

# INTERACCION SISMICA SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES CON ZAPATAS AISLADAS

Genner Villarreal Castro<sup>1</sup>

## 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.*

*Dicho sistema constructivo suelo-estructura se usa con mucha frecuencia en la práctica y se considera un campo abierto en la investigación sísmica.*

*Se fundamentan los modelos dinámicos elegidos, donde se describen los efectos de flexibilidad y propiedades inerciales de los suelos.*

*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, nos permite indicar 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.*

*Del análisis espectral por la Norma Peruana E030-2003, se concluye que es solo referencial, ya que sus valores están por debajo de los obtenidos por los acelerogramas de Lima (1966) y Moyabamba (2005) y de la Norma Rusa SNIP II-7-81\*.*

## OBJETIVO

El objetivo de la presente investigación es la elaboración de una metodología de uso y aplicación de los modelos dinámicos para zapatas aisladas, considerando la flexibilidad y las propiedades inerciales de los suelos, para el cálculo de edificaciones ante la acción sísmica.

## 1. MODELOS DINAMICOS DE INTERACCION 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:

$$R_{\alpha} = K_{\alpha} u_{\alpha}; \quad R_{\varphi\alpha} = K_{\varphi\alpha} \varphi_{\alpha}; \quad (\alpha = x, y, z) \quad (1)$$

donde  $R_{\alpha}, R_{\varphi\alpha}$  - fuerzas de reacción;  $K_z$  - coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme;  $K_x, K_y$  - coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme;  $K_{\varphi x}, K_{\varphi y}$  - coeficientes de

---

<sup>1</sup> Ph.D. in Technical Sciences. Moscow State Civil Engineering University. Profesor Principal e Investigador de la Universidad de San Martín de Porres. Lima, Perú. E-mail: genner\_vc@rambler.ru

rigidez de compresión no uniforme;  $K_{\varphi z}$  - coeficiente de rigidez de desplazamiento no uniforme;  $u_{\alpha}$  - desplazamiento lineal;  $\varphi_{\alpha}$  - 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 (Ref. 1) el mostrado en la figura 1, donde "0" es el centro de rigidez de la cimentación.

