

**ALCANCE DIGITAL N° 94**

# **LA GACETA**

**Diario Oficial**

Año CXXXIV

San José, Costa Rica, viernes 13 de julio del 2012

N° 136

## **PODER EJECUTIVO**

### **DECRETOS**

**N° 37070-MIVAH-MICIT-MOPT**

**“CÓDIGO SÍSMICO DE COSTA RICA 2010”**  
(CONSTA DE VEINTE TOMOS)

### **TOMO IV**

2012  
Imprenta Nacional  
La Uruca, San José, C. R.

CONSTRUIMOS UN PAÍS SEGURO



Gobierno de Costa Rica

**TABLA 4.3.** Ductilidad global asignada,  $\mu$ , según sistema estructural, regularidad de la estructura y ductilidad local.

Sistema estructural tipo marco					
Tipo	Regular	Irregular moderado	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
marco a	X		X		6.0
marco b	X			X	3.0
marco c		X	X		3.0
marco d		X		X	2.0
Sistema estructural tipo dual					
Tipo	Regular	Irregular moderado	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
dual a	X		X		4.0
dual b	X			X	3.0
dual c		X	X		3.0
dual d		X		X	2.0
Sistema estructural tipo muro					
Tipo	Regular	Irregular moderado	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
muro a	X		X		3.0
muro b	X			X	2.0
muro c		X	X		2.0
muro d		X		X	1.5
Sistema estructural tipo voladizo					
Tipo	Regular	Irregular	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
voladizo a	X		X		1.5
voladizo b	X			X	1.0
voladizo c		X	X		1.0
voladizo d		X		X	1.0
Sistema estructural tipo otros					
Tipo	Regular	Irregular	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
otros a	X		X		1.0
otros b	X			X	1.0
otros c		X	X		1.0
otros d		X		X	1.0

**Notas:**

- a. Cuando el *sistema estructural* contenga elementos y *componentes* de concreto prefabricado que sean parte de los *sistemas sismorresistentes y determinantes en el desempeño de la estructura*, la *ductilidad global* es de 1.5, salvo que el profesional responsable del diseño justifique un valor mayor con el respaldo de pruebas experimentales y cálculos analíticos.
- b. Los edificios con *irregularidades graves*, según el inciso 4.3.4, tienen una *ductilidad global asignada* de 1.0, salvo que el profesional responsable del diseño justifique un valor mayor. En ningún caso la *ductilidad global asignada* puede ser mayor que la correspondiente a estructuras de *irregularidad moderada*.
- c. Los *sistemas estructurales* constituidos por *muros, marcos y marcos arriostrados* que estén vinculados por entresijos que no se comportan como *diafragmas rígidos*, según el artículo 4.6, no pueden tener una *ductilidad global asignada* mayor que 1.5. Este requisito no se aplica a techos livianos, los cuales no se consideran sistemas de entresijo.
- d. Para estructuras tipo voladizo, el diseño de las fundaciones debe utilizar una *ductilidad global asignada* de 1.0 y una demanda incrementada por la *sobrerresistencia*,  $SR = 1.2$ .
- e. Como se menciona en el inciso 4.4.2, el hecho que una estructura tenga una *ductilidad global asignada* igual a 1.0 no implica que sea frágil. Este valor se asigna para establecer un nivel de demanda elástico para el análisis, el cual, junto con los requisitos de diseño y detallamiento de la sección 3 de este código, permiten no tener que demostrar que la *ductilidad global intrínseca* es de 1.5, como mínimo.
- f. Las estructuras tipo otros tendrán una *ductilidad global asignada* igual a 1.0, salvo que el profesional responsable del diseño justifique un valor mayor.
- g. La *ductilidad local* de los *sistemas sismorresistentes* de acero se indica en la tabla 10.5, la cual también define la *ductilidad global asignada* en algunos casos.
- h. Para las estructuras de acero tipo OMF y OCBF, según se definen en el capítulo 10, se debe utilizar una *ductilidad global asignada* máxima de 1.5.
- i. Las tapias, cuando sean consideradas como *sistemas estructurales*, podrán ser diseñadas con una *ductilidad global asignada* igual a 1.5, salvo que el profesional responsable del diseño justifique un valor mayor.

## 4.5 Aspectos de irregularidad para determinar el tipo de análisis

- a) Para efectos de análisis, la edificación se considera irregular en planta y se requiere realizar un análisis tridimensional dinámico según el artículo 7.5 si en algún *nivel i* se incumplen las relaciones:

$$\frac{k_{\theta i}}{k_{x i} r_{c i}^2} \geq 2 \quad [4-7]$$

$$\frac{k_{\theta i}}{k_{y i} r_{c i}^2} \geq 2 \quad [4-8]$$

donde:

$r_{c i} = \sqrt{\frac{I_{c i}}{M_i}}$ , radio de giro del nivel *i* con respecto a su centro de masa.

$M_i$  = masa del *nivel i*. Corresponde al peso  $W_i$ , que se define en el artículo 6.1, dividido por la aceleración de la gravedad  $g$ .

$I_{c i}$  = masa rotacional o momento polar de inercia del *nivel i* con respecto a su centro de masa. En su cálculo se consideran las masas en la forma indicada en el inciso 6.1.3.

$k_{\theta i} = \sum_j [k_{\theta i}^j + k_{x i}^j y_j^2 + k_{y i}^j x_j^2]$ , rigidez de rotación con respecto al centro de masa en el *nivel i*.

$k_{\theta i}^j$  = rigidez de rotación en torsión de los elementos verticales e inclinados resistentes *j* que llegan al nivel *i*.

- b) Para efectos de análisis, la edificación se considera irregular en altura y se requiere como mínimo realizar un análisis bidimensional dinámico en las dos dimensiones ortogonales según el artículo 7.5 si se incumple alguna de las siguientes condiciones:
- i) La dimensión horizontal de cada *sistema sismorresistente* en cualquier nivel no difiere en más del 30% de la correspondiente a sus niveles adyacentes.
  - ii) La rigidez de traslación lateral correspondiente a cada piso no difiere en más del 30% de la rigidez de los pisos adyacentes. Para estos efectos, la rigidez de un piso se puede calcular suponiendo que los elementos verticales de ese piso están empotrados en los niveles superior e inferior. Para pisos que contengan entresuelos (“mezzanines”) o niveles interrumpidos, el cálculo de su rigidez se

hace para la altura total del piso, con la debida consideración de los efectos del entresuelo o nivel interrumpido, en las columnas o muros que estén ligados a él.

- iii) El peso de los niveles, calculado para efectos de determinar las *fuerzas sísmicas* según el inciso 6.1.3 no difiere en más del 50% de los pesos de niveles adyacentes. Quedan exentos de este requisito el techo o nivel superior de peso menor al del nivel adyacente y los niveles de sótano.

En aquellos edificios donde se cumpla con los tres requisitos anteriores y, además se cumpla con los requisitos del artículo 7.4.2, se puede realizar un análisis estático en cada una de las dos direcciones ortogonales.

#### c) Excepciones

Se exceptúan de los requisitos de este artículo las casetas de maquinaria, los techos livianos colocados en la azotea o nivel superior, los sótanos de propiedades mayores que las de los niveles y pisos superiores y los entresuelos (“mezzanines”) y otras estructuras menores que, para efectos del análisis de regularidad, no son considerados como niveles.

