

CAPÍTULO 6. CONDICIONES LOCALES DEL SUELO

Las condiciones locales del manto de suelo sobre el que se emplaza la construcción, tienen considerable influencia sobre la respuesta sísmica de la misma.

6.1. CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS DINÁMICAMENTE ESTABLES

Para tener en cuenta dicha influencia en las formas espectrales (ver artículo 7.2), los suelos dinámicamente estables (ver artículo 17.2) se clasifican según lo indicado en la Tabla 3.

6.1.1. Cuando en la identificación del suelo existan dudas respecto a la profundidad del manto, a las características mecánicas de los diferentes estratos, etc. se adoptarán las ordenadas espectrales que resulten más desfavorables para los períodos de vibración analizados.

6.2. SUELOS DINÁMICAMENTE INESTABLES

Cuando se determine que los suelos de fundación pueden resultar inestables (deformaciones permanentes, licuefacción, pérdida temporaria de la capacidad portante, etc.) ante los niveles de excitación sísmica establecidos (ver el Capítulo 7), se deberá tener en cuenta lo expresado en el Capítulo 17. Suelos y fundaciones.

Tabla 3. Clasificación de los suelos de fundación dinámicamente estables.

SUELO	IDENTIFICACIÓN		CARACTERÍSTICAS		
			Velocidad de propagación de ondas de corte	Prueba de penetración normalizada P.P.N.	Tensión admisible del suelo, σ_{sadm}
			(m/s)	(nº de golpes)	(MN/m ²)
Tipo I	Muy firmes y compactos	a) Rocas firmes y formaciones similares	≥ 700	---	$\sigma_{sadm} \geq 2$
		b) Suelos rígidos sobre roca firme, con profundidad de manto mayor que 50 m (por ejemplo: gravas y arenas muy densas y compactas; suelos cohesivos muy duros con cohesión mayor que 0,2 MN/m ²)	< 700 y ≥ 400	≥ 30	$0,3 \leq \sigma_{sadm} < 2$
Tipo II	Intermedios	a) Suelos rígidos con profundidad de manto mayor que 50 m (por ejemplo: gravas y arenas muy densas y compactas; suelos cohesivos muy duros con cohesión mayor que 0,2 MN/m ²)	< 700 y 400	≥ 30	$0,3 \leq \sigma_{sadm} < 2$
		b) Suelos de características intermedias con profundidad de manto mayor que 8 m (por ejemplo: suelos granulados medianamente densos; suelos cohesivos de consistencia dura con cohesión entre 0,07 y 0,2 MN/m ²)	100 a 400	granulares ≥ 15 y < 30 cohesivos ≥ 10 y < 15	$0,1 \leq \sigma_{sadm} < 0,3$
Tipo III	Blandos	Suelos granulados poco densos; suelos cohesivos blandos o semiduros (cohesión menor que 0,05 MN/m ²); suelos colapsibles	< 100	< 10	$\sigma_{sadm} < 0,1$

CAPÍTULO 7. ACCIONES SÍSMICAS Y ESPECTROS DE DISEÑO

7.1. INTRODUCCIÓN

La excitación sísmica se define básicamente a través de los espectros de aceleraciones equivalentes o espectros de pseudoaceleraciones.

Los mismos expresan las aceleraciones equivalentes como fracciones de la aceleración de la gravedad, en función de las características dinámicas de la estructura.

La forma y magnitud de dichos espectros dependen de la zona sísmica y del tipo de suelo de fundación.

Para la aplicación del método de superposición modal paso a paso, la excitación sísmica de diseño se definirá mediante acelerogramas que cumplan los requisitos especificados en el artículo 14.3.1.

7.2. ESPECTROS PARA ACCIONES SÍSMICAS HORIZONTALES

7.2.1. Las ordenadas S_a del espectro elástico de diseño para acciones horizontales, se determinan mediante las siguientes expresiones:

$$s_a = a_s + (b - a_s) \cdot \frac{T}{T_1} \quad \text{para } T \leq T_1$$

$$s_a = b \quad \text{para } T_1 \leq T \leq T_2$$

$$s_a = b \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2\alpha} \quad \text{para } T \geq T_2$$

siendo:

s_a la pseudoaceleración elástica expresada como fracción de la aceleración de la gravedad;

a_s la ordenada al origen del espectro (aceleración máxima del suelo), expresada como fracción de la aceleración de la gravedad;

b la ordenada del plafón del espectro o máxima pseudoaceleración, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad;

T el período de vibración genérico, expresado en segundos;

T_1 el período correspondiente al comienzo del plafón, expresado en segundos;

T_2 el período de vibración correspondiente al fin del plafón, expresado en segundos.