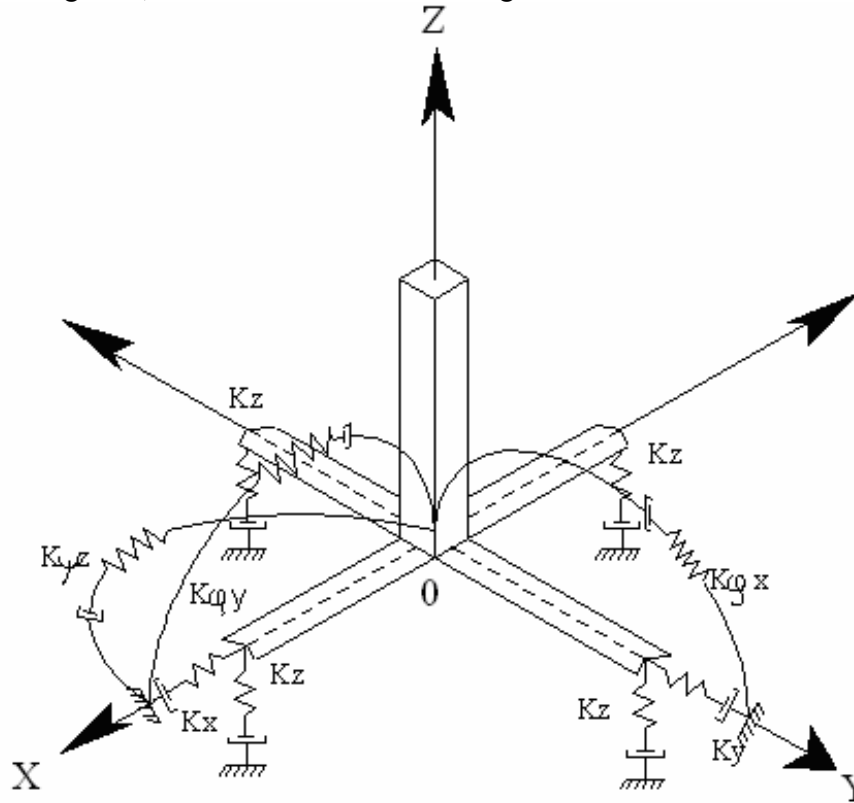


Figura 1 Esquema espacial de cálculo de la cimentación tipo zapata aislada

En la figura 1 se analiza la posibilidad de considerar el amortiguamiento, dado por los parámetros de amortiguación relativa  $\xi_z, \xi_x, \xi_\varphi, \xi_\psi$  o por los módulos de amortiguación  $\Phi_z, \Phi_x, \Phi_\varphi, \Phi_\psi$ .

De esta manera, las vibraciones pueden ser descritas parcialmente por:

- vibraciones verticales;
- vibraciones horizontales;
- vibraciones horizontal-rotacionales;
- vibraciones rotacionales alrededor del eje vertical.

Dicho modelo de cálculo (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 zapata aislada.
- 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 zapata aislada. Como esta acción es cinemática, se da en forma de un oscilograma de aceleraciones (oscilograma).

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.

### 1.1. MODELO DINAMICO D.D. BARKAN – O.A. SAVINOV

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

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

donde  $C_z, C_\varphi$  - coeficientes de compresión elástica uniforme y no uniforme;  $C_x$  - coeficiente de desplazamiento elástico uniforme;  $A$  - área de la base de la cimentación;  $I$  - momento de inercia de la base de la cimentación respecto al eje principal, perpendicular al plano de vibración.

La forma final para determinar los coeficientes de compresión y desplazamiento de la base en el modelo D.D. Barkan-O.A. Savinov es:

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

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

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

Para cálculos prácticos se recomienda utilizar las siguientes fórmulas:

$$C_0 = 1,7 \cdot \frac{E_0}{1 - \mu^2} \cdot 10^{-3} \left( \frac{kg}{cm^3} \right);$$

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

donde  $E_0$  - módulo de elasticidad, calculado experimentalmente para presión estática del suelo de 0,1-0,2kg/cm<sup>2</sup>.

### 1.2. MODELO DINAMICO 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.

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 de  $\mu$  y  $C_2$ ; 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.

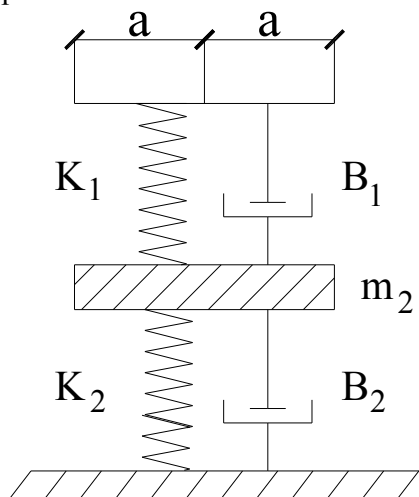


Figura 2 Modelo dinámico V.A. Ilichev

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 deformación  $E_{(z)}$  de la base de fundación, se aproxima a la ley:

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

donde  $E_0$  - módulo de deformación del suelo en la superficie;  $z$  - coordenada de la profundidad del suelo de fundación, respecto a su superficie;  $\psi$  - 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, siendo  $a = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$  - radio 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  $\sqrt{A}$ .

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

donde  $Y$  - 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);  $b_{\varphi}, K_{\varphi1}, m_{\varphi}, b_{\varphi2}, K_{\varphi2}$  - 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 las tablas 1 y 2, dependientes del tipo de vibración y coeficiente de Poisson ( $\mu$ ) de la base de fundación.

