica profesional de la ingeniería civil persiste en la paradoja de la base rígida. En la práctica del diseño estructural sigue siendo habitual idealizar las edificaciones como si estuvieran cimentadas sobre bases completamente fijas o empotradas (Halmat et al., 2020). Al adoptar esta simplificación por comodidad de modelación o por ausencia de información geotécnica detallada, se termina ignorando la geometría real de las cimentaciones y la flexibilidad del terreno, asumiendo una rigidez que el sistema suelo–estructura no posee (Farazmand et al., 2023).

Esta brecha entre el conocimiento teórico y su aplicación práctica incrementa la probabilidad de subestimar la demanda sísmica que actúa sobre las estructuras, especialmente en escenarios de fuerte amenaza sísmica, como lo evidencian desastres de gran escala, por ejemplo según el CNN (2019) el terremoto de magnitud 9,0 ocurrido en Japón en 2011, que dejó más de 15 000 fallecidos y cerca de un millón de edificaciones dañadas.

En el Perú, esta problemática se agrava por un vacío normativo, la norma E.030 no proporciona guías técnicas precisas para la incorporación de la ISE en el diseño cotidiano. En la práctica profesional, la mayor parte de edificaciones se sigue modelando bajo el supuesto de base rígida, pese a que el país ya ha experimentado sismos severos que han puesto en evidencia la vulnerabilidad de las edificaciones. El terremoto de Pisco de 2007, de magnitud 8,0, ocasionó más de 500 fallecidos y alrededor de 200 000 viviendas dañadas (Bambarén y Alatrística, 2009), mostrando que una proporción importante de las construcciones no logró responder adecuadamente frente a la demanda sísmica esperada para nuestra realidad. Esta situación sugiere que, además de las deficiencias constructivas

y del control de calidad, la forma simplificada en que se representa o se omite la interacción suelo–estructura en los modelos de diseño podría estar contribuyendo a una evaluación incompleta de la seguridad estructural.

En el contexto específico de Abancay, el riesgo es crítico debido a la presencia de suelos heterogéneos y una alta vulnerabilidad en el crecimiento urbano vertical. Aunque no se han registrado recientemente terremotos de gran magnitud, la existencia de eventos históricos en la década de 1960 y sismos moderados como el ocurrido en enero de 2023 (Newsroom Infobae, 2023) confirman que el peligro sísmico se mantiene vigente y que el silencio sísmico no puede interpretarse como ausencia de riesgo. A esta amenaza se suma que aproximadamente el 42% de las viviendas en Apurímac presenta deficiencias constructivas (Instituto Nacional de Estadística e Informática [INEI], 2018) y que, específicamente en Abancay, cerca del 18% de las edificaciones muestra un nivel de vulnerabilidad tan elevado que requiere intervenciones urgentes (Carrasco, 2022).

Bajo este escenario de vulnerabilidad técnica y normativa, surge la necesidad crítica de evaluar infraestructuras de gran envergadura en la ciudad, como es el caso del Bloque I de la Universidad Tecnológica de los Andes. A pesar de la existencia de metodologías avanzadas de modelación numérica, persiste la incertidumbre sobre la magnitud exacta en que la flexibilidad de los suelos tipo S1, S2 y S3 altera la respuesta dinámica de estas edificaciones en Abancay. Existe, por tanto, un vacío de información local que valide si los modelos de base rígida (M1) son suficientes o si, por el contrario, representan un riesgo estructural frente a los modelos de ISE por el enfoque de subestructura y enfoque directo (M3A y M3B). La ausencia de una caracterización precisa de estos efectos impide optimizar el diseño sísmico y garantizar la resiliencia de las edificaciones institucionales ante un evento telúrico de gran magnitud.

Problema General

¿Cuál es la influencia de la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica de un edificio de concreto armado sometido a diferentes condiciones de suelo en Abancay, 2023?

Problemas Específicos

- a. ¿En qué medida el análisis sísmico estático del modelo convencional (M1) permite verificar los requisitos de cumplimiento de la norma E.030 y establecer los parámetros sísmicos de referencia?
- b. ¿Cuál es la magnitud del incremento en los periodos de vibración, la cortante basal, los desplazamientos laterales y las derivas al comparar el modelo de base rígida frente a los modelos de interacción suelo-estructura en cada tipo de suelo?
- c. ¿Cuál es el nivel de significancia estadística de las variaciones obtenidas en la respuesta sísmica del edificio, según la prueba de Wilcoxon, para establecer la validez inferencial de los modelos de interacción suelo-estructura en función del tipo de suelo?

2.2. Objetivos

2.2.1. Objetivo General

Evaluar la influencia de la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica de un edificio de concreto armado sometido a diferentes condiciones de suelo en Abancay, 2023.

2.2.2. Objetivos Específicos

- a. Verificar los requisitos de cumplimiento de la norma E.030 y definir los parámetros sísmicos de referencia mediante un análisis estático del modelo convencional M1.

- b. Determinar el incremento de los periodos de vibración, la cortante basal, desplazamientos laterales y las derivas mediante un análisis modal espectral, comparando el modelo de base rígida frente a los modelos de interacción suelo-estructura en cada tipo de suelo.
- c. Evaluar la significancia estadística de las variaciones obtenidas en la respuesta sísmica del edificio a través de la prueba de Wilcoxon, para establecer la validez inferencial de los modelos de interacción suelo-estructura según el tipo de suelo.

2.3. Justificación e Importancia

La tesis se justifica teóricamente al contrastar la validez de los modelos de base rígida frente a enfoques avanzados de ISE (M3A y M3B), aportando conocimiento crítico sobre la transferencia de energía sísmica en sistemas acoplados. Técnicamente, aborda la incertidumbre en el cálculo de derivas y periodos para el Bloque I de la UTEA, proponiendo una metodología de simulación numérica que optimiza la precisión del diseño estructural en diversos perfiles estratigráficos (S1, S2 y S3). Socialmente, garantiza la resiliencia de la infraestructura y protege la integridad de los ocupantes al mitigar el riesgo de subestimación de la demanda sísmica real.

Esta tesis es un referente técnico pionero en Apurímac al proporcionar evidencia científica que cuestiona la suficiencia normativa de la base rígida en condiciones de suelos variables. Su trascendencia radica en ofrecer un marco metodológico validado estadísticamente, mediante la prueba de Wilcoxon, que permite a los profesionales evolucionar hacia un diseño sísmico basado en el desempeño integral. Al cerrar la brecha entre la teoría y la práctica ingenieril local, contribuye directamente a la reducción de la vulnerabilidad urbana en Abancay.

2.4. Hipótesis

Hipótesis General

-) **Hipótesis Alterna (H₁).** La incorporación de la interacción suelo-estructura (ISE) altera significativamente la respuesta sísmica del Bloque I en comparación con el modelo de base rígida, variando el tipo de suelo.
-) **Hipótesis Nula (H₀).** La incorporación de la interacción suelo-estructura (ISE) no genera cambios significativos en la respuesta sísmica del Bloque I, manteniéndose valores similares a los del modelo de base rígida independientemente del tipo de suelo.

Hipótesis Específicas

-) Hipótesis Específica 1 (H_{e1}). El modelo convencional M1 bajo análisis estático permite establecer parámetros sísmicos de referencia que cumplen con los límites de la norma E.030, sirviendo como línea base para identificar las subestimaciones de un modelo rígido.
-) Hipótesis Específica 2 (H_{e2}). Los modelos de interacción suelo-estructura (M3A y M3B) incrementan significativamente los periodos de vibración, desplazamientos y derivas, y reducen la cortante basal en comparación con el modelo M1, acentuándose estos efectos en suelos de perfil blando (S3).
-) Hipótesis Específica 3 (H_{e3}). Existe una diferencia estadísticamente significativa ($p < 0.05$) entre los resultados del modelo de base rígida y los modelos de interacción suelo-estructura según la prueba de Wilcoxon, lo que otorga validez inferencial al uso de modelos flexibles según el tipo de suelo.

2.5. Operacionalización de Variables

Variables Independientes. Interacción suelo-estructura.

Variable Dependiente. Respuesta sísmica.

Tabla 1

Operacionalización de variables

Variables	Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores	Unidad	Instrumento
Variable Independiente. Interacción suelo-estructura (ISE)						
Interacción suelo-estructura	“Es un fenómeno que considera la respuesta de una edificación a través de su comportamiento cinemático e inercial ante sollicitaciones dinámicas” (Calderín et al., 2020)	Evaluación del comportamiento estructural mediante modelado numérico comparativo entre base rígida y modelos con flexibilidad de apoyo (métodos de subestructura y directo), variando las propiedades mecánicas del suelo.	Propiedades dinámicas del suelo	Velocidad de onda de corte (Vs)	m/seg	Norma E.030 (para clasificación del suelo y Vs) y relaciones empíricas
				Módulo de corte (G)	Tonf/m ²	
				Módulo de elasticidad (E)	Tonf/m ²	
				Peso específico ()	Tonf/m ³	
				Coefficiente de poisson (v)	Adimensional	
			Angulo de fricción ()	Grados	Fórmulas teóricas de Pais y Kausel	
			Cohesión (c)	Tonf/m ²		
			Rigidez traslacional (Kx, Ky, Kz)	tonf/m		
			Rigidez rotacional (Krx, Kry, Krz)	Tonf*m/rad		
			Amortiguamiento traslacional (Cx, Cy, Cz)	Tonf*seg/m		
Amortiguamiento rotacional (Crx, Cry, Crz)	Tonf*m*seg/rad	Software Midas GTS NX (Algoritmo MEF)				
ISE con el enfoque directo	Respuesta no lineal del suelo, esfuerzos efectivos y deformaciones del terreno.		Razón			
Variable Dependiente. Respuesta sísmica del edificio de concreto armado						
Respuesta sísmica	“La respuesta sísmica de un edificio depende tanto de las propiedades mecánicas y dinámicas del edificio como de las características del suelo en el que se encuentra” (Kassimali, 2015)	Medición de la variación de los parámetros dinámicos y estructurales de un edificio de concreto armado al ser sometido a un análisis dinámico modal espectral bajo los efectos de la ISE.	Periodos naturales	Periodos naturales	seg	Software Midas Gen y Midas GTS NX Norma E.030. Fichas de recolección de datos.
			Cortante basal	Cortante basal	Tonf	
			Desplazamientos laterales	Desplazamientos laterales	mm	
			Derivas	Derivas	%	

Nota. La tabla muestra la operacionalización de las variables clave de esta tesis. Elaboración Propia.

III. Marco Teórico

3.1. Antecedentes de Investigación

Hasan (2021), en su tesis de maestría titulado “Seismic soil-structure-interaction of a tall building on pile - raft foundation in Dhaka city”, tuvo como **objetivo** estudiar los efectos de la interacción sísmica suelo-pilote-estructura (SSPSI) mediante análisis dinámico no lineal. La **metodología** empleó el software Midas GTS NX para realizar un modelado por elementos finitos, comparando un modelo de base rígida frente a un modelo de base flexible sobre perfiles de suelo cohesivos. Los **resultados** determinaron que los desplazamientos laterales y derivas en el modelo flexible se amplificaron entre un 8% y 29% respecto al rígido, mientras que la aceleración pico del suelo (PGA) en la cimentación presentó desviaciones del 40% respecto al espectro normativo. Este estudio **aporta** a la presente tesis la validación del uso de Midas GTS NX para capturar la firma dinámica del edificio, demostrando que omitir la ISE en suelos blandos invalida la precisión de los parámetros de diseño sísmico convencionales.

Morales y Espinosa (2020) en su artículo científico titulada “Influencia de la interacción suelo estructura (ISE) de cimentaciones superficiales en suelos no cohesivos en el comportamiento estructural de una edificación de 8 pisos y un subsuelo”, plantearon como **objetivo** evaluar el impacto de la flexibilidad basal interactuando con suelos no cohesivos. La **metodología** consistió en una comparativa técnica entre el enfoque de base rígida, subestructura mediante funciones de impedancia y análisis directo por elementos finitos no lineales. Los **resultados** indicaron que los periodos fundamentales se incrementaron hasta un 45% con ISE; asimismo, el método directo reportó derivas de 0.024 en la dirección X, excediendo el límite normativo de 0.02. Este estudio **aporta** el sustento científico para la

transición del modelo M1 al M3B, confirmando que el método directo es indispensable para detectar vulnerabilidades críticas que la base rígida oculta.

Farazmand et al. (2023), en su artículo científico titulado “Effects of the Vertical and Horizontal Components of Near-Field Ground Motions on the Seismic Behavior of Buildings Considering Soil-Structure Interaction”, como **objetivo** evaluaron los efectos de las componentes sísmicas en edificios considerando la flexibilidad basal. La **metodología** se centró en análisis dinámicos no lineales tridimensionales en el software OpenSees, contrastando condiciones de base rígida frente a base flexible en suelos de baja competencia. Los **resultados** revelaron que la incorporación de la ISE redujo el cortante basal hasta en un 17.6%, pero generó un incremento drástico en los desplazamientos laterales de hasta un 391%. Este estudio **aporta** evidencia técnica fundamental para discutir los hallazgos de variaciones extremas en desplazamientos, reforzando la tesis de que la ISE puede comprometer severamente la estabilidad global de la edificación.

Saragi et al. (2020), en su artículo científico titulado “Nonlinear dynamic soil structure interaction in adjacent basement”, tuvo como **objetivo** analizar la distribución de presiones laterales dinámicas en muros de sótano. La **metodología** implementó el software Midas GTS NX para ejecutar análisis de sensibilidad considerando condiciones de suelo blando (S3/SE), profundidad de desplante y rigidez estructural. Los **resultados** demostraron que la presión lateral dinámica alcanza su valor máximo en la base del sótano, con un incremento de presión casi lineal en suelos blandos y no lineal en suelos densos. El estudio **aporta** a la presente tesis el fundamento técnico para el modelado de la interfaz suelo-estructura en los modelos M2 y M3B, validando la importancia del confinamiento del suelo sobre los muros del sótano y su influencia en la amplificación del movimiento sísmico en superficie.

Prada y Mateo (2023) en su tesis de pregrado titulada “Influencia de la ISE en la respuesta sísmica de un edificio de oficinas de 6 pisos y 2 sótanos considerando diferentes condiciones de suelo”, tuvieron como **objetivo** cuantificar el impacto del medio de apoyo en los parámetros sismorresistentes. La **metodología** se estructuró en tres casos: edificio empotrado sin sótanos, edificio con sótanos bajo restricciones de muros y un modelo integral mediante elementos finitos representando al suelo como un semiespacio elástico. Los **resultados** revelaron que la inclusión de la ISE produjo un incremento aproximado del 25% en los desplazamientos laterales y una reducción del 20% en las fuerzas cortantes en comparación con el modelo de base rígida convencional. Este trabajo **aporta** una validación directa a la discusión de resultados, pues sus hallazgos en suelos blandos coinciden con la observación de que una base flexible eleva las derivas por encima de los límites normativos.

Rodríguez y Villavicencio (2021), en su tesis de pregrado titulada “Análisis de los efectos de la ISE en la dinámica estructural de un edificio de oficinas de 15 pisos”, plantearon como **objetivo** evaluar la alteración del modelado de la subestructura y las propiedades del suelo en el comportamiento dinámico de edificaciones con sótanos. La **metodología** analizó la estructura bajo tres enfoques: base rígida en superficie, modelo con sótanos integrados empotrados y un modelo integral con ISE mediante elementos finitos sólidos, variando la profundidad de cimentación. Los **resultados** determinaron que, al incorporar la flexibilidad del suelo en los sótanos, los desplazamientos laterales se amplificaron hasta en un 40%, mientras que la cortante basal experimentó variaciones del 25%. Este estudio **aporta** a la presente tesis un sustento crítico para validar los modelos M2 y M3B, demostrando que la omisión de la ISE en niveles subterráneos conduce a una subestimación peligrosa de la flexibilidad real.

3.2. Bases Teóricas

3.2.1. Interacción Suelo-Estructura (ISE)

La respuesta de un edificio se ve afectada por el movimiento del terreno que llega a sus cimientos durante un sismo, y cuando la estructura se asienta en el suelo, modifica la forma en que este reacciona, lo que se conoce como interacción suelo-estructura (ISE) (Federal Emergency Management Agency [FEMA], 2020, p. iii). La American Society of Civil Engineers (ASCE, 2017a) establece que, “al considerar los efectos de la ISE, el modelo analítico de la estructura debe incluir directamente la flexibilidad horizontal, vertical y rotacional de los cimientos y del suelo” (p.197). Por otro lado, Villarreal (2017), define la ISE como “el contacto dinámico entre el suelo y la cimentación, que transfiere el movimiento al edificio, y este tipo de análisis es el más realista al considerar la relación entre el suelo, la cimentación y la superestructura como un sistema interdependiente” (p. 25).

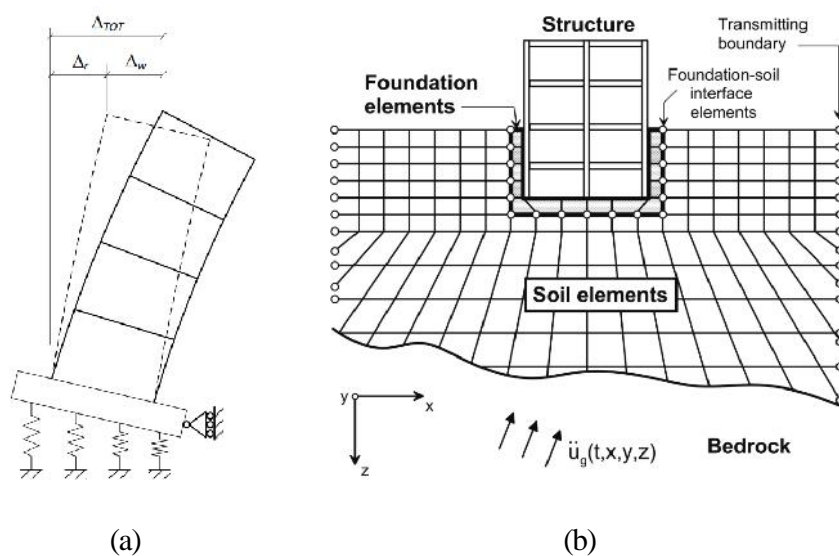
El FEMA (2020) plantea dos enfoques principales para modelar la interacción entre una estructura:

El **enfoque de subestructura** utiliza resortes para representar el suelo, orientados verticalmente para captar las rotaciones de la cimentación, mientras que los resortes horizontales pueden modelar el desplazamiento horizontal de la cimentación

El **enfoque de análisis directo** emplea elementos finitos para modelar tanto el suelo como la estructura, extendiéndose alrededor y debajo del edificio para incluir las propiedades del sitio. En este enfoque, las ondas sísmicas excitan los elementos del suelo, que a su vez afectan el comportamiento de la estructura (pp. 1-1 - 1-2).

Figura 1

Tipos de modelado de ISE según los enfoques



Nota. La figura muestra el enfoque de subestructura (a), tomado de *A Practical Guide to Soil-Structure Interaction* (p. 2-3), por FEMA, 2020; y el enfoque de análisis directo (b), tomado de *Soil-Structure Interaction for Building Structures* (p. 1-4), por NIST, 2012.

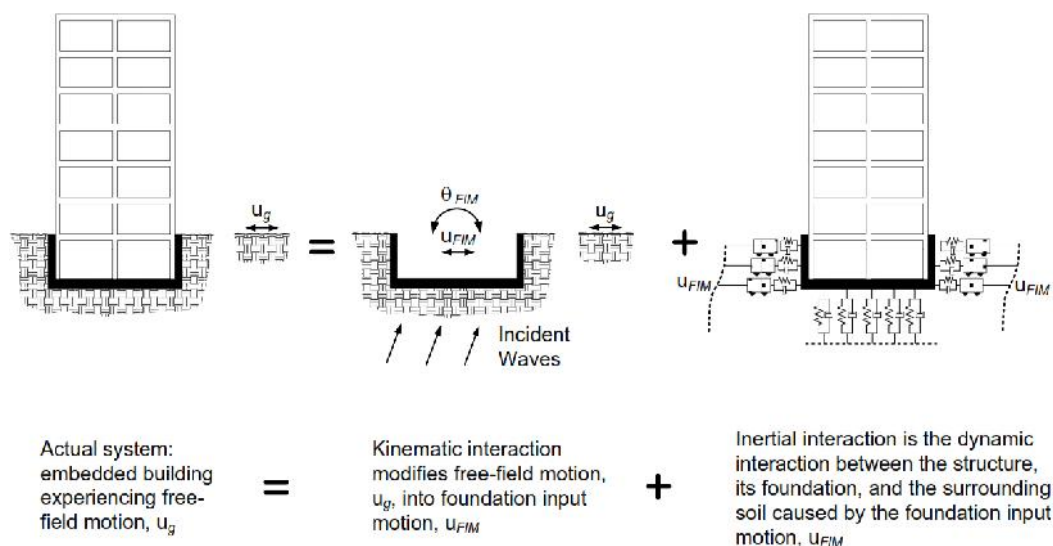
Según el National Institute of Standards and Technology (NIST, 2012), el fenómeno de la ISE se manifiesta mediante dos mecanismos fundamentales:

En primer lugar, la **interacción cinemática**, la cual ocurre cuando la rigidez de la cimentación altera los movimientos de la base respecto al suelo libre, provocando un efecto de suavizado o promediado de las ondas sísmicas bajo la huella de la estructura.

En segundo lugar, la **interacción inercial**, referida a las deformaciones y rotaciones en la base derivadas de las fuerzas dinámicas de la superestructura; este mecanismo constituye una fuente crítica de flexibilidad y disipación de energía en el sistema suelo-estructura.

Figura 2

Interacción cinemática e inercial ante movimientos a campo libre



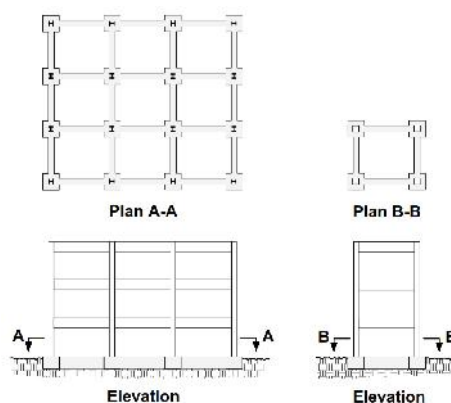
Nota. La figura describe cómo las ondas sísmicas se modifican al encontrarse con la rigidez de la cimentación (interacción cinemática) y cómo la masa de la estructura devuelve energía al suelo (interacción inercial). Tomado de *A Practical Guide to Soil-Structure Interaction* (p. 1-3), por FEMA, 2020, P-2091.

El FEMA (2020) menciona cuatro situaciones en las que la ISE puede cambiar significativamente la respuesta sísmica de un edificio. Al respecto, señala lo siguiente:

a. Dimensiones de la Base del Edificio. Una base más grande ayuda a reducir las fuerzas sísmicas que actúan sobre la estructura, especialmente en movimientos rápidos o de corto período. Esto se debe a que una mayor área de contacto con el suelo permite una mejor distribución de las cargas.

Figura 3

Influencia del área en planta en la respuesta estructural del edificio

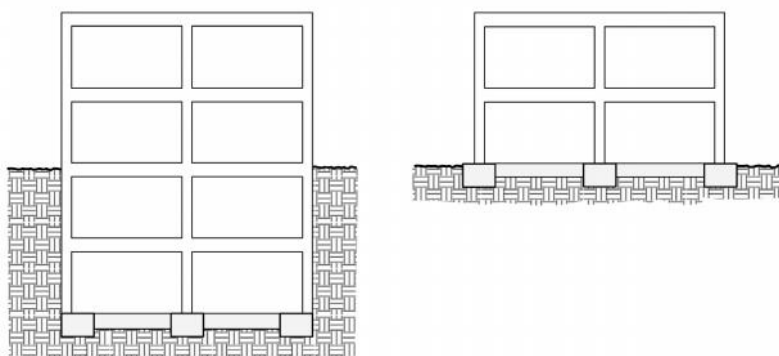


Nota. La figura muestra las diferencias de planta en un edificio. Tomado de *A Practical Guide to Soil-Structure Interaction* (p. 2-1), por FEMA, 2020, P-2091.

b. Profundidad de la Fundación. Cuanto más profunda sea la fundación, menor será la cantidad de fuerzas sísmicas que experimentará el edificio. Esto sucede porque las amplitudes del movimiento del suelo disminuyen a medida que se profundiza en el terreno.

Figura 4

Comparativa de edificio con sótano y edificio con cimentación superficial

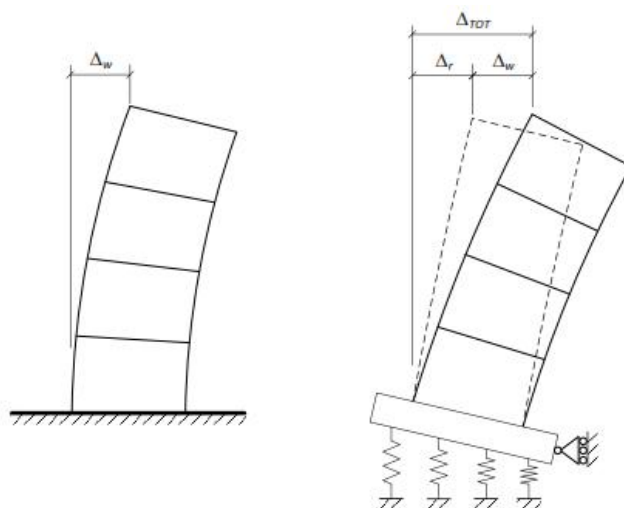


Nota. La figura representa un edificio con sótano y sin sótano. Tomado de *A Practical Guide to Soil-Structure Interaction* (p. 2-2), por FEMA, 2020, P-2091.

c. Rigidez Estructura-Suelo. Cuando una estructura es mucho más rígida que el suelo, puede sufrir movimientos adicionales, como rotaciones y traslaciones, lo que incrementa su período fundamental y afecta las aceleraciones espectrales en el diseño. Este efecto es especialmente evidente en edificios con sistemas de resistencia lateral, como muros de corte, sobre suelos flexibles.

Figura 5

Efecto de la flexibilidad del suelo en desplazamientos y periodos

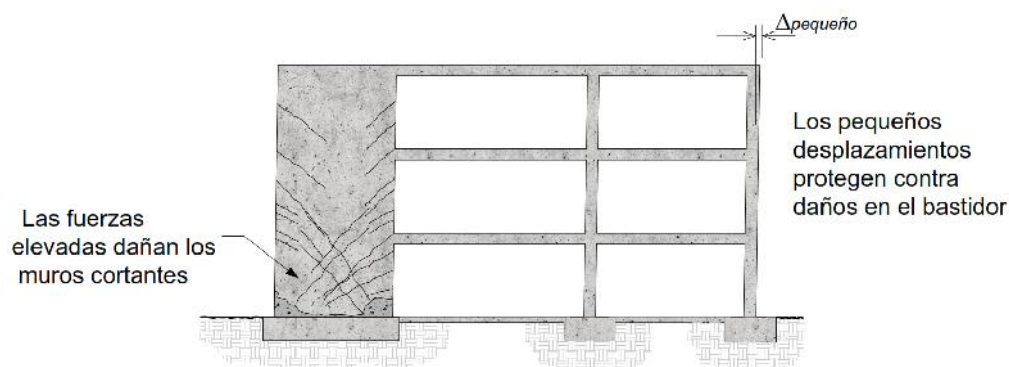


Nota. La figura muestra cómo la flexibilidad del suelo influye en el desplazamiento lateral de la estructura y en su período fundamental de vibración. Tomado de *A Practical Guide to Soil-Structure Interaction* (p. 2-3), por FEMA, 2020, P-2091.

d. Flexibilidad del Suelo. Las estructuras con sistemas de resistencia lateral vertical responden de manera diferente cuando se considera la flexibilidad del suelo. Permitir cierta oscilación en la base permite que los marcos arriostrados se adapten mejor a las demandas sísmicas, reduciendo el riesgo de sobrecargas y fallas. En cambio, un modelo rígido puede generar mayor tensión en los elementos estructurales. (FEMA, 2020, pp. 2-1-2-6)

Figura 6

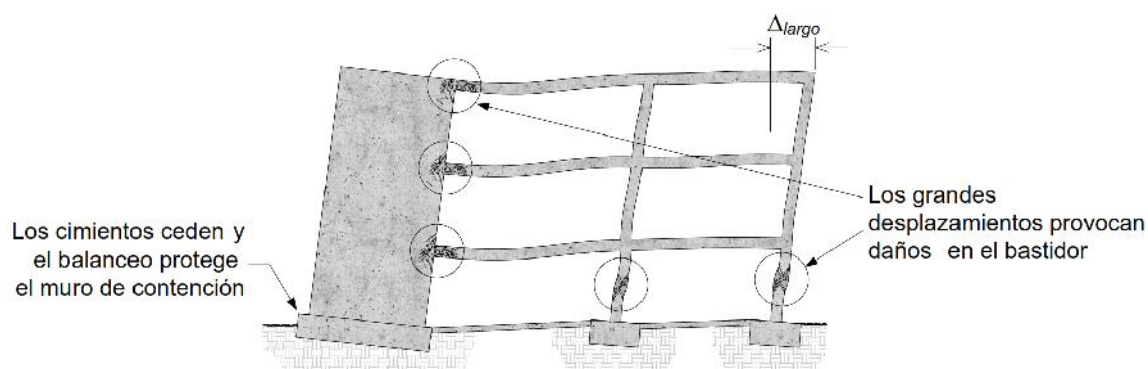
Respuesta estructural según rigidez de la cimentación



Nota. La figura ilustra cómo un cimiento rígido, redirige las fuerzas elevadas principalmente hacia los muros estructurales del edificio. Tomado de *A Practical Guide to Soil-Structure Interaction* (p. 2-6), por FEMA, 2020, P-2091.

Figura 7

Respuesta estructural ante cimentaciones de baja rigidez.



Nota. La figura ilustra como un cimiento flexible provoca que los elementos frame (marcos) absorban una mayor cantidad de los esfuerzos. Tomado de *A Practical Guide to Soil-Structure Interaction* (p. 2-6), por FEMA, 2020, P-2091.

El FEMA (2020) establece un criterio práctico para cuantificar la relevancia de los efectos inerciales de la ISE mediante la denominada relación de rigidez estructura-suelo

$h'/v_s T > 0.1$. Este indicador se fundamenta en tres variables críticas: la altura del edificio (h'), el período fundamental (T) y la velocidad de onda de corte (v_s). Según este estándar, se determina que la influencia de la interacción inercial adquiere una importancia significativa.

3.2.1.1. Propiedades Dinámicas del Suelo. El ASCE (2017a) categoriza los suelos en seis tipos diferentes, utilizando como criterio principal la velocidad de propagación de las ondas de corte (V_s):

Tabla 2

Clasificación de sitio según la norma ASCE/SEI 7-16

Clase de Sitio	V_s
A. Roca dura	>1524 m/s
B. Roca	762-1524 m/s
C. Suelo muy denso	365-762 m/s
D. Suelo Rígido	182-365 m/s
E. Suelo Blando	<182 m/s
F. Requiere EMS	-

Nota. La tabla presenta la clasificación de perfiles de suelo basada en el parámetro de velocidad de propagación de ondas de corte (V_s). Tomado de *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures* (p. 204), por ASCE, 2017^a, SEI 7-16.

En la Norma E.030 clasifica los perfiles de suelo de la siguiente manera:

El **Perfil Tipo S1** se refiere a materiales de soporte con alta rigidez, caracterizados por velocidades de propagación de ondas de corte que oscilan entre 500 m/s y 1500 m/s, como las rocas fracturadas y las arenas muy densas. Por otro lado, el **Perfil Tipo S2** abarca materiales con rigidez intermedia, donde las velocidades de propagación de ondas de corte están entre 180 m/s y 500 m/s, incluyendo arenas densas de grano grueso a medio y suelos cohesivos compactos. Finalmente, el **Perfil Tipo S3** se

relaciona con materiales de baja rigidez, con velocidades de propagación de ondas de corte inferiores a 180 m/s, como arenas finas, gravas arenosas y suelos cohesivos blandos. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [MVCS], 2020b)

Tabla 3

Clasificación de los perfiles de suelo

Perfil	Vs
S ₁	500 m/s a 1500 m/s
S ₂	180 m/s a 500 m/s
S ₃	< 180 m/s

Nota. La tabla presenta los diferentes tipos de perfiles de suelo según la Norma E.030.

Adaptado de la *Norma E0.30 Diseño Sismorresistente* (p. 15), por MVCS, 2020b.

Para calcular la flexibilidad del suelo, además de considerar la geometría de la cimentación, es necesario tener en cuenta ciertas propiedades del suelo. Estas propiedades incluyen la velocidad de onda de corte medida (V_{so}), el módulo de corte efectivo (G) y la relación de Poisson (FEMA, 2020, p. 6-2).

La ASCE (2017b) plantea la ecuación (8-4) para calcular el módulo de corte inicial (G_o) en función del peso unitario del suelo (γ) y la aceleración de la gravedad (g) y la velocidad de onda de corte (V_s) de la siguiente manera:

$$G_o = \frac{\gamma V_s^2}{g} \quad (k/m^2) \quad (1)$$

A partir de esta ecuación el ASCE (2017a) determina el módulo de corte efectivo (G), modificando el módulo de corte a pequeñas deformaciones (G_o) depende a un factor aplicable de la tabla 19.3-2 de ASCE/SEI 7-16.

Tabla 4

Variación del módulo de corte (G/G_0) según el espectro de diseño

Tipo de suelo	Coeficientes G/G_0				
	Aceleración Pico Efectiva SDS/2.5				
	SDS/2.5=0	SDS/2.5=0.10	SDS/2.5=0.40	SDS/2.5	0.80
A	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.95	0.90	0.90
C	1.00	0.95	0.75	0.60	0.60
D	1.00	0.90	0.50	0.10	0.10
E	1.00	0.60	0.05	b	b

Nota. La tabla muestra los coeficientes de reducción del módulo de corte (G/G_0) en función de la demanda sísmica y el tipo de suelo. Tomado de *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures* (p. 200), por ASCE, 2017a, SEI 7-16.

