

Interacción Suelo-Estructura para edificaciones con platea de cimentación por los modelos estático y dinámico

Soil-Structure Interaction for Buildings with Foundation Plates by Static and Dynamic Models

Interação solo-estrutura para edificações com lajes de fundação utilizando modelos estáticos e dinâmicos

Raúl Olivera¹, Genner Villarreal²

Recibido: 08/08/2023

Aceptado: 21/08/2023

Resumen. - Las condiciones dinámicas del suelo y la flexibilidad de la cimentación, son factores que condicionan la respuesta estructural de las edificaciones, sin embargo, actualmente se considera para el diseño sismorresistente que el suelo es completamente rígido e indeformable, con nula capacidad de amortiguamiento, condición que se determina y establece mediante el empotramiento perfecto de la edificación en la base. Este criterio hipotético de empotramiento facilita el análisis y diseño de las estructuras sismorresistentes, sin embargo, se obvia un factor condicionante de importancia, pues al presentarse rigidez variable en los estratos, amortiguamiento y asentamientos diferenciales, los esfuerzos y las deformaciones en los elementos estructurales pueden variar, disminuyendo o incrementando la demanda sísmica. Con estos precedentes, en el estudio se consideraron las condiciones dinámicas del suelo, mediante los principales modelos de interacción suelo-estructura. En el estudio, se realizó la modelación de una estructura multifamiliar con los diversos coeficientes obtenidos de los modelos desarrollados por Winkler, Pasternak, Barkan & Savinov, Norma Rusa, Gazetas & Mylonakis, Pais & Kausel, en el estudio de suelos se determinó que el suelo se clasifica como flexible S3, y la zona de peligro sísmico es Z=4 correspondiente al distrito y provincia de Tumbes. Con los resultados obtenidos del modelamiento, se demostró que los esfuerzos, las deformaciones y la frecuencia de vibración de la estructura se incrementaron, en comparación con la misma estructura modelada con el criterio hipotético de restricción en la base.

Palabras clave: Interacción suelo estructura, rigidez y amortiguamiento del suelo, modelos de ISE.

¹ Ingeniero Civil. Universidad Nacional de Santa (Perú), rassoliperu@yahoo.com, ORCID iD: <https://orcid.org/0009-0009-0424-3353>

² PhD. Universidad de San Martín de Porres (Perú), gvillarrealc@usmp.pe, ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0003-1768-646X>

Summary. - *The dynamic conditions of the soil and the flexibility of the foundation are factors that condition the structural response of the buildings, however, currently it is considered for the seismic-resistant design that the soil is completely rigid and non-deformable, with no damping capacity, a condition that It is determined and established by the perfect embedment of the building in the base. This hypothetical embedment criterion facilitates the analysis and design of seismic-resistant structures, however, an important conditioning factor is ignored, since when there are variable stiffness in the strata, damping and differential settlements, the stresses and deformations in the structural elements can vary, decreasing or increasing the seismic demand. With these precedents, the study considered the dynamic conditions of the soil, through the main Soil Structure Interaction models. In the study, the modeling of a multifamily structure was carried out with the various coefficients obtained from the models developed by Winkler, Pasternak, Barkan & Savinov, Norma Rusa, Gazetas & Mylonakis, Pais & Kausel, in the soil study it was determined that the soil is classified as flexible S3, and the seismic danger zone is Z=4 corresponding to the district and province of Tumbes. With the results obtained from the modeling, it was shown that the stresses, the deformations and the vibration frequency of the structure increased, in comparison with the same structure modeled with the hypothetical criterion of restriction in the base.*

Keywords: *Soil-structure interaction, soil stiffness and damping, ISE models.*

Resumo. - *As condições dinâmicas do solo e a flexibilidade da fundação são factores que determinam a resposta estrutural dos edifícios, no entanto, actualmente considera-se para o projecto resistente a sismos que o solo seja completamente rígido e indeformável, com capacidade de amortecimento zero, uma condição que é determinado e estabelecido pelo perfeito encaixe do edifício na base. Este hipotético critério de embutimento facilita a análise e dimensionamento de estruturas resistentes a terremotos, porém ignora um importante fator condicionante, pois quando há rigidez variável nos estratos, amortecimentos e recalques diferenciais, as tensões e deformações nos elementos estruturais podem variar, diminuindo ou aumentando a demanda sísmica. Com esses precedentes, as condições dinâmicas do solo foram consideradas no estudo, através dos principais modelos de interação solo-estrutura. No estudo foi realizada a modelagem de uma estrutura multifamiliar com os diversos coeficientes obtidos a partir dos modelos desenvolvidos por Winkler, Pasternak, Barkan & Savinov, Norma Rusa, Gazetas & Mylonakis, Pais & Kausel, no estudo de solos foi determinado que o O solo é classificado como flexível S3, e a zona de perigo sísmico é Z=4 correspondente ao distrito e província de Tumbes. Com os resultados obtidos na modelagem, foi demonstrado que as tensões, deformações e frequência de vibração da estrutura aumentaram, em comparação com a mesma estrutura modelada com o critério hipotético de restrição na base.*

Palavras-chave: *Interação solo-estrutura, rigidez e amortecimento do solo, modelos ISE.*

1. Introducción. – La costa peruana se caracteriza por su alta sismicidad, en las últimas décadas se han presentado sismos con resultados catastróficos, como el Sismo de Lima en 1966, el sismo de Ancash frente a las costas de Chimbote en 1970, el sismo de Huacho en 1974, el sismo de Ica en 2007, el sismo de Arequipa y Moquegua en 2001 y el sismo de Pisco en 2007; solo por mencionar los sismos más representativos en el país. Las características sismotécnicas que contribuyen a la condición sísmica del Perú, Condori, Tavera (2012) señalan que las condiciones geotécnicas de la costa peruana se ven afectadas por el proceso de subducción generado por la convergencia de Placas Continentales, la Placa de Nazca con geometría heterogénea, fracturas y depresiones, la Placa Sudamericana que se caracteriza por su engrosamiento que da origen a la Cordillera de los Andes y las fallas geológicas que aparecieron por el plegamiento de las capas rocosas, y la Dorsal de Nazca que es una estructura montañosa de origen volcánico en el Océano Pacífico y frente a la costa peruana.

Estas características, determinan que el país presente alto potencial sísmico y una condición sísmica histórica, es decir que hay una energía sísmica acumulándose en las placas continentales, por tanto, existe una probabilidad de retorno sísmico alto. Con estas condiciones sísmicas, las edificaciones actualmente se analizan y diseñan considerando únicamente los criterios sismorresistentes establecidos en la Norma E.030 con una base empotrada, y restringida a desplazamientos laterales y rotacionales, las condiciones geotécnicas o condiciones mecánicas del suelo, y comportamiento dinámico del suelo no son consideradas como importantes dentro del análisis estructural. Rodríguez, Bojórquez, Reyes, Avilés y Ruiz (2017) señalan que es fundamental reconocer que: “el comportamiento sísmico no se encuentra influenciado únicamente por la respuesta de la superestructura, sino también por la respuesta de la cimentación y el suelo circundante”.

Desde los primeros estudios realizados por Winkler E. y Pasternak P., se determina que existe un contacto dinámico entre la base y la estructura que puede ser expresado en un modelo dinámico de interacción suelo-estructura que influye o modifica el estado esfuerzo-deformación de las estructuras^{3,4}. Se debe indicar que en la actualidad los modelos de Interacción Suelo Estructura son variados y los modelos matemáticos tienen diversas soluciones que deben abordarse desde un punto de vista científico. El avance en la investigación de la interacción suelo estructura, han incorporado nuevos conceptos como el de “semiespacio elástico” para la base de las estructuras y la acción sísmica como un proceso ondulatorio.

Estos aspectos matemáticos y modelos representativos del contacto dinámico entre la estructura y un suelo con rigidez propia y capacidad de amortiguamiento, no son temas considerados en la normativa actual. García, Ramsés, Fernández (2011) señalan que la importancia de considerar las variabilidades de la rigidez y amortiguamiento del suelo puede ser vital en un país altamente sísmico y que presenta en la costa peruana estratos altamente flexibles como consecuencia y producto de las placas de origen sedimentosas y suelos poco cohesivos como los arenosos. Por tanto, existe una exigencia para entender la interacción suelo estructura y proponerlo en la norma, por lo menos con criterios estáticos, tal como lo mencionan Rodríguez et al. (2017) quienes señalan que “hay la necesidad de comprender adecuadamente los efectos de la ISE para incorporarlos al análisis estructural de una manera práctica y averiguar en cuales casos son benéficos o perjudiciales sobre la respuesta sísmica.”(p. 21) Teniendo en consideración lo mencionado, en la investigación se propuso determinar si mediante la consideración de las propiedades mecánicas del suelo como rigidez que se obtendrán de un perfil estratigráfico que determine el módulo de elasticidad E_1 y coeficiente de Poisson μ_1 en la zona de estudio, se presentan variaciones importantes en el análisis dinámico de una estructura para los principales modelos de interacción suelo-estructura, aspecto que contribuirá con el sustento teórico existente en el tema.

2. Espectro elástico e inelástico para el análisis sísmico. - El espectro para el análisis sísmico de la estructura con los diversos modelos de ISE se generaron conforme a lo especificado en la Norma Técnica Peruana para Diseño Sismorresistente E.030 (2018) La estructura seleccionada para el análisis se encuentra en el Distrito de Tumbes, Provincia de Tumbes, y Región de Tumbes. Mediante el análisis normativo de la norma peruana vigente E.030 (2018) se determinó que la zona de peligro sísmico está categorizada como Z4 con un coeficiente de 0.45g. El uso de la estructura está destinado a vivienda, por lo cual se categoriza dentro de la norma E.030 como “Edificaciones comunes” con un factor de Uso equivalente a $U = 1.0$ (ver tabla No 5 de la Norma E.030). El factor de amplificación sísmica C para generar el espectro, se determinó mediante las ecuaciones de la norma E.030 establecidas en el Art.14 que compara el periodo fundamental de la estructura con los periodos del estrato del suelo.

$$C = \begin{cases} T < T_p & \rightarrow C = 2.5 \\ T_p < T < T_L & \rightarrow C = C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right) \\ T > T_L & \rightarrow C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_L}{T^2}\right) \end{cases} \quad (1)$$

