

Analysis of the effects of soil-structure interaction on the seismic response of a six-level building with shallow foundation subjected to different shear wave velocities, Trujillo 2025

Bruce Steven Jimenez Peña, Bach.¹; and Kely Elizabeth Nuñez Vasquez, Ing.³

¹ Universidad Privada del Norte (UPN), Trujillo, Perú, N00257123@upn.pe

² Universidad Privada del Norte (UPN), Cajamarca – Perú, kely.nunez@upn.edu.pe

Abstract– *The objective of this research is to analyze the variation in the seismic response of a six-story building with a shallow foundation by comparing a rigid base model with models that incorporate soil-structure interaction effects for different shear wave velocities in the soil. This work presents a quantitative approach with a descriptive-explanatory scope and a non-experimental comparative-descriptive design of the ex post facto type. The sample is a six-story building with a shallow foundation, selected non-probabilistically for convenience. Data collection techniques included document analysis, analysis of specialized regulations, architectural and structural plans, soil mechanics studies, and the application of a basic mathematical model. Data processing was performed using Excel, ETABS V21.2, and Mathcad. The results showed a significant increase in drifts, displacements, and vibration periods. Furthermore, it was found that shear forces and moments at the base decrease as the shear wave velocity decreases. Finally, it was determined that soil-structure interaction generates variations in the seismic response of a six-story building with a shallow foundation subjected to different shear wave velocities. The variables of drift, displacement, and periods are primarily affected, showing a considerable increase, while internal forces decrease, compared to the fixed-base model.*

Keywords-- *dynamic modal spectral analysis, soil-structure interaction, seismic response, shear wave velocity.*

Análisis de los efectos de la interacción suelo–estructura en la respuesta sísmica de un edificio de seis niveles con cimentación superficial sometido a diferentes velocidades de onda de corte, Trujillo 2025

Bruce Steven Jimenez Peña, Bach.¹; and Kely Elizabeth Nuñez Vasquez, Ing.³

¹ Universidad Privada del Norte (UPN), Trujillo, Perú, N00257123@upn.pe

² Universidad Privada del Norte (UPN), Cajamarca – Perú, kely.nunez@upn.edu.pe

Resumen—El objetivo de la presente investigación es analizar la variación de la respuesta sísmica de un edificio de seis niveles con cimentación superficial al comparar un modelo de base rígida con modelos que incorporan los efectos de la interacción suelo-estructura para diferentes velocidades de onda de corte en suelo. Este trabajo presenta un enfoque cuantitativo con alcance descriptivo-explicativo y un diseño no experimental comparativo-descriptivo del tipo ex post-facto. La muestra es un edificio de seis pisos con cimentación superficial, seleccionado de forma no probabilística por conveniencia. Las técnicas de recolección de datos incluyeron análisis documental, análisis de normativa especializada, planos arquitectónicos y estructurales, estudios de mecánica de suelos y la aplicación de un modelo matemático básico. El procesamiento de datos se realizó con Excel, ETABS V21.2 y Mathcad. En cuanto a los resultados obtenidos, se observó un aumento significativo en las derivadas, los desplazamientos y los periodos de vibración. Asimismo, se encontró que los momentos y fuerzas de corte en la base disminuyen a medida que disminuye la velocidad de las ondas de corte. Finalmente, se determinó que la interacción suelo-estructura genera variación en la respuesta sísmica de un edificio de seis niveles con cimentación superficial sometido a diferentes velocidades de onda de corte, donde principalmente se ven afectados las variables de derivadas, desplazamientos y periodos con un aumento considerable, y la disminución de las fuerzas internas, en comparación al modelo de base empotrada.

Palabras clave-- Análisis dinámico modal espectral, Interacción suelo estructura, respuesta sísmica, velocidad de onda de corte.

I. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad Problemática

Desde una perspectiva general, la interacción suelo-estructura constituye un factor importante en el diseño de las edificaciones, ya que su incorporación modifica resultados esenciales para el cálculo estructural, sobre todo, en edificaciones que se cimientan sobre suelos poco rígidos [1].

A pesar de ello, la implementación de la ISE en las diferentes normas internacionales varía. Tal es así que, ASCE, Eurocódigo y NEHRP enfatizan su importancia, mientras que la norma japonesa solo ofrece recomendaciones generales, dejando al criterio del profesional su implementación. Sin embargo, la mayoría de los códigos, incluidos Eurocódigo y

JSCE, carecen de marcos computacionales específicos para la implementación de la ISE [2].

A nivel latinoamericano existe una tendencia general a tratar a la ISE como un caso aislado o especial, dado que este tipo de análisis no se desarrolla en las normativas actuales [3]. Sin embargo, en normas como la de Panamá y México se muestran cómo y cuándo usar la ISE [4] y [5], no obstante, no se hace mención del cálculo de coeficientes de rigideces para aplicar al modelo matemático de la estructura, tal como lo menciona la Norma Boliviana en su artículo 19 [6].

Respecto a la problemática en el Perú, es necesario hablar sobre la realidad sísmica a nivel nacional. El Perú es un país con alta sismicidad, según Tavera & Buforn [7], el país presenta una sismicidad distribuida de norte a sur con dos modos de subducción de la placa de Nazca, el primero asociado a la actividad superficial y la otra de intermedia y profunda. Estas características sísmicas obligan a que las edificaciones, en las zonas urbanas de la costa peruana, sean diseñadas con criterios sismorresistentes rigurosos.

De la misma manera, la costa norte (regiones como Piura, Lambayeque y La Libertad) se caracteriza por una sismicidad relevante y por variaciones locales del perfil geotécnico (desde sedimentos relativamente rígidos hasta capas blandas intermedias). Estas variaciones del suelo tienen un impacto directo en las características físicas y sísmicas (periodos, amplificación, desplazamientos) de las estructuras [8]. Por tanto, el tipo de suelo según E.030 resulta determinante para la demanda sísmica real que sufre una edificación.

A pesar de lo mencionado anteriormente, se suelen hacer idealizaciones matemáticas simplificadas de base rígida como práctica común del diseño estructural en el país, sin considerar la interacción suelo-estructura (ISE) [9] o dejándola al criterio del proyectista, tal como lo establece la E.030 [10].

Dentro de las causas que se tienen a la poca aplicabilidad de la ISE, se tiene que no se suele enseñar en los cursos de pregrado de ingeniería, así mismo, la bibliografía que se tiene al respecto resulta ser difícil de comprender debido al uso de ecuaciones de onda multidimensionales y aritmética compleja. Esto da lugar a la situación actual en la que la interacción suelo-estructura se aplica con poca frecuencia y, cuando se hace, los protocolos de modelado varían ampliamente y no siempre están bien concebidos. [11].

Para los tipos de edificaciones comunes de mediana altura con cimentación superficial, como la que se plantea en esta investigación, la no consideración de la ISE puede cambiar el período fundamental de vibración de la estructura, los esfuerzos internos y la distribución de las masas participativas por cada modo de vibración analizado [12], sumado a las condiciones sísmicas de la costa peruana en general y la costa norte en particular nos presentan dos problemáticas claras, la primera es el alto peligro sísmico, el segundo, la norma vigente y la práctica profesional no contempla los efectos de la ISE, por lo que la simplificación matemática normalmente usada se aleja del comportamiento real de los edificios.

