

# Interacción suelo-estructura de una edificación con losa de cimentación por los modelos dinámicos de Barkan y Savinov, Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 y Gazetas y Mylonakis

*Soil-structure interaction of a building with a foundation slab with the dynamic models of Barkan and Savinov, Russian Standard SNIP 2.02.05-87 and Gazetas and Mylonakis*

*Interação solo-estrutura de uma edificação com laje de fundação utilizando os modelos dinâmicos de Barkan e Savinov, Norma Russa SNIP 2.02.05-87 e Gazetas e Mylonakis*

Juan Contreras<sup>1</sup>, Genner Villarreal Castro<sup>2,\*</sup>

Recibido: 14/10/2024

Aceptado: 26/01/2025

**Resumen.** - El análisis de la Interacción Dinámica Suelo-Estructura en la respuesta sísmica de edificaciones ha sido objeto de estudio en múltiples investigaciones, destacando su relevancia en la seguridad estructural, especialmente en contextos de alta sismicidad como Perú. Estudios realizados por Villarreal (2023), Braña, Gamón, Fundora y Martínez (2022) señalan que el comportamiento estructural de las edificaciones puede verse modificada al considerar la interacción suelo estructura en el análisis estructural y modelación de edificaciones. Mediante la incorporación de los coeficientes dinámicos obtenidos con las propiedades elásticas del estrato del suelo, es factible determinar si existe alguna variación significativa en el comportamiento estructural del modelo, en ese sentido el presente estudio se propone como objetivo de investigación: determinar si la incorporación de los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura de Barkan & Savinov, Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 y Gazetas & Mylonakis establecidos en la norma NIST GCR 12-917-21, pueden modificar o influir significativamente en el comportamiento estructural de la edificación para ser consideradas dentro del análisis estructural y posteriormente en la Norma Peruana E030. La edificación considerada para el análisis tiene un sistema estructural por muros absorbentes a cortantes (alta rigidez), y la cimentación es uniforme mediante una losa de cimentación de  $e=0.40$  cm. Mediante el estudio de mecánica de suelos se determinó las propiedades del suelo, categorizando al suelo como S3, con un módulo de elasticidad  $E_s=1150$  ton/m<sup>2</sup> y un coeficiente Poisson  $\mu (1=)$  0.30, la altura del estrato a nivel de cimentación es de 1.20 m. La edificación se ubica en una zona de aceleración pico de 0.25g. Mediante el análisis de los resultados se llegó a demostrar que la estructura al tener alta rigidez no modifica significativamente su periodo, siendo la mayor variación del periodo de 1.60% para el modelo de Barkan & Savinov, seguido del modelo de Gazetas & Mylonakis con 1.42%, en lo concerniente a las derivas se observó un incremento significativo en el nivel en contacto con la cimentación, con un promedio de variación de 16.56% en la dirección XX' más flexible de la edificación, mientras que en la dirección más rígida el incremento fue de 10.50%. Los resultados de las derivas se verificaron mediante un análisis tiempo historia, considerando el Sismo de Lima de Octubre de 1966 y sus dos componentes (EW-NS), verificando que para el caso EW el incremento de la deriva fue de un 16.82%, mientras que para el caso NS se obtuvo un incremento del 16.81%, ambos en la dirección XX'. Con estos resultados se llegó a concluir que existe un incremento significativo en las deformaciones laterales en el nivel que se encuentra en contacto con la losa de cimentación, mientras que la variación en el periodo fundamental y los esfuerzos cortantes no fueron significativas en gran medida por el sistema estructural de muros absorbentes de cortante que presentan una rigidez superior a otros sistemas constructivos.

**Palabras clave:** modelo ISE dinámico de Barkan y Savinov, modelo ISE dinámico de la norma rusa, modelo ISE dinámico de Gazetas y Mylonakis.

**Summary.** - *The analysis of the Soil-Structure Dynamic Interaction in the seismic response of buildings has been the subject of study in multiple investigations, highlighting its relevance in structural safety, especially in contexts of high*

---

(\*) Autor de correspondencia

<sup>1</sup> Doctor en Ingeniería, Universidad Nacional del Santa (Perú), [juanalbertocontrerasmoreto1207@gmail.com](mailto:juanalbertocontrerasmoreto1207@gmail.com),  
ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0003-2048-130X>

<sup>2</sup> Doctor en Ingeniería, Universidad de San Martín de Porres (Perú), [gvillarrealc@usmp.pe](mailto:gvillarrealc@usmp.pe), ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0003-1768-646X>

seismicity such as Peru. Studies carried out by Villarreal (2023), Braña, Gamón, Fundora and Martínez (2022) indicate that the structural behavior of buildings can be modified by considering the soil-structure interaction in the structural analysis and modeling of buildings. By incorporating the dynamic coefficients obtained with the elastic properties of the soil stratum, it is feasible to determine if there is any significant variation in the structural behavior of the model, in this sense the present study proposes as a research objective: to determine if the incorporation of the dynamic models of soil structure interaction of Barkan & Savinov, Russian Standard SNIP 2.02.05-87 and Gazetas & Mylonakis established in the NIST GCR 12-917-21 standard, can significantly modify or influence the structural behavior of the building to be considered within the structural analysis and later in the Peruvian standard E030. The building considered for the analysis has a structural system by shear absorbent walls (high rigidity), and the foundation is uniform by means of a foundation slab of  $e=0.40$  cm. Through the study of soil mechanics, the properties of the soil were determined, categorizing the soil as S3, with an elasticity modulus  $E_s=1150$  ton/m<sup>2</sup> and a Poisson coefficient  $\mu=0.30$ , the height of the stratum at the foundation level is 1.20 m. The building is located in a peak acceleration zone of 0.25g. Through the analysis of the results, it was demonstrated that the structure having high rigidity does not significantly modify its period, being the greatest variation of the period of 1.60% for the Barkan & Savinov model, followed by the Gazetas & Mylonakis model with 1.42%. Concerning the drifts, a significant increase was observed in the level in contact with the foundation, with an average variation of 16.56% in the most flexible XX' direction of the building, while in the most rigid direction the increase was 10.50%. The results of the drifts were verified through a time history analysis, considering the Lima Earthquake of October 1966 and its two components (EW-NS), verifying that for the EW case the increase in the drift was 16.82%, while for the NS case an increase of 16.81% was obtained, both in the XX' direction. These results led to the conclusion that there was a significant increase in lateral deformations at the level in contact with the foundation slab, while the variation in the fundamental period and shear stresses were not significant, largely due to the structural system of shear-absorbing walls, which have a higher rigidity than other construction systems.

**Keywords:** Barkan and Savinov dynamic ISE model, Russian standard dynamic ISE model, Gazetas and Mylonakis dynamic ISE mode

**Resumo.** - A análise da interação dinâmica solo-estrutura na resposta sísmica de edifícios tem sido objeto de estudo em diversas investigações, destacando sua relevância na segurança estrutural, especialmente em contextos de alta sismicidade, como o Peru. Estudos realizados por Villarreal (2023), Braña, Gamón, Fundora e Martínez (2022) indicam que o comportamento estrutural de edifícios pode ser modificado considerando a interação solo-estrutura na análise e modelagem estrutural de edifícios. Ao incorporar os coeficientes dinâmicos obtidos com as propriedades elásticas do estrato do solo, é possível determinar se há alguma variação significativa no comportamento estrutural do modelo, neste sentido o presente estudo propõe como objetivo de pesquisa: determinar se a incorporação dos modelos dinâmicos de interação solo-estrutura de Barkan & Savinov, Norma Russa SNIP 2.02.05-87 e Gazetas & Mylonakis estabelecidos na norma NIST GCR 12-917-21, podem modificar ou influenciar significativamente o comportamento estrutural da edificação a ser considerada na análise estrutural e posteriormente na norma peruana E030. A edificação considerada para a análise possui um sistema estrutural por paredes absorventes de cisalhamento (alta rigidez), e a fundação é uniforme por meio de uma laje de fundação de  $e=0,40$  cm. Por meio do estudo da mecânica dos solos, foram determinadas as propriedades do solo, categorizando-o como S3, com módulo de elasticidade  $E_s=1150$  ton/m<sup>2</sup> e coeficiente de Poisson  $\mu=0,30$ , a altura do estrato no nível da fundação é de 1,20 m. O edifício está localizado em uma zona de pico de aceleração de 0,25g. Por meio da análise dos resultados, demonstrouse que a estrutura com alta rigidez não modifica significativamente seu período, sendo a maior variação do período de 1,60% para o modelo de Barkan & Savinov, seguido pelo modelo de Gazetas & Mylonakis com 1,42%. Em relação aos deslocamentos, observou-se um aumento significativo no nível em contato com a fundação, com variação média de 16,56% na direção XX' mais flexível do edifício, enquanto na direção mais rígida o aumento foi de 10,50%. Os resultados dos desvios foram verificados por meio de uma análise histórica temporal, considerando o Terremoto de Lima de outubro de 1966 e suas duas componentes (EW-NS), verificando-se que para o caso EW o aumento do desvio foi de 16,82%, enquanto para o caso NS obteve-se um aumento de 16,81%, ambos na direção XX'. Esses resultados levaram à conclusão de que houve um aumento significativo das deformações laterais no nível em contato com a laje de fundação, enquanto a variação do período fundamental e das tensões de cisalhamento não foram significativas, em grande parte devido ao sistema estrutural de paredes absorvedoras de cisalhamento, que apresentam maior rigidez do que outros sistemas construtivos.

**Palavras-chave:** Modelo ISE dinâmico de Barkan e Savinov, modelo ISE dinâmico padrão russo, modelo ISE dinâmico de Gazetas e Mylonakis

**1. Introducción.** - La interacción dinámica entre el suelo y la estructura es crucial para entender el comportamiento estructural y sísmico en las edificaciones, diversas investigaciones en el tema señalan que las propiedades modales de las estructuras se ven alteradas por la flexibilidad del suelo y la masa del sistema suelo-estructura, dando como resultado frecuencias de vibración más largas lo cual incrementa los periodos debido al comportamiento histerético del suelo, además se ha observado que esta interacción puede alterar los desplazamientos laterales de la edificación, siendo este aspecto dentro del comportamiento estructural uno de los factores que ponen en mayor riesgo a las edificaciones, dado que las deformaciones que se encuentran en el límite inelástico con una breve variación podrían pasar a una condición de deformaciones permanentes e irreversibles, así Tena-Colunga (2019) consideran que es necesario reflexionar sobre la importancia de modelar las estructuras con Interacción Dinámica Suelo-Estructura, especialmente en suelos blandos en vista que ignorar estos efectos puede llevar a daños irreversibles y colapsos estructurales. Además, se debe considerar que, en el contexto peruano, esta interacción adquiere una relevancia especial debido a la condición de alta sismicidad del país y la diversidad de tipos de suelo que pueden presentar características complejas, desde suelos blandos hasta rocosos.

Las regiones que colindan con la costa peruana como Cajamarca, se ven aun en mayor riesgo por la alta sismicidad debido a su ubicación frente a la Placa de Nazca que se encuentra en subducción bajo la Placa Sudamericana.

En ese aspecto, la investigación se realizó en el distrito de Jaén, región de Cajamarca, al norte del Perú, cuya naturaleza geológica es característica por la presencia de fallas geológicas y depósitos sedimentarios.

De acuerdo al estudio de mecánica de suelos, se determinó que los suelos en la región son blandos, con depósitos fluvioaluviales compactados de baja rigidez, propios de las zonas de transición entre la Cordillera de los Andes y la llanura Amazónica, un aspecto que añade complejidad a la geología y sismicidad de la zona.

La pseudoaceleración utilizada en el espectro inelástico en la zona fue de  $S_a=0.875$  g que se determinó para una estructura con un sistema estructural por muros de corte (factor de reducción  $R=6$ ) y sin irregularidades, con un suelo clasificado en la norma peruana como S3. Cabe señalar que al espectro para el análisis convencional se le realizó una reducción por sistema estructural obteniendo una pseudoaceleración de  $S_a=0.6563$  g.

Los modelos de interacción suelo estructura dinámicos considerados para el análisis fueron tres: Barkan & Savinov, ISE de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 y Gazetas & Mylonakis considerados en la norma NIST GCR 12-917-21. Para determinar el peso sísmico se consideró las cargas gravitacionales y de servicio de la Norma Peruana E020, para el análisis y parámetros se consideró los criterios de la norma E030 y E060.