## 4.6 Diafragmas

Los *diafragmas* de piso deben ser diseñados para las fuerzas de cortante y flexión resultantes de las cargas laterales de diseño.

El diseño de los entresijos requiere que se consideren las fuerzas presentes por la transferencia de cargas a los elementos en sus bordes y se deberán detallar los elementos colectores y de borde para asegurar la transferencia de fuerzas a los *sistemas sismorresistentes*. Especial cuidado se debe tener si se presenta alguna de las siguientes condiciones:

- a) En algún nivel la configuración en planta tiene entrantes o reducciones.
- b) Los *diafragmas* tienen discontinuidades o variaciones abruptas de rigidez o aberturas.
- c) Los *sistemas sismorresistentes* no son paralelos ni ortogonales entre sí.

Los *diafragmas* de entrepiso, siempre y cuando posean la rigidez y resistencia adecuadas, se pueden considerar como *diafragmas* infinitamente rígidos en su plano, capaces de transmitir horizontalmente las *fuerzas sísmicas* a los *sistemas sismorresistentes*. Cuando el *diafragma* es rígido, las cargas horizontales del sismo de cada nivel se distribuyen a los elementos verticales o inclinados resistentes según su contribución a la rigidez lateral total.

Para efectos de distribuir las fuerzas cortantes de piso y momentos torsionales, un *diafragma* se considera rígido si la deformación lateral máxima del *diafragma* en su propio plano es menor o igual a dos veces el promedio de

las *derivadas* máxima y mínima del diafragma. En caso contrario el diafragma se considera flexible.

Alternativamente, se podrá considerar que el *diafragma* es infinitamente rígido si se cumplen todas las siguientes condiciones:

- Relación largo/ancho menor que 3.
- No existen entrantes, reducciones, o discontinuidades en el *diafragma*.
- Dimensión máxima en planta del edificio menor o igual a 50 m.
- Losa o sobrelosa de concreto con un espesor mínimo de 6 cm.

Si el *diafragma* no puede ser clasificado como rígido, se debe considerar su flexibilidad en el modelo analítico. En este caso, el modelo utilizado para el análisis debe considerar las rigideces relativas del *diafragma* y de los elementos verticales o inclinados que formen parte del sistema resistente a cargas laterales y la *ductilidad global asignada* de la estructura no puede ser superior a 1.5, según la nota (c) de la tabla 4.3.

Los *diafragmas* de piso y techo deben ser diseñados para resistir *fuerzas sísmicas* resultantes del análisis en cada nivel, incrementadas por el *factor incremental*,  $F_i$ , según el artículo 3.4 y determinadas según la siguiente expresión:

$$F_j = \frac{\sum_{i=j}^N F_i}{\sum_{i=j}^N W_i} W_j \quad [4-9]$$

donde:

$F_j$  = fuerza de diseño para el *diafragma* del nivel  $j$ .

$F_i$  = fuerza aplicada en nivel  $i$ .

$W_i$  = peso del nivel  $i$ .

$W_j$  = peso del nivel  $j$ .

$N$  = nivel  $N$  (último nivel).

La distribución de estas fuerzas horizontales será tal que su centroide coincida con el centro de masa del nivel correspondiente.

Cuando existan desfases horizontales de los elementos *sismorresistentes* verticales o inclinados de un nivel al siguiente, los *diafragmas* actúan como elementos colectores, transmitiendo las fuerzas sísmicas de los elementos resistentes ubicados arriba del *diafragma* a otros elementos ubicados debajo de este. Algunas otras circunstancias de estructuración, tales como cambios relativos de la rigidez lateral del piso o de los elementos, también pueden provocar que el diafragma actúe como elemento colector. Las fuerzas sísmicas

obtenidas considerando el diafragma como elemento colector deben ser adicionadas a las determinadas según la ecuación [4-9].

Los *diafragmas* deben ser capaces de asegurar la transmisión de todas las fuerzas a los elementos verticales o inclinados de los *sistemas sismorresistentes*.



# Coeficiente sísmico

Para cada uno de los componentes ortogonales de la sollicitación horizontal del sismo, el *coeficiente sísmico*,  $C$ , se obtiene de la siguiente fórmula:

$$C = \frac{a_{ef} I FED}{SR} \quad [5-1]$$

donde:

$a_{ef}$  = aceleración pico efectiva de diseño en la base de la estructura, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, obtenida de la tabla 2.3 para la *zona sísmica* y el *sitio de cimentación* correspondientes a la edificación.

$I$  = *factor de importancia* de la edificación, según la tabla 4.1.

$FED$  = *factor espectral dinámico*: factor que modifica la aceleración de un sistema de un grado de libertad con respecto a la aceleración pico efectiva de diseño. Es función de la *zona sísmica*, del *sitio de cimentación*, de la *ductilidad global asignada al sistema estructural*, de su período de vibración y de su amortiguamiento. Este valor se presenta en los gráficos de las figuras 5.1 a la 5.12 para cada *zona sísmica* y *sitio de cimentación*, para un valor de amortiguamiento constante del 5% del crítico.

$SR$  = *factor de sobrerresistencia* según se define en el artículo 3.3. Cuando se utilizan los métodos de análisis estático o dinámico de los artículos 7.4 y 7.5, la *sobrerresistencia* es igual a 2.0 para estructuras tipo *marco*, *dual* y *muro*, e igual a 1.2 para estructuras tipo *voladizo* y otros. Cuando se utilizan los métodos alternos de análisis del artículo 7.7, la

*sobrerresistencia* no debe aparecer como denominador en el *coeficiente sísmico C* sino como lo que realmente es: un incremento de la *capacidad nominal sismorresistente* para estimar la *capacidad real sismorresistente*. En consecuencia, para los métodos alternos de análisis del artículo 7.7, el valor de la *sobrerresistencia* que se asigna a la demanda sísmica según la ecuación [5.1] es  $SR = 1.0$ , pero se debe utilizar una *sobrerresistencia*  $SR = 1.2$  para estimar la *capacidad real sismorresistente* de la estructura.

