

SOIL STRUCTURE INTERACTION IN BUILDINGS WITH ISOLATED FOUNDATIONS

Genner Alvarito Villarreal Castro⁽¹⁾

⁽¹⁾Doctor (Ph.D) en Ingeniería Sismorresistente, Profesor Principal, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad de San Martín de Porres, Av. La Fontana 1250, Urb. Santa Patricia, La Molina, Lima, Perú.
gvillarrealc@usmp.pe

Received: February 2020. Accepted: April 2020.
Published: July 1, 2020

ABSTRACT

This investigation was oriented to solve one of the present problems of the Structural Mechanics, specifically, the methodology of calculation of constructions with isolated foundations, considering the flexibility of the soil of the laying of foundations.

The methodology of modeling of constructions with isolated foundations in real conditions of Peru and with the application of program SAP2000 is described, analyzing it by the four dynamic models chosen before the seismic action with diverse rakes and considering the dissipation of energy in the base. Also, LIRA was modeled to the construction by the program and it calculated through the Russian Norm SNIP II-7-81*, whose comparison of results has special interest. Also, the COSMOS was modeled to the same construction with the help of space solid elements through program, whose results have proximity with the structural damages in columns caused by important earthquakes.

The comparison of results, indicates that the greater effect of flexibility of the foundation base occurs in dynamic model V.A. Ilchev (without energy dissipation) and the smaller effect in dynamic model D.D. Barkan - O.A. Savinov. The results of the dynamic models Russian Norm SNIP 2.02.05-87 (without dissipation and with dissipation of energy), A.E. Sargsian and V.A. Ilchev (with energy dissipation) is both between previous dynamic models.

Keywords: Interaction, seismic, soil structure, buildings, isolated foundations

INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES CON ZAPATAS AISLADAS

RESUMEN

La presente investigación está orientada a resolver uno de los problemas actuales de la Mecánica Estructural, específicamente, la metodología de cálculo de edificaciones con zapatas aisladas, considerando la flexibilidad de la base de la cimentación.

Se describe la metodología de modelación de edificaciones con zapatas aisladas en condiciones reales del Perú y con la aplicación del programa SAP2000,

analizándolo por los cuatro modelos dinámicos elegidos ante la acción sísmica con diversos ángulos de inclinación y considerando la disipación de energía en la base. Asimismo, se modeló la edificación por el programa LIRA y se calculó a través de la Norma Rusa SNIP II-7-81*, cuya comparación de resultados tiene especial interés. También se modeló la misma edificación con ayuda de elementos sólidos espaciales a través del programa COSMOS, cuyos resultados tienen cercanía con los daños estructurales en columnas ocasionados por sismos importantes.

La comparación de resultados indica que el mayor efecto de flexibilidad de la base de fundación se da en el modelo dinámico V.A. Ilichev (sin disipación de energía) y el menor efecto en el modelo dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov. Los resultados de los modelos dinámicos Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 (sin disipación y con disipación de energía), A.E. Sargsian y V.A. Ilichev (con disipación de energía) se encuentran entre los dos modelos dinámicos anteriores.

Palabras clave: Interacción, sísmica, suelo estructura, edificaciones, zapatas aisladas

1. INTRODUCCIÓN

El Perú es un país altamente sísmico y según la clasificación mundial le corresponde 9 grados en la escala Mercalli Modificada. Cerca de 33 millones de peruanos viven en zonas sísmicas y están expuestos a las constantes amenazas de ocurrencias de sismos. Cabe indicar, que en investigaciones sísmicas, aún están lejos de poder resolver el peligro sísmico, el cual se incrementa y al que están expuestos cotidianamente.

Las construcciones en zonas sísmicas se incrementan a diario en el país. En consecuencia, la seguridad estructural tiene un valor importante en el desarrollo nacional. La reducción de los costos, con la consecuente seguridad de las obras en zonas sísmicas es el problema central de la construcción en el Perú. La razón fundamental en la solución de este problema es la elaboración de metodologías de cálculo sísmico de edificaciones con zapatas aisladas, considerando la real interacción suelo-estructura.

En los últimos tiempos se está dando bastante importancia al problema de interacción suelo-estructura. En un sentido más generalizado, este problema puede ser formulado como un contacto dinámico entre la base y la estructura.

La actualidad de este tema consiste, en que, inclusive los primeros modelos dinámicos de interacción suelo-estructura han influido en el estado esfuerzo-deformación de la edificación. En un grado intermedio, este tema ha sido tratado en la corrección de la norma rusa SNIP II-7-81*.

Cabe indicar que en la actualidad este problema aún está lejos de su verdadera formulación, ya que su modelo matemático correcto tiene un sinnúmero de espectros de solución que merecen un trabajo científico serio. En las investigaciones actuales se han resuelto varios aspectos de este problema. Por ejemplo, cuando la base es considerada como un semiespacio elástico y la acción sísmica como un proceso ondulatorio, se resolvieron varios problemas de difracción

de ondas en la cimentación, el cual ha determinado el carácter de la acción sísmica en la edificación.

Otra orientación más cercana a los métodos ingenieriles, se relacionan con determinados parámetros de rigidez de la cimentación, que se determinan en base a investigaciones experimentales o procesos teórico-experimentales, que consideran el carácter ondulatorio de la acción sísmica.

La flexibilidad del suelo de fundación se refleja en los períodos, frecuencias y formas de vibración libre de las estructuras, que a su vez influyen en la magnitud de las fuerzas sísmicas. En general, este problema se ha investigado en forma insuficiente y, por lo tanto, es un campo abierto para los investigadores. La consideración de la flexibilidad del suelo de fundación nos lleva a la precisión del esquema de cálculo de la edificación y a una correcta redistribución de esfuerzos.

La interacción suelo-estructura se usa con mucha frecuencia en la práctica y se considera un campo abierto en la investigación sísmica, representando el presente trabajo un aporte importante en la actualización de los métodos de cálculo de edificaciones con zapatas aisladas.

2. MODELOS DINÁMICOS DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

Como se desprende de la idea principal de los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura, es la correspondiente asignación de los coeficientes de rigidez, que determinan la condición real de interacción suelo-cimentación:

$$\begin{aligned} R_{\alpha} &= K_{\alpha} u_{\alpha} \\ R_{\varphi\alpha} &= K_{\varphi\alpha} \varphi_{\alpha} \end{aligned} \quad (\alpha = x, y, z) \quad (1)$$

Dónde R_{α} - fuerzas de reacción (T); $R_{\varphi\alpha}$ - momento de reacción (T.m); K_z - coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme (T/m); K_x, K_y - coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme (T/m); $K_{\varphi x}, K_{\varphi y}$ - coeficientes de rigidez de compresión elástica no uniforme (T.m); $K_{\varphi z}$ - coeficiente de rigidez de desplazamiento elástico no uniforme (T.m); u_{α} - desplazamiento lineal (m); φ_{α} - desplazamiento angular.

En particular, el carácter espacial del trabajo del armazón estructural permite la posibilidad del surgimiento de vibraciones torsionales en las columnas, quedando el esquema espacial de cálculo el mostrado en la figura 1, donde "0" es el centro de rigidez de la cimentación.