Los valores de a_s , b , T_1 y T_2 son función de la zona sísmica y del tipo de suelo de fundación.

En la Tabla 4 se establecen los valores de a_s , b , T_1 y T_2 para las distintas zonas sísmicas y tipos de suelo de fundación.

Tabla 4. Valores de a_s , b , T_1 y T_2 para las distintas zonas sísmicas y tipos de suelo de fundación.

ZONA SÍSMICA	SUELO	a_s	b	T_1	T_2
4	Tipo I	0,35	1,05	0,20	0,35
	Tipo II	0,35	1,05	0,30	0,60
	Tipo III	0,35	1,05	0,40	1,00
3	Tipo I	0,25	0,75	0,20	0,35
	Tipo II	0,25	0,75	0,30	0,60
	Tipo III	0,25	0,75	0,40	1,00
2	Tipo I	0,16	0,48	0,20	0,50
	Tipo II	0,17	0,51	0,30	0,70
	Tipo III	0,18	0,54	0,40	1,10
1	Tipo I	0,08	0,24	0,20	0,60
	Tipo II	0,09	0,27	0,30	0,80
	Tipo III	0,10	0,30	0,40	1,20

0	Tipo I	0,04	0,12	0,10	1,20
	Tipo II	0,04	0,12	0,10	1,40
	Tipo III	0,04	0,12	0,10	1,60

7.2.2. Los espectros especificados consideran un amortiguamiento no inferior al 5% del crítico. No se podrán realizar reducciones para valores mayores de amortiguamiento, excepto en las circunstancias indicadas en el artículo 12.3.

Las Figuras 2 a 5 muestran los espectros de pseudoaceleraciones para cada zona sísmica.

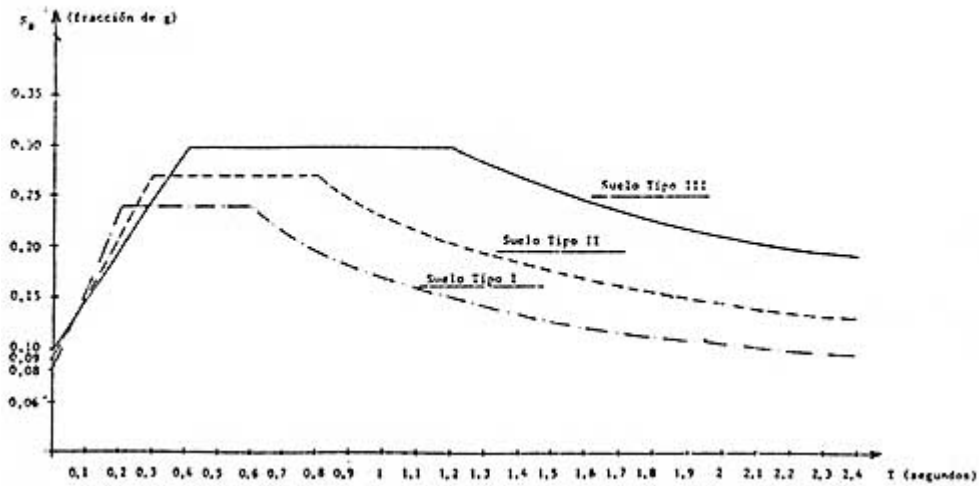


Figura 2. Espectro elástico de pseudoaceleraciones para zona sísmica 1 con $\xi = 5\%$