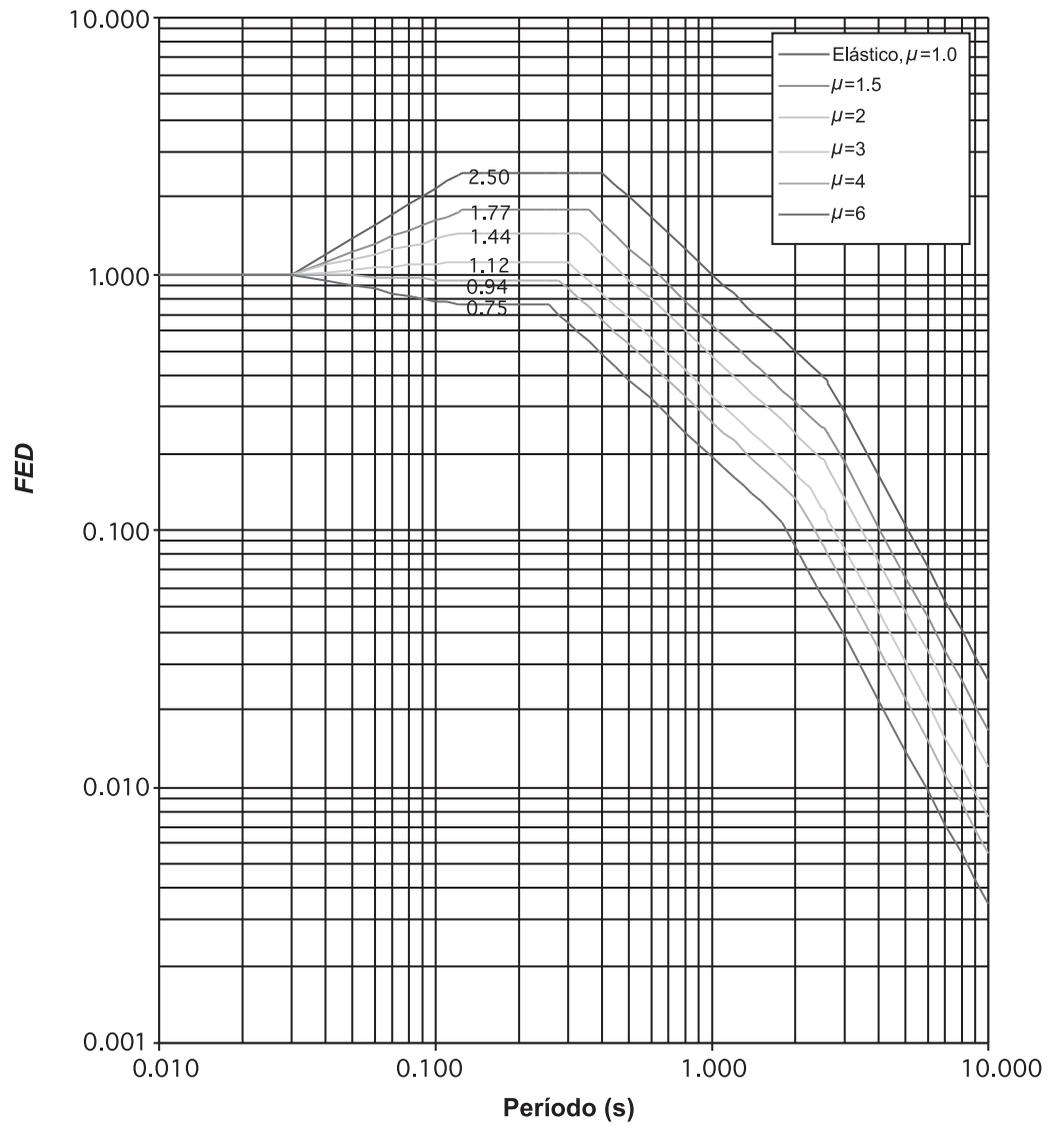


FIGURA 5.1. Factor espectral dinámico,  $FED$ , para sitios de cimentación tipo  $S_1$  en zona sísmica II (amortiguamiento  $\zeta = 5\%$ ; ductilidades  $\mu = 1, 1.5, 2, 3, 4, 6$ ).

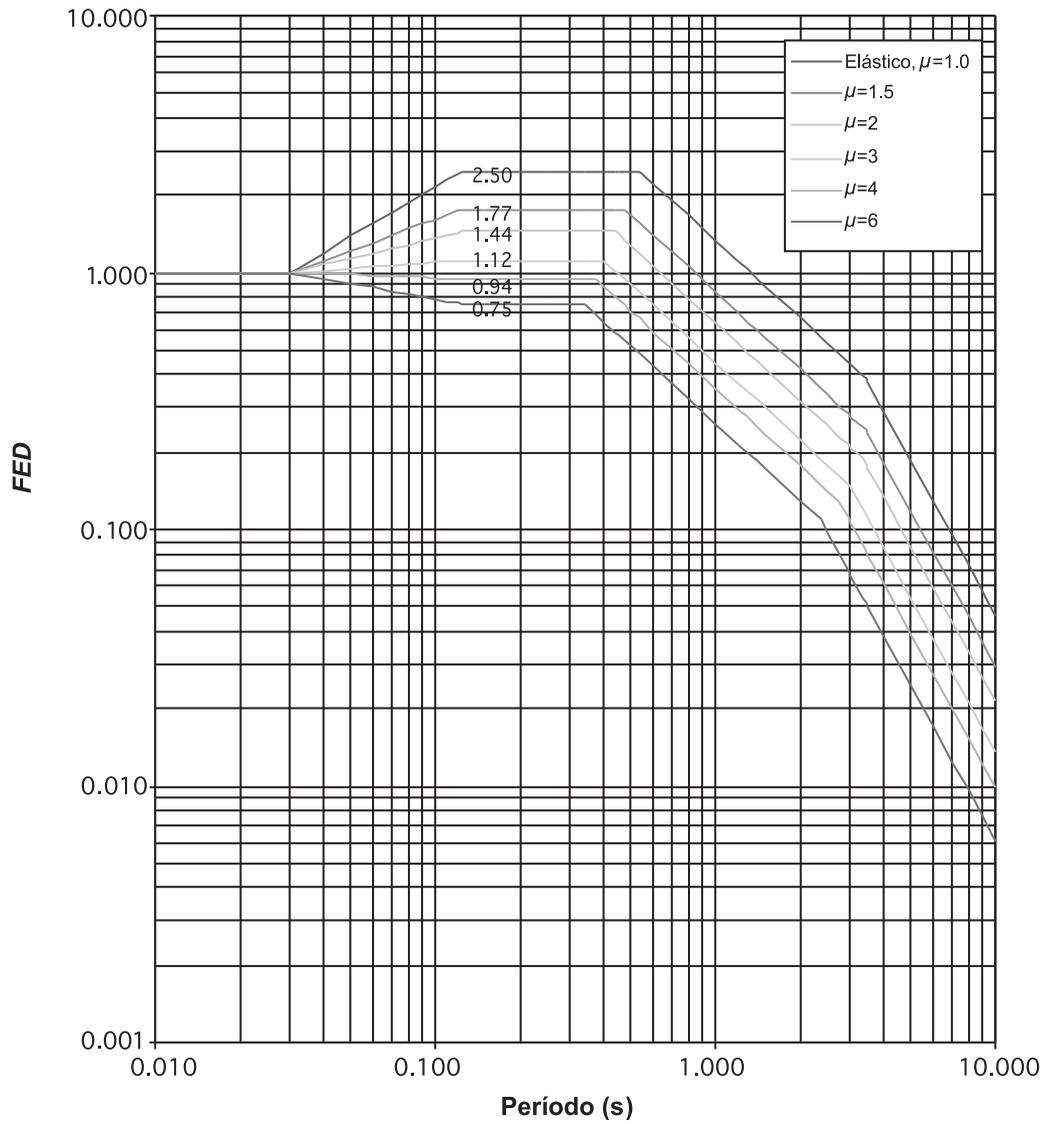


FIGURA 5.2. Factor espectral dinámico,  $FED$ , para sitios de cimentación tipo  $S_2$  en zona sísmica II (amortiguamiento  $\zeta = 5\%$ ; ductilidades  $\mu = 1, 1.5, 2, 3, 4, 6$ ).