También se analiza la posibilidad de considerar el amortiguamiento, dado por los parámetros de amortiguación relativa o por los módulos de amortiguación. De esta manera, las vibraciones pueden ser descritas parcialmente por: vibraciones verticales; vibraciones horizontales; vibraciones horizontal-rotacionales; vibraciones rotacionales alrededor del eje vertical.

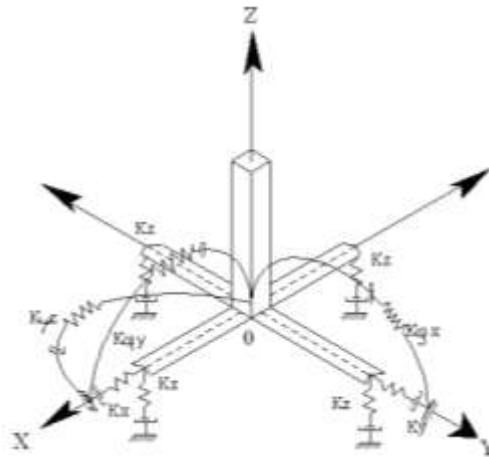


Figura 1 Modelo de interacción suelo-zapata-superestructura

El modelo de cálculo de la figura 1 debe ser corregido, para el caso de la acción sísmica, bajo los siguientes principios:

- 1) La cimentación debe ser analizado como un cuerpo absolutamente rígido.
- 2) En el sistema dinámico suelo-estructura, la cimentación debe ser descrita como una masa puntual en el centro de gravedad de la cimentación.
- 3) En calidad de acción externa actúa el efecto sísmico. Para hacer más fácil el esquema de cálculo, puede ser descrito en forma de un vector espacial $\vec{V}(t)$, actuante en el centro de gravedad de la cimentación. Como esta acción es cinemática, se da en forma de un oscilograma de aceleraciones.

En la práctica, mayormente se dan los datos de un componente de desplazamientos o aceleraciones en el plano horizontal. Por ello, en los cálculos sísmicos el componente externo, se da en forma de vector, actuante en el plano horizontal.

Durante el proceso de estudio teórico, se eligieron cuatro modelos dinámicos de interacción suelo-zapata aislada-superestructura, los cuales se detallan a continuación y para un mejor entendimiento se describen perfectamente en el libro "Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas", escrito por el Ph.D. Genner Villarreal Castro.

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

Como resultado de muchas investigaciones experimentales para determinar los coeficientes de rigidez (T/m y T.m) de las cimentaciones, el científico ruso D.D. Barkan propuso utilizar las siguientes expresiones:

$$K_z = C_z A; \quad K_x = C_x A; \quad K_\phi = C_\phi I \quad (2)$$

Dónde C_z, C_ϕ - coeficientes de compresión elástica uniforme y no uniforme (T/m³); C_x - coeficiente de desplazamiento elástico uniforme (T/m³); A - área de la

base de la cimentación (m^2); I - momento de inercia de la base de la cimentación respecto al eje principal, perpendicular al plano de vibración (m^4). La forma final para determinar los coeficientes de compresión y desplazamiento (T/m^3) de la base en el modelo D.D. Barkan-O.A. Savinov es:

$$C_z = C_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}; \quad C_x = D_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}};$$

$$C_\varphi = C_0 \left[1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad (3)$$

Dónde C_0, D_0 - coeficientes (T/m^3) determinados a través de experimentos realizados para $\rho = \rho_0$ (T/m^2); a, b - dimensiones de la cimentación en el plano (m); Δ - coeficiente empírico, asumido para cálculos prácticos igual a $\Delta = 1m^{-1}$.

Para cálculos prácticos se recomienda utilizar las siguientes fórmulas (T/m^3):

$$C_0 = 1,7 \cdot \frac{E_0}{1 - \mu^2} \cdot 10^{-3};$$

$$D_0 = 1,7 \cdot \frac{E_0}{(1 + \mu)(1 - 0,5\mu)} \cdot 10^{-3} \quad (4)$$

Donde E_0 - módulo de elasticidad, calculado experimentalmente para una presión estática del suelo de 0,1-0,2kgf/cm²; μ - coeficiente de Poisson

2.2. Modelo V.A. Ilichev

El modelo dinámico V.A. Ilichev fue elaborado para aplicarlo a problemas ondulatorios de interacción suelo-estructura, modelado como un semiespacio elástico. En un inicio el esquema de cálculo de este modelo se aplicó a problemas de vibraciones verticales de cimentaciones circulares, apoyados sobre un semiespacio elástico isótropo. El esquema de cálculo de este modelo se muestra en la figura 2.

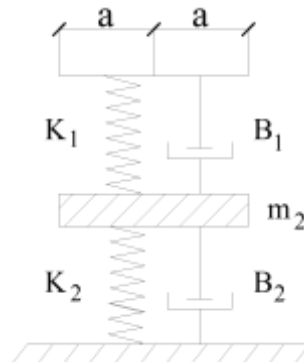


Figura 2 Modelo dinámico V.A. Ilichev

La parte superior del sistema es una placa sin peso, donde el resorte con rigidez K_1 y el amortiguador B_1 modelan el efecto creado por las ondas longitudinales. Los parámetros K_1 y B_1 dependen del radio de la placa, densidad del material del semiespacio y velocidad de las ondas longitudinales; y no depende del coeficiente de Poisson y velocidad de ondas transversales. A la parte inferior del sistema le corresponde el comportamiento dinámico de la placa ante las ondas transversales y de Rayleigh. Los parámetros m_2, B_2, K_2 también dependen de las dimensiones de la placa y densidad del medio, pero a diferencia de los parámetros del sistema superior, dependen del coeficiente de Poisson μ y la velocidad de las ondas transversales C_2 ; más no dependen de la velocidad de las ondas longitudinales. Asimismo, en el modelo se ha dividido la influencia de las ondas longitudinales en las transversales, así como las ondas Rayleigh en el movimiento de la placa.

Las ondas longitudinales crean la resistencia al movimiento de la placa (cimentación), dependiente de su desplazamiento y velocidad. Las ondas transversales y Rayleigh crean también resistencia, dependiente de la aceleración del movimiento de la placa, que tuvo su repercusión en el origen de la masa m_2 .

El modelo dinámico descrito fue determinado como un sistema con 1,5 grados de libertad, donde un grado de libertad se determina en la parte inferior del sistema y medio grado de libertad se registra en la parte superior de la misma.

Luego este modelo fue generalizado a las vibraciones horizontales y rotacionales de la cimentación, apoyado sobre base elástica con ley de variación lineal de las propiedades de deformación a través de la profundidad del suelo de fundación. En particular, la variación del módulo de elasticidad $E_{(z)}$ de la base de fundación, se aproxima a la ley:

$$E_{(z)} = E_0 \left[\operatorname{tg} \psi \cdot \frac{z}{\alpha} + 1 \right] \quad (5)$$

Dónde E_0 - módulo de elasticidad (T/m^2) del suelo en la superficie; z - coordenada de la profundidad del suelo de fundación, respecto a su superficie (m); ψ - ángulo de fricción interna del suelo; $\alpha = 1m$

La aproximación definida, describe la variación de las propiedades de deformación de la base hasta una profundidad $5a$ para las vibraciones verticales, $3a$ para las rotacionales y $2a$ para las horizontales.