Respecto a la clasificación del suelo, se consideraron los parámetros establecidos en la norma E.030 que clasifica a los diversos tipos de suelos mediante la velocidad promedio de las ondas de corte (\bar{V}_s) y el promedio ponderado del ensayo estándar de penetración (\bar{N}_{60}). Mediante esta clasificación, se determinó mediante los estudios de EMS que el suelo es S3. Por tanto, los parámetros de sitio (S , T_p , T_L) considerados para una zona de riesgo sísmico Z4 tienen los siguientes valores en la norma de diseño Sismorresistente E.030 (Tablas 3 y 4): Factor de suelo $S = 1.10$, periodo corto del estrato $T_p(S) = 1.0$, periodo largo del estrato $T_L(S) = 1.6$. En lo concerniente a la configuración estructural de la edificación, mediante un análisis previo se determinó que es un sistema en muros estructurales sin irregularidades, al cual le corresponde un factor de reducción por ductilidad $R = 6$. Con esos datos se procedió a calcular la pseudoaceleración elástica y no elástica, como se aprecia en la ecuación 2.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \quad (2)$$

Cabe señalar que para obtener los resultados en el rango inelástico es necesario multiplicar los resultados de las derivas de entrepiso obtenidas en el rango elástico por $0.75 * R = 0.75 * (6)$ para estructuras regulares. Esto implica que los resultados en el rango inelástico se obtuvieron con la pseudoaceleración equivalente:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} = \frac{0.45 * 1 * 2.5 * 1.1}{6} = 0.208125g$$

$$S_a = 0.208125g * 0.75(6) = 0.9365625g$$

La pseudoaceleración S_D para un sismo de diseño, en caso de no considerar la reducción por sistema estructural y ductilidad, se determinará para un sismo severo o de diseño S_D el equivalente al siguiente valor:

$$S_D = 0.208125g * (6) = 1.2375g$$

Los valores de pseudoaceleración calculados para los espectros elásticos e inelásticos, se pueden observar en la *Figura 1*, las curvas del espectro elástico, del espectro inelástico con reducción y el espectro inelástico sin reducción para el análisis sísmico.

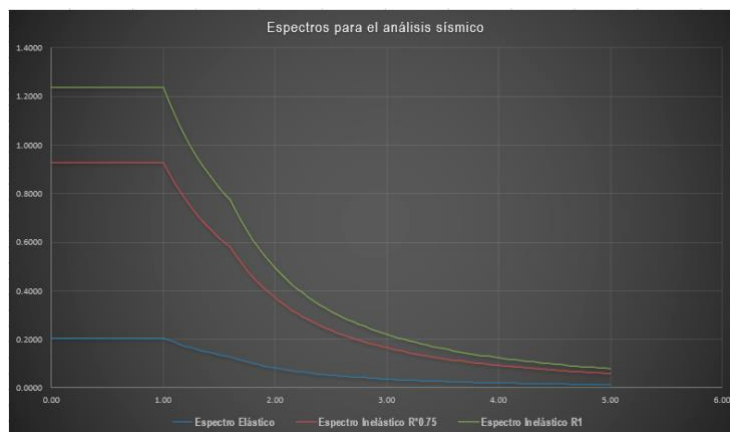


Figura 1.- Espectros de pseudoaceleración, elástico e inelástico.

3. Modelo matemático convencional. - La estructura con platea de cimentación utilizada se puede apreciar en la *Figura II a)* en planta y *b)* en elevación 3D. La estructura cuenta con una planta típica en sus siete niveles, su sistema estructural está propuesto con muros estructurales. En las *Figura c), d) y e)*, se muestran los tres periodos de vibración de la estructura de un análisis previo, se aprecia que el primer modo de vibración es en la dirección YY de la estructura, la segunda forma de vibración es en la dirección XX y el tercer modo de vibración de la estructura es torsional. Para verificar los resultados de la estructura con empotramiento en la cimentación (restricción en los 6 grados de libertad) se procedió a modelar el edificio para obtener su respuesta estructural convencional para un análisis modal espectral, como se señala en Bozzo & Barbat (2004). Las propiedades de los materiales utilizados para el concreto y acero de la estructura se describen a continuación:

- Resistencia del Concreto: $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
- Resistencia del acero: $f'y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad del concreto: $E_c = 2188.20 \text{ kgf/mm}^2$
- Coeficiente de Poisson: $\mu = 0.20$
- Peso específico del Concreto Armado: $\gamma_{CA} = 2400 \text{ kgf/cm}^3$

Los criterios utilizados para el modelamiento fueron el principio de diafragma rígido para los elementos horizontales, por tanto, las derivas obtenidas serán las derivas en el centro de masa de la estructura. Mediante este principio el análisis parte con el principio hipotético que señala que la unión de losas, vigas y conexiones de los elementos verticales con los elementos horizontales no presentará ninguna deformación significativa, es decir presenta una rigidez que no permite la deformabilidad en la dirección horizontal. Los casos modales de análisis por planta son tres, por tanto, se consideró 21 casos modales. Respecto a las cargas axiales de la estructura, se ingresaron las cargas establecidas en la normativa E.020 (2009) para cargas estructurales, cargas no estructurales y cargas vivas. Después de modelar la estructura, se procedió a generar los casos de carga sísmica estáticos y dinámicos. Para el análisis modal espectral, se incorporó el espectro con pseudoaceleración en el rango elástico de $S_a = 0.208125g$. Y para obtener las derivas en el rango inelástico se amplificaron los resultados por el factor $0.75R = 0.75(6) = 0.45$ o pseudoaceleración de $0.928125g$. Se debe señalar que los resultados del modelo convencional sirvieron únicamente como parámetro de comparación con los resultados de los modelos de interacción suelo estructura estáticos y dinámicos.

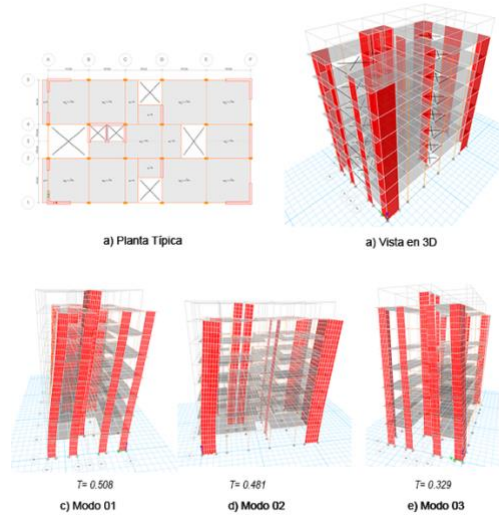


Figura II.- Planta estructural, modelo 3D y modos de vibración.

4. Modelos estáticos de Interacción Suelo-Estructura . - Para el análisis de la estructura considerando los modelos estáticos de Interacción Suelo-Estructura de Winkler & Pasternak, se consideró las propiedades del suelo como se señala en Villarreal (2009) y Villarreal (2017), clasificado en la norma E.030 (2018) como flexible S3 con un sólo estrato, el suelo es blando con arena media a fina, con las siguientes propiedades:

- Clasificación del suelo : S3 (Suelo blando)
- Velocidad de onda : $V_S = 165 \text{ m/s}$
- Módulo de elasticidad del suelo : $E_S = 4000 \text{ tonf/m}^2$
- Coeficiente de Poisson : $\mu_1 = 0.32$
- Altura de estrato : $h_1 = 7.25 \text{ m}$

4.1. Propiedades del modelo estático de Winkler. - El modelo de Winkler E. sólo considera el coeficiente vertical de balasto C_1 en compresión como señala Villarreal (2017) y se define como una idealización de un suelo medio con resortes lineales elásticos (Chandra, 2014). En este aspecto se determinó el coeficiente vertical para el modelo estático. La ecuación requiere el módulo de elasticidad del suelo, su coeficiente de Poisson y altura del estrato, lo que determina el balasto C_1 mediante la siguiente ecuación:

$$C_1 = \frac{E_1}{h_1(1-2\mu_1^2)} \quad (3)$$

Dónde:

$E_1 = 4000 \text{ tonf/m}^2$ (Módulo de elasticidad)

$h_1 = 7.25 \text{ m}$ (Espesor del estrato)

$\mu_1 = 0.32$ (Coeficiente de Poisson del suelo)

Determinando el coeficiente C_1 de Balasto por Winkler E. con un estrato, se tiene:

$$C_1 = \frac{4000 \text{ ton/m}^2}{7.25 \text{ m} \cdot (1 - 2(0.32)^2)} = 693.818 \text{ tonf/m}^3$$

Para incorporar los coeficientes estáticos de Balasto de Winkler, se debe generar una cimentación con un mallado de 1.00m x 1.00m, y generar la propiedad de balasto en la dirección vertical con la propiedad *Area spring dentro* del software de análisis (Etabs V.18.0.1). Civalek (2007, p. 611) muestra un modelo geométrico para una platea de cimentación con la rigidez elástica y señala que se debe modelar en términos de los parámetros de $k_f (C_1)$ para el modelo de Winkler y para el modelo de Pasternak $G_f (C_2)$.

4.2. Propiedades del modelo estático de Pasternak . - El modelo de Pasternak utiliza la misma ecuación que Winkler E. para calcular el coeficiente vertical de balasto C_1 (ecuación 3) para suelos con un solo estrato. Por tanto, se tiene:

$$C_1 = 693.818 \text{ tonf/m}^3$$

A diferencia del modelo de Winkler E., el modelo de Pasternak añade el coeficiente horizontal de rigidez C_2 . Bao & Liu (2019) señalan que es una versión mejorada del modelo de Winkler E. al considerar un suelo más realista. La ecuación requiere el módulo de elasticidad del suelo E_1 , el coeficiente de Poisson del suelo μ_1 y altura del estrato, lo que determina el balasto C_2 mediante la siguiente ecuación:

$$C_2 = \frac{E_1 * h_1}{6(1 - \mu_1)} \quad (4)$$

Dónde:

$E_1 = 4000 \text{ tonf/m}^2$ (Módulo de elasticidad)

$h_1 = 7.25 \text{ m}$ (Espesor del estrato)

$\mu_1 = 0.32$ (Coeficiente de Poisson del suelo)

Determinando el coeficiente de Balasto C_2 para Pasternak con un estrato, se obtuvo:

$$C_2 = \frac{4000 \text{ ton/m}^2 * 7.25\text{m}}{6(1 - 0.32)} = 7107.843 \text{ tonf/m}$$

Al modelo elaborado para el análisis con el modelo de Winkler E. se añadió el coeficiente C_2 mediante elementos de tipo *Line springs* en vigas con las mismas características del material de la losa de cimentación, ingresando la rigidez por unidad lineal (m) y convertido a la unidad requerida en el software (mm).

$$C_{2(m)} = \frac{C_2}{1m} = 0.00710784 \text{ tonf/mm}^2$$

Después de generar el coeficiente C2, se seleccionó todos los *frames* de tipo *Line springs* colocados y divididos en la cimentación, y se asignó mediante el comando *Assign/Frame/Line Spring* considerando las direcciones laterales y la conversión en unidades de tonf/mm2. El modelo final con el modelo de Pasternak, se aprecia en la *Figura III*:

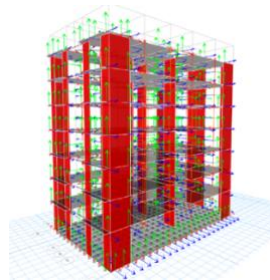


Figura III.- Modelo estructural con los coeficientes de ISE para Pasternak.