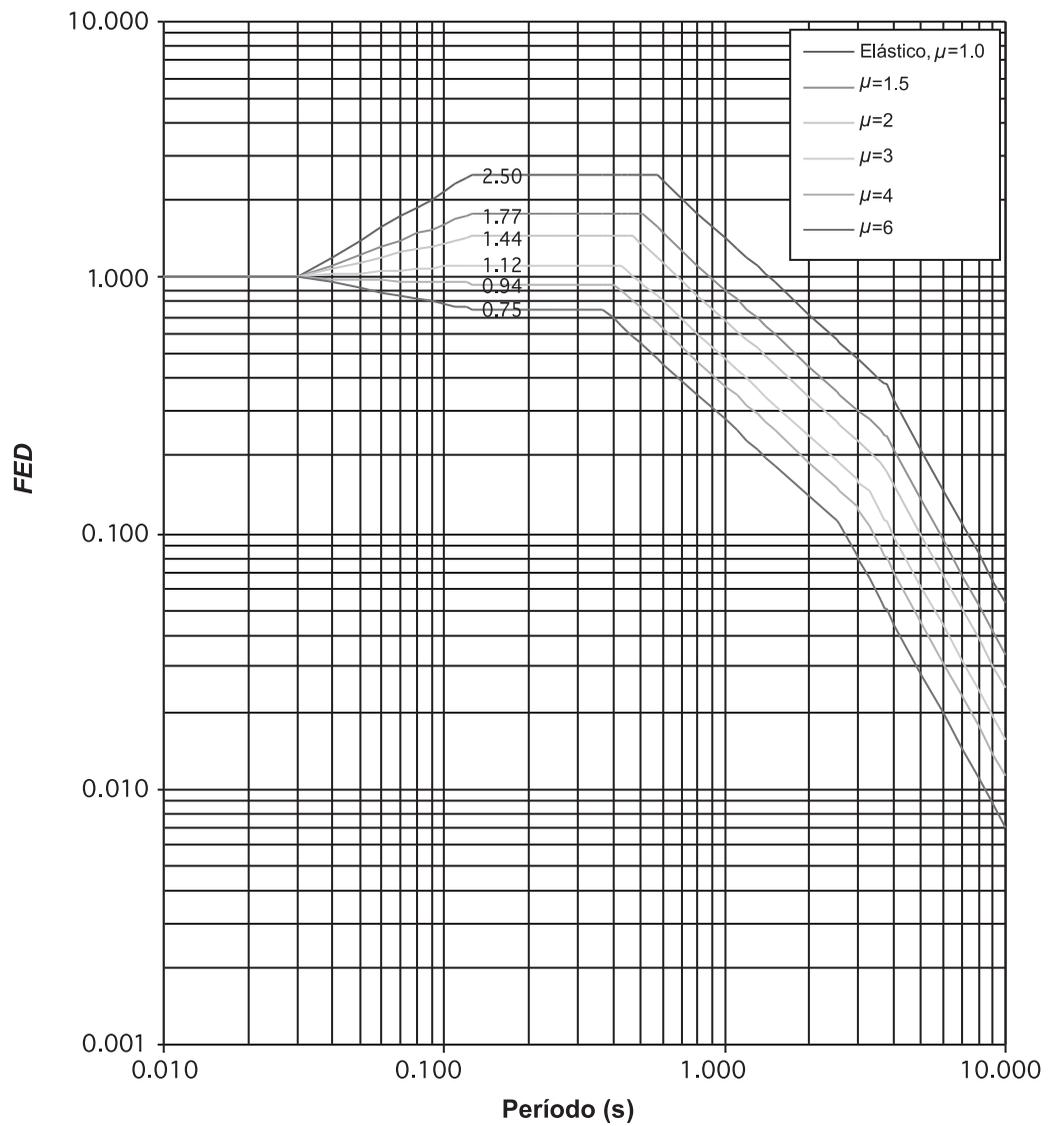


FIGURA 5.3. Factor espectral dinámico,  $FED$ , para sitios de cimentación tipo  $S_3$  en zona sísmica II (amortiguamiento  $\zeta = 5\%$ ; ductilidades  $\mu = 1, 1.5, 2, 3, 4, 6$ ).

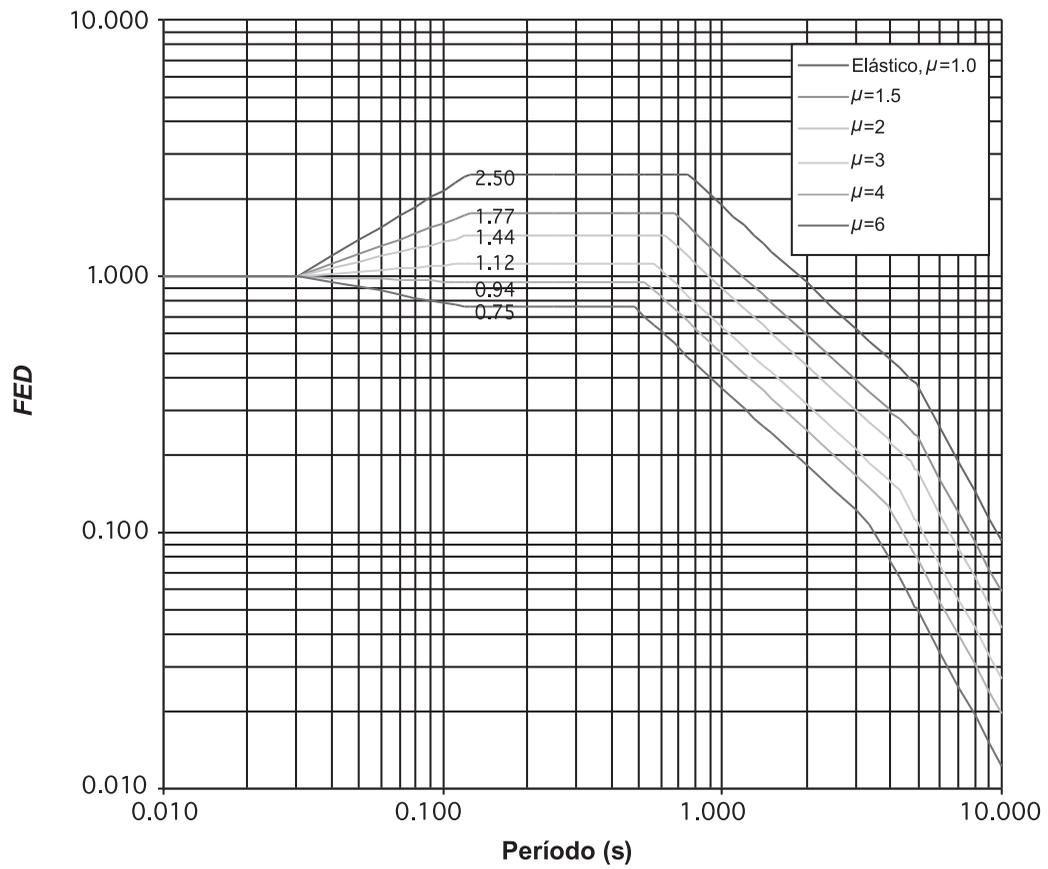


FIGURA 5.4. Factor espectral dinámico,  $FED$ , para sitios de cimentación tipo  $S_4$  en zona sísmica II (amortiguamiento  $\zeta = 5\%$ ; ductilidades  $\mu = 1, 1.5, 2, 3, 4, 6$ ).