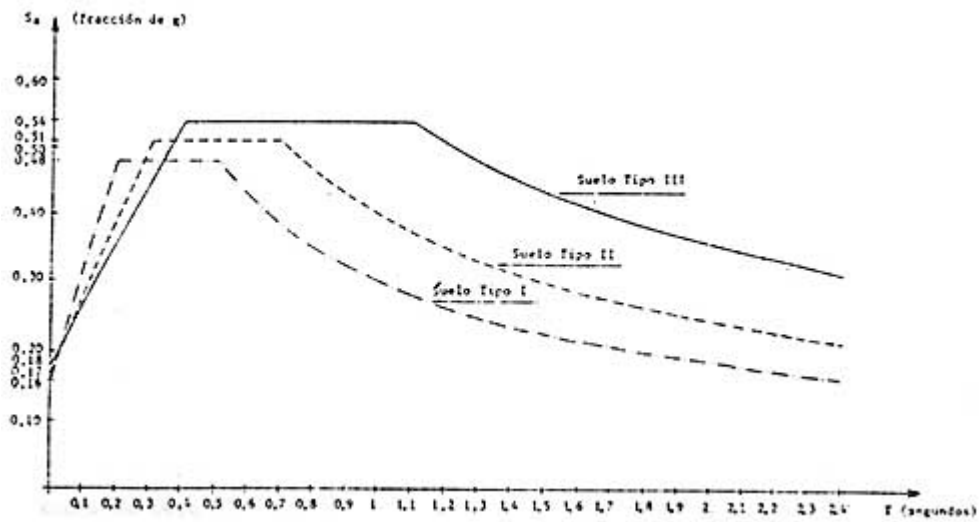


Figura 3. Espectro elástico de pseudoaceleraciones para zona sísmica 2 con $\xi = 5\%$

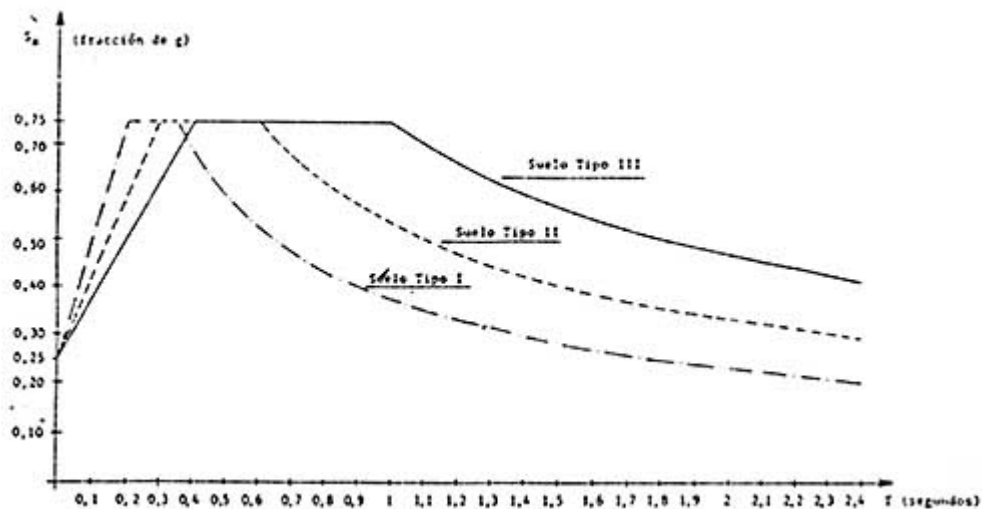


Figura 4. Espectro elástico de pseudoaceleraciones para zona sísmica 3 con $\xi = 5\%$

