

UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



**Influencia de la interacción suelo-estructura en respuesta
sísmica de edificaciones de concreto armado, en Pichari –
Cusco.**

Tesis para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil

Autor:

Bach. Said Jerson Curo Antezana

Asesor:

Dr. MSc. Ladislao Roger Ticona Melo

Lima, junio 2025

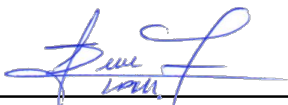
DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD DE TESIS

Yo Ladislao Roger Ticona Melo, docente de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura Escuela Profesional de Ingeniería Civil, de la Universidad Peruana Unión.

DECLARO:

Que la presente investigación titulada: **“Influencia de la interacción suelo-estructura en respuesta sísmica de edificaciones de concreto armado, en Pichari – Cusco.”** del autor Said Jerson Curo Antezana tiene un índice de similitud de 15 % verificable en el informe del programa Turnitin, y fue realizada en la Universidad Peruana Unión bajo mi dirección.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponde ante cualquier falsedad u omisión de los documentos como de la información aportada, firmo la presente declaración en la ciudad de Lima, a los 18 días del mes de junio del año 2025



Dr. Ladislao Roger Ticona Melo

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS

En Lima, Ñaña, Villa Unión, a 20 día(s) del mes de junio del año 2025, siendo las 09:00 horas, se reunieron los miembros del jurado en la Universidad Peruana Unión Campus Lima, bajo la dirección del (de la) presidente(a):

Mtra. Fiorella Maira Zapata Antezana Sánchez, el (la) secretario(a): Mg. Armin Quintana

Garamendi y los demás miembros: Ing. David Diaz

Ticona Melo y el (la) asesor(a) Dr. Ladislao Roger

con el propósito de administrar el acto académico de sustentación de la tesis titulado: "Influencia de la interacción suelo-estructura en respuesta sísmica de edificaciones de concreto armado, en Pichari - Cusco"

del(los) bachiller(es): a) Said Jerson Curo Antezana

b) _____

c) _____

conducente a la obtención del título profesional de: _____

Ingeniero Civil
(Denominación del Título Profesional)

El Presidente inició el acto académico de sustentación invitando al (a la) / a (los) (las) candidato(a)s hacer uso del tiempo preguntas, y aclaraciones pertinentes, la cual fue absuelta por al (a la) / a (los) (las) candidato(a)s. Luego, se produjo un receso para las deliberaciones y la emisión del dictamen del jurado. Posteriormente, el jurado procedió a dejar constancia escrita sobre la evaluación en la presente acta, con el dictamen siguiente:

Bachiller (a): Said Jerson Curo Antezana

CALIFICACIÓN	ESCALAS			Mérito
	Vigesimal	Literal	Cualitativa	
<u>Aprobado</u>	<u>16</u>	<u>B</u>	<u>Bueno</u>	<u>Muy bueno</u>

Bachiller (b): _____

CALIFICACIÓN	ESCALAS			Mérito
	Vigesimal	Literal	Cualitativa	

Bachiller (c): _____

CALIFICACIÓN	ESCALAS			Mérito
	Vigesimal	Literal	Cualitativa	

(*) Ver parte posterior

Finalmente, el Presidente del jurado invitó al (a la) / a (los) (las) candidato(a)s a ponerse de pie, para recibir la evaluación final y concluir el acto académico de sustentación procediéndose a registrar las firmas respectivas.

Presidente/a

Secretario/a

Asesor/a

Miembro

Miembro

Bachiller (a)

Bachiller (b)

Bachiller (c)

Esta sustentación fue realizada de manera virtual u online sincrónica según conforme al Reglamento General de Grados y Títulos.

RESUMEN

Se analiza y compara la interacción suelo-estructura (ISE) ante la respuesta sísmica de los edificios de concreto armado en Pichari, Cusco. Se determina qué influencia tiene la ISE en los periodos de vibración, desplazamientos laterales, las fuerzas internas en columnas, vigas y muros, y en los límites de la distorsión de edificios de 5, 10, 15 y 20 pisos sobre suelo tipo S2 (grava arcillosa con arena) contemplado en la NTP-E.030. Se analiza con el software ETABS-v21. Se encontró que en periodos de vibración en la dirección X-X de edificio de 10 pisos, aumenta de 1.091 segundos en el modelo empotrado (ME) a 1.312 segundos en el modelo ASCE/SEI, incrementando en 20.26 %, mostrando que el modelo ISE refleja una estructura más flexible y un mayor período de vibración. Los desplazamientos laterales en dirección X-X de un edificio de 15 pisos aumenta de 21,95 cm en el ME a 26,08 cm en el ASCE/SEI, incrementando 18,80%, destacando su uso en suelos de menor rigidez, generando un mayor desplazamiento lateral. Para un edificio de 5 pisos, los momentos flectores en las columnas se reducen de 21,65 Tn·m en el ME a 19,38 Tn·m en el ASCE/SEI en la dirección X-X, disminuyendo en 10.48%, redistribuyendo las cargas en el modelo ASCE/SEI reduce la demanda de momento en las columnas, mejorando su desempeño frente a condiciones sísmicas. En un edificio de 20 pisos, la fuerza cortante en las vigas en la dirección X-X baja de 7.73 Tn en el ME a 5.83 Tn en el ASCE/SEI, disminuyendo aproximadamente 24.58%.

Palabras clave: interacción dinámica; respuesta estructural; rigidez estructural; desplazamientos laterales; fuerzas internas; diseño sismorresistente; estabilidad estructural

ABSTRACT

The soil-structure interaction (SSI) is analyzed and compared with the seismic response of reinforced concrete buildings in Pichari, Cusco. The influence of SSI on vibration periods, lateral displacements, internal forces in columns, beams and walls, and on distortion limits of 5, 10, 15 and 20 story buildings on S2 type soil (clayey gravel with sand) contemplated in NTP-E.030 is determined. It is analyzed with ETABS-v21 software. It was found that in vibration periods in the X-X direction of a 10-story building, it increases from 1.09 seconds in the embedded model (EM) to 1.312 seconds in the ASCE/SEI model, increasing by 20.26%, showing that the SSI model reflects a more flexible structure and a longer vibration period. The lateral displacements in the X-X direction of a 15-story building increase from 21.95 cm in the ME to 26.08 cm in the ASCE/SEI, increasing 18.80%, highlighting its use in soils with lower stiffness, generating a greater lateral displacement. For a 5-story building, the bending moments in the columns are reduced from 21.65 Tn.m in the ME to 19.38 Tn.m in the

ASCE/SEI in the X-X direction, decreasing by 10.48%, redistributing the loads in the ASCE/SEI model reduces the moment demand on the columns, improving their performance against seismic conditions. In a 20-story building, this shear force in the frame in the X-X direction drops from 7.73 Tn in the ME to 5.83 Tn in the ASCE/SEI, decreasing approximately 24.58%.

Keywords: dynamic interaction; structural response; structural stiffness; lateral displacements; internal forces; earthquake-resistant design; structural stability

INTRODUCCIÓN

Todos los seres humanos por naturaleza tenemos miedo de la muerte y estamos dispuestos a hacer cualquier cosa por proteger a nuestros seres amados. Desastres naturales como los sismos del año 2022 fueron clasificados entre los diez eventos de desastre más mortíferos de ese año: el terremoto del sureste de Afganistán en junio produjo 1,036 muertes y el terremoto de Indonesia en noviembre que produjo 334 muertes; el terremoto de Fukushima de 2022 provocó daños por 8,800.00 millones de dólares (CRED, 2023). Un terremoto de magnitud 7,7 en escala Richter ocurrió el 6 de febrero de 2023 con más de 1,200.00 réplicas que fueron devastadores para la población de Turquía y Siria; el número de personas afectadas fueron 26 millones en Turquía y Siria; hasta el 13 de febrero del 2023 se contabilizaron 37,484.00 muertes y 91,178.00 heridos; incontables viviendas y más de 4,000.00 edificios se derrumbaron (WHO, 2023).

El territorio peruano es considerado un país con alta probabilidad sísmica porque la placa de Nazca que se encuentra debajo del mar Sudamericana frente a la línea litoral del país y por la deformación cortical que da origen a los movimientos sísmicos en zonas cercanas a la Cordillera Andina y la zona sub Andina; especialmente en la zona de Huaytapallana que comprende Junín, Ayacucho, Cusco, Abancay y Arequipa por la existencia de sistemas de fallas inversas y normales (Tavera, 2014).

Corratgé et al. (2022) investigaron la interacción dinámica suelo-estructura para un edificio de 10 pisos construido con hormigón armado con tipología mixta, analizaron el comportamiento estructural bajo una carga sísmica. Se aplicó el método estático no lineal pushover a través del software ETABS v21 y se analizaron con los modelos de País & Kausel y Sargsian en suelos rígido y arcilla blanda según las normas de construcción. Los investigadores encontraron el incremento de los desplazamientos en la parte superior de la edificación y en las derivaciones de cada piso; las articulaciones plásticas se originan inicialmente en las vigas y posteriormente en las columnas. También notaron una reducción en los valores del cortante basal hasta lograr la fluencia total de la estructura, utilizando un mecanismo de colapso que se desvía de lo estipulado en las normativas.

Sariol et al. (2022) analizaron el impacto de la interacción dinámica entre la estructura del suelo y la estructura del suelo en el proceso de colapso y el rendimiento que brinda una construcción de ocho

pisos hecha de una estructura mixta de hormigón armado, utilizando el método estático no lineal (Pushover) a través del software ETABS v21. Se categoriza como estructura asentada en terreno tipo D según la normativa cubana NC 46:2017. Se concluye que la implementación de la IDSE ejerce un efecto considerable en el mecanismo de colapso y el rendimiento.

Villarreal y Aguila (2021) explican cómo interactúan el suelo y la estructura en modelos de edificaciones, se emplearon los métodos de subestructura y FEMA 440. A partir de estos, se obtuvieron fórmulas para calcular la rigidez dinámica y el amortiguamiento en fundaciones superficiales, como las losas de cimentación. El estudio analizó los cambios dinámicos de edificios de 4, 8 y 12 pisos, construidos sobre dos tipos de suelo: arena densa y arcilla blanda, siguiendo la norma técnica E030 del Perú. Los resultados mostraron que, a medida que el suelo se degrada durante un sismo, la respuesta estructural varía de manera más notable.

Macas y Proaño (2024) realizaron un análisis dinámico de interacción entre el suelo y la estructura, con unos modelos dinámicos experimentales y criterios del análisis modal espectral por la normativa Ecuatoriana NEC-15, por los cuales determinaron el amortiguamiento y rigidez por los modelos D.D. Barkan – O.A. Savinov, la Norma Rusa SNIP 2.02.05 y el de A.E. Sargsian. También se empleó el modelo de la normativa americana ASCE 41-17, para un tipo suelo de arena densa y arcilla blanda. Los autores concluyeron que el impacto es significativo de la ISE en modelos A.E. Sargsian y el método de la normativa americana ASCE 41-17.

El territorio peruano se encuentra ubicado en una de las zonas con mayor actividad sísmica respecto al mundo, existiendo altas probabilidades de ser afectado por sismos; la historia sísmica del Perú ha demostrado evidencias de eventos que ocurren de manera cíclica, al igual que sus efectos secundarios, los cuales pueden generar daños significativos en las ciudades con inadecuado desarrollado urbanístico respecto a su estructura de crecimiento (Tavera, 2014). Para disminuir los posibles desastres, es fundamental cumplir las normas de construcción obligatorias y garantizar su aplicación en todos los sectores. Además, la infraestructura esencial debe ser diseñada y edificada con los estándares adecuados para soportar las amenazas más frecuentes (Bello et al., 2020).

La reacción estructural de un edificio expuesto a cargas sísmicas está determinada por la interacción entre el suelo, la estructura de los cimientos y la superestructura, denominada interacción dinámica entre suelo y estructura (Abate et al., 2016). Construir teniendo en cuenta la configuración y la elevación de la infraestructura, además de considerar el diseño de la estructura que genere la disipación energética, se evitará daños en construcciones que soporten cargas sísmicas (Corratgé et al., 2022).

Defensa Civil de la Municipalidad de Huanta, mencionan que el 23/01/2011 al promediar las 2 de la madrugada ocurrió un sismo de 5.0 grados en la escala de Richter afectando a la ciudad de

Quillabamba y parte del VRAEM, por lo que el movimiento telúrico se sintió en Pichari, causando daños personales y materiales. Existen datos históricos de sismos en el distrito de Pichari, pero no existen investigaciones del comportamiento de la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica de edificaciones construidas en los suelos de Pichari. Este estudio pretende disminuir el vacío de ese conocimiento con los resultados de esta investigación.