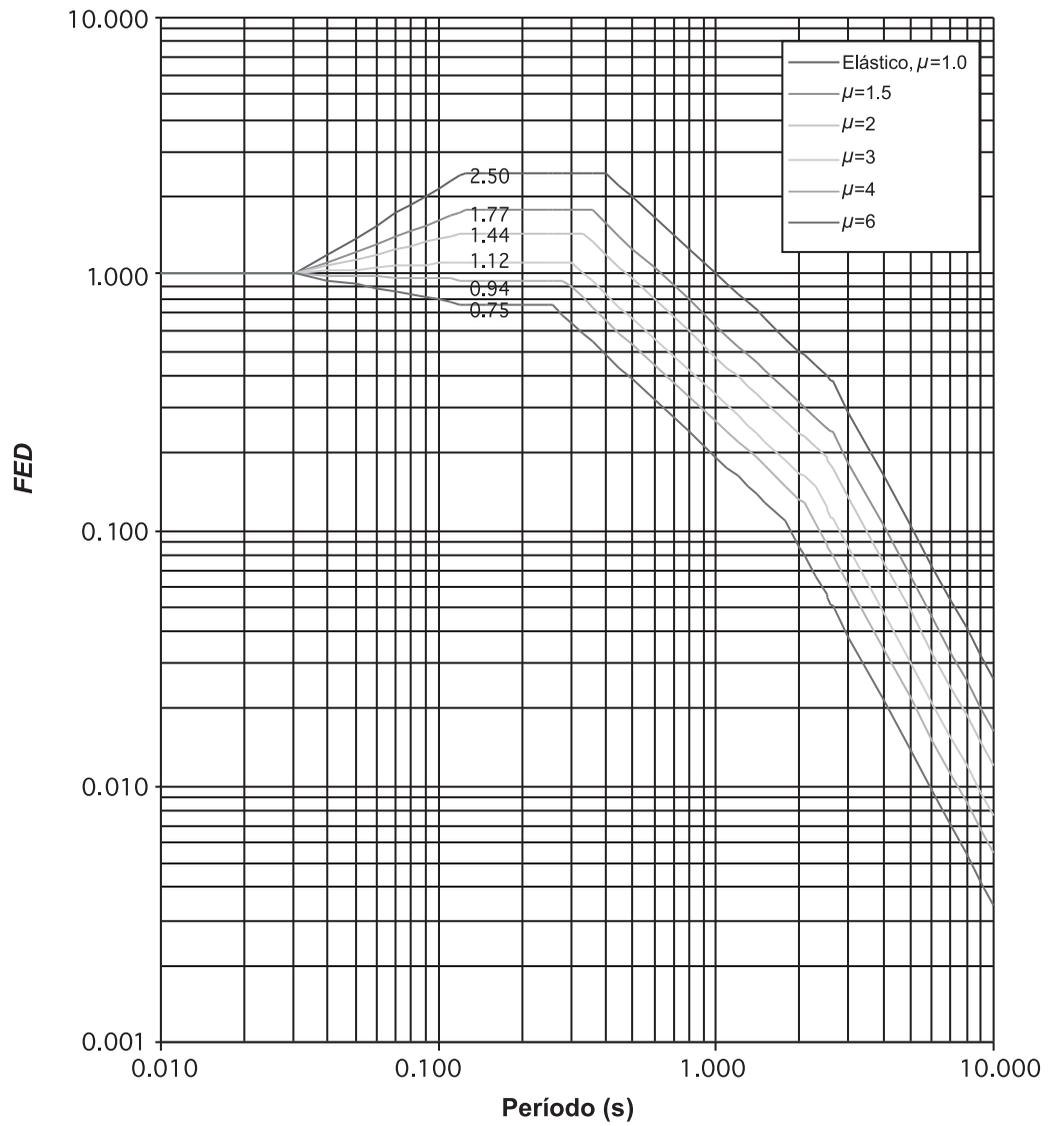


FIGURA 5.5. Factor espectral dinámico,  $FED$ , para sitios de cimentación tipo  $S_1$  en zona sísmica III (amortiguamiento  $\zeta = 5\%$ ; ductilidades  $\mu = 1, 1.5, 2, 3, 4, 6$ ).