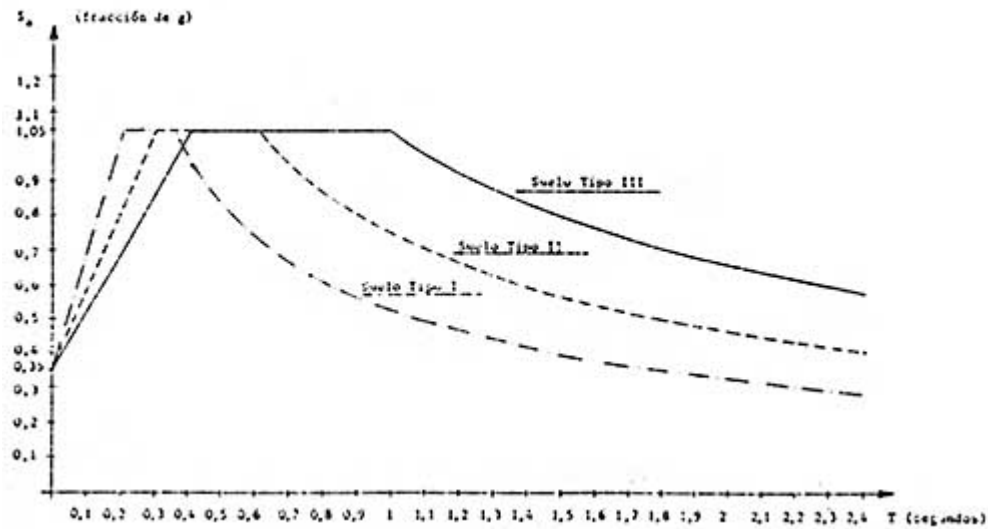


Figura 5. Espectro elástico de pseudoaceleraciones para zona sísmica 4 con $\xi = 5\%$

7.2.3. Para amortiguamientos inferiores al 5% del crítico, las expresiones que definen el espectro de pseudoaceleraciones serán las siguientes:

$$\begin{aligned}
 s_a &= a_s + (f_A \cdot b - a_s) \cdot \frac{T}{T_1} && \text{para } T \leq T_1 \\
 s_a &= f_A \cdot b && \text{para } T_1 \leq T \leq T_2 \\
 s_a &= \left[1 + (f_A - 1) \cdot \frac{T_2}{T} \right] \cdot \left[b \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \right] && \text{para } T \geq T_2
 \end{aligned}$$

siendo:

S_a la pseudoaceleración elástica;

a_s la ordenada al origen del espectro;

b la ordenada del plafón del espectro;

T el período de vibración genérico;

T_1 el período de vibración correspondiente al comienzo del plafón;

T_2 el período de vibración correspondiente al fin del plafón;

f_A el factor de amplificación por amortiguamiento dado por:

$$f_A = \left[\frac{5}{\xi} \right]^{1/2} \text{ para } 0,5\% \leq \xi \leq 5\%$$

con:

ξ el amortiguamiento considerado, expresado como porcentaje del crítico.

7.3. ACCIONES SÍSMICAS VERTICALES

Cuando resulte necesario considerar las acciones sísmicas verticales, los espectros correspondientes se obtendrán multiplicando las ordenadas espectrales para acciones sísmicas horizontales por un factor f_v establecido en la Tabla 5 en función de la zona sísmica, mediante la siguiente expresión:

$$S_{av} = f_v \cdot S_a$$

siendo:

S_{av} la ordenada del espectro de diseño para acciones verticales;

f_v un factor dado en la Tabla 5;

S_a la ordenada del espectro de diseño para acciones horizontales.

7.4. DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO

Para la determinación de las fuerzas sísmicas de diseño, las ordenadas de los espectros anteriormente definidos se reducirán dividiendo por el factor R que considera la capacidad de disipación de energía y redundancia estática de las estructuras, de acuerdo con lo establecido en el Capítulo 8.

Tabla 5. Valores del factor f_v en función de la zona sísmica

ZONA SÍSMICA	f_v
4	0,6
3	0,6
2	0,5
1	0,4
0	0,4

CAPÍTULO 8. INFLUENCIA DE LA CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE DEFORMACIONES ANELÁSTICAS

8.1. FACTOR DE REDUCCIÓN R

La influencia que sobre la valoración de fuerzas sísmicas tiene la capacidad de disipación de energía mediante deformaciones anelásticas de la estructura, se determinará a través del factor R de reducción de las ordenadas espectrales elásticas correspondientes a las pseudoaceleraciones definidas en el Capítulo 7.

El factor R depende de la ductilidad global de la estructura y del período de vibración que se considere. Su valor se calculará con las expresiones siguientes:

$$R = 1 + (\mu - 1) \cdot \frac{T}{T_1} \quad \text{para } T \leq T_1$$
$$R = \mu \quad \text{para } T \geq T_1$$

siendo:

R un factor de reducción;

μ la ductilidad global de la estructura;

T el período de vibración genérico;

T_1 el período correspondiente al comienzo del plafón.

El valor del factor de reducción R podrá diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura.

LA DUCTILIDAD GLOBAL DE LA ESTRUCTURA

Los valores de la ductilidad global de la estructura establecidos en el artículo 8.3. corresponden a estructuras regulares en elevación.