5. Modelos dinámicos de Interacción Suelo-Estructura. - Para el análisis de la estructura considerando los modelos dinámicos de ISE se consideró las propiedades para el suelo de cimentación. Se consideró un suelo clasificado en la norma E.030 como flexible S3 con un solo estrato, caracterizado como arena media a fina con las siguientes propiedades:

- Clasificación del suelo : S3 (Suelo blando)
- Tipo de suelo : Arena arcillosa de baja plasticidad
- Velocidad de onda : $V_S = 165$ m/s
- Módulo de elasticidad del suelo : $E_S = 4000$ tonf/m²
- Coeficiente de Poisson : $\mu_1 = 0.32$
- Altura de estrato : $h_1 = 7.25$ m
- Capacidad portante del suelo : $q_a = 1.35$ kgf/cm²
- Densidad del suelo : $\rho_s = 0.1$ ton.s²/m⁴
- Coeficiente C_0 : $C_0 = 0.8$ kg/cm²

Considerando que los modelos dinámicos requieren del peso sísmico de la estructura como se menciona en Villarreal (2017) , se determinó este peso mediante el modelo estructural $p = 1827.80$ tonf, como se puede apreciar en la tabla I.

Nivel	UX (kg)	UY (kg)	Peso en Tonf
Caja_Ascensor	17769.60	17769.60	17.77
Story7	185579.80	185579.80	185.58
Story6	264785.00	264785.00	264.79
Story5	264785.00	264785.00	264.79
Story4	264785.00	264785.00	264.79
Story3	264785.00	264785.00	264.79
Story2	264785.00	264785.00	264.79
Story1	281421.80	281421.80	281.42
Base	19106.40	19106.40	19.11
Peso de la Estructura sobre la Platea			1827.80

Tabla I. Peso sísmico de la estructura

5.1. Propiedades del modelo dinámico de D.D. Barkan – O.A.Savinov (1948). - Para determinar los coeficientes de rigidez del modelo dinámico de ISE de Barkan & Savinov, se procedió a calcular las masas traslacionales respecto a los ejes centroidales X,Y,Z (Villarreal, 2017), mientras que para las masas rotacionales respecto a los ejes de contacto suelo – losa de cimentación se procedió a calcular en los ejes X',Y', Z'. Para ello se consideró las dimensiones de la losa de cimentación:

$a = 21$ m Lado mayor de la losa de cimentación (dirección horizontal XX)

$b = 13$ m Lado menor de la losa de cimentación (dirección horizontal YY)

$c = 0.75$ m Espesor de la losa de cimentación (dirección vertical ZZ)

$d = c/2 = 0.375$ m Distancia vertical al centroide de la altura de la losa.

$g = 9.806$ m/s² Aceleración de la gravedad

$\gamma = 2.4$ ton/m³ Peso del concreto

Calculando el peso de la platea de cimentación se obtuvo: $P_{platea} = \gamma * a . b . c = 491.40$ tonf

Masas traslacionales en X,Y,Z e inerciales

El cálculo de las masas traslacionales en la dirección horizontal se realizó mediante las ecuaciones definidas en Villarreal (2017).

$$M_t = M_x = M_y = M_z = \frac{\gamma \cdot a \cdot b \cdot c}{g} = 50.112 \frac{\text{ton} \cdot \text{s}^2}{\text{m}}$$

Para el cálculo de las masas inerciales, primero se determinó las inercias de masa en cada una de las direcciones mediante las siguientes ecuaciones:

$$I_{mx} = \frac{M_t \cdot b^2}{12} = 705.746 \text{ ton} \cdot \text{m} \cdot \text{s}^2$$

$$I_{my} = \frac{M_t \cdot a^2}{12} = 1841.622 \text{ ton} \cdot \text{m} \cdot \text{s}^2$$

El cálculo de las masas inerciales, se determinó mediante las siguientes ecuaciones:

$$M_{\varphi_x} = M_t \cdot d^2 + I_{mx} = 50.112 \cdot \left(\frac{0.75}{2}\right)^2 + 705.746 = 712.794 \text{ ton} \cdot \text{m} \cdot \text{s}^2$$

$$M_{\varphi_y} = M_t \cdot d^2 + I_{my} = 50.112 \cdot \left(\frac{0.75}{2}\right)^2 + 1841.62 = 1848.67 \text{ ton} \cdot \text{m} \cdot \text{s}^2$$

$$M_{\psi_z} = M_t \cdot \frac{a^2 + b^2}{12} = 50.112 \cdot \frac{(21^2 + 13^2)}{12} = 2547.369 \text{ ton} \cdot \text{m} \cdot \text{s}^2$$

Coefficientes de presión estática

Se procedido a calcular la magnitud de la presión estática del suelo " ρ " para la losa de cimentación de la estructura (Villarreal, 2017), mediante la siguiente ecuación:

$$\rho = \frac{P_{Edificio} + P_{Platea}}{A_{Platea}} \quad (5)$$

Donde:

$$P_{Edificio} = 1827.80 \text{ ton}$$

$$P_{Platea} = 491.40 \text{ ton}$$

$$A_{Platea} = 21\text{m} \cdot 13\text{m} = 273 \text{ m}^2$$

$$\rho = \frac{P_{Edificio} + P_{Platea}}{A_{Platea}} = 0.8495 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Además, se consideró los siguientes coeficientes, obtenidos de la tabla del Dr. Villarreal (2017).

$$\rho_o = 0.2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ y } C_o = 0.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$$

Donde: C_o es el coeficiente para arenas de baja plasticidad. Con estos datos se determinó el coeficiente D_0 en la siguiente ecuación:

$$D_0 = \frac{1-\mu}{1-0.5\mu} \cdot C_o \quad (6)$$

$$D_0 = \left(\frac{1-0.32}{1-0.5 \cdot 0.32}\right) \cdot 0.80 = 0.648 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Coefficientes de rigidez equivalente

Mediante el cálculo del coeficiente D_0 se determinaron los coeficientes de rigidez en el modelo de Barkan & Savinov mediante:

$$C_x = C_y = D_0 \left[1 + \frac{2*(a+b)}{m^{-1}*A_{Platea}} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad (7)$$

$$C_z = C_o \left[1 + \frac{2*(a+b)}{m^{-1}*A_{Platea}} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad (8)$$

$$C_{\varphi x} = C_{\varphi y} = C_o \left[1 + \frac{2*(a+3b)}{m^{-1}*A_{Platea}} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad (9)$$

Reemplazando valores en el modelo de Barkan & Savinov se obtuvieron:

$$C_x = C_y = 0.648 \left[1 + \frac{2(21m + 13m)}{m^{-1} * 273 \text{ m}^2} \right] \cdot \sqrt{\frac{0.8495}{0.2}} = 1667.186 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

$$C_z = 0.8 \left[1 + \frac{2(21m + 13m)}{m^{-1} * 273 \text{ m}^2} \right] \cdot \sqrt{\frac{0.8495}{0.2}} = 2059.465 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

$$C_{\varphi x} = 0.8 \left[1 + \frac{2(21m + 3 * 13m)}{m^{-1} * 273 \text{ m}^2} \right] \cdot \sqrt{\frac{0.8495}{0.2}} = 2374.519 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

$$C_{\varphi y} = 0.8 * \left[1 + \frac{2(13m + 3 * 21m)}{m^{-1} * 273 \text{ m}^2} \right] \cdot \sqrt{\frac{.8495}{0.2}} = 2566.782 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

Los coeficientes calculados previamente, permitieron determinar los coeficientes de rigidez equivalente laterales, mediante las siguientes ecuaciones K_x , K_y y K_z :

$$K_x = K_y = C_x A \text{ y } K_z = C_z A \quad (10)$$

$$K_x = K_y = C_x A = 1667.186 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} * 273 \text{ m}^2 = 455,142 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$K_z = C_z A = 2059.465 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} * 273 \text{ m}^2 = 562,234 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Para los coeficientes de rigidez equivalente rotacionales se calcularon las inercias, mediante las siguientes ecuaciones:

$$I_x = \frac{a^3 * b}{12} = 10032.75 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{a * b^3}{12} = 3844.75 \text{ m}^4$$

Por tanto, calculando los coeficientes de rigidez equivalente rotacionales (*ecuación 11*), se obtuvieron:

$$K_{\varphi x} = C_{\varphi x} I_x \text{ y } K_{\varphi y} = C_{\varphi y} I_y \quad (11)$$

$$K_{\varphi x} = 2373.519 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} * 10032.75 \text{ m}^4 = 23,812,920.42 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$K_{\varphi y} = 2566.782 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} * 3844.75 \text{ m}^4 = 9,868,636.57 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Incorporación de los Coeficientes de rigidez en el modelo

Después se procedió a seleccionar el mallado y se asignó el *Spring* generado mediante el comando *Assign/Point Spring* del software de análisis. Breveld (2013) respecto al modelo matemático de ISE, señala que estos parámetros de interacción (coeficientes de rigidez equivalente laterales y rotacionales), permiten aproximar o simular la rigidez del suelo. El modelo final con los coeficientes de Barkan & Savinov se puede apreciar en la *Figura IV*.

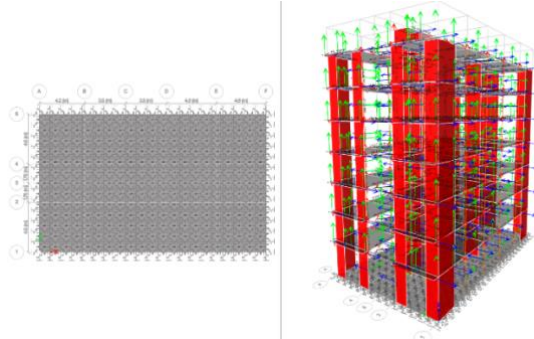


Figura IV.- Comando Point Spring para modelo de ISE de Barkan & Savinov.