En relación con ello, se tiene uno de los conceptos principales para esta investigación, el diseño sismo resistente. Este concepto o filosofía se fundamenta en la idea de que las estructuras en zonas sísmicas deben de soportar la acción de un sismo sin colapsar, mediante deformaciones y derivas controladas y pérdidas de resistencia limitadas [10], así mismo el diseño sismo resistente está orientado a desempeños de la edificación ante un sismo, distinguiendo cada desempeño según la importancia del edificio, no obstante, en cualquiera de los casos, se debe evitar la pérdida de vidas humanas [13].

Para ello el análisis estructural resulta ser la herramienta que permite evaluar el desempeño de la estructura de manera iterativa donde tal estructura tiene se desarrolla desde un diseño preliminar hasta el final, en las fases preliminares se van refinando progresivamente las proporciones y dimensiones generales de la estructura, considerando su funcionalidad bajo cargas comunes y su seguridad bajo cargas extremas [14] y [15].

Así mismo, el análisis sísmico toma en consideración la información cuantitativa que se tiene de los sismos ocurridos [16], aplicándola a dos tipos de análisis según la norma peruana sismo resistente E.030: análisis estático y análisis modal espectral, en ambos casos se analiza la estructura dentro del rango de la linealidad y se emplean factores sísmicos que dependerán del suelo, uso, periodo, zona y sistema estructural [10].

En el análisis estático las cargas externas sobre la estructura son resistidas completamente por las fuerzas estáticas en los componentes estructurales [14]. Respecto a ello, la norma E.030, considera al método de fuerzas equivalentes para presentar las solicitaciones sísmicas, las cuales actúan en el centro de masa de cada piso [10].

En el análisis dinámico modal espectral se deben cumplir algunas consideraciones básicas como una correcta distribución de las rigideces y masas, así como la consideración de los modos de vibración cuya sumatoria de masas participativas sea del 90% como mínimo. Para cada dirección analizada se usa un espectro inelástico de pseudo aceleraciones [10].

La interacción suelo estructura (ISE) evalúa la respuesta colectiva de una edificación sometida a movimientos sísmicos, la cual es afectada por la interacción entre la super estructura, cimentación y el suelo [11]. Así mismo Villareal & Aguila [12] mencionan que la ISE toma en cuenta la transferencia de

energía desde el suelo al edificio (producto del sismo), diseñándola para que sea capaz de disipar parte de esa energía y regresarla al terreno.

El efecto de la ISE presenta dos dinámicas: interacción cinemática e interacción inercial. La primera es la transformación del movimiento del suelo en campo libre al movimiento que entra en la cimentación, la segunda es la respuesta que tiene el edificio y su cimentación ante esta entrada de movimiento [17].

Para el desarrollo y cálculo de la ISE existen diferentes modelos matemáticos, entre los que destacan los de Winkler, Pasternak, D. D. Barkan – O.A. Savinov, V.A. Ilchev, Pais y Kausel, Gazetas y Mylonakis, etc. Todos estos métodos idealizan el comportamiento del suelo como un resorte con rigideces en sus diferentes grados de libertad, así mismo toman en cuenta las propiedades físicas del suelo y la geometría de la cimentación.

En esta investigación se utilizó el modelo de Pais y Kausel, Gazetas y Mylonakis, el cual se encuentra en la norma NIST GCR 12-917-2 [11], para este método se toma en cuenta la velocidad de onda de corte del suelo, la geometría de la cimentación, peso específico del suelo, módulo de corte y coeficiente de Poisson, ello permitió calcular los coeficientes de rigideces, las correcciones por empotramiento y los coeficientes de amortiguamiento.

En este trabajo se busca analizar y comparar la respuesta sísmica de un edificio de seis niveles con cimentación superficial, mediante modelos de base rígida y modelos que incorporan interacción suelo-estructura, para diferentes velocidades de onda de corte, empleando el análisis dinámico lineal modal espectral, según norma E.030..

II. MATERIALES Y MÉTODOS

A) Población y Muestra

En relación con la población, está definida en términos tipológicos y está constituida por edificaciones de concreto armado de seis niveles con cimentación superficial, diseñadas conforme a la Norma E.030 y emplazadas sobre suelos clasificados según su velocidad de onda de corte. La muestra se seleccionó de manera no probabilística por conveniencia, constituida por un edificio de seis niveles con cimentación superficial en la ciudad de la ciudad de Trujillo.

B) Materiales, instrumentos y métodos

La recolección de datos se desarrolló mediante el análisis de normativa especializada, análisis documental, planos arquitectónicos y estructurales, modelo matemático base y estudio de microzonificación sísmica de la ciudad de Trujillo [18]. Así mismo, los instrumentos para los procesamiento de datos fueron los softwares Etabs v21, Excel y Mathcad.

Seguidamente, para el análisis del edificio se tomó en cuenta lo siguiente: el sistema estructural de muros de concreto armado, losas aligeradas en una dirección con un espesor de 0.20m, losas macizas en dos direcciones con espesor de 0.20m,

columnas, muros estructurales y cimentación superficial de zapatas corridas con 0.80m de alto.

