



## CAPITULO 5.- DISEÑO SISMORESISTENTE DE EDIFICIOS

- 5.1 Espectros de diseño
- 5.2 Códigos sismo-resistentes



## NORMA SISMICA ECUATORIANA CEC-02

**CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN 2002  
PELIGRO SÍSMICO, ESPECTROS DE DISEÑO Y REQUISITOS MÍNIMOS DE CALCULO  
PARA DISEÑO SISMO-RESISTENTE**

### 1. INTRODUCCIÓN

1.1 Las especificaciones de este capítulo deben ser consideradas como requisitos mínimos a aplicarse para el cálculo y diseño de una estructura, con el fin de resistir eventos de origen sísmico. Dichos requisitos se basan principalmente en el comportamiento dinámico de estructuras de edificación. Para el caso de estructuras distintas a las de edificación, tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas, presas, tuberías, etc., cuyo comportamiento dinámico es distinto al de las estructuras de edificación, se deberán aplicar consideraciones adicionales especiales que complementen los requisitos mínimos que constan en el presente código.



## FILOSOFIA DE DISEÑO CEC-02

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

Estos objetivos se consiguen diseñando la estructura para que:

- Tenga la capacidad para resistir las fuerzas especificadas por el código.
- Presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.
- Pueda disipar energía de deformación inelástica, dado que el sismo de diseño produce fuerzas mucho mayores que las equivalentes especificadas por el código.

La memoria de cálculo incluirá una descripción del sistema estructural, los parámetros utilizados para definir las fuerzas sísmicas de diseño, el espectro de diseño o cualquier otro método de definición de la acción sísmica utilizada, así como también los desplazamientos y derivas máximas que presente la estructura, demostrando el cumplimiento de las especificaciones de este código, debiendo incluir una descripción de la revisión del comportamiento inelástico, acorde con la filosofía descrita.

---



## FILOSOFIA DE DISEÑO CEC-02

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.

### **PE > 70% en 50 años vida útil. Comportamiento Elástico Estructura**

- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.

### **40% < PE < 70% en 50 años vida útil. Límite Elasticidad (Cedencia) Estructura**

- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

### **PE < 10% en 50 años vida útil. Ductilidad, Tenacidad y Estabilidad Estructura**

Probabilidad	Probabilidad de	Numero Eventos	Numero Promedio de	Periodo de Retorno	Características
Excedencia PE (%)	No Ocurrencia (%)	durante 50 años	Eventos Anuales "Y"	años "Tr"	de la Frecuencia
durante 50 años	durante 50 años	$n = -\ln(1 - PE)$	$Y = n/50$	$T_p = 1/Y$	del Sismo
2%	98%	0.020202707	0.000404054	2,475	Muy Raro
10%	90%	0.105360516	0.00210721	475	Raro
39%	61%	0.500050551	0.010001011	100	Ocasional
63%	37%	1.002393431	0.020047869	50	Ocasional
87%	14%	2.002480501	0.04004961	25	Frecuente



# UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

## US ICC (International Code Council) Performance Code - 2000

### CHAPTER 3

#### DESIGN PERFORMANCE LEVELS

**303.4** There are four performance groups (PG), identified as I, II, III and IV.

**303.4.1 Performance Group I.** The minimum design performance level with which all buildings or facilities posing a low risk to human life, should the buildings or facilities fail, must comply.

**303.4.2 Performance Group II.** The minimum design performance level with which all buildings or facilities subject to this code, except those classified as PG I, PG III or PG IV, must comply.

**303.4.3 Performance Group III.** The minimum design performance level with which buildings or facilities of an increased level of societal benefit or importance must comply.

**303.4.4 Performance Group IV.** The minimum design performance level with which buildings or facilities that present an unusually high risk or which are deemed essential facilities must comply.

### CHAPTER 5

#### STABILITY

#### SECTION 501 STRUCTURAL FORCES

**501.3.4** Structures, or portions thereof, shall be designed and constructed taking into account all expected loads, and combination of loads, associated with the event(s) magnitude(s) that would affect their performance, including, but not limited to:

11. Earthquake loads (mean return period)

Small: 25 years

Medium: 72 years

Large: 475 years

Very Large: 2,475 years

Building	Performance Group
Farms - warehouses	Group I
Apartment Buildings	Group II
Schools	Group III
Hospitals, Fire Stations	Group IV



# UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

US ICC (International Code Council) Performance Code - 2000

**TABLE 303.3**

## **MAXIMUM LEVEL OF DAMAGE TO BE TOLERATED BASED ON PERFORMANCE GROUPS AND DESIGN EVENT MAGNITUDES**



# UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

---

## 4.2 BASES DEL DISEÑO

Para la definición de este código se ha utilizado la mejor información existente, tanto de Ecuador como de otros países del mundo. En particular, se ha tomado como documentos de trabajo los códigos UBC 94 y 97 de los Estados Unidos, y las normativas sismo-resistentes colombiana 1998 y peruana 1997.