En el distrito de Pichari existen serios problemas por la falta de planificación integral que genera un crecimiento urbano desordenado y en muchos casos sin el debido cumplimiento de las normas técnicas de edificación sismorresistentes. Es una zona considerada altamente sísmica, sin embargo, muchas de las construcciones no están diseñadas para soportar terremotos, siendo un riesgo para la población. Además, las características geográficas de difícil acceso dificultan el ingreso de empresas especializadas en la construcción de edificaciones que sean planificadas desde el estudio de suelos y simulaciones ante posibles desastres naturales como los generados por los sismos.

Interacción suelo-estructura. La interacción suelo-estructura (ISE) es la parte de la ingeniería que estudia la deformación de los suelos, como la cimentación es afectada por el movimiento del suelo y la rigidez de la propia estructura (Hermosillo et al., 2019). La interacción del suelo con la estructura considera la reacción de un edificio, mediante su comportamiento durante el movimiento y la inercia, a las demandas dinámicas del suelo asociadas a las características geológicas y geotécnicas del terreno como un factor importante en la seguridad estructural (Calderín-Mestre et al., 2020).

En la interacción suelo-estructura es muy importante utilizar la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 porque proporciona directrices específicas que permiten evaluar, calcular y analizar de manera precisa la influencia del terreno respecto a la estabilidad y comportamiento de la construcción. Expertos recomiendan considerar la ISE de la Norma Rusa SNIP para zonas geotécnicas inestables, la norma procura que las edificaciones sean construidas con altos estándares de seguridad ante posibles eventos sísmicos (Reátegui, 2020; Villareal, 2009; Villarreal & Aguila, 2021).

Respuesta sísmica. Es la respuesta de resistencia a daños de intensidad pequeña, moderada y severa producidos por movimientos sísmicos que afectan los componentes de las estructuras y evitando el riesgo del colapso de la edificación (Gatica, 2012). La respuesta sísmica de un sistema de masas es la estimación del movimiento de la masa en cualquier instante respecto a su ubicación inicial general, el cálculo de los parámetros se realiza en función del desplazamiento del terreno y del desplazamiento de la masa con respecto a su base inicial (Oviedo & Duque, 2009).

La respuesta al terremoto se establece basándose en las características dinámicas del suelo, tales como el módulo de corte y el amortiguamiento. Estos elementos son afectados por la densidad del terreno, la rapidez en la propagación de las ondas de corte y el módulo de Poisson (Cutipa, 2018). En cuanto a la respuesta sísmica relativa, depende de que el efecto del cabeceo entre el suelo y la estructura

sea menor que el amortiguamiento. Pero, si la excitación adicional reduce el amortiguamiento estructural, esta disminución podría compensarse con el amortiguamiento del suelo (Avilés & Pérez, 2004).

La investigación fue realizada con la hipótesis de que la interacción del suelo y la estructura influye en la respuesta sísmica de los edificios de concreto armado de 5, 10, 15 y 20 pisos en las condiciones de suelo del distrito de Pichari, se realizó un análisis mediante el método modal espectral para evaluar los desplazamientos, esfuerzos y periodos de vibración, comparándolos con los resultados obtenidos de un modelo con base fija.

El objetivo de la investigación fue determinar y comparar la influencia de la interacción suelo-estructura en respuesta sísmica según el método modal espectral en edificaciones de concreto armado de 5,10,15 y 20 pisos construidos, en Pichari - Cusco.

MATERIALES Y MÉTODOS

Materiales

La modelización del edificio se realizó con las siguientes consideraciones: El tipo de suelo constituido por grava arcillosa con arena con un coeficiente poissón del suelo de 0.3, la cohesión de 0.26 kgf/cm^2 con velocidad de onda de corte promedio de 200 m/s este valor esta determinado bajo las consideraciones de la NTP E 030, el módulo de elasticidad del suelo fue 2500 Tn/m^2 , la capacidad admisible del suelo es 0.920 kg/cm^2 y respecto al suelo el peso específico fue 1.651 Tn/m^3 .

Los materiales de construcción son: concreto F_c de 210 kgf/cm^2 con peso específico de 2400 kgf/m^3 , módulo de elasticidad de 217371 kgf/cm^2 y coeficiente de poissón del concreto de 0.2; el acero F_y de 4200 kgf/cm^2 . Para obtener los valores del suelo se realizaron previamente un análisis de suelo in situ, se determinó un suelo de tipo S2 según NTP-E.030 (Ministerio de Vivienda, 2019).

Procedimiento

Para lograr el objetivo propuesto por esta investigación se presenta el diagrama que se muestra en la figura 1 y se describe el proceso a seguir para la ISE según los modelos: de base empotrada, y los modelos dinámicos D.D. Barkan - O.A. Savinov (Barkan, 1962), la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, y el código ASCE/SEI 41-17/7-22

Previo a ello se tomó la información del análisis de mecánica de suelos de la ciudad de Pichari-Cusco, se utilizó el software ETABS v21 con el propósito de realizar el análisis sísmico de la Norma técnica peruana E.030 (Ministerio de Vivienda, 2019) que considera edificaciones con un modelo paramétrico para 5, 10, 15 y 20 pisos, con base fija (base empotrada), posteriormente se realizó el análisis de ISE con el modelo dinámico de D.D. Barkan - O.A. Savinov, el Modelo Dinámico Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, y el código ASCE/SEI 41-17; ASCE/SEI 7-22.

Los parámetros determinados para mecánica de suelos para el modelo ISE son:

Modelo Dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov	Modelo Dinámico Norma Rusa SNIP 2.02.05-87	Modelo del código ASCE/SEI 41-17/7-22
Coeficiente poissón del suelo (μ)	Módulo de elasticidad del suelo (E_s)	Peso específico del suelo (γ_s)
Largo de cimentación (A)	Capacidad admisible del suelo (Q_{adm})	Coeficiente de poissón (μ)
Ancho de la cimentación (B)	Coeficiente de poissón del suelo (μ)	Clasificación de suelo (DE) (ASCE/SEI 41-17/7-22)
Espesor de la cimentación (C)	Largo de cimentación (A)	Velocidad de onda de corte del suelo ($V_{so, rd}$) (ASCE/SEI 41-17/7-22)
Peso específico del concreto (γ_c)	Ancho de la cimentación (B)	Profundidad de la cimentación (Df)
carga- peso sísmico (P)	espesor de la cimentación (C)	Largo de cimentación (L)
	peso específico del concreto (γ_c)	ancho de la cimentación (B)
		espesor de la cimentación (t)

Para esta investigación, la población está conformada por las edificaciones de concreto armado y el análisis sísmico Según la norma NTP E.030 el perfil de suelo, zonificación sísmica de Pichari - Cusco, (Zona 2). La muestra para la presente investigación estuvo conformada por cuatro edificaciones paramétricas de concreto armado con 5, 10, 15 y 20 pisos construidas en un tipo de suelo grava arcillosa con arena. Previo a la edificación, se realizó los estudios de mecánica de suelos, para posteriormente con los datos obtenidos realizar el análisis de ISE en Pichari – Cusco.

Para el tipo de cimentación, de 5 pisos se tomó en cuenta zapatas aisladas y para los 10, 15, 20 pisos y se planteó el sistema de losa de cimentación. El tipo de estructura para la edificación de 5 pisos se consideró el sistema de pórticos y para los 10, 15 y 20 pisos sistema dual.

Para la obtención de datos se utilizó: Parámetros de construcción según NTP, estudio de mecánica de suelos (velocidad de onda de corte, capacidad portante del suelo, Poisson, módulo de corte y elasticidad, etc.), planos paramétricos de construcción de 5, 10, 15 y 20 pisos y reglamento de edificaciones - E.030 diseño sismorresistente RM-043-2019-Vivienda.

Los resultados de análisis sísmico estático y dinámico fueron procesados mediante el software Excel, Mathcad y Etabs v21 para determinar los valores previos para el análisis sísmico en base al Registro Nacional de Edificaciones del Perú y valores requeridos para la aplicación del modelo dinámico de D.D. Barkan - O.A. Savinov, el Modelo Dinámico Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 y el modelo del código ASCE/SEI 41-17/7-22.

Se utilizó el software ETABS v21 con el propósito de realizar el análisis sísmico, porque el mencionado software permite el análisis estructural de edificaciones mediante una interfaz que permite modelar, analizar, dimensionar y generar informes del trabajo realizado. Los primeros análisis se realizaron en base a la normativa de edificaciones sismorresistente considerando la base fija (empotrada); posteriormente se aplicó base flexible a través de los modelos dinámicos de D.D. Barkan

- O.A. Savinov, Modelo Dinámico Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, y el código ASCE/SEI 41-17/7-22 para determinar la influencia de la aplicación de la interacción suelo-estructura.

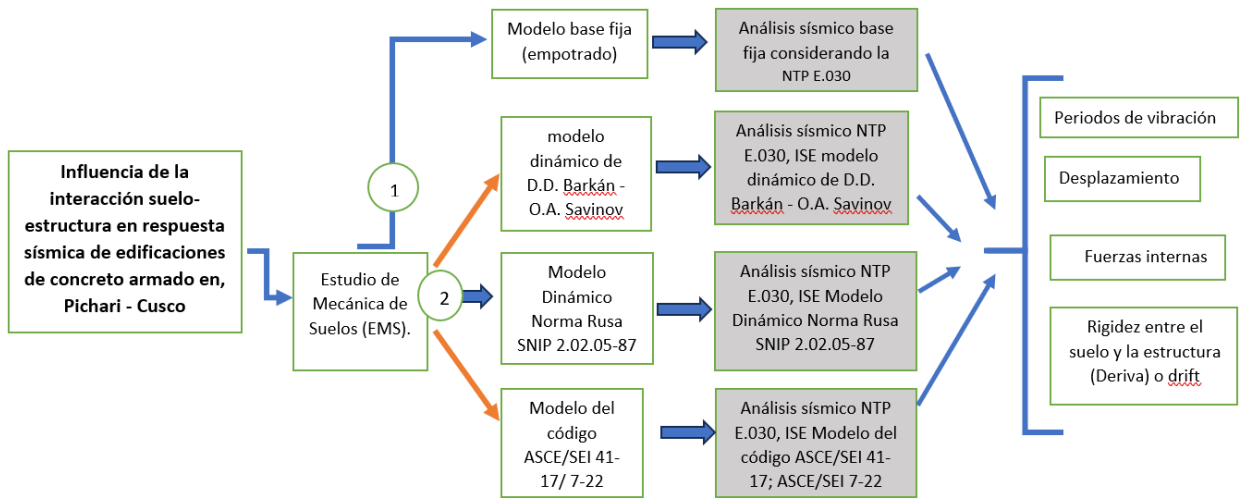


Figura 1. Proceso metodológico de la investigación

Estructuración de las edificaciones

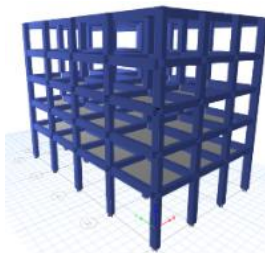


Figura 2. Edificio de 5 pisos, Sistema Pórtico.

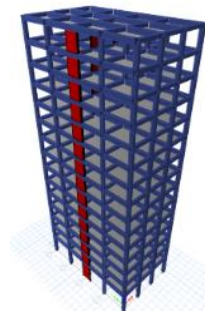


Figura 4. Edif. 15 pisos, sistema dual.

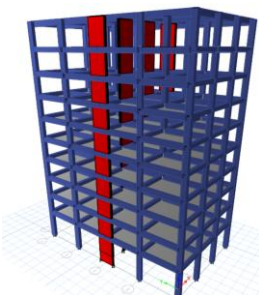


Figura 3. Edificio 10 pisos, sistema dual.

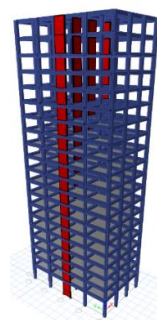


Figura 5. Edif. 20 pisos, sistema dual

En la tabla 1 se presentan los parámetros para el dimensionamiento de secciones de elementos estructurales que se consideró en el modelo, para determinar las dimensiones de los elementos estructurales, se realizó previamente un pre-dimensionamiento, posteriormente se hizo el control de derivas para el modelo con base empotrada para luego aplicar la ISE según los modelos correspondientes.

Tabla 1.

Dimensiones para la estructura

	5 pisos	10 pisos	15 pisos	20 pisos
Losa ciment. (cm)		1400X2200X60	1400X2200X70	1400X2200X80
Colum. (cm) C1 =	70X40	40X60	40X60	40X60
Colum. (cm) C2 =	55X40	40X50	40X50	40X50
Viga (cm) V1 - Y	30X65	30X60	30X60	30X60
Viga (cm) V2 - X	30X50	30X45	30X45	30X45
Zapata (cm) Z1	200X200X60	--	--	--
Zapata (cm) Z2	280X280X60	--	--	--
Muros (cm)	--	25X200	25X200	25X200
Losa aligerada (cm) (X-X)	20	20	20	20

Parámetros sísmicos de NTP E.030.