El S_{DS} representa la aceleración pico de un espectro de diseño elástico, considerando un factor de reducción $R=1$ y expresando la aceleración en función de la gravedad (g). Esta relación se puede determinar mediante la siguiente fórmula:

$$S_D = Z \quad (2)$$

El autor Beer et al. (2013), plantea una relación para los materiales que operan dentro del rango elástico. Hay una relación matemática entre el módulo de elasticidad (E), el módulo de corte (G) y el coeficiente de Poisson (ν). Esta relación se expresa mediante la ecuación:

$$E = \frac{G}{2(1 + \nu)} \quad (3)$$

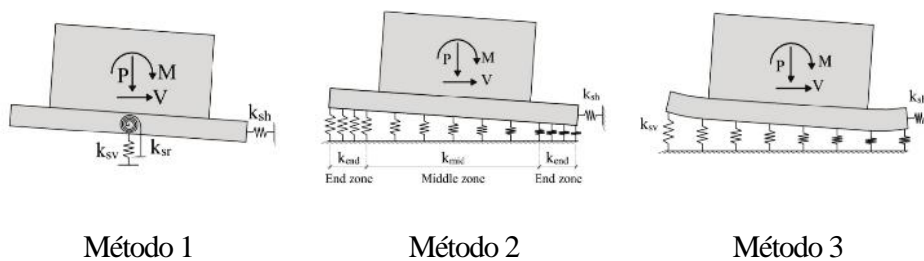
Esta fórmula es útil para conectar estas tres propiedades mecánicas, facilitando así el análisis del comportamiento del material bajo diversas condiciones de carga. (pp. 80-81)

3.2.1.2. ISE con el Enfoque de la Subestructura. Según FEMA (2020) hay 3 métodos para evaluar la flexibilidad de los elementos de la fundación y modelar la conexión estructural mediante resortes que representan el suelo:

-) Fundación rígida/suelo flexible.
-) Fundación flexible/suelo flexible no lineal.
-) Fundación flexible/suelo flexible lineal.

Figura 8

Tres métodos para enfoques de modelado de cimentaciones con resortes



Nota. La figura ilustra la fundación rígida/suelo flexible (método 1), fundación flexible/suelo flexible no lineal (método 2), y fundación flexible/suelo flexible lineal (método 3). Tomado de *A Practical Guide to Soil-Structure Interaction* (p. 6-4), por FEMA, 2020, P-2091.

El **método 1** utiliza resortes puntuales para modelar cada grado de libertad en la base de una fundación, considerando que la fundación es rígida en relación con el suelo. En el **método 2** se definen resortes distribuidos que representan el soporte del suelo como un medio homogéneo discretizado, con un valor uniforme a lo largo de la longitud de la base. Finalmente, el **método 3** también utiliza resortes distribuidos, pero se centra en un modelo lineal del suelo. Se calcula una rigidez que depende del ancho total de la fundación y del coeficiente de Poisson. (FEMA, 2020, p. 6)

Por su parte, el NIST (2012) en la Tabla 2-2a, presenta las ecuaciones similares a la de Pais y Kausel (1988) para calcular **las rigideces estáticas** de cimentaciones en la superficie del suelo.

$$K_{x,s} = \frac{G}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.6} + 2.4 \right] \quad (4)$$

$$K_{y,s} = \frac{G}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.6} + 0.8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right] \quad (5)$$

$$K_{z,s} = \frac{G}{1-\nu} \left[3.1 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.7} + 1.6 \right] \quad (6)$$

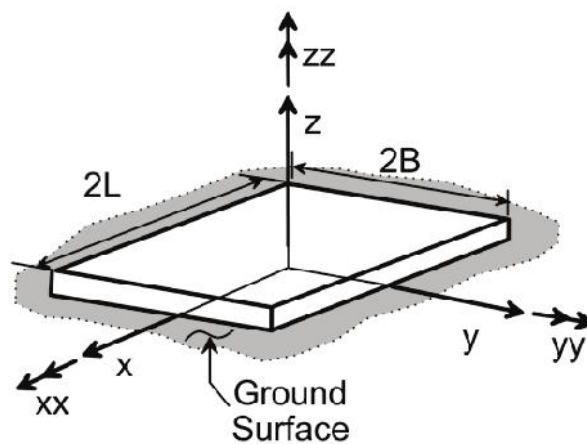
$$K_{x,s} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.2 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right] \quad (7)$$

$$K_{y,s} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.73 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right] \quad (8)$$

$$K_{z,s} = GB^3 \left[4.25 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 4.06 \right] \quad (9)$$

Figura 9

Definiciones y orientaciones de dimensiones y ejes



Nota. La figura ilustra las dimensiones de la cimentación. Adaptado de *Soil-Structure Interaction for Building Structures* (p. 2-11), por NIST, 2012, GCR 12-917-21.

Para ajustar los valores de rigidez según la profundidad de empotramiento de la cimentación, se emplean las fórmulas de corrección detalladas en la Tabla 2-2b.

$$\eta_y = \eta_x = \left[1 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1 + \frac{L}{B}} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right] \quad (10)$$

$$\eta_z = \left[1 + \left(0.25 + \frac{0.25}{\frac{L}{B}} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right] \quad (11)$$

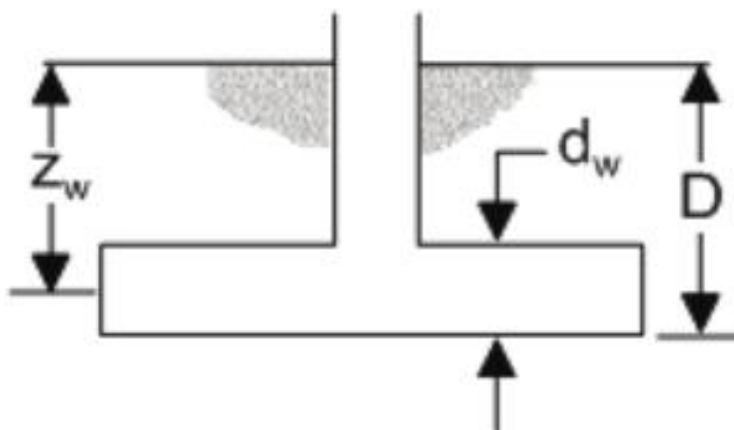
$$\eta_x = \left[1 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + \frac{L}{B}} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right] \quad (12)$$

$$\eta_y = \left[1 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + \left(\frac{L}{B} \right)^4} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right] \quad (13)$$

$$\eta_z = \left[1 + \left(1.3 + \frac{1.32}{\frac{L}{B}} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.9} \right] \quad (14)$$

Figura 10

Parámetros que influyen en los factores de modificación



Nota. La figura presenta las dimensiones clave del empotramiento. Adaptado de *Soil-Structure Interaction for Building Structures* (p. 2-12), por NIST, 2012, GCR 12-917-21.

En la Tabla 2-3a se presentan expresiones para calcular los **factores que modifican la rigidez dinámica** (α_j) y las ratios de amortiguamiento por radiación (β_i) de las ondas, los cuales son considerados en las funciones de impedancia para cimentaciones rígidas ubicadas en la superficie del terreno.

$$\alpha_x = \alpha_y = 1 \quad (15)$$

$$\alpha_z = 1 - \left[\frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{L/B}\right) a_0^2}{\left(\frac{10}{1 + 3\left(\frac{L}{B} - 1\right)}\right) + a_0^2} \right] \quad (16)$$

$$\alpha_x = 1 - \left[\frac{\left(0.55 + 0.01\sqrt{\frac{L}{B} - 1}\right) a_0^2}{\left(2.4 - \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B}\right)^3}\right) + a_0^2} \right] \quad (17)$$

$$\alpha_y = 1 - \left[\frac{0.55 a_0^2}{\left(0.6 + \frac{1.4}{\left(\frac{L}{B}\right)^3}\right) + a_0^2} \right] \quad (18)$$

$$\alpha_z = 1 - \left[\frac{\left(0.33 - 0.03\sqrt{\frac{L}{B} - 1}\right) a_0^2}{\left(\frac{0.8}{1 + 0.33\left(\frac{L}{B} - 1\right)}\right) + a_0^2} \right] \quad (19)$$

$$\omega = \frac{2\pi}{T}; \quad a_0 = \frac{\omega}{V_s} \quad (20)$$

$$\beta_x = \left[\frac{4\left(\frac{L}{B}\right)}{\left(\frac{K_{x,s}}{G}\right)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_x} \right] \quad (21)$$

$$\beta_y = \left[\frac{4 \left(\frac{L}{B}\right)}{\left(\frac{K_{y,s}}{G}\right)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_y} \right] \quad (22)$$

$$\beta_z = \left[\frac{4\psi \left(\frac{L}{B}\right)}{\left(\frac{K_{z,s}}{G}\right)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_z} \right] \quad (23)$$

$$\beta_x = \left[\frac{\left(\frac{4\psi}{3}\right) \left(\frac{L}{B}\right) a_0^2}{\left(\frac{K_{x,s}}{GB^3}\right) \left[\left(2.2 - \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B}\right)^3}\right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_x} \right] \quad (24)$$

$$\beta_y = \left[\frac{\left(\frac{4\psi}{3}\right) \left(\frac{L}{B}\right)^3 a_0^2}{\left(\frac{K_{y,s}}{GB^3}\right) \left[\left(\frac{1.8}{1 + 1.75 \left(\frac{L}{B} - 1\right)}\right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_y} \right] \quad (25)$$

$$\beta_z = \left[\frac{\left(\frac{4}{3}\right) \left[\left(\frac{L}{B}\right)^3 + \left(\frac{L}{B}\right) \right] a_0^2}{\left(\frac{K_{z,s}}{GB^3}\right) \left[\left(\frac{1.4}{1 + 3 \left(\frac{L}{B} - 1\right)^{0.7}}\right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_z} \right] \quad (26)$$

$$\psi = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \leq 2.5 \quad (27)$$

Nota. Orientar los ejes de manera que $L \geq B$

Aplicando las correcciones, los coeficientes dinámicos totales, se calculan con las expresiones:

$$K_x = K_{x,s} \eta_x \alpha_x \quad (28)$$

$$K_y = K_{y,s} \eta_y \alpha_y \quad (29)$$

$$K_z = K_{z,s} \eta_z \alpha_z \quad (30)$$

$$K_x = K_{x,s} \eta_x \alpha_x \quad (31)$$

$$K_y = K_{y,s} \eta_y \alpha_y \quad (32)$$

$$K_z = K_{z,s} \eta_z \alpha_z \quad (33)$$

De manera similar, la Tabla 2-3b ofrece expresiones para calcular los **modificadores de ratios de amortiguamiento por radiación** (β_{ie}) aplicables a cimentaciones empotradas, es decir, aquellas que están fijadas profundamente en el suelo.

$$\beta_{x\epsilon} = \left[\frac{4 \left[\left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right) \left(\psi + \frac{L}{B} \right) \right]}{\left(\frac{K_{x,e}}{G} \right)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_x} \right] \quad (34)$$

$$\beta_{y\epsilon} = \left[\frac{4 \left[\left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right) \left(1 + \frac{\psi}{B} \right) \right]}{\left(\frac{K_{y,e}}{G} \right)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_y} \right] \quad (35)$$

$$\beta_{z\epsilon} = \left[\frac{4 \left[\psi \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right) \left(1 + \frac{L}{B} \right) \right]}{\left(\frac{K_{z,e}}{G} \right)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_z} \right] \quad (36)$$

$$\beta_x = \left[\frac{\left(\frac{4}{3} \right) \left[\left(\frac{D}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right)^3 + \psi \left(\frac{L}{B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \left(\frac{D}{B} \right) \left(\frac{L}{B} \right) + \psi \left(\frac{L}{B} \right) \right] a_0^2}{\left(\frac{K_{x,e}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.8}{1 + 1.75 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2 \right]} \right. \\ \left. + \frac{\left(\frac{4}{3} \right) \left(\psi \frac{L}{B} + 1 \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3}{\left(\frac{K_{x,e}}{GB^3} \right)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_x} \right] \quad (37)$$

$$\beta_y = \frac{\left(\frac{4}{3} \right) \left[\left(\frac{L}{B} \right)^3 \left(\frac{D}{B} \right) + \psi \left(\frac{D}{B} \right)^3 \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \left(\frac{D}{B} \right) \left(\frac{L}{B} \right)^2 + \psi \left(\frac{L}{B} \right)^3 \right] a_0^2}{\left(\frac{K_{y,e}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.8}{1 + 1.75 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2 \right]} \quad (38)$$

$$\beta_z = \frac{\left(\frac{4}{3} \right) \left[3 \left(\frac{L}{B} \right) \left(\frac{D}{B} \right) + \psi \left(\frac{L}{B} \right)^3 \left(\frac{D}{B} \right) + 3 \left(\frac{L}{B} \right)^2 \left(\frac{D}{B} \right) + \psi \left(\frac{D}{B} \right) + \left(\frac{L}{B} \right)^3 + \left(\frac{L}{B} \right) \right] a_0^2}{\left(\frac{K_{z,e}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.4}{1 + 3 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right]} \left[\frac{a_0}{2\alpha_z} \right] \quad (39)$$

Donde: $k_{ie} = K_{i\epsilon} \eta_i$

Finalmente se tiene las expresiones para calcular los coeficientes de amortiguamiento corregidos por el empotramiento.

$$C_x = 2K_x \left(\frac{\beta_x + \beta_{x\epsilon}}{\omega} \right) \quad (40)$$

$$C_y = 2K_y \left(\frac{\beta_y + \beta_{y\epsilon}}{\omega} \right) \quad (41)$$

$$C_z = 2K_z \left(\frac{\beta_z + \beta_{z\epsilon}}{\omega} \right) \quad (42)$$

$$C_x = 2K_x \left(\frac{\beta_x + \beta_x}{\omega} \right) \quad (43)$$

$$C_y = 2K_y \left(\frac{\beta_y + \beta_y}{\omega} \right) \quad (44)$$

$$C_z = 2K_z \left(\frac{\beta_z + \beta_z}{\omega} \right) \quad (45)$$

El NIST (2012) indica que, para representar la presión pasiva en sótanos, se deben calcular las rigideces laterales restando las rigideces base de la rigidez horizontal total (p. 7-14), expresándose de la siguiente forma:

$$K_x = K_x - \alpha_x \quad (46)$$

$$K_y = K_y - \alpha_y \quad (47)$$

Con estas expresiones, se pueden calcular las rigideces laterales en los muros:

$$K_x = K_x - K_x \quad (48)$$

$$K_y = K_y - K_y \quad (49)$$

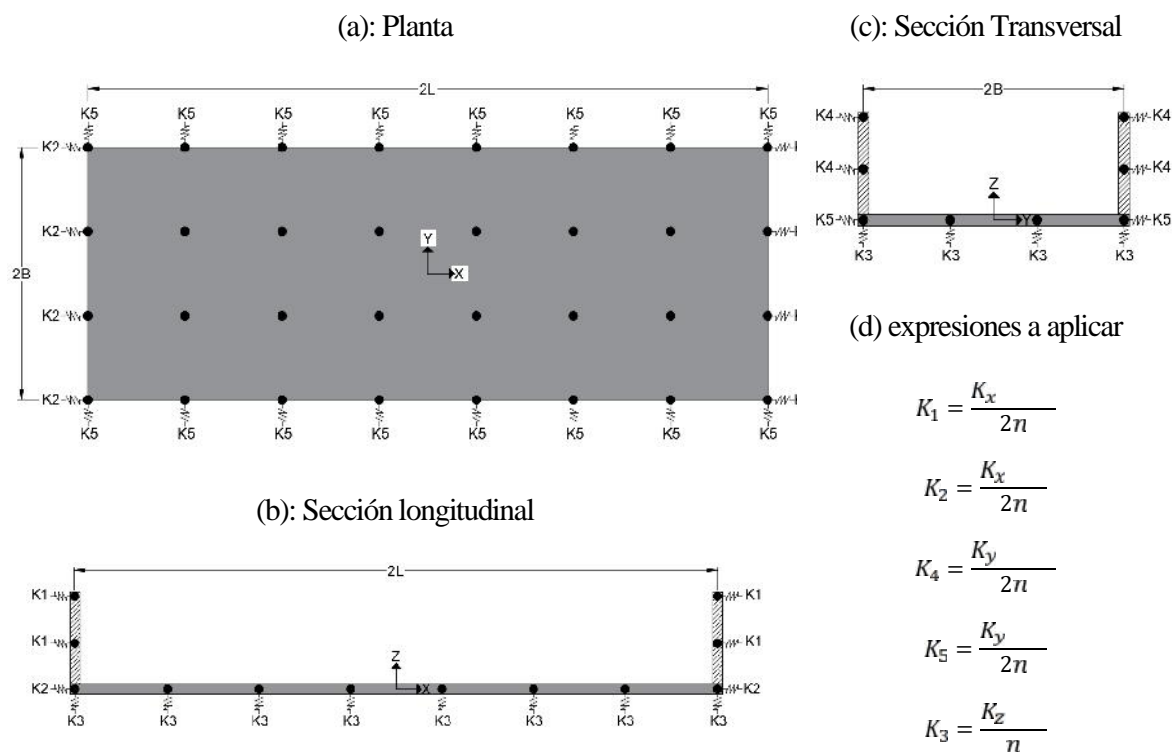
Respecto a la discretización de la rigidez del terreno se establece criterios específicos para la distribución de elementos elásticos en los nodos de la cimentación.

Los resortes y amortiguadores horizontales se asignan a los nodos de los muros del sótano para simular la presión pasiva, y a los nodos de la losa base para representar la resistencia al cortante. La rigidez total, resultante del aporte del cortante basal y el empuje pasivo, se distribuye exclusivamente en el perímetro de la cimentación; por tanto, los nodos interiores no cuentan con soporte lateral directo.

Se debe asignar el 50% de la rigidez horizontal total a cada borde de la base en sus respectivas direcciones de análisis. Esta capacidad se divide en rigidez de base y rigidez de pared. Mientras que la rigidez de pared se reparte equitativamente entre los nodos de los muros del sótano, la rigidez de base se distribuye de forma uniforme a lo largo de cada lado del perímetro de la cimentación. Los resortes calculados K_y y K_x , representan las rigideces de todo el sistema, donde el valor n corresponde a la cantidad total de nodos presentes en cada elemento. (NIST, 2012)

Figura 11

Distribución de resortes en los nodos de la fundación



Nota. La figura muestra la distribución de los resortes y las expresiones matemáticas.

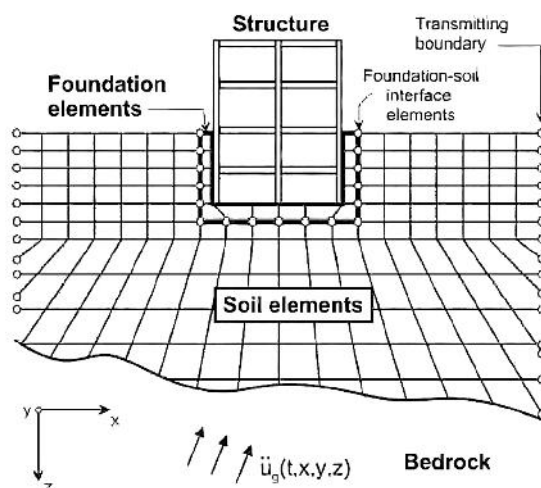
Adaptado de *Soil-Structure Interaction for Building Structures* (p. 7-18), por NIST, 2012, GCR 12-917-21.

3.2.1.3. ISE con el Enfoque Directo. El Método de Elementos Finitos (MEF) es una técnica numérica que discretiza sólidos de geometrías complejas en elementos finitos para analizar tensiones y deformaciones bajo cargas externas, optimizando la funcionalidad y economía estructural (Azevedo, 2003, p. iii).

El NIST (2012) sostiene que el MEF permite resolver ecuaciones diferenciales asociadas a problemas físicos sobre geometrías complicadas, siendo fundamental para el análisis estructural avanzado (p. 1-4).

Figura 12

Representación de un análisis directo de la interacción suelo-estructura



Nota. La figura ilustra el esquema general de un análisis de ISE a través del método directo.

Tomado de *Soil-Structure Interaction for Building Structures* (p. 1-4), por NIST, 2012, GCR 12-917-21.

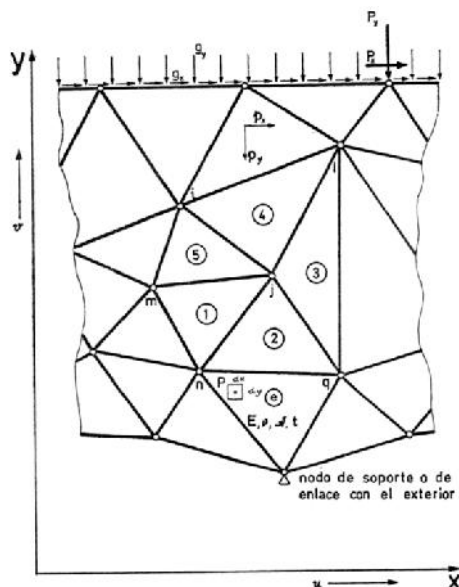
La formulación del MEF necesita que exista una ecuación integral, lo que permite reemplazar la integral sobre un dominio complejo (de volumen V) por un sumatorio de integrales aplicadas a subdominios de geometría simple (de volumen V_i). Esta técnica se ejemplifica a continuación.

$$\int_V f dV = \sum_{i=1}^n \int_{V_i} f dV \quad (50)$$

Se considera que V es igual a la suma de los volúmenes de los subdominios V_i , es decir, $V = \sum_{i=1}^n V_i$. Si se pueden calcular las integrales en cada subdominio, solo es necesario sumar estos resultados para obtener la integral total del dominio. Cada subdominio V_i representa un elemento finito de geometría simple (como segmentos, triángulos o tetraedros). (Azevedo, 2003, p. 4)

Figura 13

Discretización de una estructura plana en elementos triangulares



Nota. La figura muestra un elemento discretizado en pequeños componentes triangulares.

Tomado de *El Método de Elementos Finitos en la Ingeniería de Estructuras* (p. 3), por Fornóns, 1982.

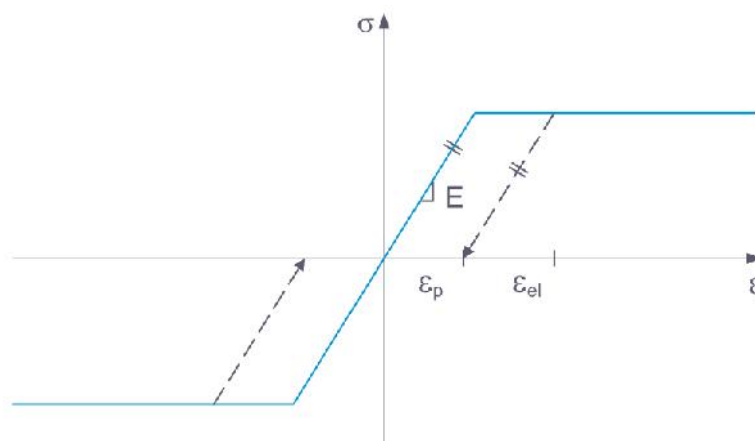
Fornóns Garcia (1982), menciona algunos fundamentos del MEF en el análisis de estructuras continuas:

El MEF consiste en discretizar la estructura real en elementos más pequeños, que pueden ser subdivididos aún más y conectados a través de nodos, con el objetivo de aproximar su comportamiento real y buscando idealmente que el tamaño de los elementos tienda a cero. Al establecer un grado de discretización, se pueden analizar las características mecánicas de los elementos finitos, que se ensamblan a través de sus nodos y permiten plantear las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad nodal, lo que facilita la evaluación de la deformación y tensión en la estructura. (p. 2)

3.2.1.6.1. Modelo Constitutivo de Mohr-Coulomb. En el análisis de la ISE mediante el Método Directo (Modelo M3B), es fundamental el empleo de modelos constitutivos que representen la naturaleza no lineal y elasto-plástica del terreno. El modelo de Mohr-Coulomb (MC) es el criterio de falla más extendido en la ingeniería geotécnica computacional para simular la resistencia al corte de los suelos (Labuz y Zang, 2012). Este modelo combina la ley de elasticidad de Hooke con el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, siendo el estándar para simular la resistencia al corte en la ingeniería geotécnica (Dlubal Software, 2024).

Figura 14

Relación tensión-deformación elástico lineal-plástico ideal



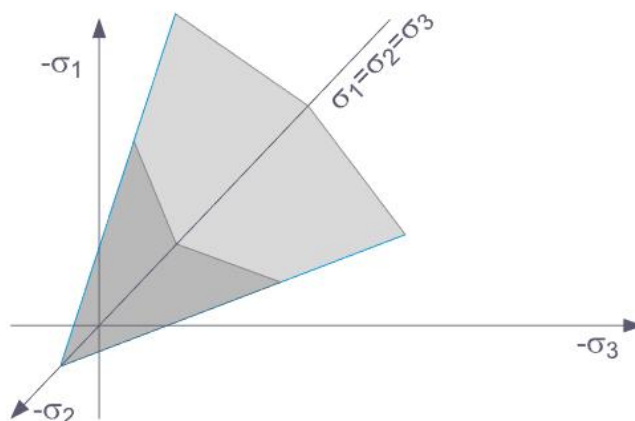
Nota. La figura muestra la relación tensión-deformación del comportamiento del modelo.

Tomado de *Modelo de Mohr-Coulomb modificado*, por Dlubal Software, 2024, Dlubal (<https://www.dlubal.com/es/descargas-e-informacion/documentos/manuales-en-linea/rfem-6-analisis-geotecnico/002952>).

De acuerdo con la documentación técnica de Dlubal Software (2024), este modelo se define como un modelo de elasticidad perfectamente plástica. El material se comporta de manera elástica lineal hasta que los esfuerzos alcanzan la superficie de fluencia, momento en el cual se inician las deformaciones permanentes.

Figura 15

Representación del criterio Mohr-Coulomb en espacio de esfuerzos



Nota. La superficie de fluencia resultante se ilustra en el siguiente gráfico en el espacio de tensiones principales en 3D. Tomado de *Modelo de Mohr-Coulomb modificado*, por Dlubal Software, 2024, Dlubal (<https://www.dlubal.com/es/descargas-e-informacion/documentos/manuales-en-linea/rfem-6-analisis-geotecnico/002952>).

El modelo de Mohr-Coulomb constituye una aproximación simplificada del comportamiento real del terreno al asumir una elasticidad lineal con un módulo de rigidez constante, lo que facilita la definición de las propiedades del material con un bajo costo computacional. Si bien su adecuación para el análisis de deformaciones es parcial, resulta técnicamente viable para cálculos de estabilidad estructural, simulando el endurecimiento del suelo por confinamiento a mayor profundidad. (Dlubal Software, 2024)

La condición de rotura se rige por la ecuación:

$$\tau = c + \sigma * t_i \quad (\phi) \quad (51)$$

3.2.2. Respuesta Sísmica

3.2.2.1. Periodo de Vibración. El MVCS (2020b) establece que el análisis debe incluir los modos vibratorios necesarios para movilizar al menos el 90% de la masa participativa en cada dirección, asegurando la representación de los modos principales de vibración.

Para este fin, se emplea un espectro de pseudo-aceleraciones inelásticas específico para cada dirección, el cual se especifica mediante parámetros que definen la respuesta estructural ante cargas sísmicas.

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g \quad (52)$$

3.2.2.2. Cortante Basal. El valor mínimo de la cortante en la base no debe ser inferior al 80% del valor obtenido mediante el análisis sísmico estático; en el caso de estructuras irregulares, este mínimo sube al 90% (MVCS, 2020b).

3.2.2.3. Desplazamientos. Para determinar los desplazamientos laterales de la estructura, se multiplican los resultados del análisis sísmico elástico y lineal por los factores 0,75R para edificios regulares y por 0,85R para los irregulares. Es importante señalar que, al calcular los desplazamientos laterales, no se tienen en cuenta los valores mínimos de C/R ni el cortante mínimo en la base (MVCS, 2020b).

3.2.2.4. Derivas. La norma establece los siguientes topes para evitar daños no estructurales excesivos y colapso:

Tabla 5

Límites para la distorsión del entrepiso

Material Predominante	(Δ_i/h_{ei})
Concreto Armado	0.007
Acero	0.01
Albañilería	0.005
Madera	0.01
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Nota. La tabla presenta los valores máximos permitidos de distorsión relativa. Tomado de *Norma E.030 Diseño Sismorresistente* (p. 31), por MVCS, 2020b.

3.2.2.5. Clasificación del Análisis Estructural. El comportamiento de las edificaciones se evalúa bajo distintos enfoques metodológicos:

-) **Perspectiva Estática vs. Dinámica.** Mientras que el análisis estático asume cargas invariables en el tiempo, el estudio dinámico integra fuerzas variables (sismos o viento) que inducen oscilaciones y aceleraciones en la masa de la estructura (Kassimali, 2015).
-) **Comportamiento Lineal y No Lineal.** El análisis lineal se limita al rango elástico de los materiales. En contraste, el análisis no lineal profundiza en los efectos de segundo orden y la incursión en el rango plástico, considerando grandes deformaciones (Hibbeler, 2016).

La eficiencia del diseño depende de la correcta modelación de sus componentes (Aguiar, 2008). Elementos como tirantes (esfuerzo axial), vigas (flexión y corte) y columnas (compresión axial y flexo-compresión) se articulan mediante nodos o juntas que transfieren los esfuerzos hacia los apoyos, los cuales vinculan la superestructura con el terreno (Kassimali, 2015).

3.2.2.6. Cargas Según Norma E.020. Para los fines de esta tesis, se consideran las siguientes categorías de carga:

Carga Muerta (D). Representa el peso gravitacional permanente, incluyendo la densidad del concreto armado (24.0 kN/m^3) y elementos arquitectónicos fijos como la tabiquería (1.0 kPa).

Carga Viva (L). Referente a las cargas transitorias por ocupación. Se destacan valores de 2.5 kPa para aulas, 3.0 kPa para laboratorios y un incremento a 4.0 kPa en zonas de evacuación como corredores y escaleras (MVCS, 2020a).

3.2.2.8. Metodologías de la Norma E.030.

3.2.2.8.1. Análisis Estático. Este procedimiento simplifica la acción sísmica mediante fuerzas laterales concentradas en el centro de masa de cada diafragma.

Su aplicación es válida para estructuras de baja altura (menos de 30m) o con regularidad geométrica. La cortante basal (V) se determina según la ecuación fundamental de la norma, donde el exponente k ajusta la distribución vertical de fuerzas según el periodo fundamental de vibración (T). Para considerar la incertidumbre en la ubicación de las masas, se aplica una excentricidad accidental equivalente al 5% de la dimensión del edificio perpendicular a la acción del sismo, generando momentos torsores adicionales en cada nivel. (MVCS, 2020b, p. 26)

3.2.2.8.3. Análisis Dinámico Modal Espectral. Este método calcula la respuesta máxima elástica mediante la superposición de los modos naturales de vibración. Los requisitos críticos incluyen:

Participación de Masa. Los modos considerados deben movilizar al menos el 90% de la masa total de la estructura.

Combinación Cuadrática Completa (CQC). Utilizada para obtener la respuesta máxima esperada, considerando el acoplamiento entre modos cercanos.

Control del Cortante Basal. Se exige que el cortante dinámico se escale hasta alcanzar al menos el 80% (regulares) o 90% (irregulares) del cortante estático, garantizando un diseño conservador frente a las incertidumbres del modelo dinámico. (MVCS, 2020b, pp. 28-29)

3.3. Definición de Términos

Interacción Suelo-Estructura (ISE). La ISE implica el contacto dinámico entre el suelo y la cimentación, lo que permite que el movimiento se transmita al edificio como un trinomio suelo-cimentación-superestructura (Villarreal, 2009).

Modelo de Winkler. Este modelo describe la cimentación como una viga flexible apoyada sobre un conjunto de resortes, representando el suelo como un medio continuo que responde a las deformaciones de la estructura (Santana, 2010).

Cimentación. La cimentación de una estructura es el elemento que la sostiene sobre el terreno. Generalmente, se encuentra enterrada y tiene la función de transmitir al suelo su propio peso y las cargas que recibe, asegurando que la estructura sea estable (Yepes, 2020).

Análisis Dinámico. El análisis dinámico es un enfoque utilizado en la ingeniería estructural para evaluar cómo las estructuras responden a cargas que varían con el tiempo, tales como fuerzas sísmicas, vientos y otras cargas dinámicas (Salinas, 2001).

Espectro de Respuesta. El espectro de respuesta se desarrolló como una herramienta práctica para ilustrar las características del movimiento del suelo durante un evento sísmico y su impacto en las estructuras (Fredes & Araya, 2014).

Coefficiente de Balasto. Este coeficiente representa la relación entre la presión aplicada sobre el suelo y el asentamiento resultante, utilizado para evaluar la respuesta del suelo bajo carga (Terzaghi, 1955; citado en Muzás, 2005).

Interacción Cinemática. Se refiere a la modificación del movimiento del terreno debido a la presencia de una cimentación o estructura más rígida que el suelo, afectando la transmisión de ondas sísmicas (Guanchez et al., 2021).

Interacción Inercial. Describe cómo el movimiento del terreno se ve modificado por las fuerzas inerciales generadas por la estructura durante un evento sísmico (Guanchez et al., 2021).

Método de Elementos Finitos (MEF). Es una técnica computacional utilizada para modelar el comportamiento del suelo y su interacción con estructuras, permitiendo simular condiciones complejas de carga y respuesta (Prada y Mateo, 2023).

Desplazamiento relativo: se refiere al desplazamiento entre la cimentación y el suelo durante un evento sísmico, que puede influir en las fuerzas internas dentro de la estructura (Prada y Mateo, 2023).

Rigidez Conjunta. Es la combinación de rigidez entre la estructura y su cimentación, lo que influye en cómo se distribuyen las cargas y deformaciones durante un evento sísmico (Guanchez, 2022).

Norma E.030 Diseño Sismorresistente: es una normativa peruana que establece criterios para el diseño y análisis estructural en zonas sísmicas, considerando aspectos como la ISE (MVCS, 2020b)

IV. Metodología

4.1. Tipo y Nivel de Investigación

Tipo de Investigación. La presente tesis se clasifica como de tipo aplicada. De acuerdo con Vásquez et al. (2023), este tipo de estudio en la Ingeniería Civil es fundamental porque permite la transmutación del conocimiento teórico en soluciones prácticas y resultados concretos para abordar problemas específicos de infraestructura. En este caso, el conocimiento sobre la interacción suelo-estructura se aplica directamente para resolver la necesidad de obtener diseños sismorresistentes más seguros y realistas en el contexto de Abancay.

Nivel de Investigación. La tesis se desarrolla en un nivel explicativo. Este nivel busca determinar las relaciones de causa y efecto entre las variables mediante pruebas controladas. (Arias y Covinos, 2021, p. 72). En sintonía con esto, Hernández-Sampieri y Mendoza (2018) señalan que las investigaciones explicativas superan la mera descripción de los fenómenos, centrándose en determinar el porqué de la ocurrencia de un evento y las circunstancias específicas en las que este se manifiesta. Bajo este enfoque, la tesis busca explicar cómo las variaciones en las propiedades del suelo y los métodos de modelado (causas) condicionan la respuesta sísmica del edificio (efecto).

Diseño de la Investigación. El diseño de la tesis es no experimental. Según la perspectiva de Arias y Covinos (2021), en este esquema el investigador se abstiene de realizar una manipulación deliberada o controlada de las variables en su entorno natural. En el marco de esta tesis, dado que no es posible manipular eventos sísmicos reales, se recurre a la simulación computacional avanzada sin intervenir en las variables de estudio de forma física.

Enfoque de la Investigación. La tesis adopta un enfoque cuantitativo. Según definen Hernández-Sampieri y Mendoza (2018), este enfoque se caracteriza por la recolección de datos orientada a contrastar hipótesis mediante la medición numérica y el empleo del análisis estadístico para identificar patrones de comportamiento. De esta manera, el uso de herramientas matemáticas y procesamiento estadístico garantiza la precisión y objetividad de los resultados obtenidos en las simulaciones de interacción suelo-estructura.