Dónde $a = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$ - radio (m) asumido de la base de la cimentación, de área A .

Los cinco parámetros adimensionales del modelo mecánico de la base con 1,5 grados de libertad, representan una dependencia lineal de \sqrt{A} .

$$Y = Y_0 + Y_1 \cdot \text{tg} \psi \cdot \sqrt{\frac{A}{\alpha}} \quad (6)$$

Dónde Y - cualquier parámetro con índice o sin índice; $b_{z1}, K_{z1}, m_z, b_{z2}, K_{z2}$ - coeficientes para las vibraciones verticales, donde el amortiguador b_{z1} y la rigidez K_{z1} corresponden a la parte superior del modelo (medio grado de libertad) y los coeficientes m_z, b_{z2}, K_{z2} a la parte inferior (un grado de libertad); $b_{\phi1}, K_{\phi1}, m_\phi, b_{\phi2}, K_{\phi2}$ - parámetros análogos para las vibraciones rotacionales; $b_{x1}, K_{x1}, m_x, b_{x2}, K_{x2}$ - coeficientes para las vibraciones horizontales.

Los miembros Y_0, Y_1 se determinan por tablas, dependientes del tipo de vibración y coeficiente de Poisson (μ) de la base de fundación.

Los parámetros adimensionales Y se determinan en forma dimensional por las siguientes fórmulas:

Para las vibraciones rotacionales:

$$\begin{aligned} K_\phi &= (C_2)^2 \cdot \rho \cdot k_\phi \cdot a^3 \\ B_\phi &= (C_2) \cdot \rho \cdot b_\phi \cdot a^4 \\ M_\phi &= \rho \cdot a^5 \cdot m_\phi \end{aligned} \quad (7)$$

Para las vibraciones horizontales (verticales):

$$\begin{aligned} K_{x(z)} &= (C_2)^2 \cdot \rho \cdot k_{x(z)} \cdot a \\ B_{x(z)} &= (C_2) \cdot \rho \cdot b_{x(z)} \cdot a^2 \\ M_{x(z)} &= \rho \cdot a^3 \cdot m_{x(z)} \end{aligned} \quad (8)$$

Dónde C_2 - velocidad de propagación de la onda transversal (m/s); ρ - densidad del suelo de la base de fundación ($T \cdot s^2/m^4$).

Considerando, que en el modelo analizado las conexiones con rigideces K_1 y K_2 están unidas consecutivamente, en el cálculo vamos a ingresar la rigidez equivalente determinada por la fórmula:

$$K = \frac{K_1 \cdot K_2}{K_1 + K_2} \quad (9)$$

2.3. Modelo A.E. Sargsian

En las investigaciones de A.E. Sargsian y A.A. Najapetian se elaboró otro modelo dinámico de interacción suelo-estructura, utilizado para fines académicos.

De acuerdo a tal modelo dinámico, en su análisis se ingresan parámetros cuasiestáticos de rigidez de la base de fundación K_x, K_φ, K_z ; que se determinan por las siguientes fórmulas:

$$K_x = \frac{28,8.(1-\mu^2).\rho.C_2^2.\sqrt{A}}{\pi.(7-8\mu)}$$

$$K_\varphi = \frac{8,52.\rho.C_2^2.I}{\sqrt{\pi}.(1-\mu).\sqrt{A}} \quad (10)$$

$$K_z = \frac{\rho.C_1^2.\sqrt{A}}{\Phi.(1-\mu^2)}$$

Dónde ρ - densidad del suelo de fundación (T.s²/m⁴); A - área de la base de la cimentación (m²); I - momento de inercia (m⁴) del área de la base de la cimentación respecto al eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad perpendicular al plano de vibración; $\Phi = 0,833$; C_1 - velocidad de propagación de las ondas longitudinales en el suelo de fundación (m/s); C_2 - velocidad de propagación de las ondas transversales (m/s).

De acuerdo a la concepción de semiespacio elástico, las velocidades de propagación de las ondas longitudinales y transversales se pueden calcular por las siguientes fórmulas:

$$C_1^2 = \frac{(1-\mu).E}{(1+\mu).(1-2\mu).\rho} \quad (11)$$

$$C_2^2 = \frac{E}{2.(1+\mu).\rho}$$

Dónde E - módulo de elasticidad del suelo de fundación.

2.4. Modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

Los coeficientes de rigidez de compresión elástica uniforme K_z (T/m); desplazamiento elástico uniforme K_x (T/m); compresión elástica no uniforme K_φ (T.m) y desplazamiento elástico no uniforme K_ψ (T.m); se calculan por las fórmulas:

$$\begin{aligned}
 K_z &= C_z A \\
 K_x &= C_x A \\
 K_\varphi &= C_\varphi I_\varphi \\
 K_\psi &= C_\psi I_\psi
 \end{aligned}
 \tag{12}$$

Dónde A - área de la base de la cimentación (m^2); I_φ - momento de inercia (m^4) del área de la base de la cimentación respecto al eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad perpendicular al plano de vibración; I_ψ - momento de inercia (m^4) del área de la base de la cimentación respecto al eje vertical, que pasa por el centro de gravedad de la cimentación (momento polar de inercia).

La principal característica elástica de la cimentación, es decir el coeficiente de compresión elástica uniforme C_z (T/m^3), se determina por medio de ensayos experimentales. En caso que no exista dicha información se puede determinar por la siguiente fórmula:

$$C_z = b_0 E \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right)
 \tag{13}$$

Dónde b_0 - coeficiente (m^{-1}) asumido para suelos arenosos igual a 1; para arenas arcillosas 1,2; para arcillas, cascajos, gravas, cantos rodados, arenas densas igual a 1,5; E - módulo de elasticidad del suelo en la base de la cimentación (T/m^2); $A_{10} = 10m^2$

Los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme C_x (T/m^3); compresión elástica no uniforme C_φ (T/m^3) y desplazamiento elástico no uniforme C_ψ (T/m^3); se determinan por las siguientes fórmulas:

$$\begin{aligned}
 C_x &= 0,7C_z \\
 C_\varphi &= 2C_z \\
 C_\psi &= C_z
 \end{aligned}
 \tag{14}$$

En las propiedades de amortiguación de la base de la cimentación, se deben de considerar las amortiguaciones relativas ξ , determinadas por ensayos de laboratorio.

En el caso que no existan datos experimentales, la amortiguación relativa para las vibraciones verticales ξ_z se puede determinar por las fórmulas:

Para las vibraciones establecidas (armónicas) o conocidas:

$$\xi_z = \frac{2}{\sqrt{p_m}} \quad (15)$$

$$\left(\xi_z = \frac{0,7}{\sqrt{p_m}} \right)$$

Para las vibraciones no establecidas (impulsos) o desconocidas:

$$\xi_z = 6 \sqrt{\frac{E}{C_z p_m}} \quad (16)$$

$$\left(\xi_z = 2 \sqrt{\frac{E}{C_z p_m}} \right)$$

Dónde E - módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación (T/m^2); C_z - coeficiente de compresión elástica uniforme (T/m^3); p_m - presión estática media en la base de la cimentación (T/m^2).

$$p_m \leq \gamma_{ts} R \quad (17)$$

Siendo γ_{ts} - coeficiente de la condición de trabajo del suelo de fundación, asumido igual a 0,7 para arenas saturadas de grano fino o polvorosa y arcillas de consistencia movediza; y para el resto de suelos es igual a 1; R - resistencia de cálculo del suelo de fundación (T/m^2).