La definición de la acción sísmica de diseño en una estructura según la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” (E-030) del Perú, considera varios factores. En el análisis espectral de la edificación objeto de estudio se ha considerado los siguientes parámetros:

Z: Factor de Zona Sísmica, el nivel depende de la gravedad de la peligrosidad sísmica en la ciudad o localidad del proyecto, determinado de un plano de zonificación sísmico nacional. En este caso para el estudio está ubicado en Pichari -Cusco, se consideró $Z = 0,25$ que corresponde a la Zona Sísmica 2.

U: Factor de Uso o Importancia, cualitativamente clasifica la importancia de la estructura según la función que cumple, así edificaciones dignas de mayor calidad tienen alta valor de U. Para el caso de estudio se ha considerado $U = 1,0$ que pertenece a edificación de Categoría C (vivienda -residenciales).

S: Factor de Suelo, depende de la importancia del nivel, ya que este nivel puede amplificar ondas sísmicas, se determina a través del estudio geotécnico y a través de un perfil de proyecto geotécnico definido en la norma. Para el estrato Suelo: grava limosa y arena (perfil S2) y para el $Z=2$; se tiene S: $S= 1.2$

R: Coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas es un factor que R coeficiente de reducción de fuerza sísmica, este depende del sistema estructural y del grado de regularidad de la edificación. Para pórticos de concreto armado regulares en planta y altura, se adoptó $R = 8$. y $R= 7$ para el sistema dual.

g (Aceleración de la Gravedad): Corresponde a la aceleración gravitacional estándar. Para efectos del cálculo se empleó $g = 9,8065 \text{ m/s}^2$.

C (Factor de Amplificación Sísmica): Define la forma del espectro de diseño y varía según el tipo de suelo y el periodo fundamental de vibración de la estructura. Para el suelo grava limosa y arena (perfil S2) considerado en el estudio, se recurrió a las Tablas 3 y 4 de la Norma E.030 para determinar el valor de C, según el periodo T:

$$T < T_p \quad C = 2.5; \quad T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_L}{T} \right); \quad T > T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p * T_L}{T^2} \right); \quad (1).$$

$$S_a = \frac{Z.U.C.S}{R} (g) \quad (2)$$

En la tabla 2 se muestra los parámetros que se usaron para determinar la acción sísmica en una edificación con sistema pórtico de 5 pisos y sistema dual de 10,15 y 20 pisos

Tabla 2.

Parámetros de cálculo del espectro de diseño

	Sistema pórtico 5 pisos	Sistema dual 10, 15 y 20 pisos
Categoría:	C	C
Zona:	Z2	Z2
Suelo:	S2	S2
Sistema estructural:	Concreto armado, Pórticos	Concreto armado, dual
Verificación en planta:	No Irregular	No Irregular
Irregularidad en altura:	No Irregular	No Irregular
Factor de zona, Z =	0.25	0.25
Factor de uso, U =	1	1
Factor de suelo, S =	1.2	1.2
Período de Sa(máx), Tp =	0.6	0.6
Período de Sd contante, TL =	2.0	2.0
Ia =	1	1
Ip =	1	1
Coficiente básico reducción, Ro =	8	7
Coficiente definitivo de reducción, R =	8	7

Para determinar los parámetros de cálculo del espectro de diseño se debe: Considerar la excentricidad accidental. Adquirir los resultados de fuerzas y movimientos vinculados a cada tipo de vibración. Establecer la respuesta máxima anticipada, fusionando las formas tomadas en cuenta del comportamiento general de la estructura. Escalar las fuerzas obtenidas, asegurando que el cortante en el primer entrepiso no sea menor a un porcentaje del valor obtenido con el método estático. No aplicar escalamiento a los desplazamientos, manteniendo los valores resultantes del análisis dinámico

La figura 6 y 7 muestra el espectro inelástico que se utilizó para evaluar cómo responde un sistema estructural ante movimientos sísmicos, teniendo en cuenta su capacidad de absorción de energía

y la ductilidad que posee en edificaciones de construcciones de 5 pisos que utilizan una combinación de pórticos de concreto armado y para 10, 15 y 20 pisos el sistema dual.

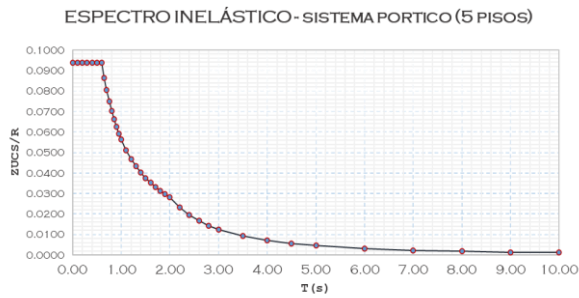


Figura 6. Espectro inelástico (sistema pórtico)

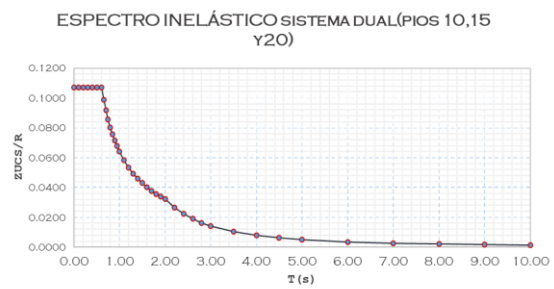


Figura 7. Espectro inelástico (sistema dual)

En la tabla 3 se muestra el análisis estático y dinámico que se toma en cuenta para calcular el cortante basal considerando la base empotrada y los modos de vibración dominantes. Estos procedimientos se hacen para asegurar que la estructura tenga una capacidad mínima adecuada para resistir los efectos sísmicos.

Tabla 3.

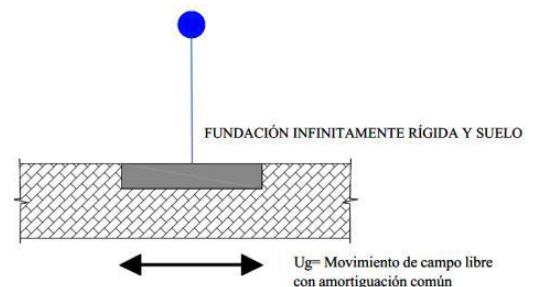
Verificación de la cortante en la base

Tipo de estructura (modelo empotrado)	Análisis estático		Análisis dinámico		Análisis estático		Verificación	
	V Estático (Tn)		V Dinámico (Tn)		80% V estático (Tn)		F. E.	
	SE-X	SE-Y	SD-X	SD-Y	SE-X	SE-Y	X	Y
5 pisos pórtico	94.99	94.99	87.39	89.44	75.99	75.99	OK	OK
10 pisos dual	121.70	131.98	104.66	113.98	97.34	105.58	OK	OK
15 pisos dual	118.29	130.75	103.20	113.85	94.63	104.60	OK	OK
20 pisos dual	91.52	120.64	87.70	110.38	73.22	96.51	OK	OK

Estudio de modelos, empotrado y ISE

Modelo empotrado

El modelo matemático convencional presenta una estructura con placa de cimentación, existen tres modos de vibración: el primero en dirección Y-Y, el segundo en X-X y el tercero de tipo torsional. Se utiliza el criterio de diafragma rígido en los elementos horizontales para el modelado, de tal forma que las derivadas calculadas se alinean con el centro de masa de la estructura. Según este criterio, el análisis supone que la unión entre losas, vigas y las conexiones de los elementos verticales y horizontales no presentará deformaciones significativas,



manteniendo una rigidez que impide cualquier deformación en la dirección horizontal (Olivera & Villarreal, 2023).

En los modelos de base empotrada no se presenta ninguna alteración del movimiento en distintos puntos del terreno. Tampoco hay desplazamientos relativos entre la influencia y el terreno, ni componentes de movimiento de cuerpo rígido en la superestructura, como cabeceo y traslación (Araca et al., 2020).

Figura 8. Modelo de base rígido
Tomado de Olivera y Villarreal (2023)

Modelo de ISE

Para resolver el problema de la ISE se aplicó el análisis en cimentaciones con zapatas aisladas para 5 pisos y losas de cimentaciones para 10,15 y 20 pisos, para un modelamiento numérico paramétrico de las edificaciones, considerando los efectos dinámicos simplificados de ISE para posteriormente modelar cómo se muestran en las siguientes figuras 9, 10 y 11:

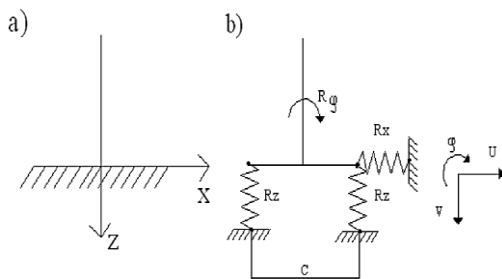


Figura 9. Determinación de las condiciones de anclaje de la estructura con configuración de péndulo invertido: a) Modelo convencional, b) Modelo que incorpora la flexibilidad de la base de cimentación.

Tomado de Villareal (2009)

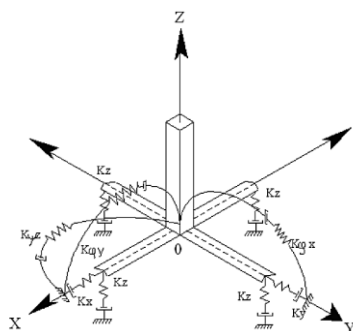


Figura 10. Esquema espacial de cálculo de la cimentación tipo zapata aislada

Tomado de Villarreal (2017)

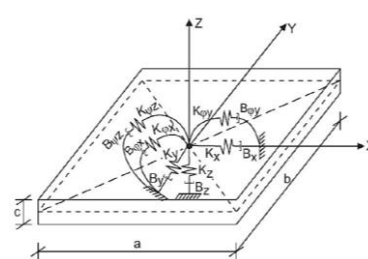


Figura 11. Esquema de interacción suelo - platea de cimentación

Tomado de Villareal (2009)

Dónde, para la figura 10 y 11:

K_z es coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme; (kN/m). K_x, K_y es coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme; (kN/m). $K_{\varphi x}, K_{\varphi y}$ es coeficientes de rigidez de compresión no uniforme; (kN.m). $K_{\psi z}$ es coeficiente de rigidez de desplazamiento no uniforme; (kN.m).

En la figura 11 se realiza el análisis de las posibilidades de utilizar amortiguamiento, con los parámetros $\xi_z, \xi_x, \xi_\varphi, \xi_\psi$ para amortiguación relativa o también por $\Phi_z, \Phi_x, \Phi_\varphi, \Phi_\psi$ para módulos de amortiguación. En base a la información de la figura 11 se realiza el análisis de vibraciones verticales, horizontales, horizontal-rotacionales y rotacionales alrededor del eje vertical.

Modelo Dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov

Como resultado de numerosos estudios experimentales para determinar los coeficientes de rigidez de la base, el científico ruso D.D. Barkan en 1948 sugiere utilizar las siguientes expresiones:

$$K_z = C_z * A; \quad K_x = K_y = C_x * A; \quad K_{\varphi y} = C_{\varphi y} * I_y; \quad K_{\varphi x} = C_{\varphi x} * I_x \quad (3)$$

Donde:

C_z, C_φ representan los coeficientes de compresión elásticos uniformes y no uniformes; C_x simboliza el coeficiente de desplazamiento elástico uniforme; A representa el área de la base de cimentación y I simboliza el momento de inercia de la base de la cimentación en relación al eje principal, en sentido perpendicular al plano vibratorio.

Dado que los coeficientes C_z, C_x, C_φ dependen no solo se basan en las características elásticas del terreno, sino también en otros elementos, resulta imprescindible examinarlos como algunas características generalizadas de la base de la cimentación.

Para conseguir las ecuaciones de cálculo para los coeficientes C_z, C_x, C_φ examinamos dos modelos: el modelo de semiespacio isotrópico elástico de bajo peso y el modelo M.M. Filonenko-Borodich.

Como consecuencia del estudio se lograron las siguientes ecuaciones:

$$C_z = X_z * \frac{E}{1-u^2} * \frac{1}{\sqrt{A}}; \quad C_x = X_x * \frac{E}{(1+X_x*u)(1+u)} * \frac{1}{\sqrt{A}}; \quad C_\varphi = X_\varphi * \frac{E}{1-u^2} * \frac{1}{\sqrt{A}} \quad (4)$$

Donde: X_z, X_x, X_φ son coeficientes, dependientes de la relación de las dimensiones de la base de la cimentación y u es coeficiente de poisson.

Los experimentos realizados nos han demostrado que la fórmula (2) puede generar ciertos errores, aunque en general estas dependencias se acercan a la realidad.

Las principales insuficiencias de este modelo son: la falta de descripción dependiente entre los coeficientes C_z , C_x , C_ϕ , de las dimensiones de la base de la cimentación y, lo que es más importante, no tiene en cuenta las propiedades inerciales de los suelos. Los siguientes detalles de este modelo fueron desarrollados sobre la base de investigaciones teóricas realizadas por el científico Savinov.