**2. Fuerzas sísmicas de pseudoaceleración.** - El análisis sísmico de la estructura se realizó con un espectro de pseudoaceleración elástico, mediante el procedimiento de análisis modal espectral. De acuerdo a la Norma Técnica Peruana E030, la zona de peligro sísmico está definida como Z2 con un coeficiente de 0.25g. En el estudio de Mecánica de suelos (EMS) y ensayo de penetración estándar ( $\bar{N}_{60}$ ) se clasificó como un suelo tipo S3 con una velocidad promedio de las ondas de corte ( $\bar{V}_s=165$  m/s). Por tanto, los parámetros establecidos para el sitio (S,TP,TL) considerados para una zona de riesgo sísmico Z2 son: Factor de suelo  $S_2 = 1.40$ , periodo corto del estrato  $T_p(S) = 1.0$ , periodo largo del estrato  $T_L(S) = 1.6$ .

El cálculo del coeficiente sísmico  $C = 2.5$  se determinó mediante la norma E030, que señala que para todos los casos donde el periodo de la estructura tiene un periodo fundamental menor al periodo corto del estrato del suelo  $T < T_p \rightarrow C = 2.5$ .

En la *Tabla I* se aprecia los parámetros normativos usados para calcular el coeficiente sísmico C:

Parámetros	Factor
Altura de edificación $h_n$	18.60
Coefficiente $C_t$ (sistema muros)	60.00
Periodo estático de la edificación T	0.31
$T_p(S)$	1.00
$T_L(S)$	1.60
$T < T_p$	Cumple condición

*Tabla I.- Parámetros normativos para determinar el coeficiente C*

El sistema estructural de la edificación se determinó con un análisis de absorción de cortantes para los muros estructurales y columnas, determinando que las fuerzas cortantes que absorben los muros se encuentran por encima del 70%, por lo cual la estructura es definida como una edificación con un sistema de muros estructurales, sistema al cual le corresponde el factor de reducción de  $R = 6.0$  (E030, 2018). La edificación tiene uso “común” y está destinado a vivienda multifamiliar, con un “factor de uso” igual a  $U = 1.0$  (E030, 2018).

Con los coeficientes sísmicos  $Z$ ,  $U$ ,  $C$  y  $S$  se procedió a calcular la pseudoaceleración elástica e inelástica, así como el espectro reducido por  $R$ , con la ecuación de pseudoaceleración de la norma (E030, 2018).

Al reemplazar los parámetros se obtuvo una pseudoaceleración para el espectro elástico de  $0.145833g$  como se aprecia a continuación:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} = \frac{0.25 * 1 * 2.5 * 1.4}{6} = 0.145833g$$

La pseudoaceleración  $S_a$  para el espectro inelástico, con el factor de reducción igual a  $R = 1$  es equivalente a una pseudoaceleración de :

$$S_a = 0.145833g * (6) = 0.875 g$$

Mientras que el espectro inelástico de pseudoaceleración reducido por  $0.75 * R = 0.75 * (6)$  para estructuras regulares (E030, 2018) fue equivalente a:

$$S_a = 0.145833g * 0.75(6) = 0.6563 g$$

En la *Figura I*, se observa los espectros de pseudoaceleración elástico, inelástico y reducido. El espectro inelástico se utilizó para el escalamiento del sismo utilizado en el análisis tiempo historia.

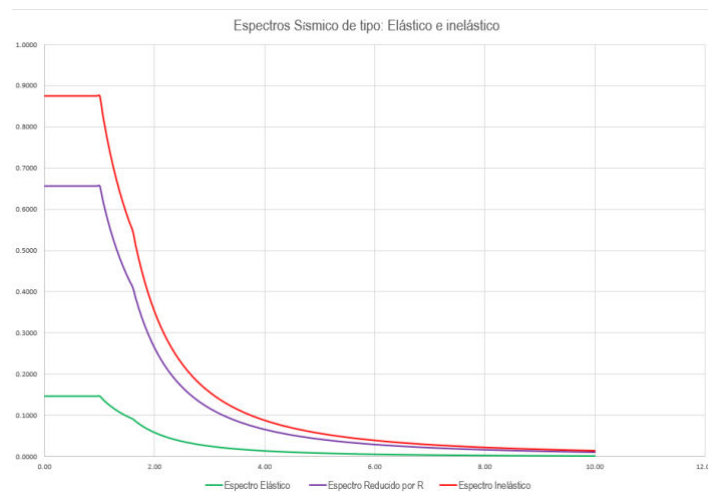


Figura I.- Espectros de pseudoaceleración

Para realizar el análisis modal espectral de la estructura, se procedió a cargar el espectro inelástico con una pseudoaceleración  $S_a = 0.6563 g$ .

**3. Modelado de la estructura.** - El modelo matemático de la estructura, se realizó considerando las secciones y materiales de cada elemento estructural como muros, vigas, columnas y losas. En el modelo matemático se consideró los criterios establecidos en la Norma Peruana E030 como por ejemplo el principio de diafragma rígido, brazo rígido, combinación de carga, entre otros.

**3.1. Estructura empotrada convencionalmente en la base.** - En la *Tabla II* se aprecian las propiedades de los materiales utilizados para el concreto y acero usado en el modelado:

Elementos	Propiedades
Concreto en vigas, columnas, losas	$f'_c=210 \text{ kgf/cm}^2$
Losa de cimentación $e=0.40$	$f'_c=210 \text{ kgf/cm}^2$
Acero (resistencia)	$f'_y=4200 \text{ kgf/cm}^2$
Módulo de elasticidad $E_c$	$E_c= 2188.20 \text{ kgf/mm}^2$
Coefficiente de Poisson	$\mu= 0.20$
Metro cúbico de concreto (Peso)	$\gamma_{CA}=2.4 \text{ tonf/m}^3$

Tabla II.- Propiedades de Resistencia del concreto

El módulo de elasticidad del material concreto se determinó con la ecuación de la norma ACI 318, al ingresar la resistencia del concreto usado en todos los elementos estructurales, se obtuvo el módulo de elasticidad del concreto:

$$E_c = 15100 \sqrt{f'c} = 151 \sqrt{210} \frac{Kgf}{mm^2} = 2188.20 \frac{kgf}{mm^2}$$

El modelo estructural combina muros estructurales, losas aligeradas en los niveles superiores y una losa de cimentación de e=0.40 m. Las cargas vivas se determinaron mediante la Norma E020 como se aprecia en la *Tabla III*.

Nivel	Uso (Servicio)	Carga (tonf/m <sup>2</sup> )
Azotea	Azotea	0.10
Nivel 01 a Nivel 05	Uso común	0.20
Semisótano	Estacionamiento	0.10

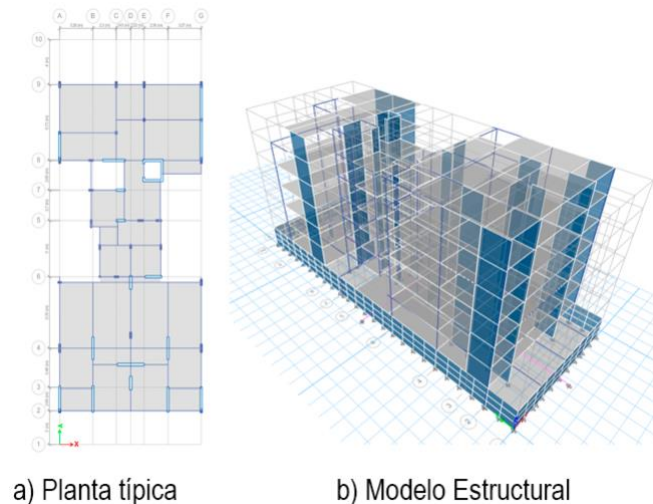
*Tabla III.- Cargas vivas asignadas a la edificación*

En el modelo se consideró cargas impuestas (sin función estructural) definidas como cargas gravitacionales, calculadas mediante la Norma E020 como tabiquerías ( $150 \frac{kgf}{m^2}$ ), acabados de piso ( $100 \frac{kgf}{m^2}$ ) y ladrillos ( $60 \frac{kgf}{m^2}$ ) en las losas aligeradas.

Las cargas señaladas se añadieron al modelo matemático, asignándolas como carga muerta (CM) y carga viva (CV). Estas cargas se combinaron para determinar el peso sísmico de la edificación mediante la combinación de cargas definidas en la norma E030:

$$P_s = 100\% CM + 25\% CV$$

Como resultado del modelamiento en la *Figura II* se puede observar el modelo en planta (a) y en vista 3d (b). La estructura tiene una planta típica en todos sus niveles, se aprecian además los muros estructurales encargados de absorber las fuerzas cortantes.



*Figura II.- Modelo estructural en planta y vista 3D*

Al proceder con el análisis inicial, se obtuvo el periodo de la estructura. En la *Figura III* se muestra el periodo fundamental de la estructura con el análisis modal espectral con la base empotrada. El primer modo de vibración (a) es en la dirección del modelo  $XX'$  del modelo con  $T_1 = 0.554$  s, el segundo modo de vibración (b) es en la dirección  $YY'$  del modelo con  $T_2 = 0.441$  s y el tercer modo de vibración de la estructura es torsional con un periodo de  $T_3 = 0.306$  s cómo se puede observar en (c). El modelo convencional, cuenta con empotramiento en la cimentación (restricción en los 6 grados de libertad).

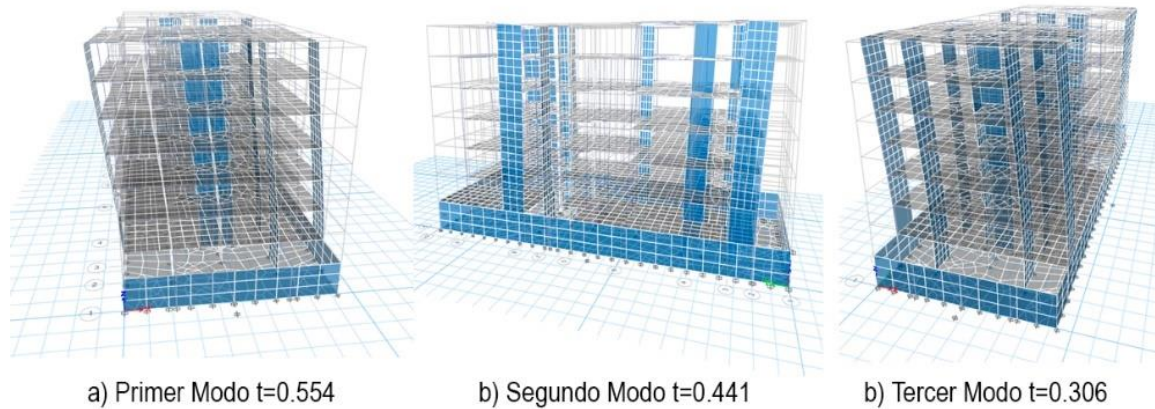


Figura III.- Modos de vibración de la estructura

**4. Coeficientes de los modelos dinámicos de interacción suelo estructura.** - A diferencia del modelo que considera la base empotrada, los modelos dinámicos de interacción suelo estructura incorporan los coeficientes de rigidez y amortiguamiento en los seis grados de libertad de la cimentación del modelo estructural. La determinación de estos coeficientes se calculó considerando las propiedades obtenidas mediante un estudio de Mecánica de Suelos (EMS), el peso sísmico de la edificación y las dimensiones de la losa de cimentación. Cabe señalar que mediante el estudio (EMS) se tipificó al suelo de cimentación dentro de los suelos flexibles S3 con un sólo estrato, con material blando, con una granulometría conformada por arena media a fina y con las propiedades que se describen a continuación:

- Clasificación del suelo : S3 – Suelo blando
- Tipo de suelo : Arena arcillosa de baja plasticidad
- Velocidad de onda :  $V_S = 165 \text{ m/s}$
- Módulo de elasticidad del suelo :  $E_S = 1150 \text{ tonf/m}^2$
- Coeficiente de Poisson :  $\mu_1 = 0.30$
- Altura de estrato :  $h_1 = 1.00 \text{ m}$
- Capacidad portante del suelo :  $q_a = 1.35 \text{ kgf/cm}^2$
- Densidad del suelo :  $\rho_s = 0.1 \text{ tonf.s}^2/\text{m}^4$
- Coeficiente  $C_0$  :  $C_0 = 0.8 \text{ kgf/cm}^2$
- Profundidad de desplante :  $\gamma_{CA} = 1.2 \text{ m}$

El peso sísmico de la edificación se determinó mediante la combinación de la Norma E030 ( $CM+0.25CI$ ) para edificaciones comunes obteniendo un peso sísmico  $P = 2420.38 \text{ tonf}$ , como se puede apreciar en la *Tabla IV*.