5.2. Modelo dinámico de la Norma Rusa (1987)

Coeficiente de compresión elástica

El coeficiente de compresión elástica uniforme (Villarreal,2017) en la Norma Rusa se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$C_z = b_o E \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A_{platea}}} \right) \quad (12)$$

Donde, se consideró el área de la platea de cimentación $A = A_{platea}$ y los siguientes parámetros:

$b_o = 1.2$ (para suelos arenosos)

$$A_{10} = 10m^2$$

$$E = 2000 \frac{tonf}{m^2}$$

Con estos datos se procedió a calcular el coeficiente de compresión elástica de la Norma Rusa

$$C_z = 1.2 * 2000 \left(1 + \sqrt{\frac{10m^2}{273m^2}} \right) = 2859.34 \frac{tonf}{m^3}$$

Mediante este coeficiente de compresión elástica, se puede calcular los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme y coeficientes de compresión elástica no uniforme, mediante las siguientes ecuaciones:

$$C_x = 0.7 * C_z = 2001.54 \frac{tonf}{m^3}$$

$$C_{\phi x} = C_{\phi y} = 2 * C_z = 5718.671 \frac{tonf}{m^3}$$

$$C_{\psi z} = C_z = 2859.34 \frac{tonf}{m^3}$$

Cálculo de los coeficientes de rigidez equivalente

Los coeficientes de rigidez equivalente se calcularon mediante las siguientes ecuaciones (Villarreal,2017) y Gutierrez (2019) :

$$K_x = K_y = C_x * A = 2001.54 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} * 273 \text{ m}^2 = 546,419 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$K_z = C_z * A = 2859.34 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} * 273 \text{ m}^2 = 780,599 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Para los coeficientes de rigidez rotacionales se calculó previamente las inercias I_x, I_y, I_z

$$I_x = \frac{a^3 * b}{12} = 10032.75 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{a * b^3}{12} = 3844.75 \text{ m}^4$$

$$I_z = \frac{a^3 * b}{12} + \frac{a * b^3}{12} = 13877.5 \text{ m}^4$$

Por tanto, calculando los coeficientes de rigidez rotacionales, se obtuvieron:

$$K_{\varphi x} = C_{\varphi x} I_x = 5718.671 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} * 10032.75 \text{ m}^4 = 57,373,994.497 \text{ tonf. m}$$

$$K_{\varphi y} = C_{\varphi y} I_y = 5718.671 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} * 3844.75 \text{ m}^4 = 21,986,859.569 \text{ tonf. m}$$

$$K_{\psi z} = C_{\psi z} I_z = 2859.34 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} * 13877.5 \text{ m}^4 = 39,680,427.033 \text{ tonf. m}$$

Amortiguamiento relativo para vibraciones verticales

Para calcular la amortiguación relativa para vibraciones verticales β_z se debe determinar la densidad promedio del suelo:

$$\rho_m = \gamma_{ts} * R = 12.6 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}; \text{ donde:}$$

$$\gamma_{ts} = 0.7 \text{ y } R = 1.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (Villarreal, 2017) Tabla 3 para arenas arcillosas.}$$

Además:

$$C_{zp} = C_z * 1 * \frac{\text{tonf}^{-1}}{\text{m}^{-3}} = 2859.335$$

Por tanto, calculando el amortiguamiento relativo vertical se tiene:

$$\beta_z = 2 * \sqrt{\frac{E}{C_{zp} * \rho_m}} \quad (13)$$

$$\beta_z = 2 * \sqrt{\frac{2000}{2859.335 * 12.6}} = 0.471$$

Las amortiguaciones relativas para vibraciones horizontales y rotacionales, se calcularon mediante:

$$\beta_x = \beta_y = 0.6 * \beta_z = 0.283$$

$$\beta_{\varphi x} = \beta_{\varphi y} = 0.5 * \beta_z = 0.236$$

$$\beta_{\psi z} = 0.3 * \beta_z = 0.141$$

Mediante el cálculo del amortiguamiento crítico obtenido, se procedió a determinar los amortiguamientos efectivos en el suelo, mediante:

$$B_x = B_y = 2 * \beta_x * \sqrt{K_x * M_x} = 2 * 0.283 * \sqrt{546.419 * 50.11} = 2.959 \text{ tonf. s/m}$$

$$B_z = 2 * \beta_z * \sqrt{K_z * M_z} = 2 * 0.471 * \sqrt{780.599 * 50.11} = 5.894 \text{ tonf. s/m}$$

$$B_{\phi_x} = 2 * \beta_{\phi_x} * \sqrt{K_{\phi_x} * M_{\phi_x'}} = 95294.225 \text{ tonf. s.m}$$

$$B_{\phi_y} = 2 * \beta_{\phi_y} * \sqrt{K_{\phi_y} * M_{\phi_y'}} = 95003.238 \text{ tonf. s.m}$$

$$B_{\phi_z} = 2 * \beta_{\phi_z} * \sqrt{K_{\phi_z} * M_{\phi_z'}} = 89890.235 \text{ tonf. s.m}$$

La asignación de los coeficientes de rigidez y amortiguamiento obtenidos con las ecuaciones de la norma rusa se realizó en un mallado de 1.00 x 1.00 metro. Se utilizó el comando *Area springs* para incorporar los coeficientes de rigidez y amortiguamiento mediante un elemento *Link* (Figura V).

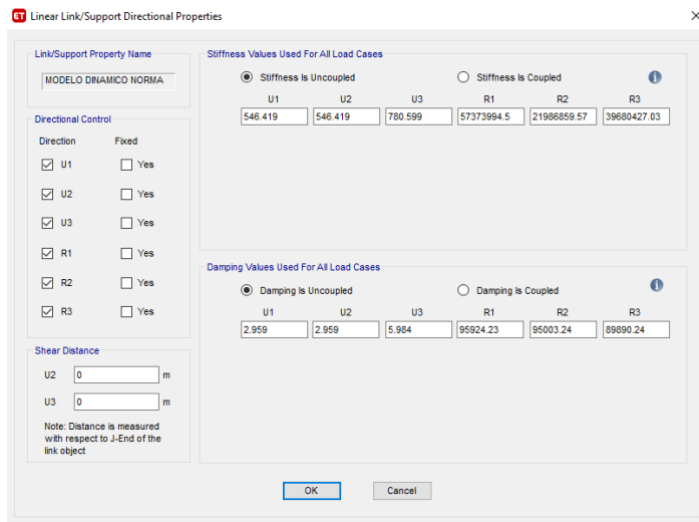


Figura V.- Elemento link con rigidez y amortiguamiento para el modelo de ISE de la Norma Rusa.

5.3. Modelos dinámicos de Pais & Kausel (1988)

Para desarrollar las ecuaciones de los modelos dinámicos de **Pais & Kausel (1988)** y **Gazetas (1991)**, **Mylonakys et al. (2006)** se consideraron los parámetros del suelo correspondientes a un perfil de suelo blando, clasificados en la norma como S3. Se consideró la velocidad de propagación de onda de corte V_s para este tipo de suelo, y se calculó el módulo de corte del suelo máximo.

$$V_s = 165 \frac{m}{s}$$

$$\mu = 0.32 \text{ (Módulo de Poisson del suelo)}$$

$$g = 9806 \frac{m}{s^2}$$

$$\gamma = 18 \frac{kN}{m^3}$$

$$G_{max} = \frac{\gamma}{g} * Vs^2 = 49.971 \text{ MPa (Módulo de corte del suelo)}$$

$$B = 6.5 \text{ m } \left(\frac{a}{2} \text{ medida del lado menor al centroide} \right)$$

$$L = 10.5 \text{ m } \left(\frac{b}{2} \text{ medida del lado mayor al centroide} \right)$$

Calculando las inercias de la losa de cimentación, se obtuvo:

$$I_x = \frac{(2 * L)^3 * (2 * B)}{12} = 10032.75 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{(2 * L) * (2 * B)^3}{12} = 3844.75 \text{ m}^4$$

$$J = I_z = I_x + I_y = 13877.5 \text{ m}^4$$

De donde se obtuvo el módulo de corte requerido por los modelos:

$$G_m = G_{max} * 0.3433 = 17.155 \text{ MPa}$$

Para determinar los coeficientes de rigidez traslacional, los factores de rigidez por empotramiento, los factores modificatorios de la rigidez dinámica y amortiguamiento, amortiguamiento por radiación para los ejes x, y, z, se utilizaron las soluciones elásticas para la cimentación propuestas por los autores, que se resumen en la tabla 2-2a, tabla 2-2b, tabla 2-3a, tabla 2-3b de la norma NIST GCR 12-917-21 (2012) y Buitrago (2017), que se aprecian a continuación:

Table 2-2a Elastic Solutions for Static Stiffness of Rigid Footings at the Ground Surface

Degree of Freedom	Pais and Kausel (1988)	Gazetas (1991); Mylonakis et al. (2006)
Translation along z-axis	$K_{z,2D} = \frac{GB}{1-\nu} \left[3.1 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right]$	$K_{z,2D} = \frac{2GL}{1-\nu} \left[0.73 + 1.54 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.75} \right]$
Translation along y-axis	$K_{y,2D} = \frac{GB}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right]$	$K_{y,2D} = \frac{2GL}{2-\nu} \left[2 + 2.5 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.85} \right]$
Translation along x-axis	$K_{x,2D} = \frac{GB}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right]$	$K_{x,2D} = K_{y,2D} - \frac{0.2}{0.75-\nu} GL \left(1 - \frac{B}{L} \right)$
Torsion about z-axis	$K_{zz,2D} = GB^3 \left[4.25 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 4.06 \right]$	$K_{zz,2D} = GJ_i^{0.75} \left[4 + 11 \left(1 - \frac{B}{L} \right)^{10} \right]$
Rocking about y-axis	$K_{yy,2D} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.73 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right]$	$K_{yy,2D} = \frac{G}{1-\nu} (I_y)^{0.75} \left[3 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.15} \right]$
Rocking about x-axis	$K_{xx,2D} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.2 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right]$	$K_{xx,2D} = \frac{G}{1-\nu} (I_x)^{0.75} \left(\frac{L}{B} \right)^{0.25} \left[2.4 + 0.5 \left(\frac{B}{L} \right) \right]$

Notes:

Axes should be oriented such that $L \geq B$.

I_i = area moment of inertia of soil-foundation contact,

i denotes which axis to take the surface around.

$J_z = I_x + I_y$, polar moment of inertia of soil-foundation contact surface.

G = shear modulus (reduced for large strain effects, e.g., Table 2-1).

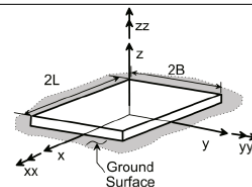


Figura VI.- Soluciones elásticas para rigidez estática (Tabla 2-2a).