El concepto de masa de suelo “adherente” que introdujo Savinov no tuvo influencia directa; los estudios teóricos y experimentales que posibilitaron el conocimiento de la relación entre los coeficientes C_z , C_x , C_ϕ , de la presión estática ρ , que la cimentación transmite al subsuelo.

la última manera de calcular los coeficientes de compresión y desplazamiento del modelo D.D. Barkan-O.A. Savinov es:

$$C_z = C_0 \left(1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A}\right) * \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}; \quad C_x = D_0 \left(1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A}\right) * \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}; \quad C_\phi = C_0 \left(1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A}\right) * \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad (5)$$

Donde:

C_0, D_0 son coeficientes, establecidos a través de experimentos para $\rho = \rho_0$; a, b representan las dimensiones de cimentación en el plano; Δ es coeficiente empírico, empleando cálculos prácticos igual a $\Delta = 1m^{-1}$ para el coeficiente D_0 , como se demostraron en los experimentos, se puede aplicar la dependencia empírica:

$$D_0 = \frac{1-\mu}{1-0,5\mu} * C_0 \quad (6)$$

Se recomienda emplear las siguientes fórmulas para realizar cálculos prácticos:

$$C_0 = 1.7 \frac{E_0}{1-\mu^2} * 10^{-3} \left(\frac{kg}{cm^3}\right); \quad D_0 = 1.7 \frac{E_0}{(1+\mu)(1-0.5\mu)} * 10^{-3} \left(\frac{kg}{cm^3}\right) \quad (7)$$

Donde:

E_0 modulo de elasticidad, determinado mediante experimentos para presión estática del suelo de $0,1-0,2kg/cm^2$. Además, se puede aplicar los datos del coeficiente C_0 cuando $\rho_0 = 0,2 kg/cm^2$, elegidos de acuerdo con el tipo de suelo.

El modelo dinámico que analiza D.D. Barkan - O.A. Savinov es teórico-experimental y se basa en la interacción entre la estructura y su cimentación en un proceso establecido de oscilaciones forzadas.

Este supuesto permitió diversas críticas con base científica respecto a la aplicación del modelo particular en el cálculo sísmico de edificaciones. Consideración de la interacción suelo-estructura. Esto es mucho más claro ya que se sabe que el sistema suelo-estructura durante los terremotos se analiza como un proceso ondulatorio no estacionario.

Coefficiente de rigidez de 5 pisos

En la tabla 4 se presenta los coeficientes de rigidez en Tnf/m para el modelo Barkan para una construcción de 5 pisos

Tabla 4.

Coefficientes de rigidez (Tnf/m) - modelo Barkan

	K_x	K_y	K_z	K_{Ψx}	K_{Ψy}	K_{Ψz}
C1=	41898	41898	50876	28265	28265	0
C2=	49367	49367	59946	33303	33303	0
C3=	50128	50128	60870	33816	33816	0
C4=	75190	75190	91302	94740	94740	0
C5=	50419	50419	61224	34013	34013	0
C6=	74973	74973	91039	94466	94466	0

En la figura 12 se muestran los coeficientes de rigidez utilizados en Tnf/m para el Modelo de la Norma Rusa SNIP para una estructura de 5 pisos

Simple Spring Stiffness in Global Directions

Translation X	41898	tonf/m
Translation Y	41898	tonf/m
Translation Z	50876	tonf/m
Rotation about X-Axis	28265	tonf-m/rad
Rotation about Y-Axis	28265	tonf-m/rad
Rotation about Z-Axis	0	tonf-m/rad

Figura 12. Valores de rigidez en zapatas asiladas, D.D. Barkan - O.A. Savinov -S Software Etabs 21

Modelo Dinámico Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

Coefficientes de rigidez para compresión elástica uniforme $K_Z, \frac{kN}{m} \left(\frac{T}{m} \right)$; desplazamiento elástico uniforme $K_x, \frac{kN}{m} \left(\frac{T}{m} \right)$; compresión elástica no uniforme $K_\varphi, \frac{kN}{m} \left(\frac{T}{m} \right)$; y desplazamiento elástico no uniforme $K_\psi, \frac{kN}{m} \left(\frac{T}{m} \right)$; Se calculan mediante las fórmulas:

$$K_Z = C_Z * A; K_x = C_x * A; K_\varphi = C_\varphi * I_\varphi; K_\psi = C_\psi * I_\psi \quad (8)$$

Donde:

A es área de la base de la cimentación (m^2); I_φ corresponde al momento de inercia (m^4) del área de la base de la cimentación respecto al eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad perpendicular al plano de vibración; I_ψ momento de inercia (m^4) del área de la base de la cimentación con respecto al eje horizontal que atraviesa su centro de gravedad y es perpendicular al plano de vibración.

El coeficiente de compresión elástica uniforme $C_z, \frac{kN}{m^3} \left(\frac{T}{m^3}\right)$, que representa la principal propiedad elástica de la cimentación, se obtiene a través de ensayos experimentales. Si no se dispone de estos datos, puede calcularse mediante la siguiente fórmula:

$$C_z = b_0 * E * \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}}\right) \quad (9)$$

Donde:

b_0 es coeficiente m^{-1} , cuyo valor depende del tipo de suelo: 1 para suelos arenosos; en caso de arenas arcillosas 1,2 y 1,5 para arcillas, gravas, cascajos, arenas densas y cantos rodados; E representa el módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación, expresado en $kPa \left(\frac{T}{m^2}\right)$ el cual puede obtenerse a partir de las tablas 3 y 4 del anexo de la investigación o mediante ensayos experimentales; $A_{10} = 10m^2$

Los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme $C_x, \frac{kN}{m^3} \left(\frac{T}{m^3}\right)$; compresión elástica no uniforme $C_\varphi, \frac{kN}{m^3} \left(\frac{T}{m^3}\right)$ y desplazamiento elástico no uniforme $C_\psi, \frac{kN}{m^3} \left(\frac{T}{m^3}\right)$; se determinan por las siguientes fórmulas:

$$C_x = 0.7 * C_z; \quad C_\varphi = 2 * C_z; \quad C_\psi = C_z \quad (10)$$

Para evaluar las propiedades de amortiguación de la base de la cimentación, es necesario considerar la amortiguación relativa ξ , se obtiene mediante ensayos de laboratorio.

Si no se cuenta con información experimental, se puede determinar la amortiguación relativa para las vibraciones verticales ξ_z utilizando las siguientes fórmulas:

Para las vibraciones conocidas o establecidas (armónicas):

$$\xi_z = \frac{2}{\sqrt{\rho_m}}; \quad (\xi_z = \frac{0.7}{\sqrt{\rho_m}}) \quad (11)$$

Para las vibraciones desconocidas o no definidas (impulsos):

$$\xi_z = 6\sqrt{\frac{E}{C_z * \rho_m}}; \quad (\xi_z = 2\sqrt{\frac{E}{C_z * \rho_m}}) \quad (12)$$

Donde:

E simboliza el módulo de deformación del terreno en la base de los cimientos; C_z representa el coeficiente de compresión elástica homogénea; y P_m muestra la presión estática promedio en la base de los cimientos.

$$P_m \leq \gamma_{ts} * R \quad (13)$$

Donde:

γ_{ts} se refiere al coeficiente de trabajo del suelo de cimentación, considerándose un valor de 0,7 para limosas o arenas saturadas de grano fino y arcillas de consistencia inestable, en cambio, para otros tipos de terreno es de 1; R se refiere a la resistencia calculada del suelo, establecida por la Norma Rusa SNIP 2.02.01-83* citado por (Villarreal & Aguila, 2021).

Las amortiguaciones relativas para las vibraciones horizontales y rotatorias en relación con sus ejes horizontal y vertical pueden calcularse mediante las siguientes ecuaciones:

$$\xi_X = 0.6 * \xi_Z; \quad \xi_\varphi = 0.5 * \xi_Z; \quad \xi_\psi = 0.3 * \xi_Z \quad (14)$$

El módulo de amortiguación, como elemento de amortiguación, también puede emplearse para las vibraciones verticales ϕ_Z , especificado para: vibraciones ya establecidas (armónicas) o conocidas

$$\phi_Z = \frac{1.6}{\sqrt{c_Z}} \quad (\phi_Z = \frac{0.5}{\sqrt{c_Z}}) \quad (15)$$

Para las vibraciones no establecidas (impulsos) o desconocidas, el valor de ϕ_Z aumenta al doble, respecto a las establecidas (armónicas) o conocidas. Los coeficientes de amortiguación para las vibraciones horizontales y rotacionales en relación con sus ejes horizontal y vertical pueden obtenerse utilizando las siguientes fórmulas:

$$\phi_X = 0.6 * \phi_Z; \quad \phi_\varphi = 0.5 * \phi_Z; \quad \phi_\psi = 0.3 * \phi_Z \quad (16)$$

Coefficientes de rigidez y amortiguamiento para construcción 5 pisos

En la tabla 5 se muestran los coeficientes de rigidez utilizados en Tnf/m para el Modelo de la Norma Rusa SNIP para una estructura de 5 pisos

Tabla 5.

Coefficiente de rigidez (Tnf/m) - Modelo Rusa

	Kx	Ky	Kz	KΨx	KΨy	KΨz
C1=	21682	21682	30974	20649	20649	20649
C2=	21682	21682	30974	20649	20649	20649
C3=	21682	21682	30974	20649	20649	20649
C4=	35058	35058	50083	65442	65442	65442
C5=	21682	21682	30974	20649	20649	20649
C6=	35058	35058	50083	65442	65442	65442

En la tabla 6 se presenta los coeficientes de amortiguación en tn-m-s² para el Modelo de Norma Rusa SNIP para una construcción de 5 pisos.

Tabla 6.

Coefficiente de amortiguación (tn-m-s²)

	Bx	By	Bz	BΨx	BΨy	BΨz
C1=	51	51	101	27	27	20

C2=	51	51	101	27	27	20
C3=	51	51	101	27	27	20
C4=	99	99	198	98	98	78
C5=	51	51	101	27	27	20
C6=	99	99	198	98	98	78

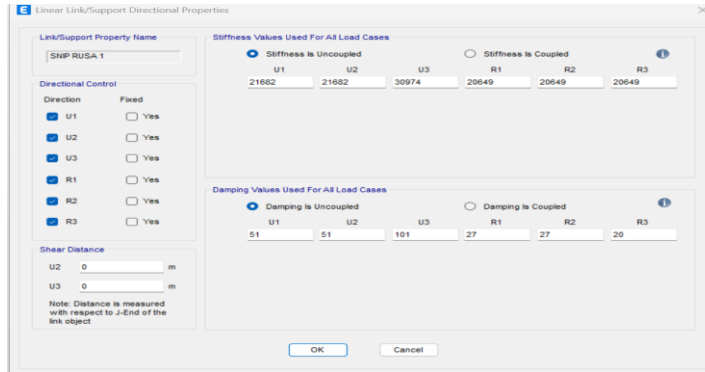


Figura 13. Valores de rigidez y amortiguamiento de losa de cimentación C1,C2 Y C3, MNR – Software Etabs 21

Modelo del código ASCE/SEI 41-17/7-22

La propuesta de la Norma Americana ASCE/SEI 41-17 (ASCE/SEI 41-17/7-22, 2022) utiliza el valor de G en sus ecuaciones para calcular el factor de rigidez. De acuerdo con la escasez del análisis de respuesta sísmica del sitio las directrices del código funcionan como un referente para relacionar la demanda sísmica con la clase de terreno (American Society of Civil Engineers, 2017).

En la tabla 7 se muestra los parámetros de la aceleración efectiva pico (SDS/2.5) para el diseño sismorresistente permitiendo observar la máxima respuesta de una estructura al movimiento durante un sismo reflejando la intensidad esperada del movimiento sísmico.

Tabla 7.