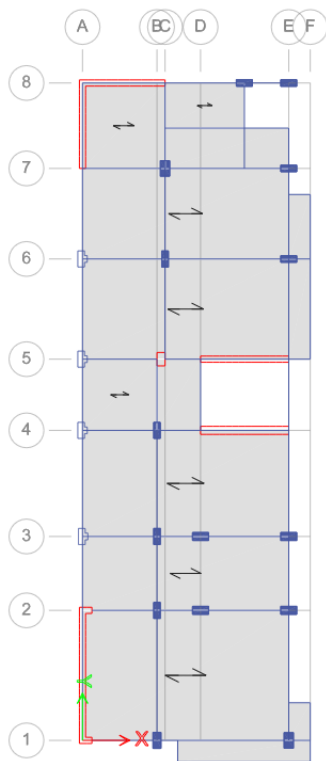


Fig. 1 Planta de modelo estructural

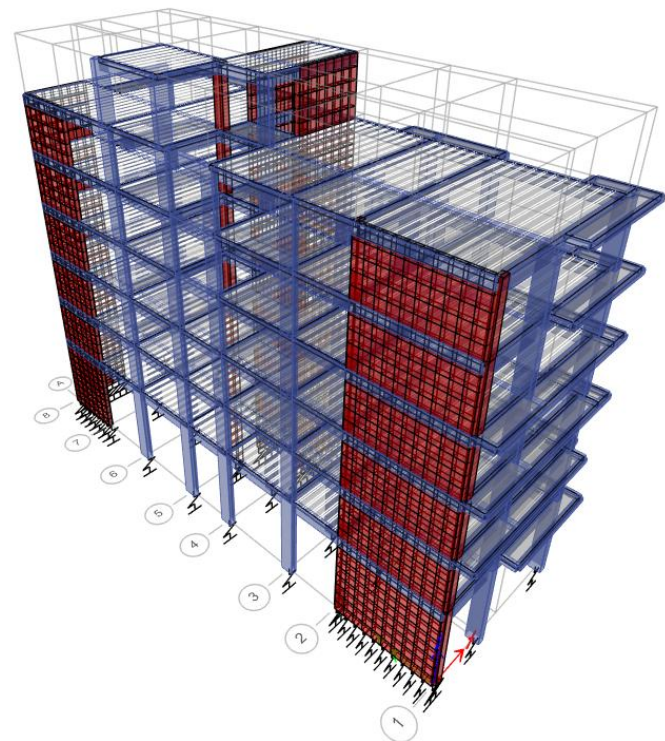


Fig. 2 Vista 3D del modelo estructural

C) Procedimiento

1. En la primera etapa, se realizó el Metrado de cargas tanto lineales como por área, teniendo en cuenta la distribución de tabiquería, acabados y pesos específicos de los materiales, según norma E.020.
2. En la segunda etapa, se determinaron los parámetros de sitio, tales como el factor de zonificación ($Z=0.45$), factor de uso ($U=1$), factor de reducción sísmica ($R=6$), factor de suelo para suelo S2 ($S=1.05$), factor de amplificación sísmica según norma E.030 (C).
3. En la tercera etapa, se determinan las condiciones generales del modelado matemático, tales como las definiciones de materiales tanto de concreto armado ($f'c=210$ kg/cm²), acero $f_y=4200$ kg/cm², definición de columnas y vigas como elementos frame, placas como elementos Shell y losas como elementos de membrana, así mismo, se determinaron los diafragmas rígidos por cada nivel. Finalmente, se determinó el espectro de diseño con lo mencionado en la etapa 2.

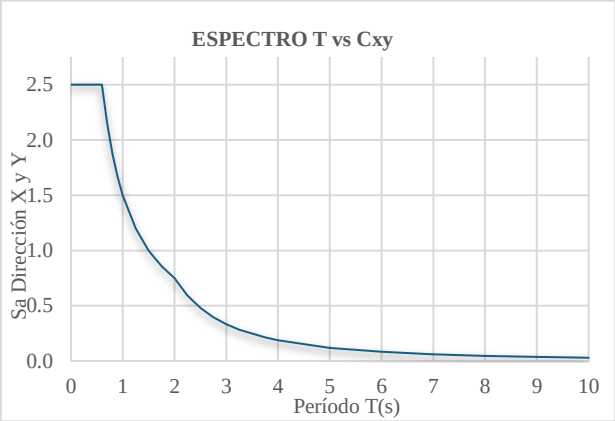


Fig. 3. Espectro de diseño X y Y

4. En la cuarta etapa, se realizó el cálculo de las rigideces para cada elemento estructural vertical de acuerdo con País y Kausel establecido en la norma NIST GCR 12-917-21[11] y teniendo en cuenta las áreas tributarias de cada uno, así mismo, las características del suelo para cada zona de la TABLA 1.

TABLA 1
PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE LOS SUELOS SEGÚN ZONAS

	Profundi dad Hasta 2.3m	Velocida d de onda Vs (m/s)	Densida d γ (Tn/m ³)	Mod. G (Kg/c m ²)	Mod. de Young (kg/c m ²)	Pois son
Zon a 1	2.3m	190.15	1.70	627.00 0	1.568	0.25
Zon a 2	2.3m	207.51	1.70	747.00	1.867	0.25
Zon a 3	2.3m	227.00	1.70	747.00	1.867	0.25
Zon a 4	2.3m	194.75	1.70	658.00	1.645	0.25

Fuente: [18]

De la misma manera, se obtuvo el periodo fundamental de la estructura de base empotrada, obteniéndose $T_x=0.46s.$, a

partir de ello se determina la pseudoaceleración mediante la siguiente fórmula.

$$S_a = \frac{Z.U.C.S}{R} * g \quad (1)$$

$S_a=1.93m/s^2$

Se asume que la pseudoaceleración (S_a) es igual a la pseudoaceleración de diseño en periodo corto (S_{DS}) debido a que el periodo del modelo de base empotrada se sitúa en la meseta del espectro de diseño, siendo constante hasta el segundo 1.

$$S_a = S_{DS}$$

Se determina el cálculo de G/G_{max} mediante la S_{DS} , basándose en la TABLA 2.

TABLA 2
VALORES DE REDUCCIÓN DE MÓDULO DE CORTE Y REDUCCIÓN DE VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE

Tipo de suelo	Factor de reducción (Vs)			Factor de reducción (G/G0)		
	$S_{DS}/2.5$			$S_{DS}/2.5$		
	≤ 0.1	0.4	≥ 0.8	≤ 0.1	0.4	≥ 0.8
A	1	1	1	1	1	1
B	1	0.97	0.95	1	0.95	0.9
C	0.97	0.87	0.77	0.95	0.75	0.6
D	0.95	0.71	0.32	0.9	0.5	0.1
E	0.77	0.22	*	0.6	0.05	*
F	*	*	*	*	*	*

Fuente: [11].

Se asume una gran zapata rectangular sólida, proporcional a las dimensiones del terreno, luego, mediante áreas tributarias serán distribuidas las rigideces y amortiguamientos en cada columna o subdivisión de placa.

Área total de cimentación: 137.32m²

Características geométricas de la cimentación:

- Ancho y largo (zapata rectangular proporcional al terreno): 6.688m x 20.532m.

- Df: 1.70m

- H=0.80m

Se presentan las diferentes rigideces según velocidades de ondas de corte para cada suelo en las zonas clasificadas por Luján [18].

TABLA 3
RIGIDECES ESTÁTICAS DE CIMENTACIÓN EN SUPERFICIE

	Zona 1 $V_s=190.15m/s$	Zona 2 $V_s=207.51m/s$	Zona 3 $V_s=227m/s$	Zona 4 $V_s=194.75m/s$
Kz.sur (tonf/m)	63866.79	76060.73	91019.44	66994.22
Ky.sur (tonf/m)	56530.90	67324.22	80564.73	59299.11
Kx.sur (tonf/m)	51374.13	61182.88	73215.59	53889.83
Kzz.sur (tonf/m)	17163840.49	20440893.29	24460961.53	18004320.82
Kyy.sur (tonf/m)	17982458.96	21415808.72	25627611.56	18863025.46
Kxx.sur (tonf/m)	3452842.11	4112085.36	4920800.69	3621921.17

Fuente: [19]

TABLA 4
RIGIDECES DINÁMICA DE CIMENTACIÓN CORREGIDAS POR CONFINAMIENTO

	Zona 1 $V_s=190.15m/s$	Zona 2 $V_s=207.51m/s$	Zona 3 $V_s=227m/s$	Zona 4 $V_s=194.75m/s$
Kz_emb (tonf/m)	70942.89	84487.86	101103.91	74416.83
Ky_emb (tonf/m)	68989.00	82160.91	98319.33	72367.26
Kx_emb (tonf/m)	62695.80	74666.16	89350.61	65765.89
Kyy_emb (tonf/m)	22574205.30	26884246.68	32171515.91	23679620.81
Kxx_emb (tonf/m)	4434879.11	5281620.43	6320345.80	4652046.62
Kzz_emb (tonf/m)	25819309.94	30748931.73	36796260.59	27083632.00

Fuente:[19]

Cálculo de amortiguamiento para cimentaciones superficiales.