Tabla 1

$\mu$	$b_{0z1}$	$K_{0z1}$	$m_{0z}$	$b_{0z2}$	$K_{0z2}$
<b>0,25</b>	5,34	21,80	2,80	6,21	7,50
<b>0,35</b>	6,44	26,30	3,12	6,90	8,40
<b>0,45</b>	10,53	43,00	3,29	7,50	9,20
$\mu$	$b_{0\varphi1}$	$K_{0\varphi1}$	$m_{0\varphi}$	$b_{0\varphi2}$	$K_{0\varphi2}$
<b>0,25</b>	1,36	5,60	1,00	1,60	7,50
<b>0,35</b>	1,63	6,70	1,03	1,70	7,90
<b>0,45</b>	2,50	10,70	0,84	1,60	7,30
$\mu$	$b_{0x1}$	$K_{0x1}$	$m_{0x}$	$b_{0x2}$	$K_{0x2}$
<b>0,25</b>	3,10	12,40	1,80	5,20	7,60
<b>0,35</b>	3,10	12,40	1,90	5,70	8,30
<b>0,45</b>	3,10	12,40	2,10	6,40	9,20

Tabla 2

$\mu$	$b_{1z1}$	$K_{1z1}$	$m_{1z}$	$b_{1z2}$	$K_{1z2}$
<b>0,25</b>	0,87	3,56	0,56	0,62	2,88
<b>0,35</b>	1,06	4,34	0,62	0,78	3,50
<b>0,45</b>	1,81	7,41	0,69	0,78	3,72
$\mu$	$b_{1\varphi1}$	$K_{1\varphi1}$	$m_{1\varphi}$	$b_{1\varphi2}$	$K_{1\varphi2}$
<b>0,25</b>	0,22	1,16	0,12	0,12	1,34
<b>0,35</b>	0,28	1,41	0,16	0,12	1,81
<b>0,45</b>	0,50	1,97	0,16	0,12	1,81
$\mu$	$b_{1x1}$	$K_{1x1}$	$m_{1x}$	$b_{1x2}$	$K_{1x2}$
<b>0,25</b>	0,53	2,09	0,28	0,75	1,53
<b>0,35</b>	0,53	2,09	0,31	0,84	1,87
<b>0,45</b>	0,53	2,09	0,37	0,84	1,91

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

Para las vibraciones rotacionales:

$$K_{\varphi} = (C_2)^2 \cdot \rho \cdot k_{\varphi} \cdot a^3; \quad B_{\varphi} = (C_2) \cdot \rho \cdot b_{\varphi} \cdot a^4; \quad M_{\varphi} = \rho \cdot a^5 \cdot m_{\varphi} \quad (7)$$

Para las vibraciones horizontales (verticales):

$$K_{X(Z)} = (C_2)^2 \cdot \rho \cdot k_{X(Z)} \cdot a; \quad B_{X(Z)} = (C_2) \cdot \rho \cdot b_{X(Z)} \cdot a^2; \quad M_{X(Z)} = \rho \cdot a^3 \cdot m_{X(Z)} \quad (8)$$

donde  $C_2$  - velocidad de propagación de la onda transversal;  $\rho$  - densidad del suelo de la base de fundación.

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

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

### 1.3. MODELO DINAMICO 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 (Ref. 2).

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

$$K_x = \frac{28,8 \cdot (1 - \mu^2) \cdot \rho \cdot C_2^2 \cdot \sqrt{A}}{\pi \cdot (7 - 8\mu)}; \quad K_\varphi = \frac{8,52 \cdot \rho \cdot C_2^2 \cdot I}{\sqrt{\pi} \cdot (1 - \mu) \cdot \sqrt{A}};$$

$$K_z = \frac{\rho \cdot C_1^2 \cdot \sqrt{A}}{\Phi \cdot (1 - \mu^2)} \quad (10)$$

donde  $\rho$  - densidad del suelo de fundación;  $A$  - área de la base de la cimentación;  $I$  - momento de inercia 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;  $C_2$  - velocidad de propagación de las ondas transversales.

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:

$$C_1^2 = \frac{(1 - \mu) \cdot E}{(1 + \mu) \cdot (1 - 2\mu) \cdot \rho}; \quad C_2^2 = \frac{E}{2 \cdot (1 + \mu) \cdot \rho} \quad (11)$$

donde  $E$  - módulo de elasticidad de la base de fundación.