Table 2-2b Embedment Correction Factors for Static Stiffness of Rigid Footings

Degree of Freedom	Pais and Kausel (1988)	Gazetas (1991); Mylonakis et al. (2006)
Translation along z-axis	$\eta_z = \left[1.0 + \left(0.25 + \frac{0.25}{L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right]$	$\eta_z = \left[1 + \frac{D}{21B} \left(1 + 1.3 \frac{B}{L} \right) \right] \left[1 + 0.2 \left(\frac{A_w}{4BL} \right)^{0.3} \right]$
Translation along y-axis	$\eta_y = \left[1.0 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1+L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right]$	$\eta_y = \left(1 + 0.15 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \left[1 + 0.52 \left(\frac{z_w A_w}{BL^2} \right)^{0.4} \right]$
Translation along x-axis	$\eta_x \approx \eta_y$	Same equation as for η_y , but A_w term changes for $B \neq L$
Torsion about z-axis	$\eta_{zz} = \left[1 + \left(1.3 + \frac{1.32}{L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.9} \right]$	$\eta_{zz} = 1 + 1.4 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d_w}{B} \right)^{0.9}$
Rocking about y-axis	$\eta_{yy} = \left[1.0 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + (L/B)^4} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right]$	$\eta_{yy} = 1 + 0.92 \left(\frac{d_w}{B} \right)^{0.8} \left[1.5 + \left(\frac{d_w}{D} \right)^{1.9} \left(\frac{B}{L} \right)^{-0.6} \right]$
Rocking about x-axis	$\eta_{xx} = \left[1.0 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right]$	$\eta_{xx} = 1 + 1.26 \frac{d_w}{B} \left[1 + \frac{d_w}{B} \left(\frac{d_w}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right]$

Notes: d_w = height of effective side wall contact (may be less than total foundation height)
 z_w = depth to centroid of effective sidewall contact
 A_w = sidewall-solid contact area, for constant effective contact height, d_w along perimeter.
 For each degree of freedom, calculate $K_{emb} = \eta K_{sur}$

Coupling Terms: $K_{emb,zz} = \left(\frac{D}{3} \right) K_{emb,z}$
 $K_{emb,yy} = \left(\frac{D}{3} \right) K_{emb,y}$

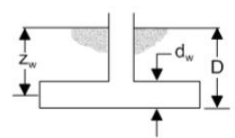


Figura VII.- Factores de corrección por empotramiento (Tabla 2-2b).

Table 2-3a Dynamic Stiffness Modifiers and Radiation Damping Ratios for Rigid Footings (adapted from Pais and Kausel, 1988)

Degree of Freedom	Surface Stiffness Modifiers	Radiation Damping
Translation along z-axis	$\alpha_z = 1.0 - \left[\frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{L/B} \right) a_0^2}{\left(\frac{10}{1+3(L/B-1)} \right) + a_0^2} \right]$	$\beta_z = \left[\frac{4\psi(L/B)}{(K_{z,sur}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_z} \right]$
Translation along y-axis	$\alpha_y = 1.0$	$\beta_y = \left[\frac{4(L/B)}{(K_{y,sur}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_y} \right]$
Translation along x-axis	$\alpha_x = 1.0$	$\beta_x = \left[\frac{4(L/B)}{(K_{x,sur}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_x} \right]$
Torsion about z-axis	$\alpha_{zz} = 1.0 - \left[\frac{\left(0.33 - 0.03\sqrt{L/B-1} \right) a_0^2}{\left(\frac{0.8}{1+0.33(L/B-1)} \right) + a_0^2} \right]$	$\beta_{zz} = \left[\frac{(4/3) \left[(L/B)^3 + (L/B) \right] a_0^2}{(K_{zz,sur}/GB^3) \left[\left(\frac{1.4}{1+3(L/B-1)^{0.8}} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{zz}} \right]$
Rocking about y-axis	$\alpha_{yy} = 1.0 - \left[\frac{0.55 a_0^2}{\left(0.6 + \frac{1.4}{(L/B)^3} \right) + a_0^2} \right]$	$\beta_{yy} = \left[\frac{(4\psi/3) (L/B)^3 a_0^2}{\left(\frac{K_{yy,sur}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.8}{1+1.75(L/B-1)} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{yy}} \right]$
Rocking about x-axis	$\alpha_{xx} = 1.0 - \left[\frac{\left(0.55 + 0.01\sqrt{L/B-1} \right) a_0^2}{\left(2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^3} \right) + a_0^2} \right]$	$\beta_{xx} = \left[\frac{(4\psi/3) (L/B) a_0^2}{(K_{xx,sur}/GB^3) \left[\left(2.2 - \frac{0.4}{(L/B)^3} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{xx}} \right]$

Notes: Orient axes such that $L \geq B$.
 Soil hysteretic damping, β_s , is additive to foundation radiation damping, β .
 $a_0 = \omega B / V_s$; $\psi = \sqrt{2(1-\nu)/(1-2\nu)}$; $\nu \leq 2.5$

Figura VIII.- Modificadores de rigidez dinámica y ratios de amortiguamiento por radiación (Tabla 2-3a).

Table 2-3b Dynamic Stiffness Modifiers and Radiation Damping Ratios for Embedded Footings (adapted from Pais and Kausel, 1988)

Degree of Freedom	Radiation Damping
Translation along z-axis	$\beta_z = \left[\frac{4[\psi(L/B) + (D/B)(1+L/B)]}{(K_{z,emb}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_z} \right]$
Translation along y-axis	$\beta_y = \left[\frac{4[L/B + (D/B)(1+\psi L/B)]}{(K_{y,emb}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_y} \right]$
Translation along x-axis	$\beta_x = \left[\frac{4[L/B + (D/B)(\psi + L/B)]}{(K_{x,emb}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_x} \right]$
Torsion about z-axis	$\beta_{zz} = \left[\frac{(4/3)[3(L/B)(D/B) + \psi(L/B)^3(D/B) + 3(L/B)^2(D/B) + \psi(D/B) + (L/B)^3 + (L/B)] a_0^2}{\left(\frac{K_{zz,emb}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.4}{1+3(L/B-1)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{zz}} \right]$
Rocking about y-axis	$\beta_{yy} = \left[\frac{(4/3) \left[\left(\frac{L}{B} \right)^3 \left(\frac{D}{B} \right) + \psi \left(\frac{D}{B} \right)^3 \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \left(\frac{D}{B} \right) \left(\frac{L}{B} \right)^2 + \psi \left(\frac{L}{B} \right)^3 \right] a_0^2 + \left(\frac{4}{3} \right) \left(\frac{L}{B} + \psi \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3}{\left(\frac{K_{yy,emb}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.8}{1+1.75(L/B-1)} \right) + a_0^2 \right]} + \left(\frac{K_{yy,emb}}{GB^3} \right)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{yy}} \right]$
Rocking about x-axis	$\beta_{xx} = \left[\frac{(4/3) \left[\left(\frac{D}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right)^3 + \psi \left(\frac{L}{B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \left(\frac{D}{B} \right) \left(\frac{L}{B} \right) + \psi \left(\frac{L}{B} \right)^3 \right] a_0^2 + \left(\frac{4}{3} \right) \left(\psi \frac{L}{B} + 1 \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3}{\left(\frac{K_{xx,emb}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.8}{1+1.75(L/B-1)} \right) + a_0^2 \right]} + \left(\frac{K_{xx,emb}}{GB^3} \right)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{xx}} \right]$
Notes:	Soil hysteretic damping, β_s , is additive to foundation radiation damping, β . $\alpha_{emb} = \alpha_{sur}$; from Table 2-3a $a_0 = \omega B / V_s$; $\psi = \sqrt{2(1-\nu)/(1-2\nu)}$; $\psi \leq 2.5$

Figura IX.- Modificadores de rigidez dinámica y ratios de amortiguamiento por radiación (Tabla 2-3b).

Coefficientes de rigidez traslacional y torsional

Se calcularon los coeficientes de rigidez estática en los ejes z, y, x, mediante las siguientes ecuaciones de las soluciones elásticas de Pais & Kausel de la tabla 2-2a de la norma NIST GCR 12-917-21:

Traslación en el eje z, y, x:

$$K_{zsur} = \left(\frac{Gm * B}{1 - \mu} \right) * \left(3.1 * \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right) = 111366.608 \frac{tonf}{m}$$

$$K_{ysur} = \left(\frac{Gm * B}{2 - \mu} \right) * \left(6.8 * \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 * \frac{L}{B} + 1.6 \right) = 90868.544 \frac{tonf}{m}$$

$$K_{xsur} = \left(\frac{Gm * B}{2 - \mu} \right) * \left(6.8 * \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right) = 87195.571 \frac{tonf}{m}$$

Torsión en torno al eje z:

$$K_{zzsur} = (Gm * B^3) * \left(4.25 * \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 4.06 \right) = 83,960,929.861 tonf.m$$

Rotación en torno al eje y, x:

$$K_{yysur} = \left(\frac{Gm * B^3}{1 - \mu} \right) * \left(3.73 * \left(\frac{L}{B} \right)^{2.40} + 0.27 \right) = 83,565,687.861 tonf.m$$

$$K_{xxsur} = \left(\frac{Gm * B^3}{1 - \mu} \right) * \left(3.20 * \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right) = 41,356,430.508 tonf.m$$

Factores para la corrección de rigidez por empotramiento

Para el cálculo de los factores para la corrección de rigidez por empotramiento, traslación en el eje x,y,z (η_z, η_y, η_x) y corrección para la torsión en los ejes x,y,z ($\eta_{zz}, \eta_{yy}, \eta_{xx}$), se consideró la altura de la cimentación y la altura del empotramiento, con los siguientes valores.