4.2. **Ámbito Temporal y Espacial**

Ámbito Temporal. Se realizó durante el año 2024.

Ámbito Espacial. Se enfocó la ciudad de Abancay.

4.3. **Población y Muestra**

Población. La población objeto de estudio es el Bloque I del pabellón de aulas inteligentes de la Universidad Tecnológica de los Andes, ubicado en Abancay, Perú.

Muestra. La muestra se compone de 12 modelos numéricos generados al combinar:

-) Cuatro modelos estructurales de interacción suelo-estructura (ISE): M1 (Base Empotrada), M2 (Sótano), M3A (Método de Subestructura) y M3B (Método Directo).
-) Tres perfiles de suelo: S1 (Rígido), S2 (Intermedio) y S3 (Blando).

4.4. **Instrumentos**

4.4.1. *Software de Simulación*

Midas Gen. Software especializado utilizado para el análisis y diseño estructural del edificio. Fue fundamental para modelar los componentes estructurales (vigas, columnas, placas) y para la ejecución de los análisis dinámicos modal espectral, incluyendo la modelación del Modelo M3A (ISE por método de subestructura).

Midas GTS NX. Software de elementos finitos especializado en el análisis geotécnico 2D y 3D. Este fue empleado para simular la modelación del Modelo M3B (ISE por método directo), donde el suelo se trata como un sólido. La capacidad de Midas GTS NX para integrarse con Midas Gen permitió la importación del modelo estructural y la ejecución de análisis detallados de la interacción suelo-estructura.

4.4.2. Norma E.030 Diseño Sismorresistente

La Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú es el instrumento normativo principal para el análisis. Fue utilizada para: establecer parámetros sísmicos, generar espectros de diseño y verificar criterios de aceptación.

4.4.3. Relaciones Empíricas

Ante la ausencia de datos experimentales directos del suelo, se emplearon fórmulas empíricas basadas en la clasificación de la Norma E.030 y la velocidad de onda de corte (V_s). Estas relaciones fueron necesarias para estimar parámetros geotécnicos clave para el modelado.

4.4.4. Hojas de Cálculo

Se utilizaron hojas de cálculo como instrumentos auxiliares para la sistematización, cálculo y visualización de los datos. Permitieron organizar los datos y generar los gráficos comparativos de los resultados obtenidos del análisis dinámico.

4.4.5. Software de Análisis Estadístico (IBM SPSS Statistics)

Para garantizar la validez inferencial de los resultados obtenidos en las simulaciones, se utilizó el software IBM SPSS Statistics (versión 29). Con este instrumento se determinó las variaciones en la respuesta sísmica entre los modelos M1, M3A y M3B; y su significancia estadística.

4.5. Procedimientos

Los procedimientos a seguir incluyen:

4.5.1. Definición del Caso de Estudio

Para esta tesis, se analizó el Bloque I del nuevo pabellón de aulas inteligentes de la Universidad Tecnológica de los Andes presenta las siguientes características clave:

Número de Niveles. El edificio comprende ocho niveles sobre el suelo, más un sótano. El sótano posee una altura de entrepiso de 4.5 metros, mientras que el primer nivel presenta una altura de 4 metros. Desde el segundo hasta el octavo nivel, las alturas de los entrepisos se mantienen constantes en 3 metros cada uno.

Materiales. Las características del concreto que se empleó son las siguientes:

-) $F'c$: 210 kg/cm².
-) Módulo de Elasticidad (E): 2 137 706.51 Tn/m².
-) Coeficiente de Poisson (ν): 0.20
-) Coeficiente de Kirchhoff (G): 905 711.05 Tn/m².

Diseño Estructural. Incluye componentes como losas aligeradas, vigas, columnas y placas. Además, se han evaluado las cargas correspondientes a cada nivel de la estructura.

a. Sótano:

-) Carga Muerta
 - Piso terminado: 0.10 ton/m²
 - Tabiquería: 0.12 ton/m²
 - Ladrillo de techo: 0.065 ton/ m²
-) Carga viva
 - Aulas: 0.25 ton/m²

- Corredores: 0.40 ton/m²

b. Pisos +1 al +8:

) Carga Muerta

- Piso terminado: 0.10 ton/m²
- Tabiquería: 0.10 ton/m²
- Ladrillo de techo: 0.065 ton/ m²

) Carga viva

- Aulas: 0.25 ton/m²
- Corredores: 0.40 ton/m²

c. Azotea:

) Carga Muerta

- Piso terminado: 0.10 ton/m²
- Ladrillo de techo: 0.065 ton/ m²

) Carga viva

- Sobrecarga: 0.10 ton/m²

Consideraciones Sísmicas. Los perfiles de suelo a analizar son:

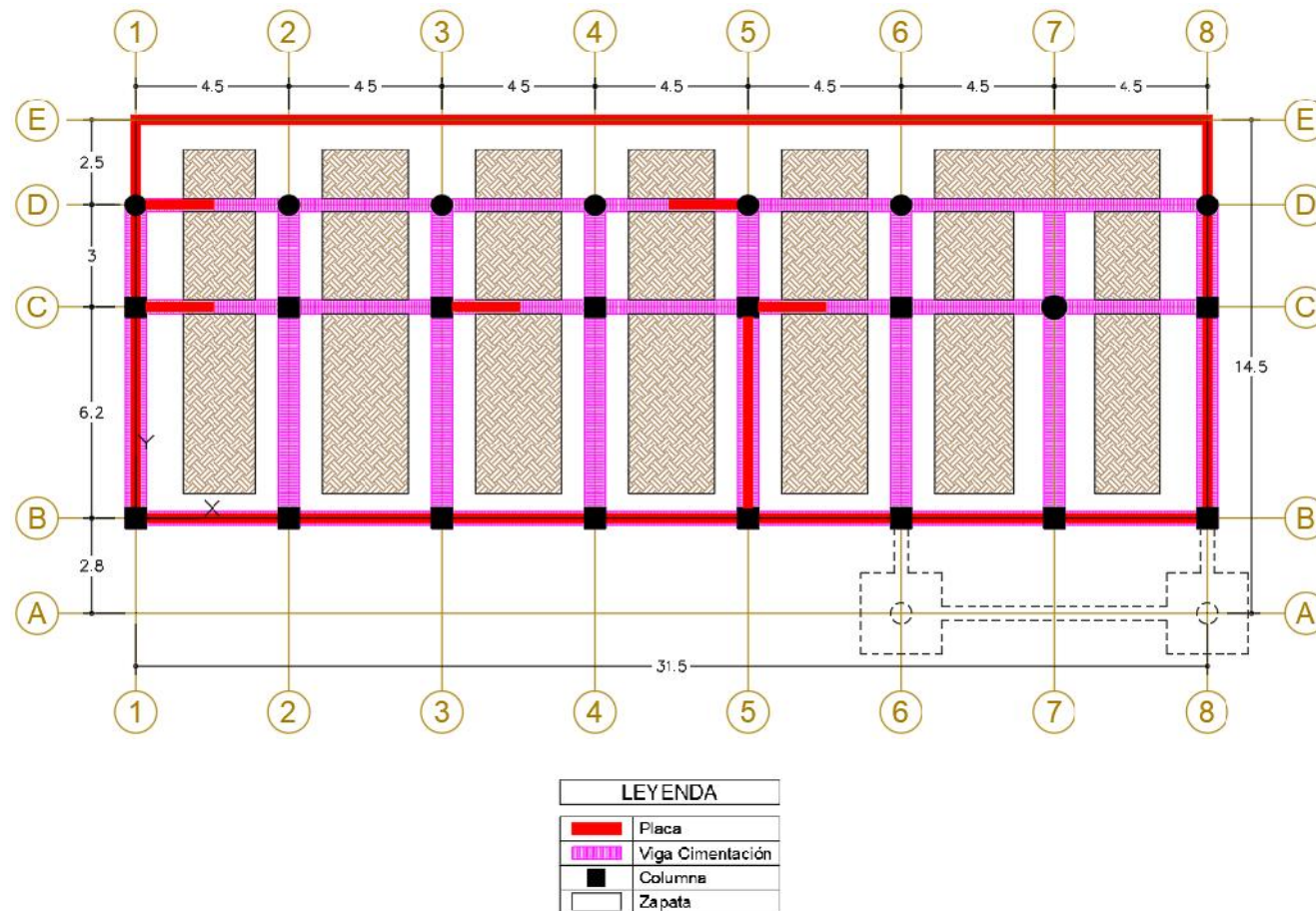
) S1 (Suelo Rígido), con un factor de suelo (S) de 1.0, un TP de 0.5 y un TL de 2.5.

) S2 (Suelo Intermedio), con un factor de suelo (S) de 1.2, un TP de 0.6 y un TL de 2.0.

) S3 (Suelo Blando), con un factor de suelo (S) de 1.4, un TP de 1.0 y un TL de 1.6.

Figura 16

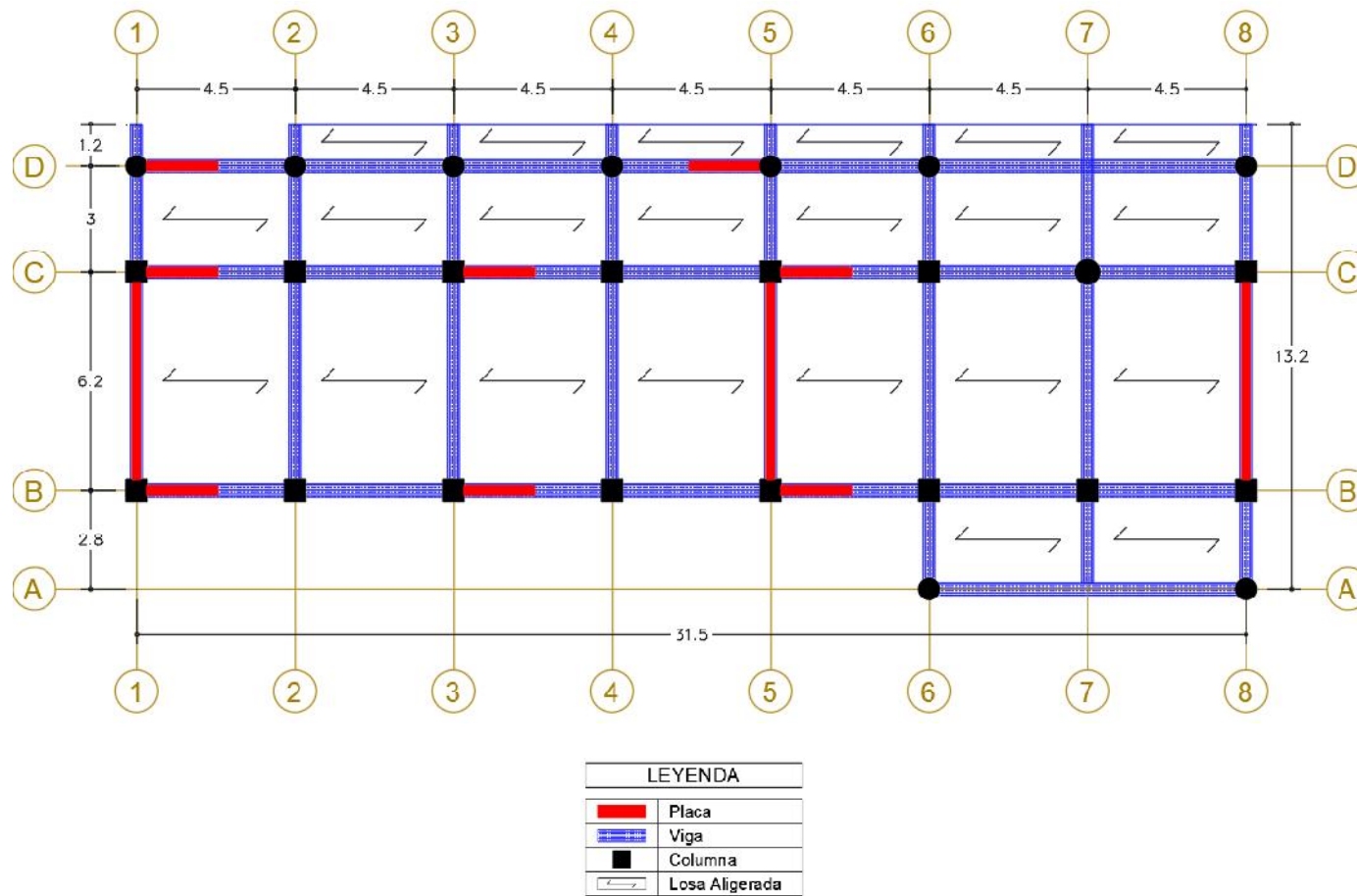
Plano en planta de la fundación del edificio



Nota. La figura muestra el plano de la distribución estructural en planta de la fundación del edificio. Elaboración propia.

Figura 17

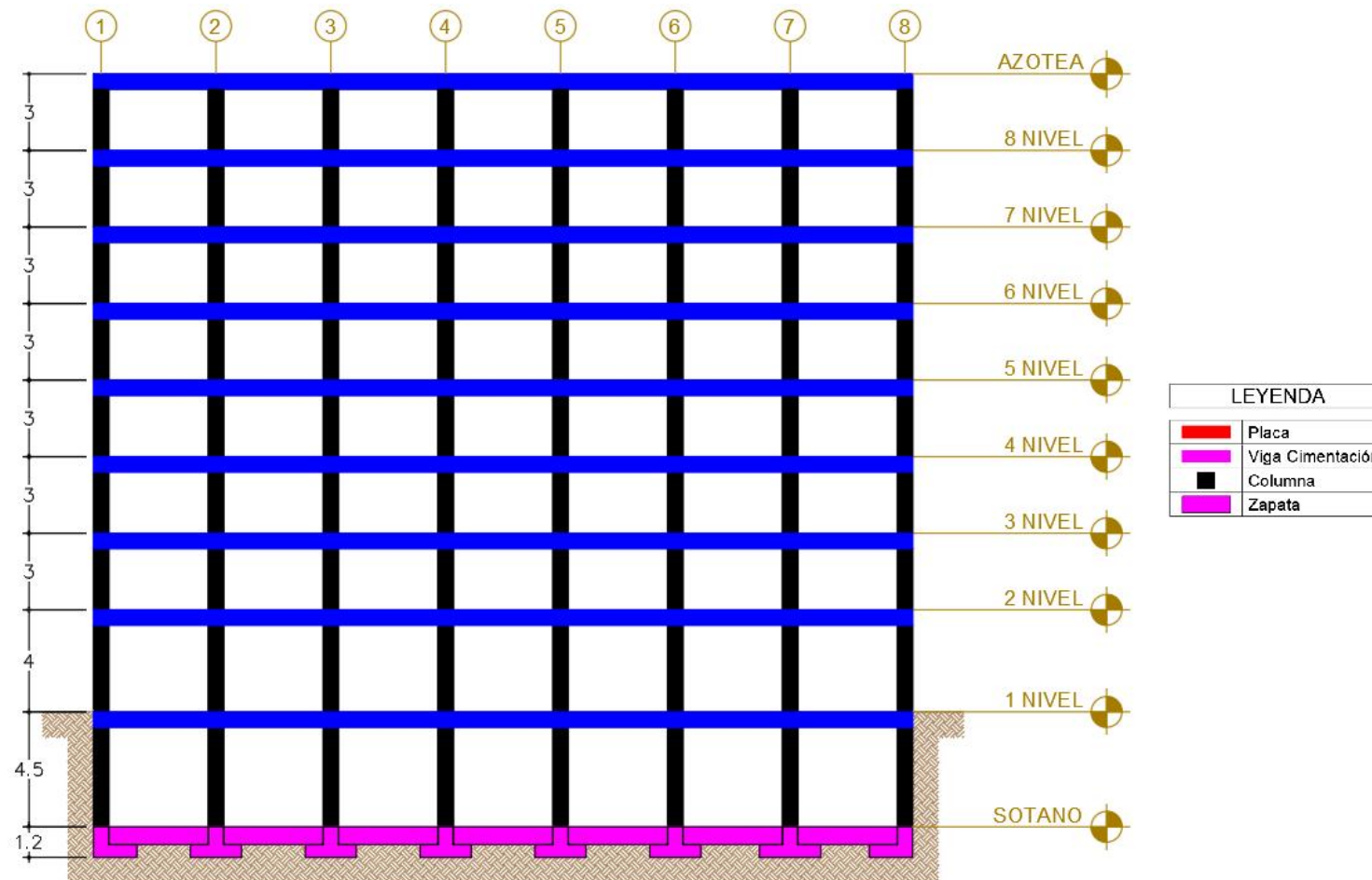
Plano en planta del entrepiso típico del edificio



Nota. La figura muestra el plano de la distribución estructural en planta de un entrepiso típico del edificio. Elaboración propia.

Figura 18

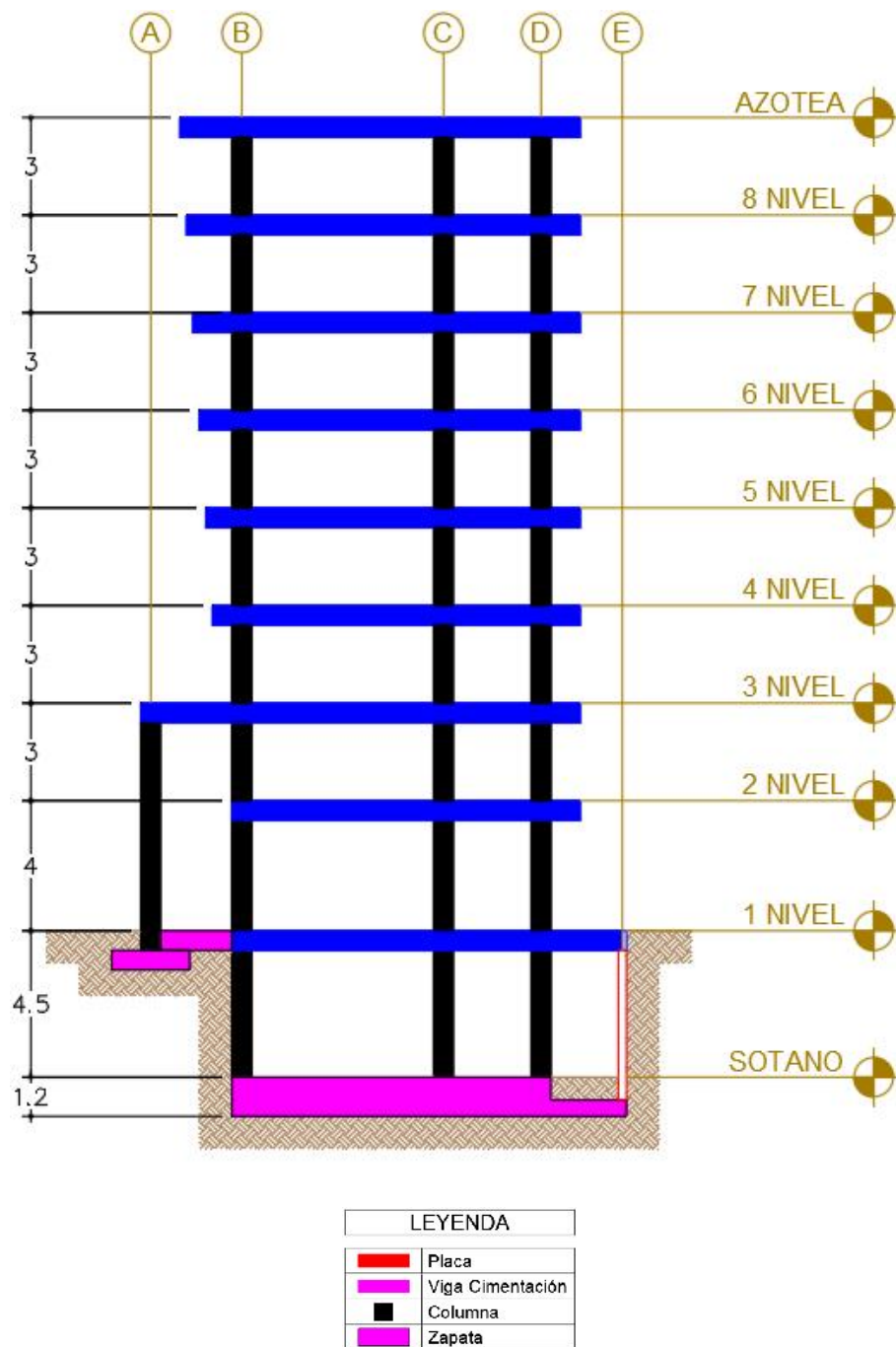
Plano en sección longitudinal del edificio



Nota. La figura muestra el plano de la distribución estructural sección longitudinal del edificio. Elaboración propia.

Figura 19

Plano en sección transversal del edificio



Nota. La figura muestra el plano la distribución estructural sección transversal del edificio.

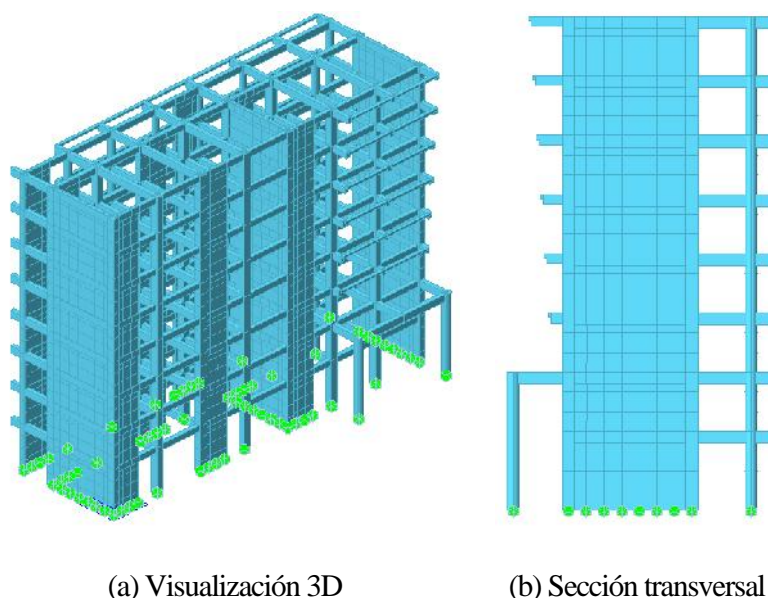
Elaboración propia.

4.5.2. Descripción de los Modelos de ISE

Modelo M1 (Base Empotrada sin Sótano ni ISE). El primer modelo analiza un edificio de ocho niveles cuya base está completamente empotrada a nivel del terreno, lo que impide rotaciones y desplazamientos en la interfaz suelo-estructura debido a la alta rigidez de la conexión. Para su desarrollo, se empleó el software Midas Gen, donde se modelaron todos los componentes estructurales: las columnas y vigas como elementos lineales tipo “frame”, y las placas y losas como elementos de área tipo “Shell Thin”. Este enfoque se basó en el artículo 30.2.6 de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente por MVCS (2020b), que establece que se debe suponer que la estructura está empotrada en la base (p.30). El modelo se utilizó para verificar el cumplimiento estructural del edificio con las exigencias de la norma.

Figura 20

Visualización 3D y sección transversal del modelo M1

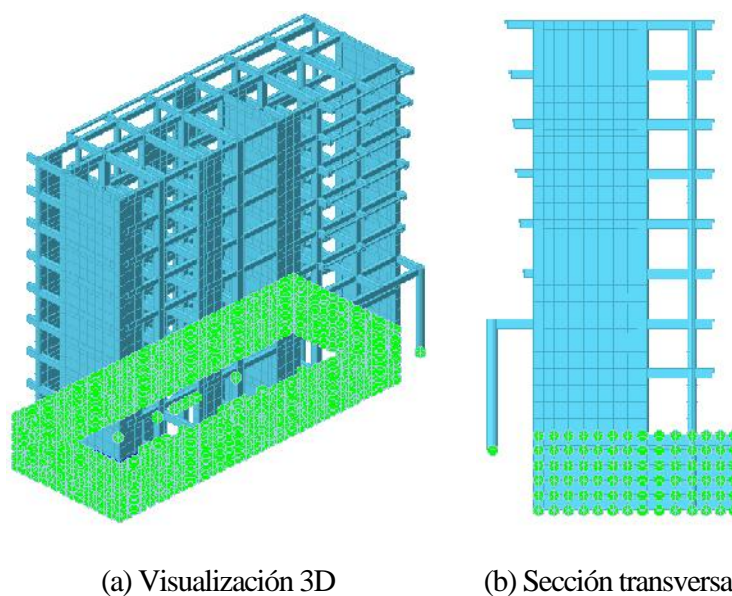


Nota. La figura muestra el modelo M1, implementado en el software Midas Gen. Elaboración Propia.

Modelo M2 (Base con Sótano, sin ISE). El segundo modelo conserva la estructura principal de ocho niveles, incorporando un sótano en un único modelo integrado. En este caso, la estructura está empotrada únicamente a nivel de la base, es decir, se considera que la cimentación está fija y no permite desplazamientos ni rotaciones en ese nivel. Sin embargo, no se aplican restricciones adicionales en los muros del sótano, por lo que estos se modelan sin considerar la rigidez o confinamiento que pudiera aportar el suelo circundante. Esta simplificación permite evaluar el comportamiento estructural sin la influencia directa del apoyo lateral del terreno sobre los muros del sótano. Para la modelación se utilizó Midas Gen, definiendo columnas y vigas como elementos lineales (frame), y placas, losas y muros del sótano como elementos de área (Shell Thin).

Figura 21

Visualización 3D y sección transversal del modelo M2

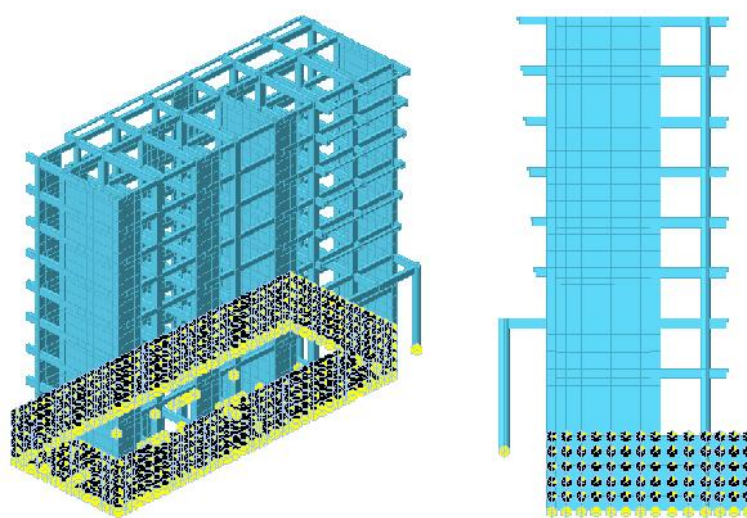


Nota. La figura muestra el modelo M2, implementado en el software Midas Gen. Elaboración Propia.

Modelo M3A (ISE por Método de Subestructura). El submodelo descompone la ISE en componentes más pequeños, representando las rigideces traslacionales y rotacionales del suelo mediante resortes asignados a cada nodo de la cimentación y a los muros del sótano, siguiendo la metodología propuesta por el NIST (2012). Debido a que la cimentación está compuesta por un conjunto de vigas invertidas en forma de L y T, la distribución de rigideces y amortiguamientos se realiza de manera nodal. Para el modelado estructural se utilizó Midas Gen, donde se asignaron condiciones de contorno tipo resorte puntual (Point Spring) con rigideces y amortiguamientos en los seis grados de libertad en cada nodo. Esta aproximación permite capturar con mayor precisión la respuesta dinámica del sistema suelo-cimentación, reflejando las características particulares de la cimentación con vigas invertidas y la interacción con el suelo.

Figura 22

Visualización 3D y sección transversal del modelo M3A



(a) Visualización 3D

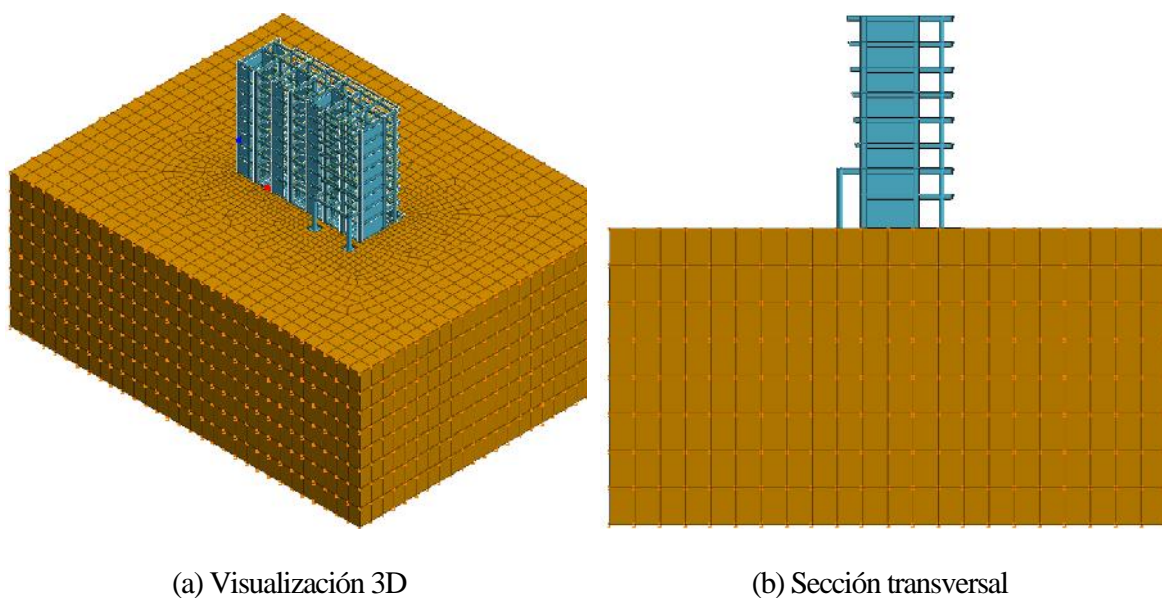
(b) Sección transversal

Nota. La figura muestra el modelo M3A, implementado en Midas Gen. Elaboración propia.

Modelo M3B (ISE por Método Directo). Este modelo aplicó un enfoque avanzado para representar la ISE. El suelo se modeló como una masa de sólidos que confina a la subestructura, permitiendo su deformación y rotación, pero con restricciones impuestas por la rigidez del suelo. Para modelar el comportamiento del suelo, se adoptó el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, considerado una aproximación inicial al comportamiento no lineal del terreno. Este modelo elastoplástico requiere cinco parámetros fundamentales: módulo de Young (E), relación de Poisson (ν), cohesión (c), ángulo de fricción interna (ϕ) y ángulo de dilatación (ψ). Con estos parámetros, ampliamente utilizados en geotecnia, es posible evaluar la resistencia al corte de suelos y rocas en distintas condiciones de tensión efectiva. Cada perfil de suelo recibió características de material específicas según el tipo de terreno analizado.

Figura 23

Visualización 3D y sección transversal del modelo M3B



Nota. La figura muestra el modelo M3B, implementado en Midas GTS NX. Elaboración propia.

4.5.3. Obtención de Datos Geotécnicos

Para facilitar el cálculo de propiedades del suelo, se consideró que los tres perfiles son homogéneos y cumplen con las características requeridas, lo que permite estimar de manera simplificada su comportamiento frente a cargas externas y las deformaciones en las direcciones principales. Para cada tipo de perfil de suelo considerado, se definieron los siguientes valores de V_s , N_{60} y S_u , establecidos por la norma E.030:

Tabla 6

Valores V_s determinados

Perfil	\bar{V}_s (m/s)
S1	600.0
S2	300.0
S3	180.0

Nota. La tabla presenta los valores de V_s derivados según los criterios especificados en la norma E030. Elaboración propia.

Asimismo, se obtuvieron las propiedades de cada perfil de suelo, obtenidos de acuerdo a valores típicos recomendados por Hoek y Bray, 1991.

Tabla 7

Parámetros típicos recomendados

Perfil de Suelo	Peso Específico Seco (tonf/m ³)	Peso Específico Saturado (tonf/m ³)	Módulo de Poisson	Ángulo de fricción (°)	Densidad Relativa (%)
S1	1.8	2.1	0.45	45	90
S2	1.6	2	0.35	35	55
S3	1.4	1.9	0.3	30	35

Nota. La tabla presenta los parámetros de cada tipo de suelo, determinados conforme a las recomendaciones de diversas correlaciones. Adaptado de *Manual de estabilidad de taludes* (p. 111), por Hoek y Bray, 1991.

Para determinar el Módulo de Corte Efectivo (G), se inicia calculando el Módulo de Corte Inicial (G_0).

Tabla 8

Valores G_0 calculados

Perfil de suelo	γ (Tn/m ³)	V_s (m/s)	g (m/s ²)	G_0 (Tn/m ²)
S1	1.8	600	9.81	66055
S2	1.6	300	9.81	14679
S3	1.4	180	9.81	4624

Nota. La tabla muestra los valores del módulo de corte inicial (G_0). Elaboración propia.

Ahora se determina la aceleración pico de un espectro de diseño elástico (S_{Ds}).

Tabla 9

Valores de aceleración pico $S_{ds}/2.5$

Perfil de suelo	z	U	C	S	S_{ds}	$S_{ds}/2.5$
S1	0.25	1.3	2.5	1	0.81	0.3
S2	0.25	1.3	2.5	1.2	0.98	0.4
S3	0.25	1.3	2.5	1.4	1.14	0.5

Nota. La tabla presenta los valores de aceleración pico ($S_{ds}/2.5$) correspondientes a cada tipo de suelo. Elaboración propia.

Según la clasificación del ASCE/SEI 7-16, la clase de sitio C corresponde al perfil de suelo S1, la clase de sitio D se asocia con el perfil de suelo S2 y la clase de sitio E se relaciona con el perfil de suelo S3. Al interpolar en la Tabla 4, se obtienen los valores de G/G_0 , que al reemplazar con el valor de G_0 previamente calculados permiten calcular los valores de G y los valores E.

Tabla 10

Valores de módulo de corte efectivo (G) y módulo de elasticidad (E)

Perfil de suelo	G/Go	Go (Tn/m²)	G (Tn/m²)	E (Tn/m²)
S1 o C	0.8	66055	52844	58128
S2 o D	0.51	14679	7486	9732
S3 o E	0.2	4624	925	1295

Nota. La tabla presenta los valores del módulo de corte (G) y del módulo de elasticidad (E) para cada tipo de suelo. Elaboración propia.

4.5.4. Cálculo de rigidez traslacional y rotacional

Se estimaron las constantes elásticas equivalentes y los coeficientes de amortiguamiento por radiación basándose en los algoritmos propuestos por el NIST GCR 12-917-21.

Los resultados para cada perfil de suelo están disponibles en las tablas que se presentan a continuación:

Tabla 11

Dimensiones de la cimentación

Cimentación	D (m)	B (m)	L (m)
Fundación	4.5	5.9	15.8
Z1	1.1	1.2	1.2

Nota. La tabla presenta las dimensiones de la fundación del edificio. Elaboración propia.