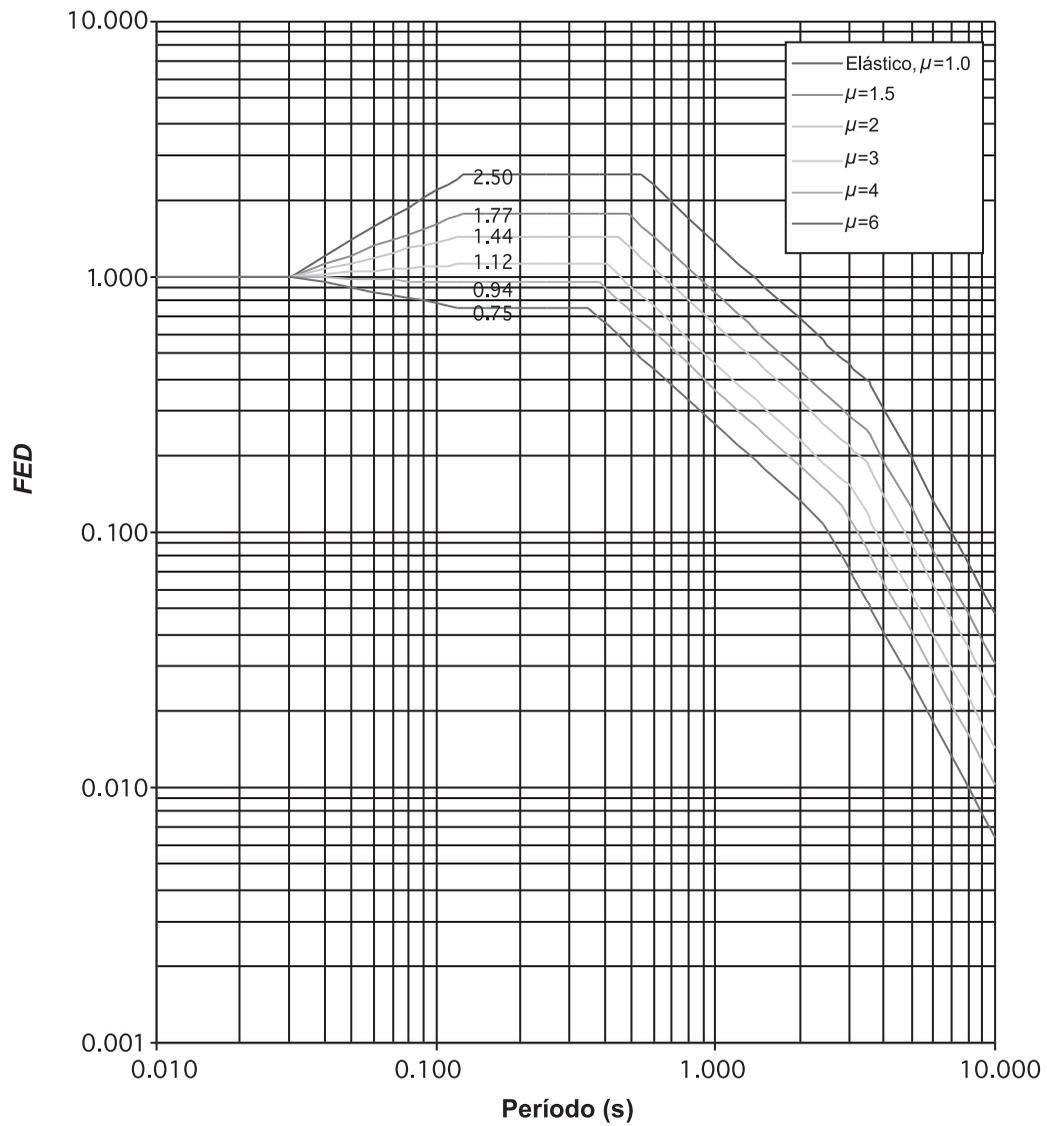


FIGURA 5.6. Factor espectral dinámico,  $FED$ , para sitios de cimentación tipo  $S_2$  en zona sísmica III (amortiguamiento  $\zeta = 5\%$ ; ductilidades  $\mu = 1, 1.5, 2, 3, 4, 6$ ).

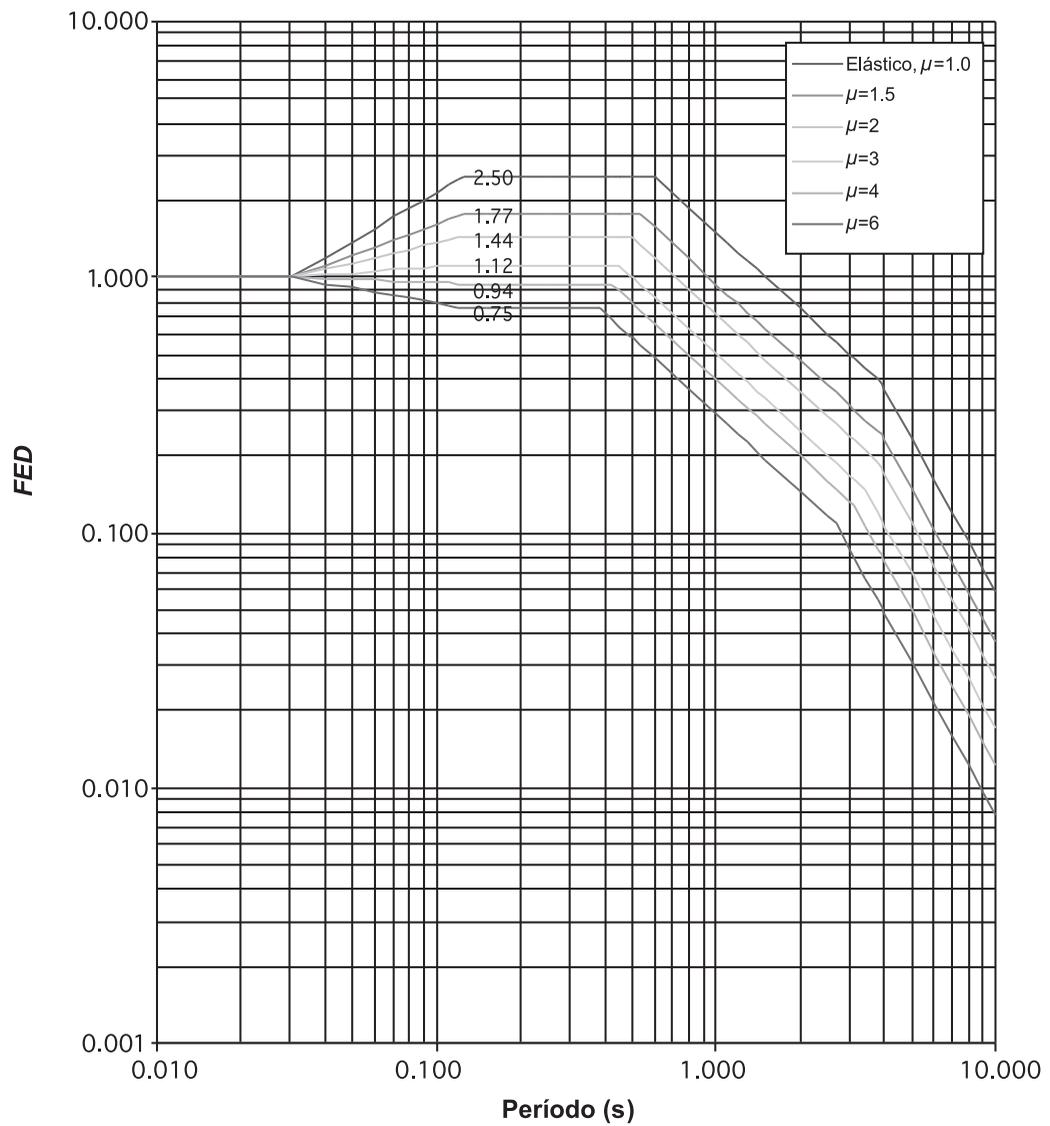


FIGURA 5.7. Factor espectral dinámico,  $FED$ , para sitios de cimentación tipo  $S_3$  en zona sísmica III (amortiguamiento  $\zeta = 5\%$ ; ductilidades  $\mu = 1, 1.5, 2, 3, 4, 6$ ).