Las amortiguaciones relativas para las vibraciones horizontales y rotacionales respecto a sus ejes horizontal y vertical, se pueden determinar por las siguientes fórmulas:

$$\xi_x = 0,6 \xi_z$$

$$\xi_\varphi = 0,5 \xi_z \quad (18)$$

$$\xi_\psi = 0,3 \xi_z$$

En las fórmulas (15) y (16), lo que está entre paréntesis corresponden a las unidades técnicas de medida.

3. CÁLCULO DE EDIFICACIONES CONSIDERANDO LA INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

Como objeto de investigación se eligió una edificación típica. Este es un edificio aporticado de 5 pisos de dos vanos, de dimensiones en el plano de 12m x 20m, con una altura de piso de 3,5m tal como se muestran en las figuras 3 y 4.

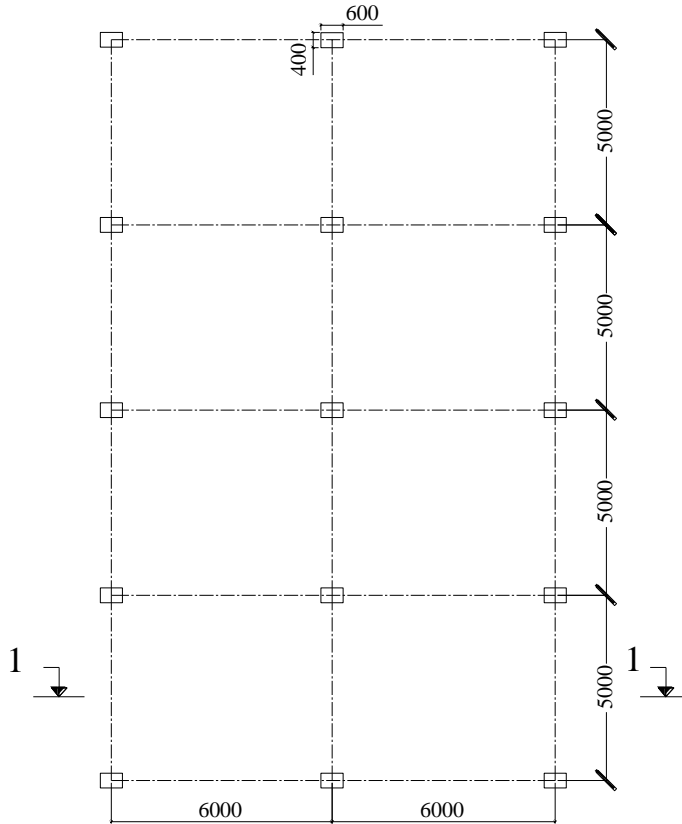


Figura 3 Plano de la edificación

Las características del edificio y del suelo de fundación son:

CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO:

Módulo de elasticidad del concreto	$E_c = 23000\text{MPa}$
Peso específico del concreto	$\gamma_c = 2,4\text{T/m}^3$
Coefficiente de Poisson del concreto	$\mu_c = 0,20$
Carga viva	$CV = 0,2\text{T/m}^2$

CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE FUNDACION:

Tipo de suelo	Arena densa
Módulo de elasticidad del suelo	$E_s = 70\text{MPa}$
Densidad del suelo	$\rho_s = 0,18\text{T}\cdot\text{s}^2/\text{m}^4$
Coefficiente de Poisson del suelo	$\mu_s = 0,35$
Angulo de fricción interna del suelo	$\psi_s = 24^\circ$

Los cálculos se realizaron por la Norma Peruana de Estructuras y bajo la acción de dos acelerogramas reales: Lima (17.10.1966) y Moyobamba (25.09.2005), cuyas características se indican en la tabla 1.

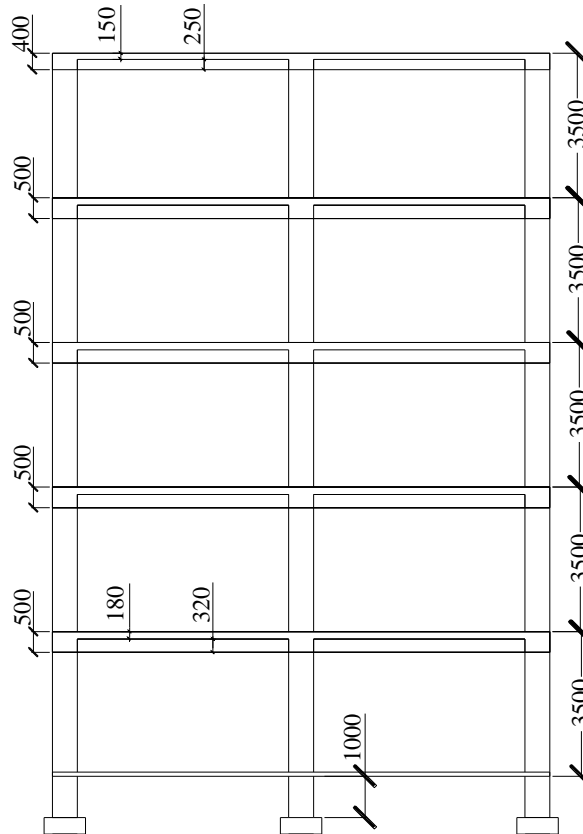


Figura 4 Elevación del edificio (corte 1-1)

Tabla 1 Sismos de estudio

Sismo	Duración (estación)	Aceleración máxima	Profundidad focal	Magnitud de momento (M_w)
Lima 1966	197,64s	2,693m/s ²	30km	8,1
Moyobamba 2005	27s	1,314m/s ²	115km	7,5

El cálculo numérico se realizó con ayuda del programa SAP2000 y bajo diversas orientaciones del sismo ($\alpha = 0^\circ, 45^\circ, 90^\circ$) con el eje longitudinal del edificio.

Asimismo, se modeló la misma edificación por medio de barras universales, a través del programa LIRA y la Norma Rusa SNIP II-7-81*, sin considerar la disipación de energía en la base, tal como se muestra en la figura 5.