4.5.4.1. Rigideces y Amortiguamiento en Suelo S1.

Tabla 12

Parámetros básicos del perfil de suelo S1

G (tonf/m²)	52844.0
V_s (m/s)	600
v	0.45
T (s)	0.63
(rad/s)	10.04
	2.5

Nota. La tabla presenta los parámetros básicos a considerar en el cálculo de los coeficientes de rigideces y amortiguamientos. Elaboración propia.

Tabla 13

Rigidez y amortiguamiento del sótano en suelo S1

Resorte y Amortiguador	K_{sur} (tonf/m)	a₀				e_m	K_{total} (tonf/m)	C_{total} (tonf*s/m)	K_{base} (tonf*s/m)	C_{base} (tonf*s/m)
Dirección X	3060388.4	1.6	0.098	1.0	0.00	0	4779495.2	3836.84	3060388.4	2456.79
Dirección Y	3330404.2	1.6	0.098	1.0	0.00	0	5201186.5	4524.75	3330404.2	2897.27
Dirección Z	4561525.8	1.3	0.098	0.85	0.00	0	4957659.3	4630.52	-	-
Rotación XX	181108426.8	2.1	0.098	1.00	1.1E-08	0	376697631.7	14.13	-	-
Rotación YY	778067528.7	1.8	0.098	0.99	2.2E-08	0	1379758362.8	15.33	-	-
Rotación ZZ	551882182.4	2.4	0.098	0.99	2.4E-08	0	1325007995.6	16.52	-	-

Nota. La tabla presenta rigidez y amortiguamiento calculados. Elaboración propia.

Tabla 14

Distribución de resortes y amortiguadores del sótano en suelo S1

K1 (tonf/m)	K2 (tonf/m)	K4 (tonf/m)	K5 (tonf/m)	K3 (tonf/m)	Kxx (tonf/m)	Kyy (tonf/m)	Kzz (tonf/m)
12279.3	170696.3	5196.6	72238.7	38731.7	2942950.2	10779362.2	10351625.0
C1 (tonf*s/m)	C2 (tonf*s/m)	C4 (tonf*s/m)	C5 (tonf*s/m)	C3 (tonf*s/m)	Cxx (tonf*s/m)	Cyy (tonf*s/m)	Czz (tonf*s/m)
9.86	137.03	4.52	62.84	36.18	0.11	0.12	0.13

Nota. La tabla presenta rigidez y amortiguamiento que se distribuirán en cada nodo de la fundación. Elaboración propia.

Tabla 15*Rigidez y amortiguamiento de la Zapata Z-1 en suelo S1*

Resorte y Amortiguador	K_{sur} (tonf/m)	a_0		emb			K_{total} (tonf/m)	C_{total} (tonf*s/m)
Dirección X	376385.7	1.9	0.020	1.0	0.00	0.01	727462.5	2163.47
Dirección Y	376385.7	1.9	0.020	1.0	0.00	0.01	727462.5	2163.47
Dirección Z	541891.2	1.5	0.020	1.00	0.01	0.01	791235.1	2794.15
Rotación XX	664105.0	2.9	0.020	1.00	1.4E-06	0.00	1934221.7	220.54
Rotación YY	664105.0	2.9	0.020	1.00	3.4E-07	0.00	1934025.6	220.46
Rotación ZZ	758822.9	3.4	0.020	1.00	3.1E-07	0.00	2596757.7	0.44

Nota. La tabla presenta rigidez y amortiguamiento calculados. Elaboración propia.

4.5.4.2. Rigideces y Amortiguamiento en Suelo S2.

Tabla 16*Parámetros básicos del perfil de suelo S2*

G (tonf/m ²)	7486.2
V_s (m/s)	300
ν	0.35
T (s)	0.63
(rad/s)	10.04
	2.08

Nota. La tabla presenta los parámetros básicos a considerar en el cálculo de los coeficientes de rigideces y amortiguamientos. Elaboración propia.

Tabla 17*Rigidez y amortiguamiento del sótano en suelos S2*

Resorte y Amortiguador	K_{sur} (tonf/m)	a_0		emb			K_{total} (tonf/m)	C_{total} (tonf*s/m)	K_{base} (tonf*s/m)	C_{base} (tonf*s/m)
Dirección X	407279.2	1.6	0.196	1.0	0.00	0.01	636059.5	1054.99	407279.2	675.52
Dirección Y	443213.2	1.6	0.196	1.0	0.00	0.01	692178.6	1195.54	443213.2	765.52
Dirección Z	546798.7	1.3	0.196	0.77	0.00	0.00	540231.5	931.11	-	-
Rotación XX	21709807.3	2.1	0.196	1.00	1.0E-07	0.00	45125046.7	5.04	-	-
Rotación YY	93268416.0	1.8	0.196	0.97	1.6E-07	0.00	161736924.5	8.46	-	-
Rotación ZZ	78183363.5	2.4	0.196	0.98	1.7E-07	0.00	184902074.2	15.65	-	-

Nota. La tabla presenta rigidez y amortiguamiento calculados. Elaboración propia.

Tabla 18

Distribución de resortes y amortiguadores del sótano en suelo S2

K1 (tonf/m)	K2 (tonf/m)	K4 (tonf/m)	K5 (tonf/m)	K3 (tonf/m)	Kxx (tonf/m)	Kyy (tonf/m)	Kzz (tonf/m)
1634.1	22716.4	691.6	9613.6	4220.6	352539.4	1263569.7	1444547.5
C1 (tonf*s/m)	C2 (tonf*s/m)	C4 (tonf*s/m)	C5 (tonf*s/m)	C3 (tonf*s/m)	Cxx (tonf*s/m)	Cyy (tonf*s/m)	Czz (tonf*s/m)
2.71	37.68	1.19	16.60	7.27	0.04	0.07	0.12

Nota. La tabla presenta rigidez y amortiguamiento que se distribuirán en cada nodo de la fundación. Elaboración propia.

Tabla 19

Rigidez y amortiguamiento de la Zapata Z-1 en suelo S2

Resorte y Amortiguador	K_{sur} (tonf/m)	a₀					emb	Ktotal (tonf/m)	Ctotal (tonf*s/m)
Dirección X	50089.7	1.9	0.040	1.0	0.01	0.02	96811.4	574.71	
Dirección Y	50089.7	1.9	0.040	1.0	0.01	0.02	96811.4	574.71	
Dirección Z	64957.5	1.5	0.040	0.99	0.02	0.02	94456.0	683.89	
Rotación XX	79607.5	2.9	0.040	1.00	1.3E-05	0.00	231852.3	55.61	
Rotación YY	79607.5	2.9	0.040	1.00	2.7E-06	0.00	231758.3	55.47	
Rotación ZZ	107500.0	3.4	0.040	1.00	2.5E-06	0.00	367691.2	0.48	

Nota. La tabla presenta rigidez y amortiguamiento calculados. Elaboración propia.

4.5.4.3. Rigideces y Amortiguamiento en Suelo S3.

Tabla 20

Parámetros básicos del perfil de suelo S3

G (tonf/m²)	924.8
V_s (m/s)	180
v	0.3
T (s)	0.63
(rad/s)	10.04
	1.87

Nota. La tabla presenta los parámetros básicos a considerar en el cálculo de los coeficientes de rigideces y amortiguamientos. Elaboración propia.

Tabla 21*Rigidez y amortiguamiento del sótano en suelos S3*

Resorte y Amortiguador	K _{sur} (tonf/m)	a ₀					emb	Ktotal (tonf/m)	Ctotal (tonf*s/m)	Kbase (tonf*s/m)	Cbase (tonf*s/m)
Dirección X	48831.2	1.6	0.326	1.0	0.01	0.01	76261.1	213.87	48831.2	136.94	
Dirección Y	53139.6	1.6	0.326	1.0	0.01	0.01	82989.6	237.17	53139.6	151.86	
Dirección Z	62721.0	1.3	0.326	0.71	0.01	0.01	57223.6	149.93	-	-	
Rotación XX	2490242.6	2.1	0.326	1.00	5.1E-07	0.00	5167874.3	1.63	-	-	
Rotación YY	10698435.9	1.8	0.326	0.92	6.0E-07	0.00	17681515.8	3.20	-	-	
Rotación ZZ	9657944.9	2.4	0.326	0.95	6.3E-07	0.00	22147219.2	6.69	-	-	

Nota. La tabla presenta rigidez y amortiguamiento calculados. Elaboración propia.

Tabla 22*Distribución de resortes y amortiguadores del sótano en suelo S3*

K1 (tonf/m)	K2 (tonf/m)	K4 (tonf/m)	K5 (tonf/m)	K3 (tonf/m)	Kxx (tonf/m)	Kyy (tonf/m)	Kzz (tonf/m)
195.9	2723.6	82.9	1152.6	447.1	40374.0	138136.8	173025.1
C1 (tonf*s/m)	C2 (tonf*s/m)	C4 (tonf*s/m)	C5 (tonf*s/m)	C3 (tonf*s/m)	Cxx (tonf*s/m)	Cyy (tonf*s/m)	Czz (tonf*s/m)
0.55	7.64	0.24	3.29	1.17	0.01	0.03	0.05

Nota. La tabla presenta rigidez y amortiguamiento que se distribuirán en cada nodo de la fundación. Elaboración propia.

Tabla 23*Rigidez y amortiguamiento de la Zapata Z-1 en suelo S3*

Resorte y Amortiguador	K _{sur} (tonf/m)	a ₀					emb	Ktotal (tonf/m)	Ctotal (tonf*s/m)
Dirección X	6005.6	1.9	0.067	1.0	0.02	0.03	11607.3	114.35	
Dirección Y	6005.6	1.9	0.067	1.0	0.02	0.03	11607.3	114.35	
Dirección Z	7451.0	1.5	0.067	0.99	0.03	0.03	10777.4	128.92	
Rotación XX	9131.4	2.9	0.067	1.00	6.5E-05	0.00	26593.0	10.95	
Rotación YY	9131.4	2.9	0.067	1.00	1.2E-05	0.00	26563.1	10.85	
Rotación ZZ	13279.4	3.4	0.067	1.00	1.1E-05	0.00	45367.4	0.27	

Nota. La tabla presenta rigidez y amortiguamiento calculados. Elaboración propia.

4.5.5. Modelado Numérico en Midas Gen

Se definieron las propiedades de los materiales del concreto según las especificaciones del proyecto. Para el concreto, se especificó el módulo de elasticidad (E_c), el peso específico (γ_c) y el coeficiente de Poisson (ν_c).

Figura 24

Definición de parámetros del concreto en Midas Gen

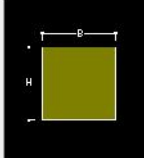
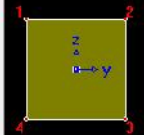
Concrete		
Modulus of Elasticity :	2.1737e+06	tonf/m ²
Poisson's Ratio :	0.2	
Thermal Coefficient :	0.0000e+00	1/[F]
Weight Density :	2.4	tonf/m ³
<input type="checkbox"/> Use Mass Density:	0	tonf/m ³ /g

Nota. La figura muestra las propiedades del concreto en Midas Gen. Elaboración propia.

Se definieron las secciones transversales de los elementos estructurales (ej. rectangulares para vigas y columnas, espesores para losas y muros) según los planos estructurales.

Figura 25

Propiedades de secciones estructurales en Midas Gen

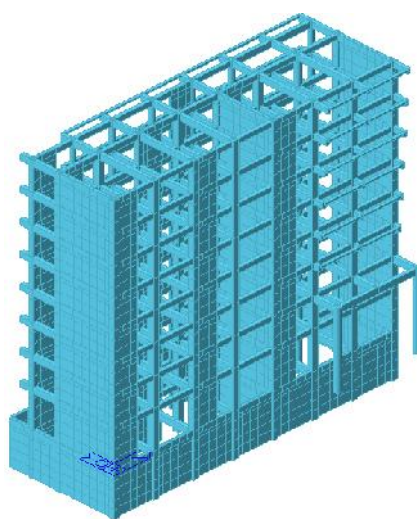
Section ID 1		Solid Rectangle
Name	CCU 60	<input checked="" type="radio"/> User <input type="radio"/> DE
		AISC10(L,S)
		Sect Name: <input checked="" type="checkbox"/> Built Up Section
		Get Data From Single Profile Profile Name: AISC10(L,S) Profile Name:
H	0.6	m
b	0.6	m

Nota. La figura muestra las secciones transversales en Midas Gen. Elaboración propia.

Siguiendo los planos estructurales del Bloque I, se creó el modelo geométrico, definiendo los nodos y elementos estructurales con sus dimensiones y ubicaciones precisas. Se utilizaron elementos tipo "frame" para representar vigas y columnas, elementos tipo "plate" para representar losas y muros.

Figura 26

Modelado geométrico del Bloque I en Midas Gen



Nota. La figura muestra la creación del modelo geométrico en Midas Gen. Elaboración propia.

Se definieron los casos de carga (peso propio, carga muerta, carga viva, carga sísmica) según la Norma E.030.

Figura 27

Modelado de cargas sísmicas según Norma E.030

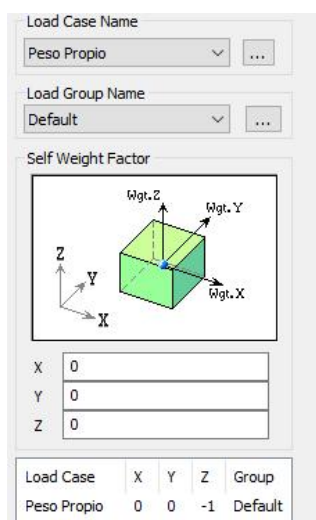
	No	Name	Type
▶	1	Peso Propio	Dead Load (D)
	2	Carga Muert	Dead Load (D)
	3	Carga Viva	Live Load (L)
	4	SEX	Earthquake (E)
	5	SEY	Earthquake (E)
*			

Nota. La figura muestra la definición de los casos de carga en Midas Gen. Elaboración propia.

Se asignaron las cargas de peso propio automáticamente a todos los elementos.

Figura 28

Asignación automática de carga de peso propio en Midas Gen

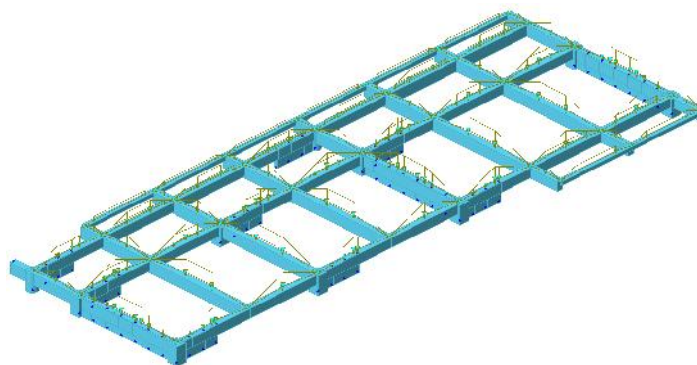


Nota. La figura muestra la asignación de peso propio en Midas Gen. Elaboración propia.

Se aplicaron las cargas muertas y vivas como cargas distribuidas sobre los elementos.

Figura 29

Aplicación de cargas distribuidas (muerta y viva) en Midas Gen



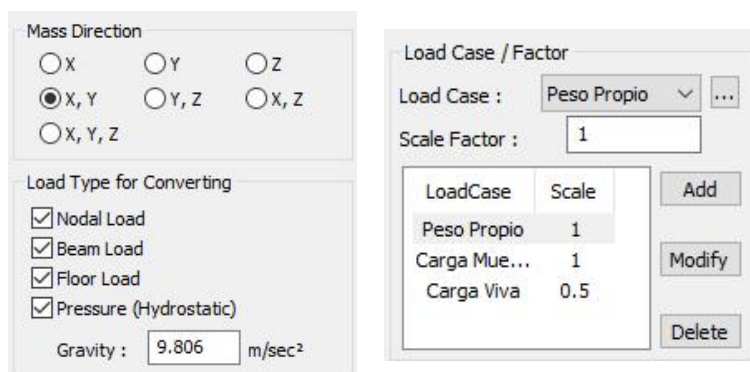
Nota. La figura muestra la aplicación de cargas muertas y vivas como cargas distribuidas.

Elaboración propia.

Para el análisis dinámico, se convirtieron las cargas estáticas en masas equivalentes en los nodos del modelo, siguiendo los criterios de la Norma E.030.

Figura 30

Asignación de masas sísmicas en Midas Gen

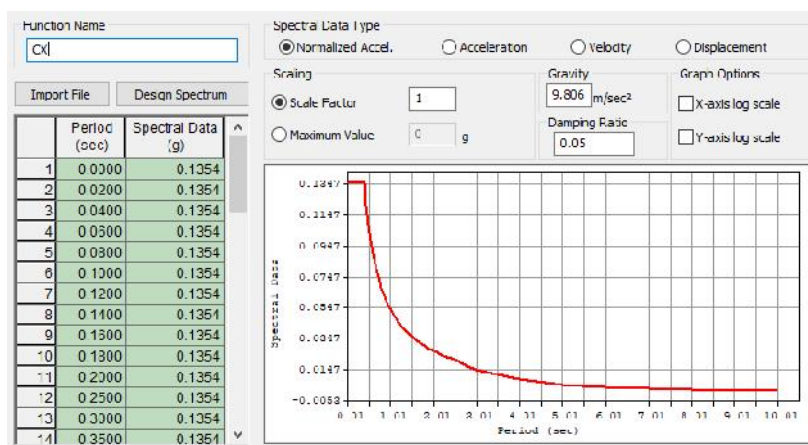


Nota. La figura muestra la conversión de cargas estáticas a masas equivalentes. Elaboración propia.

Se definieron las cargas dinámicas empleando el espectro reglamentario vigente.

Figura 31

Definición de espectro de diseño en Midas Gen

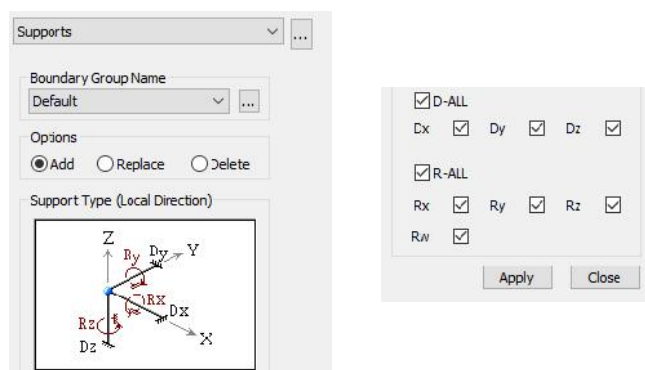


Nota. La figura muestra la definición del espectro de diseño en Midas Gen. Elaboración propia.

Para los modelos M1 (empotrado) y M2 (sótano), se definieron apoyos fijos (restringiendo los desplazamientos y rotaciones en todos los ejes en el nivel del sótano.

Figura 32

Definición de apoyos fijos en la base en Midas Gen

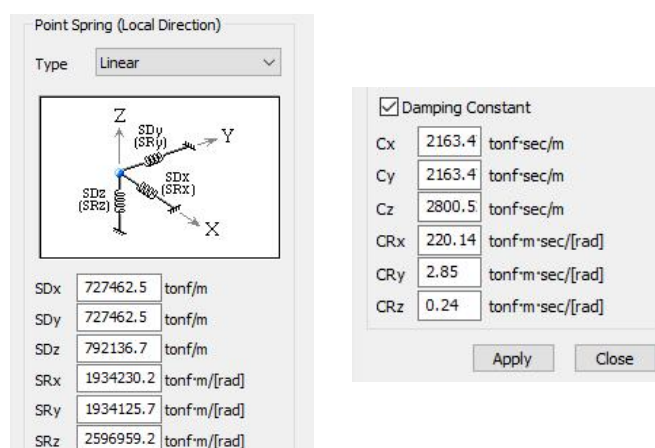


Nota. La figura muestra la definición de apoyos fijos (restringiendo desplazamientos y rotaciones). Elaboración propia.

Para el modelo M3A (resortes), se asignaron apoyos tipo "point spring" en la base.

Figura 33

Asignación de apoyos tipo "Point Spring" en Midas Gen

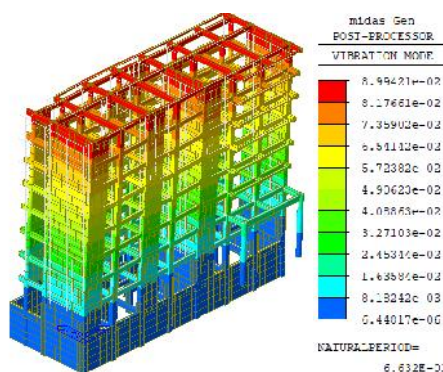


Nota. La figura muestra la asignación de apoyos tipo "point spring" en la base para el modelo M3A. Elaboración propia.

La idoneidad de las condiciones de contorno y la distribución de cargas fueron validadas mediante análisis de respuesta estática y dinámica.

Figura 34

Verificación del modelo en Midas Gen



Nota. La figura muestra los resultados de análisis estático y dinámico en Midas Gen.

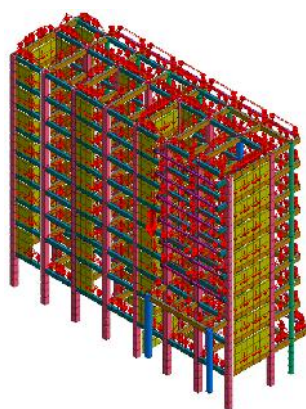
Elaboración propia.

4.5.6. Modelado Numérico en Midas GTS NX

Se importó el modelo estructural desde Midas Gen a Midas GTS NX, incluyendo la geometría, las propiedades de los materiales y las cargas.

Figura 35

Importación del modelo de Midas Gen a Midas GTS NX

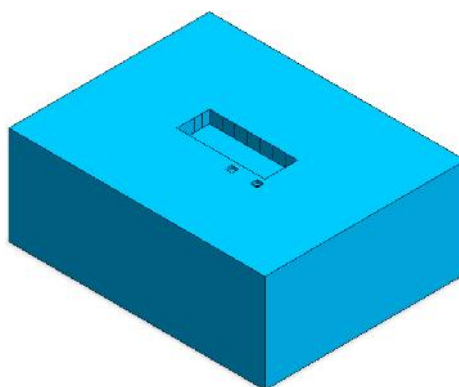


Nota. La figura muestra la importación del modelo estructural. Elaboración propia.

Se generó el modelo sólido tridimensional del suelo, extendiéndose lateralmente y en profundidad lo suficiente para minimizar los efectos de borde en la zona de interés alrededor de la estructura.

Figura 36

Generación del modelo del Suelo en Midas GTS NX

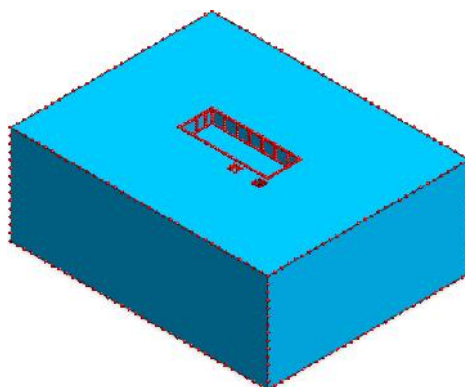


Nota. La figura muestra la generación del modelo sólido tridimensional del suelo en MIDAS GTS NX. Elaboración propia.

Se implementó un control del tamaño de los elementos finitos en el modelo del suelo. Se utilizó la herramienta "Size Control" para refinar la malla en las zonas de mayor interés.

Figura 37

Control del enmallado en Midas GTS NX

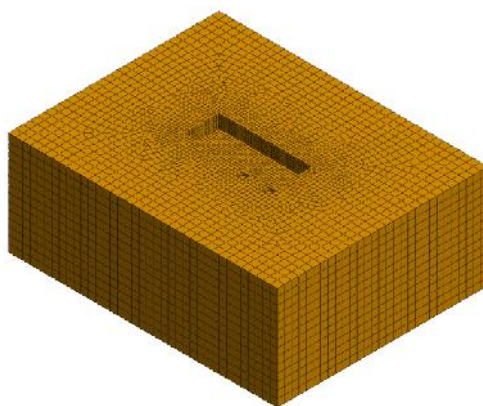


Nota. La figura muestra el control de enmallado ("Size Control"). Elaboración propia.

Se generó la malla tridimensional de elementos finitos utilizando la herramienta "Generate 3D". Se seleccionó un tipo de elemento adecuado y se ajustaron los parámetros de generación de la malla para obtener una malla de alta calidad.

Figura 38

Generación de elementos finitos en Midas GTS NX



Nota. La figura muestra la generación de la malla tridimensional de elementos finitos.

Elaboración propia.

Se asignaron las propiedades del suelo a los elementos del suelo, utilizando el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb.

Figura 39

Asignación de propiedades del suelo en Midas GTS NX

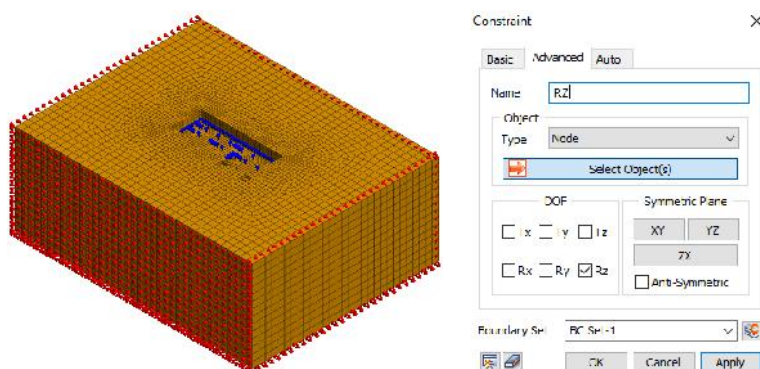
ID	2	Name	Suelo	Color																															
Model Type	Mohr-Coulomb	<input type="checkbox"/> Structure																																	
<table border="1"> <thead> <tr> <th>General</th> <th>Porous</th> <th>Non-Linear</th> <th>Thermal</th> <th>Time Dependent</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Elastic Modulus(E)</td> <td colspan="2">58128 tonf/m²</td> <td colspan="2">...</td> </tr> <tr> <td>Inc. of Elastic Modulus</td> <td colspan="2">0 tonf/m³</td> <td colspan="2"></td> </tr> <tr> <td>Inc. of Elastic Modulus Ref. Height</td> <td colspan="2">0 m</td> <td colspan="2"></td> </tr> <tr> <td>Poisson's Ratio(ν)</td> <td colspan="2">0.45</td> <td colspan="2"></td> </tr> <tr> <td>Unit Weight(γ)</td> <td colspan="2">1.8 tonf/m³</td> <td colspan="2"></td> </tr> </tbody> </table>						General	Porous	Non-Linear	Thermal	Time Dependent	Elastic Modulus(E)	58128 tonf/m ²		...		Inc. of Elastic Modulus	0 tonf/m ³				Inc. of Elastic Modulus Ref. Height	0 m				Poisson's Ratio(ν)	0.45				Unit Weight(γ)	1.8 tonf/m ³			
General	Porous	Non-Linear	Thermal	Time Dependent																															
Elastic Modulus(E)	58128 tonf/m ²		...																																
Inc. of Elastic Modulus	0 tonf/m ³																																		
Inc. of Elastic Modulus Ref. Height	0 m																																		
Poisson's Ratio(ν)	0.45																																		
Unit Weight(γ)	1.8 tonf/m ³																																		
<table border="1"> <thead> <tr> <th>General</th> <th>Porous</th> <th>Non-Linear</th> <th>Thermal</th> <th>Time Dependent</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Cohesion(C)</td> <td colspan="2">0 tonf/m²</td> <td colspan="2"></td> </tr> <tr> <td>Inc. of Cohesion</td> <td colspan="2">0 tonf/m³</td> <td colspan="2"></td> </tr> <tr> <td>Inc. of Cohesion Ref. Height</td> <td colspan="2">0 m</td> <td colspan="2"></td> </tr> <tr> <td>Frictional Angle(Φ)</td> <td colspan="2">45 [deg]</td> <td colspan="2"></td> </tr> </tbody> </table>						General	Porous	Non-Linear	Thermal	Time Dependent	Cohesion(C)	0 tonf/m ²				Inc. of Cohesion	0 tonf/m ³				Inc. of Cohesion Ref. Height	0 m				Frictional Angle(Φ)	45 [deg]								
General	Porous	Non-Linear	Thermal	Time Dependent																															
Cohesion(C)	0 tonf/m ²																																		
Inc. of Cohesion	0 tonf/m ³																																		
Inc. of Cohesion Ref. Height	0 m																																		
Frictional Angle(Φ)	45 [deg]																																		

Nota. La figura muestra la asignación de propiedades del suelo usando el modelo de Mohr-Coulomb. Elaboración propia.

Se definieron condiciones de contorno fijas en los bordes del dominio del suelo, impidiendo los desplazamientos en las direcciones X, Y Z, así como las rotaciones alrededor del eje vertical Z.

Figura 40

Definición de condiciones de contorno fijas en Midas GTS NX



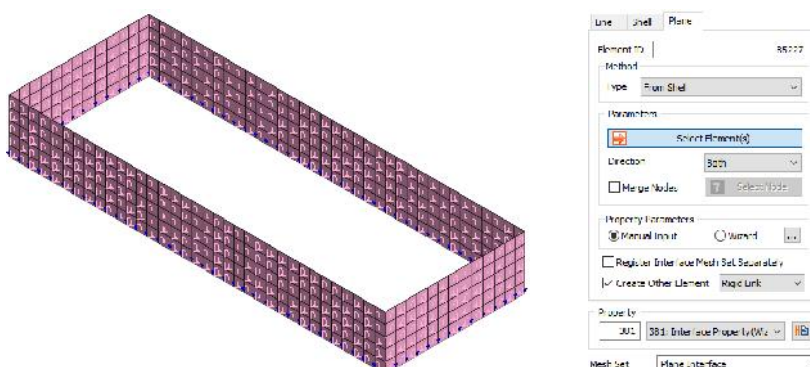
Nota. La figura muestra la definición de condiciones de contorno en los bordes del suelo.

Elaboración propia.

Para representar de manera realista el comportamiento de la interfaz suelo-estructura, se utilizó la herramienta 'Interface'.

Figura 41

Modelado de la interfaz suelo-estructura GTS NX

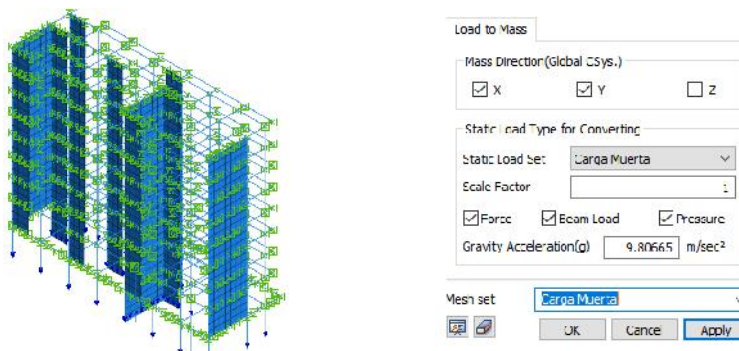


Nota. La figura muestra el uso de la herramienta 'Interface'. Elaboración propia.

Se procedió a convertir las cargas estáticas actuantes sobre la estructura en masas equivalentes.

Figura 42

Generación de masas equivalentes en midas GTS NX

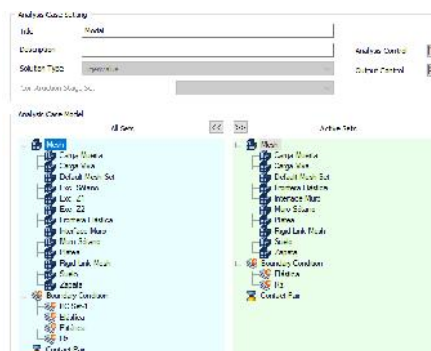


Nota. La figura muestra la conversión de cargas estáticas en masas equivalentes. Elaboración propia.

Se definieron los siguientes casos de análisis: un análisis modal (eigenvalues) para determinar los períodos y modos de vibración de la estructura, y un análisis espectral (spectrum).

Figura 43

Definición de casos de análisis Midas GTS NX

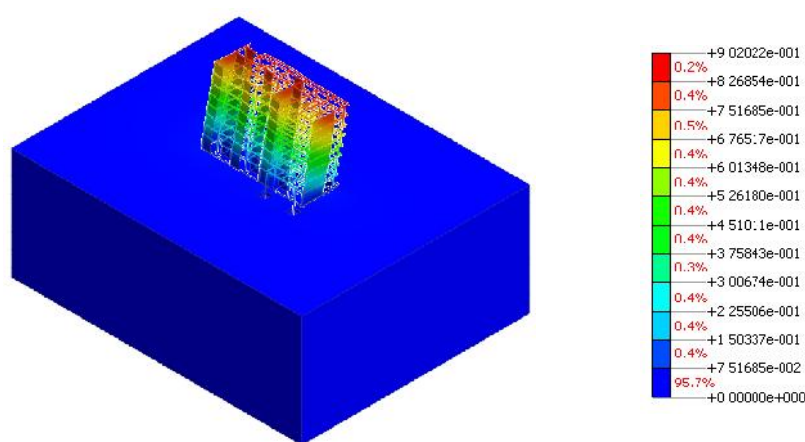


Nota. La figura muestra la definición de los casos de análisis modal (eigenvalues) y espectral (spectrum). Elaboración propia.

La integridad y estabilidad del modelo numérico fueron validadas mediante un estudio dinámico modal espectral. Durante esta fase, se realizó una auditoría de las condiciones de contorno y la asignación de cargas, asegurando que el comportamiento simulado sea consistente con la realidad física de la edificación.

Figura 44

Validación del modelo numérico en Midas GTS NX



Nota. La figura muestra los resultados obtenidos del análisis. Elaboración propia.

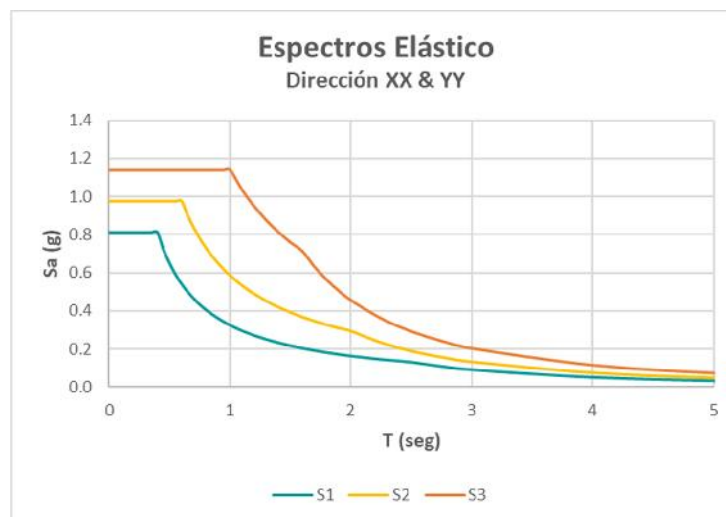
4.5.7. Análisis sísmico

4.5.7.1. Espectros de Diseño. El espectro elástico de pseudo-aceleraciones (S_a) fue calculado aplicando las ecuaciones reglamentarias que vinculan el factor de amplificación sísmica (C) con el periodo de la estructura. Previamente, se determinaron los parámetros de sitio tales como el factor de zona y las propiedades del perfil del suelo (Z , S , T_P , T_L).