- $D = 0.75 \text{ m}$
- $dw = 0.75 \text{ m}$
- $Zw = 0.375 \text{ m}$
- $Aw = 2 * (2B + 2L) * dw = 51 \text{ m}^2$

En la tabla II se aprecia los factores de corrección traslacional y torsional obtenidos con las ecuaciones de Pais & Kausel de la tabla 2-2b de la norma NIST GCR 12-917-21

η_z	η_y	η_x	η_{zz}	η_{yy}	η_{xx}
1.072	1.15	1.15	1.303	1.118	1.126

Tabla II. Factores para la corrección de rigidez por empotramiento

Factores modificatorios de la rigidez dinámica y amortiguamiento

Se determinaron los factores modificatorios de la rigidez dinámica y amortiguamiento por radiación de ondas considerado en las funciones de impedancia para la losa de cimentación y la frecuencia de vibración del suelo.

$$w = 0.765 * \frac{2\pi}{s} = 4.907 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

$$\alpha_0 = w * \frac{B}{v_s} = 0.189 \text{ (Coeficiente)}$$

$$\psi = \sqrt{\frac{2 * (1 - \mu)}{1 - 2\mu}} = 1.944, \text{ donde máximo valor } \psi = 2.5$$

En la tabla siguiente se aprecia los factores modificadores de rigidez dinámica y coeficientes de amortiguamiento por radiación para cimentaciones rígidas obtenidos con las ecuaciones de Pais & Kausel de la tabla 2-3a de la norma NIST GCR 12-917-21

α_z	α_y	α_x	α_{zz}	α_{yy}	α_{xx}
0.973	1.00	1.00	0.932	0.98	0.992

Tabla III. Factores modificatorios de rigidez dinámica

Amortiguamiento por radiación para los ejes x, y, z, torsional y rotacionales

Mediante los factores modificadores de rigidez dinámica y coeficientes de amortiguamiento por radiación para cimentaciones rígidas se procedió a calcular el amortiguamiento por radiación de ondas crítico sin considerar el empotramiento, en los ejes traslacionales x,y,z, así como para el amortiguamiento por radiación de ondas en el eje torsional y rotacionales (ver ecuaciones en tabla 2-3a de la norma NIST GCR 12-917-21)

β_z	β_y	β_x	β_{zz}	β_{yy}	β_{xx}
0.138	0.084	0.088	0.003	0.002	0.002

Tabla IV. Valores de amortiguamiento por radiación en la cimentación

Coefficientes de rigidez dinámica corregidos

Al determinar los factores modificatorios, se pudo determinar los coeficientes de rigidez corregidos por el empotramiento de la cimentación en el suelo. Los coeficientes de rigidez se determinaron mediante las siguientes ecuaciones:

$$K_{z_emb} = K_{zsur} * \eta_z * \alpha_z = 116,161.61 \frac{tonf}{m}$$

$$K_{x_emb} = K_{xsur} * \eta_x * \alpha_x = 100,274.91 \frac{tonf}{m}$$

$$K_{y_emb} = K_{ysur} * \eta_y * \alpha_y = 106,798.82 \frac{tonf}{m}$$

$$K_{zz_emb} = K_{zzsur} * \eta_{zz} * \alpha_{zz} = 101961817.38 tonf.m$$

$$K_{xx_emb} = K_{xxsur} * \eta_{xx} * \alpha_{xx} = 46194802.02tonf.m$$

$$K_{yy_emb} = K_{yysur} * \eta_{yy} * \alpha_{yy} = 91557910.25tonf.m$$

Factores para corrección de Amortiguamientos críticos

Mediante los coeficientes de rigidez dinámica corregidos, se procedió a calcular los modificadores o factores de rigidez dinámica y relaciones de amortiguamiento por radiación por el empotramiento de la cimentación, como se aprecia en la tabla V (ver ecuaciones en tabla 2-3b de la norma NIST GCR 12-917-21)

β_{z_emb}	β_{y_emb}	β_{x_emb}	β_{zz_emb}	β_{yy_emb}	β_{xx_emb}
0.144	0.095	0.096	0.004	0.003	0.002

Tabla V Factores para corrección de amortiguamientos críticos por empotramiento

Coefficiente de Amortiguamiento por radiación de ondas

Los valores efectivos del amortiguamiento, sin considerar el empotramiento se calculan considerando el amortiguamiento crítico obtenido y la frecuencia de vibración mediante las siguientes ecuaciones:

$$C_z = \frac{2 * K_{zsur} * (0.05 + \beta_z)}{w} = 8533.49 \frac{tonf.s}{m}$$

$$C_y = \frac{2 * K_{ysur} * (0.05 + \beta_y)}{w} = 4962.86 \frac{tonf.s}{m}$$

$$C_x = \frac{2 * K_{xsur} * (0.05 + \beta_x)}{w} = 4904.92 \frac{tonf.s}{m}$$

$$C_{zz} = \frac{2 * K_{zzsur} * (0.05 + \beta_{zz})}{w} = 1813706.66 tonf.s.m$$

$$C_{yy} = \frac{2 * K_{yysur} * (0.05 + \beta_{yy})}{w} = 1771108.93 tonf.s.m$$

$$C_{xx} = \frac{2 * K_{xxsur} * (0.05 + \beta_{xx})}{w} = 876516.97 tonf.s.m$$

Estos valores efectivos del amortiguamiento, se procedieron a corregir por el empotramiento, mediante las siguientes ecuaciones:

$$C_{z_emb} = \frac{2 * K_{z_emb} * (0.05 + \beta_{z_emb})}{w} = 9184.98 \frac{tonf.s}{m}$$

$$C_{y_emb} = \frac{2 * K_{y_emb} * (0.05 + \beta_{y_emb})}{w} = 6311.73 \frac{tonf.s}{m}$$

$$C_{x_emb} = \frac{2 * K_{x_emb} * (0.05 + \beta_{x_emb})}{w} = 5967.04 \frac{tonf.s}{m}$$

$$C_{zz_emb} = \frac{2 * K_{zz_emb} * (0.05 + \beta_{zz_emb})}{w} = 2202558.11 \frac{tonf.s.m}{m}$$

$$C_{yy_emb} = \frac{2 * K_{yy_emb} * (0.05 + \beta_{yy_emb})}{w} = 1977815.06 \frac{tonf.s.m}{m}$$

$$C_{xx_emb} = \frac{2 * K_{xx_emb} * (0.05 + \beta_{xx_emb})}{w} = 979062.44 \frac{tonf.s.m}{m}$$

El procedimiento de incorporación de las propiedades de rigidez y amortiguamiento por radiación de ondas y corregidas por empotramiento se procedieron a incorporar en el modelo de ISE para Pais & Kausel, mediante el comando *Area Spring* y un elemento *Link* con las propiedades, de forma similar al procedimiento utilizado en el modelo de interacción suelo estructura de la Norma Rusa (Figura V).

5.4. Modelo dinámico de Gazetas (1991) & Mylonakis et al. (2006)

Para desarrollar las ecuaciones del modelo dinámico de **Gazetas(1991) & Mylonakis et al. (2006)**, se consideraron los mismos parámetros y propiedades correspondientes al modelo de interacción suelo estructura de **Pais & Kausel (1988)**, como la velocidad de propagación de onda del suelo V_s , Módulo de Poisson μ , inercias I_x, I_y, I_z y el módulo de corte G_m .

Coefficientes de rigidez traslacional y torsional

Se determinaron los coeficientes de rigidez traslacional en los ejes z, y, x, torsionales K_{zzsur_gaz} y rotacionales K_{yysur_gaz} y K_{xxsur_gaz} mediante las siguientes ecuaciones:

Traslación en el eje z,y,x:

$$K_{zsur_gaz} = \left(\frac{2 * Gm * L}{1 - \mu} \right) * \left(0.73 + 1.54 * \left(\frac{B}{L} \right)^{0.75} \right) = 107475.209 \frac{tonf}{m}$$

$$K_{ysur_gaz} = \left(\frac{2 * Gm * L}{2 - \mu} \right) * \left(2 + 2.5 * \left(\frac{B}{L} \right)^{0.85} \right) = 88393.765 \frac{tonf}{m}$$

$$K_{xsur_gaz} = \left(\frac{Gm * B}{2 - \mu} \right) * \left(6.8 * \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right) = 87195.571 \frac{tonf}{m}$$

Torsión en torno al eje z:

$$K_{zzsur_gaz} = (Gm * J^{0.75}) * \left(4 + 11 * \left(1 - \frac{B}{L} \right)^{10} \right) = 87753372.237 \frac{tonf.m}{m}$$

Rotación en torno al eje y, x:

$$K_{yysur_gaz} = \left(\frac{Gm}{1-\mu}\right) * I_x^{0.75} * \left(\frac{L}{B}\right)^{0.25} * \left(2.4 + \left(\frac{B}{L}\right)\right) = 77252324.98 \text{ tonf.m}$$

$$K_{xxsur_gaz} = \left(\frac{Gm}{1-\mu}\right) * I_y^{0.75} * \left(3 * \left(\frac{L}{B}\right)^{0.15}\right) = 39709857.991 \text{ tonf.m}$$

Factores para la corrección de rigidez por empotramiento

Para el cálculo de los factores para la corrección de rigidez por empotramiento, traslación en el eje x,y,z (η_z, η_y, η_x) y corrección para la torsión en los ejes x,y,z ($\eta_{zz}, \eta_{yy}, \eta_{xx}$), se consideró la altura de la cimentación y la altura del empotramiento, con los siguientes valores:

$$D = 0.75 \text{ m}$$

$$dw = 0.75 \text{ m}$$

$$Zw = 0.375 \text{ m}$$

$$Aw = 2 * (2B + 2L) * dw = 51m^2$$

En la tabla VI se aprecia los factores de corrección traslacional y torsional obtenidos con las ecuaciones de Gazetas y Mylonakis de la tabla 2-2b de la norma NIST GCR 12-917-21

η_{z_gaz}	η_{y_gaz}	η_{x_gaz}	η_{zz_gaz}	η_{yy_gaz}	η_{xx_gaz}
1.076	1.179	1.167	1.325	1.713	1.159

Tabla VI. Factores para la corrección de rigidez por empotramiento

Factores modificatorios de la rigidez dinámica y amortiguamiento

Los factores modificatorios de la rigidez dinámica y amortiguamiento por radiación de ondas para el modelo de Gazetas & Mylonakis, se determinaron considerando la frecuencia de vibración del suelo y los coeficientes de traslación.

$$w = 0.765 * \frac{2\pi}{s} = 4.907 \frac{rad}{s}$$

$$\alpha_0 = w * \frac{B}{v_s} = 0.189 \text{ (Coeficiente)}$$

$$\psi = \sqrt{\frac{2 * (1 - \mu)}{1 - 2\mu}} = 1.944, \text{ donde máximo valor } \psi = 2.5$$

En la tabla VII se tienen los factores modificadores de rigidez dinámica y coeficientes de amortiguamiento por radiación para cimentaciones rígidas obtenidos para el modelo de interacción suelo estructura de Gazetas & Mylonakis de la tabla 2-3a de la norma NIST GCR 12-917-21. Considerando que los coeficientes w, α_0, ψ son los mismos que para Pais & Kausel, estos factores son iguales.