## 4.3 ZONAS SÍSMICAS Y FACTOR DE ZONA Z

El mapa de zonas sísmicas para propósitos de diseño incluido en el presente código proviene de un estudio completo que considera fundamentalmente los resultados de los estudios de peligro sísmico del Ecuador, así como también ciertos criterios adicionales que tienen que ver principalmente con la uniformidad del peligro de ciertas zonas del país, criterios de practicidad en el diseño, protección de ciudades importantes, irregularidad en curvas de definición de zonas sísmicas, suavizado de zonas de límites inter-zonas y compatibilidad con mapas de peligro de los países vecinos.

- La modelación de la ocurrencia de los sismos como un proceso de Poisson, obteniéndose mapas de iso-aceleraciones para períodos de retorno de 475 años, equivalentes a una probabilidad del 10% de excedencia en 50 años, de acuerdo con la definición de sismo de diseño.

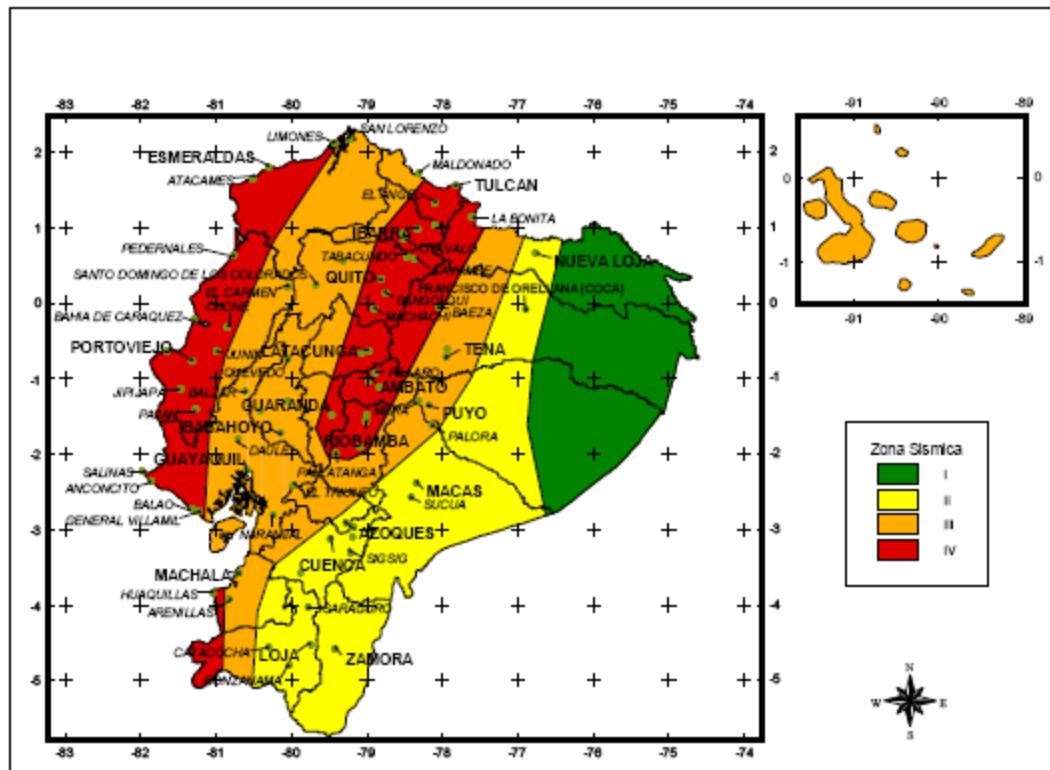


# UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

Tabla 1. Valores del factor Z en función de la zona sismica adoptada

Zona sismica	I	II	III	IV
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.4

Figura 1. Ecuador, zonas sismicas para propósitos de diseño





## FACTOR DE IMPORTANCIA NORMA CEC-02

Tabla 4. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
1. Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación, transmisión y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras substancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias peligrosas.	1,5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1,0



# UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

## 4.4 GEOLOGÍA LOCAL Y PERFILES DE SUELO. COEFICIENTE S y Cm.

El factor de suelo S ha sido definido de tal forma de simplificar, desde el punto de vista práctico, los distintos tipos de suelo existentes en el país, reduciéndolos a sólo 4 tipos, cada uno de los cuales se ha descrito de la forma más concisa posible, a través de diversas propiedades físicas. La experiencia y los conocimientos sobre los tipos de suelo existentes en el Ecuador sirvieron como premisas de esta definición.