Considerando el sistema estructural y los coeficientes de irregularidad (I_a e I_p), se calculó el factor de reducción sísmica (R) de acuerdo con los estándares nacionales de diseño. Este valor permitió transformar el espectro elástico en un espectro de diseño inelástico, dividiendo las ordenadas espectrales.

Figura 45

Espectro de pseudo-aceleraciones elástico

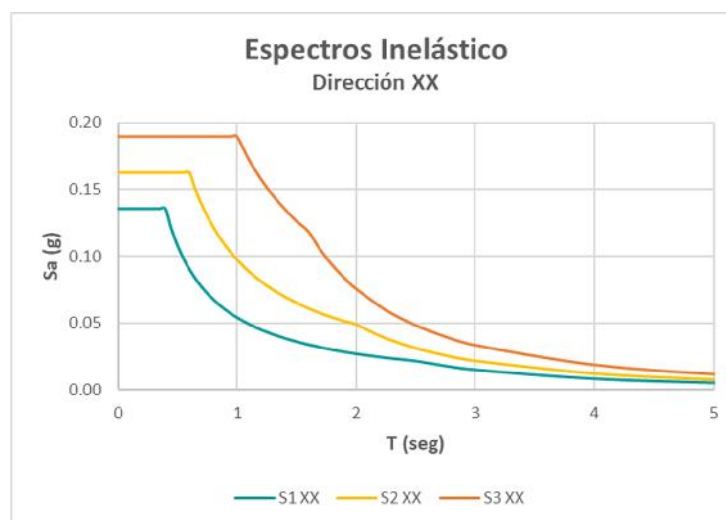


Nota. La figura muestra los espectros de pseudo-aceleraciones elástico para cada tipo de suelo.

Elaboración propia.

Figura 46

Espectro de diseño inelástico en la dirección X



Nota. La figura muestra los espectros de diseño inelástico para cada tipo de suelo. Elaboración propia.

Figura 47

Espectro de diseño inelástico en la dirección Y



Nota. La figura muestra los espectros de diseño inelástico para cada tipo de suelo. Elaboración propia.

4.5.7.2. Obtención de Resultados. Tras ejecutar el análisis modal espectral, se tabularon los parámetros de respuesta para las cuatro configuraciones de estudio (M1, M2, M3A y M3B). El proceso incluyó la determinación de los periodos fundamentales de vibración en ambos ejes ortogonales. Asimismo, se cuantificó la distribución de la cortante por altura y las deflexiones laterales máximas en cada nivel. Finalmente, se determinaron las distorsiones de entrepiso, calculadas mediante el gradiente de desplazamientos relativos, para validar su cumplimiento con el umbral de 0.007 exigido por la normativa sismorresistente vigente para concreto armado.

4.5.8. Técnicas de Procesamiento y Análisis de Datos

4.5.8.1. Procesamiento de Datos Estructurales. Los datos crudos obtenidos de las simulaciones en los softwares Midas Gen y Midas GTS NX (periodos, cortantes, desplazamientos y derivas) se tabularon y organizaron en matrices comparativas utilizando Microsoft Excel. Esta etapa permitió normalizar las unidades y preparar las variables para el análisis inferencial.

4.5.8.2. Análisis Estadístico Inferencial. Para validar la hipótesis general y las específicas, se utilizó el software estadístico IBM SPSS Statistics (Versión 29). Debido a que la muestra se compone de resultados obtenidos de diferentes modelos aplicados a los mismos perfiles de suelo (n=6 para desplazamientos y derivas y cortantes, n=9 para periodos), el análisis se enfocó en muestras relacionadas.

4.5.8.3. Prueba de Hipótesis (Wilcoxon). Se seleccionó la Prueba de los Rangos con Signo de Wilcoxon debido a las siguientes consideraciones técnicas:

) **Naturaleza de los Datos.** Al ser resultados de modelos computacionales, no se puede asumir una distribución normal (Prueba no paramétrica).

) **Comparación de Pares.** Permite contrastar si las medianas de los resultados del modelo de base rígida (M1) difieren significativamente de los modelos de interacción (M3A y M3B).

) **Nivel de Significancia.** Se estableció un nivel de confianza del 95% ($= 0.05$). Un p-valor (Sig. asintótica) menor a 0.05 determina el rechazo de la hipótesis nula (H_0) y la aceptación de la hipótesis alterna (H_1).

4.6. Consideraciones Éticas

- a. **Integridad Académica.** Se mantuvo un alto estándar de integridad académica a lo largo del proceso de la tesis. Esto incluye la correcta citación de fuentes, el reconocimiento del trabajo previo de otros investigadores y la evitación del plagio en todas sus formas. Todo el material utilizado fue debidamente referenciado siguiendo las normas de citación establecidas.
- b. **Uso Responsable de Datos.** Se garantizaron que todos los datos utilizados en la tesis, ya sean provenientes de literatura existente, bases de datos o simulaciones, sean tratados con responsabilidad y ética. Se respetaron los derechos de autor y las licencias asociadas a los datos y materiales utilizados.
- c. **Objetividad y Transparencia.** Se llevaron a cabo un análisis objetivo e imparcial de los datos, evitando sesgos que puedan influir en los resultados. Con el fin de garantizar la replicabilidad del estudio, tanto la descripción de la metodología como la exposición de los datos se han redactado de forma fidedigna y estructurada, siguiendo estándares de transparencia académica.
- d. **Responsabilidad Social.** Se garantiza que los hallazgos contribuyen a mejorar la seguridad de las edificaciones y proteger a las comunidades en áreas sísmicas. Al compartir estos hallazgos, se busca fomentar la conciencia y preparación ante desastres, asegurando que la tesis tenga un impacto positivo en la sociedad.
- e. **Cumplimiento Normativo.** Se tuvo énfasis en el cumplimiento con las normativas éticas y legales pertinentes establecidas por la institución académica y las regulaciones locales e internacionales aplicables.

V. Resultados y Discusión

5.1. Resultados

En esta sección, se presentan los resultados clave del análisis sísmico de los modelos M1, M2, M3A y M3B bajo los diferentes perfiles de suelo (S1, S2, S3). Se analizaron los periodos fundamentales de vibración, las fuerzas cortantes en la base, los desplazamientos laterales máximos, las derivas de piso. La presentación de los resultados se organizó por parámetro, comparando los modelos y los tipos de suelo.

5.1.1. Cumplimiento de Exigencias de Norma E.030 Diseño Sismorresistente

5.1.1.1. Parámetros Sísmicos.

Tabla 24

Parámetros sísmicos del modelo M1 y suelo 2 (M1S2)

Parámetros Sísmicos	M1-S2	
	Análisis Estático X	Análisis Estático Y
P (ton)	3292.79	3292.79
Z	0.25	0.25
U	1.3	1.3
S	1.2	1.2
Tp	0.6	0.6
Tl	2	2
R	6	4.5
T (seg)	0.6044	0.4289
C	2.482	2.500
C/R	0.41	0.56
ZUCS/R	0.1613	0.2167
V (ton)	531.18	713.44

Nota. La tabla muestra los parámetros sísmicos del modelo M1 analizado en el suelo S2.

Elaboración propia.

Interpretación. La tabla presenta los parámetros sísmicos del modelo M1, correspondiente a una estructura con base empotrada, analizado sobre suelo tipo S2. Se

muestran resultados para las direcciones X y, donde el período de vibración es de 0.6044 s en X y 0.4289 s en Y, indicando mayor flexibilidad en la primera dirección. Las fuerzas cortantes en la base alcanzan 531.18 t en X y 713.44 t en Y, reflejando una mayor demanda sísmica en Y. Además, la relación cortante sobre resistencia (C/R) es mayor en Y (0.56) que en X (0.41), lo que sugiere una mayor exigencia estructural en esa dirección.

5.1.1.2. Desplazamientos y Derivas.

Tabla 25

Verificación de desplazamientos y derivas máximos en la dirección X

Nivel	h (m)	Dirección X			Deriva	Verificación (Norma E.030)
		Desplazamiento Elástico (mm)	Desplazamiento Inelástico (mm)	Desplazamiento Relativo (mm)		
Azotea	3	27.460	123.570	14.141	0.0047	Cumple
8	3	24.318	109.429	15.586	0.0052	Cumple
7	3	20.854	93.843	17.019	0.0057	Cumple
6	3	17.072	76.824	18.065	0.0060	Cumple
5	3	13.057	58.758	18.313	0.0061	Cumple
4	3	8.988	40.445	17.118	0.0057	Cumple
3	3	5.184	23.328	14.004	0.0047	Cumple
2	4	2.072	9.323	9.323	0.0023	Cumple

Nota. La tabla muestra los desplazamientos y derivas máximos por nivel en la dirección X, destacando tanto los desplazamientos elásticos como inelásticos, así como los desplazamientos relativos entre niveles. Elaboración propia.

Interpretación. Los análisis para el eje X revelan que los desplazamientos inelásticos llegan a los 123.570 mm en la parte más alta de la estructura, mientras que el rango elástico oscila entre 2.072 mm y 27.460 mm según el nivel. Pese a estas magnitudes, todas las ratios de deriva se encuentran por debajo del umbral reglamentario, logrando un valor máximo de 0.0061 que confirma la rigidez lateral del diseño.

Tabla 26

Verificación de desplazamiento y derivas máximos en la dirección Y

Dirección Y						
Nivel	h (m)	Desplazamiento Elástico (mm)	Desplazamiento Inelástico (mm)	Desplazamiento Relativo (mm)	Deriva	Verificación (Norma E.030)
Azotea	3	26.004	87.762	12.636	0.0042	Cumple
8	3	22.260	75.126	13.029	0.0043	Cumple
7	3	18.399	62.098	13.161	0.0044	Cumple
6	3	14.500	48.937	12.927	0.0043	Cumple
5	3	10.670	36.010	12.215	0.0041	Cumple
4	3	7.051	23.795	10.888	0.0036	Cumple
3	3	3.824	12.907	7.493	0.0025	Cumple
2	4	1.604	5.415	5.415	0.0014	Cumple

Nota. La tabla presenta los desplazamientos y derivas máximos por nivel en la dirección Y, mostrando tanto los desplazamientos elásticos como inelásticos, así como los desplazamientos relativos entre niveles. Elaboración propia.

Interpretación. Se observa que el desplazamiento elástico máximo se alcanza en la azotea con 26.004 mm, mientras que el desplazamiento inelástico máximo es de 87.762 mm en el mismo nivel. Los desplazamientos relativos varían desde 5.415 mm en el segundo nivel hasta 13.161 mm en el séptimo nivel. Con un registro máximo de 0.0044, todas las derivas calculadas para la dirección Y se sitúan dentro del margen de tolerancia reglamentario. Al no sobrepasar el umbral de 0.007, se confirma que la edificación cumple con las exigencias normativas de desempeño estructural en todos sus niveles.

5.1.1.3. Irregularidad de Rigidez Lateral.

Tabla 27

Verificación de Irregularidad de rigidez lateral en la dirección X

Dirección X								
Nivel	Vtotal (ton)	Vrelativo (ton)	Desplazamiento (mm)	Rigidez Lateral (ton/m)	0.7 de rigidez del piso superior	Verificación (Norma E.030)	0.80 de rigidez promedio de los tres pisos superiores	Verificación (Norma E.030)
8	87.150	87.150	123.570	705.263	-	-	-	-
7	196.856	109.707	109.429	1002.536	493.68	Regular	-	-
6	290.587	93.731	93.843	998.802	701.77	Regular	-	-
5	368.568	77.981	76.824	1015.065	699.16	Regular	721.760	Regular
4	431.047	62.479	58.758	1063.328	710.55	Regular	804.374	Regular
3	478.305	47.258	40.445	1168.442	744.33	Regular	820.585	Regular
2	512.571	34.266	23.328	1468.914	817.91	Regular	865.822	Regular
1	531.183	18.612	9.323	1996.335	1028.24	Regular	986.849	Regular

Nota. La tabla muestra la distribución de cargas laterales, desplazamientos y rigidez lateral en cada nivel de la estructura para evaluar su comportamiento sísmico. Elaboración propia.

Interpretación. Se observa que la carga lateral total aumenta desde 87.150 toneladas en el nivel superior hasta 531.183 toneladas en el nivel 1, mientras que los desplazamientos laterales disminuyen de 123.570 mm a 9.323 mm, indicando mayor movimiento en los pisos altos. La rigidez lateral crece notablemente hacia los niveles inferiores, pasando de 705.263 ton/m en el nivel 8 a 1,996.335 ton/m en el nivel 1, lo que favorece la estabilidad estructural. Las verificaciones de rigidez resultan mayormente regulares, mostrando que la estructura cumple con los requisitos mínimos, aunque algunos niveles están cerca del límite, por lo que se recomienda su monitoreo para garantizar la seguridad sísmica.

Tabla 28*Verificación de Irregularidad de rigidez lateral en la dirección Y*

Dirección Y								
Nivel	Vtotal (ton)	Vrelativo (ton)	Desplazamiento de Entrepiso (mm)	Rigidez Lateral (ton/m)	0.7 de rigidez del piso superior	Verificación (Norma E.030)	0.80 de rigidez promedio de los tres pisos superiores	Verificación (Norma E.030)
8	114.333	114.333	87.762	1302.756	-	-	-	-
7	259.222	144.889	75.126	1928.610	911.93	Regular	-	-
6	383.962	124.740	62.098	2008.779	1350.03	Regular	-	-
5	488.677	104.715	48.937	2139.805	1406.15	Regular	1397.372	Regular
4	573.491	84.814	36.010	2355.264	1497.86	Regular	1620.585	Regular
3	638.526	65.035	23.795	2733.105	1648.68	Regular	1734.360	Regular
2	686.569	48.043	12.907	3722.129	1913.17	Regular	1927.513	Regular
1	713.438	26.868	5.415	4962.310	2605.49	Regular	2349.466	Regular

Nota. La tabla muestra la distribución de cargas laterales, desplazamientos de entrepiso y rigidez lateral en cada nivel de la estructura en la dirección Y. Elaboración propia.

Interpretación. Se observa que la carga lateral total aumenta desde 114.333 toneladas en el nivel 8 hasta 713.438 toneladas en el nivel 1, mientras que los desplazamientos de entrepiso disminuyen progresivamente de 87.762 mm a 5.415 mm, indicando mayor flexibilidad en los pisos superiores. La rigidez lateral presenta un incremento notable hacia los niveles inferiores, pasando de 1,302.756 ton/m en el nivel 8 a 4,962.310 ton/m en el nivel 1, lo que favorece la estabilidad estructural frente a cargas sísmicas. Las verificaciones resultan mayormente regulares, evidenciando que la estructura cumple con los requisitos mínimos de rigidez, aunque algunos niveles están próximos al límite, por lo que se recomienda su seguimiento para garantizar la seguridad sísmica. En conjunto, la tabla confirma una adecuada distribución de rigidez lateral y control de desplazamientos para evitar irregularidades significativas en la dirección Y.

5.1.1.4. Irregularidad por Torsión.

Tabla 29

Verificación de irregularidad por torsión en la dirección X

Dirección X								
Nivel	D _{máx} (mm)	D _{min} (mm)	D _{prom} (mm)	H (m)	D _{máx} /H (%)	1.30 D _{prom} /H (%)	Verificación si aplica el criterio (Norma E.030)	Verificación Irregularidad Torsional (Norma E.030)
Azotea	27.460	26.307	26.884	3	0.00915	0.01165	Aplica	Regular
8	24.318	23.384	23.851	3	0.00811	0.01034	Aplica	Regular
7	20.854	20.126	20.490	3	0.00695	0.00888	Aplica	Regular
6	17.072	16.538	16.805	3	0.00569	0.00728	Aplica	Regular
5	13.057	12.695	12.876	3	0.00435	0.00558	Aplica	Regular
4	8.988	8.773	8.880	3	0.00300	0.00385	No Aplica	Regular
3	5.184	5.073	5.128	3	0.00173	0.00222	No Aplica	Regular
2	2.072	2.043	2.057	4	0.00052	0.00067	No Aplica	Regular

Nota. La tabla muestra los valores máximos, mínimos y promedio de desplazamientos torsionales (en mm) en cada nivel de la estructura en la dirección X, junto con la altura de cada piso y los porcentajes de desplazamiento máximo y 1.30 veces el desplazamiento promedio respecto a la altura, para evaluar la irregularidad por torsión. Elaboración propia.

Interpretación. Se observa que los desplazamientos máximos disminuyen desde 27.460 mm en la azotea hasta 2.072 mm en el nivel 2, con porcentajes D_{máx}/H muy bajos (máximo 0.00915), lo que indica un comportamiento torsional controlado. La verificación del criterio de irregularidad por torsión aplica en los primeros cinco niveles y la azotea, resultando en una condición regular en todos los casos, mientras que en niveles inferiores no aplica, pero igualmente se mantiene la condición regular. Esto evidencia que la estructura cumple con los límites establecidos para irregularidad torsional.

Tabla 30*Verificación de irregularidad por torsión en la dirección Y*

Nivel	Dirección Y						Verificación si aplica el criterio (Norma E.030)	Verificación Irregularidad Torsional (Norma E.030)
	D _{máx} (mm)	D _{min} (mm)	D _{prom} (mm)	H (m)	D _{máx} /H (%)	1.30 D _{prom} /H (%)		
Azotea	26.004	9.364	17.684	3	0.00867	0.00766	Aplica	Irregular
8	22.260	8.213	15.236	3	0.00742	0.00660	Aplica	Irregular
7	18.399	6.967	12.683	3	0.00613	0.00550	Aplica	Irregular
6	14.500	5.663	10.081	3	0.00483	0.00437	Aplica	Irregular
5	10.670	4.340	7.505	3	0.00356	0.00325	Aplica	Irregular
4	7.051	3.054	5.052	3	0.00235	0.00219	No Aplica	Regular
3	3.824	1.874	2.849	3	0.00127	0.00123	No Aplica	Regular
2	1.604	0.874	1.239	4	0.00040	0.00040	No Aplica	Regular

Nota. La tabla muestra las verificaciones de criterios normativos, para evaluar la irregularidad por torsión. Elaboración propia.

Interpretación. Se observa que los desplazamientos máximos disminuyen desde 26.004 mm en la azotea hasta 1.604 mm en el nivel 2, con porcentajes D_{máx}/H que alcanzan hasta 0.00867, indicando un comportamiento torsional más pronunciado en los niveles superiores. La verificación del criterio de irregularidad por torsión aplica en los primeros cinco niveles y la azotea, resultando en una condición irregular en todos estos casos, mientras que en los niveles inferiores no aplica y se mantiene una condición regular. Esto evidencia que la estructura presenta irregularidad torsional en los niveles superiores, lo que conlleva a la toma de medidas adicionales para mejorar la respuesta sísmica en esta dirección.

5.1.1.5. Irregularidad de Masa o Peso.

Tabla 31

Verificación de masa o peso en ambas direcciones

Irregularidad de Masa o Peso X			
Nivel	Masa (tonf/g)	1.50 veces masa adyacente	Verificación (Norma E.030)
Azotea	30.184	-	-
8	43.467	45.276	Regular
7	43.331	65.201	Regular
6	43.196	64.997	Regular
5	43.060	64.793	Regular
4	42.924	64.590	Regular
3	45.298	64.386	Regular
2	44.334	67.947	Regular

Nota. La tabla muestra la masa de cada nivel de la estructura y la comparación con 1.5 veces la masa del piso adyacente para evaluar la irregularidad de masa según. Elaboración propia.

Interpretación. Los valores de masa oscilan entre 30.184 tonf/g en la azotea y aproximadamente 45.298 tonf/g en el nivel 3, mientras que el criterio de 1.5 veces la masa adyacente se cumple en todos los niveles, resultando en una verificación regular en cada caso. Esto indica que no existe irregularidad significativa de masa o peso en la estructura, cumpliendo con los requisitos establecidos, lo cual contribuye a un comportamiento sísmico más uniforme y predecible.

5.1.1.6. Sistema Estructural.

Tabla 32

Verificación del sistema estructural en ambas direcciones

Elemento	Vtotal X (ton)	Vtotal Y (ton)	% X	% Y
Columnas	114.399	113.916	21.54%	15.97%
Placas	416.785	599.521	78.46%	84.03%
Total	531.184	713.437	100%	100%
Sistema Estructural X			Muros Estructurales	
Sistema Estructural Y			Muros Estructurales	

Nota. La tabla muestra la distribución de la cortante basal que actúa sobre los elementos estructurales principales (columnas y placas) en las direcciones X y Y, junto con el porcentaje que representa cada uno respecto al total de la cortante en cada dirección. Elaboración propia.

Interpretación. En la dirección X, las columnas soportan 114.399 toneladas (21.54%) y las placas 416.785 toneladas (78.46%), mientras que en la dirección Y, las columnas resisten 113.916 toneladas (15.97%) y las placas 599.521 toneladas (84.03%), sumando un total de 531.184 y 713.437 toneladas respectivamente. Según la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, estos resultados indican que el sistema estructural predominante en ambas direcciones corresponde a muros estructurales, ya que la mayor parte de la cortante es resistida por las placas (muros), cumpliendo con los criterios establecidos para sistemas de muros estructurales, los cuales deben resistir al menos el 70% de la cortante basal para garantizar un comportamiento sísmico adecuado.

5.1.1.7. Cortante Mínimo y Factor de Amplificación Sísmica.

Tabla 33

Verificación de la cortante mínima y factor de amplificación sísmicas

Caso	Vtotal X (ton)	Vtotal Y (ton)
Estático	531.18	713.44
Dinámico	404.40	447.38
% Vest/Vdina	76%	63%
Factor de amplificación	1.31	1.59

Nota. La tabla muestra el cálculo del factor de amplificación sísmicas. Elaboración propia.

Interpretación. En la dirección X, la fuerza total estática es de 531.18 toneladas y la dinámica de 404.40 toneladas, representando un 76% de la fuerza estática respecto a la dinámica, lo que resulta en un factor de amplificación de 1.31. En la dirección Y, la fuerza estática es mayor, con 713.44 toneladas frente a 447.38 toneladas dinámicas, equivalente al 63%, y un factor de amplificación de 1.59. Estos factores indican que para ambos casos es necesario amplificar las fuerzas dinámicas para cumplir con los requisitos de diseño sísmico.

5.1.2. Periodos de Vibración

5.1.2.1. Resultados para el Modelo M1.

Tabla 34

Modos y periodos de vibración del modelo M1

M1			
Modo	T (seg)	Masa (%)	
1	0.60	Ux	72.8
2	0.43	Uy	56.5
3	0.31	Uz	57.3

Nota. La tabla muestra los modos y períodos de vibración del modelo M1. Elaboración propia.

5.1.2.2. Resultados para el Modelo M2.

Tabla 35

Modos y periodos de vibración del modelo M2

M2			
Modo	T (seg)		Masa (%)
1	0.63	Ux	65.7
2	0.44	Uy	52.2
3	0.32	Uz	53.0

Nota. La tabla muestra los modos y períodos de vibración del modelo M2. Elaboración propia.

5.1.2.3. Resultados para el Modelo M3A.

Tabla 36

Modos y periodos de vibración del modelo M3A

M3A-S1			M3A-S2			M3A-S3		
Modo	T (seg)	Masa (%)	Modo	T (seg)	Masa (%)	Modo	T (seg)	Masa (%)
1	0.66	Ux 62.7	2	0.79	Ux 60.0	2	1.04	Ux 65.2
2	0.55	Uy 58.5	1	0.71	Uy 63.9	1	1.51	Uy 71.6
3	0.40	Uz 56.5	3	0.44	Uz 61.4	3	0.46	Uz 59.0

Nota. La tabla muestra los modos y períodos de vibración del modelo M3A. Elaboración propia.

5.1.2.4. Resultados para el Modelo M3B.

Tabla 37

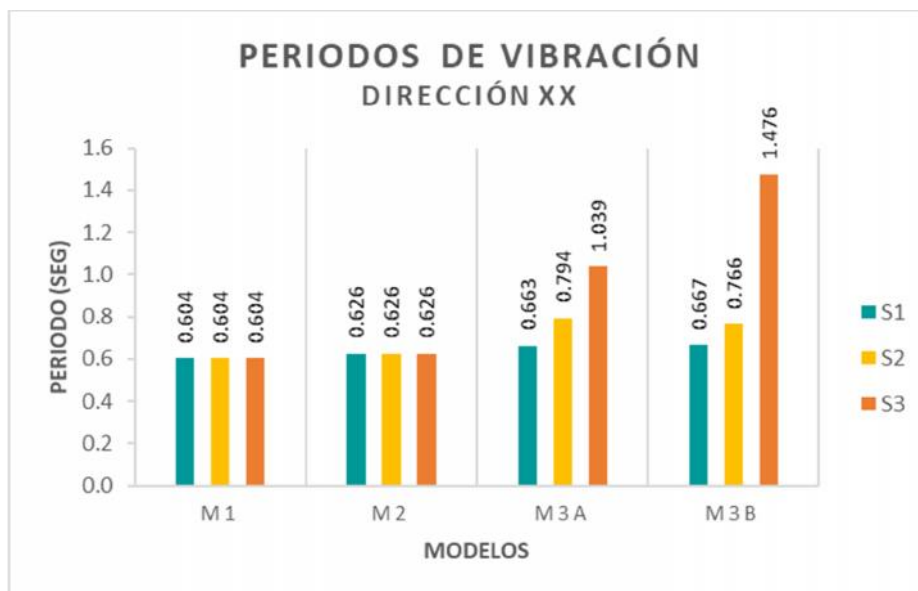
Modos y periodos de vibración del modelo M3B

M3B-S1			M3B-S2			M3B-S3		
Modo	T (seg)	Masa (%)	Modo	T (seg)	Masa (%)	Modo	T (seg)	Masa (%)
1	0.67	Ux 46.0	2	0.77	Ux 51.4	3	1.48	Ux 61.1
2	0.61	Uy 34.3	1	0.79	Uy 25.6	1	1.52	Uy 33.0
3	0.50	Uz 59.5	3	0.61	Uz 62.4	2	1.48	Uz 61.2

Nota. La tabla muestra los modos y períodos del modelo M3B. Elaboración propia.

Figura 48

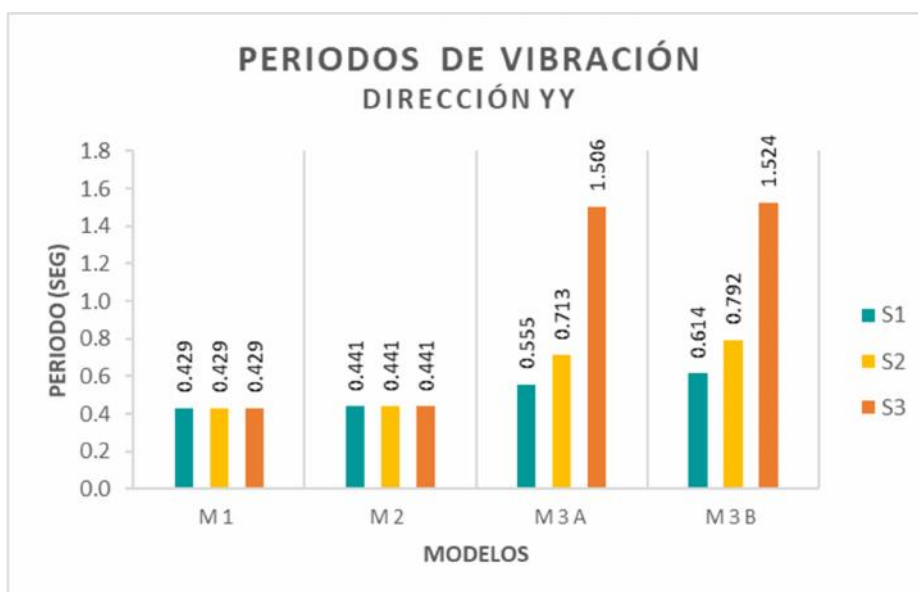
Comparación del periodo de vibración en la dirección X



Nota. El gráfico muestra los periodos de vibración para el suelo S1. Elaboración propia.

Figura 49

Comparación del periodo de vibración en la dirección Y



Nota. El gráfico muestra los periodos de vibración para el suelo S1. Elaboración propia.

Interpretación. En el modelo de base rígida (M1), la estructura presenta periodos de 0.60 s (Ux) y 0.43 s (Uy), con una concentración de masa dominante en el primer modo. Al introducir el modelo de resortes (M3A), se observa un ligero incremento en los periodos de 0.63 s (Ux), aunque manteniendo la jerarquía de los modos. Sin embargo, la influencia del tipo de suelo es determinante en los modelos flexibles (M3A y M3B). En el suelo tipo S1, los periodos se mantienen cercanos al modelo rígido, pero al pasar hacia suelos más blandos (S2 y S3), se produce un alargamiento significativo de los periodos. En el Suelo S3, el modelo M3B alcanza periodos máximos de 1.52 s (Uy) y 1.48 s (Ux), aumentando en un 150% respecto a la base rígida. Este fenómeno de flexibilización se ve acompañado por una redistribución de la participación de masa; mientras que en el modelo M1 la masa se concentra claramente en las direcciones ortogonales, en el modelo de interacción directa (M3B) sobre suelo S3, la participación se dispersa, evidenciando un acoplamiento de modos y un comportamiento de cuerpo rígido de la cimentación.

5.1.3. Cortante

5.1.3.1. Resultados para el Suelo S1.

Tabla 38

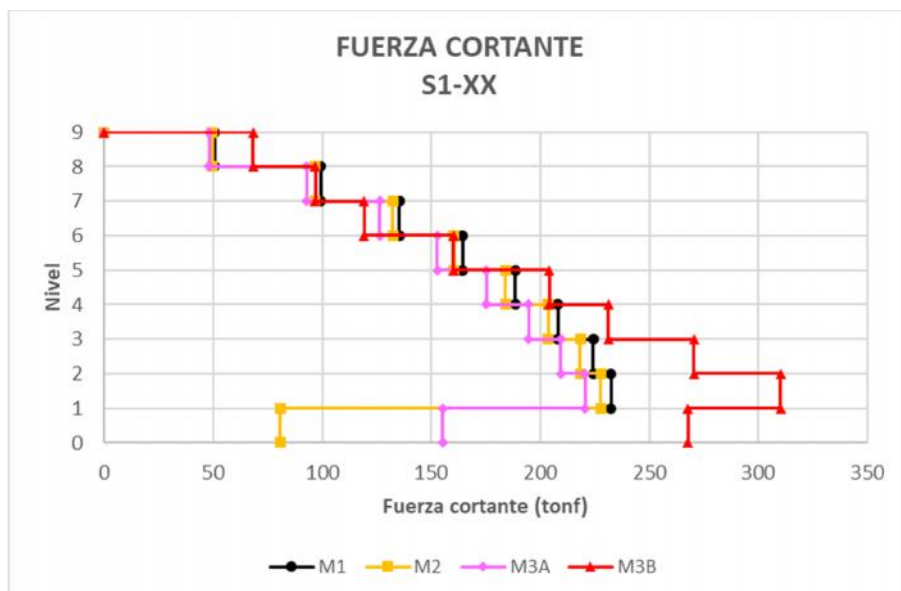
Cortantes por nivel para el suelo S1 en ambas direcciones

Nivel	DIRECCIÓN X				Nivel	DIRECCIÓN Y			
	M1-S1	M2-S1	M3A-S1	M3B-S1		M1-S1	M2-S1	M3A-S1	M3B-S1
8	50.7	49.7	48.3	68.4	8	73.5	74.9	66.5	102.6
7	99.4	96.9	92.9	97.0	7	150.9	150.8	132.4	191.5
6	135.5	132.3	126.4	119.3	6	210.6	209.9	184.3	241.1
5	164.4	160.4	152.9	160.2	5	256.4	256.3	226.1	240.5
4	188.5	184.0	175.2	204.2	4	292.3	292.8	260.1	204.9
3	208.2	203.7	194.6	231.1	3	320.1	320.6	288.0	208.1
2	224.4	218.3	209.3	270.6	2	341.1	339.2	307.3	284.9
1	232.6	227.8	220.4	310.1	1	351.4	351.9	324.5	396.5
Sótano	0.0	80.7	155.1	267.6	Sótano	0.0	29.4	63.7	121.5

Nota. La tabla muestra las cortantes por nivel para el suelo S1 en Tonf. Elaboración propia.

Figura 50

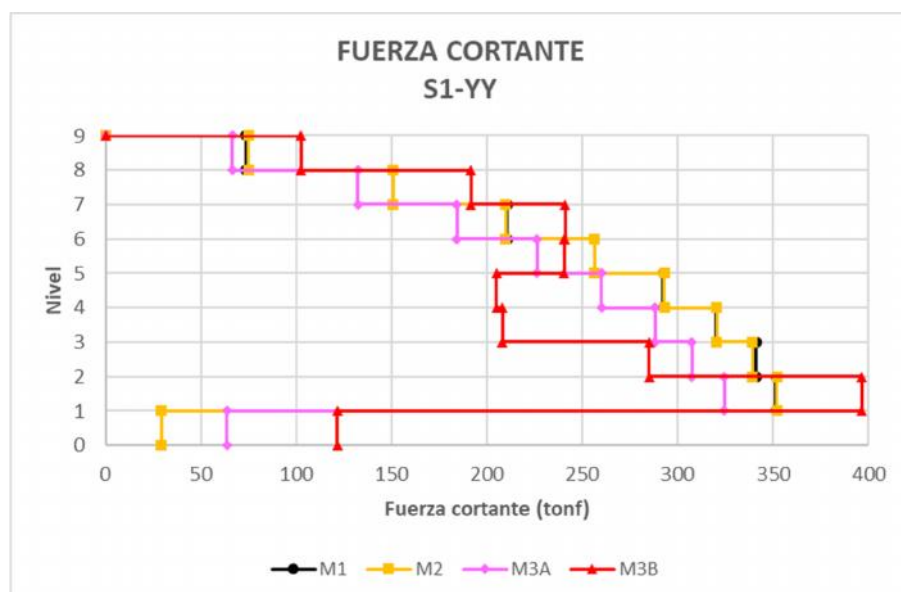
Cortantes por nivel para el suelo S1 en la dirección X



Nota. El gráfico muestra las cortantes en cada nivel para el suelo S1. Elaboración propia.

Figura 51

Cortantes por nivel para el suelo S1 en la dirección Y



Nota. El gráfico muestra las cortantes en cada nivel para el suelo S1. Elaboración propia.