Nivel	UX (kg)	UY (kg)	Peso (Tonf)
Azotea	157059.67	157059.67	157.06
Story5	312775.15	312775.15	312.78
Story4	338874.36	338874.36	338.87
Story3	338874.36	338874.36	338.87
Story2	338874.36	338874.36	338.87
Story1	338874.36	338874.36	338.87
Semi Sótano	463424.5	463424.5	463.42
Base	131621.34	131621.34	131.62
Peso sísmico sin considerar la losa			2420.38

Tabla IV.- Peso sísmico por piso

Las dimensiones geométricas de la losa de cimentación de la estructura se observan en la *Tabla V*.

Descripción	Detalle
Dirección de la losa (xx')	a = 14 m
Dirección de la losa (yy')	b = 36 m
Área de la losa	A = 504 m <sup>2</sup>

Altura de la losa	$e = 0.40 \text{ m}$
Distancia al centroide de la losa	$d = c/2 = 0.2 \text{ m}$
Peso del concreto por m <sup>3</sup>	$\gamma = 2.4 \text{ tonf/m}^3$
Gravedad	$g = 9.806 \text{ m/s}^2$

Tabla V.- Dimensiones de la losa

**4.1. Propiedades del modelo dinámico de Barkan & Savinov.** - Los coeficientes de rigidez del modelo ISE de Barkan & Savinov se obtienen haciendo uso de las masas traslacionales del modelo, respecto a los ejes centroidales  $x, y, z$  de la estructura. Las masas rotacionales respecto a los ejes de contacto suelo – losa de cimentación se determinaron en los ejes  $x', y', z'$ . Al peso sísmico de la estructura obtenida mediante la Norma E030 se procedió a añadir el peso de la losa de cimentación mediante:

$$P_{Losa} = \gamma * a * b * c = 483.84 \text{ tonf}$$

Las masas traslacionales en la dirección horizontal son iguales  $M_t = M_x = M_y = M_z$  por tanto, se tiene:

$$M_t = M_x = M_y = M_z = \frac{\gamma * a * b * c}{g} = 49.341 \frac{\text{tonf} * \text{s}^2}{\text{m}}$$

Mediante las masas traslacionales del modelo, se procedió a determinar las inercias de masa en las dos direcciones de la estructura:

$$I_{mx} = \frac{M_t * b^2}{12} = 5328.85 \text{ tonf.m.s}^2$$

$$I_{my} = \frac{M_t * a^2}{12} = 805.907 \text{ tonf.m.s}^2$$

Las inercias de masa rotacionales se determinaron mediante las inercias de masa, como se aprecia en las siguientes ecuaciones:

$$M_{\varphi x'} = M_t * d^2 + I_{mx} = 5330.825 \text{ tonf.m.s}^2$$

$$M_{\varphi y'} = M_t * d^2 + I_{my} = 807.88 \text{ tonf.m.s}^2$$

$$M_{\psi z'} = M_t * \frac{a^2 + b^2}{12} = 6134.758 \text{ tonf.m.s}^2$$

**4.1.1 Determinación de los coeficientes de presión estática.** - La magnitud de la presión estática del suelo " $\rho$ " de la losa de cimentación de la estructura, y el peso sísmico de la estructura se obtuvo mediante:

$$\rho = \frac{P_{estructura} + P_{losa}}{A_{losa}}$$

Al reemplazar los datos de la tabla, se obtuvo una presión estática del suelo " $\rho$ " de :

$$\rho = \frac{P_{estructura} + P_{losa}}{A_{losa}} = 0.523 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Respecto a los coeficientes  $C_o$  y  $\rho_o$  para un suelo arcilloso de baja plasticidad (tabla 2.1 del libro de Villarreal, 2017), se determinaron los siguientes coeficientes:

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

Mediante los datos, se procedió a calcular el coeficiente  $D_o$ , obteniendo:

$$D_o = \frac{1 - \mu}{1 - 0.5\mu} * C_o = \left( \frac{1 - 0.30}{1 - 0.5 * 0.30} \right) * 0.80 = 0.659 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3}$$

**4.1.2 Coeficientes de desplazamiento y compresión.** - Mediante los coeficientes de presión estática, se determinó los coeficientes de desplazamiento y compresión en la losa de cimentación de la estructura (Villarreal, 2017) para el modelo de Barkan & Savinov:

$$C_x = D_o \left[ 1 + \frac{2 * (a + b)}{m^{-1} * A_{Losa}} \right] * \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}} = 1407.06 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

$$C_y = 1407.06 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

$$C_z = C_o \left[ 1 + \frac{2 * (a + b)}{m^{-1} * A_{Losca}} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} = 1708.57 \frac{tonf}{m^3}$$

$$C_{\varphi x} = C_o \left[ 1 + \frac{2(a + 3b)}{m^{-1} * A_{Losca}} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} = 2115.91 \frac{tonf}{m^3}$$

$$C_{\varphi y} = C_o \left[ 1 + \frac{2(b + 3a)}{m^{-1} * A_{Losca}} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} = 1866.98 \frac{tonf}{m^3}$$

**4.1.3 Coeficientes de rigidez de Barkan & Savinov.** - Los coeficientes de rigidez lateral, se determinaron mediante las ecuaciones de rigidez  $K_x, K_y$  y  $K_z$  (Villarreal, 2017), obteniendo:

$$K_x = C_x A = 1407.06 \frac{tonf}{m^3} * 504 m^2 = 709.157 \frac{tonf}{mm}$$

$$K_y = C_y A = 1407.06 \frac{tonf}{m^3} * 504 m^2 = 709.157 \frac{tonf}{mm}$$

$$K_z = C_z A = 1708.57 \frac{tonf}{m^3} * 504 m^2 = 861.12 \frac{tonf}{mm}$$

Para los coeficientes de rigidez rotacionales se determinó las inercias, como se observa:

$$I_x = \frac{a^3 * b}{12} = 8232 m^4$$

$$I_y = \frac{a * b^3}{12} = 54432 m^4$$

Los coeficientes de rigidez rotacionales del modelo son los siguientes:

$$K_{\varphi x} = C_{\varphi x} I_x = 115173340174.254 \frac{tonf \cdot mm}{rad}$$

$$K_{\varphi y} = C_{\varphi y} I_y = 15368991472.055 \frac{tonf \cdot mm}{rad}$$

**4.1.4 Incorporación de los coeficientes de Barkan & Savinov en el modelo.** - Los coeficientes calculados se ingresaron mediante un elemento estructural de tipo resorte definido como *Point Spring*. En la *Figura IV* se observa el modelo con los coeficientes de Barkan-Savinov asignados. Los coeficientes se procedieron a incorporar mediante el comando *Assign/Point Spring* en la losa de cimentación que previamente fue discretizada. Las propiedades se ingresaron en losas discretizadas en un modelo 2D que se utiliza frecuentemente en sistemas de interacción suelo-estructura (Obinna, 2022).

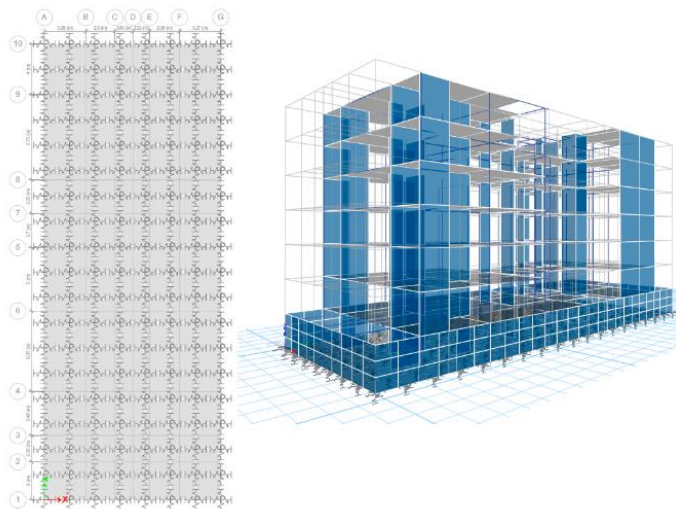


Figura IV.- Modelo con los coeficientes de Barkan – Savinov

**4.2. Modelo dinámico de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.** - Villarreal (2023) considera que la característica elástica de la cimentación se puede determinar mediante el “coeficiente de compresión elástica uniforme”, que se puede determinar mediante la siguiente ecuación:

$$C_z = b_0 E \left( 1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A_{losa}}} \right)$$

Donde, se considera los siguientes parámetros:

$$b_0 = 1.2 * m^{-1} \text{ (para suelos arcillosos según el EMS)}$$

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

$$E = 1150 \frac{tonf}{m^2}$$

$$A_{Losa} = 504 m^2$$

Mediante los parámetros señalados, el coeficiente de compresión elástica  $C_z$  de la Norma Rusa se determinó obteniendo:

$$C_z = 1.2 * 1150 \left( 1 + \sqrt{\frac{10m^2}{504m^2}} \right) = 1574.385 \frac{tonf}{m^3}$$

Mediante el coeficiente de compresión elástica  $C_z$ , se determinaron los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme, mediante las siguientes ecuaciones:

$$C_x = 0.7 * C_z = 1102.07 \frac{tonf}{m^3}$$

$$C_{\varphi x} = C_{\varphi y} = 2 * C_z = 3148.77 \frac{tonf}{m^3}$$

$$C_{\varphi x} = C_{\varphi y} = 2 * C_z = 3148.77 \frac{tonf}{m^3}$$

$$C_{\psi z} = C_z = 1574.38 \frac{tonf}{m^3}$$

**4.2.1 Cálculo de los coeficientes de rigidez.** - Los coeficientes de rigidez de compresión elástica uniforme  $K_x, K_y, K_z$ ; y los coeficientes de rigidez rotacionales como  $K_{\varphi x}, K_{\varphi y}, K_{\psi z}$ ; se calcularon previamente. Los coeficientes de rigidez se calcularon mediante las siguientes ecuaciones:

$$K_x = C_x A = 546.443 \frac{tonf}{mm}$$

$$K_y = C_x A = 555.443 \frac{tonf}{mm}$$

$$K_z = C_z A = 793.49 \frac{tonf}{mm}$$

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

$$I_x = \frac{a^3 * b}{12} = 8232 m^4$$

$$I_y = \frac{a * b^3}{12} = 54432 m^4$$

$$I_z = \frac{a^3 * b}{12} + \frac{a * b^3}{12} = 62664 m^4$$

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

$$K_{\varphi x} = C_{\varphi x} I_x = 171,393,900.741 \text{ tonf. m/rad}$$

$$K_{\varphi y} = C_{\varphi y} I_y = 25,920,682.519 \text{ tonf. m/rad}$$

$$K_{\psi z} = C_{\psi z} I_z = 98,657,291.63 \text{ tonf. m/rad}$$

**4.2.2 Amortiguamiento relativo para vibraciones verticales.** - Para calcular la amortiguación relativa para vibraciones verticales  $\beta_z$  :

$$\gamma_{ts} = 0.7 \quad (\text{Para suelos arcillosos})$$

Se consideró el  $Q_{adm}$  según el estudio de mecánica de suelos como:

$$R = 0.915 \frac{kgf}{cm^2}$$

Determinando la presión estática media  $\rho_m$  del suelo se obtuvo:

$$\rho_m = \gamma_{ts} * R = 6.405 \frac{tonf}{m^2}$$

Considerando el valor adimensional  $C_{zp}$ :

$$C_z = 1574.08 \frac{tonf}{m^3}$$

Se obtuvo como amortiguamiento relativo vertical:

$$\beta_z = 2 \cdot \sqrt{\frac{E}{C_z * p_m}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{1150}{1574.38 * 6.405}} = 0.675$$

Con los amortiguamientos relativos para vibraciones verticales, se calcularon los amortiguamientos críticos:

$$\begin{aligned} \beta_x &= 0.6 * \beta_z = 0.405 \\ \beta_y &= 0.6 * \beta_z = 0.405 \\ \beta_{\varphi x} &= 0.5 * \beta_z = 0.338 \\ \beta_{\varphi y} &= 0.5 * \beta_z = 0.338 \\ \beta_{\psi z} &= 0.3 * \beta_z = 0.203 \end{aligned}$$

Mediante el cálculo del amortiguamiento crítico obtenido, se procede a determinar los amortiguamientos efectivos en el suelo, mediante las siguientes ecuaciones:

$$B_x = 2 * \beta_x * \sqrt{K_x * M_x} = 4243.158 \text{ tonf. s/m}$$

$$B_y = 2 * \beta_y * \sqrt{K_y * M_y} = 4243.158 \text{ tonf. s/m}$$

$$B_z = 2 * \beta_z * \sqrt{K_z * M_z} = 8452.573 \text{ tonf. s/m}$$

$$B_{\varphi x} = 2 * \beta_{\varphi x} * \sqrt{K_{\varphi x} * M_{\varphi x'}} = 645621.656 \text{ tonf. s. m}$$

$$B_{\varphi y} = 2 * \beta_{\varphi y} * \sqrt{K_{\varphi y} * M_{\varphi y'}} = 97741.7 \text{ tonf. s. m}$$

$$B_{\psi z} = 2 * \beta_{\psi z} * \sqrt{K_{\psi z} * M_{\psi z'}} = 315280.967 \text{ tonf. s. m}$$

**4.2.3 Incorporación de los coeficientes de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.** - La incorporación de los coeficientes de rigidez y amortiguamiento se realizó mediante el comando *Spring Properties / Área Spring Property*. En la *Figura V* se aprecia la incorporación de las propiedades determinadas para el modelo dinámico con los coeficientes de la norma rusa.