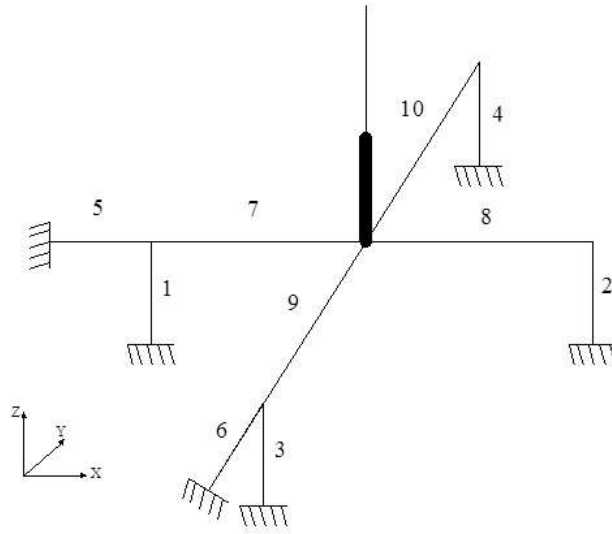


Figura 5 Elemento finito del modelo de cimentación

Para la parte vertical (1, 2, 3, 4) del modelo, se utilizó la barra universal, asignándole rigideces de acuerdo al tipo de barra 10 (tabla 2). Para ello, hace falta dividir K_z entre cuatro (barras 1, 2, 3, 4), K_{ϕ_x} entre dos (barras 3 y 4), K_{ϕ_y} entre dos (barras 1 y 2), K_{ψ_z} entre cuatro (barras 1, 2, 3, 4). La distancia entre los elementos verticales 1 y 2 es el ancho de la cimentación en el eje OX y la distancia entre los elementos verticales 3 y 4 el ancho de la cimentación en el eje OY.

Para modelar los elementos horizontales 5 y 6, se utilizaron barras de armaduras espaciales tipo 4 (tabla 2), con rigideces correspondientes a K_x y K_y .

Para modelar los elementos 7, 8, 9 y 10 se utilizaron barras universales tipo 10 (tabla 2) con un módulo de elasticidad E muy grande, para que trabajen como barras infinitamente rígidas.

Tabla 2 Tipos de barras universales

Tipo de barra	Características de rigidez	Tipo de estructura
1	EA	Armadura plana
2	EA, EI_y	Pórtico plano
3	EI_y , GI_t	Parrilla
4	EA	Armadura espacial
5	EA, EI_y , EI_z , GI_t	Pórtico espacial
10	EA, EI_y , EI_z , GI_t , GA_y , GA_z	Barra universal

Como se puede apreciar en la tabla 2, no se ingresan los coeficientes de rigidez, sino las características de rigidez, existiendo entre ambos las siguientes relaciones:

$$K_{\text{traslacional}} = \frac{EA}{L} \quad (19)$$

$$K_{\text{rotacional}} = \frac{3EI}{L}$$

En todos los casos se consideró una amortiguación relativa de la edificación de 5% del crítico ($\xi = 0,05$).

Los cálculos se realizaron para el edificio sin considerar la flexibilidad de la base de fundación (análisis común) y considerando la flexibilidad por los modelos dinámicos D.D. Barkan – O.A. Savinov, V.A. Ilichev, A.E. Sargsian y Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.

En las tablas 3 y 4 se muestran las características de las masas de las zapatas y los coeficientes de rigidez para los cuatro modelos dinámicos.

Tabla 3 Masas en las zapatas

M_x (T.s ² /m)	M_y (T.s ² /m)	M_z (T.s ² /m)	$M_{\phi x}$ (T.s ² .m)	$M_{\phi y}$ (T.s ² .m)	$M_{\phi z}$ (T.s ² .m)
0,07	0,07	0,11	0,01	0,01	0,01

Tabla 4 Coeficientes de rigidez

Modelo dinámico	K_x (T/m)	K_y (T/m)	K_z (T/m)	$K_{\phi x}$ (T.m)	$K_{\phi y}$ (T.m)	$K_{\phi z}$ (T.m)
Barkan	56797	56797	72106	10816	10816	-
Ilichev	32845	32845	10763	1853	1853	-
Sargsian	4965	4965	15391	1597	1597	-
Norma Rusa	30593	30593	43704	7284	7284	7284

Se analizaron los resultados numéricos de los períodos de las 12 primeras formas de vibración libre y sus frecuencias, así como los valores máximos de los desplazamientos de los centros de masa en los ejes OX y OY. También se analizaron los resultados de la fuerza axial máxima, fuerza cortante máxima, momento flector máximo y momento torsor máximo de la edificación.

Como era de esperarse, el efecto de flexibilidad de la base de fundación, incrementó los períodos de vibración y disminuyó las frecuencias.