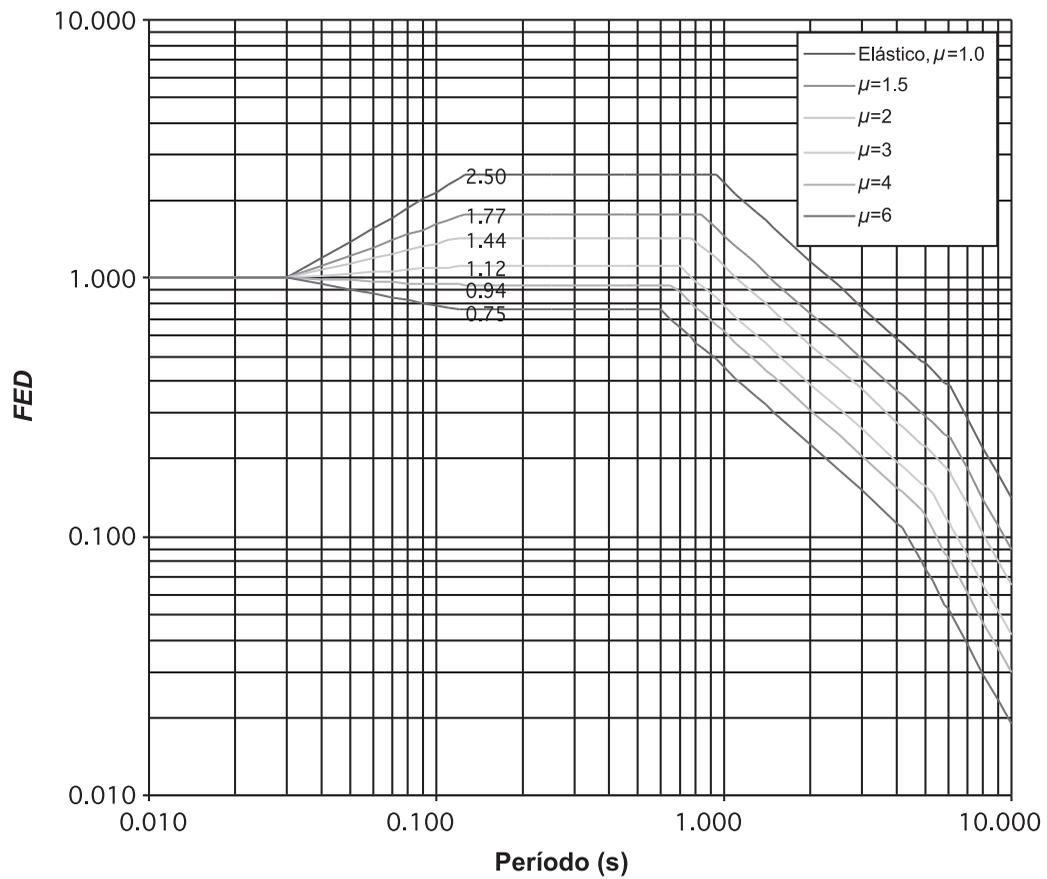


FIGURA 5.8. Factor espectral dinámico,  $FED$ , para sitios de cimentación tipo  $S_4$  en zona sísmica III (amortiguamiento  $\zeta = 5\%$ ; ductilidades  $\mu = 1, 1.5, 2, 3, 4, 6$ ).

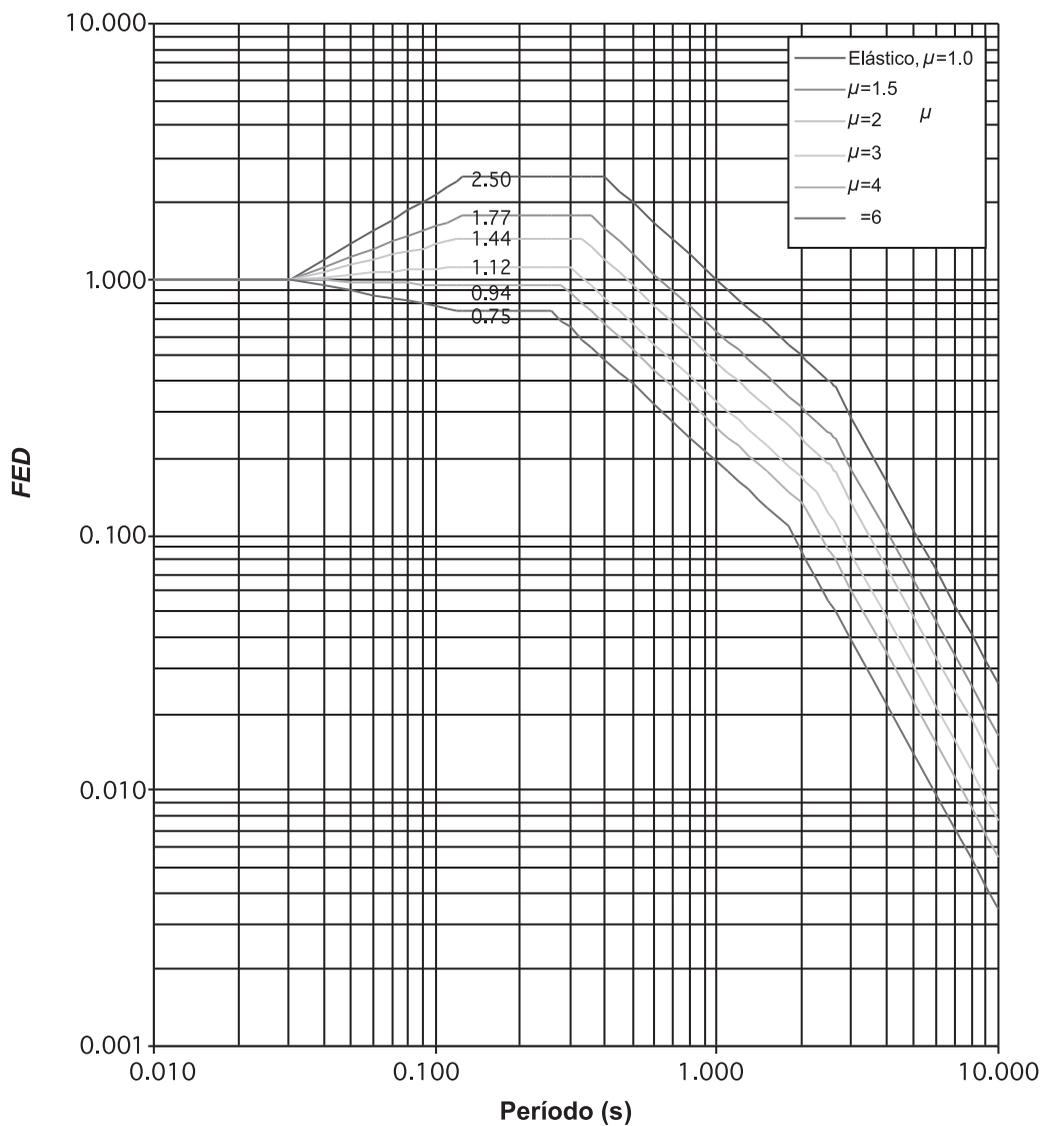


FIGURA 5.9. Factor espectral dinámico,  $FED$ , para sitios de cimentación tipo  $S_1$  en zona sísmica IV (amortiguamiento  $\zeta = 5\%$ ; ductilidades  $\mu = 1, 1.5, 2, 3, 4, 6$ ).