### 1.4. MODELO DINAMICO NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87

Los coeficientes de rigidez de compresión elástica uniforme  $K_z$ ; desplazamiento elástico uniforme  $K_x$ ; compresión elástica no uniforme  $K_\varphi$  y desplazamiento elástico no uniforme  $K_\psi$ ; se calculan por las fórmulas (Ref. 3):

$$K_z = C_z \cdot A; \quad K_x = C_x \cdot A; \quad K_\varphi = C_\varphi \cdot I_\varphi; \quad K_\psi = C_\psi \cdot I_\psi \quad (12)$$

donde  $A$  - área de la base de la cimentación;  $I_\varphi$  - momento de inercia del área de la base de la cimentación respecto al eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad perpendicular al plano de vibración;  $I_\psi$  - momento de inercia 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  $C_z$ , se determina por medio de ensayos experimentales. En caso que no exista dicha información se puede determinar por la siguiente fórmula:

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

donde  $b_0$  - 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 deformación del suelo en la base de la cimentación;  $A_{10} = 10m^2$ .

Los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme  $C_x$ ; compresión elástica no uniforme  $C_\phi$  y desplazamiento elástico no uniforme  $C_\psi$ ; se determinan por las siguientes fórmulas:

$$C_x = 0,7C_z; \quad C_\phi = 2C_z; \quad C_\psi = C_z \quad (14)$$

En las propiedades de amortiguación de la base de la cimentación, se deben de considerar las amortiguaciones relativas  $\xi$ , determinado por ensayos de laboratorio.

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

Para las vibraciones establecidas (armónicas) o conocidas:

$$\xi_z = \frac{2}{\sqrt{p_m}}; \quad \left( \xi_z = \frac{0,7}{\sqrt{p_m}} \right) \quad (15)$$

Para las vibraciones no establecidas (impulsos) o desconocidas:

$$\xi_z = 6\sqrt{\frac{E}{C_z p_m}}; \quad \left( \xi_z = 2\sqrt{\frac{E}{C_z p_m}} \right) \quad (16)$$

donde  $E$  - módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación;  $C_z$  - coeficiente de compresión elástica uniforme;  $p_m$  - presión estática media en la base de la cimentación.

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

siendo  $\gamma_{ts}$  - 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.

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

$$\xi_x = 0,6\xi_z; \quad \xi_\phi = 0,5\xi_z; \quad \xi_\psi = 0,3\xi_z \quad (18)$$

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

## 2. CALCULO DE EDIFICIONES CONSIDERANDO LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

Como objeto de investigación se eligió una edificación típica. Este es un edificio de 5 pisos de armazón estructural de dos vanos de sistema aporticado, de dimensiones en el plano de 12m x 20m, con una altura de piso de 3,5m.

Los cálculos se realizaron por la Norma Peruana de Estructuras (Ref. 4) y bajo la acción de dos acelerogramas reales: Lima (17.10.1966) y Moyobamba (25.09.2005).

El cálculo numérico se realizó con ayuda del programa SAP2000 (Ref. 5) y bajo diversas orientaciones del sismo ( $\alpha=0^0, 45^0, 90^0$ ) con el eje longitudinal del edificio.

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.

Asimismo, se modeló la misma edificación por medio de barras universales, a través del programa LIRA (Ref. 6) y la Norma Rusa SNIP II-7-81\*, sin considerar la disipación de energía en la base.

En las tablas 3-5 se dan 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 dan los resultados de la fuerza axial máxima, fuerza cortante máxima, momento flector máximo y momento torsor máximo de la edificación.

Tabla 3

NORMA PERUANA E030-2003 ( $\alpha = 0^0$ )													
N	Modelo dinámico	Período de vibración por la forma (s)											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Común	0,787	0,747	0,569	0,255	0,237	0,183	0,149	0,131	0,107	0,103	0,087	0,085
2	Barkan	0,843	0,819	0,618	0,266	0,253	0,193	0,152	0,136	0,108	0,107	0,087	0,087
3	Ilichev	1,024	1,008	0,735	0,292	0,284	0,210	0,156	0,142	0,111	0,109	0,089	0,088
4	Sargsian	1,023	1,006	0,742	0,291	0,284	0,211	0,156	0,143	0,111	0,109	0,089	0,088
5	Norma Rusa	0,872	0,852	0,640	0,271	0,260	0,198	0,153	0,138	0,109	0,108	0,088	0,087