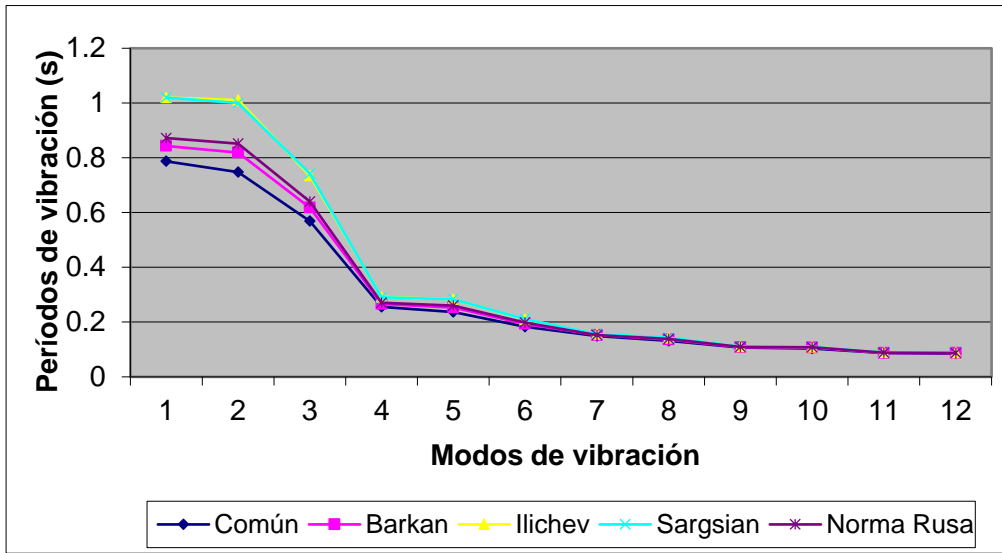


Figura 6 Períodos de los 12 modos de vibración libre con el programa SAP2000

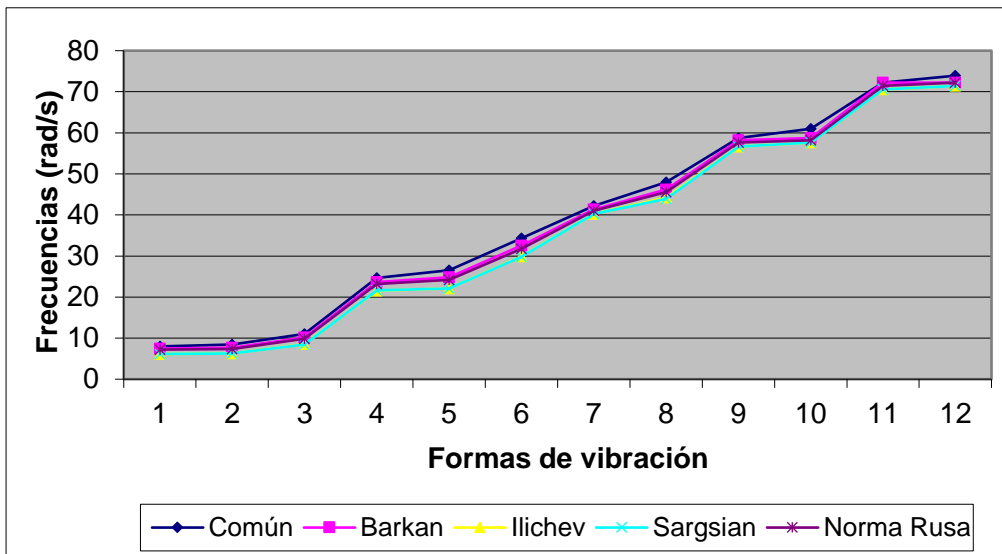


Figura 7 Frecuencias de los 12 modos de vibración libre con el programa SAP2000

En la figura 8 se muestran los resultados del análisis modal para la primera forma de vibración sin interacción suelo-estructura y considerando dicho efecto, obtenidos por los programas SAP2000 y LIRA. Se puede notar que el uso y aplicación de diferentes programas nos puede traer consigo diferentes resultados, siendo los menores valores los obtenidos por el programa LIRA con una diferencia de 3,0%, lo cual se puede atribuir al aparato matemático utilizado y a la adaptación del modelo dinámico.

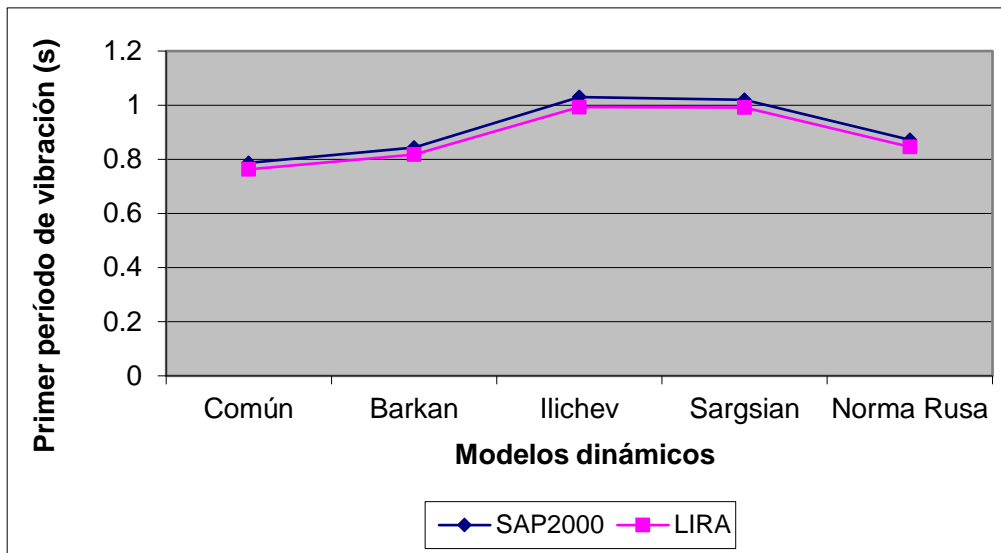


Figura 8 Primer periodo de vibración libre por los programas SAP2000 y LIRA

Los desplazamientos máximos de los centros de masa en los ejes OX y OY, tanto sin considerar la flexibilidad de la base de fundación, como considerando la flexibilidad de la misma, suceden en el piso 5, siendo el mayor valor el obtenido por el modelo de Ilichev.

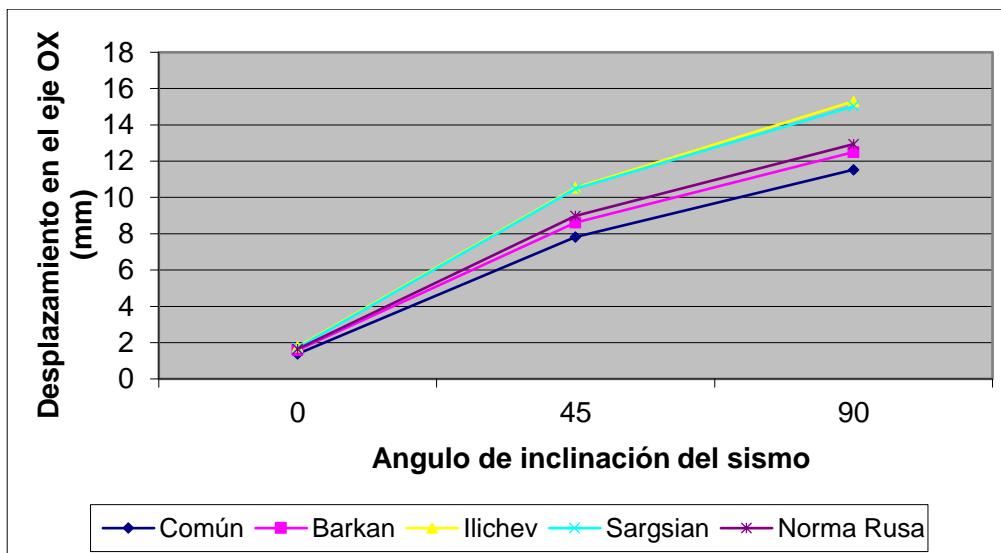


Figura 9 Desplazamiento máximo del centro de masa en el 5to piso en el eje OX por el programa SAP2000

En la figura 9 se muestran los desplazamientos máximos del centro de masa en el eje OX, calculados por la Norma Peruana E030 a través del programa

SAP2000, para los diversos modelos dinámicos y bajo diferentes ángulos de inclinación del sismo.

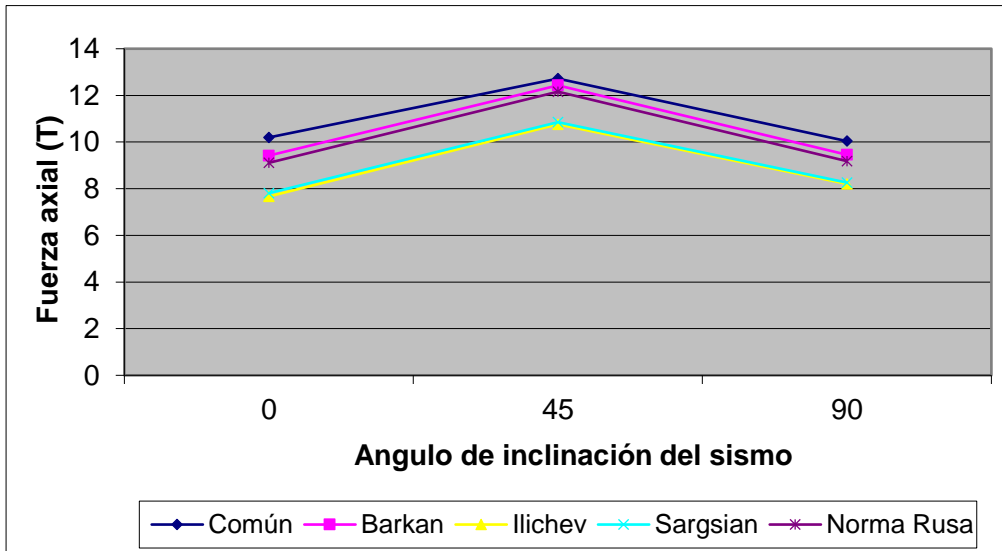


Figura 10 Fuerza axial máxima por la Norma Peruana E030

En las figura 10, 11 y 12 se muestran los resultados de las fuerzas axiales máximas, fuerzas cortantes máximas y momentos flectores máximos por la Norma Peruana E030 a través del programa SAP2000, para los diversos modelos dinámicos y bajo diferentes ángulos de inclinación del sismo. La flexibilidad de la base de fundación disminuye las fuerzas internas máximas, siendo más notorio por el modelo de Ilichev.