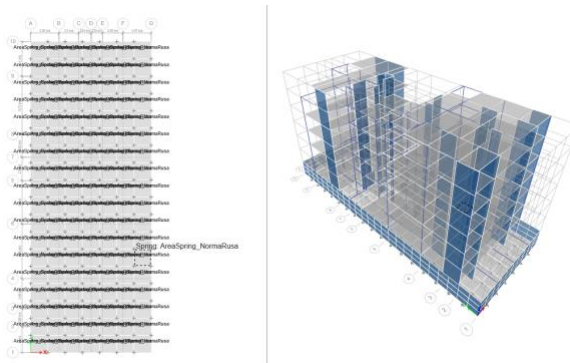


Figura V.- Modelo con los coeficientes de la Norma Rusa

**4.3. Coeficientes del modelo dinámico de Gazetas & Mylonakys.** - Los modelos dinámicos de Gazetas (1991) y Mylonakys et al. (2006) requieren de los parámetros obtenidos mediante el EMS, donde se determinó que el suelo se categoriza como un suelo S3, por la velocidad de propagación de la onda de corte Vs en los estratos.

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

$$\mu = 0.30 \text{ (Coeficiente de Poisson del suelo)}$$

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

$$\gamma = 19 \frac{kN}{m^3}$$

En base a esos datos se calculó el módulo de corte del suelo máximo.

$$G_{max} = \frac{\gamma}{g} * V_s^2 = 52.75 \text{ MPa (Módulo de corte del suelo)}$$

$$B = 7.00 \text{ m (} \frac{a}{2} \text{ medida del lado menor al centroide)}$$

$$L = 18.00 \text{ m (} \frac{b}{2} \text{ medida del lado mayor al centroide)}$$

Las inercias de la losa de cimentación utilizadas fueron:

$$I_x = \frac{(2 * L)^3 * (2 * B)}{12} = 54432 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{(2 * L) * (2 * B)^3}{12} = 8232 \text{ m}^4$$

$$J = I_z = I_x + I_y = 62664.5 \text{ m}^4 \text{ (Define el momento polar de inercia)}$$

El módulo de corte del suelo  $G_m$  se obtuvo mediante:

$$G_m = G_{max} * 0.3433 = 18.108 \text{ MPa}$$

Con estos parámetros se procedió a determinar los coeficientes de rigidez traslacional, los factores de rigidez por empotramiento, los factores modificatorios de la rigidez dinámica y amortiguamiento, amortiguamiento por radiación de la estructura, mediante las ecuaciones elásticas de la Norma NIST GCR 12-917-21 como se describe a continuación.

**4.3.1 Coeficientes de rigidez traslacional y torsional.** - Los coeficientes de rigidez traslacional y torsional se determinaron mediante los coeficientes de rigidez traslacional y rotacional (*Figura VI*) en los ejes z, y, x, calculados mediante las ecuaciones de la tabla 2-2a incluidas en la Norma NIST GCR 12-917-21.

Gazetas (1991); Mylonakis et al. (2006)

$$K_{z, sur} = \frac{2GL}{1-\nu} \left[ 0.73 + 1.54 \left( \frac{B}{L} \right)^{0.75} \right]$$

$$K_{y, sur} = \frac{2GL}{2-\nu} \left[ 2 + 2.5 \left( \frac{B}{L} \right)^{0.85} \right]$$

$$K_{x, sur} = K_{y, sur} - \frac{0.2}{0.75-\nu} GL \left( 1 - \frac{B}{L} \right)$$

$$K_{zz, sur} = GJ_t^{0.75} \left[ 4 + 11 \left( 1 - \frac{B}{L} \right)^{10} \right]$$

$$K_{yy, sur} = \frac{G}{1-\nu} (I_y)^{0.75} \left[ 3 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.15} \right]$$

$$K_{xx, sur} = \frac{G}{1-\nu} (I_x)^{0.75} \left( \frac{L}{B} \right)^{0.25} \left[ 2.4 + 0.5 \left( \frac{B}{L} \right) \right]$$

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

Con las ecuaciones se procedió a calcular los respectivos coeficientes de rigidez traslacional y rotacional:

Traslación en el eje z:

$$K_{z,sur\_gm} = \left( \frac{2 * Gm * L}{1 - \mu} \right) * \left( 0.73 + 1.54 * \left( \frac{B}{L} \right)^{0.75} \right) = 155,803.791 \frac{tonf}{m}$$

Traslación en el eje y:

$$K_{y,sur\_gm} = \left( \frac{2 * Gm * L}{2 - \mu} \right) * \left( 2 + 2.5 * \left( \frac{B}{L} \right)^{0.85} \right) = 134,490.879 \frac{tonf}{m}$$

Traslación en el eje x:

$$K_{x,sur} = \left( \frac{Gm * B}{2 - \mu} \right) * \left( 6.8 * \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right) = 124,539.842 \frac{tonf}{m}$$

Torsión en torno al eje z:

$$K_{zz,sur\_gm} = (Gm * J^{0.75}) * \left( 4 + 11 * \left( 1 - \frac{B}{L} \right)^{10} \right) = 292,609,657.093 \frac{kN.m}{rad}$$

Rotación en torno al eje y:

$$K_{yy,sur\_gm} = \left( \frac{Gm}{1 - \mu} \right) * I_x^{0.75} * \left( \frac{L}{B} \right)^{0.25} * \left( 2.4 + \left( \frac{B}{L} \right) \right) = 302,869,323.78 \frac{kN.m}{rad}$$

Rotación en torno al eje x:

$$K_{xx,sur\_gm} = \left( \frac{Gm}{1 - \mu} \right) * I_y^{0.75} * \left( 3 * \left( \frac{L}{B} \right)^{0.15} \right) = 77,277,492.743 \frac{kN.m}{rad}$$

**4.3.2 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 ( $\eta_z, \eta_y, \eta_x$ ) 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.

$$\begin{aligned} D &= 1.20 \text{ m} \\ dw &= 0.40 \text{ m} \\ Zw &= 0.6 \text{ m} \\ Aw &= 2 * (2B + 2L) * dw = 40m^2 \end{aligned}$$

En la *Figura VII* se aprecia el resumen de los factores de corrección traslacional y torsional (tabla 2-2b) de la Norma NIST GCR 12-917-21

Gazetas (1991); Mylonakis et al. (2006)

$$\eta_z = \left[ 1 + \frac{D}{21B} \left( 1 + 1.3 \frac{B}{L} \right) \right] \left[ 1 + 0.2 \left( \frac{A_w}{4BL} \right)^{2/3} \right]$$

$$\eta_y = \left( 1 + 0.15 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \left[ 1 + 0.52 \left( \frac{z_w A_w}{BL^2} \right)^{0.4} \right]$$

Same equation as for  $\eta_y$ , but  $A_w$  term changes for  $B \neq L$

$$\eta_{zz} = 1 + 1.4 \left( 1 + \frac{B}{L} \right) \left( \frac{d_w}{B} \right)^{0.9}$$

$$\eta_{yy} = 1 + 0.92 \left( \frac{d_w}{B} \right)^{0.6} \left[ 1.5 + \left( \frac{d_w}{D} \right)^{1.9} \left( \frac{B}{L} \right)^{-0.6} \right]$$

$$\eta_{xx} = 1 + 1.26 \frac{d_w}{B} \left[ 1 + \frac{d_w}{B} \left( \frac{d_w}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right]$$

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

En la *Tabla VI* se muestran los factores de corrección traslacional y torsional calculados, mediante las ecuaciones de la Norma NIST GCR 12-917-21:

$\eta_{z\_gm}$	$\eta_{y\_gm}$	$\eta_{x\_gm}$	$\eta_{zz\_gm}$	$\eta_{yy\_gm}$	$\eta_{xx\_gm}$
1.05	1.152	1.126	1.148	1.284	1.075

*Tabla VI.- Factores de corrección*

**4.3.3 Factores modificatorios de la rigidez dinámica y amortiguamiento.** - Se determinó 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, como se aprecia a continuación:

$$w = 1.61 * \frac{2\pi}{s} = 10.116 \frac{rad}{s}$$

$$\alpha_0 = w * \frac{B}{Vs} = 0.429$$

$$\psi = \sqrt{\frac{2 * (1 - \mu)}{1 - 2\mu}} = 1.871, \text{ donde maximo valor } \psi = 2.5$$

En la *Figura VIII* se aprecian las ecuaciones de los factores modificatorios utilizados en modelo ISE de Gazetas & Mylonakys.

Surface Stiffness Modifiers

---


$$\alpha_z = 1.0 - \frac{\left[ \left( 0.4 + \frac{0.2}{L/B} \right) a_0^2 \right]}{\left[ \left( \frac{10}{1+3(L/B-1)} \right) + a_0^2 \right]}$$

$$\alpha_y = 1.0$$

$$\alpha_x = 1.0$$

$$\alpha_{zz} = 1.0 - \frac{\left[ \left( 0.33 - 0.03\sqrt{L/B-1} \right) a_0^2 \right]}{\left[ \left( \frac{0.8}{1+0.33(L/B-1)} \right) + a_0^2 \right]}$$

$$\alpha_{yy} = 1.0 - \frac{\left[ 0.55a_0^2 \right]}{\left[ \left( 0.6 + \frac{1.4}{(L/B)^3} \right) + a_0^2 \right]}$$

$$\alpha_{xx} = 1.0 - \frac{\left[ \left( 0.55 + 0.01\sqrt{L/B-1} \right) a_0^2 \right]}{\left[ \left( 2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^3} \right) + a_0^2 \right]}$$

*Figura VIII.- Factores modificatorios (Tabla 2-3a)*

En la *Tabla VII* se aprecia los factores modificadores de rigidez dinámica y coeficientes de amortiguamiento por radiación para cimentaciones rígidas obtenidos con las ecuaciones de Gazetas & Mylonakys de la *Tabla 2-3a* de la Norma NIST GCR 12-917-21.

$\alpha_z$	$\alpha_y$	$\alpha_x$	$\alpha_{zz}$	$\alpha_{yy}$	$\alpha_{xx}$
0.906	1.00	1.00	0.869	0.883	0.961

*Tabla VII.- Factores modificatorios de rigidez*

Mediante los factores modificatorios y los coeficientes de rigidez sin empotramiento, se procedió a calcular el amortiguamiento por radiación de ondas crítico sin considerar el empotramiento.

**4.3.4 Coeficientes de amortiguamiento por radiación.** - 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 amortiguamiento por radiación se determinaron mediante las ecuaciones de la *Figura IX* de la Norma NIST GCR 12-917-21.

Radiation Damping

---


$$\beta_z = \left[ \frac{4\psi(L/B)}{(K_{z,sur}/GB)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_z} \right]$$

$$\beta_y = \left[ \frac{4(L/B)}{(K_{y,sur}/GB)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_y} \right]$$

$$\beta_x = \left[ \frac{4(L/B)}{(K_{x,sur}/GB)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_x} \right]$$

$$\beta_{zz} = \left[ \frac{(4/3)[(L/B)^3 + (L/B)]a_0^2}{(K_{zz,sur}/GB^3) \left[ \left( \frac{1.4}{1+3(L/B-1)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_{zz}} \right]$$

$$\beta_{yy} = \left[ \frac{(4\psi/3)(L/B)^3 a_0^2}{\left( \frac{K_{yy,sur}}{GB^3} \right) \left[ \left( \frac{1.8}{1+1.75(L/B-1)} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_{yy}} \right]$$

$$\beta_{xx} = \left[ \frac{(4\psi/3)(L/B)a_0^2}{(K_{xx,sur}/GB^3) \left[ \left( 2.2 - \frac{0.4}{(L/B)^3} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_{xx}} \right]$$

Figura IX.- Amortiguamiento por radiación (Tabla 2-3a)

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). En la *Tabla VIII* se aprecia los coeficientes de amortiguamiento por radiación calculados.