TABLA 5
COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTO POR RADIACIÓN DE O PARA CIMENTACIÓN SUPERFICIAL

	Zona 1 $V_s=190.15m/s$	Zona 2 $V_s=207.51m/s$	Zona 3 $V_s=227m/s$	Zona 4 $V_s=194.75m/s$
Cz (tonf.s/m)	5099.00	5567.00	6102.00	5222.00
Cy (tonf.s/m)	2768.00	3061.00	3400.00	2845.00
Cx (tonf.s/m)	2730.00	3017.00	3346.00	2805.00
Czz (tonf.s/m)	3146.00	3068.00	3092.00	3115.00
Cyy (tonf.s/m)	3808.00	3946.00	4133.00	3842.00
Cxx (tonf.s/m)	3139.00	3575.00	4122.00	3249.00

Fuente:[19]

Se determinan las áreas tributarias de cada elemento estructural vertical, con el fin de asignar una rigidez proporcional a su superficie de influencia.

TABLA 6
ÁREAS TRIBUTARIAS PARA CÁLCULO DE RIGIDECES Y AMORTIGUAMIENTOS

Nomenclatura	Área (m ²)
A1	6.163
A2	5.745
A3	8.362
A4	4.421
A5	6.007
A6	4.469
A7	4.290

A8	4.823
A9	6.305
A10	4.640
A11	7.815
A12	4.144
A13	4.729
A14	8.287
A15	6.386
A16	4.277
A17	10.225
A18	2.813
A19	2.246

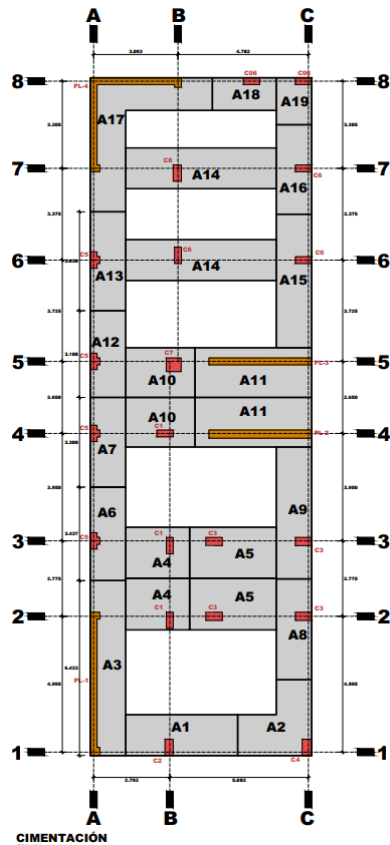


Fig. 4. Planimetría de las áreas tributarias en cimentación

D) Análisis de datos

El análisis de datos de la presente investigación se fundamenta en un enfoque descriptivo-explicativo, en el cual los resultados obtenidos del análisis dinámico lineal modal espectral son evaluados y comparados en base a la NTP de Diseño Sismorresistente E.030 dado que define los límites admisibles de desempeño estructural en términos de derivas máximas, desplazamientos relativos, regularidad y sistema estructurales.

Complementariamente, para determinar los coeficientes de Rigidez y amortiguamiento del suelo se emplea la norma IST GCR 12-917-21, debido a que esta proporciona lineamientos técnicos para la modelación de la interacción suelo-estructura,

integrando los parámetros dinámicos del suelo dependientes de la velocidad de onda de corte, determinados en las ecuaciones de Pais y Kausel [11].

III. RESULTADOS

A continuación, se presentan los resultados comparativos entre el modelo de base empotrada y los modelos con ISE.

TABLA 7
RESULTADOS DE DERIVAS INELÁSTICAS EN DIRECCIÓN X-X

Derivas inelásticas X-X						
Sto ry	Altura (m)	Base empotrada	Zona 1 Vs=190.15 m/s	Zona 2 Vs=207.51 m/s	Zona 3 Vs=227 m/s	Zona 4 Vs=194.75 m/s
Sto ry7	20.1	0.003212	0.00983594	0.009366	0.008896	0.009697
Sto ry6	17.45	0.00401	0.01162532	0.011032	0.010441	0.011431
Sto ry5	14.8	0.004736	0.01202207	0.011449	0.010878	0.011833
Sto ry4	12.15	0.005499	0.0124592	0.011921	0.011386	0.01228
Sto ry3	9.5	0.005894	0.01255844	0.012046	0.011536	0.012387
Sto ry2	6.85	0.005874	0.01246219	0.012024	0.01159	0.012314
Sto ry1	4.2	0.003968	0.0105129	0.010218	0.009908	0.010419

Fuente: [19].

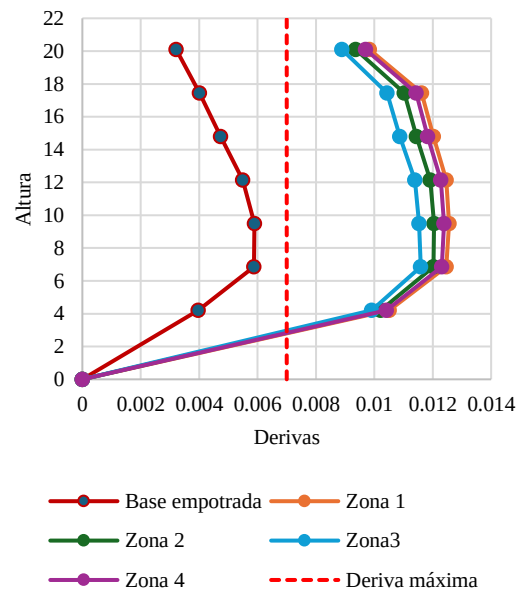


Fig. 5. Derivas inelásticas X-X

En la dirección X-X, la estructura con base empotrada alcanzó un desplazamiento máximo de 0.086 m en el nivel 6. Sin embargo, al considerar las zonas analizadas, los

desplazamientos aumentaron notablemente, registrándose valores entre 0.193 m y 0.211 m en el mismo nivel, lo que representa incrementos superiores al 220% respecto al caso empotrado. En promedio, el aumento global fue de aproximadamente 247% considerando todas las zonas. Además, se identificó la presencia de desplazamiento en la base, con un máximo de 0.0176 m en la zona 2, mientras que la zona 1 fue la que generó los mayores desplazamientos en todos los niveles evaluados.