Interpretación. El modelo de base rígida (M1) establece el límite inferior de análisis al omitir la participación del terreno en el sótano (0.0 Tonf), mientras que el método directo (M3B) define el límite superior de demanda, registrando fuerzas considerables de 68.4 Tonf en la dirección X y 121.5 Tonf en Y desde la base. Esta tendencia evidencia que la flexibilidad del suelo redistribuye los esfuerzos inerciales, incrementando la cortante acumulada en la base. A nivel de superestructura, se observa una marcada disparidad direccional; la rigidez en el eje Y genera magnitudes superiores en todos los modelos, alcanzando un pico máximo de 396.5 Tonf en el Nivel 1 bajo el modelo M3B, frente a los 310.1 Tonf registrados en la dirección X. En los niveles superiores (Nivel 8), los modelos M2 y M3A tienden a reducir levemente la cortante respecto al M1 debido al incremento del periodo natural; sin embargo, el modelo M3B rompe este patrón al reportar 102.6 Tonf en la dirección Y, superando en un 39% al modelo rígido (73.5 tonf). En conclusión, el método directo revela amplificaciones críticas subestimadas por el diseño tradicional, principalmente en la base y niveles de transición debido a la mayor demanda cinemática.

5.1.3.2. Resultados para el Suelo S2.

Tabla 39

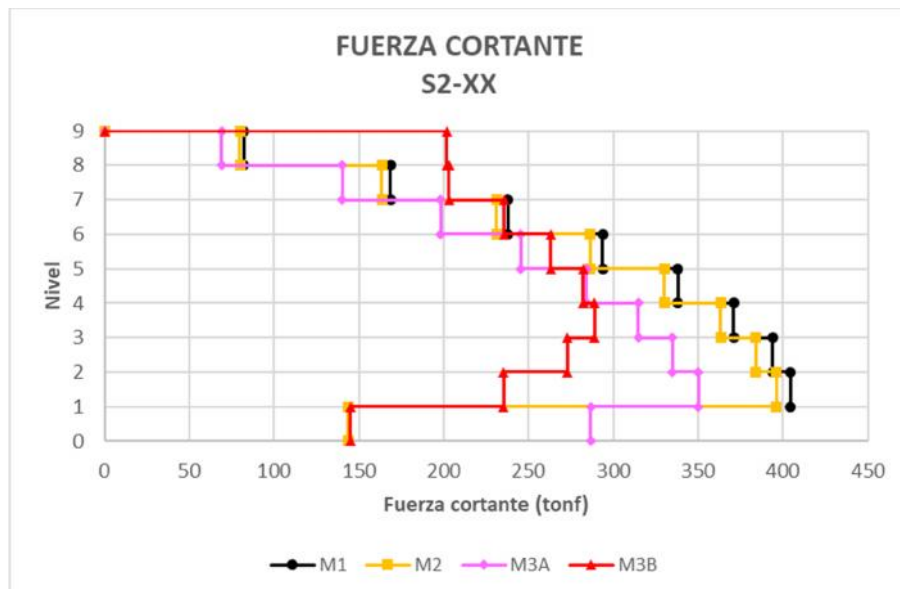
Cortantes por nivel para el suelo S2 en ambas direcciones

Nivel	DIRECCIÓN X				Nivel	DIRECCIÓN Y			
	M1-S2	M2-S2	M3A-S2	M3B-S2		M1-S2	M2-S2	M3A-S2	M3B-S2
8	82.2	80.0	69.1	201.6	8	93.3	97.1	83.0	83.5
7	168.6	163.6	140.2	203.0	7	192.1	196.9	170.7	111.3
6	237.8	231.3	198.4	235.5	6	269.0	275.4	241.5	140.2
5	293.9	286.2	245.6	263.2	5	328.2	337.2	299.4	163.9
4	338.1	330.1	284.1	282.2	4	374.1	385.2	347.3	184.2
3	370.9	363.4	314.9	288.9	3	409.2	420.9	387.1	218.5
2	394.0	383.9	334.8	273.1	2	434.9	444.0	408.5	212.5
1	404.4	396.1	350.2	235.4	1	447.4	459.3	434.9	298.0
Sótano	0.0	143.7	286.7	145.1	Sótano	0.0	38.8	123.7	168.2

Nota. La tabla muestra las cortantes por nivel para el suelo S2 en Tonf. Elaboración propia.

Figura 52

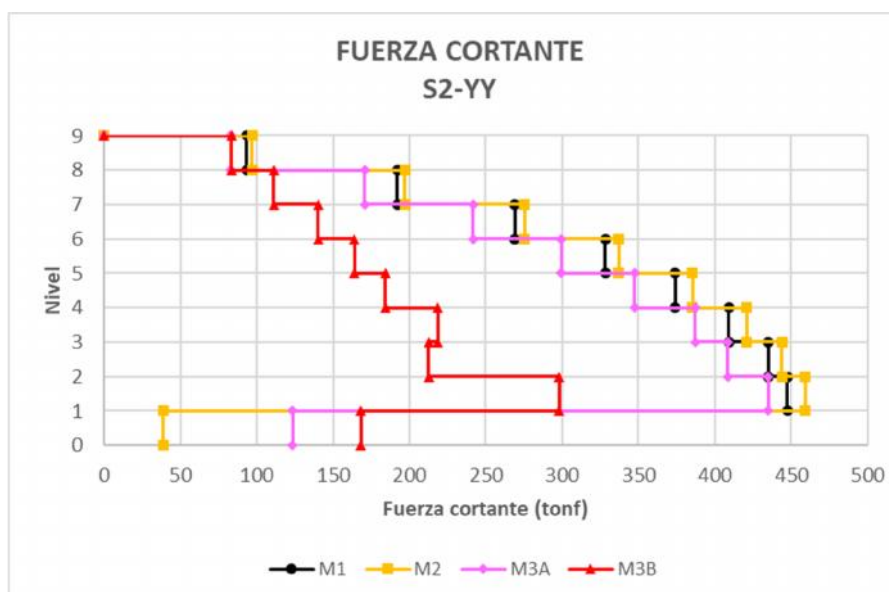
Cortantes por nivel para el suelo S2 en la dirección X



Nota. El gráfico muestra las cortantes en cada nivel para el suelo S2. Elaboración propia.

Figura 53

Cortantes por nivel para el suelo S2 en la dirección Y



Nota. El gráfico muestra las cortantes en cada nivel para el suelo S2. Elaboración propia.

Interpretación. El modelo de base rígida (M1) establece el límite inferior de análisis al omitir la participación del terreno en el sótano (0.0 Tonf), mientras que el método directo (M3B) define una demanda basal significativa con 145.1 Tonf en la dirección X y 168.2 Tonf en Y. Esta tendencia evidencia que la flexibilidad del suelo intermedio redistribuye los esfuerzos inerciales, incrementando la cortante acumulada en la cimentación respecto a los modelos de subestructura. A nivel de superestructura, se observa una marcada disparidad direccional; en el Nivel 1, el modelo de base rígida registra los picos más altos en ambas direcciones (404.4 Tonf en X y 447.4 Tonf en Y), mientras que el modelo M3B reduce esta demanda basal a 235.4 Tonf y 298.0 Tonf respectivamente. En los niveles superiores, el modelo M3B rompe el patrón de reducción por flexibilidad al reportar 201.6 Tonf en el Nivel 8 (X), superando drásticamente al modelo rígido. En conclusión, el método directo revela que en suelos S2 la energía sísmica se concentra de forma crítica en la base y niveles superiores, generando amplificaciones que el diseño tradicional subestima.

5.1.3.3. Resultados para el Suelo S3.

Tabla 40

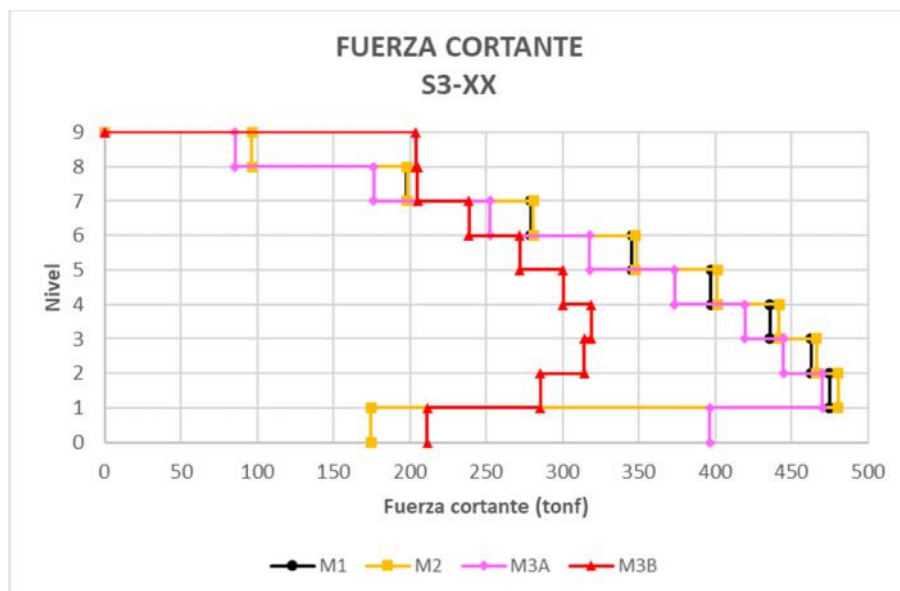
Cortantes por nivel para el suelo S3 en ambas direcciones

Nivel	DIRECCIÓN X				Nivel	DIRECCIÓN Y			
	M1-S3	M2-S3	M3A-S3	M3B-S3		M1-S3	M2-S3	M3A-S3	M3B-S3
8	96.4	96.5	85.5	204.1	8	108.8	113.2	86.1	92.1
7	198.0	198.2	176.3	204.9	7	224.2	229.8	178.8	120.0
6	279.4	280.9	252.7	238.6	6	313.8	321.3	253.8	151.3
5	345.4	348.0	318.0	272.0	5	382.9	393.3	315.4	180.4
4	397.4	401.5	373.4	300.3	4	436.5	449.3	367.1	211.2
3	435.8	441.8	419.5	319.0	3	477.3	491.1	411.4	292.7
2	463.0	466.4	444.9	314.3	2	507.3	518.0	414.3	271.1
1	475.1	480.8	470.2	285.6	1	521.9	535.8	447.2	430.8
Sótano	0.0	174.7	396.4	211.6	Sótano	0.0	45.3	209.0	297.0

Nota. La tabla muestra las cortantes por nivel para el suelo S3 en Tonf. Elaboración propia.

Figura 54

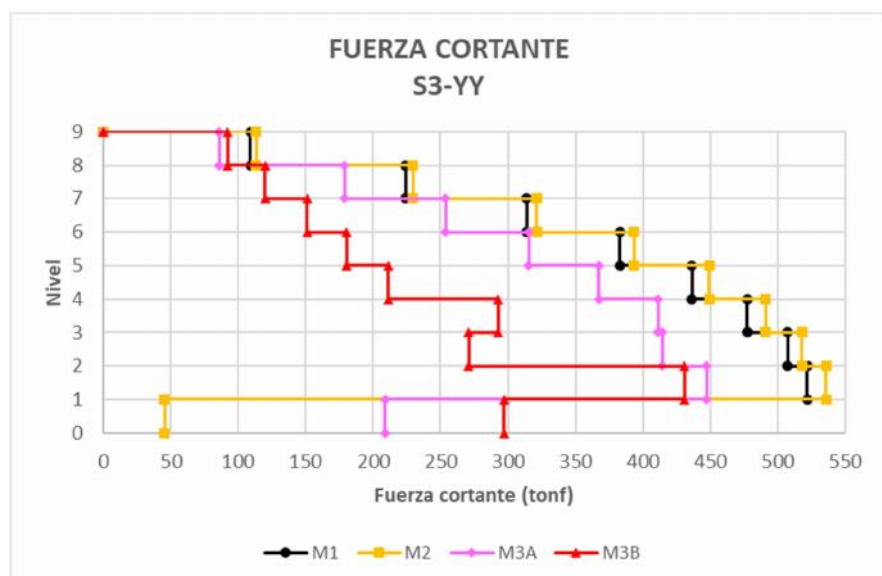
Cortantes por nivel para el suelo S3 en la dirección X



Nota. El gráfico muestra las cortantes en cada nivel para el suelo S3. Elaboración propia.

Figura 55

Cortantes por nivel para el suelo S3 en la dirección Y



Nota. El gráfico muestra las cortantes en cada nivel para el suelo S3. Elaboración propia.

Interpretación. El modelo de base rígida (M1) establece el límite inferior de análisis en el sótano (0.0 Tonf), mientras que el método directo (M3B) y el de subestructura (M3A) definen demandas basales críticas en el suelo blando S3, registrando picos de hasta 396.4 Tonf (X) y 297.0 Tonf (Y). Esta tendencia evidencia que, en estratos blandos, la flexibilidad del suelo redistribuye masivamente los esfuerzos inerciales desde la cimentación. A nivel de superestructura, el enfoque en el Nivel 1 revela que los modelos M1 y M2 presentan las mayores magnitudes, alcanzando un máximo de 535.8 Tonf en la dirección Y, mientras que el modelo M3B reduce significativamente esta demanda a 430.8 Tonf. No obstante, en los niveles superiores de la dirección X (Nivel 8), el modelo M3B rompe la tendencia de atenuación al reportar 204.1 Tonf, duplicando la respuesta del modelo rígido (96.4 Tonf). En conclusión, la ISE en suelo S3 evidencia que el método directo detecta amplificaciones altas y demandas basales omitidas tradicionalmente.

5.1.4. Desplazamientos

5.1.4.1. Resultados para el Suelo S1.

Tabla 41

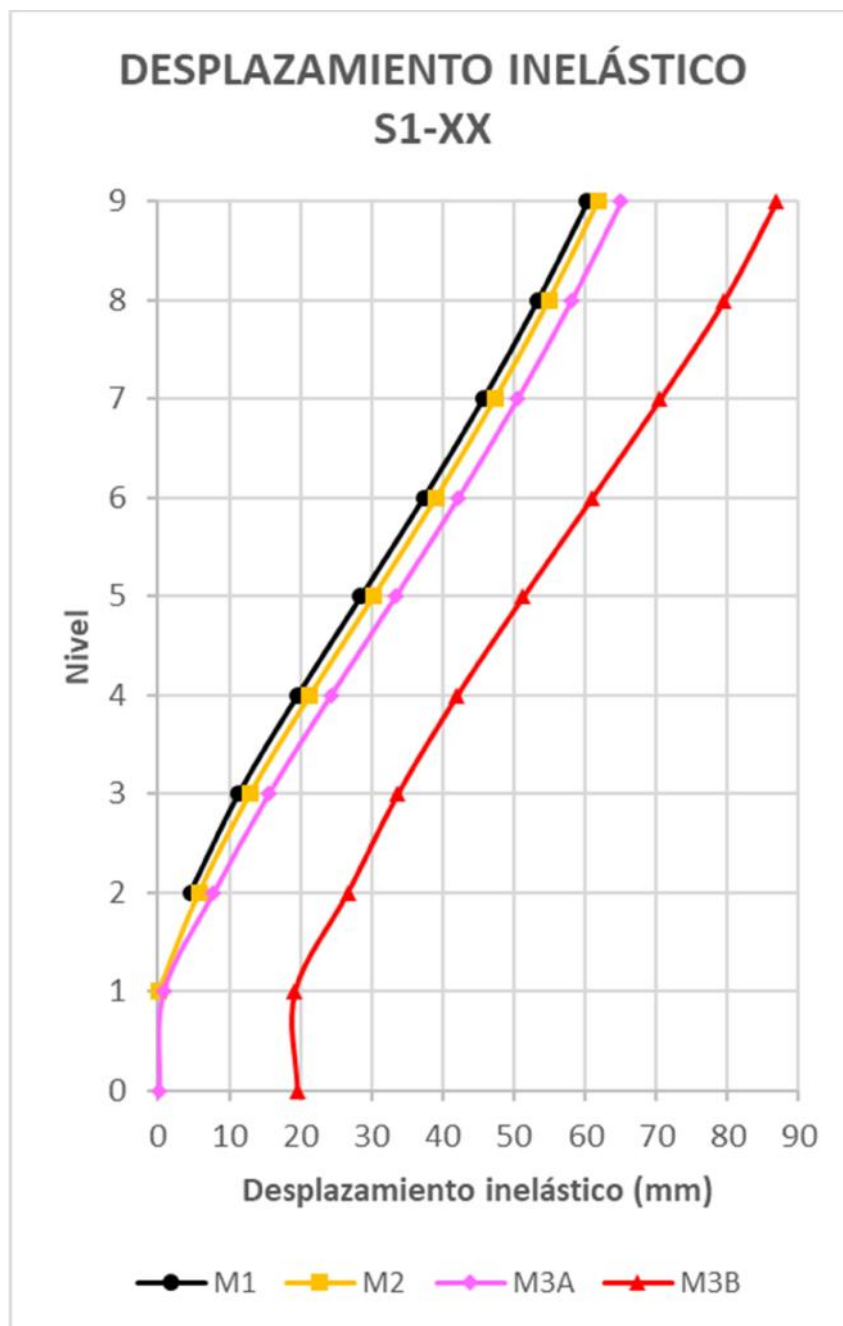
Desplazamientos inelásticos para el suelo S1 en ambas direcciones

Nivel	DIRECCIÓN X				Nivel	DIRECCIÓN Y			
	M1-S1	M2-S1	M3A-S1	M3B-S1		M1-S1	M2-S1	M3A-S1	M3B-S1
Azotea	60.3	61.8	65.0	86.8	Azotea	59.5	61.0	73.5	103.9
8	53.3	54.9	58.0	79.5	8	50.8	52.2	63.9	92.5
7	45.6	47.3	50.4	70.5	7	41.8	43.0	54.0	77.6
6	37.3	39.0	42.1	60.9	6	32.8	33.9	44.1	65.0
5	28.5	30.3	33.3	51.3	5	24.0	24.9	34.2	58.9
4	19.6	21.3	24.2	42.0	4	15.7	16.5	24.8	55.6
3	11.3	12.9	15.5	33.7	3	8.4	9.1	16.2	48.2
2	4.5	5.8	7.8	26.6	2	3.5	4.0	9.2	33.6
1	0.0	0.1	0.7	19.2	1	0.0	0.2	2.2	15.4
Sótano	0.0	0.0	0.1	19.5	Sótano	0.0	0.0	0.2	15.8

Nota. La tabla muestra los desplazamientos para el suelo S1 en mm. Elaboración propia.

Figura 56

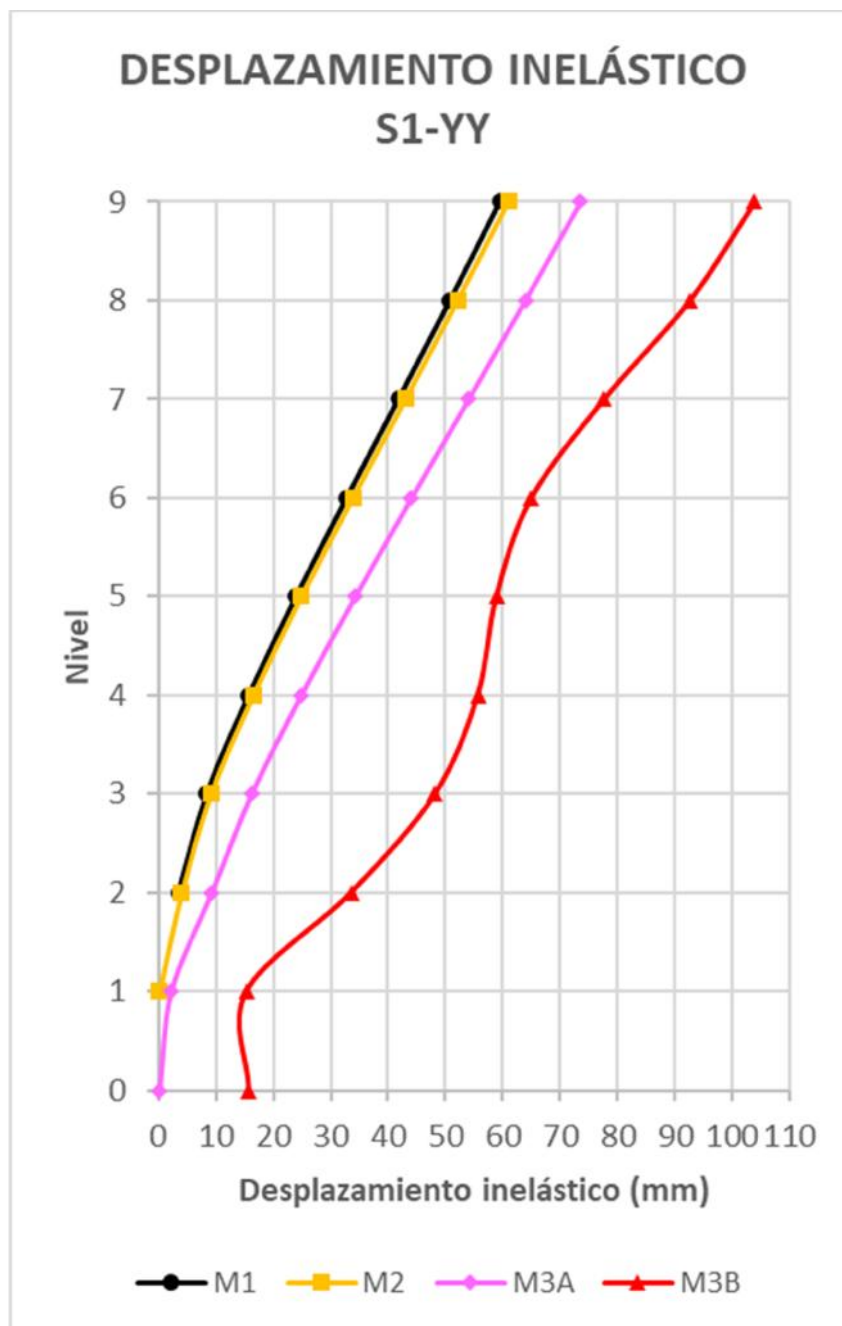
Desplazamientos inelásticos para el suelo S1 en la dirección X



Nota. El gráfico presenta los desplazamientos en cada nivel para el suelo S1. Elaboración propia.

Figura 57

Desplazamientos inelásticos para el suelo S1 en la dirección Y



Nota. El gráfico presenta los desplazamientos en cada nivel para el suelo S1. Elaboración propia.

Interpretación. El modelo de base rígida (M1) establece el límite inferior de respuesta al restringir totalmente los desplazamientos en la base (0.0 mm), mientras que el método directo (M3B) define el límite superior de demanda, registrando desplazamientos iniciales significativos en el sótano de 19.5 mm en X y 15.8 mm en Y. Esta tendencia confirma que la flexibilidad del suelo S1 permite una libertad de movimiento desde la cimentación, lo que incrementa el desplazamiento global de la estructura por efecto de cuerpo rígido. A nivel de superestructura, el análisis en la Azotea revela que los modelos de subestructura (M2 y M3A) presentan incrementos moderados; sin embargo, el modelo M3B dispara la respuesta elástica hasta alcanzar los 86.8 mm en X y un pico máximo de 103.9 mm en Y. Este comportamiento representa un incremento superior al 74% respecto al modelo rígido tradicional. En los niveles inferiores (Nivel 1), mientras M1 se mantiene estático, M3B registra ya 19.2 mm. En conclusión, el método directo captura ampliaciones por flexibilidad de base que el diseño convencional ignora, resultando en una evaluación más realista y conservadora de la distorsión estructural.

5.1.4.2. Resultados para el Suelo S2.

Tabla 42

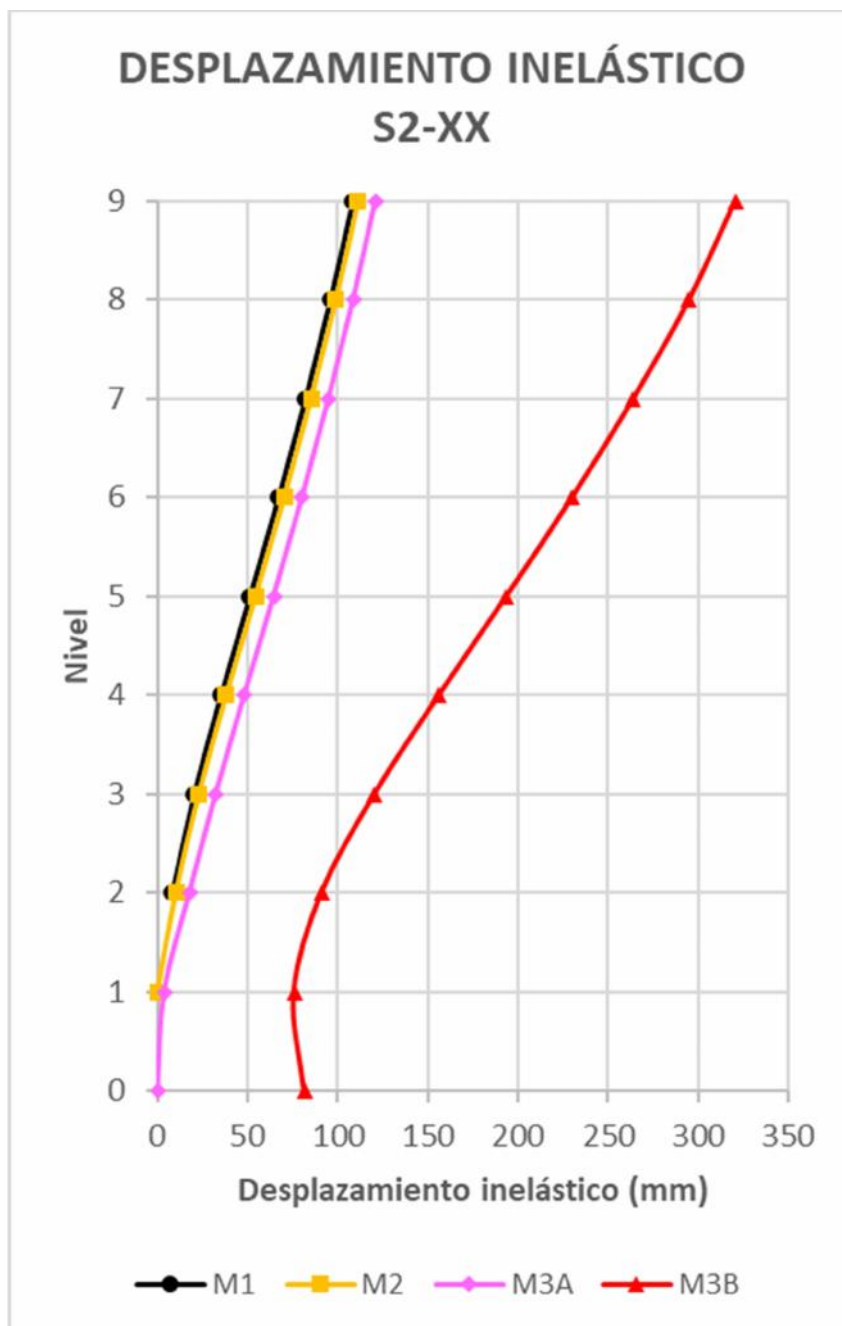
Desplazamientos inelásticos para el suelo S2 en ambas direcciones

Nivel	DIRECCIÓN X				Nivel	DIRECCIÓN Y			
	M1-S2	M2-S2	M3A-S2	M3B-S2		M1-S2	M2-S2	M3A-S2	M3B-S2
Azotea	108.5	111.2	121.1	320.4	Azotea	76.5	80.7	152.7	277.3
8	96.0	98.8	108.7	294.8	8	65.3	69.0	134.5	260.4
7	82.2	85.2	95.1	263.9	7	53.8	56.9	116.1	238.7
6	67.1	70.3	80.4	230.0	6	42.2	44.8	97.7	212.6
5	51.2	54.4	64.6	193.5	5	30.9	32.9	79.4	183.0
4	35.1	38.3	48.3	156.0	4	20.2	21.8	61.5	151.0
3	20.2	23.0	32.4	120.4	3	10.9	12.1	44.7	117.8
2	8.0	10.3	17.8	91.0	2	4.5	5.3	29.8	85.4
1	0.0	0.2	3.8	75.8	1	0.0	0.2	12.5	55.8
Sótano	0.0	0.0	0.2	81.5	Sótano	0.0	0.0	0.5	59.1

Nota. La tabla muestra los desplazamientos para el suelo S2 en mm. Elaboración propia.

Figura 58

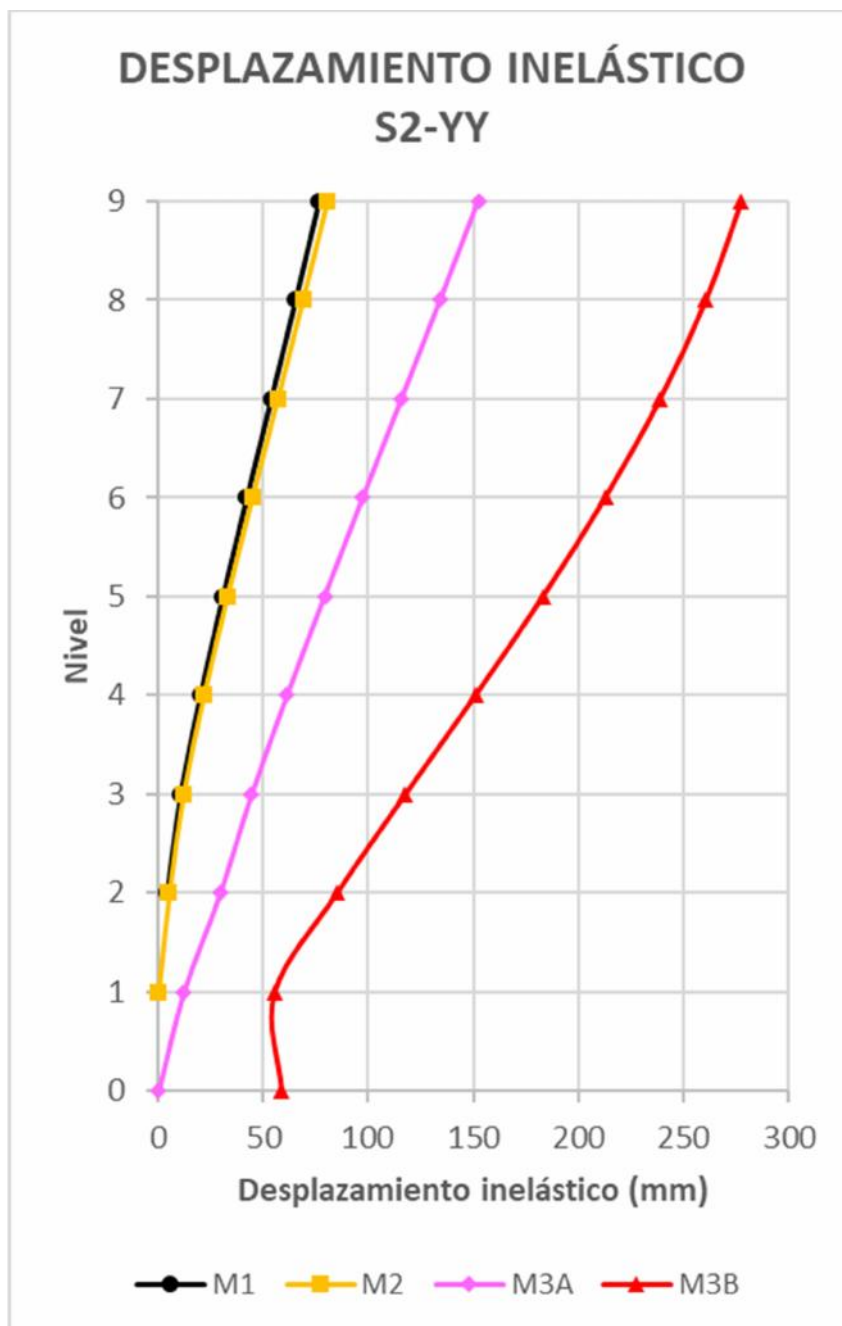
Desplazamientos inelásticos para el suelo S2 en la dirección X



Nota. El gráfico presenta los desplazamientos en cada nivel para el suelo S2. Elaboración propia.

Figura 59

Desplazamientos inelásticos para el suelo S2 en la dirección Y



Nota. El gráfico presenta los desplazamientos en cada nivel para el suelo S2. Elaboración propia.

Interpretación. El modelo de base rígida (M1) establece el límite inferior de respuesta al restringir totalmente los desplazamientos en la base (0.0 mm), mientras que el método directo (M3B) define el límite superior de demanda en el suelo intermedio S2, registrando desplazamientos iniciales en el sótano de 81.5 mm en X y 59.1 mm en Y. Esta tendencia confirma que la flexibilidad del terreno permite una traslación y rotación en la cimentación, lo que incrementa el desplazamiento global de la estructura por efectos de cuerpo rígido. A nivel de superestructura, el análisis en la Azotea revela que el modelo M3B dispara la respuesta inelástica hasta alcanzar los 320.4 mm en X y 277.3 mm en Y, representando un incremento superior al 195% respecto al modelo rígido tradicional. En el Nivel 1, mientras M1 permanece estático, el modelo M3B ya registra 75.8 mm (X), evidenciando que la deformación del suelo constituye la mayor parte del desplazamiento total del sistema. En conclusión, el método directo revela que en suelos S2 las amplificaciones por flexibilidad de base son críticas y masivas, resultando en una evaluación de la seguridad estructural que el diseño convencional subestima drásticamente al ignorar la cinemática del suelo.