Se entiende como estructura regular en elevación aquella en la que se supone no existen concentraciones de plastificaciones en algunas partes de la misma, esto es, la mayor parte de la estructura participa de manera uniforme en la disipación de energía en el campo no lineal.

En consecuencia, a medida que la estructura sea progresivamente menos regular, deberán reducirse los valores de la ductilidad global indicados en el artículo 8.3.

Como caso extremo e inadmisibles de una estructura sismorresistente diseñada para incursionar en el rango inelástico, se encuentra la configuración estructural denominada "piso flexible" o "piso blando". En ella, la plastificación se concentra en sólo un piso de la estructura como consecuencia de una brusca reducción de la resistencia lateral en relación con la de los pisos restantes. Este caso límite puede únicamente concebirse con un comportamiento totalmente elástico de la estructura, es decir, adoptando $\mu = 1$ como valor de la ductilidad global.

8.3. VALORES DE LA DUCTILIDAD GLOBAL

A continuación se indican los valores de la ductilidad global μ , de acuerdo con la configuración de la estructura y sus materiales:

Ductilidad global $\mu = 6$

- Pórticos de acero dúctil.
- Tabiques Sismorresistentes Acoplados de Hormigón Armado (1) diseñados con especiales condiciones de ductilidad.

Ductilidad global $\mu = 5$

- Pórticos de hormigón Armado Sismorresistente (1) con o sin rigidización de mampostería.
- Pórticos de Hormigón Armado Sismorresistente (1) asociados con Tabiques Sismorresistentes de Hormigón Armado (1), donde los pórticos absorben, en promedio, por lo menos el 30% del esfuerzo de corte provocado por las acciones sísmicas.

Ductilidad global $\mu = 4$

- Pórticos de Acero Convencional.
- Sistemas de Tabiques Sismorresistentes de Hormigón Armado (1) asociados entre sí por vigas que permitan su funcionamiento en conjunto.

Ductilidad Global $\mu = 3,5$

- Sistemas Pórticos - Tabiques o Tabiques Sismorresistentes de Hormigón Armado (1) que no verifiquen las condiciones anteriores.
- Muros de Mampostería (2) Armada y Encadenada de ladrillos macizos.
- Muros de Mampostería (2) Reforzada con Armadura Distribuida.

Ductilidad global $\mu = 3$

- Muros de Mampostería (2) Encadenada de ladrillos Macizos.
- Estructuras tipo Péndulo Invertido con especiales detalles de diseño del soporte y unión.

Ductilidad global $\mu = 2$

- Muros de Mampostería (2) Encadenada de ladrillos huecos o bloques.
- Estructuras tipo Péndulo Invertido que no cumplan las condiciones anteriores.
- Estructuras colgantes.
- Columnas de Hormigón Armado (1) que en la dirección analizada no presentan vinculaciones.

Ductilidad global $\mu = 1$

- Estructuras en las que se requiera comportamiento elástico ante sismos destructivos.

(1) Las condiciones a cumplir en la verificación, dimensionamiento, detalles y construcción de estructuras de Hormigón Armado Sismorresistente, están contenidas en la parte II, "Construcciones de Hormigón Armado y Pretensado".

(2) Las condiciones a cumplir en la verificación, dimensionamiento, detalles y construcción de estructuras de Mampostería, están contenidas en la PARTE III, "Construcciones de Mampostería".

8.4. DETERMINACIÓN DE LAS DEFORMACIONES

Las deformaciones efectivas se obtendrán multiplicando por la ductilidad global μ , las deformaciones calculadas bajo los efectos de las fuerzas sísmicas reducidas por la capacidad de disipación de energía de la estructura.

CAPÍTULO 9. CARGAS GRAVITATORIAS A CONSIDERAR PARA LA DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES SÍSMICAS.

9.1. Las cargas gravitatorias que se deberán considerar para la determinación de las acciones sísmicas, estarán compuestas por las cargas permanentes y una fracción de las sobrecargas de servicio. Dichas cargas gravitatorias se tendrán en cuenta tanto para la evaluación de las características dinámicas de la estructura como para la determinación de las solicitaciones y deformaciones originadas por la excitación sísmica.