Aceleración efectiva

Clase de Sitio	Aceleración efectiva pico, $S_{Ds}/2.5^{a,c}$			
	$S_{Ds}/2.5 = 0$	$S_{Ds}/2.5 = 0.1$	$S_{Ds}/2.5 = 0.4$	$S_{Ds}/2.5 = 0.8$
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.95	0.90
BC	1.00	0.97	0.84	0.73
C	1.00	0.95	0.75	0.60
CD	1.00	0.92	0.62	0.25
D	1.00	0.90	0.50	0.10
DE	1.00	0.73	0.16	0.03
E	1.00	0.60	0.05	b
F	b	b	b	b

La resistencia y rigidez de los cimientos poco profundas se determinarán de acuerdo a la siguiente sección:

$$\text{Traslación: } K_z = \frac{GB}{1-\nu} \left[1.55 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right]; K_y = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8 \right]; K_x = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right] \quad (17)$$

$$\text{Torsión y flexión: } K_{zz} = GB^3 \left[0.53 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right]; K_{yy} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[0.47 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right]; K_{xx} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[0.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.1 \right] \quad (18)$$

$$\text{Traslación: } \beta_z = \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left(2 + 2.6 \frac{B}{L} \right) \right] \left[1 + 0.32 \left(\frac{B+L}{BL} \right)^{2/3} \right]; \beta_y = \beta_x = \left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{L}} \right) \left[1 + 1.6 \left(\frac{hd(B+L)}{BL^2} \right)^{0.4} \right]; \quad (19)$$

$$\text{Torsión y flexión: } \beta_{zz} = 1 + 2.6 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d}{B} \right)^{0.9}; \beta_{yy} = 1 + 1.4 \left(\frac{d}{L} \right)^{0.6} \left[1.5 + 3.7 \left(\frac{d}{L} \right)^{1.9} \left(\frac{d}{L} \right)^{-0.6} \right]; \beta_{xx} = 1 + 2.5 \frac{d}{B} \left[1 + \frac{2d}{B} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right] \quad (20)$$

Coefficiente de rigidez

En la tabla 8 se presenta los coeficientes de rigidez en Tnf/m para el Modelo ASCE 41-17 / 7-22 para una construcción de 5 pisos.

Tabla 8.

Coefficiente de rigidez (Tnf/m) - Modelo ASCE 41-17 / 7-22

	Kx	Ky	Kz	KΨx	KΨy	KΨz
C1=	31104	31104	22620	30849	33428	54116
C2=	31104	31104	22620	30849	33428	54116
C3=	31104	31104	22620	30849	33428	54116
C4=	37338	37338	29258	66948	75405	123755
C5=	31104	31104	22620	30849	33428	54116
C6=	37338	37338	29258	66948	75405	123755

Resumen de coeficientes de rigidez y amortiguamiento construcciones de 10, 15 y 20 pisos

En la tabla 9 se muestran los parámetros de rigidez en Tnf/m para construcciones de 10, 15 y 20 pisos

Tabla 9.

Rigidez (Tnf/m)

	Kx	Ky	Kz	KΨx	KΨy	KΨz
10 pisos						
Barkan	1262267	1262267	1532753	28724329	76137488	
Rusa	763345	763345	1090493	35622779	87966455	61794617
ASCE	142945	151122	151204	7514179	16362766	17088162
15 pisos						
Barkan	1519434	1519434	1845028	34576465	91649319	
Rusa	763345	763345	1090493	35622779	87966455	61794617
ASCE	1146743	155483	152603	7656569	16678930	17596526
20 pisos						
Barkan	1738246	1738246	2110728	39555777	104847620	

Rusa	763345	763345	1090493	35622779	87966455	61794617
ASCE	147846	156836	153411	7799494	16977150	18097653

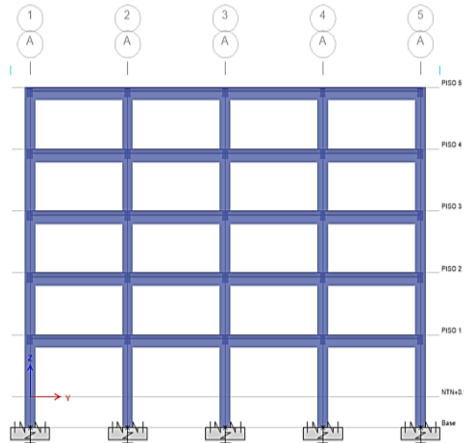


Figura 14. Vista elevación modelo zapata aislada para edificio de 5 pisos

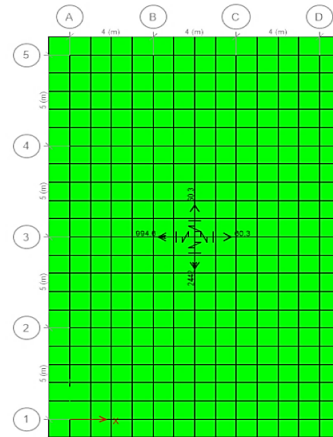


Figura 15. Vista modelo de losa de cimentación para edificio de 10, 15 y 20 pisos

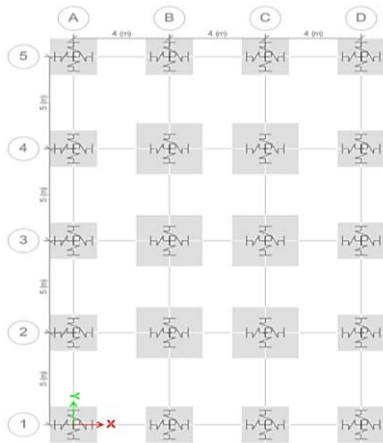


Figura 16. Vista de planta para modelo zapata aislada en edificio de 5 pisos

La tabla 10 muestra los parámetros de amortiguación en $Tn-m-s^2$. La tabla 11 muestra las masas de rotación y traslación y la tabla 12 muestra las rotación y traslación para platea cimentación en construcciones de 10, 15 y 20 pisos.

Tabla 10.

Parámetros de amortiguación ($Tn-m-s^2$)

	Bx	By	Bz	BΨx	BΨy	BΨz
10 pisos	3907	3907	7782	90129	222200	132300
15 pisos	4220	4220	8406	97447	240100	142900
20 pisos	4511	4511	8986	104293	256797	152767

Tabla 11.

Masas de rotación y traslación

	Mx	My	Mz	MoX	MoY	MoZ
C1=	0.587	0.587	0.587	0.249	0.249	0.392
C2=	0.587	0.587	0.587	0.249	0.249	0.392
C3=	0.587	0.587	0.587	0.249	0.249	0.392
C4=	1.151	1.151	1.151	0.856	0.856	1.504
C5=	0.587	0.587	0.587	0.249	0.249	0.392
C6=	1.151	1.151	1.151	0.856	0.856	1.504

Tabla 12.

Masas de rotación y traslación para cimentación

Pisos	Mx	My	Mz	MoX	MoY	MoZ
10	45.23	45.23	45.23	742.78	1828.00	2563.00
15	52.76	52.76	52.76	868.29	2135.00	2990.00
20	60.30	60.30	60.30	994.59	2442.00	3417.00

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En las tablas 13 y 14 se presentan los periodos de vibración y las fuerzas estáticas para 5 pisos.

Tabla 13.

Periodos de vibración para edificio de 5 pisos

M. EMPOTRADO			M. BARKAN			M. RUSA SNIP			M. ASCE/SEI		
p Seg	UX	UY	P Seg	UX	UY	P Seg	UX	UY	P Seg	UX	UY
0.580	0.896	0.000	0.614	0.898	0.000	0.871	0.000	0.970	0.635	0.895	0.000
0.568	0.000	0.919	0.600	0.000	0.921	0.863	0.961	0.000	0.611	0.000	0.920
0.501	0.000	0.000	0.527	0.000	0.000	0.766	0.000	0.000	0.531	0.000	0.000
0.177	0.071	0.000	0.184	0.067	0.000	0.208	0.020	0.000	0.187	0.071	0.000
0.174	0.000	0.055	0.180	0.000	0.050	0.200	0.000	0.013	0.182	0.000	0.052
0.154	0.000	0.000	0.158	0.000	0.000	0.178	0.000	0.000	0.159	0.000	0.000
0.094	0.000	0.010	0.096	0.000	0.008	0.100	0.003	0.000	0.096	0.000	0.008
0.093	0.015	0.000	0.095	0.012	0.000	0.099	0.000	0.002	0.095	0.012	0.000
0.083	0.000	0.000	0.084	0.000	0.000	0.088	0.000	0.000	0.084	0.000	0.000
0.063	0.000	0.003	0.063	0.000	0.002	0.064	0.000	0.001	0.063	0.000	0.002
0.059	0.004	0.000	0.060	0.004	0.000	0.061	0.001	0.000	0.060	0.003	0.000

0.054 0.000 0.000 0.054 0.000 0.000 0.056 0.000 0.000 0.055 0.000 0.000

*M = Modelo; P = Periodo

Tabla 14.

Fuerzas estáticas para edificio de 5 pisos

Pisos	Sismo	Modelo empotrado		Modelo Barkan		Modelo Rusa SNIP		Modelo ASCE/SEI	
		VX (Tn)	VY (Tn)	VX (Tn)	VY (Tn)	VX (Tn)	VY (Tn)	VX (Tn)	VY (Tn)
5	X	-28.04	0	-27.62	0	-20.53	0	-26.55	0
5	Y	0	-27.97	0	-28.2	0	-20.50	0	-27.6
4	X	-55.21	0	-54.30	0	-39.80	0	-52.13	0
4	Y	0	-55.11	0	-55.37	0	-39.75	0	-54.27
3	X	-75.35	0	-73.98	0	-53.49	0	-70.92	0
3	Y	0	-75.26	0	-75.49	0	-53.45	0	-73.96
2	X	-88.56	0	-86.81	0	-61.96	0	-83.12	0
2	Y	0	-88.52	0	-88.6	0	-61.94	0	-86.79
1	X	-94.99	0	-92.97	0	-65.68	0	-88.93	0
1	Y	0	-94.99	0	-94.98	0	-65.68	0	-92.98
NTN+0.15	X	-94.99	0	-92.97	0	-65.68	0	-88.93	0
NTN+0.15	Y	0	-94.99	0	-94.98	0	-65.68	0	-92.96

Influencia de la interacción suelo-estructura en los periodos de vibración de las edificaciones de concreto armado con 5, 10, 15 y 20 pisos, construidos en Pichari - Cusco.

En la tabla 15 y figura 17 se presentan los períodos de vibración en las direcciones X-X y Y-Y para edificios con alturas y modelos estructurales variados.

Tabla 15.

Periodo de vibración máximos (und: segundos)

Pisos	Periodo de vibración X-X					Periodo de vibración Y-Y				
	ME _x - x	MBS _x - -x	MNR _x - x	MCA _x - x	% variación	ME _y - y	MBS _y - y	MNR _y - y	MCA _y - y	% variación
5	0.580	0.614	0.871	0.635	9.48%	0.568	0.600	0.863	0.611	7.57%
10	1.091	1.139	1.157	1.312	20.26%	1.001	1.088	1.092	1.145	14.39%
15	1.713	1.780	1.796	2.103	22.77%	1.539	1.672	1.619	1.780	15.66%
20	2.409	2.557	2.526	3.001	24.57%	2.120	2.223	2.230	2.477	16.84%

MEX-X y MEY-Y: Modelo Empotrado MBSX-X y MBSY-Y: Modelo Dinámico De Barkan -Savinov MNRX-X y MNRY-Y: Modelo Dinámico De Norma Rusa

MCA_X-X y MCA_Y-Y: Modelo Del Código ASCE/SEI 41-17 & 7-22

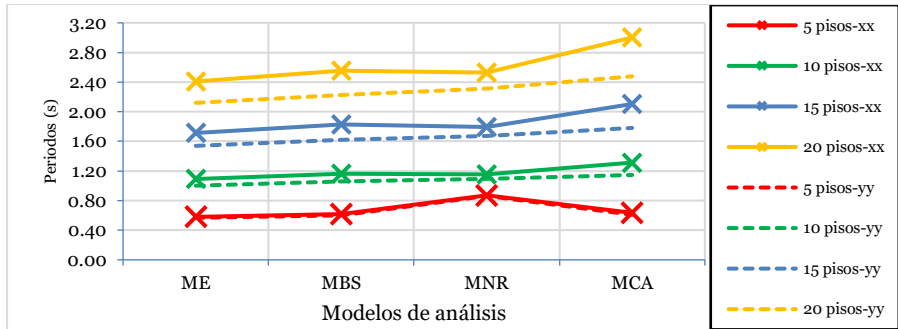


Figura 17. Periodos de vibración a diferentes niveles

En la tabla 15 y figura 17 se observa que los periodos de vibración se incrementan en los modelos de ISE con referencia al ME, en el edificio de 5 pisos el periodo en la dirección X-X del modelo empotrado es de 0.58seg y el modelo MCA 0.631seg representando un aumento del 9.48% y en la dirección Y-Y un aumento del 7.57%; esta variación es muy relevante muestra la flexibilidad que tiene la estructura por ser un sistema pórtico y una base de zapata aislada.

Para el edificio de 20 pisos, el periodo en la dirección X-X del modelo ASCE/SEI es de 3.001seg, mientras que en el modelo empotrado es de 2.409seg, lo cual indica una mayor flexibilidad en el primero, representando un incremento del 24.57%. El periodo de vibración en la dirección Y-Y se incrementa de 2.120seg en el modelo empotrado a 2.477seg en el modelo ASCE/SEI, lo que supone un aumento del 16.84%. Este incremento en flexibilidad causado por la ISE es considerable por lo que los edificios de 10, 15 y 20 pisos tienen un sistema dual y una losa de cimentación.