$\beta_z$	$\beta_y$	$\beta_x$	$\beta_{zz}$	$\beta_{yy}$	$\beta_{xx}$
0.417	0.234	0.253	0.055	0.059	0.059

Tabla VIII.- Coeficientes de amortiguamiento por radiación

**4.3.5 Coeficientes 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:

$$K_{z_e gm} = K_{zsur gm} * \eta_{z gm} * \alpha_z = 148.156 \frac{tonf}{mm}$$

$$K_{x_e gm} = K_{xsur gm} * \eta_{x gm} * \alpha_x = 140.269 \frac{tonf}{mm}$$

$$K_{y_e gm} = K_{ysur gm} * \eta_{y gm} * \alpha_y = 154.885 \frac{tonf}{mm}$$

$$K_{zz_e gm} = K_{zz,sur gm} * \eta_{zz gm} * \alpha_{zz} = 32,800,214.597 \frac{tonf \cdot mm}{rad}$$

$$K_{xx_e gm} = K_{xx,sur gm} * \eta_{xx gm} * \alpha_{xx} = 8,978,468.754 \frac{tonf \cdot mm}{rad}$$

$$K_{yy_e gm} = K_{yy,sur gm} * \eta_{yy gm} * \alpha_{yy} = 38,598,531.764 \frac{tonf \cdot m}{rad}$$

**4.3.6 Amortiguamiento crítico corregido.** - Mediante las rigideces corregidas, se procedió a determinar los amortiguamientos críticos por radiación de ondas corregidas por el empotramiento para Gazetas & Mylonakis, mediante las ecuaciones que se aprecian en la *Figura X*:

Degree of Freedom	Radiation Damping
Translation along z-axis	$\beta_z = \left[ \frac{4[\psi(L/B) + (D/B)(1+L/B)]}{(K_{z,amb}/GB)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_z} \right]$
Translation along y-axis	$\beta_y = \left[ \frac{4[L/B + (D/B)(1+\psi L/B)]}{(K_{y,amb}/GB)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_y} \right]$
Translation along x-axis	$\beta_x = \left[ \frac{4[L/B + (D/B)(\psi + L/B)]}{(K_{x,amb}/GB)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_x} \right]$
Torsion about z-axis	$\beta_{\omega} = \left[ \frac{(4/3) \left[ 3(L/B)(D/B) + \psi(L/B)^3(D/B) + 3(L/B)^2(D/B) + \psi(D/B) + (L/B)^3 + (L/B) \right] a_0^2}{\left( \frac{K_{\omega,amb}}{GB^3} \right) \left[ \left( \frac{1.4}{1+3(L/B-1)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_{\omega}} \right]$
Rocking about y-axis	$\beta_{\theta} = \left[ \frac{(4/3) \left[ \left( \frac{L}{B} \right)^3 \left( \frac{D}{B} \right) + \psi \left( \frac{D}{B} \right)^3 \left( \frac{L}{B} \right) + \frac{D}{B} + 3 \left( \frac{D}{B} \right) \left( \frac{L}{B} \right)^2 + \psi \left( \frac{L}{B} \right)^3 \right] a_0^2 + \left( \frac{4}{3} \right) \left( \frac{L}{B} + \psi \right) \left( \frac{D}{B} \right)^3}{\left( \frac{K_{\theta,amb}}{GB^3} \right) \left[ \left( \frac{1.8}{1+1.75(L/B-1)} \right) + a_0^2 \right]} + \left( \frac{K_{\theta,amb}}{GB^3} \right)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_{\theta}} \right]$
Rocking about x-axis	$\beta_{\theta} = \left[ \frac{(4/3) \left[ \left( \frac{D}{B} \right)^3 + \left( \frac{D}{B} \right) + \psi \left( \frac{L}{B} \right) \left( \frac{D}{B} \right)^3 + 3 \left( \frac{D}{B} \right) \left( \frac{L}{B} \right) \left( \frac{L}{B} \right) \right] a_0^2 + \left( \frac{4}{3} \right) \left( \psi \frac{L}{B} + 1 \right) \left( \frac{D}{B} \right)^3}{\left( \frac{K_{\theta,amb}}{GB^3} \right) \left[ \left( \frac{1.8}{1+1.75(L/B-1)} \right) + a_0^2 \right]} + \left( \frac{K_{\theta,amb}}{GB^3} \right)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_{\theta}} \right]$

*Figura X.- Amortiguamiento por radiación (Tabla 2-3b)*

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

$\beta_{z_e}$	$\beta_{y_e}$	$\beta_{x_e}$	$\beta_{zz_e}$	$\beta_{yy_e}$	$\beta_{xx_e}$
0.494	0.282	0.291	0.085	0.066	0.039

*Tabla IX.- Amortiguamiento crítico corregido*

**4.3.7 Coeficiente 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:

$$C_{z\_gm} = \frac{2 * K_{z,sur\_gm} * (0.05 + \beta_z)}{w} = 14.38 \text{ s.} \frac{\text{tonf}}{\text{mm}}$$

$$C_{y\_gm} = \frac{2 * K_{y,sur\_gm} * (0.05 + \beta_y)}{w} = 7.547 \text{ s.} \frac{\text{tonf}}{\text{mm}}$$

$$C_{x\_gm} = \frac{2 * K_{x,sur\_gm} * (0.05 + \beta_x)}{w} = 7.448 \text{ s.} \frac{\text{tonf}}{\text{mm}}$$

$$C_{zz\_gm} = \frac{2 * K_{zz,sur\_gm} * (0.05 + \beta_{zz})}{w} = 683,121.718 \text{ m.s.} \frac{\text{tonf}}{\text{rad}}$$

$$C_{yy\_gm} = \frac{2 * K_{yy,sur\_gm} * (0.05 + \beta_{yy})}{w} = 731,002.477 \text{ m.s.} \frac{\text{tonf}}{\text{rad}}$$

$$C_{xx\_gm} = \frac{2 * K_{xx,sur\_gm} * (0.05 + \beta_{xx})}{w} = 187,819.041 \text{ m.s.} \frac{\text{tonf}}{\text{rad}}$$

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

$$C_{z\_e\_gm} = \frac{2 * K_{z\_e\_gm} * (0.05 + \beta_{z\_e})}{w} = 15.938 \text{ s.} \frac{\text{tonf}}{\text{mm}}$$

$$C_{y\_e\_gm} = \frac{2 * K_{y\_e\_gm} * (0.05 + \beta_{y\_e})}{w} = 10.157 \text{ s.} \frac{\text{tonf}}{\text{mm}}$$

$$C_{x\_e\_gm} = \frac{2 * K_{x\_e\_gm} * (0.05 + \beta_{x\_e})}{w} = 9.445 \text{ s.} \frac{\text{tonf}}{\text{mm}}$$

$$C_{zz\_e\_gm} = \frac{2 * K_{zz\_e\_gm} * (0.05 + \beta_{zz\_e})}{w} = 874198.393 \text{ m.s.} \frac{\text{tonf}}{\text{rad}}$$

$$C_{yy\_e\_gm} = \frac{2 * K_{yy\_e\_gm} * (0.05 + \beta_{yy\_e})}{w} = 884764.407 \text{ m.s.} \frac{\text{tonf}}{\text{rad}}$$

$$C_{xx\_e\_gm} = \frac{2 * K_{xx\_e\_gm} * (0.05 + \beta_{xx\_e})}{w} = 157133.341 \text{ m.s.} \frac{\text{tonf}}{\text{rad}}$$

**4.3.8 Incorporación de la rigidez y amortiguamiento del modelo de Gazetas & Mylonakis.** - Las propiedades de rigidez y amortiguamiento que se obtuvieron con las ecuaciones de Gazetas y Mylonakis se asignaron mediante la propiedad de *Area Spring* como se muestra en la figura XI.

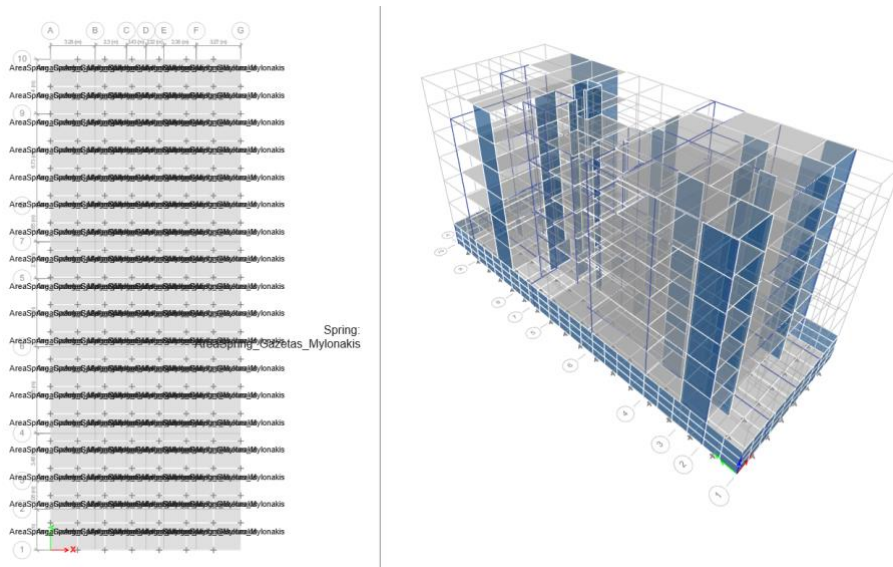


Figura XI.- Modelo con los coeficientes de Gazetas & Mylonakis

**5. Resultados del análisis de los modelos con los coeficientes dinámicos.** - Los resultados del análisis modal espectral de la estructura con la base empotrada convencionalmente y los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura, se muestran a continuación en los cuadros comparativos que se describen a continuación.

**5.1. Variación del periodo con los modelos dinámicos de ISE.** - La interacción suelo estructura con los modelos dinámicos puede modificar el periodo de vibración de la estructura por el incremento del amortiguamiento, sin embargo, se debe considerar que la frecuencia de vibración de la estructura además se encuentra definido por la rigidez de los elementos estructurales como columnas y muros estructurales. En los modelos se procedió a incorporar los coeficientes de rigidez y amortiguamiento de cada modelo dinámico de interacción suelo-estructura y se llegó a determinar que la variación en el periodo fundamental de la edificación es mínima y se puede considerar que no es significativa.

En la *Tabla X* se muestran los periodos obtenidos para el modelo empotrado y los modelos con los coeficientes dinámicos. Para la comparación se consideró los dos periodos traslacionales y el periodo rotacional.

Modo	Modelo Empotrado	Modelo Dinámico de Barkan-Savinov	Modelo Dinámico de la Norma Rusa	Modelo Dinámico de Gazetas-Mylonakis
1	0.554	0.563	0.558	0.562
2	0.441	0.446	0.443	0.445
3	0.306	0.309	0.308	0.309

Tabla X.- Periodos de la estructura con los coeficientes ISE

En la *Tabla XI* se muestran los periodos fundamentales obtenidos para los modelos con los coeficientes dinámicos, se aprecia que la variación para el modelo de Barkan y Savinov el periodo se incrementó en 1.60%, en el modelo de la Norma Rusa fue de 0.72% y en el modelo de Gazetas & Mylonakis el periodo se incrementó en un 1.42%.

Modo	% de variación con el Modelo Dinámico de Barkan-Savinov	% de variación con el Modelo Dinámico de la Norma Rusa	% de variación con el Modelo Dinámico de Gazetas-Mylonakis
1	1.60%	0.72%	1.42%
2	1.12%	0.45%	0.90%
3	0.97%	0.65%	0.97%

Tabla XI.- Porcentajes de variación de los periodos

En la Figura XII se aprecia la tendencia de los periodos de las estructuras con los modelos dinámicos y el modelo con base fija, las curvas son similares debido a que las variaciones en el periodo de la edificación no fueron significativas, este resultado se puede explicar por el sistema estructural de la edificación que fue propuesta en base a muros de corte que incorporan una rigidez superior a los demás sistemas.

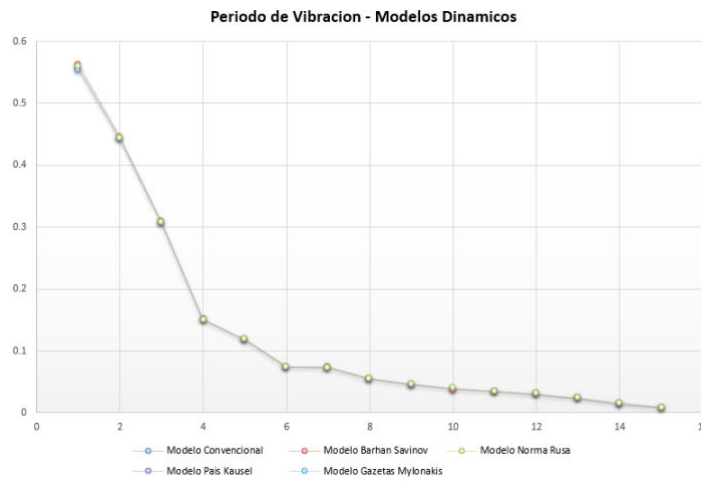


Figura XII.- Periodos obtenidos con el análisis convencional y modelos dinámicos de ISE.