TABLA 8
RESULTADOS DE DERIVAS INELÁSTICAS EN DIRECCIÓN X-X

Derivas inelásticas Y-Y						
Sto ry	Altur a (m)	Base empotrada	Zona 1 Vs=190.1 5m/s	Zona 2 Vs=207.51m/ s	Zona 3 Vs=227 m/s	Zona 4 Vs=194 .75m/s
Sto ry7	20.1	0.00246	0.003964	0.003801 74	0.00364 4	0.00393 4
Sto ry6	17.45	0.00371 4	0.006108	0.005994 26	0.00586 8	0.00610 1
Sto ry5	14.8	0.00431 3	0.006574	0.006476 32	0.00636 7	0.00657 1
Sto ry4	12.15	0.00481 3	0.007011	0.006930 78	0.00684 2	0.00701 1
Sto ry3	9.5	0.00474 5	0.007108	0.007039 09	0.00696 3	0.00711
Sto ry2	6.85	0.00458 3	0.007362	0.007310 85	0.00725 8	0.00736 6
Sto ry1	4.2	0.00301 8	0.009329	0.009136 8	0.00896 1	0.00927 8

Fuente: [19].

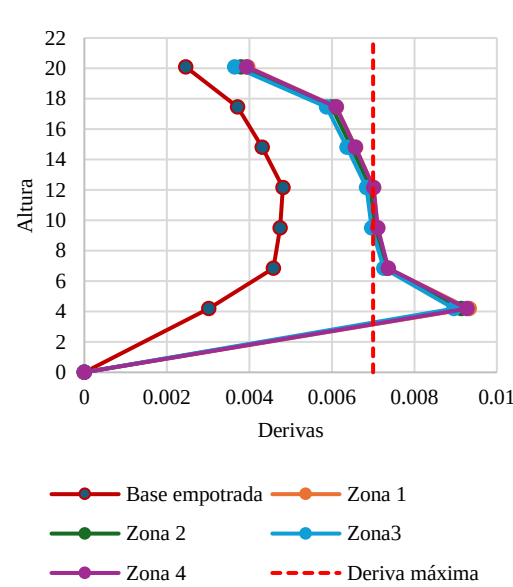


Fig. 6. Derivas inelásticas Y-Y

Respecto a las derivas inelásticas en la dirección X-X, los modelos con interacción suelo-estructura superan el límite máximo permitido por norma en todos los niveles analizados, presentando un incremento promedio de 243% y alcanzando un

máximo de 306% en el piso 7 para la zona 1. En la dirección Y-Y se observa un comportamiento relativamente mejor, aunque en algunos pisos también se sobrepasa el valor permitido, con un aumento promedio de 175% y un incremento máximo de 309% en el primer nivel, siendo los tres primeros niveles los que exceden de manera constante el límite normativo.

TABLA 9
RESULTADOS DE DESPLAZAMIENTOS INELÁSTICOS EN DIRECCIÓN X-X

Desplazamientos inelásticos X-X						
Piso	Altur a (m)	Base empotrada (m)	Zona 1 (m)	Zona 2 (m)	Zona 3 (m)	Zona 4 (m)
Piso 7	20.1	0.068	0.202	0.193	0.185	0.199
Piso 6	17.45	0.086	0.211	0.202	0.193	0.208
Piso 5	14.8	0.076	0.181	0.173	0.166	0.178
Piso 4	12.15	0.063	0.149	0.143	0.137	0.147
Piso 3	9.5	0.049	0.116	0.112	0.107	0.115
Piso 2	6.85	0.033	0.083	0.080	0.077	0.082
Piso 1	4.2	0.017	0.050	0.048	0.046	0.049
Base	0	0.000	0.019	0.018	0.016	0.019

Fuente: [19].

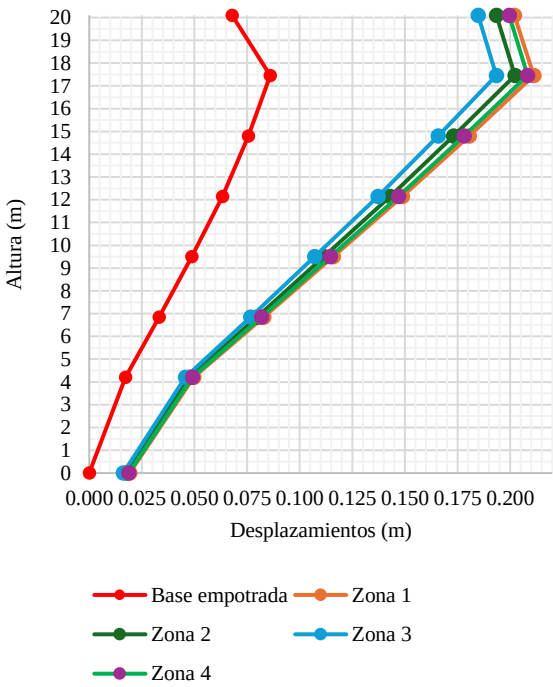


Fig. 7. Desplazamientos inelásticos X-X

En la dirección X-X, la estructura con base empotrada presentó un desplazamiento máximo de 0.086 m en el nivel 6, mientras que en las zonas analizadas los desplazamientos aumentaron significativamente, alcanzando valores entre 0.193 m y 0.211 m, lo que representa incrementos superiores al 220% respecto al caso empotrado. En promedio, el aumento global fue de 247% considerando todas las zonas. Además, se registró desplazamiento en la base, con un máximo de 0.0176 m en la zona 2, y se identificó que la zona 1 genera los mayores desplazamientos en todos los niveles evaluados.

TABLA 10
RESULTADOS DE DESPLAZAMIENTOS INELÁSTICOS EN DIRECCIÓN Y-Y

Desplazamientos inelásticos Y-Y						
Piso	Altura	Base empotrada	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4
	m	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
Piso 7	20.1	0.075	0.142	0.139	0.136	0.142
Piso 6	17.45	0.073	0.136	0.133	0.131	0.135
Piso 5	14.8	0.064	0.120	0.117	0.115	0.119
Piso 4	12.15	0.052	0.102	0.100	0.098	0.102
Piso 3	9.5	0.040	0.084	0.082	0.080	0.083
Piso 2	6.85	0.026	0.064	0.063	0.061	0.064
Piso 1	4.2	0.014	0.044	0.043	0.041	0.044
Base	0	0.000	0.017	0.016	0.015	0.017

Fuente: [19].