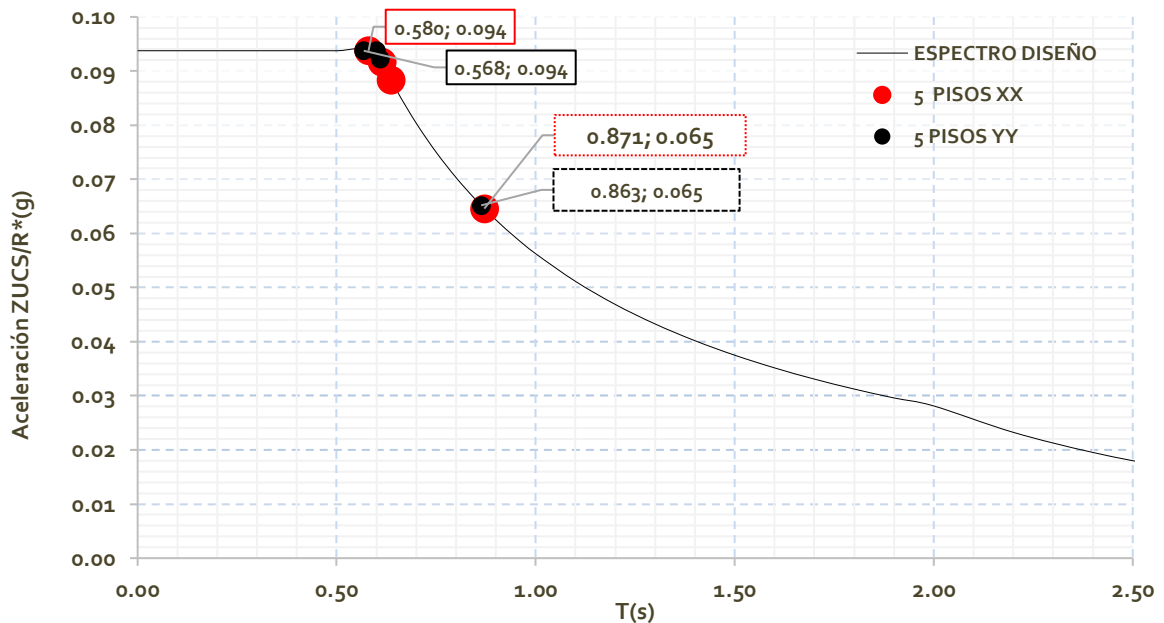


Figura 18. Periodos de vibración Vs aceleración en edificación sistema pórtico de 5 pisos

La Figura 18 ilustra la relación inversa entre los periodos de vibración y las aceleraciones sísmicas en un edificio de cinco pisos con un sistema estructural tipo pórtico. En dirección X-X, el Modelo Empotrado (ME) tiene un periodo de 0.580seg asociado a una aceleración de 0.094g en cambio, el Modelo Dinámico de la Norma Rusa (MNR) presenta un período mayor, de 0,871seg, y una aceleración menor, de 0,065g. Este comportamiento refleja cómo la ISE incrementa la flexibilidad de la edificación, lo que resulta en periodos más largos y aceleraciones más bajas. Esto se debe a que la estructura puede disipar mayor energía a través de deformaciones, aunque a costa de un incremento en su vulnerabilidad sísmica, ya que las mayores deformaciones implican una menor capacidad de resistir desplazamientos críticos.

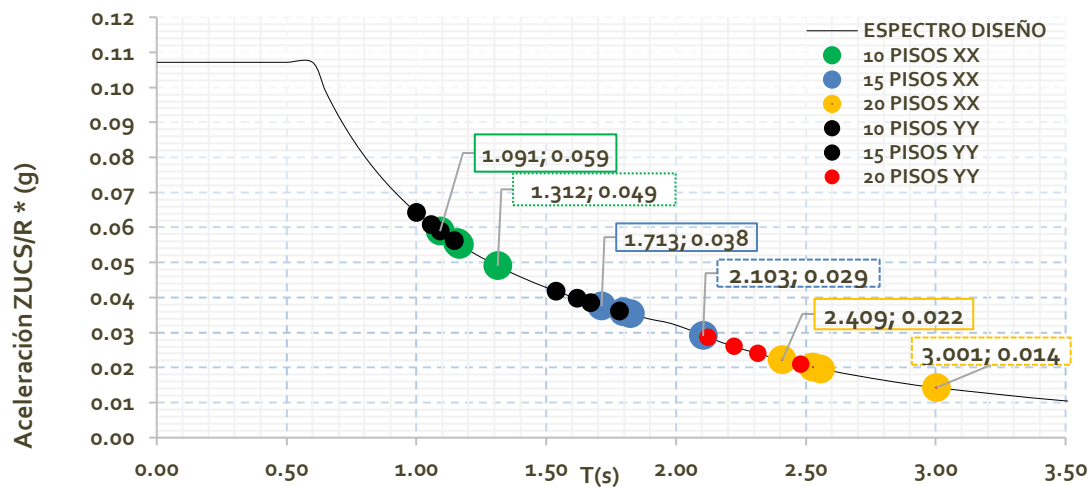


Figura 19. Periodos de vibración Vs Aceleración, edificación sistema dual 10, 15 y 20 pisos

En la Figura 19 se analiza el mismo fenómeno para edificios con sistemas estructural dual, que combinan pórticos y muros estructurales, de diferentes alturas: 10, 15 y 20 pisos. Para el edificio de 20 pisos en dirección X-X, el Modelo Empotrado (ME) tiene un periodo de vibración de 2.409seg y una aceleración de 0.022g, mientras que el Modelo ASCE/SEI (MCA) aumenta el periodo a 3.001seg con una aceleración menor de 0,014g. Este patrón se repite en las demás alturas.

Para los autores Braña, Gamón, Fundora y Martínez. (2022) señalan que incorporar la IDSE en el estudio de las construcciones conlleva un aumento en los periodos de oscilación. Para los cinco niveles, el incremento se sitúa en el 33,0 y 13,5 % para las direcciones X y Y, respectivamente. Para los 10 niveles en el 11,3 % en X y 5,5 % en Y; en la edificación de 15 niveles, estas diferencias se sitúan en el 5,0 % en la dirección X y 2,2 % en Y.

Concluimos que el incremento en flexibilidad causado por la ISE es considerable por lo que los edificios de 10, 15 y 20 pisos tienen un sistema dual y una losa de cimentación, confirmando que la ISE reduce la rigidez global del sistema, lo cual genera mayores periodos de vibración y menores

aceleraciones. permitiendo una mejor respuesta sísmica Contrastamos que los periodos obtenidos y guarda relación con el resultado obtenido por los autores Braña, et al.

Interacción suelo-estructura en los desplazamientos laterales de las edificaciones de concreto armado con 5, 10, 15 y 20 pisos, construidos en Pichari - Cusco.

Los modelos que consideran la ISE muestran mayores desplazamientos laterales conforme se incrementan la cantidad de pisos, como se visualiza en esta tabla 16 y figura 20.

Tabla 16.

Desplazamientos laterales (Und: cm)

Pisos	Desplazamientos X-X (cm)					Desplazamientos Y-Y (cm)				
	ME _x	MBS _x	MNR _x	MCA _x	% variación	ME _y	MBS _y	MNR _y	MCA _y	% variación
	x	x	x	x		y	y	y	y	
5	6.72	7.36	8.61	7.64	28.09%	5.83	6.47	7.37	6.63	26.45%
10	14.01	14.59	14.78	16.73	19.42%	11.68	12.92	12.62	13.58	16.26%
15	21.95	22.96	23.16	26.08	18.80%	18.20	19.97	19.30	21.39	17.56%
20	26.59	26.21	26.25	26.24	-1.33%	24.60	25.12	25.03	24.56	-0.15%

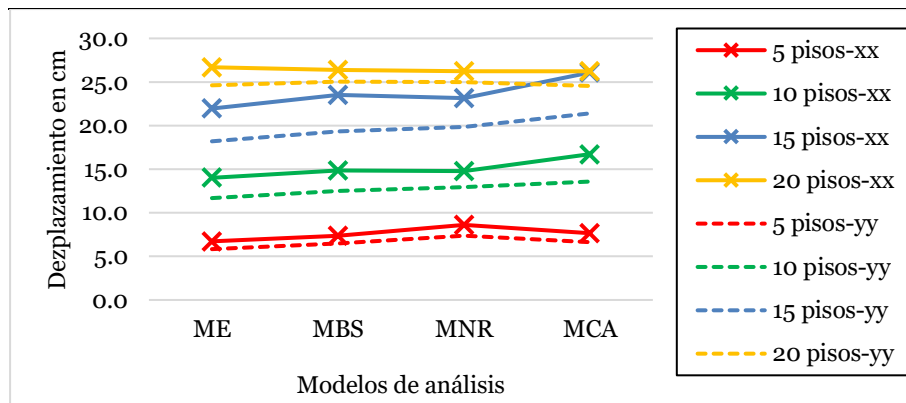


Figura 20. Desplazamientos por sismo a diferentes niveles

La tabla 16 y figura 20 muestran que, a mayor aumento de la altura del edificio, también crecen los desplazamientos laterales en los modelos con ISE. Así para un edificio de 5 pisos (sistema pórtico), el desplazamiento en dirección X-X es de 8.61 cm en el modelo MNR, en comparación con 6.72 cm en el ME representando un incremento del 28.09%.

Los desplazamientos laterales en la dirección Y-Y también se incrementan de 5.83 cm en el modelo empotrado a 7.37 cm en el MCA, generando un aumento del 26.45% siendo el mayor porcentaje de variación del incremento de desplazamiento en cada dirección, en el sistema dual en la dirección X-X del edificio de 10 pisos con un incremento del 19.42% del MCA y en la dirección Y-Y en el edificio de 15 pisos de 18.82% del MCA. la estabilidad estructural, a la vez en los edificios de 5,10 y 15 pisos

al aumentar el desplazamiento lateral puede ocasionar el efecto P-Delta. También se puede observar que las edificaciones de los modelos 20 pisos aumentan el desplazamiento a razón de la ISE teniendo una variación negativa esto es afecta positivamente en la estructura.

Corratgé, Martínez y Cobelo (2021) mencionan que para todos los casos que analizaron, el desplazamiento aumenta al considerar la IDSE. El incremento más significativo en relación a la base empotrada se produce en el modelo de Sargsian y en el terreno compuesto por arcillas suaves, alcanzando un incremento del 33.62%.

Influencia de la interacción suelo-estructura en las fuerzas internas máximas (momento flector y fuerza cortante) de las edificaciones de concreto armado con 5, 10, 15 y 20 pisos, construidos en Pichari – Cusco.

En la tabla 17 y figura 21 se muestra la respuesta ante un sismo de las columnas en el momento flector.

Tabla 17.

Columnas-momento flector para sismo (UND: Ton.m)

Pisos	X-X					Y-Y				
	ME _x	MBS _x	MNR _x	MCA _x	% variación	ME _y	MBS _y	MNR _y	MCA _y	% variación
	x	x	x	x		y	y	y	y	
5	21.650	20.560	20.120	19.380	-10.48%	6.930	7.020	6.410	6.920	-7.50%
10	4.430	4.280	4.210	3.770	-14.90%	7.470	6.920	7.040	6.620	-11.38%
15	4.510	4.370	4.340	3.730	-17.29%	7.620	7.060	7.270	6.740	-11.55%
20	3.930	3.690	3.630	2.970	-24.43%	7.440	6.620	6.930	5.830	-21.64%

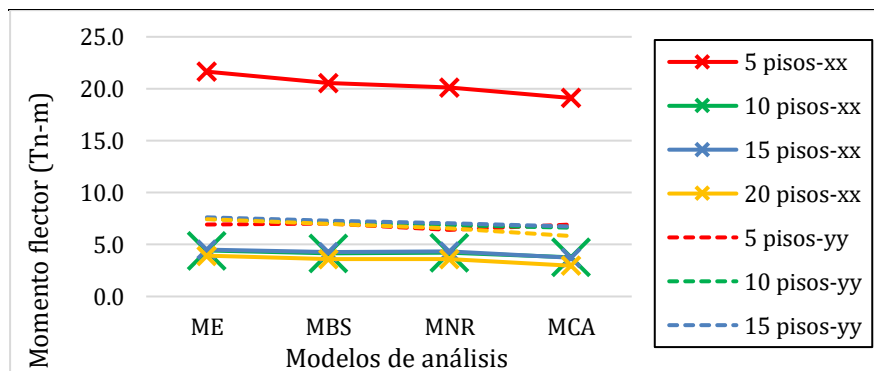


Figura 21. Momento flector en una columna

En la tabla 17 y figura 21 se muestra que la incorporación de la ISE tiende a reducir los momentos flectores en las columnas. Así, en un edificio de 20 pisos el momento flector en dirección X-X disminuye de 3.93 Tn.m en el modelo empotrado a 2.97 Tn.m en el MCA, esto implica una reducción en la carga interna y un potencial beneficio del 24.43% en el desempeño de las columnas ante cargas sísmicas. El comportamiento de la ISE es similar para los momentos flectores en la dirección Y-Y

disminuye de 7.44 Tn.m en el modelo empotrado a 5.83Tn.m en el modelo ASCE/SEI, significando una reducción 21.64%.