5.1.4.3. Resultados para el Suelo S3.

Tabla 43

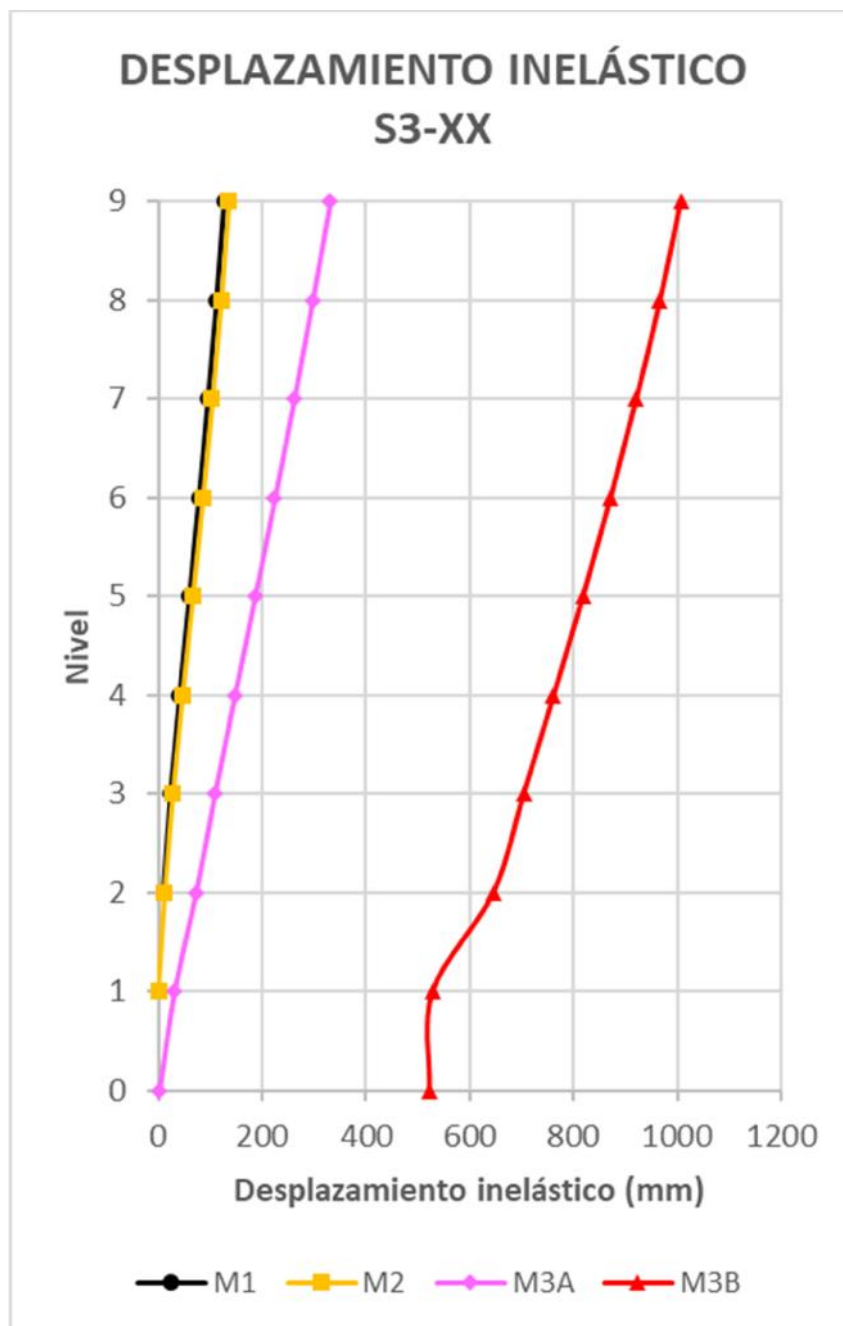
Desplazamientos inelásticos para el suelo S3 en ambas direcciones

Nivel	DIRECCIÓN X				Nivel	DIRECCIÓN Y			
	M1-S3	M2-S3	M3A-S3	M3B-S3		M1-S3	M2-S3	M3A-S3	M3B-S3
Azotea	127.5	135.3	330.7	1006.6	Azotea	89.3	94.1	508.7	1230.0
8	112.8	120.2	296.7	966.7	8	76.2	80.4	454.5	1151.6
7	96.6	103.6	261.2	920.8	7	62.8	66.4	400.0	1068.8
6	78.9	85.5	224.2	871.2	6	49.2	52.2	345.5	981.9
5	60.2	66.2	185.9	817.9	5	36.0	38.4	291.2	891.3
4	41.3	46.6	146.9	761.5	4	23.6	25.4	237.6	797.5
3	23.7	28.0	108.4	703.3	3	12.7	14.1	186.0	701.1
2	9.5	12.5	72.1	644.9	2	5.2	6.2	135.0	602.8
1	0.0	0.2	30.5	527.4	1	0.0	0.3	68.0	482.1
Sótano	0.0	0.0	1.8	521.3	Sótano	0.0	0.0	7.9	424.6

Nota. La tabla muestra los desplazamientos para el suelo S2 en mm. Elaboración propia.

Figura 60

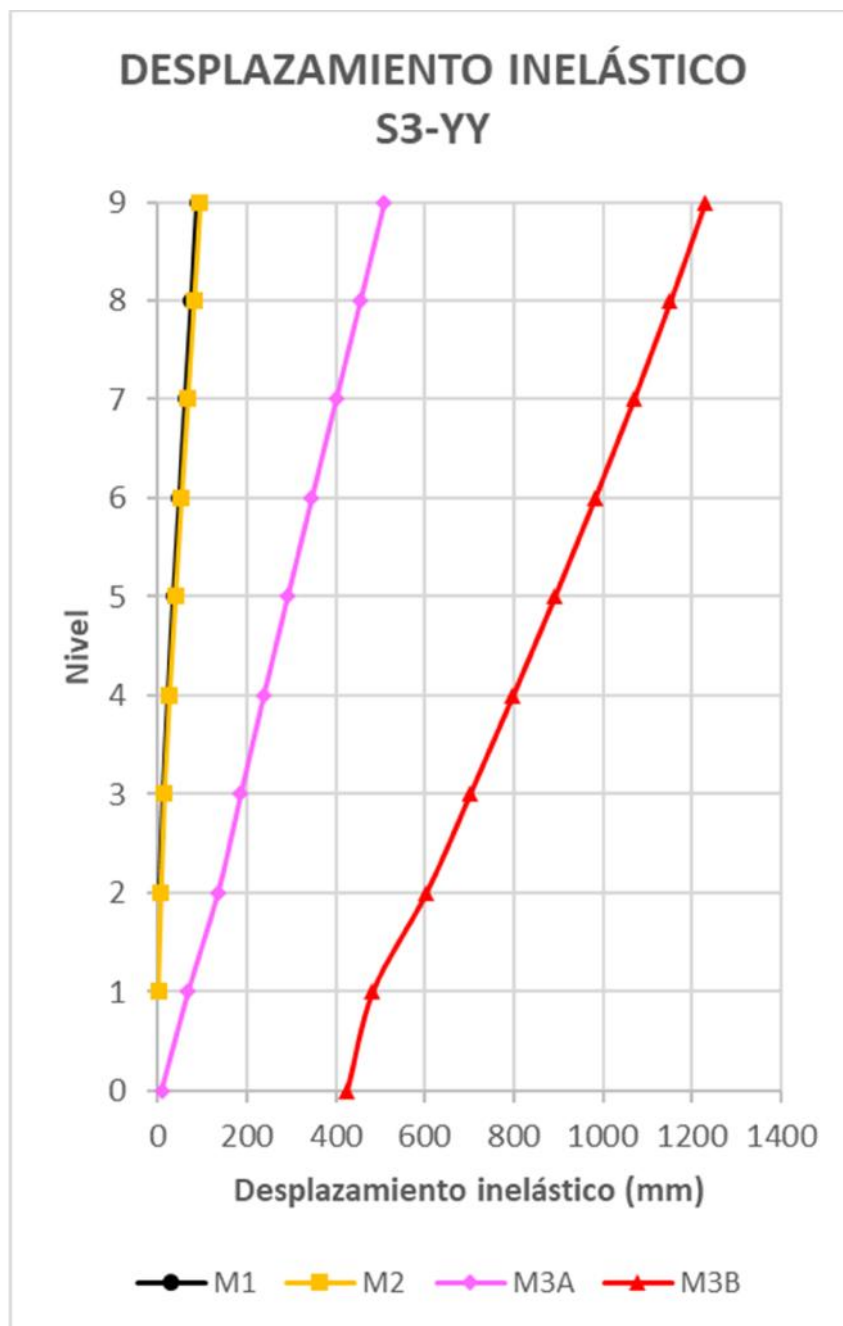
Desplazamientos inelásticos para el suelo S3 en la dirección x



Nota. El gráfico presenta los desplazamientos en cada nivel para el suelo S3. Elaboración propia.

Figura 61

Desplazamientos inelásticos para el suelo S3 en la dirección Y



Nota. El gráfico presenta los desplazamientos en cada nivel para el suelo S3. Elaboración propia.

Interpretación. El modelo de base rígida (M1) establece el límite inferior de respuesta al restringir totalmente los desplazamientos en la base (0.0 mm), mientras que el método directo (M3B) define el límite superior de demanda en el suelo blando S3, registrando desplazamientos iniciales extremos en el sótano de 521.3 mm en X y 424.6 mm en Y. Esta tendencia confirma que, en estratos blandos, la flexibilidad del terreno permite una traslación y rotación de la cimentación, lo que incrementa el desplazamiento global de la estructura. A nivel de superestructura, el análisis en la Azotea revela que el modelo M3B dispara la respuesta inelástica hasta alcanzar los 1006.6 mm en X y un pico máximo de 1230.0 mm en Y, representando un incremento superior al 1200% respecto al modelo rígido tradicional. En el Nivel 1, mientras M1 permanece estático, el modelo M3B ya registra 527.4 mm (X). En conclusión, la ISE en suelo S3 genera amplificaciones críticas que el diseño convencional ignora por completo, resultando en desplazamientos que superan los límites de seguridad estructural.

5.1.5. Derivas

5.1.5.1. Resultados para el Suelo S1.

Tabla 44

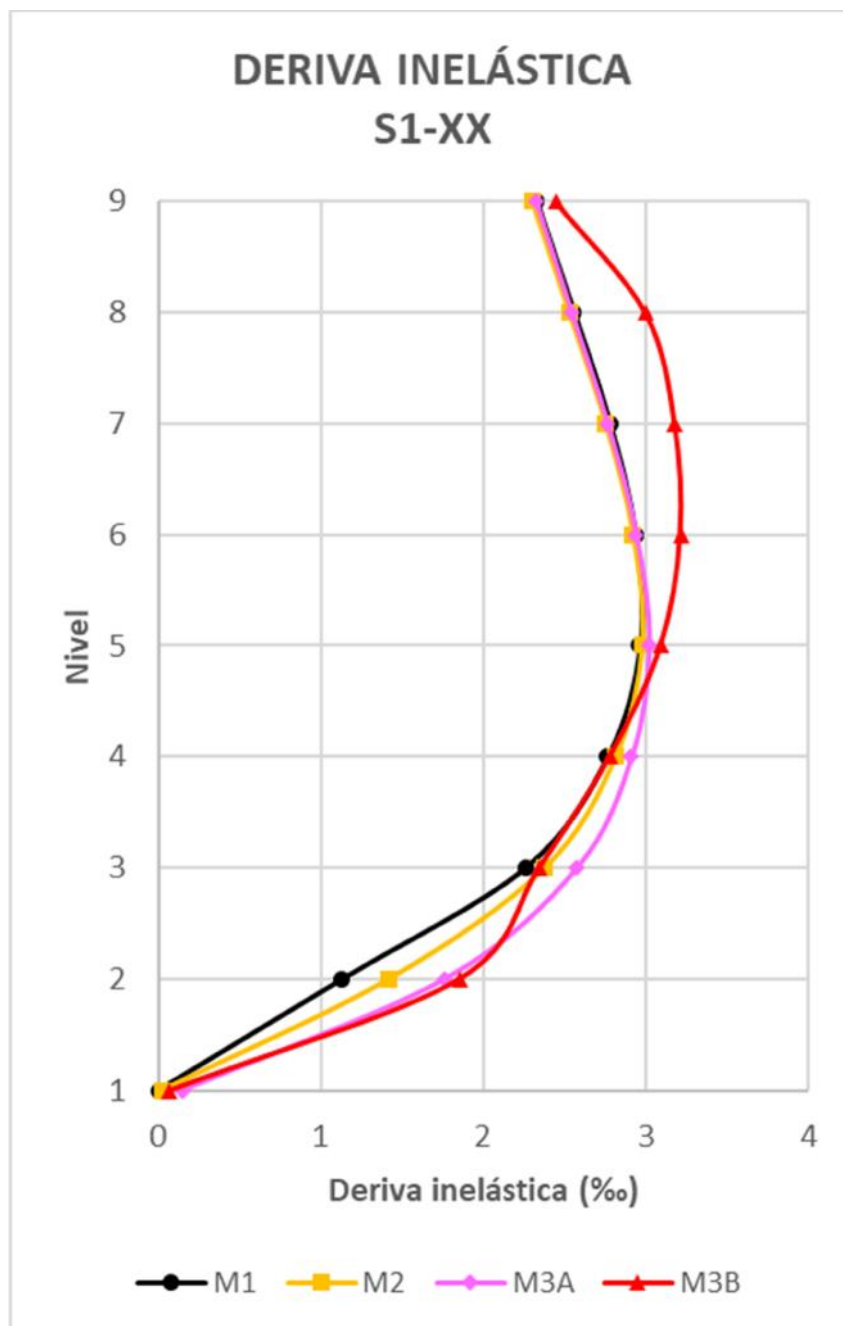
Derivas inelásticas para el suelo S1 en ambas direcciones

Nivel	DIRECCIÓN X				Nivel	DIRECCIÓN Y			
	M1-S1	M2-S1	M3A-S1	M3B-S1		M1-S1	M2-S1	M3A-S1	M3B-S1
Azotea	2.3	2.3	2.3	2.4	Azotea	2.9	3.0	3.2	3.8
8	2.6	2.5	2.5	3.0	8	3.0	3.0	3.3	5.0
7	2.8	2.8	2.8	3.2	7	3.0	3.1	3.3	4.2
6	2.9	2.9	2.9	3.2	6	2.9	3.0	3.3	2.0
5	3.0	3.0	3.0	3.1	5	2.8	2.8	3.1	1.1
4	2.8	2.8	2.9	2.8	4	2.4	2.5	2.9	2.5
3	2.3	2.4	2.6	2.3	3	1.6	1.7	2.3	4.9
2	1.1	1.4	1.8	1.9	2	0.9	1.0	2.3	4.6
1	0.0	0.0	0.1	0.1	1	0.0	0.0	0.5	0.1
Sótano	0.0	0.0	0.0	0.0	Sótano	0.0	0.0	0.0	0.0

Nota. La tabla muestra las derivas para el suelo S1 en %. Elaboración propia.

Figura 62

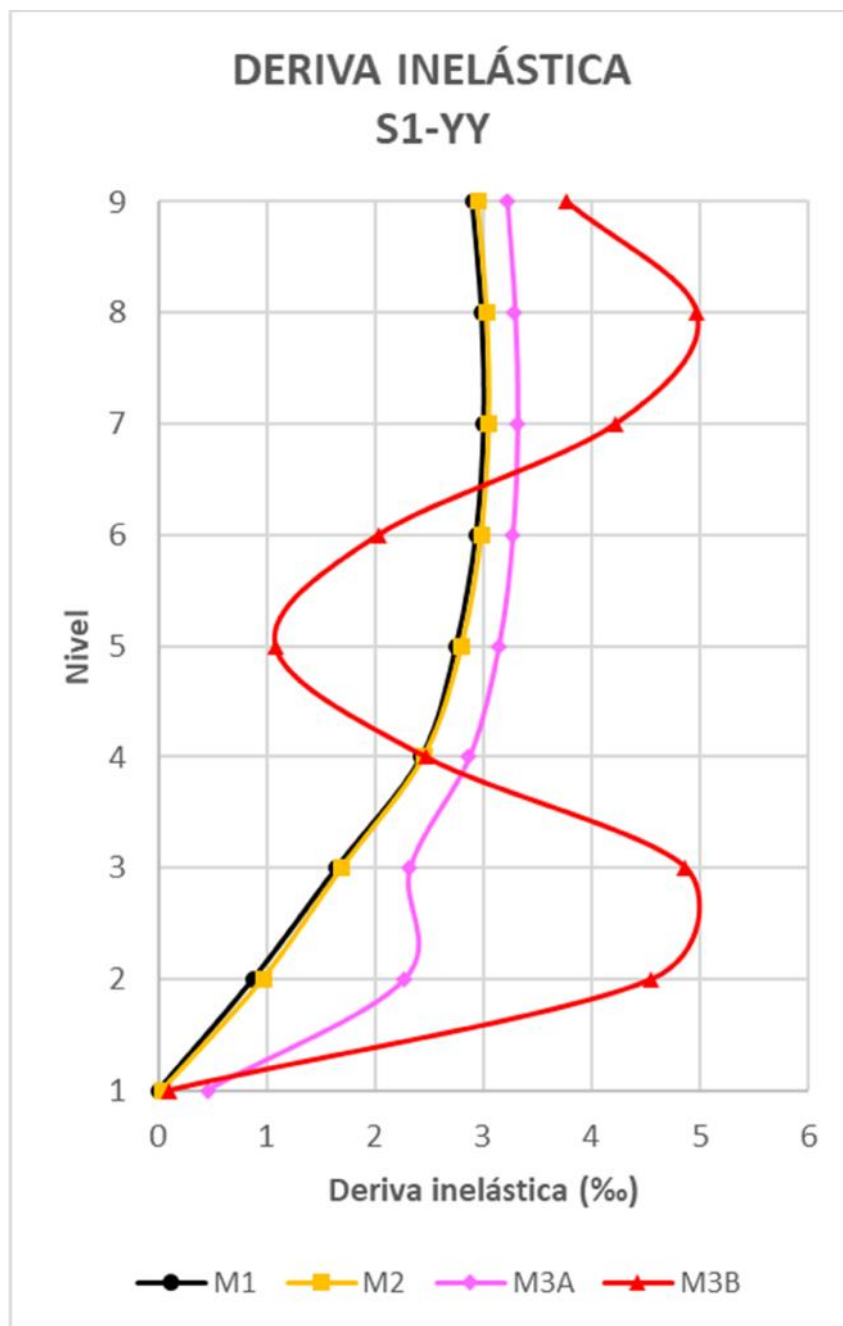
Derivas inelásticas para el suelo S1 en la dirección X



Nota. El gráfico presenta las derivas en cada nivel para el suelo S1. Elaboración propia.

Figura 63

Derivas inelásticas para el suelo S1 en la dirección Y



Nota. El gráfico presenta las derivas en cada nivel para el suelo S1. Elaboración propia.

Interpretación. El modelo de base rígida (M1) establece el límite inferior de distorsión al ignorar la flexibilidad del terreno, mientras que el método directo (M3B) define el comportamiento más crítico en el suelo S1, alcanzando derivas inelásticas de hasta 3.2 ‰ en X y un pico máximo de 5.0 ‰ en Y. Esta tendencia evidencia que la ISE redistribuye las deformaciones de entrepiso, generando concentraciones de daño en niveles específicos que los modelos convencionales suavizan. A nivel de superestructura, el análisis del Nivel 8 revela que el modelo M3B incrementa la distorsión significativamente, llegando a 5.0 ‰ (Y) frente al 3.0 ‰ del modelo rígido, lo que representa un aumento del 66% en la demanda de ductilidad. En los niveles inferiores (Nivel 2 y 3), se observa un comportamiento atípico donde el modelo M3B dispara la deriva hasta 4.9 ‰ (Y), mientras que M1 apenas registra 1.6 ‰, demostrando que la libertad de rotación en la base amplifica las distorsiones en los primeros niveles. En conclusión, el método directo revela amplificaciones críticas en la respuesta inelástica, especialmente en los niveles superiores, donde la respuesta dinámica del sistema acoplado eleva la vulnerabilidad estructural.

5.1.5.2. Resultados para el Suelo S2.

Tabla 45

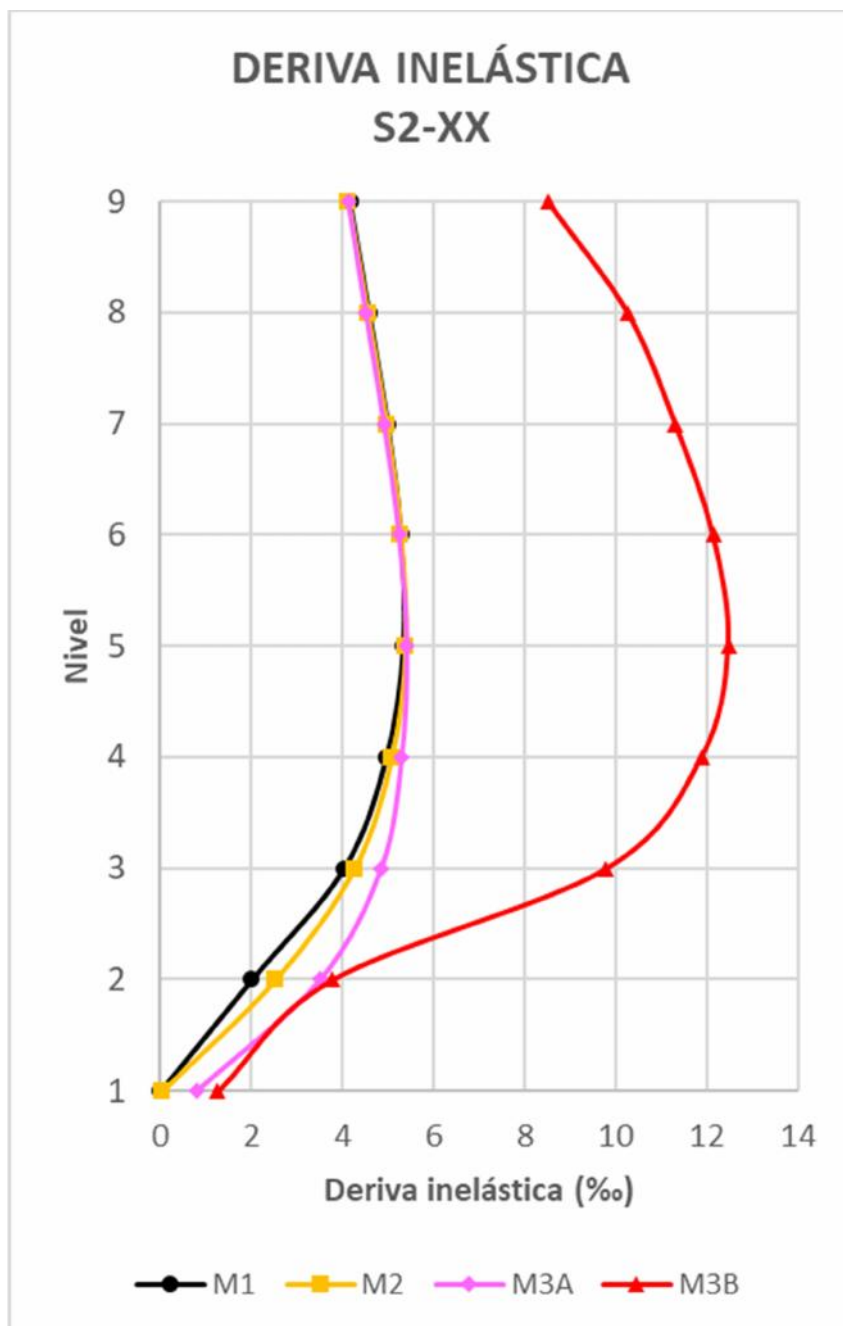
Derivas inelásticas para el suelo S2 en ambas direcciones

Nivel	DIRECCIÓN X				Nivel	DIRECCIÓN Y			
	M1-S2	M2-S2	M3A-S2	M3B-S2		M1-S2	M2-S2	M3A-S2	M3B-S2
Azotea	4.2	4.1	4.1	8.5	Azotea	3.7	3.9	6.1	5.6
8	4.6	4.6	4.5	10.3	8	3.8	4.0	6.1	7.2
7	5.0	5.0	4.9	11.3	7	3.9	4.0	6.2	8.7
6	5.3	5.3	5.3	12.2	6	3.8	3.9	6.1	9.9
5	5.4	5.4	5.4	12.5	5	3.5	3.7	5.9	10.7
4	5.0	5.1	5.3	11.9	4	3.1	3.2	5.6	11.1
3	4.0	4.3	4.9	9.8	3	2.1	2.2	5.0	10.8
2	2.0	2.5	3.5	3.8	2	1.1	1.3	4.3	7.4
1	0.0	0.0	0.8	1.3	1	0.0	0.0	2.7	0.7
Sótano	0.0	0.0	0.0	0.0	Sótano	0.0	0.0	0.0	0.0

Nota. La tabla muestra las derivas para el suelo S2 en ‰. Elaboración propia.

Figura 64

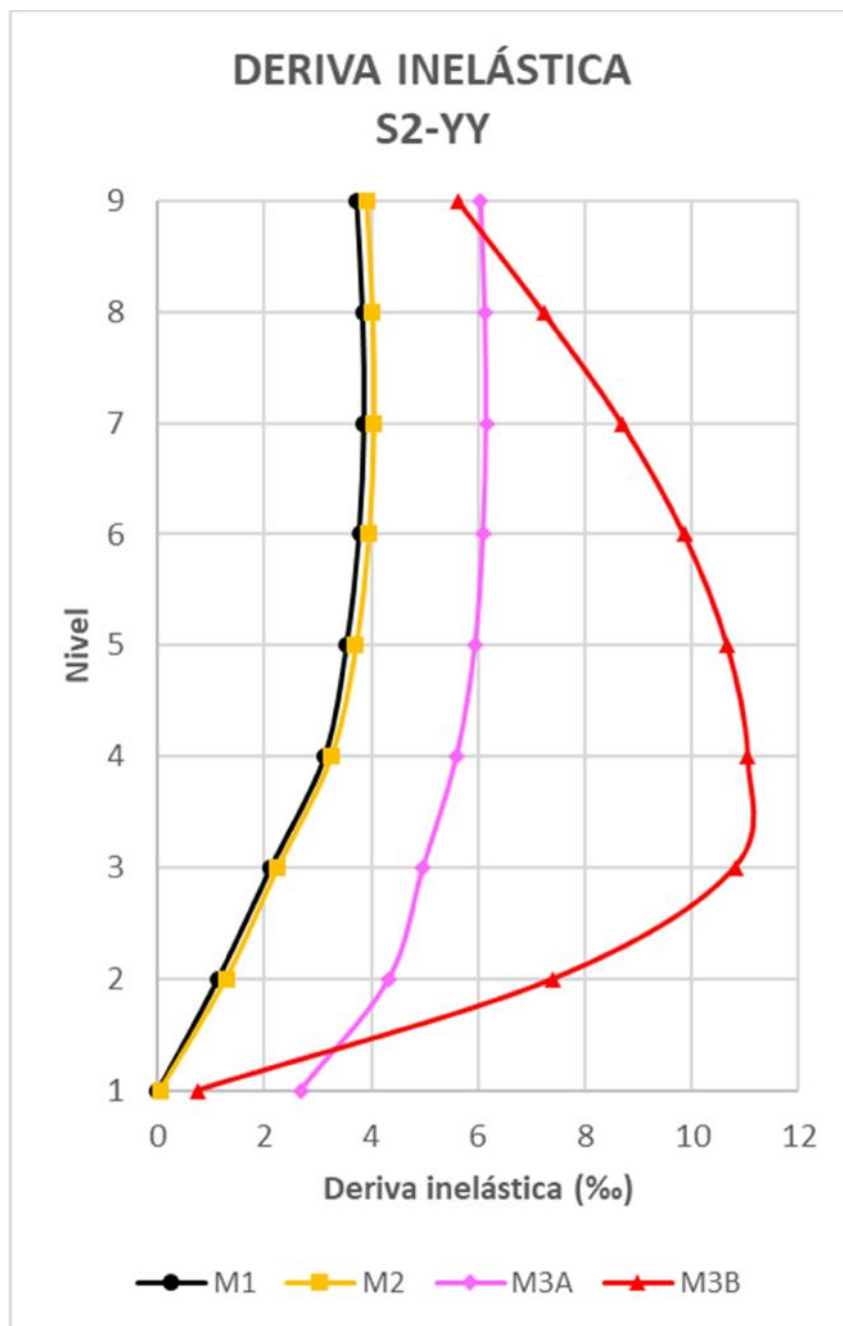
Derivas inelásticas para el suelo S2 en la dirección X



Nota. El gráfico presenta las derivas en cada nivel para el suelo S2. Elaboración propia.

Figura 65

Derivas inelásticas para el suelo S2 en la dirección Y



Nota. El gráfico presenta las derivas en cada nivel para el suelo S2. Elaboración propia.

Interpretación. El modelo de base rígida (M1) establece el límite inferior de distorsión al ignorar la flexibilidad del terreno, mientras que el método directo (M3B) define el comportamiento más crítico en el suelo intermedio S2, registrando derivas inelásticas que alcanzan un pico máximo de 12.5 ‰ en la dirección X y 11.1 ‰ en Y. Esta tendencia evidencia que la ISE amplifica drásticamente las deformaciones de entrepiso, concentrando esfuerzos en la zona central del edificio. A nivel de cumplimiento normativo, el contraste es alarmante: mientras los modelos M1 y M2 se mantienen por debajo del límite de 7 ‰ establecido por la norma E.030, el modelo M3B supera este umbral en casi toda la superestructura (desde el Nivel 3 hasta la Azotea en X). En la dirección Y, los modelos M3A (6.2 ‰) y M3B (11.1 ‰) muestran una disparidad considerable, donde solo el método directo captura la vulnerabilidad real del sistema. En conclusión, el análisis en suelo S2 revela que el diseño convencional subestima la demanda de ductilidad, reportando distorsiones que exceden el límite normativo en un 78%.

5.1.5.3. Resultados para el Suelo S3.

Tabla 46

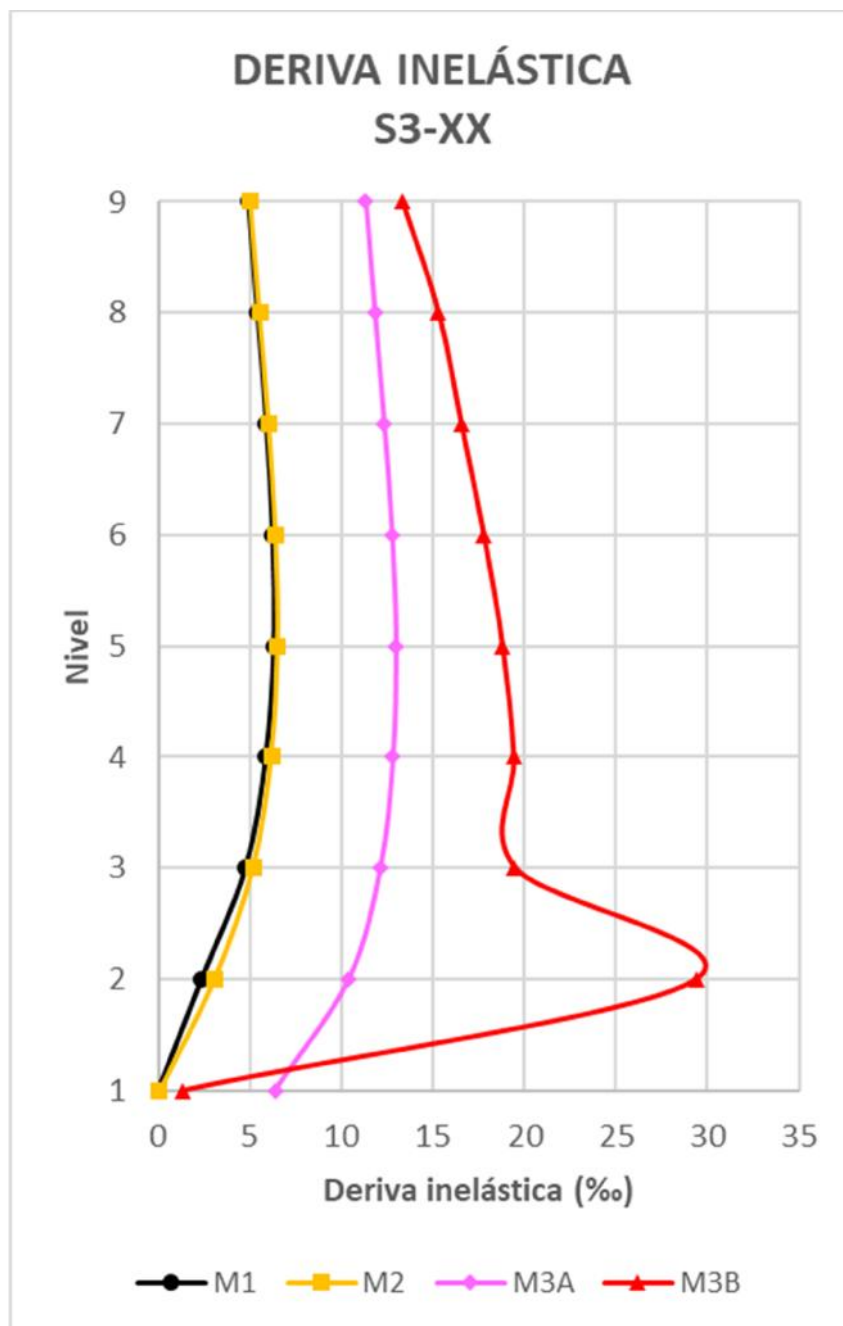
Derivas inelásticas para el suelo S3 en ambas direcciones

Nivel	DIRECCIÓN X				Nivel	DIRECCIÓN Y			
	M1-S3	M2-S3	M3A-S3	M3B-S3		M1-S3	M2-S3	M3A-S3	M3B-S3
Azotea	4.9	5.0	11.3	13.3	Azotea	4.4	4.6	18.1	26.1
8	5.4	5.5	11.8	15.3	8	4.5	4.7	18.1	27.6
7	5.9	6.0	12.3	16.5	7	4.5	4.7	18.2	29.0
6	6.2	6.4	12.8	17.8	6	4.4	4.6	18.1	30.2
5	6.3	6.5	13.0	18.8	5	4.1	4.3	17.9	31.3
4	5.9	6.2	12.8	19.4	4	3.6	3.8	17.2	32.1
3	4.8	5.2	12.1	19.5	3	2.5	2.6	17.0	32.8
2	2.4	3.1	10.4	29.4	2	1.3	1.5	16.7	30.2
1	0.0	0.0	6.4	1.4	1	0.0	0.1	13.4	12.8
Sótano	0.0	0.0	0.0	0.0	Sótano	0.0	0.0	0.0	0.0

Nota. La tabla muestra las derivas para el suelo S3 en ‰. Elaboración propia.