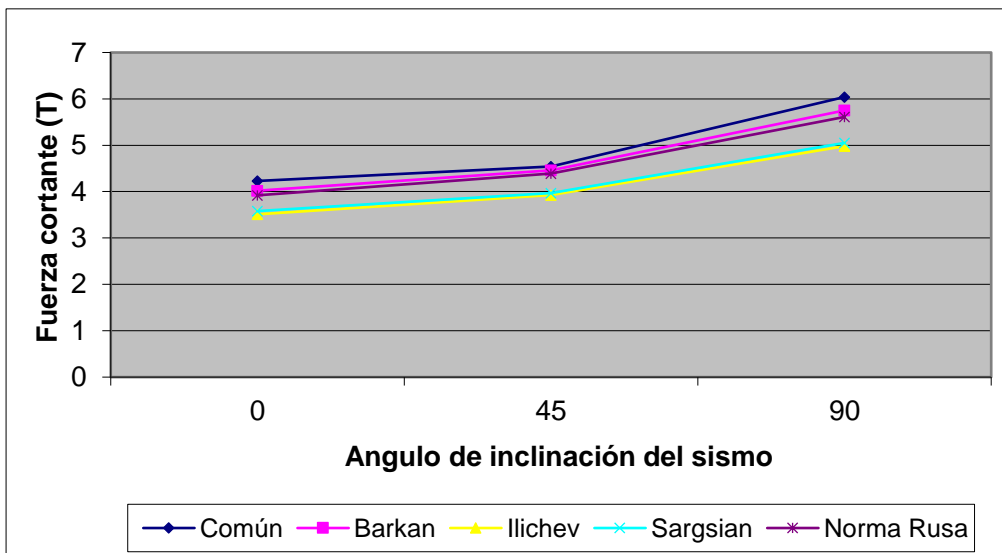


Figura 11 Fuerza cortante máxima por la Norma Peruana E030

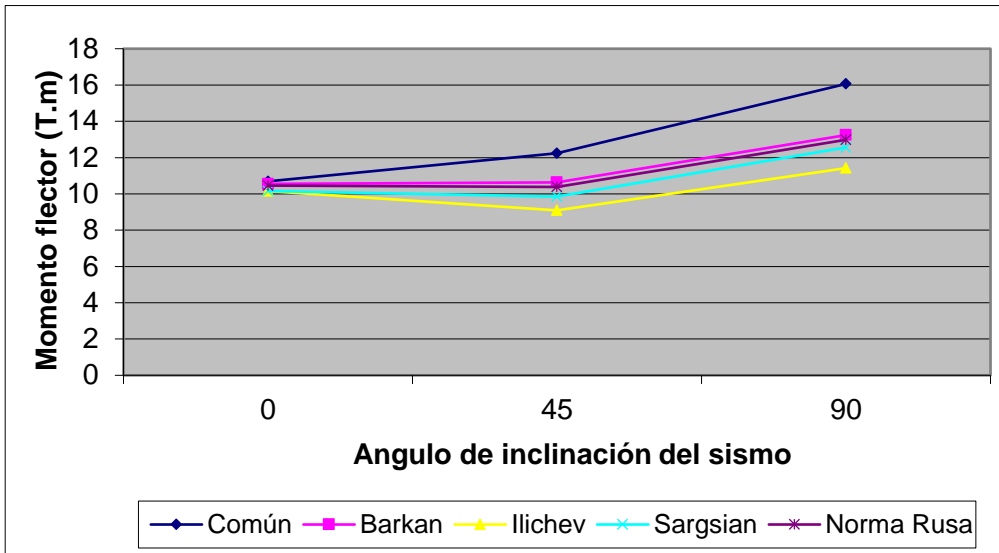


Figura 12 Momento flector máximo por la Norma Peruana E030

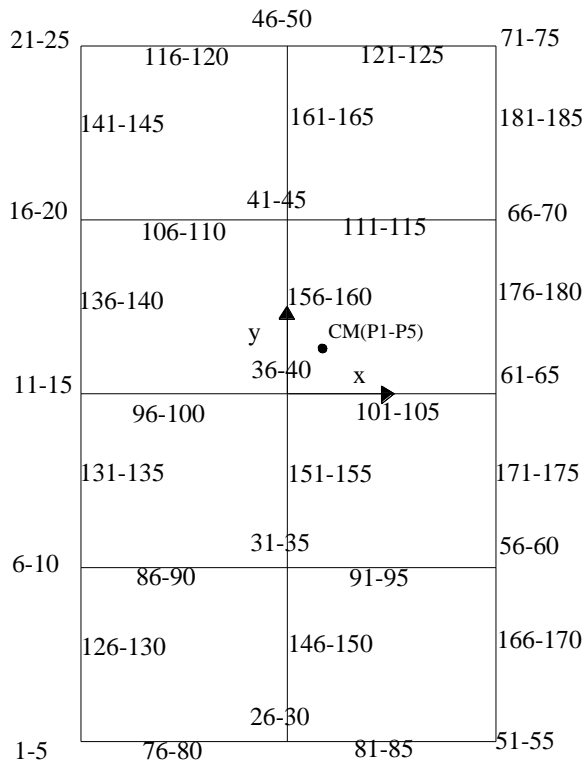


Figura 13 Distribución de los elementos de la edificación del 1er al 5to piso

Las fuerzas axiales máximas tanto sin considerar la flexibilidad de la base de fundación, como considerando dicho efecto, surgen en las columnas 1, 16, 21 y

71 en el primer piso, las fuerzas cortantes máximas surgen en las columnas 46, 56, 61 y 66 del primer piso y los momentos flectores máximos surgen en las columnas 46, 56 y 66 del primer piso.

En la figura 13 se muestra la distribución de columnas y vigas del piso 1 al piso 5, para una mejor comprensión de la distribución espacial de los elementos.

Para la modelación de la edificación por elementos sólidos se eligió el programa COSMOS, utilizando para ello el método de elementos finitos, a través del elemento finito "SOLID", el cual permite discretizar espacialmente los elementos estructurales, otorgando una mayor confiabilidad estructural, debido a que considera todos los efectos posibles.

Las columnas fueron divididas en 8 partes por toda su altura y en 2 partes en los sentidos transversales. La losa fue dividida en 4 partes en los ejes OX, OY y en 2 partes en el eje OZ. La cimentación fue modelada en forma análoga al programa LIRA.