En la tabla 18 y figura 22 se presenta los resultados de la reacción de las vigas en el momento flector durante un sismo.

Tabla 18.

Vigas-momento flector para sismo (UND: Ton.m)

Pisos	X-X					Y-Y				
	ME _x	MBS _x	MNR _x	MCA _x	% variación	ME _y	MBS _y	MNR _y	MCA _y	% variación
	x	x	x	x		y	y	y	y	
5	7.880	8.170	8.750	7.850	-0.38%	10.820	10.820	10.730	10.550	-2.50%
10	9.140	8.820	8.660	7.760	-15.10%	13.030	12.060	12.270	11.530	-11.51%
15	9.220	9.000	8.940	7.660	-16.92%	13.350	12.390	12.760	11.800	-11.61%
20	8.050	7.590	7.470	6.070	-24.60%	9.820	8.720	9.140	7.660	-22.00%

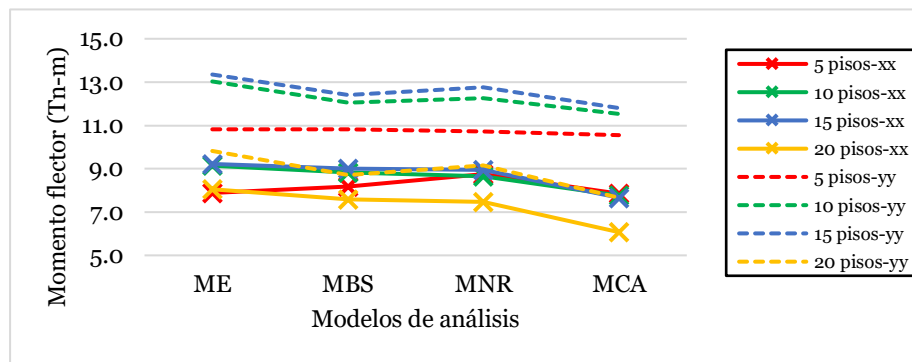


Figura 22. Momento flector en vigas

En la tabla 18 y figura 22 se observa una disminución en los momentos flectores de las vigas. En el edificio de 20 pisos, el momento en X-X se reduce de 8.05 Tn.m en el ME a 6.07 Tn.m en el MCA, representando una reducción del 24.60%. En el caso de las vigas, los momentos flectores en Y-Y, el momento disminuye de 8.82Tn.m en el ME a 7.66Tn.m en el MCA, reflejando una reducción del 22.00%. Este cambio en la distribución de fuerzas permite un diseño estructural más eficiente, reduciendo la demanda sobre las vigas. La interacción suelo-estructura, al considerarse en el análisis dinámico de edificaciones, permite identificar que la rigidez de los elementos varíe significativamente

En la tabla 19 y figura 23 se presenta los resultados de muro en el momento flector durante sismo para edificios de 10, 15 y 20 pisos.

Tabla 19.

Muro-momento flector para sismo (UND: Ton.m)

Pisos	X-X					Y-Y				
	ME _{X-X}	MBS _{X-X}	MNR _{X-X}	MCA _{X-X}	%	ME _{Y-Y}	MBS _{Y-Y}	MNR _{Y-Y}	MCA _{Y-Y}	%
	x	x	x	x	variación	y	y	y	y	variación
10	147.380	141.590	139.190	125.650	-14.74%	163.060	152.260	154.870	146.420	-10.20%
15	147.120	143.210	142.160	123.310	-16.18%	164.750	153.670	158.060	147.350	-10.56%
20	128.380	120.850	119.000	97.890	-23.75%	160.420	143.410	149.930	127.190	-20.71%

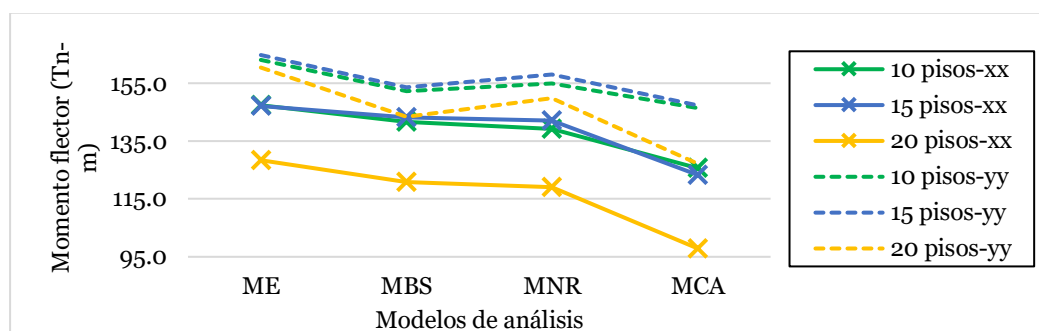


Figura 23. Momento flector en los muros a diferentes niveles

En la tabla 19 y figura 23 se observa que, en los muros de corte, los momentos flectores disminuyen especialmente en edificios altos cuando se considera la ISE. Si consideramos el edificio de 20 pisos, el momento flector en dirección X-X pasa de 128.38 Tn.m en el ME a 97.87 Tn.m, en el MCA, representando el 23.75% de reducción del momento flector. Los momentos flectores en Y-Y pasa de 160.42 Tn.m en el ME a 127.19 Tn.m en el MCA, representando una reducción del 20.71%. Las disminuciones en las cargas sobre los muros de corte es clave, ya que una menor demanda de momento mejora la capacidad de absorción de energía sísmica.

En la tabla 20 y la figura 24 se presenta los resultados de la reacción de las columnas y la fuerza cortante durante un sismo.

Tabla 20.

Columnas-fuerza cortante para sismo (UND: Ton)

Pisos	X-X					Y-Y				
	ME _{X-X}	MBS _{X-X}	MNR _{X-X}	MCA _{X-X}	%	ME _{Y-Y}	MBS _{Y-Y}	MNR _{Y-Y}	MCA _{Y-Y}	%
	x	x	x	x	variación	y	y	y	y	variación
5	8.240	8.200	5.680	7.710	-6.43%	2.930	3.090	1.820	3.030	5.46%
10	2.860	2.960	2.910	2.610	-8.74%	5.310	4.920	5.000	4.710	-11.30%
15	3.090	3.000	2.970	2.570	-16.83%	5.390	5.000	5.150	4.780	-11.32%
20	2.690	2.530	2.490	2.050	-23.79%	5.260	4.680	4.890	4.130	-21.48%

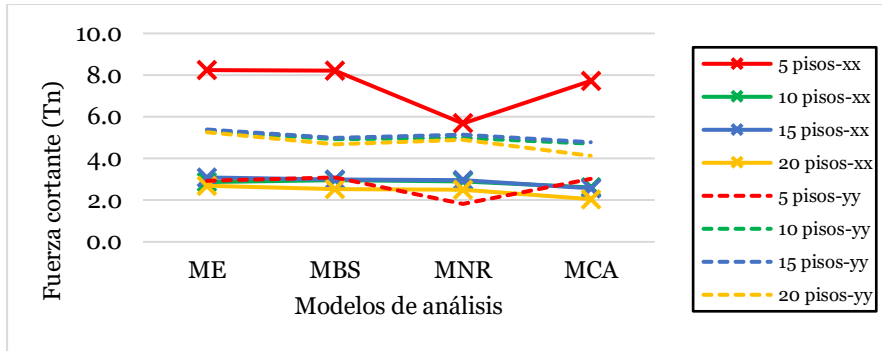


Figura 24. Fuerza cortante en columnas

En la tabla 20 y figura 24 los modelos con ISE muestran que la fuerza cortante en las columnas se reduce. Al analizar los datos del edificio de 20 pisos, se observa que la fuerza cortante en dirección X-X disminuye de 2.69 Tn en el ME a 2.05 Tn en el MCA, la diferencia representa el 23.79% y en columnas en dirección Y-Y disminuye en el edificio de 20 pisos, la fuerza cortante baja de 5.26 Tn en el ME a 4.13 Tn en el MCA, mostrando una reducción del 21.48%. Esto muestra cómo la ISE redistribuye las cargas laterales, disminuyendo la demanda en las columnas.

Disminuir las fuerzas cortantes puede parecer una ventaja. Sin embargo, podría ocasionar un comportamiento imprevisto durante un terremoto, como la aparición de colapsos no previstos.

En la tabla 21 se encuentran los resultados de la reacción de las vigas y la fuerza cortante durante un sismo.

Tabla 21.

Vigas-fuerza cortante para sismo (UND: Ton)

Pisos	X-X					Y-Y				
	ME _X	MBS _X	MNR _X	MCA _X	% variación	ME _Y	MBS _Y	MNR _Y	MCA _Y	% variación
	x	x	x	x		y	y	y	y	
5	5.470	5.670	6.080	5.450	-0.37%	4.580	4.560	4.490	4.420	-3.49%
10	8.780	8.470	8.320	7.450	-15.15%	9.800	9.070	9.230	8.680	-11.43%
15	8.860	8.650	8.580	7.360	-16.93%	10.040	9.320	9.600	8.880	-11.55%
20	7.730	7.290	7.170	5.830	-24.58%	9.820	8.720	9.140	7.660	-22.00%

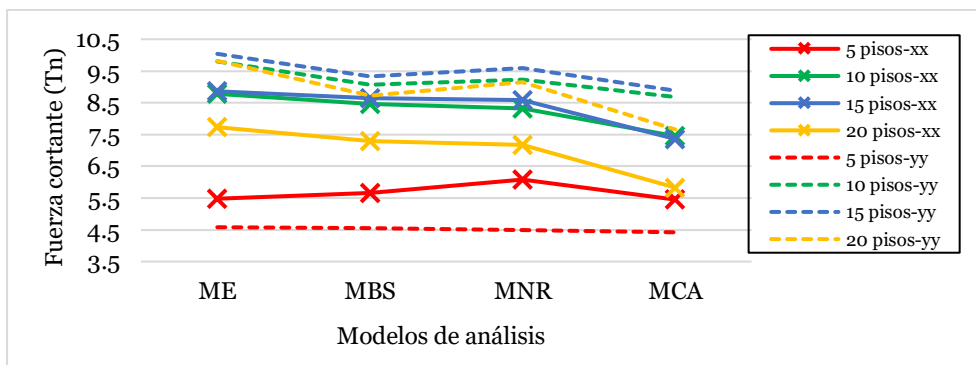


Figura 25. Fuerza cortante en vigas

En la tabla 21 y figura 23 se observa una reducción en la fuerza cortante de las vigas en los modelos con ISE. En un edificio de 20 pisos, la cortante en X-X se reduce de 7.73 Tn en el ME a 5.83 Tn en el MCA, representando una reducción de 24.58%. En las fuerzas cortantes en Y-Y para un edificio de 20 pisos, la fuerza cortante se reduce de 9.82 Tn en el ME a 7.66 Tn en el modelo ASCE/SEI, lo que representa una disminución del 22.00%.

Es crucial tener un conocimiento detallado de las fuerzas que se generan debido a la ISE, ya que esto ayudará a prevenir el diseño defectuoso y posiblemente peligroso de los elementos horizontales.

En la tabla 22 se presenta los resultados de la fuerza que hace el muro en el sismo.

Tabla 22.

Fuerza cortante en muro durante sismo (UND: Ton)

Pisos	X-X					Y-Y				
	ME _X	MBS _X	MNR _X	MCA _X	% variación	ME _Y	MBS _Y	MNR _Y	MCA _Y	% variación
	x	x	x	x		y	y	y	y	
10	33.750	32.490	31.960	29.000	-14.07%	39.660	37.090	37.710	35.760	-9.83%
15	33.220	32.400	32.180	28.190	-15.14%	39.640	37.040	38.070	35.640	-10.09%
20	28.870	27.860	26.900	22.530	-21.96%	38.380	34.440	35.950	30.760	-19.85%

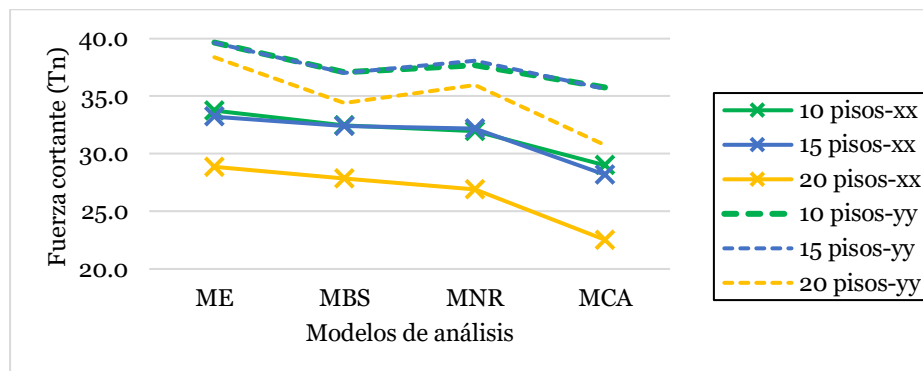


Figura 26. Fuerza cortante en muro

En la tabla 22 y figura 26 los modelos que incorporan la ISE, en los muros la fuerza cortante disminuye considerablemente. Así para un edificio de 20 pisos, la cortante en dirección X-X pasa de 28.87 Tn en el ME a 22.53Tn en el MCA, representando 21.96% de disminución. En cuanto a los muros la fuerza cortante baja de 38.38 Tn en el ME a 30.76 Tn en el MCA, lo que representa una reducción del 19.85% en la cortante Y-Y. Este cambio es importante para el diseño de muros de corte, ya que una menor demanda en cortante contribuye a optimizar la absorción de energía sin comprometer la integridad estructural, por otro lado, la disminución de las fuerzas internas en los elementos estructurales puede ocasionar rotulas plásticas en zonas no previstas.