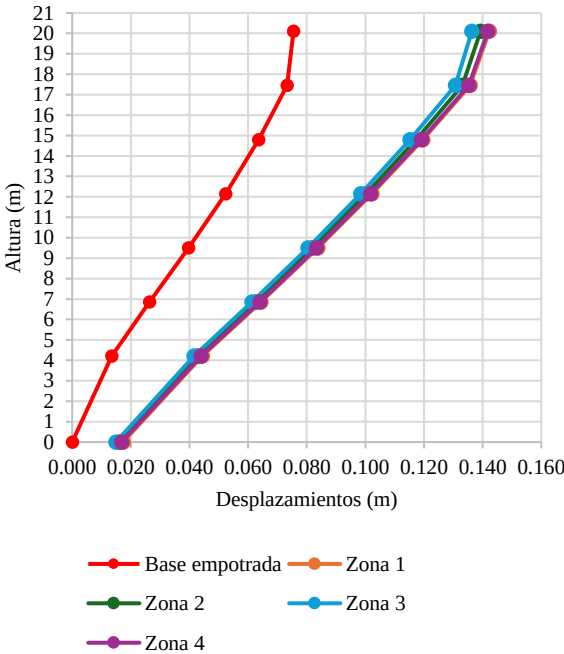


Fig. 8. Desplazamientos Inelásticos Y-Y

En la dirección Y-Y, el modelo con base empotrada presentó un desplazamiento inelástico máximo de 0.075 m en el último nivel. En cambio, para las zonas analizadas los desplazamientos aumentaron notablemente, alcanzando valores entre 0.136 m y 0.142 m, lo que representa incrementos cercanos al 180%–189% respecto al caso empotrado. En promedio, el incremento global fue de 215.9% considerando todas las zonas. Además, se evidenció desplazamiento en la base en todas las zonas, con un máximo de 0.0173 m en la zona 1, siendo esta la que genera los mayores desplazamientos.

TABLA 11
PERIODOS DE VIBRACIÓN PARA CADA MODELO

Periodos de vibración					
Mo do	Base empotrada	Zona 1 Vs=190.15m/s	Zona 2 Vs=207.51m/s	Zona 3 Vs=227m/s	Zona 4 Vs=194.75m/s
	T (sec)	T (sec)	T (sec)	T (sec)	T (sec)
1	0.569	1.138	1.085	1.035	1.121
2	0.461	0.925	0.904	0.882	0.92
3	0.33	0.748	0.727	0.707	0.743
4	0.168	0.316	0.293	0.271	0.31
5	0.124	0.295	0.277	0.259	0.29
6	0.12	0.259	0.25	0.24	0.256
7	0.118	0.224	0.215	0.207	0.221
8	0.117	0.205	0.198	0.191	0.203
9	0.088	0.184	0.179	0.172	0.183
10	0.082	0.169	0.166	0.162	0.168
11	0.08	0.157	0.154	0.15	0.156
12	0.073	0.128	0.125	0.123	0.127
13	0.06	0.103	0.102	0.101	0.103
14	0.054	0.095	0.092	0.089	0.094
15	0.04	0.074	0.072	0.071	0.073
16	0.038	0.061	0.06	0.06	0.061
17	0.025	0.036	0.035	0.034	0.036
18	0.023	0.033	0.032	0.03	0.033

Fuente: [19].

Los resultados para los periodos de vibración de la **TABLA 11** indican aumento en cada zona analizada, el mayor periodo calculado resulta 1.138s para el suelo de la Zona 1, representando un aumento del 200% respecto al periodo de base empotrada, así mismo el porcentaje promedio de aumento de periodo es del 183.97% para todas las zonas analizadas. Para la zona 2, el periodo máximo es de 1.085s, representando un aumento del 190.68%. En el suelo de la Zona 3, se registra un periodo máximo de la estructura de 1.035s, el cual representa

181.89% de aumento, finalmente para el periodo de la zona 4, se tiene un máximo de 1.121s, siendo este el 197.012% en comparación al modelo de base empotrada.

TABLA 12
FUERZAS CORTANTES DINÁMICAS VX

Fuerza cortante Dinámica VX (Tonf)						
Piso	Altura en base(m)	Base empotrada	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4
Piso 7	17.45	10.76	5.31	5.59	5.85	5.40
Piso 6	14.8	77.36	39.42	41.55	43.55	40.09
Piso 5	12.15	131.61	67.29	71.03	74.63	68.47
Piso 4	9.5	175.02	90.00	95.10	100.08	91.60
Piso 3	6.85	209.87	109.59	115.79	121.90	111.53
Piso 2	4.2	232.84	125.32	132.16	138.88	127.46
Piso 1	0	245.74	139.80	146.69	153.38	141.97

Fuente: [19].

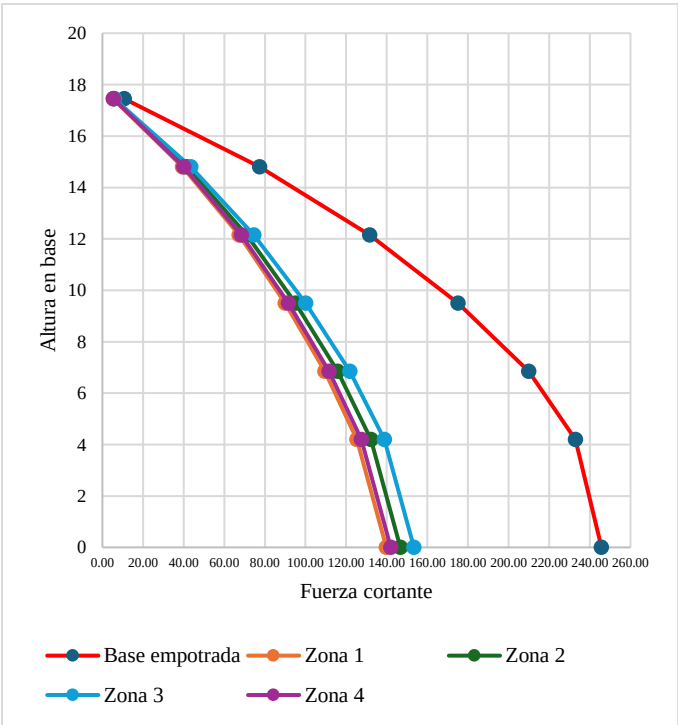


Fig. 9. Fuerza cortante Dinámica VX

Los resultados de las cortantes dinámicas en X muestran que el modelo de base empotrada presenta una cortante basal de 245 Tonf, mientras que en las zonas con interacción suelo-estructura se observa una disminución significativa de fuerzas, con valores entre 139.80 y 153.38 Tonf, equivalentes aproximadamente al 57%–62% del caso de base rígida. La zona 3 genera la mayor cortante basal entre las zonas analizadas, mientras que la zona 1 es la que produce la menor.

TABLA 13
FUERZAS CORTANTES DINÁMICAS VY

Fuerza cortante Dinámica VY (Tonf)						
Piso	Altura en base(m)	Base empotrada	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4
Piso 7	17.45	8.99	5.57	5.76	5.97	5.61
Piso 6	14.8	62.16	44.25	45.77	47.44	44.58
Piso 5	12.15	105.71	78.47	81.15	84.08	79.04
Piso 4	9.5	139.75	108.14	111.74	115.71	108.90
Piso 3	6.85	167.08	134.92	139.22	143.99	135.80
Piso 2	4.2	185.24	156.08	160.77	166.01	157.01
Piso 1	0	196.52	173.96	178.68	183.99	174.86

Fuente: [19].