α_z	α_y	α_x	α_{zz}	α_{yy}	α_{xx}
0.973	1.00	1.00	0.932	0.98	0.992

Tabla VII. Factores modificatorios de la rigidez dinámica y amortiguamiento

Amortiguamiento por radiación para los ejes x, y, z, torsional y rotacionales

Mediante los factores modificadores de rigidez dinámica y coeficientes de amortiguamiento por radiación para cimentaciones rígidas se procedió a calcular el amortiguamiento por radiación de ondas crítico sin considerar el empotramiento, en los ejes traslacionales x,y,z, así como para el amortiguamiento por radiación de ondas en el eje torsional y rotacionales (ver ecuaciones en tabla 2-3a de la norma NIST GCR 12-917-21)

β_{z_gaz}	β_{y_gaz}	β_{x_gaz}	β_{zz_gaz}	β_{yy_gaz}	β_{xx_gaz}
0.142	0.087	0.091	0.003	0.003	0.002

Tabla VIII Valores de Amortiguamiento por radiación crítica en la cimentación

Coefficientes de rigidez dinámica corregidos

Los coeficientes de rigidez corregidos por el empotramiento de la cimentación en el suelo para Gazetas y Mylonakis se determinaron mediante las siguientes ecuaciones:

$$K_{z_emb_gaz} = K_{zsur_gaz} * \eta_{z_gaz} * \alpha_z = 112520.95 \frac{tonf}{m}$$

$$K_{x_emb_gaz} = K_{xsur_gaz} * \eta_{x_gaz} * \alpha_x = 104091.23 \frac{tonf}{m}$$

$$K_{y_emb_gaz} = K_{ysur_gaz} * \eta_{y_gaz} * \alpha_y = 104216.25 \frac{tonf}{m}$$

$$K_{zz_emb_gaz} = K_{zzsur_gaz} * \eta_{zz_gaz} * \alpha_{zz} = 108366639.37 tonf.m$$

$$K_{xx_emb_gaz} = K_{xxsur_gaz} * \eta_{xx_gaz} * \alpha_{xx} = 45655535.61 tonf.m$$

$$K_{yy_emb_gaz} = K_{yysur_gaz} * \eta_{yy_gaz} * \alpha_{yy} = 129686568.04 tonf.m$$

Factores para corrección de amortiguamientos por empotramiento

Mediante los coeficientes de rigidez dinámica corregidos para Gazetas & Mylonakis, se procedió a calcular los modificadores de rigidez dinámica por radiación del amortiguamiento en el empotramiento de la cimentación, para la dirección traslacional β_{z_emb} , β_{y_emb} , β_{x_emb} , torsional en "z" β_{zz_emb} y rotacionales en "x" y "y" β_{yy_emb} , β_{xx_emb} (ver ecuaciones en tabla 2-3b de la norma NIST GCR 12-917-21)

β_{z_emb}	β_{y_emb}	β_{x_emb}	β_{zz_emb}	β_{yy_emb}	β_{xx_emb}
0.149	0.095	0.097	0.004	0.002	0.002

Tabla IX Factores para corrección de amortiguamientos críticos por empotramiento

Coefficiente de Amortiguamiento por radiación de ondas

Los valores efectivos del amortiguamiento, sin considerar el empotramiento se calculan considerando el amortiguamiento crítico obtenido y la frecuencia de vibración mediante las siguientes ecuaciones:

$$C_{z_gaz} = \frac{2 * K_{zsur_gaz} * (0.05 + \beta_z)}{w} = 8410.53 \frac{tonf.s}{m}$$
$$C_{y_gaz} = \frac{2 * K_{ysur_gaz} * (0.05 + \beta_y)}{w} = 4935.78 \frac{tonf.s}{m}$$
$$C_{x_gaz} = \frac{2 * K_{xsur_gaz} * (0.05 + \beta_x)}{w} = 5011.04 \frac{tonf.s}{m}$$
$$C_{zz_gaz} = \frac{2 * K_{zzsur_gaz} * (0.05 + \beta_{zz})}{w} = 1895630.21 tonf.s.m$$
$$C_{yy_gaz} = \frac{2 * K_{yyur_gaz} * (0.05 + \beta_{yy})}{w} = 1668788.76 tonf.s.m$$
$$C_{xx_gaz} = \frac{2 * K_{xxsur_gaz} * (0.05 + \beta_{xx})}{w} = 841619.16 tonf.s.m$$

Estos valores efectivos del amortiguamiento, se procedieron a corregir por el empotramiento con las rigideces de Gazetas & Mylonakis, mediante las siguientes ecuaciones:

$$C_{z_emb_gaz} = \frac{2 * K_{z_emb_gaz} * (0.05 + \beta_{z_emb})}{w} = 9126.42 \frac{tonf.s}{m}$$
$$C_{y_emb_gaz} = \frac{2 * K_{y_emb_gaz} * (0.05 + \beta_{y_emb})}{w} = 6159.10 \frac{tonf.s}{m}$$
$$C_{x_emb_gaz} = \frac{2 * K_{x_emb_gaz} * (0.05 + \beta_{x_emb})}{w} = 6236.56 \frac{tonf.s}{m}$$
$$C_{zz_emb_gaz} = \frac{2 * K_{zz_emb_gaz} * (0.05 + \beta_{zz_emb})}{w} = 2385081.93 tonf.s.m$$
$$C_{yy_emb_gaz} = \frac{2 * K_{yy_emb_gaz} * (0.05 + \beta_{yy_emb})}{w} = 2748604.66 tonf.s.m$$
$$C_{xx_emb_gaz} = \frac{2 * K_{xx_emb_gaz} * (0.05 + \beta_{xx_emb})}{w} = 967633.12 tonf.s.m$$

El procedimiento de incorporación de las propiedades de rigidez y amortiguamiento para Gazetas & Mylonakis, es similar al procedimiento utilizado en el modelo de interacción suelo estructura de la Norma Rusa y Pais & Kausel (Figura V).

6. Resultados del análisis de los modelos estáticos de ISE

6.1 Periodos con Winkler y Pasternak. - El modelo estructural con los coeficientes estáticos de Winkler y Pasternak muestran una variación en los periodos de vibración. En la tabla X se aprecia, que el periodo se incrementó en 8.8% para el modelo de Winkler y en 3.61% para el modelo de Pasternak, resultado que determina que los modelos de Interacción Suelo Estructura Estáticos influyen en los modos de vibración de la estructura con un análisis convencional.

Modo	Modelo Convencional	Coficiente estático de Winkler	Coficiente estático de Pasternak	% de variación con Winkler	% de variación con Pasternak
1	0.508	0.557	0.527	8.80%	3.61%
2	0.481	0.525	0.494	8.38%	2.63%
3	0.329	0.345	0.331	4.64%	0.60%

Tabla X Periodos del modelo convencional y los modelos de ISE estáticos

6.2. Derivas con Winkler y Pasternak . - En lo concerniente a la variación de las derivas de entropeso, se clasificaron los resultados obtenidos del análisis estático y el análisis dinámico. En la tabla 11 y 12, se puede apreciar los resultados comparativos de las derivas con el análisis convencional y considerando el coeficiente de rigidez de Winkler y Pasternak.

Se puede apreciar en la tabla XI el incremento de las derivas obtenidas en el análisis estático convencional con Winkler y Pasternak en comparación al modelo convencional sin ISE. La deriva en el primer nivel se incrementó en 32.16% mientras que en los pisos intermedios las derivas se incrementaron hasta un 16.59%.

Nivel	Dirección - XX			Dirección - YY		
	Modelo Convencional	Modelo con Winkler	Modelo con Pasternak	Modelo Convencional	Modelo con Winkler	Modelo con Pasternak
Story7	0.0048	0.0056	0.0050	0.0041	0.0048	0.0043
Story6	0.0052	0.0060	0.0053	0.0047	0.0054	0.0049
Story5	0.0054	0.0062	0.0056	0.0053	0.0060	0.0055
Story4	0.0054	0.0062	0.0056	0.0056	0.0063	0.0058
Story3	0.0050	0.0058	0.0052	0.0054	0.0062	0.0057
Story2	0.0041	0.0049	0.0043	0.0046	0.0054	0.0049
Story1	0.0021	0.0030	0.0025	0.0024	0.0035	0.0029

Tabla XI Derivas obtenidas con un análisis estático del modelo ISE con Winkler y Pasternak

Se puede apreciar en la tabla XII el incremento y decremento de las derivas obtenidas en el análisis dinámico convencional con Winkler y Pasternak en comparación al modelo convencional sin ISE. Se debe indicar que en la dirección XX las derivas en la base se incrementaron hasta en un 30.76%, y un 15.06% en los pisos con mayor deformación lateral, mientras que en la dirección YY disminuyeron hasta en un 19.68% para el modelo de ISE de Pasternak.

Nivel	Dirección - XX			Dirección - YY		
	Modelo Convencional	Modelo con Winkler	Modelo con Pasternak	Modelo Convencional	Modelo con Winkler	Modelo con Pasternak
Story7	0.0039	0.0046	0.0041	0.0041	0.0039	0.0035
Story6	0.0042	0.0048	0.0043	0.0047	0.0043	0.0040
Story5	0.0043	0.0050	0.0045	0.0053	0.0048	0.0044
Story4	0.0042	0.0049	0.0044	0.0056	0.0050	0.0047
Story3	0.0039	0.0046	0.0041	0.0054	0.0050	0.0046
Story2	0.0031	0.0038	0.0034	0.0046	0.0043	0.0039
Story1	0.0016	0.0023	0.0019	0.0024	0.0028	0.0023

Tabla XII Derivas obtenidas con un análisis dinámico del modelo ISE con Winkler y Pasternak

7. Resultados del análisis de los modelos dinámicos de ISE

7.1 Periodos obtenidos con los modelos dinámicos de ISE. - En este ítem se consideran los resultados de los cuatro modelos dinámicos de interacción suelo estructura: Barkan-Savinov, Norma Rusa y las funciones de impedancia de Pais & Kausel, Gazetas & Mylonakis. En la tabla XIII se aprecian los periodos obtenidos, en todos los casos con los modelos dinámicos de ISE se superó al periodo de la estructura sin coeficientes de interacción suelo estructura, es decir se generó un incremento en la frecuencia de vibración de la estructura como consecuencia del amortiguamiento y rigidez que presenta el suelo. Mediante este resultado se comprueba lo mencionado por los diversos autores que mencionan que los modelos de interacción suelo estructura puede incrementar la frecuencia de vibración de la estructura.

<i>Modo</i>	<i>Modelo Convencional</i>	<i>Modelo Dinámico de Barkan-Savinov</i>	<i>Modelo Dinámico de la Norma Rusa</i>	<i>Modelo Dinámico de Pais-Kausel</i>	<i>Modelo Dinámico de Gazetas-Mylonakis</i>
1	0.508	0.543	0.54	0.549	0.535
2	0.481	0.515	0.514	0.521	0.507
3	0.329	0.343	0.344	0.345	0.339

Tabla XIII Periodos obtenidos con los modelos dinámicos de ISE

La mayor variación porcentual del periodo para los diversos modelos de interacción suelo estructura fue de 7.47% para el modelo de Pais & Kausel y en el caso del modelo de Gazetas & Mylonakis, se obtuvo el menor incremento con 5.05%.

7.2 Derivas obtenidos con los modelos dinámicos de ISE con el análisis estático. - Para el análisis de las derivas, se consideró un análisis estático lineal y el análisis modal espectral de la estructura convencional y los modelos con los coeficientes de rigidez y amortiguamiento obtenidas para cada modelo de ISE.