**5.2. Derivas de entrepiso con los modelos dinámicos de ISE.** - Las derivas de entrepiso son uno de los indicadores principales del comportamiento estructural de la edificación, el incremento de las derivas puede dar lugar a deformaciones inelásticas y permanentes en la estructura. En este aspecto se determinó las derivas de la estructura con el modelo convencional empotrado y con los modelos de interacción suelo-estructura. Las derivas de entrepiso en la dirección  $XX'$  para el modelo convencional y los modelos con interacción dinámica suelo-estructura se muestran en la Tabla XII.

Nivel	Modelo Convencional	Barkan Savinov	Norma Rusa	Gazetas & Mylonakis
Azotea	0.0042	0.0043	0.0043	0.0042
Story5	0.0044	0.0046	0.0045	0.0045
Story4	0.0040	0.0041	0.0040	0.0040
Story3	0.0043	0.0044	0.0043	0.0043
Story2	0.0040	0.0042	0.0041	0.0041
Story1	0.0030	0.0032	0.0031	0.0032
Semi Sótano	0.0008	0.0010	0.0009	0.0010

Tabla XII.- Derivas en la dirección  $XX'$

Las derivas de entrepiso en la dirección  $YY'$  para el modelo convencional y los modelos con interacción dinámica suelo-estructura se muestran en la Tabla XIII.

Nivel	Modelo Convencional	Barkan Savinov	Norma Rusa	Gazetas & Mylonakis
Azotea	0.0017	0.0017	0.0017	0.0017
Story5	0.0017	0.0018	0.0017	0.0017
Story4	0.0019	0.0019	0.0019	0.0019
Story3	0.0019	0.0019	0.0019	0.0019
Story2	0.0016	0.0017	0.0017	0.0016

Story1	0.0010	0.0011	0.0011	0.0011
Semi Sótano	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001

Tabla XIII.- Derivas en la dirección YY'

En la *Tabla XIV* se muestran los porcentajes de variación en las derivas en la dirección XX' comparativamente para los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura en referencia al modelo convencional con base empotrada. Para el modelo de Barkan y Savinov, se observa un incremento en la deriva de 20.04% en el semi sótano de la estructura (nivel en contacto con la losa de cimentación), para el caso de la Norma Rusa el porcentaje de incremento en la deriva fue de 11.52%, mientras que para Gazetas y Mylonakis la variación fue del 18.12%. El promedio de variación de los tres modelos en el modelo con empotramiento convencional fue de 16.56%. Cabe señalar que la dirección XX' de la estructura es la dirección con menor rigidez del modelo estructural.

Nivel	Barkan Savinov	Norma Rusa	Gazetas & Mylonakis	Promedio
Azotea	3.34%	1.24%	0.55%	1.71%
Story5	3.44%	1.30%	0.79%	1.85%
Story4	3.44%	1.27%	1.09%	1.93%
Story3	3.62%	1.40%	1.37%	2.13%
Story2	4.25%	1.77%	2.02%	2.68%
Story1	6.29%	2.93%	4.07%	4.43%
Semi Sótano	20.04%	11.52%	18.12%	16.56%

Tabla XIV.- Porcentaje de variación en las derivas en la dirección XX'

En la *Tabla XV* se muestran los porcentajes de variación en las derivas en la dirección YY' utilizando los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura en comparación al modelo con la base empotrada. En los resultados para el modelo de Barkan y Savinov se observa un incremento en la deriva de 10.53% en el semi sótano de la estructura, en el modelo con los coeficientes de la Norma Rusa el porcentaje de incremento en la deriva fue de 8.68%, mientras que para Gazetas & Mylonakis el incremento fue del 12.30%. El promedio de variación de los tres modelos en comparación al modelo con empotramiento convencional fue de 10.50%. Cabe señalar que la dirección YY' de la estructura es la dirección con mayor rigidez del modelo estructural.

Nivel	Barkan Savinov	Norma Rusa	Gazetas & Mylonakis	Promedio
Azotea	1.81%	0.74%	0.25%	0.77%
Story5	1.67%	0.69%	0.31%	0.69%
Story4	1.61%	0.67%	0.32%	0.65%
Story3	1.63%	0.70%	0.24%	0.70%
Story2	1.88%	0.89%	0.02%	0.93%
Story1	2.77%	1.49%	0.96%	1.74%
Semi Sótano	10.53%	8.68%	12.30%	10.50%

Tabla XV.- Porcentaje de variación en las derivas en la dirección YY'

En la *Figura XIII* se observa las derivas de la estructura con el análisis convencional y las derivas con los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura. Se aprecia que al incorporar los modelos de ISE las derivas se incrementan significativamente, este resultado se explica porque la incorporación de los coeficientes de rigidez y amortiguamiento en la cimentación modifican el comportamiento estructural de la edificación generando más deformación en el nivel de contacto con el suelo.

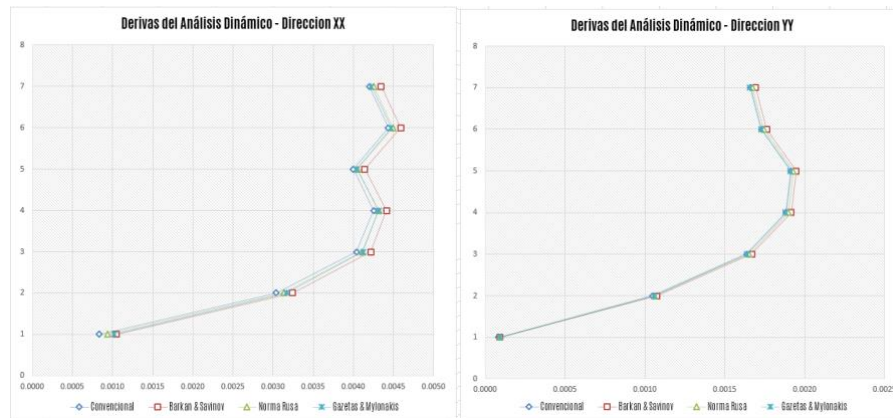


Figura XIII.- Derivas obtenidos con el análisis convencional y modelos dinámicos de ISE.

**5.3. Esfuerzos cortantes con los modelos dinámicos de ISE.** - Los modelos de interacción suelo-estructura pueden variar los esfuerzos cortantes en cada uno de los niveles de los modelos estructurales. Los esfuerzos cortantes obtenidos en la dirección  $XX'$  para el modelo convencional con la base empotrada y los modelos con interacción dinámica se muestran en la *Tabla XVI*.

Nivel	Modelo Convencional (tonf)	Barkan Savinov (tonf)	Norma Rusa (tonf)	Gazetas & Mylonakis (tonf)
Azotea	46.17	46.65	46.05	43.98
Story5	109.65	111.01	109.98	108.17
Story4	163.87	165.98	164.50	162.43
Story3	205.44	208.32	206.41	204.33
Story2	234.93	238.57	236.24	234.12
Story1	252.28	256.72	253.97	251.83
Semi Sótano	260.95	266.23	263.03	261.09

Tabla XVI.- Fuerzas cortantes en la dirección  $XX'$

Los esfuerzos cortantes obtenidos en la dirección  $YY'$  para el modelo convencional con la base empotrada y los modelos con interacción dinámica se muestran en la *Tabla XVII*.

Nivel	Modelo Convencional (tonf)	Barkan Savinov (tonf)	Norma Rusa (tonf)	Gazetas & Mylonakis (tonf)
Azotea	47.48	47.34	47.15	45.63
Story5	115.94	115.66	115.53	113.01
Story4	170.15	169.72	169.53	166.33
Story3	210.04	209.42	209.24	205.56
Story2	237.80	237.00	236.73	232.40
Story1	252.99	252.00	251.56	246.66
Semi Sótano	261.41	260.58	258.92	255.91

Tabla XVII.- Fuerzas cortantes en la dirección  $YY'$

En la *Tabla XVIII* se muestran los porcentajes de variación en las cortantes en la dirección  $XX'$  para los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura en referencia al modelo con la base empotrada. Para el modelo de Barkan y Savinov, se observa un incremento de 2.02% en el semi sótano de la estructura (nivel en contacto con la losa de cimentación), para el caso de la Norma Rusa el porcentaje de incremento en la cortante fue de 0.80%, mientras que para Gazetas & Mylonakis la variación fue del 4.98% en el último nivel, estos resultados determinan que los esfuerzos cortantes se incrementan, sin embargo no son significativos.

Nivel	Barkan Savinov	Norma Rusa	Gazetas & Mylonakis
Azotea	1.04%	0.26%	4.98%
Story5	1.24%	0.30%	1.37%

Story4	1.29%	0.38%	0.89%
Story3	1.40%	0.47%	0.55%
Story2	1.55%	0.56%	0.35%
Story1	1.76%	0.67%	0.18%
Semi Sótano	2.02%	0.80%	0.05%

Tabla XVIII.- Porcentaje de variación en las cortantes en la dirección XX'

En la *Tabla XIX* se muestran los porcentajes de variación en las cortantes en la dirección YY'. Para los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura, se obtuvo para el modelo de Barkan y Savinov, se observa un incremento poco significativo de 0.32% en el semi sótano de la estructura, para el modelo de la Norma Rusa el porcentaje de incremento en los esfuerzos cortantes fue de 0.95%, mientras que para Gazetas & Mylonakis el incremento fue del 2.15% en el nivel en contacto con el suelo.

Nivel	Barkan Savinov	Norma Rusa	Gazetas & Mylonakis
Azotea	0.30%	0.69%	4.04%
Story5	0.24%	0.36%	2.59%
Story4	0.26%	0.37%	2.30%
Story3	0.29%	0.38%	2.18%
Story2	0.34%	0.45%	2.32%
Story1	0.39%	0.57%	2.57%
Semi Sótano	0.32%	0.95%	2.15%

Tabla XIX.- Porcentaje de variación en las cortantes en la dirección YY'

**6. Resultados de los modelos ISE dinámicos mediante un análisis tiempo historia.** - El procedimiento analítico de análisis tiempo historia en las estructuras, es un método numérico utilizado para evaluar la respuesta dinámica de las estructuras bajo cargas variables en el tiempo que se presentan en un sismo real. Mediante este método analítico en la dinámica estructural, se aplica una simulación de fuerzas y desplazamientos variables en el tiempo, que pueden ser tomados de registros sísmicos reales o simulados; mediante los métodos de superposición modal o integración directa, se procede a evaluar la deformación, tensión y aceleración en la estructura a lo largo del tiempo, como consecuencia de la aplicación de estas fuerzas variables.

Según lo que señala la Norma peruana E030, en el Art. 30, el análisis tiempo historia puede ser usado como un procedimiento complementario al análisis modal espectral, usando para ello acelerogramas reales o simulaciones con sus dos componentes EW (Este-Oeste) y NS (Norte-Sur). Los registros sísmicos deben estar escalados al espectro de diseño o al espectro con un sismo máximo considerado, teniendo en cuenta un factor de reducción  $R=1$ .

En el análisis complementario de tiempo historia de los modelos dinámicos con interacción suelo-estructura se utilizó el sismo de Lima ocurrido en octubre de 1966. A continuación, se muestra en la *Tabla XX* los detalles técnicos del evento sísmico.

Ficha Técnica de Sismo de Lima de 1966	
Estación donde se registró el sismo	Parque de la Reserva
Fecha del evento sísmico	17 de Octubre de 1966
Profundidad del sismo	25 km
Magnitud en Escala de Richter	8.1 Mb
Numero de registros (Analógico)	3283
Pico de aceleración componente EW	-180.56 cm/s <sup>2</sup>
Pico de aceleración componente NS	-268.24 cm/s <sup>2</sup>
Frecuencia e Intervalo de registro	0.02s

Tabla XX.- Datos técnicos del evento sísmico de Lima 1966

El sismo seleccionado se procedió a escalar a un espectro de escalamiento con un factor de reducción  $R=1$ , considerando las recomendaciones de la Norma técnica peruana E030. En la *Figura XIV* se aprecia los componentes del sismo de Lima EW y NS, en la imagen superior se observa el registro original y en la imagen inferior el sismo después del escalamiento.