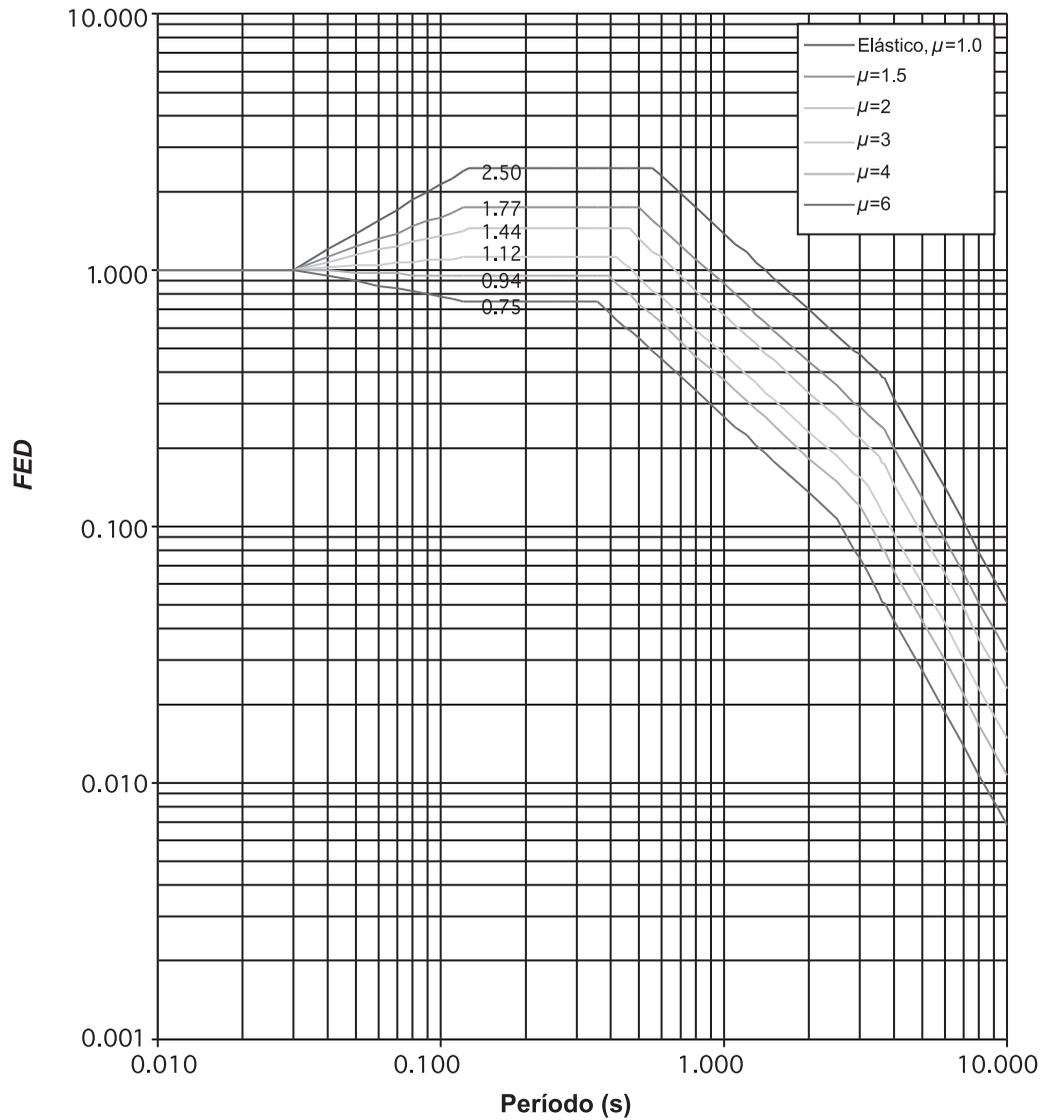


FIGURA 5.10. Factor espectral dinámico,  $FED$ , para sitios de cimentación tipo  $S_2$  en zona sísmica IV (amortiguamiento  $\zeta = 5\%$ ; ductilidades  $\mu = 1, 1.5, 2, 3, 4, 6$ ).

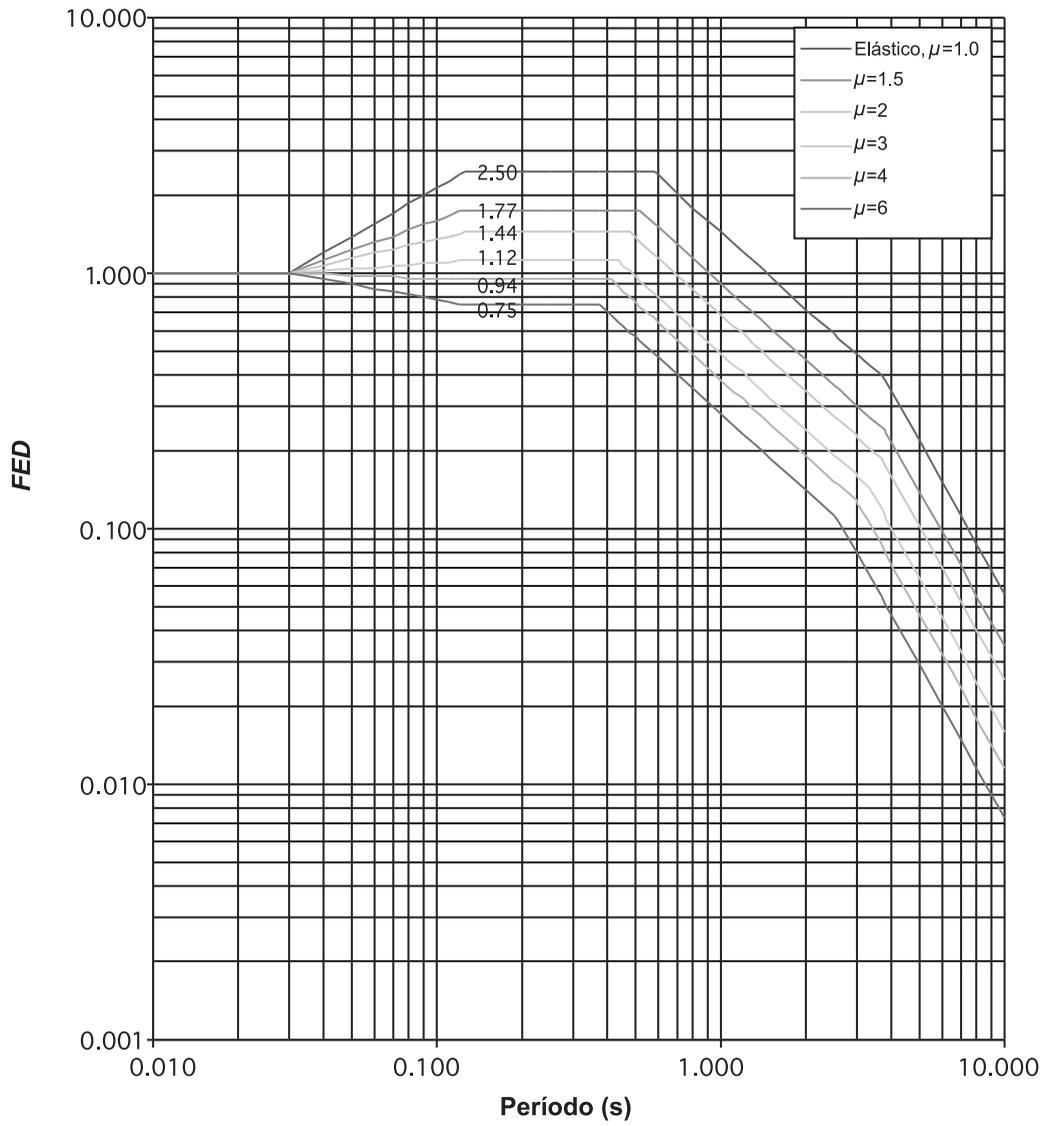


FIGURA 5.11. Factor espectral dinámico,  $FED$ , para sitios de cimentación tipo  $S_3$  en zona sísmica IV (amortiguamiento  $\zeta = 5\%$ ; ductilidades  $\mu = 1, 1.5, 2, 3, 4, 6$ ).