N	Modelo dinámico	Frecuencia angular por la forma (rad/s)											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Común	7,98	8,41	11,04	24,64	26,51	34,33	42,17	47,96	58,72	61,00	72,22	73,92
2	Barkan	7,45	7,67	10,17	23,62	24,83	32,56	41,34	46,20	58,18	58,72	72,22	72,22
3	Ilichev	6,13	6,23	8,55	21,52	22,12	29,92	40,28	44,25	56,61	57,64	70,60	71,40
4	Sargsian	6,14	6,25	8,47	21,59	22,12	29,78	40,28	43,94	56,61	57,64	70,60	71,40
5	Norma Rusa	7,21	7,37	9,82	23,19	24,17	31,73	41,07	45,53	57,64	58,18	71,40	72,22

N	Modelo dinámico	Desplazamiento máximo (mm)		FUERZAS INTERNAS			
		X <sub>máx</sub>	Y <sub>máx</sub>	N <sub>máx</sub> (T)	V <sub>máx</sub> (T)	M <sub>máx</sub> (T.m)	M <sub>t,máx</sub> (T.m)
1	Común	1,38	12,04	10,20	4,23	10,69	0,19
2	Barkan	1,59	12,68	9,42	4,02	10,55	0,19
3	Ilichev	1,77	14,94	7,67	3,51	10,15	0,19
4	Sargsian	1,72	14,83	7,81	3,58	10,16	0,19
5	Norma Rusa	1,65	13,03	9,11	3,92	10,46	0,19

Tabla 4

ACELEROGRAMA DE LIMA (17.10.1966)							
N	Modelo dinámico	Desplazamiento máximo (mm)		FUERZAS INTERNAS			
		X <sub>máx</sub>	Y <sub>máx</sub>	N <sub>máx</sub> (T)	V <sub>máx</sub> (T)	M <sub>máx</sub> (T.m)	M <sub>t,máx</sub> (T.m)
1	Común	2,43	17,41	21,30	11,19	25,54	0,36
2	Barkan	2,52	17,79	20,51	10,54	21,28	0,35
3	Ilichev (sin disipación)	3,55	23,97	15,55	7,38	15,01	0,33
4	Ilichev (con disipación)	3,36	23,13	15,86	7,49	15,42	0,33
5	Sargsian	3,29	22,73	16,02	7,65	15,64	0,34
6	Norma Rusa (sin disipación)	2,68	18,59	19,08	9,60	19,63	0,35
7	Norma Rusa (con disipación)	2,66	18,19	19,49	9,89	20,47	0,35

Tabla 5

NORMA RUSA SNIP II-7-81* ( $\alpha = 0^0$ )													
N	Modelo dinámico	Período de vibración por la forma (s)											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Común	0,763	0,724	0,552	0,247	0,230	0,178	0,145	0,127	0,104	0,100	0,084	0,082
2	Barkan	0,818	0,794	0,599	0,258	0,245	0,187	0,147	0,132	0,105	0,104	0,084	0,084
3	Ilichev	0,993	0,978	0,713	0,283	0,275	0,204	0,151	0,138	0,108	0,106	0,086	0,085
4	Sargsian	0,992	0,976	0,720	0,282	0,275	0,205	0,151	0,139	0,108	0,106	0,086	0,085
5	Norma Rusa	0,846	0,826	0,621	0,263	0,252	0,192	0,148	0,134	0,106	0,105	0,085	0,084

N	Modelo dinámico	Frecuencia angular por la forma (rad/s)											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Común	8,23	8,68	11,38	25,44	27,32	35,30	43,33	49,47	60,42	62,83	74,80	76,62
2	Barkan	7,68	7,91	10,49	24,35	25,65	33,60	42,74	47,60	59,84	60,42	74,80	74,80
3	Ilichev	6,33	6,42	8,81	22,20	22,85	30,80	41,61	45,53	58,18	59,28	73,06	73,92
4	Sargsian	6,33	6,44	8,73	22,28	22,85	30,65	41,61	45,20	58,18	59,28	73,06	73,92
5	Norma Rusa	7,43	7,61	10,12	23,89	24,93	32,72	42,45	46,89	59,28	59,84	73,92	74,80