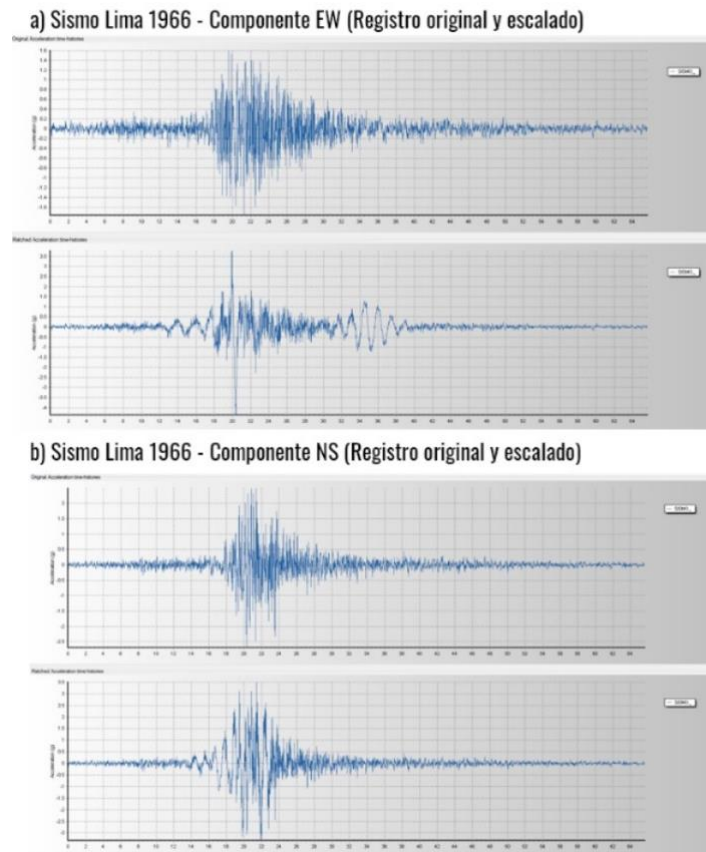


Figura XIV.- Componentes EW-NS del sismo de Lima 1966, original y escalado

En la *Tabla XXI* se muestra la aceleración de los registros escalados al espectro inelástico, considerando el sismo de diseño.

Sismo de Lima 1966	Aceleración original		Aceleración escalada	
	EW	NS	EW	NS
Aceleración máxima (m/s <sup>2</sup> )	1.8056	2.6824	4.3146	3.432
Aceleración en unidades de g	0.18g	0.27g	0.44g	0.35g

*Tabla XXI.- Resultados del escalamiento del evento sísmico de Lima 1966*

Los registros escalados generaron cuatro casos de análisis por cada modelo con interacción suelo estructura. El sismo de Lima EW – componente EW aplicado en la dirección *XX'* y en la dirección *YY'*.

Las derivas de entrepiso en la dirección *XX'* mediante el análisis tiempo historia obtenidos para el modelo con base empotrada y los modelos con interacción dinámica suelo-estructura se muestran en la *Tabla XXII*.

Nivel	Modelo Convencional	Barkan Savinov	Norma Rusa	Gazetas & Mylonakis
Azotea	0.0046	0.0049	0.0047	0.0048
Story5	0.0052	0.0055	0.0053	0.0054
Story4	0.0053	0.0056	0.0054	0.0054
Story3	0.0058	0.0061	0.0059	0.0060
Story2	0.0056	0.0060	0.0058	0.0058
Story1	0.0044	0.0047	0.0045	0.0046
Semi Sótano	0.0012	0.0015	0.0014	0.0015

*Tabla XXII.- Derivas con análisis Tiempo Historia. Sismo de Lima 1966 – EW, en la dirección XX'*

Las derivas de entrepiso en la dirección *YY'* mediante el análisis tiempo historia obtenidos para el modelo con base empotrada y los modelos dinámicos con interacción suelo-estructura se muestran en la *Tabla XXIII*.

Nivel	Modelo Convencional	Barkan Savinov	Norma Rusa	Gazetas & Mylonakis
Azotea	0.0015	0.0016	0.0015	0.0015
Story5	0.0016	0.0016	0.0016	0.0015
Story4	0.0018	0.0018	0.0018	0.0017
Story3	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018
Story2	0.0016	0.0016	0.0016	0.0016
Story1	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011
Semi Sótano	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001

Tabla XXIII.- Derivas con análisis Tiempo Historia. Sismo de Lima 1966 – EW, en la dirección YY’

En la *Tabla XXIV* se muestran los porcentajes de variación en las derivas en la dirección XX’ para los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura. Para el modelo de Barkan y Savinov, se observa un incremento en la deriva de 19.90 % en el semi sótano de la estructura (nivel en contacto con la losa de cimentación), para el caso de la Norma Rusa el porcentaje de incremento en la deriva fue de 11.66%, mientras que para Gazetas y Mylonakis la variación fue del 18.89%, el promedio de variación de los tres modelos en el modelo con empotramiento convencional fue de 16.82%.

Nivel	Barkan Savinov	Norma Rusa	Gazetas & Mylonakis	Promedio
Azotea	5.85%	3.13%	3.54%	4.17%
Story5	5.80%	3.04%	3.50%	4.12%
Story4	5.05%	1.91%	2.77%	3.25%
Story3	5.38%	2.36%	3.17%	3.63%
Story2	5.53%	1.97%	3.19%	3.56%
Story1	6.32%	3.01%	4.60%	4.65%
Semi Sótano	19.90%	11.66%	18.89%	16.82%

Tabla XXIV.- Porcentaje de variación en las derivas. Sismo de Lima 1966 – EW, en la dirección XX’

En la *Tabla XXV* se muestran los porcentajes de variación en las derivas en la dirección YY’ utilizando los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura. En los resultados para el modelo de Barkan y Savinov se observa un incremento en la deriva de 7.22% en el semi sótano de la estructura, en el modelo con los coeficientes de la Norma Rusa el porcentaje de incremento en la deriva fue de 5.59%, mientras que para Gazetas & Mylonakis el incremento fue del 7.85%. El promedio de variación de los tres modelos en comparación al modelo con empotramiento convencional fue de 6.89%.

Nivel	Barkan Savinov	Norma Rusa	Gazetas & Mylonakis	Promedio
Azotea	4.26%	2.50%	1.83%	2.86%
Story5	0.17%	1.23%	2.56%	1.21%
Story4	0.28%	0.84%	1.82%	0.98%
Story3	0.00%	0.61%	1.39%	0.67%
Story2	0.46%	0.30%	0.80%	0.21%
Story1	1.38%	0.37%	0.27%	0.68%
Semi Sótano	7.22%	5.59%	7.85%	6.89%

Tabla XXV.- Porcentaje de variación en las derivas. Sismo de Lima 1966 – EW, en la dirección YY’

En la *Figura XV* se aprecia los resultados de las derivas con el análisis tiempo historia, en la estructura con la base empotrada y con los coeficientes dinámicos de interacción suelo-estructura. El sismo usado en este caso fue el Sismo de Lima 1966 – componente EW, los resultados muestran un incremento de las derivas en la dirección XX’ y dirección YY’.

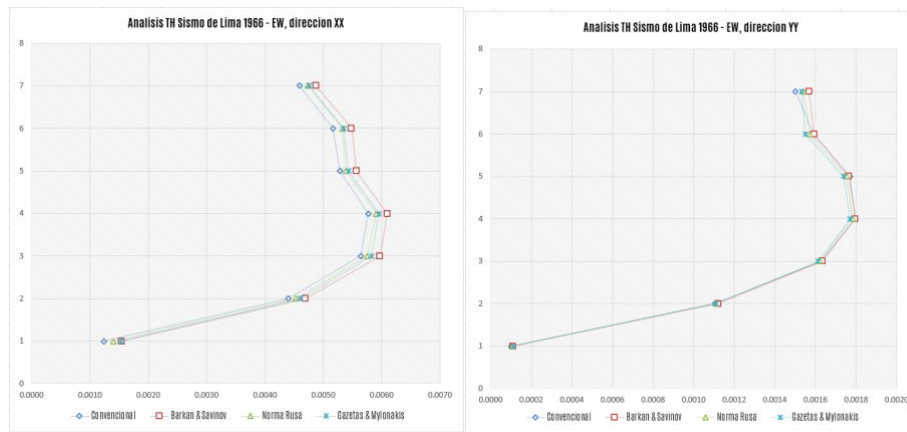


Figura XV.- Derivas obtenidos con el sismo de Lima 1966, componente EW

Los resultados para el caso del componente NS del sismo de Lima de 1966 se muestran en las tablas siguientes. Las derivas de entrepiso en la dirección  $XX'$  mediante el análisis tiempo historia obtenidos para el modelo con base empotrada y los modelos dinámicos con interacción suelo-estructura se muestran en la *Tabla XXVI*.

Nivel	Modelo Convencional	Barkan Savinov	Norma Rusa	Gazetas & Mylonakis
Azotea	0.0042	0.0046	0.0043	0.0044
Story5	0.0047	0.0050	0.0047	0.0048
Story4	0.0046	0.0046	0.0046	0.0044
Story3	0.0048	0.0049	0.0048	0.0047
Story2	0.0047	0.0049	0.0048	0.0048
Story1	0.0037	0.0040	0.0039	0.0039
Semi Sótano	0.0011	0.0014	0.0012	0.0013

Tabla XXVI.- Derivas con análisis Tiempo Historia. Sismo de Lima 1966 – NS, en la dirección  $XX'$

Las derivas de entrepiso en la dirección  $YY'$  mediante el análisis tiempo historia obtenidos para el modelo con base empotrada y los modelos dinámicos con interacción suelo-estructura se muestran en la *Tabla XXVII*.

Nivel	Modelo Convencional	Barkan Savinov	Norma Rusa	Gazetas & Mylonakis
Azotea	0.0012	0.0013	0.0013	0.0013
Story5	0.0013	0.0014	0.0013	0.0013
Story4	0.0014	0.0015	0.0014	0.0014
Story3	0.0014	0.0014	0.0014	0.0014
Story2	0.0012	0.0012	0.0012	0.0012
Story1	0.0007	0.0008	0.0008	0.0008
Semi Sótano	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001

Tabla XXVII.- Derivas con análisis Tiempo Historia. Sismo de Lima 1966 – NS, en la dirección  $YY'$

En la *Tabla XXVIII* se muestran los porcentajes de variación en las derivas en la dirección  $XX'$  para los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura. Para el modelo de Barkan y Savinov, se observa un incremento en la deriva de 20.65% en el semi sótano de la estructura (nivel en contacto con la losa de cimentación), para el caso de la Norma Rusa el porcentaje de incremento en la deriva fue de 11.92%, mientras que para Gazetas y Mylonakis la variación fue del 17.86%, el promedio de variación de los tres modelos en el modelo con empotramiento convencional fue de 16.81%.

Nivel	Barkan Savinov	Norma Rusa	Gazetas & Mylonakis	Promedio
Azotea	10.00%	2.50%	5.46%	5.99%
Story5	5.78%	1.28%	2.90%	3.32%
Story4	0.31%	1.19%	4.65%	1.26%
Story3	1.31%	0.79%	1.20%	0.22%

Story2	5.20%	2.34%	2.38%	3.31%
Story1	7.17%	3.42%	4.04%	4.88%
Semi Sótano	20.65%	11.92%	17.86%	16.81%

Tabla XXVIII.- Porcentaje de variación en las derivas. Sismo de Lima 1966 – NS, en la dirección XX'

En la Tabla XXIX se muestran los porcentajes de variación en las derivas en la dirección YY' utilizando los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura en comparación a la estructura con base empotrada convencionalmente. En los resultados para el modelo de Barkan y Savinov se observa un incremento en la deriva de 16.53% en el semi sótano de la estructura, en el modelo con los coeficientes de la Norma Rusa el porcentaje de incremento en la deriva fue de 12.17%, mientras que para Gazetas & Mylonakis el incremento fue del 15.48%. El promedio de variación de los tres modelos en comparación al modelo con empotramiento convencional fue de 14.73%.

Nivel	Barkan Savinov	Norma Rusa	Gazetas & Mylonakis	Promedio
Azotea	4.97%	2.35%	2.58%	3.30%
Story5	4.77%	2.29%	2.43%	3.16%
Story4	4.93%	2.32%	2.63%	3.29%
Story3	4.99%	2.40%	2.74%	3.38%
Story2	5.18%	2.49%	3.04%	3.57%
Story1	5.16%	2.51%	3.32%	3.66%
Semi Sótano	16.53%	12.17%	15.48%	14.73%

Tabla XXIX.- Porcentaje de variación en las derivas. Sismo de Lima 1966 – NS, en la dirección YY'

En la Figura XVI se aprecia los resultados de las derivas con el análisis tiempo historia, en la estructura con la base empotrada y con los coeficientes dinámicos de interacción suelo-estructura. El sismo usado en este caso fue el Sismo de Lima 1966 – componente NS, los resultados muestran las derivas en la dirección XX' y dirección YY'. Se observa un incremento de las derivas significativo en la base de la edificación, los resultados en el análisis tiempo historia confirman los resultados obtenidos mediante el análisis modal espectral.