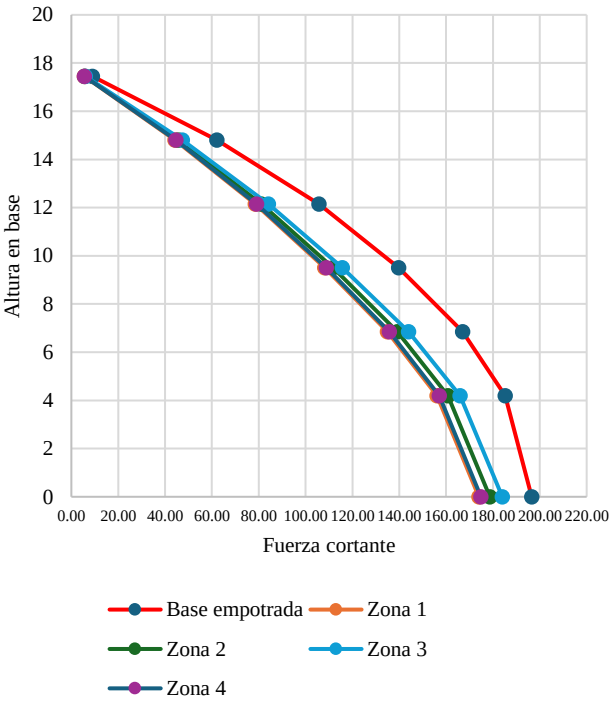


Fig. 10. Fuerza cortante Dinámica VY

Los resultados de las cortantes en dirección Y de la TABLA 13, muestran que para el modelo de base empotrada es de 196.52 Tonf. En relación con la zona 1, la cortante basal obtenida es de 173.96 Tonf, la cual representa 88.52% en comparación del modelo de base rígida. En el caso de la zona 2, se observa una cortante en la base de 178.67 Tonf, siendo esta el 91%, en el caso de la zona 3 se tiene 183.98 Tonf representando un 94%, finalmente, en el suelo de la zona 4 se produce una cortante de 174.86 Tonf, siendo un 88.98% del modelo de base empotrada.

La mayor cortante obtenida es la producida en el suelo de la zona 3, en comparación con las demás zonas. Así mismo, la menor cortante basal en Y se da en la ISE de la zona 1.

TABLA 14
MOMENTOS FLEXIONANTES EN DIRECCIÓN X-X

Momento flexionante MX (tonf-m)						
Piso	Altura en base(m)	Base empotrada	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4
Piso 7	17.45	25.99	14.94	15.58	16.13	15.14
Piso 6	14.8	238.25	140.29	146.21	151.34	142.12
Piso 5	12.15	591.40	334.78	350.42	364.66	339.63
Piso 4	9.5	1056.00	585.19	614.40	641.78	594.24
Piso 3	6.85	1610.17	884.13	930.12	974.10	898.38
Piso 2	4.2	2219.95	1212.72	1277.76	1340.88	1232.86
Piso 1	0	3235.92	1771.50	1868.18	1963.08	1801.51

Fuente: [19].

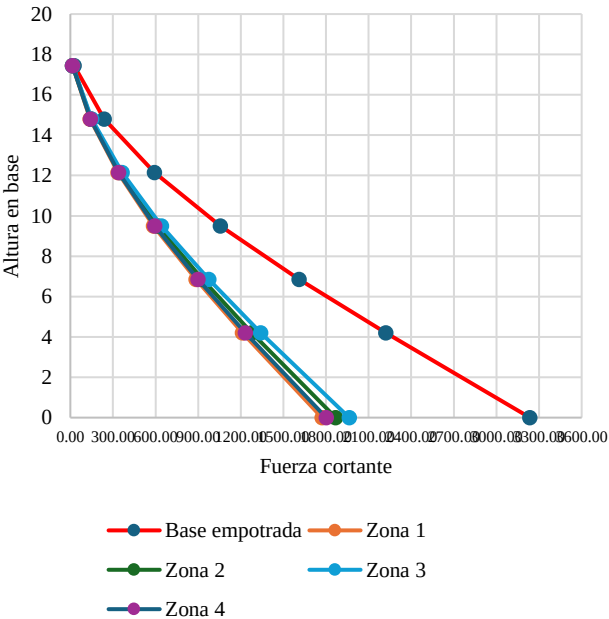


Fig. 11. Momento flexionante MX

Los resultados para los momentos flexionantes de la **TABLA 14** en dirección X-X muestran que, para el modelo de base empotrada, el momento en la base es de 3235.92 Tonf-m. En el caso de las zonas analizadas, la zona 1 tiene un momento en la base de 1771.50 Tonf-m representando el 54.74%, para la zona 2 se tiene un momento en la base de 1868.17 Tonf-m, siendo este el 57.73% en relación con el de la base empotrada,

en el caso de la zona 3 el momento en la base es de 1963.08 Tonf-m equivalente al 60.66%, finalmente para el caso de la zona 4 el momento flexionante en la base es de 1801.50 Tonf-m representando el 55.67% en comparación al modelo de base rígida.

TABLA 15
MOMENTOS FLEXIONANTES EN DIRECCIÓN Y-Y

Momento flexionante MY (tonf-m)						
Piso	Altura en base(m)	Base empotrada	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4
Piso 7	17.45	22.24	15.10	15.26	15.50	15.10
Piso 6	14.8	182.96	166.25	167.41	169.61	166.10
Piso 5	12.15	460.04	407.35	413.04	420.95	407.81
Piso 4	9.5	824.30	719.59	733.04	750.00	721.40
Piso 3	6.85	1259.95	1102.93	1126.12	1154.44	1106.40
Piso 2	4.2	1739.59	1533.77	1568.36	1609.78	1539.25
Piso 1	0	2544.92	2271.83	2326.13	2389.98	2280.81

Fuente: [19].

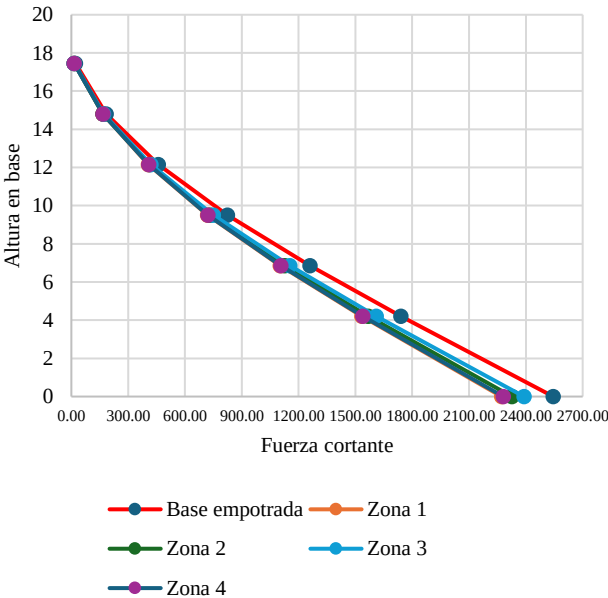


Fig. 12. Momento flexionante MY

En relación con los resultados de la tabla **TABLA 15** para los momentos flexionantes en dirección Y-Y, se tiene que para el modelo de base empotrada el momento es de 2544.91 Tonf-m. Para el modelo del caso de la zona 1, el momento en la base es de 2271.82 Tonf-m, representando un 89.27%, en la zona 2 se obtuvo un momento de 2326.13 Tonf-m, siendo este el 91.4%, para la zona 3 se obtuvo un momento de 2389.97 Tonf-

m equivalente al 93.91%, finalmente para la zona 4 se tiene un valor de 2280.81 Tonf-m, siendo este el 89.62% respecto al modelo de base rígida.