Figura 66

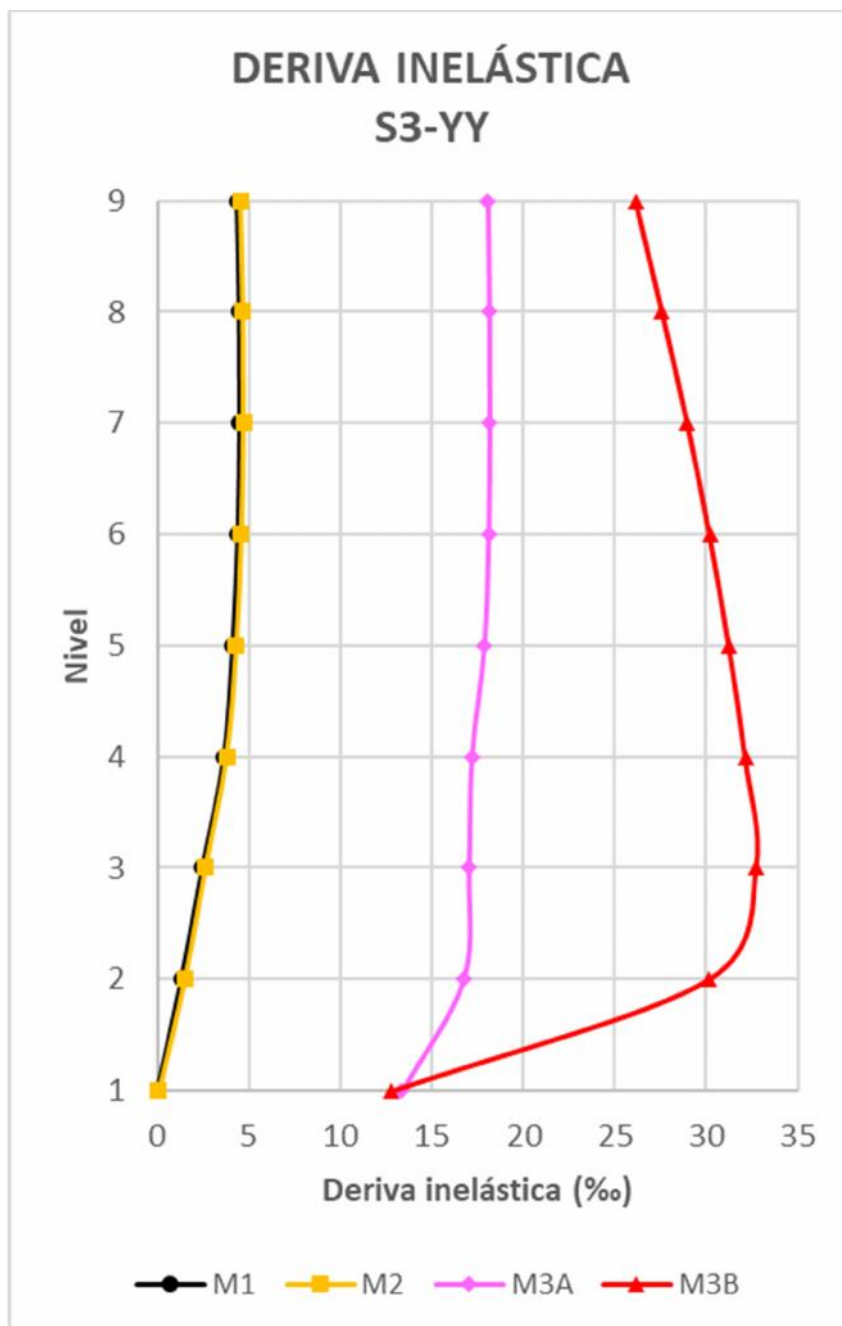
Derivas inelásticas para el suelo S3 en la dirección X



Nota. El gráfico presenta las derivas en cada nivel para el suelo S3. Elaboración propia.

Figura 67

Derivas inelásticas para el suelo S3 en la dirección Y



Nota. El gráfico presenta las derivas en cada nivel para el suelo S3. Elaboración propia.

Interpretación. El modelo de base rígida (M1) y de subestructura (M2) establecen el límite inferior de distorsión al ignorar la flexibilidad extrema del terreno, mientras que el método directo (M3B) define el comportamiento crítico en el suelo blando S3, registrando derivas inelásticas que alcanzan picos alarmantes de 29.4 ‰ en X y 32.8 ‰ en Y. Esta tendencia confirma que, en estratos de baja capacidad portante, la ISE no solo amplifica los desplazamientos, sino que concentra deformaciones de entrepiso masivas que comprometen la estabilidad global. A nivel de cumplimiento normativo, el contraste es crítico: los modelos M1 y M2 apenas rozan el límite de 7 ‰ (6.3 ‰ máximo en X), sugiriendo falsamente un diseño seguro. Por el contrario, los modelos de interacción (M3A y M3B) superan este umbral en toda la superestructura. El modelo M3B excede el límite normativo en un 368%, evidenciando una falla estructural inminente. Especialmente notable es el Nivel 3 (Y), donde la distorsión se dispara a 32.8 ‰, indicando una zona de vulnerabilidad extrema por efecto de látigo y rotación de base.

5.2. Discusión de Resultados

La tesis evaluó la influencia de la ISE mediante una comparación multimodelo (M1, M2, M3A y M3B) bajo diversas condiciones de sitio (S1, S2 y S3). Los hallazgos revelan que la omisión de la ISE en el diseño convencional (M1) conduce a una subestimación crítica de la respuesta dinámica, especialmente en suelos de baja competencia.

5.2.1. Validación Estadística de la Respuesta Sísmica

La evaluación de la respuesta sísmica del edificio, no solo se analizó desde una perspectiva numérica, sino que fue validada estadísticamente para otorgar rigor científico a las conclusiones. En primera instancia, se determinó la naturaleza de la distribución de los datos mediante la prueba de Shapiro-Wilk. Los resultados arrojaron un p-valor inferior ($p=0.048$) al

nivel de significancia de 0.05 ($p < 0.05$), lo que permitió rechazar la hipótesis nula de normalidad. Visualmente, las curvas de distribución mostraron una asimetría pronunciada y desviaciones respecto a la campana de Gauss, comportamiento esperado en simulaciones estructurales donde los parámetros geotécnicos (S1, S2, S3) generan variaciones no lineales en la respuesta.

Debido a esta ausencia de normalidad, se optó por la Prueba de los Rangos con Signo de Wilcoxon para contrastar los modelos de Interacción Suelo-Estructura (M3A y M3B) frente al modelo convencional de base rígida (M1). Los resultados de Wilcoxon confirmaron que las diferencias observadas son estadísticamente significativas ($p < 0.05$), lo que permite afirmar con un 95% de confianza que la inclusión de la ISE altera de forma real y no azarosa la respuesta sísmica.

5.2.1.1. Periodos de Vibración. Se empleó la prueba no paramétrica de Wilcoxon para muestras relacionadas, considerando los tres primeros modos de vibración bajo las tres condiciones de suelo ($n=9$).

Tabla 47

Análisis estadístico de Wilcoxon para periodos de vibración e ISE

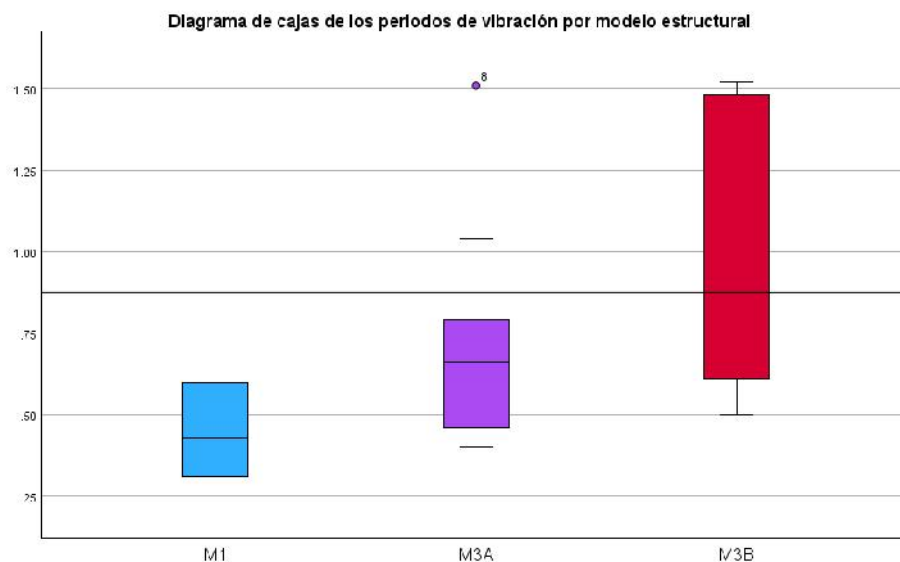
	Estadísticos de prueba^a - Periodos de vibración		
	M3A - M1	M3B - M1	M3B - M3A
Z	-2.666 ^b	-2.666 ^b	-2.312 ^b
Sig. asin. (bilateral)	0.008	0.008	0.021

a. Prueba de rangos con signo de Wilcoxon
b. Se basa en rangos negativos.

Nota. La tabla muestra resultados obtenidos mediante la prueba de rangos con signo de Wilcoxon. Elaboración propia mediante el software IBM SPSS Statistics v.29.

Figura 68

Comparación de los periodos de vibración según el modelo de ISE



Nota. La figura muestra la distribución de los periodos fundamentales de vibración para los tres modelos analizados. Elaboración propia mediante el software IBM SPSS Statistics v.29.

La validez estadística obtenida ($p < 0.05$) en todas las comparaciones confirma que la ISE no es un efecto despreciable en el Bloque I. El p-valor de 0.008 al comparar M1 con M3B evidencia que el modelo M1 subestima significativamente la flexibilidad real del sistema.

Por otro lado, el p-valor de 0.021 obtenido al contrastar M3A y M3B es de particular relevancia, ya que demuestra que el Método Directo (M3B) posee una sensibilidad estadística distinta y superior al método de subestructura, siendo más preciso para capturar el incremento de los periodos en suelos blandos (S3). El p-valor obtenido de 0.008 al comparar M1 con M3B confirma que el alargamiento de los periodos no es un error de modelado, sino una consecuencia estadísticamente significativa de la flexibilización de la base. En el suelo S3, el periodo fundamental alcanzó los 1.52 s (M3B-S3), evidenciando un incremento superior al 150% en comparación con el modelo rígido.

Este fenómeno supera los hallazgos de Morales y Espinosa (2020), quienes reportaron incrementos de hasta un 45% en los periodos de vibración al emplear métodos directos. La discrepancia en la magnitud del incremento puede atribuirse a la mayor esbeltez del Bloque I y a la profundidad del sótano analizado, factores que, según Prada y Mateo (2023), afectan de manera importante la firma dinámica del sistema al considerar al suelo como un semiespacio elástico lineal.

5.2.1.2. Fuerzas Cortantes Basal. Al evaluar la cortante basal (Nivel 1) revela la reducción de las demandas sísmicas de fuerza. Al flexibilizar la base, el sistema estructural experimenta un cambio en su espectro de respuesta, lo que generalmente se traduce en una disminución de la cortante respecto al modelo de base rígida (M1).

Para validar si estas reducciones son estadísticamente determinantes, se aplicó la prueba de los Rangos con Signos de Wilcoxon ($n=6$), obteniendo los siguientes hallazgos:

Tabla 48

Análisis estadístico de Wilcoxon para cortantes basal e ISE

	Estadísticos de prueba^a - Cortantes Basal		
	M3A - M1	M3B - M1	M3B - M3A
Z	-2.201 ^b	-1.572 ^b	-1.153 ^b
Sig. asin. (bilateral)	0.028	0.116	0.249

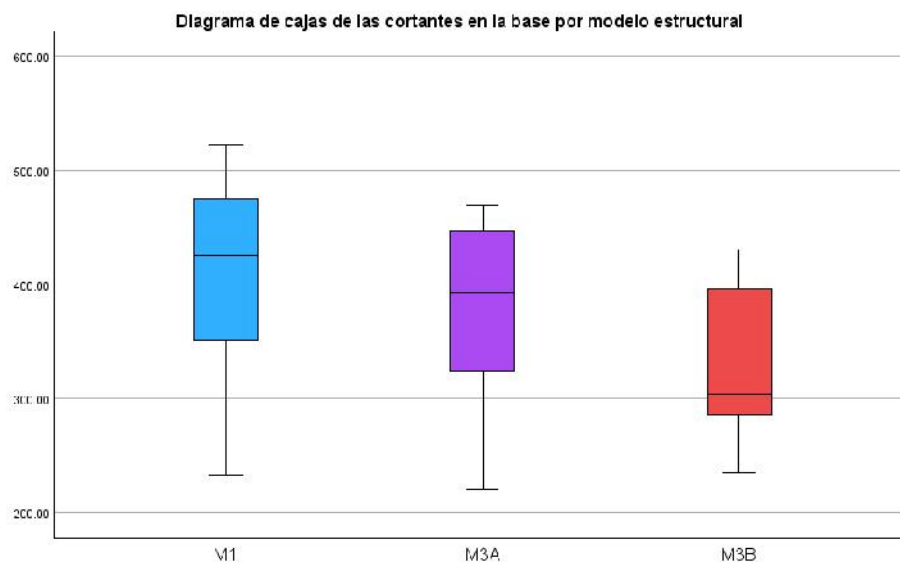
a. Prueba de rangos con signo de Wilcoxon

b. Se basa en rangos negativos.

Nota. La tabla muestra resultados obtenidos mediante la prueba de rangos con signo de Wilcoxon. Elaboración propia mediante el software IBM SPSS Statistics v.29.

Figura 69

Comparación de cortantes en la base según el modelo de ISE



Nota. La figura muestra la distribución de las fuerzas cortantes en la base para los tres modelos analizados. Elaboración propia mediante el software IBM SPSS Statistics v.29.

Al contrastar M1 vs. M3A, se obtuvo un p-valor de 0.028. Al ser inferior al nivel de significancia $\alpha=0.05$, se confirma que el método de subestructura genera cambios significativos y constantes en la cortante basal. Este resultado valida el uso de métodos simplificados de resortes como una herramienta confiable para capturar la flexibilidad del suelo en la etapa de diseño.

Al contrastar M1 vs. M3B, el análisis arrojó un p-valor de 0.116. Aunque numéricamente el método directo (M3B) presenta las mayores reducciones de fuerza, estadísticamente no alcanza el umbral de significancia. Esta discrepancia sugiere que el método directo es altamente sensible a las variaciones inerciales del suelo y a la geometría del modelo de elementos finitos, lo que introduce una mayor dispersión en los resultados globales de fuerza comparado con la estabilidad del modelo de resortes.

Al contrastar M3A vs. M3B, el p-valor de 0.249 indica que no existe una diferencia estadística sustancial entre ambos métodos de interacción para la variable de cortante. Esto permite inferir que ambos métodos son técnicamente intercambiables, aunque el M3A ofrece una tendencia más predecible. Se evidenció la reducción de la cortante basal en el modelo de subestructura (M3A), con una significancia estadística de $p=0.028$.

Esta reducción es consistente con los resultados de Farazmand et al. (2023), quienes determinaron que la flexibilidad de la cimentación reduce el corte basal hasta en un 17.6%. Asimismo, Prada y Mateo (2023) observaron una disminución del 20% en las fuerzas cortantes al incorporar la ISE. No obstante, el modelo M3B (método directo) de esta tesis registró aumentos de hasta 33.32%, lo cual contradice la percepción común de que la ISE siempre reduce las fuerzas, Ya que también puede amplificar la demanda sísmica dependiendo de la rigidez del perfil estratigráfico.

5.2.1.3. Desplazamientos Máximos. Uno de los hallazgos más determinantes de esta tesis es la magnitud de los desplazamientos inelásticos en el modelo M3B-S3.

Para validar la consistencia de estos incrementos en todos los escenarios de suelo, se aplicó la prueba de Wilcoxon ($n=6$), obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 49

Análisis estadístico de Wilcoxon para desplazamientos máximos e ISE

	Estadísticos de prueba^a - Desplazamientos máximos		
	M3A - M1	M3B - M1	M3B - M3A
Z	-2.201b	-2.201b	-2.201b
Sig. asin. (bilateral)	0.028	0.028	0.028

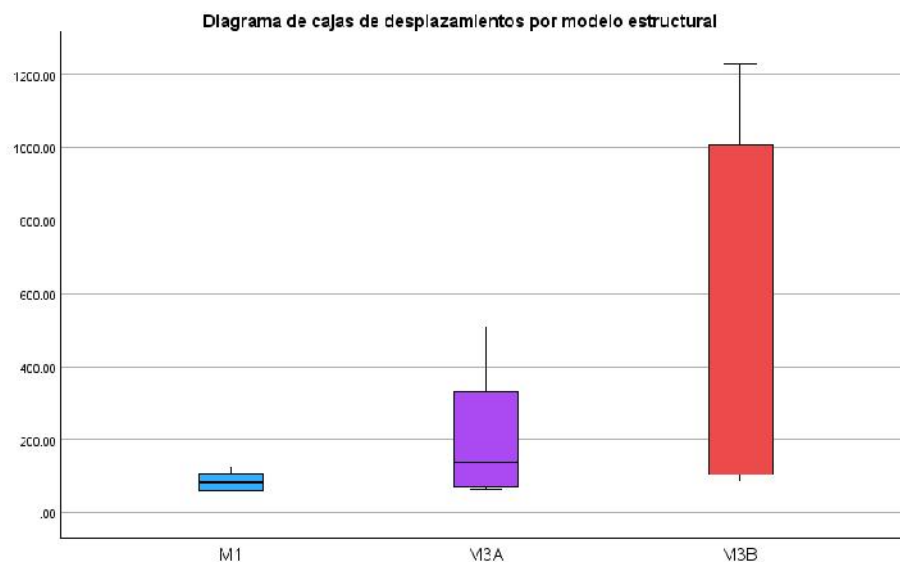
a. Prueba de rangos con signo de Wilcoxon

b. Se basa en rangos negativos.

Nota. La tabla muestra resultados obtenidos mediante la prueba de rangos con signo de Wilcoxon. Elaboración propia mediante el software IBM SPSS Statistics v.29.

Figura 70

Comparación de desplazamientos máximos según el modelo de ISE



Nota. La figura muestra la distribución de las fuerzas cortantes en la base para los tres modelos analizados. Elaboración propia mediante el software IBM SPSS Statistics v.29.

Al contrastar M1 vs. M3A y M1 vs. M3B, en ambos casos se obtuvo un p-valor de 0.028. Al ser inferior al nivel de significancia $\alpha=0.05$, se confirma de manera categórica que la incorporación de la ISE (ya sea por resortes o método directo) genera desplazamientos estadísticamente distintos y significativamente mayores a los del modelo empotrado tradicional.

Al contrastar M3A vs. M3B, este par también arrojó un p-valor de 0.028. Este hallazgo es fundamental, ya que demuestra que, a diferencia de lo observado en las cortantes, para los desplazamientos el método de modelado sí hace una diferencia estadística. El método directo (M3B) no es equivalente al de resortes (M3A); el primero es significativamente más sensible y captura una mayor deformación al considerar el suelo como un medio continuo.

El incremento de 1277.3% en la dirección Y para el modelo M3B en suelo S3 (alcanzando los 1230.0 mm) representa una desviación drástica frente al modelo M1. Estadísticamente, la diferencia entre los modelos de interacción (M3A vs M3B) arrojó un p-valor de 0.028, lo que demuestra que el método directo posee una sensibilidad superior para capturar la deformación del suelo como medio continuo.

Aunque magnitudes de incremento tan drásticas son inusuales en la literatura, guardan coherencia con la tendencia reportada por Farazmand et al. (2023), quienes registraron aumentos de desplazamiento de hasta 391% en modelos de base flexible. La disparidad numérica en esta tesis se explica por la bajísima rigidez asignada al suelo S3 en combinación con la rotación de la base que el modelo M3B captura con mayor sensibilidad al tratar al suelo como un medio sólido continuo. Esto confirma que el método directo (M3B) es el más robusto para identificar la flexibilidad real del sistema y evitar la subestimación de la vulnerabilidad estructural en suelos deformables.

5.2.1.4. Derivas Máximas. Para validar la consistencia de estos incrementos en todos los escenarios de suelo, se aplicó la prueba de Wilcoxon (n=6), obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 50

Análisis estadístico de Wilcoxon para derivas máximas e ISE

	Estadísticos de prueba^a - Derivas máximas		
	M3A - M1	M3B - M1	M3B - M3A
Z	-1.826 ^b	-2.023 ^b	-2.023 ^b
Sig. asin. (bilateral)	0.068	0.043	0.043

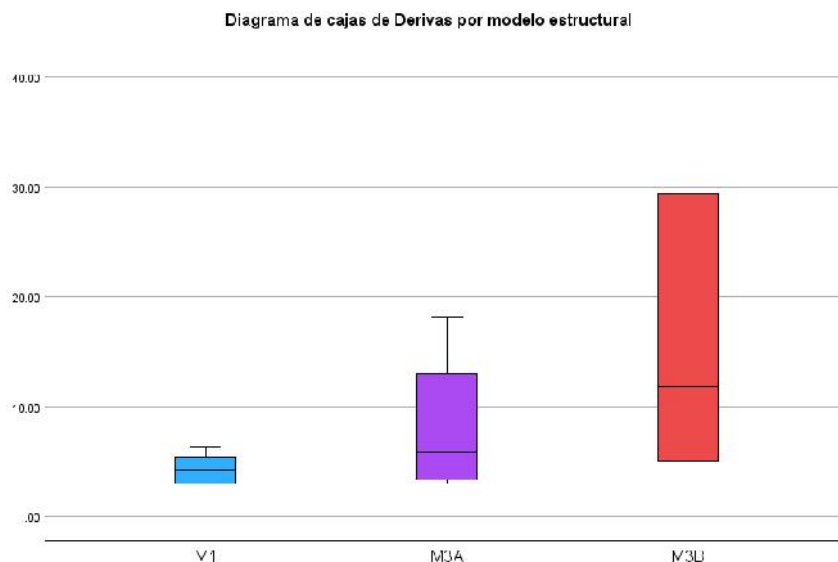
a. Prueba de rangos con signo de Wilcoxon

b. Se basa en rangos negativos.

Nota. La tabla muestra resultados obtenidos mediante la prueba de rangos con signo de Wilcoxon. Elaboración propia mediante el software IBM SPSS Statistics v.29.

Figura 71

Comparación de derivas máximas según el modelo de ISE



Nota. La figura muestra la distribución de las fuerzas cortantes en la base para los tres modelos analizados. Elaboración propia mediante el software IBM SPSS Statistics v.29.

Al contrastar M1 vs. M3A, arrojó un p-valor de 0.068. Aunque existe un incremento numérico en las distorsiones, este no alcanza el umbral de significancia estadística $\alpha=0.05$. Esto sugiere que el uso del método de la subestructura (M3A) no garantiza un cambio sistémico en el cumplimiento de las derivas a través de todos los tipos de suelo.

Por el contrario, al contrastar M1 vs. M3B devolvió un p-valor de 0.043, confirmando una diferencia estadísticamente significativa. Este hallazgo demuestra que solo el método directo (M3B) es capaz de capturar incrementos en la distorsión lo suficientemente robustos como para invalidar los resultados de un análisis de base rígida.

Al contrastar los modelos M3A y M3B, dio un p-valor de 0.043. Al ser significativo, se rechaza la idea de que ambos métodos de ISE son equivalentes para el cálculo de derivas. El método directo, al considerar la masa y rigidez del sólido del suelo, impone demandas de

distorsión más severas que los resortes aislados, lo que se traduce en que el edificio pase de cumplir a fallar el límite normativo.

Finalmente, el análisis de las derivas máximas reveló que el modelo M3B alcanza los 32.8% en suelo S3, invalidando el límite normativo de 7% que los modelos rígidos (M1 y M2) falsamente sugerían cumplir. Este resultado se alinea con las conclusiones de Morales y Espinosa (2020), donde el método directo mostró valores que superaron los límites permisibles de la norma, mientras que sus modelos de base rígida se mantenían dentro de los límites. Esta evidencia confirma que diseñar el Bloque I sin considerar la ISE en suelos blandos representa un riesgo crítico, ya que, como indican Rodríguez y Villavicencio (2021), la inclusión de sótanos incrementa el momento generado por las fuerzas sísmicas, elevando la vulnerabilidad estructural por encima de las estimaciones convencionales.

VI. Conclusiones

- J En cumplimiento del **Objetivo General**. Los resultados evidencian que la interacción modifica significativamente la respuesta sísmica, especialmente en suelos blandos, afectando períodos, cortantes basales, desplazamientos y derivas.
- J Respecto al **Objetivo Específico (a)**, al analizar el edificio bajo la premisa tradicional de base rígida (M1), se concluye que la estructura es completamente segura y cumple con todos los límites de la norma E.030. Sin embargo, esta seguridad es parcial, ya que solo funciona bajo el supuesto de que el suelo es infinitamente rígido.
- J Para el **Objetivo Específico (b)**, cuando se introduce la ISE, el comportamiento del edificio cambió drásticamente. A medida que el suelo se vuelve más blando (especialmente en perfiles S3), los periodos de vibración se alargan y el edificio se vuelve mucho más flexible de lo que esperábamos. Lo más preocupante fue notar que, aunque las fuerzas (cortantes) disminuyen, los desplazamientos y las derivas se disparan, superando los límites permitidos.
- J Para el **Objetivo Específico (c)**, al aplicar la prueba de Wilcoxon las variaciones son estadísticamente significativas. Esto confirma que el método de diseño que elijamos (sea el de subestructura o el método directo) tiene un impacto real y probado en la seguridad final. En resumen, la estadística valida que diseñar sin considerar la interacción suelo-estructura en suelos variables es un riesgo que la ingeniería moderna ya no debería correr.

VII. Recomendaciones

- J Se exhorta a los especialistas en ingeniería estructural a integrar obligatoriamente la flexibilidad de la base mediante modelos M3A o M3B. Los hallazgos confirman que omitir la ISE en edificaciones altos subestima las derivas reales, comprometiendo la seguridad ante eventos sísmicos.
- J Para proyectos sobre estratos tipo S3, es imperativo realizar ensayos de ondas de corte que permitan definir con precisión el módulo de balasto dinámico. Esto garantiza que la simulación en Midas Gen refleje fielmente la disipación de energía y el cortante basal.
- J Dado el aumento en los periodos de vibración por efecto de la ISE, se recomienda proyectar juntas sísmicas con márgenes superiores a los mínimos de la norma E.030, evitando posibles colisiones entre estructuras colindantes.
- J Se sugiere a las instituciones académicas implementar programas de formación en software de alto rendimiento y dinámica de suelos, promoviendo un diseño basado en desempeño que reduzca la incertidumbre en la predicción de la respuesta sísmica.
- J Se propone extender este estudio hacia análisis Tiempo Historia no lineales, evaluando el impacto de la interacción en sistemas con aisladores sísmicos o disipadores, para verificar la eficiencia de estos dispositivos bajo condiciones de base flexible.

VIII. Referencias

- Aguiar, R. (2008). *Análisis Sísmico de Edificios*. Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército (ESPE).
- American Society of Civil Engineers (ASCE). (2017a). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures* (Nos. 7-16; ASCE/SEI 7-16). American Society of Civil Engineers.
<https://www.google.com/search?q=https://ascelibrary.org/doi/book/10.1061/asce716>
- American Society of Civil Engineers (ASCE). (2017b). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (Nos. 41-17; ASCE/SEI Standard). American Society of Civil Engineers. <https://ascelibrary.org/doi/book/10.1061/9780784414859>
- Arias, J. L., y Covinos, M. (2021). *Diseño y metodología de la investigación*. Enfoques Consulting EIRL.
- Azevedo, Á. F. (2003). *Método dos elementos finitos* (Vol. 1). Faculdade de Engenharia da universidade do Porto.
- Bambarén, C. V., y Alatrística, M. del S. (2009). Estimación del impacto socioeconómico del terremoto en Pisco en el sector salud peruano. *Revista Médica Herediana*, 20(2), 177-184.
- Beer, F. P., Johnston, E. R., DeWolf, J. T., Mazurek, D. F., y Murrieta, J. E. (2013). *Mecánica de materiales* (6.^a ed.). McGraw-Hill.
- Calderín, F., Almenarez, D., y Boada, D. (2020). Consideración del fenómeno interacción suelo-estructura en edificio prefabricado. *Ciencia en su PC*, 1(4), 79-94.
- Carrasco, E. K. (2022). *Evaluación de la relación entre el factor estructural y la vulnerabilidad sísmica de la construcción de viviendas ubicadas en talud a orilla del*

río Mariño en la ciudad de Abancay—2019 [Tesis de pregrado, Universidad Nacional Micaela Bastidas de Apurímac].

<http://repositorio.unamba.edu.pe/handle/UNAMBA/1141>

Chaparro, A. C., Suárez, A., Benjumea, J., y Villalba-Morales, J. D. (2021). Desempeño sísmico y cantidades de obra de edificaciones aporticadas de concreto reforzado diseñadas para diferentes capacidades de disipación de energía. *Revista EIA*, 18(35), 137-152. <https://doi.org/10.24050/reia.v18i35.1454>

CNN. (2019, junio 18). *Así fue el terremoto y el tsunami que azotaron Japón en 2011, el más mortífero en la historia del país*. CNN. <https://cnnespanol.cnn.com/2019/06/18/asi-fue-el-mortifero-terremoto-y-tsunami-que-azoto-a-japon-en-2011-el-mas-mortifero-en-la-historia-del-pais>

Dlubal Software. (2024, febrero 15). *Modelo de Mohr-Coulomb modificado*. Dlubal Software. <https://www.dlubal.com/es/descargas-e-informacion/documentos/manuales-en-linea/rfem-6-analisis-geotecnico/002952>

Ebadi, M. (2024). Pounding Risk Assessment through Soil–Structure Interaction Analysis in Adjacent High-Rise RC Structures. *Buildings*, 14(9), 2779. <https://doi.org/10.3390/buildings14092779>

Farazmand, M., Behnamfar, F., y Aziminejad, A. (2023). *Effects of the Vertical and Horizontal Components of Near-Field Ground Motions on the Seismic Behavior of Buildings Considering Soil-Structure Interaction* (SSRN Scholarly Paper No. 4602706). Social Science Research Network. <https://doi.org/10.21203/rs.3.rs-3626087/v1>

- Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2020). *A Practical Guide to Soil-Structure Interaction* (No. P-2091; FEMA P-2091, p. 312). U.S. Department of Homeland Security.
https://www.google.com/search?q=https://www.fema.gov/sites/default/files/documents/fema_p-2091-ssi-practical-guide.pdf
- Fornóns, J.-M. (1982). *El Método de elementos finitos en la ingeniería de estructuras*. Universidad Politécnica de Barcelona.
- Guanchez, E. (2022). Interacción Suelo-Estructura aplicada al diseño de Cimentaciones. *Sismica Institute*. <https://sismica-institute.com/interaccion-suelo-estructura-aplicada-al-diseno-de-cimentaciones/>
- Guanchez, E., Sánchez, M., y Weyler, R. (2021). Influencia del comportamiento al levantamiento de cimentaciones superficiales en la respuesta no lineal de estructuras de acero con arriostramiento concéntrico. *Academia Nacional de la Ingeniería y el Hábitat, ANIH*, 53, 152-165.
- Halmat, A., Nichirvan, T., y Yousif, M. (2020). Effect of Fixed-Base and Soil Structure Interaction on the Dynamic Responses of Steel Structures. *International Journal of Emerging Trends in Engineering Research*, 8(9), 6298-6305.
<https://doi.org/10.30534/ijeter/2020/223892020>
- Hasan, Md. M. (2021). *Seismic soil-structure-interaction of a tall building on pile—Raft foundation in Dhaka city* [Tesis de Maestría, Bangladesh University of Engineering and Technology (BUET)]. <http://lib.buet.ac.bd:8080/xmlui/handle/123456789/6071>

- Hernández-Sampieri, R., y Mendoza, C. (2018). *Metodología de la investigación. Las rutas cuantitativa, cualitativa y mixta*. Mc Graw Hill Education.
<https://virtual.cuautitlan.unam.mx/rudics/?p=2612>
- Hibbeler. (2016). *Structural Analysis* (9.^a ed.). Pearson.
- Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI). (2018). *Apurímac: Resultados Definitivos de los Censos Nacionales 2017*. Plataforma del Estado Peruano.
https://www.inei.gob.pe/media/MenuRecursivo/publicaciones_digitales/Est/Lib1557/
- Kassimali. (2015). *Análisis Estructural* (5.^a ed.). Cengage Learning Latinoamérica.
<http://latinoamerica.cengage.com>
- Kermani, M., Saadatpour, M. M., Behnamfar, F., y Ghandil, M. (2020). Effects of seismic pounding between adjacent structures considering structure-soil-structure interaction. *Scientia Iranica*, 27(5), 2230-2246. <https://doi.org/10.24200/sci.2019.5405.1255>
- Labuz, J. F., y Zang, A. (2012). Mohr–Coulomb Failure Criterion. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 45(6), 975-979. <https://doi.org/10.1007/s00603-012-0281-7>
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MVCS). (2020a). *Norma E.020: Cargas* (No. D.S. N° 011-2006-VIVIENDA; Reglamento Nacional de Edificaciones). SENCICO. <https://drive.google.com/file/d/15atg-9w0OEXjR5C1m6IXUFihwYeUh1aN/view>
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MVCS). (2020b). *Norma E.030: Diseño Sismorresistente* (No. R.M. N° 355-2018-VIVIENDA; Reglamento Nacional de Edificaciones). SENCICO.
<https://drive.google.com/file/d/1W14N6JldWPN8wUZSqWZnUphg6C559bi-/view>

- Morales, L., y Espinosa, A. (2020). Influencia de la Interacción Suelo Estructura (ISE) de Cimentaciones Superficiales en Suelos no Cohesivos en el Comportamiento Estructural de una Edificación de 8 Pisos y un Subsuelo. *Ingenio*, 3(1), 5-26.
<https://doi.org/10.29166/ingenio.v3i1.2391>
- Muzás Labad, F. (2005). El Coeficiente de Balasto en el cálculo de Pantallas. *Revista de Obras Públicas N° 3.459*, 14.
- National Institute of Standards and Technology (NIST). (2012). *Soil-Structure Interaction for Building Structures* (Nos. 12-917-21; NIST GCR). U.S. Department of Commerce.
<https://www.nehrp.gov/pdf/nistgcr12-917-21.pdf>
- Newsroom Infobae. (2023). *Perú: Se registró un sismo de magnitud 3.6 en Apurímac*. Infobae. <https://www.infobae.com/peru/2023/01/24/peru-se-registro-un-sismo-de-magnitud-36-en-apurimac/>
- Prada, G. C., y Mateo, I. T. (2023). *Influencia de la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica de un edificio de oficinas de 6 pisos y 2 sótanos considerando diferentes condiciones de suelo* [Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú]. <https://repositorio.pucp.edu.pe/index/handle/123456789/189457>
- Rodríguez, A. G., y Villavicencio, S. J. (2021). *Análisis de los efectos de la interacción suelo – estructura en la dinámica estructural de un edificio de oficinas de 15 pisos* [Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú]. <https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio//handle/20.500.12404/20817>
- Salinas, R. (2001). *Fundamentos del análisis dinámico de estructuras*. Universidad Nacional de Ingeniería. <http://bvpad.indeci.gob.pe/doc/pdf/esp/doc2177/doc2177-contenido.pdf>

- Santana, A. (2010). *Modelo Winkler para el análisis de la respuesta dinámica de estructuras enterradas*. <https://accedacris.ulpgc.es/jspui/handle/10553/6325>
- Saragi, Y., Irsyam, M., Roesyanto, y Hendriyawan. (2020). Nonlinear dynamic soil structure interaction in adjacent basement. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 725(1), 012031. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/725/1/012031>
- Vásquez, A. A., Guanuchi, L. M., Cahuana, R., Vera, R., y Holgado, J. (2023). *Métodos de investigación científica*. Instituto Universitario de Innovación Ciencia y Tecnología Inudi Perú. <https://doi.org/10.35622/inudi.b.094>
- Villarreal, G. (2009). *Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapata aislada*. Asamblea nacional de rectores. www.gennervillarrealcastro.blogspot.com
- Villarreal, G. (2017). *Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con plateas de cimentación*. Editora & Imprenta Gráfica Norte S.R.L. www.gennervillarrealcastro.blogspot.com
- Yepes, V. (2020). *Procedimientos de construcción de cimentaciones y estructuras de contención* (2.^a ed.). Universidad Politécnica de Valencia. https://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/149852/TOC_0328_09_02.pdf
- Zhang, W., Seylabi, E., y Taciroglu, E. (2019). An ABAQUS toolbox for soil-structure interaction analysis. *Computers and Geotechnics*, 114, 103143. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2019.103143>