N	Modelo dinámico	Desplazamiento máximo (mm)		FUERZAS INTERNAS			
		X <sub>máx</sub>	Y <sub>máx</sub>	N <sub>máx</sub> (T)	V <sub>máx</sub> (T)	M <sub>máx</sub> (T.m)	M <sub>t,máx</sub> (T.m)
1	Común	1,59	14,14	18,14	7,47	19,97	0,23
2	Barkan	1,78	15,47	17,85	6,80	18,79	0,23
3	Ilichev	2,45	20,45	15,05	5,00	14,04	0,23
4	Sargsian	2,36	19,82	15,22	5,22	14,42	0,23
5	Norma Rusa	1,89	16,29	17,52	6,58	18,57	0,23

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

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.

Las fuerzas axiales máximas, fuerzas cortantes, momentos flectores y momentos torsores, sin considerar la flexibilidad de la base de fundación y considerando la flexibilidad de la misma, surgen en las columnas del primer piso.

Para la modelación de la edificación por elementos sólidos se eligió el programa COSMOS (Ref. 7), utilizando para ello el método de elementos finitos, a través del elemento finito "SOLID".

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.

Como acción sísmica se utilizó el acelerograma del sismo de San Francisco del año 1957 y como método de integración el de Newmark.

En las figuras 3 y 4 se muestran los resultados gráficos del cálculo de los esfuerzos máximos ( $\sigma_{Misses}$ ) 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.

En la tabla 6 se muestran los resultados de investigación numérica realizados a través del programa COSMOS. Se eligieron los modelos dinámicos de D.D. Barkan – O.A. Savinov y el de V.A. Ilichev, debido a que son el de menor flexibilidad y el de mayor flexibilidad (tablas 3 – 5), teniendo un especial interés comprobarlos por medio de los esfuerzos Von Misses.

Tabla 6

ESFUERZO VON MISSES	MODELO DINAMICO		
	COMUN	BARKAN	ILICHEV
$\sigma_{Misses}$ (N/m <sup>2</sup> )	53958	41034	34096

Como se puede apreciar de la tabla 6, los esfuerzos Von Misses disminuyen cuando se considera la interacción suelo-estructura, siendo más notorio por el modelo dinámico Ilichev.