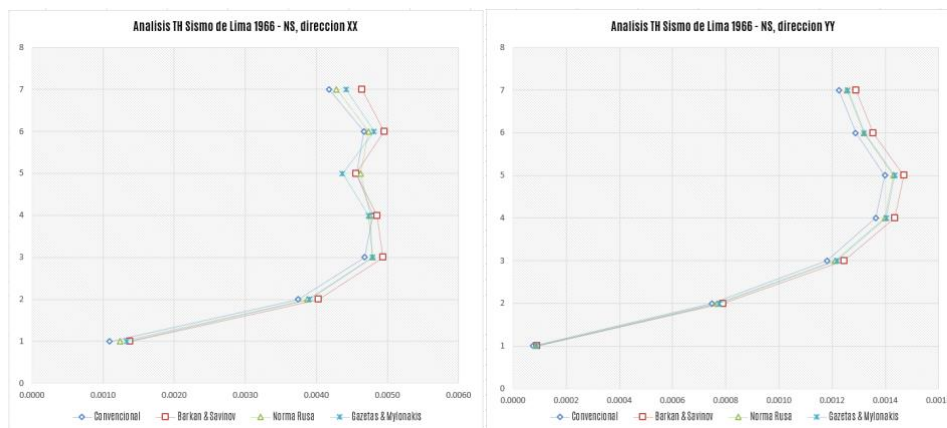


Figura XVI.- Derivas obtenidos con el sismo de Lima 1966, componente NS

## 7. Conclusiones

- El estudio inicia con el análisis de una edificación con un sistema estructural predominante en muros estructurales, utilizando un procedimiento convencional analítico modal espectral con el supuesto hipotético que la cimentación en contacto con el suelo es empotrada tal como lo señala la normativa peruana E030. Mediante un estudio de mecánica de suelos se procedió a determinar las propiedades del estrato que subyace a la cimentación, dichas propiedades se usaron para calcular los coeficientes de interacción suelo-estructura para los modelos ISE de Barkan y Savinov, Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 y Gazetas & Mylonakis, al incorporar los coeficientes en los modelos respectivos se llegó a determinar que estos modelos de ISE tienen efectos importantes sobre el comportamiento estructural de la edificación, siendo la deriva el indicador principal que muestra un incremento en todos los casos de análisis. Mediante un análisis tiempo historia considerando el sismo de Lima de 1966 se verificó que los resultados concuerdan con los resultados obtenidos mediante el procedimiento analítico modal espectral.

- Mediante la incorporación de los coeficientes dinámicos de interacción suelo-estructura en el análisis estructural, se demostró que existe una modificación en las frecuencias de vibración del modelo estructural, una variación del periodo en un rango menor al 5% en comparación al modelo estructural con un análisis convencional que considera la base con restricción a desplazamientos en sus ejes traslacionales y rotacionales. El resultado obtenido se debe en gran medida al grado de rigidez de la estructura, que lo clasifica como una estructura con un sistema de muros estructurales, dentro de los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura se apreció un incremento del periodo en 1.6% para el modelo de Barkan y Savinov, lo que permite determinar que la variación en este indicador del comportamiento estructural no es significativa.
- En lo concerniente a los esfuerzos cortantes se apreció un incremento no significativo con los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura. La máxima variación obtenida fue del 4.04% para el modelo de Gazetas & Mylonakis en el último nivel de la estructura. La incorporación de los coeficientes de interacción dinámica suelo-estructura confirmaron el incremento de esfuerzos, sin embargo, para la zona de aceleración sísmica Zona 2 no se consideran significativas.
- En las derivas de entrepiso de la estructura provocadas por las deformaciones laterales, la incorporación de los coeficientes dinámicos de interacción suelo-estructura confirmaron un incremento significativo en el nivel 1 o semisótano, variando en la dirección  $XX'$  de la estructura en un 20.04% para el modelo dinámico de Barkan y Savinov, para el modelo con los coeficientes de la Norma Rusa fue de 11.52%, mientras que en el modelo con los coeficientes de Gazetas & Mylonakis se obtuvo un incremento de 18.12%. En la dirección  $YY'$  de la edificación se obtuvo un incremento de 10,53% para el modelo dinámico de Barkan y Savinov, para el modelo de la Norma Rusa se obtuvo un incremento en 8.68%, mientras que en el modelo con los coeficientes de Gazetas & Mylonakis se obtuvo un incremento de 12.30%. En un análisis modal espectral se determinó que el incremento de las derivas es significativo, al considerar la interacción suelo-estructura con los modelos dinámicos.
- En el análisis tiempo historia con el sismo de Lima – 1966 para el caso de análisis con el componente EW, la incorporación de los coeficientes dinámicos de interacción suelo-estructura confirmaron un incremento significativo en el nivel 1 o semisótano. En la dirección  $XX'$  de la estructura se apreció un incremento de 19.90% para el modelo dinámico de Barkan y Savinov, para el modelo con los coeficientes de la Norma Rusa fue de 11.66%, mientras que en el modelo con los coeficientes de Gazetas & Mylonakis se obtuvo un incremento de 18.89%. En la dirección  $YY'$  de la edificación se obtuvo un incremento de 7.22% para el modelo dinámico de Barkan y Savinov, para el modelo de la Norma Rusa se obtuvo un incremento en 5.59%, mientras que en el modelo con los coeficientes de Gazetas & Mylonakis se obtuvo un incremento de 7.85%. Los resultados confirman el resultado obtenido con el método modal espectral, siendo la variación promedio en la dirección  $XX'$  de un 16.82%.
- En el análisis tiempo historia con el sismo de Lima – 1966 para el caso de análisis con el componente NS, la incorporación de los coeficientes dinámicos de interacción suelo-estructura confirmaron un incremento significativo en el nivel 1 o semisótano. En la dirección  $XX'$  de la estructura se apreció un incremento de 20.65% para el modelo dinámico de Barkan y Savinov, para el modelo con los coeficientes de la Norma Rusa fue de 11.92%, mientras que en el modelo con los coeficientes de Gazetas & Mylonakis se obtuvo un incremento de 17.86%. En la dirección  $YY'$  de la edificación se obtuvo un incremento de 16.53% para el modelo dinámico de Barkan y Savinov, para el modelo de la Norma Rusa se obtuvo un incremento en 12.17%, mientras que en el modelo con los coeficientes de Gazetas & Mylonakis se obtuvo un incremento de 15.48%. Los resultados para este caso de análisis tiempo historia confirman el resultado obtenido con el método modal espectral, siendo la variación promedio en la dirección  $XX'$  de un 16.81%.
- Mediante los resultados obtenidos por el procedimiento modal espectral y análisis tiempo historia en la estructura, se demuestra que la incorporación de los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura modifican el comportamiento estructural significativamente, específicamente en las derivas en el nivel que se encuentra en contacto directo con la losa de cimentación, Ccorratgé, Martínez y Cobelo (2022) refuerzan estos resultados al demostrar que la consideración de la interacción dinámica suelo-estructura genera incrementos en los desplazamientos en el tope de la edificación y en las derivas por piso, lo que podría llevar a un desempeño estructural menos favorable, entrando en rangos de pre-colapso y colapso.
- Se concluye que la utilización de los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura exigen a la estructura a una mayor deformación lateral, resultado que coincide con las investigaciones realizadas por autores diversos como Villarreal (2023), Morales y Espinoza (2020), Acuña y Molina (2023) quienes llegan a concluir que un

efecto del uso de los modelos de interacción suelo-estructura es un incremento en las derivas de la estructura, lo cual puede ser una diferencia para que una edificación pase del rango elástico al inelástico.

## **8. Recomendaciones**

- Mediante los resultados obtenidos se llegó a determinar que los modelos de ISE dinámicos incrementan las derivas de la estructura principalmente en el nivel que está en contacto con la cimentación, modificando el comportamiento estructural de la edificación. Los resultados obtenidos mediante el uso de los coeficientes dinámicos de interacción suelo-estructura, muestran resultados con un mayor grado de realidad en el modelamiento, por lo cual es recomendable considerar la incorporación de la interacción dinámica suelo-estructura en la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E030.
- Considerando que la interacción suelo-estructura con los modelos dinámicos de Barkan y Savinov, Norma Rusa y Gazetas & Mylonakis, en un suelo flexible afectan con mayor incidencia en el nivel más bajo, es necesario considerar investigaciones similares en estructuras que puedan presentar irregularidades de rigidez en ese nivel como piso blando, estructuras con sistemas apertados y estructuras con sistemas duales de columnas y muros estructurales.
- Es recomendable considerar modelos dinámicos de interacción suelo-estructura con procedimientos analíticos de tiempo historia con diversos sismos que puedan ser representativos para la zona sísmica en estudio. Considerando que los resultados obtenidos pueden ser más exigentes para procedimientos de análisis no lineal y no lineal por integración directa.
- Es recomendable considerar el estudio de los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura en edificaciones reales, como colegios, escuelas y hospitales, en vista que cada tipología presenta una variedad de sistemas estructurales diferentes por su uso, por lo cual mediante la incorporación de los modelos ISE se puede señalar en que tipologías pueden ser de uso obligatorio y normativo.

## Referencias

- [1] Acuña, F. & Molina, C. *Efectos de la interacción suelo estructura (ISE) en una edificación de 5 pisos tipo pórtico en concreto reforzado sobre suelo blando (arcilla) típico en la ciudad de Montería – Córdoba*. 2023. Revista Ciencia latina, Vol. 7 Núm. 4 (2023)
- [2] Braña, P. Gamón, R, Fundora, Nelson, & Martínez, J. *Influence of Height in the Consideration of the Dynamic Soil-structure Interaction in Buildings with dual Typology Located in Areas of High Seismic Hazard*. Journal of earthquake engineering, 2022, vol. 26, no. 5, p. 1234-1256.
- [3] Ccorratgé, Z. Martínez, J y Cobelo, W. *Influencia de la interacción dinámica suelo-estructura en el mecanismo de colapso y nivel de desempeño de edificaciones de hormigón armado*. 2022. Revista de Ingeniería Sísmica, p. 41-53.
- [4] García, J. Ramsés, J. & Fernández, L. *Efecto de la Interacción Suelo- Estructura en la detección de daño, usando el método de rigideces base*. 2011 Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica. XVIII Congreso nacional de Ingeniería Sísmica.
- [5] Morales, L. & Espinoza, A. *Influencia de la interacción suelo estructura (ISE) de cimentaciones superficiales en suelos no cohesivos en el comportamiento estructural de una edificación de 8 pisos y un subsuelo*. 2020. Revista Ingenio, N.º 1 vol. 3 (2020)
- [6] MVCS (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento). *Norma E020. Cargas*. Lima - Perú
- [7] MVCS (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento). *Norma E030. Diseño Sismorresistente*. Lima - Perú.
- [8] MVCS (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento). *Norma E060. Concreto Armado*. Lima - Perú.
- [9] NIST GCR 12-917-21. *Soil-Structure Interaction for Building Structures*. 2012, National Institute of Standards and Technology Engineering Laboratory Gaithersburg, California, USA.
- [10] Tena, A. *Interacción suelo-estructura: reflexiones sobre su importancia en la respuesta dinámica de estructuras durante sismos*. Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, 2019, Vol. 24, Nro. 2, p. 141-165.
- [11] Obinna, U. *Modelling of Soil- Structure Interaction*. 2022, Structville Integrated Services Limited. USA. [https://structville.com/2022/03/modelling-of-soil-structure-interaction.html#google\\_vignette](https://structville.com/2022/03/modelling-of-soil-structure-interaction.html#google_vignette)
- [12] Villarreal, G. *Interacción Sísmica Suelo-Estructura en Edificaciones con Plateas de cimentación*. 2017, Primera edición. Lima, Perú.
- [13] Villarreal, G. *Soil-Structure Interaction in Buildings*. 2023, Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras. Vol. 28, 2, 103-125(2023)
- [14] Villarreal, G. *Interacción Sísmica Suelo-Estructura en Edificaciones con zapatas aisladas*. 2009, Primera edición. Lima, Perú.
- [15] Villarreal, G. & Aguila, C. *Soil-structure interaction and its influence on the seismic response of rc buildings*. Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, 2021, vol. 14, no. 2, p. 55-73.

**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

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

GVC 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.