IV. CONCLUSIONES

Los resultados mostrados evidencian que la respuesta sísmica de un edificio de seis niveles con cimentación superficial varía de manera sustancial cuando se consideran diferentes velocidades de onda de corte en comparación al modelo convencional de base rígida. La aplicación del análisis dinámico lineal modal espectral evidenció que los modelos clásicos de base rígida no simulan adecuadamente el comportamiento dinámico del sistema suelo-estructura para las velocidades de onda de corte consideradas, ello expresado en cambios sistemáticos en los periodos de vibración, desplazamientos laterales, derivas de entrepiso y fuerzas internas.

Se desarrollaron los modelos matemáticos tanto para el de base rígida como los modelos con interacción suelo-estructura, incorporaron de manera coherente la rigidez y el amortiguamiento del suelo mediante coeficientes derivados de la velocidad de onda de corte. Los modelos ISE se desarrollaron con elementos point spring, los cuales cuentan con seis grados de libertad en sus rigideces, esto permitió representar los efectos de traslación y rotación en la interfaz suelo-cimentación, generando una simulación del comportamiento del edificio gobernado por mecanismos cinemáticos e inerciales, en los cuales las fuerzas generadas por la superestructura inducen deformaciones adicionales en el suelo de apoyo convirtiendo el modelo en una herramienta válida para capturar la interacción del sistema y su incidencia en la respuesta dinámica global.

El análisis comparativo – descriptivo de la ISE muestra que la respuesta sísmica, en términos de desplazamientos y derivas, aumentan de manera consistente respecto al modelo de base rígida, pasando los límites normativos. Respecto a los desplazamientos, aumenta en un 200% en promedio para las cuatro zonas analizadas, así mismo en las derivas, aumentaron en un 200% en X y 175% en Y. Por otra parte, los periodos, para todas las velocidades de onda de corte trabajadas, aumenta hasta en un 200%. Estos resultados evidencian que, aun cuando la edificación cumpla con los criterios de resistencia bajo un modelo de base rígida, la consideración de la ISE, sobre todos en suelos blandos o con velocidades de onda de corte bajas, puede conducir a demandas de deformación que exceden los límites establecidos por la Norma E.030, afectando directamente el control del desempeño sísmico.

En relación con el modelo de base fija, el análisis de ISE muestra que las fuerzas sísmicas tanto de córtate basal y momento flector, disminuyen hasta en un 54.74% en dirección X, sin embargo, para la dirección Y se observa que la disminución de esfuerzos se da hasta un 90%. Esta reducción de esfuerzos se encuentra acompañado de un aumento considerable de los desplazamientos y derivas anteriormente

expuestos, lo cual conlleva a afirmar que, al considerar la ISE, no se puede evaluar el desempeño estructural solamente considerando los esfuerzos, es necesario orientar la evaluación hacia los criterios de deformación y compatibilidad de desplazamientos de acuerdo con el SEAOC y las norma E.030.

V. REFERENCIAS

- [1] P. Kotronis, C. Tamagnini, and S. Grange, *ALERT Doctoral School 2013, Soil-Structure Interaction*. HAL open science, 2013. [Online]. Available: <https://hal.science/hal-01071394v1>
- [2] Y. Shayah, "Soil structure interaction and the radiation damping: A state-of-the-art review," Jun. 01, 2025, *Elsevier B.V.* doi: 10.1016/j.rineng.2025.104755.
- [3] I. Watt and M. Murillo, "Trabajo Subcomité Contenidos Mínimos Código Modelo de Diseño Sísmico para América Latina y El Caribe," Valdivia, Apr. 2019.
- [4] Ministerio de Obras Públicas de Panamá, *Reglamento Para El Diseño Estructural De La República De Panamá*. Panamá, 2022.
- [5] ISCDF, *Norma Técnica Complementaria para el diseño por sismo*. Mexico, 2023.
- [6] CTNBDS, *Norma Boliviana de Diseño Sísmico*. Bolivia, 2023. [Online]. Available: www.oopp.gob.bo
- [7] H. Tavera and E. Buforn, "Física de la Tierra Sismicidad y sismotectónica de Perú," *Física de la Tierra*, vol. 10, pp. 187–219, 1998, Accessed: Nov. 01, 2025. [Online]. Available: <https://app.ingemmet.gob.pe/biblioteca/pdf/Amb-27.pdf>
- [8] L. Ocola, "El gap sísmico de Trujillo-Chiclayo y los sismos notables en la zona de subducción del noroeste de Perú," *Instituto Geofísico del Perú*, 2008, Accessed: Feb. 01, 2026. [Online]. Available: <https://app.ingemmet.gob.pe/biblioteca/pdf/CPG14-076.pdf>
- [9] G. Prada and I. Mateo, "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," Pontificia Universidad Católica Del Perú, Lima, 2022. Accessed: Nov. 01, 2025. [Online]. Available: <https://repositorio.pucp.edu.pe/items/d33acf9d-f9d4-435f-a4e2-591c56424930>
- [10] MVCS, *Norma Técnica E.030 Diseño Sismoresistente*. Perú: MVCS, 2025.
- [11] NEHRP, *Soil-Structure Interaction for Building Structures*. USA, 2012.
- [12] G. Villareal and C. Aguila, "Interaccion Suelo Estructura Y Su Influencia En La Respuesta Sísmica De Edificios," *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, vol. 26, pp. 426–471, Aug. 2021.
- [13] A. Muñoz, "Ingeniería Sismorresistente," 2002.
- [14] G. H. . Powell, *Modeling for Structural Analysis: Behavior and Basics*. Computers and Structures, 2010.
- [15] A. Kassimali, *Structural Analysis*, 4th ed. Stamford: Cengage Learning, 2011.
- [16] R. Rochel, *Análisis y diseño sísmico de edificios*, 2nd ed. Fondo Editorial Universidad EAFIT, 2012.
- [17] FEMA, *A Practical Guide to Soil-Structure Interaction*. USA, 2020. [Online]. Available: www.ATCouncil.org
- [18] E. Luján, "Utilización de métodos experimentales y de simulación numérica para la microzonificación sísmica del distrito de Trujillo," Universidad Nacional de Trujillo, Trujillo, 2019.
- [19] B. Jimenez, "Análisis de los efectos de la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica de un edificio de seis niveles con cimentación superficial sometido a diferentes velocidades de onda de corte, Trujillo 2025.," Universidad Privada del Norte, Trujillo, 2026.