La carga gravitatoria W_k operante en el nivel k durante el sismo se determinará mediante la fórmula siguiente:

$$W_k = G_k + \eta \cdot L_k$$

siendo:

W_k la carga gravitatoria operante en el nivel k;

G_k la carga gravitatoria permanente, compuesta por el peso propio de los componentes estructurales y no estructurales de la construcción, equipos, instalaciones, maquinarias, etc., de carácter permanente;

L_k las sobrecargas de servicio (cargas accidentales variables en el tiempo), establecidas en el reglamento CIRSOC 101 "Cargas y sobrecargas gravitatorias para el cálculo de las estructuras de edificios";

η el factor de simultaneidad y presencia de sobrecargas de servicio (fracción de la sobrecarga de servicio a considerar).

El factor η se establece en base a consideraciones de tipo probabilístico. Los valores mínimos del factor η para los casos usuales se indican en la Tabla 6.

En la modelación de estructuras de edificios las cargas gravitatorias podrán ser reemplazadas por un conjunto de cargas concentradas que, en general, se podrán suponer aplicadas a nivel de los entrepisos y techo de la construcción.

La carga gravitatoria W_k que se supone concentrada en un determinado nivel k de la construcción se obtendrá sumando a las cargas correspondientes a dicho nivel (peso propio de vigas, losas, pisos, contrapisos, capas aislantes, cielorrasos, etc., y la fracción correspondiente a las sobrecargas de servicio), el peso propio de los elementos estructurales y no estructurales (muros de mamposterías, tabiques de hormigón, columnas, etc.) que resulten comprendidos dentro del sector determinado por dos planos horizontales ubicados a la mitad de la altura de los dos pisos contiguos al nivel k considerado, según se indica en la Figura 6.

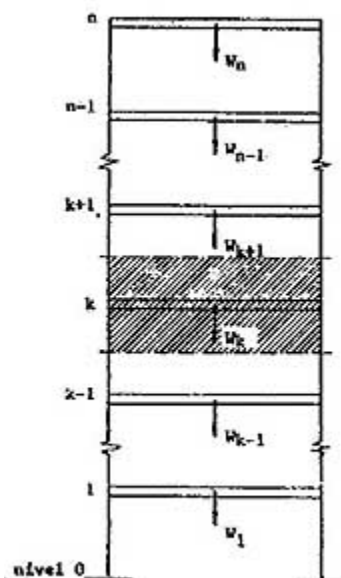


Figura 6

Los pesos de los tanques, apéndices y otros elementos emergentes del nivel n (techo) se supondrán concentrados en dicho nivel, siempre que no superen el 25% de la carga gravitatoria correspondiente a dicho nivel, incluyendo en ésta el peso de los elementos emergentes.

Tabla 6. Valores mínimos del factor de simultaneidad y presencia de sobrecargas de servicio.

CONDICIONES	η
La presencia de sobrecargas de servicio constituye una circunstancia excepcional. Por ejemplo en: azoteas, techos y cubiertas inaccesibles, salvo con fines de mantenimiento.	0
Es reducida la probabilidad de presencia de la totalidad de la sobrecarga de servicio. Por ejemplo en locales donde no es frecuente alta densidad ocupacional de personas o aglomeración de cosas: edificios de habitación, oficinas, hoteles, etc.	0,25
Resulta intermedia la probabilidad de presencia de la totalidad de la sobrecarga de servicio. Por ejemplo en locales con frecuente alta densidad ocupacional de personas o aglomeración de cosas: escuelas, templos, cines, teatros, edificios públicos, etc.	0,50
Sobrecarga de nieve y de hielo. Se considerará en los lugares indicados en el Reglamento CIRSOC 104 "Acción de la nieve y del hielo sobre las construcciones".	0,50
Es elevada la probabilidad de presencia de la totalidad de la sobrecarga de servicio. Por ejemplo en: depósitos de mercaderías, edificios de cocheras, archivos, etc.	0,75
La sobrecarga de servicio está normalmente presente en su totalidad. Por ejemplo en: depósitos de líquidos, tanques, silos, etc.	1
Para la verificación local de partes críticas de la estructura en que la sobrecarga de servicio resulta de importancia. Por ejemplo en: voladizos, balcones, etc.	1