Los autores Villarreal, et al. (2021), señalan que al tomar en cuenta la interacción entre el suelo y la estructura, las fuerzas de corte máximas se reducen en un 42% y el momento flector se reduce en un 34% en el estudio y diseño de construcciones con muros de ductilidad restringida. Igualmente, exponen que los diseños estructurales que desprecian dicha interacción, demandan un orden del 10% al 15% más de materiales estructurales como el acero de refuerzo y concreto a consecuencia de una ineficiente representación del comportamiento dinámico del sistema estructural.

Influencia de la interacción dinámica suelo-estructura para los límites de la distorsión (deriva- Capítulo V, Artículo 32; NTP) en las edificaciones de concreto armado 5, 10, 15 y 20 pisos, construidos en Pichari - Cusco.

En la tabla 23 se presentan los resultados de los límites de la distorsión.

Tabla 23.

Límites de la distorsión (deriva)

Pisos	X-X					Y-Y				
	MEX- X	MBSX- X	MNRX- X	MCAX- X	% variación	MEY- Y	MBSY- Y	MNRY- Y	MNRY- Y	% variación
5	0.0066	0.0073	0.0200	0.0075	12.77%	0.0067	0.0072	0.0200	0.0073	9.94%
10	0.0061	0.0061	0.0062	0.0065	7.33%	0.0051	0.0054	0.0053	0.0055	5.91%
15	0.0063	0.0064	0.0065	0.0068	7.94%	0.0054	0.0057	0.0056	0.0058	7.55%
20	0.0056	0.0054	0.0054	0.0052	-6.69%	0.0054	0.0053	0.0053	0.0050	-6.32%

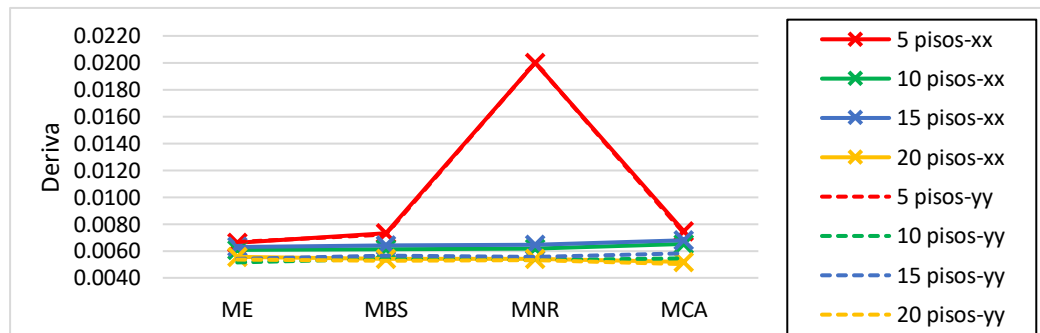


Figura 27. Deriva

La tabla 23 y figura 27 muestra en modelos con ISE, que los límites de deriva tienden a ser mayores. En edificios de 5 pisos, la deriva en la dirección X-X para el ME es de 0.0066 y en el MCA de 0.0075 un incremento del 12.77%; y para la dirección Y-Y un porcentaje de incremento de 9.94%, los valores altos del MCA son debido a las dimensiones de la cimentación que se consideró una zapata asilada por lo que el valor de amortiguamiento es bajo y se tiene una base considerablemente flexible.

En los modelos del sistema dual con losa de cimentación de 10 y 15 pisos en la dirección X-X los valores incrementan en un 7.33% y 7.94%, y para el edificio de 20 pisos en la dirección X-X los

valores reducen en un 6.69% en el MCA; esto hace que la estructura en el modelo de pórtico tenga una flexibilidad en la estructura y en los modelos de sistema dual haciendo a la estructura más regida. Teniendo en cuenta según los resultados obtenidos que para el MCA y los otros estudios se puede decir que es conveniente incluir la ISE en edificios que están alrededor o superiores a los 20 pisos, esto ayudara a controlar la deriva de manera eficiente un dimensionamiento correcto de los elementos estructurales, ya que las normativas nacionales son conservadoras en el diseño de estructuras.

La investigación de Villarreal y Aguila (2021) determinaron que la ISE tiene un impacto significativo en los comportamientos en estudios de edificación provocados por la capacidad sísmica en este caso las derivas de piso. Que el incremento de la deriva se dio para el suelo arcilla blanda en 9.10% para los modelos de Barkan y Norma Rusa y hasta un 63.97% para los modelos propuestos por Pais y Kausel.

en comparación con lo obtenido por los autores Villarreal y Aguila (2021). Se estima un porcentaje de variación similar para los modelos de Barkan y Norma Rusa

CONCLUSIONES

Según los resultados obtenidos de los análisis realizados mediante los modelos de ISE en la respuesta sísmica según el método modal espectral, para los periodos de vibración, desplazamientos, fuerzas internas y derivas de entre piso en comparación con un modelo de base fija, se cumple la hipótesis de la investigación que la ISE influye en la respuesta sísmica de los edificios de concreto armado de 5, 10, 15 y 20 pisos, construidos en Pichari - Cusco.

La ISE provoca un aumento considerable en los periodos de vibración de las edificaciones, sobre todo cuando se incrementa la cantidad de pisos a construir. Se puede inferir que la ISE resulta fundamental para llevar a cabo un análisis sísmico más preciso, debido a que los modelos convencionales sin ISE podrían subestimar la respuesta dinámica de las construcciones.

La ISE influye en los desplazamientos laterales, generando mayor riesgo de daño tanto estructural como no estructural. El incremento es más evidente en construcciones de mayor altura, lo que hace necesario adaptar los diseños estructurales para contrarrestar estos efectos y asegurar la estabilidad de las edificaciones ante cargas sísmicas.

La ISE genera cambios en la distribución de las fuerzas internas, de los momentos flectores y las fuerzas cortantes en columnas, vigas y muros. Si no se considera adecuadamente, esta redistribución puede dar lugar a mecanismos de fallas inesperadas.

En los modelos con ISE, las derivas se incrementan hasta llegar a valores superiores a lo permitido por la E030 que es 0.007, lo cual podría poner en riesgo la seguridad y el correcto funcionamiento de las edificaciones

La comparación a nivel de modelo de ISE según los resultados obtenidos, el modelo Barkan y la Norma Rusa son muy parecidos en los resultados siendo los más conservadores, y por otro lado el modelo del código ASCE el menos conservador.

REFERENCIAS

- Abate, G., Massimino, M. R., & Romano, S. (2016). Finite Element Analysis of DSSI Effects for a Building of Strategic Importance in Catania (Italy). *Procedia Engineering*, 158, 374–379. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.08.458>
- Araca, F. H., Gómez, L., Cahui, A., & Marín, G. (2020). Influencia de la interacción suelo-estructura en el comportamiento de las viviendas aporticadas con zapatas aisladas en la ciudad de Juliaca. *Revista Científica de La UCSA*, 7, 70–81. <https://doi.org/10.18004/ucsa/2409-8752/2020.007.02.070>
- ASCE/SEI 41-17/7-22. (2022). Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. In *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. <https://doi.org/10.1061/9780784414248>
- Avilés, J., & Pérez, L. E. (2004). Bases Para Las Nuevas Disposiciones Reglamentarias Sobre Interacción Dinámica Suelo-Estructura. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 71, 1–36. <https://doi.org/10.18867/ris.71.35>
- Barkan, D. D. (1962). *Dynamics of bases and foundations* (inc. McGraw-Hill book company, Ed.).
- Bello, O., Bustamente, A., & Pizarro, P. (2020). Planificación para la reducción del riesgo de desastres en el marco de la Agenda 2030 para el Desarrollo Sostenible. In *Comisión económica para América Latina y el Caribe - CEPAL*.
- Braña Nuez, P., Gamón Payret, R., Fundora Sautié, N., & Martínez Cid, J. O. (2022). Influencia de la altura en la consideración de la interacción dinámica suelo-estructura en edificaciones con tipología mixta ubicadas en zonas de alto peligro sísmico. *Ingeniería y Desarrollo*, 40(1), 1–27. <https://doi.org/10.14482/inde.40.01.621.852>
- Calderín-Mestre, F., Almenarez-Labañino, D., & Boada-Fernández, D. (2020). Consideración del Fenómeno Interacción Suelo-Estructura en Edificio Prefabricado. *Ciencia En Su PC*, 1(4), 79–94.

- Corratgé, Z., Martínez, J. O., & Cobelo, W. (2022). Influencia de la interacción dinámica suelo-estructura en el mecanismo de colapso y nivel de desempeño de edificaciones de hormigón armado. *Hormigón y Acero*, 73(296), 41–53. <https://doi.org/10.33586/hya.2021.3027>
- CRED, C. for R. on the E. of D. (2023). *2022 Disaster in Numbers*.
- Cutipa, S. (2018). *Análisis comparativo de la respuesta sísmica de las Normas de Perú, Chile, Japón y Estados Unidos, de un Edificio de uso Multifamiliar con sistema de concreto armado de diez niveles de altura*. Universidad Nacional del Altiplano.
- Gatica, V. (2012). *Respuesta sísmica de un edificio de estructura metálica con aisladores. Alternativa de diseño*. Universidad Politécnica de Madrid.
- Hermosillo, A., Sanginés, H., Demeneghi, A., & Legorreta, N. (2019). Análisis tridimensional de la interacción suelo-estructura estática de un edificio con cimentación a base de zapatas desplantado sobre un suelo friccionante. *Geotechnical Engineering in the X-XI Century*, 4(0), 1010–1017. <https://doi.org/10.3233/STAL190141>
- Macas, F., & Proaño, K. (2024). Análisis interacción suelo-estructura en una zona de riesgo con cimentación de zapatas aisladas. Manabí, Ecuador. *Ciencias Técnicas y Aplicadas*, 10(2), 177–211. <https://doi.org/https://doi.org/10.23857/dc.v10i2.3797>
- Ministerio de Vivienda, C. y S. (2019). Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente. In *El Peruano*.
- Olivera, R., & Villarreal, G. (2023). Interacción Suelo-Estructura para edificaciones con platea de cimentación por los modelos estático y dinámico. *Memoria Investigaciones En Ingeniería*, 137–171. <https://doi.org/10.36561/ing.25.9>
- Oviedo, J., & Duque, M. (2009). Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones. *Revista EIA*, 6, 105–120.
- Reátegui, R. (2020). *Comparación de la respuesta estructural de una edificación aporricada con zapatas aisladas considerando y sin considerar interacción suelo estructura en la Urbanización San Isidro II Etapa, Trujillo – 2020*. Universidad Privada del Norte.
- Sariol, J., Fundora, N., & Martínez, J. (2022). Influencia de la interacción dinámica suelo estructura en el desempeño y el mecanismo de colapso de una edificación de tipología mixta bajo carga sísmica. *Revista Ciencia y Construcción*, 3(1), 35–49.
- Tavera, H. (2014). Evaluación del Peligro Asociado a los Sismos y efectos secundarios en Perú. In *Nitritos* (Primera ed).

- Villarreal, G. (2009). Interacción Sísmica Suelo Estructura En Edificaciones Con Zapatas Aisladas. *Asamblea Nacional de Rectores*, 107.
- Villarreal, G. (2017). *Suelo-Estructura en edificaciones con Plateas de cimentación* (Primera Ed).
- Villarreal, G., & Aguila, C. (2021). Interacción suelo-estructura y su influencia en la respuesta sísmica de edificios de concreto armado. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 26(3), 426–471.
- Villarreal Castro, G. A., Cerna Vasquez, M. A., & Espinoza Torres, C. U. (2021). *Seismic interaction of soil-structure in buildings with limited ductility walls on foundation plates*. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 26(1), 153–178. <https://doi.org/10.24133/riie.v26i1.1967>
- WHO, W. H. O. (2023). *WHO flash appeal earthquake response in Türkiye and whole of Syria*.