En las figuras 14 y 15, se muestran los resultados gráficos del cálculo de los esfuerzos máximos de Von Mises de la columna más cargada por toda la altura de la edificación. Es notorio que considerando la flexibilidad de la base de fundación, los esfuerzos máximos disminuyen, siendo el más notorio por el modelo dinámico llichev.

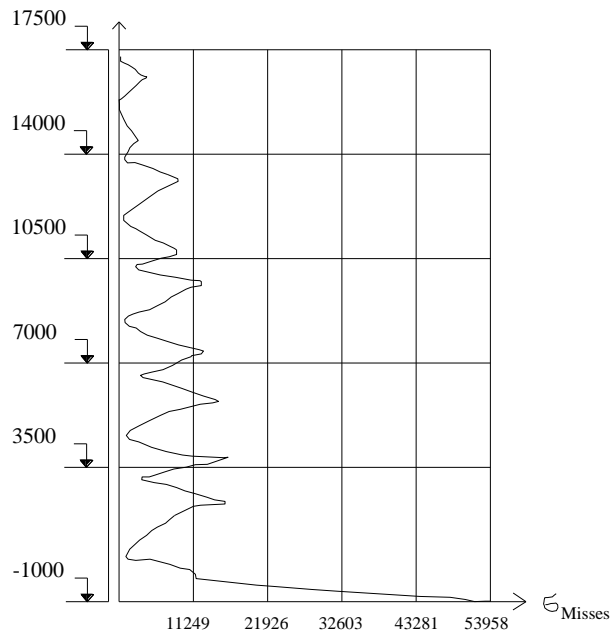


Figura 14 Distribución de esfuerzos Von Mises para modelo empotrado

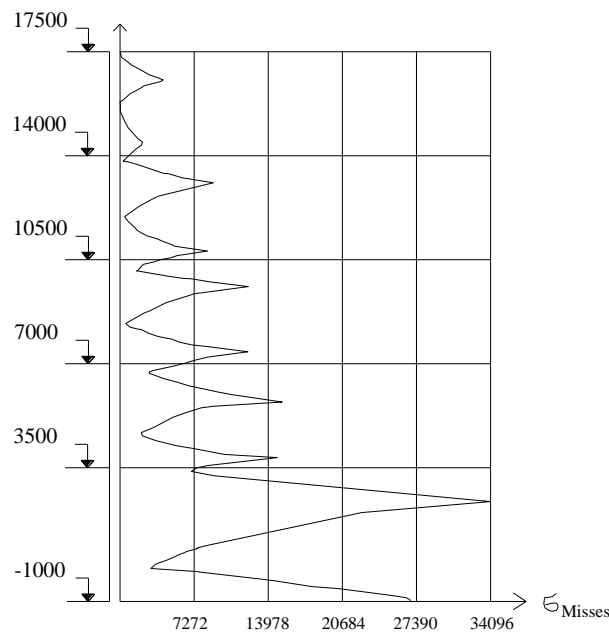


Figura 15 Distribución de esfuerzos Von Mises para el modelo dinámico V.A. Ilichev

CONCLUSIONES

- a) El cálculo sísmico con ayuda de los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura, nos muestra que la flexibilidad de la base de fundación influye directamente en la determinación de los parámetros de cálculo. La flexibilidad de la base de fundación por la Norma Peruana E030, cuando $\alpha=0^0$, permite el incremento del período de la primera forma de vibración hasta 30,1%; disminución de la frecuencia correspondiente a la primera forma de vibración hasta 30,1%; incremento de los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OX hasta 28,3% y en el eje OY hasta 24,1%; disminución de las fuerzas axiales máximas hasta 24,8%; disminución de las fuerzas cortantes máximas hasta 17,0% y disminución de los momentos flectores máximos hasta 5,1%.
- b) La flexibilidad de la base de fundación por la Norma Rusa SNIP II-7-81* "Construcción en zonas sísmicas", cuando $\alpha=0^0$, permite el incremento del período de la primera forma de vibración libre hasta 30,1%; disminución de la frecuencia correspondiente a la primera forma de vibración hasta 30,1%; incremento de los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OX hasta 54,1% y en el eje OY hasta 44,6%; disminución de las fuerzas axiales máximas hasta 17,0%; disminución de las fuerzas cortantes máximas hasta 33,1% y disminución de los momentos flectores máximos hasta 29,7%.
- c) La flexibilidad de la base de fundación bajo la acción de los acelerogramas de Lima (17.10.1966) y Moyobamba (25.09.2005), permiten el incremento de los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OX hasta

46,1% y en el eje OY hasta 37,7%; disminución de las fuerzas axiales máximas hasta 27,0%; disminución de las fuerzas cortantes máximas hasta 37,7% y disminución de los momentos flectores máximos hasta 41,2%.

- d) El cálculo sísmico por la Norma Peruana E030, cuando $\alpha=45^0$, permite el incremento de los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OX hasta 34,8% y en el eje OY hasta 23,3%; disminución de las fuerzas axiales máximas hasta 15,4%; disminución de las fuerzas cortantes máximas hasta 13,4% y disminución de los momentos flectores máximos hasta 25,7%.
- e) Por la Norma Peruana E030, la flexibilidad de la base de fundación, cuando $\alpha=90^0$ permite el incremento de los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OX hasta 32,7% y en el eje OY hasta 32,5%; disminución de las fuerzas axiales máximas hasta 18,2%; disminución de las fuerzas cortantes máximas hasta 17,5% y disminución de los momentos flectores máximos hasta 28,9%.
- f) Del análisis espectral por la Norma Peruana E030, se concluye que es solo referencial para el caso de edificaciones aporticadas con zapatas aisladas sobre suelos rígidos, ya que sus valores están por debajo de los obtenidos por los acelerogramas de Lima y Moyabamba y de la Norma Rusa SNIP II-7-81* "Construcción en zonas sísmicas".
- g) Se recomienda el uso y aplicación de los modelos dinámicos Barkan y Norma Rusa (sin disipación y con disipación de energía) por no superar los valores admisibles de la comprobación de desplazamientos según la Norma Peruana E030, ni tampoco permite la concentración de esfuerzos en columnas.

REFERENCIAS

1. COSMOS/M (2019). *Finite element program by structural analisis and research company. California, USA.*
2. LIRA SAPR (2019), *Modern software package for analysis and design of building and mechanical engineering structures of different purposes. Kiev, Ukraine.*
3. SAP2000 (2019). *Integrated finite element analysis and design of structures. Structural and earthquake engineering software. Computers and structures, Inc. Berkeley, California, USA.*
4. Sargsian A.E. (2004), "Mecánica Estructural". Editorial Escuela Superior. Moscú, Rusia.
5. SNIP 2.02.05-87 (1989), "Cimentación de maquinarias con cargas dinámicas". TSITP Gosstroya. Moscú, Rusia.

6. Villarreal, G. (2006), "Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas". Editorial Asamblea Nacional de Rectores. Lima, Perú.
7. Villarreal, G. (2013), "Ingeniería sísmo-resistente: Prácticas y exámenes UPC. Lima, Perú.
8. Villarreal, G. (2015), "Diseño sísmico de edificaciones: Problemas resueltos". Lima, Perú.
9. Villarreal, G. (2016), "Ingeniería sismorresistente: Problemas resueltos". Lima, Perú.