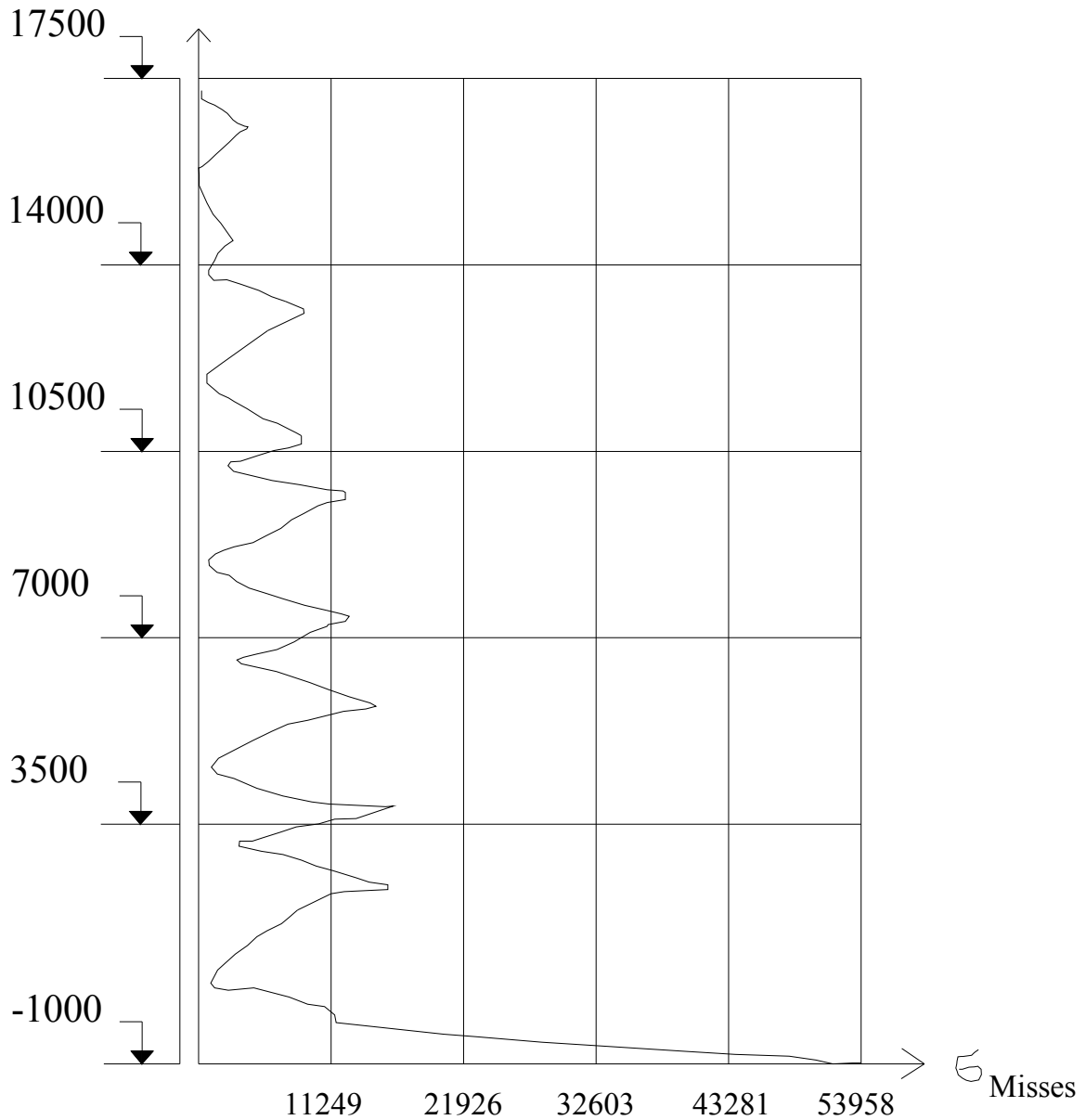


Figura 3 Distribución de esfuerzos Von Misses por toda la altura de la edificación sin considerar la interacción suelo-estructura