En tabla XIV, se observa que la deriva se incrementó significativamente en los primeros niveles para los modelos con ISE. El incremento de las derivas en la dirección XX considerando los modelos dinámicos, en el primer nivel de la estructura para Barkan -Savinov se obtuvo un incremento del 20.85% y en la Norma Rusa el incremento fue de 22.13%. El mayor incremento se aprecia en el modelo de Pais & Kausel con 27.41% y para Gazetas & Mylonakis con un 23.52%.

<i>Nivel</i>	<i>Modelo Convencional</i>	<i>Modelo con Barkan -Savinov</i>	<i>Modelo con Norma Rusa</i>	<i>Modelo con Pais & Kausel</i>	<i>Modelo con Gazetas & Mylonakis</i>
Story7	0.0048	0.0055	0.0055	0.0056	0.0052
Story6	0.0052	0.0058	0.0058	0.0059	0.0056
Story5	0.0054	0.0061	0.0060	0.0061	0.0058
Story4	0.0054	0.0060	0.0060	0.0061	0.0058
Story3	0.0050	0.0056	0.0056	0.0057	0.0055
Story2	0.0041	0.0047	0.0047	0.0048	0.0046
Story1	0.0021	0.0027	0.0027	0.0029	0.0028

Tabla XIV Derivas obtenidas mediante un análisis estático en la dirección XX

Nivel	Modelo Convencional	Modelo con Barkan -Savinov	Modelo con Norma Rusa	Modelo con Pais &Kausel	Modelo con Gazetas & Mylonakis
Story7	0.0041	0.0046	0.0046	0.0047	0.0044
Story6	0.0047	0.0052	0.0051	0.0053	0.0050
Story5	0.0053	0.0058	0.0057	0.0058	0.0056
Story4	0.0056	0.0061	0.0061	0.0062	0.0059
Story3	0.0054	0.0060	0.0059	0.0061	0.0058
Story2	0.0046	0.0052	0.0051	0.0053	0.0051
Story1	0.0024	0.0031	0.0031	0.0033	0.0031

Tabla XV Derivas obtenidas mediante un análisis estático en la dirección YY

En tabla XV, se observa que la deriva también se incrementó significativamente en los primeros niveles para los modelos con ISE en la dirección YY. La comparación de derivas en el primer nivel de la estructura muestra que para Barkan -Savinov, Modelo con la Norma Rusa y Gazetas & Mylonakis se obtuvo un incremento del 24.07%, el mayor incremento de deriva se aprecia en el modelo de Pais & Kausel con 28.94%.

7.3 Derivas obtenidas con los modelos dinámicos de ISE con el análisis dinámico modal espectral.

- Los resultados de derivas obtenidos para el análisis modal espectral en la dirección XX, considerando los coeficientes de rigidez y amortiguamiento de los modelos de ISE dinámicos se pueden observar en la tabla XVI, se aprecia un incremento de deriva con los modelos ISE respecto al modelo convencional. Respecto a los porcentajes de incremento de las derivas, se puede observar que mediante los modelos dinámicos en el primer nivel el incremento llegó al 27.41% en el modelo de Pais & Kausel, mientras que en los pisos intermedios el mayor incremento fue de hasta un 14.18% para el modelo de Barkan & Savinov en el segundo nivel.

Nivel	Modelo Convencional	Modelo con Barkan -Savinov	Modelo con Norma Rusa	Modelo con Pais & Kausel	Modelo con Gazetas & Mylonakis
Story7	0.0039	0.0044	0.0044	0.0044	0.0041
Story6	0.0042	0.0047	0.0046	0.0047	0.0043
Story5	0.0043	0.0048	0.0048	0.0048	0.0045
Story4	0.0042	0.0048	0.0047	0.0048	0.0044
Story3	0.0039	0.0044	0.0044	0.0044	0.0041
Story2	0.0031	0.0036	0.0036	0.0037	0.0034
Story1	0.0016	0.0021	0.0021	0.0022	0.0021

Tabla XVI Derivas obtenidas mediante un análisis dinámico en la dirección XX

Los resultados de derivas obtenidos para el análisis modal espectral en la dirección YY de la estructura, considerando los coeficientes de rigidez y amortiguamiento de los modelos de ISE dinámicos se pueden observar en la tabla XVII, se aprecia un incremento de deriva con los modelos ISE respecto al modelo convencional. Respecto a los porcentajes de incremento de las derivas, el mayor incremento fue de 29.79% en el modelo de Pais & Kausel, mientras que en los pisos intermedios el mayor incremento fue de hasta un 12.74% para el modelo de Barkan & Savinov para el segundo nivel.

<i>Nivel</i>	<i>Modelo Convencional</i>	<i>Modelo con Barkan -Savinov</i>	<i>Modelo con Norma Rusa</i>	<i>Modelo con Pais &Kausel</i>	<i>Modelo con Gazetas & Mylonakis</i>
<i>Story7</i>	0.0033	0.0037	0.0036	0.0037	0.0034
<i>Story6</i>	0.0038	0.0042	0.0041	0.0041	0.0038
<i>Story5</i>	0.0042	0.0046	0.0045	0.0046	0.0043
<i>Story4</i>	0.0044	0.0049	0.0048	0.0048	0.0045
<i>Story3</i>	0.0043	0.0048	0.0047	0.0047	0.0044
<i>Story2</i>	0.0036	0.0041	0.0040	0.0041	0.0038
<i>Story1</i>	0.0018	0.0025	0.0024	0.0026	0.0024

Tabla XVII Derivas obtenidas mediante un análisis dinámico en la dirección YY

8. Conclusiones

- Las propiedades de rigidez y amortiguamiento son variables para los principales modelos de Interacción Suelo Estructura, que condicionan el diseño estructural de una edificación con platea de cimentación para los modelos de análisis estático y dinámico. Mediante el cálculo sísmico con ayuda de los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura, se demuestra que la flexibilidad en la platea de cimentación influye directamente en la determinación de los parámetros de cálculo, variando el período y las derivas, por ende, se concluye que es necesario la incorporación de los principales modelos en la normativa.
- Los periodos de vibración y frecuencias en los modelos con ISE estática y dinámica resultaron mayores, y se incrementaron hasta en 8.8% en los modelos estáticos y 7.47% en los modelos dinámicos, lo cual es una variación significativa en la edificación con platea de cimentación. Aspecto que se llegó a demostrar al observar las variaciones en la comparación de la estructura con un análisis estático y dinámico incorporando los coeficientes de rigidez.
- Con los resultados obtenidos se pudo apreciar que los modelos de Interacción Suelo Estructura influyen significativamente en los resultados del análisis estático y dinámico en una edificación con platea de cimentación, principalmente en la deriva de entrepiso en el primer nivel, con promedios que oscilan del 20% al 30%, mientras que en los pisos intermedios las derivas se incrementan en un promedio de 12% a 15%. Con estos resultados se acepta la hipótesis alterna del estudio que afirma que los modelos ISE tienen influencias significativas en los resultados del análisis estático y dinámico de una edificación con platea de cimentación. Esta afirmación se realiza, como resultado de los diferentes modelos dinámicos de interacción suelo-platea- superestructura, modelos que consideran la flexibilidad y propiedades inerciales del suelo de fundación (Barkan & Savinov, Norma Rusa, Pais & Kausel, Gazetas & Mylonakis) en el modelamiento y análisis estructural, aspecto que influye en el periodo de vibración de la estructura y el incremento de las deformaciones de la estructura.

Los resultados obtenidos confirman que los efectos combinados de la interacción suelo estructura y propiedades no lineales del suelo observados generan: degradación de la rigidez rotacional debido a la flexibilidad de la cimentación, los momentos rotacionales y desplazamientos cortantes muestran un incremento significativo de disipación de energía o amortiguamiento, lo que repercute en un incremento del periodo de la estructura. Se aprecia además que, el mayor esfuerzo se presenta en la base de la estructura frente a los modelos estáticos y dinámicos de Interacción Suelo Estructura, siendo los más significativos en los modelos de Pais & Kausel y Gazetas & Mylonakis.

7. Referencias

- [1] Bao, T. & Liu, Z. *Evaluation of Winkler Model and Pasternak Model for Dynamic Soil-Structure Interaction Analysis of Structures partially Embedded in Soils*. 2019, Michigan Technological University. USA.
- [2] Breveld, B. J. *Modelling the Interaction between Structure and Soil for Shallow Foundations A Computational Modelling Approach*. 2013. Delf University of Technology.
- [3] Bozzo, L. & Barbat, A. *Diseño sismorresistente de edificios*. Barcelona: Editorial Reverté, 2004.
- [4] Buitrago, L. *Soil-Structure Interaction Effects on the Seismic Response of Low-Rise Eccentrically Braced Frames*. 2017, Universidad de Arkansas, Fayetteville.
- [5] Civalek, O. *Nonlinear analysis of thin rectangular plates on Winkler-Pasternak elastic foundations by DSC-HDQ methods*. 2007, Antalya, Turquía.
- [6] Chandra, S. *Modelling of Soil behavior*. Instituto of Technology Kanpur. 2014, India.
- [7] Condori, C & Tavera, H. *Áreas probables de ruptura sísmica en el borde occidental del Perú, a partir de la variación del parámetro "b"*. (2012) Lima, Perú.
- [8] García, J. Ramsés, J. & Fernández, L. *Efecto de la Interacción Suelo- Estructura en la detección de daño, usando el método de rigideces base*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica. XVIII Congreso nacional de Ingeniería Sísmica. 2011
- [9] Norma E.30. *Diseño Sismorresistente*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018.
- [10] Norma E.020. *Cargas*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y saneamiento, 2009.
- [11] NIST GCR 12-917-21. *Soil-Structure Interaction for Building Structures*. 2012, National Institute of Standards and Technology Engineering Laboratory Gaithersburg. California, USA.
- [12] Rodríguez, A., Bojórquez, E., Reyes, A., Avilés, J., & Ruiz, S. *Determinación de espectros de respuesta considerando daño acumulado e interacción suelo-estructura*. (2017). *Ingeniería sísmica*, (96), 18-38.
- [13] Villarreal, G. *Interacción Sísmica Suelo-Estructura en Edificaciones con zapatas aisladas*. 2009, Primera edición. Lima, Perú.
- [14] Villarreal, G. *Interacción Sísmica Suelo-Estructura en Edificaciones con Plateas de cimentación*. 2017, Primera edición. Lima, Perú.

Nota contribución de los autores:

1. Concepción y diseño del estudio
2. Adquisición de datos
3. Análisis de datos
4. Discusión de los resultados
5. Redacción del manuscrito
6. Aprobación de la versión final del manuscrito

RO ha contribuido en: 1, 2, 3, 4, 5 y 6.

GV ha contribuido en: 1, 2, 3, 4, 5 y 6.

Nota de aceptación: Este artículo fue aprobado por los editores de la revista Dr. Rafael Sotelo y Mag. Ing. Fernando A. Hernández Goberti.