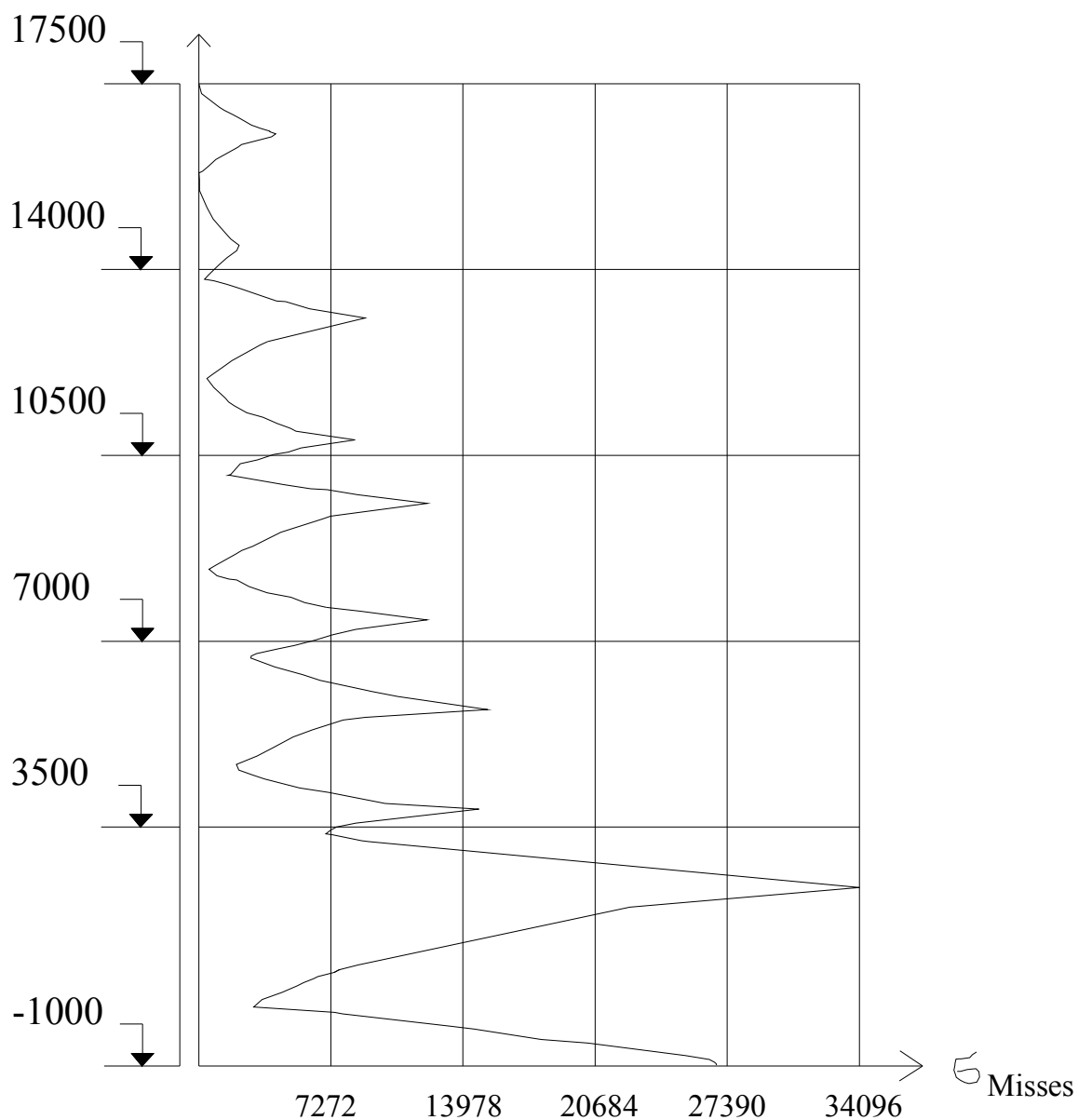


Figura 4 Distribución de esfuerzos Von Misses por toda la altura de la edificación, considerando la interacción suelo-estructura por el modelo dinámico V.A. Ilichev.

### CONCLUSIONES

1. 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 E030-2003, 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%. Los momentos torsores no varían.

2. 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%. Los momentos torsores no varían.
3. 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%; disminución de los momentos flectores máximos hasta 41,2% y disminución de los momentos torsores máximos hasta 8,3%.
4. El cálculo sísmico por la Norma Peruana E030-2003, 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%. Los momentos torsores no varían.
5. Por la Norma Peruana E030-2003, 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%. Los momentos torsores no varían.
6. La comparación de los resultados de cálculo obtenidos, nos permite indicar que el mayor efecto de flexibilidad de la base de fundación se da en el modelo dinámico Ilichev (sin disipación de energía) y el menor efecto en el modelo dinámico Barkan. Los resultados de los modelos dinámicos Norma Rusa (sin disipación y con disipación de energía), Sargsian e Ilichev (con disipación de energía) se encuentran entre los dos modelos dinámicos anteriores.
7. Del análisis espectral por la Norma Peruana E030-2003, 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”.
8. 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 E030-2003, ni tampoco permite la concentración de esfuerzos en columnas, lo cual es notorio en los modelos dinámicos Ilichev y Sargsian, donde ocurren daños estructurales muy cercanos a la intersección con las vigas.

#### **REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS**

1. Villarreal Castro Genner. Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas. ISBN 9972-33-242-X. Lima, 113p.
2. Sargsian A.E. Mecánica Estructural. Editorial Escuela Superior. Moscú, 2004. 462p. (en ruso).
3. SNIP 2.02.05-87. Cimentación de máquinas con cargas dinámicas. TSITP Gosstroya. Moscú, 1989. 32p. (en ruso).
4. Norma Peruana de Estructuras. ACI – Capítulo Peruano. SENCICO. Lima, 2003. 506p.
5. SAP2000. Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures. Structural and Earthquake Engineering Software. Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, 2004.
6. Programa LIRA. NIIASS. Kiev, 2002.
7. Cosmos/m finite element program by structural análisis and research company. California, 2004.