5.3.2 Los tipos de perfiles de suelo se clasifican de la siguiente manera:

5.3.2.1 Perfil tipo S1: Roca o suelo firme.-

A este grupo corresponden las rocas y los suelos endurecidos con velocidades de ondas de corte similares a las de una roca (mayores a 750 m/s), con períodos fundamentales de vibración menores a 0,20s. Se incluyen los siguientes tipos de suelo:

- a) Roca sana o parcialmente alterada, con resistencia a la compresión no confinada mayor o igual a 500 KPa ( $5 \text{ kg/cm}^2$ ).
- b) Gravas arenosas, limosas o arcillosas, densas y secas.
- c) Suelos cohesivos duros con resistencia al corte en condiciones no drenadas mayores a 100 Kpa ( $1 \text{ kg/cm}^2$ ), con espesores menores a 20m, sobreyacentes a roca u otro material endurecido con velocidad de onda de corte superior a 750 m/s.
- d) Arenas densas con número de golpes del SPT:  $N > 50$ , con espesores menores a 20m, sobreyacentes a roca u otro material endurecido con velocidad de onda de corte superior a 750 m/s.
- e) Suelos y depósitos de origen volcánico firmemente cementados, tobas y conglomerados con número de golpes del SPT:  $N > 50$ .



# UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

### 5.3.2.2 Perfil tipo S2: Suelos intermedios.-

Suelos con características intermedias o que no se ajustan a los perfiles de suelos tipo S1 y S3.

### 5.3.3 Perfil tipo S3: Suelos blandos o estratos profundos.-

En este grupo se incluyen los perfiles de suelos blandos o estratos de gran espesor, en los que los períodos fundamentales de vibración son mayores a 0,6 s, incluyéndose los siguientes casos:

Suelos cohesivos	Velocidad de ondas de corte, $V_s$ (m/s)	Resistencia al corte No drenada, $S_u$ (KPa)	Espesor del estrato (m)
Blandos	< 200	< 25	> 20
Semiblandos	200-400	25-50	> 25
Duros	400-750	50-100	> 40
Muy duros	> 750	100-200	> 60

Suelos granulares	Velocidad de ondas de corte, $V_s$ (m/s)	Valores N del SPT	Espesor del estrato (m)
Sueltos	< 200	4-10	> 40
Semidensos	200-750	10-30	> 45
Densos	> 750	> 30	>100

Los valores de N,  $V_s$  y  $S_u$  son valores promedio del sitio y serán determinados según las siguientes expresiones:

$$V_s = \Sigma (h_i) / \Sigma (h_i / V_{si}) \quad (1)$$

$$N = \Sigma (h_i) / \Sigma (h_i / N_i) \quad (2)$$

$$S_u = \Sigma (h_i) / \Sigma (h_i / S_{ui}) \quad (3)$$



# UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

---

5.3.4 Perfil tipo S4: Condiciones especiales de evaluación del suelo.

En este grupo se incluyen los siguientes tipos de suelo:

- a) Suelos con alto potencial de licuefacción, colapsibles y sensitivos
- b) Turbas, lodos y suelos orgánicos.
- c) Rellenos colocados sin control ingenieril.
- d) Arcillas y limos de alta plasticidad ( $IP > 75$ ).
- e) Arcillas suaves y medio duras con espesor mayor a 30 m.

Los perfiles de este grupo incluyen los suelos altamente compresibles y donde las condiciones geológicas y/o topográficas sean especialmente desfavorables, que requieran estudios geotécnicos no rutinarios para determinar sus características mecánicas.

El tipo de suelo existente en el sitio de construcción de la estructura, y por ende, el coeficiente de suelo  $S$ , se establecerán de acuerdo con lo especificado en la Tabla 3. El coeficiente  $S$  se establecerá analizando el perfil que mejor se ajuste a las características locales. En los sitios donde las propiedades del suelo sean poco conocidas, se podrán utilizar los valores del perfil de suelo tipo S3. Adicionalmente se encuentra tabulado el coeficiente  $C_m$ , relacionado con la definición del espectro del sismo de diseño establecido más adelante en este código, y que depende del perfil de suelo a utilizar.

---



# UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

## NORMA ASCE 7-10

### 20.2 SITE RESPONSE ANALYSIS FOR SITE CLASS F SOIL

A site-response analysis in accordance with Section 21.1 shall be provided for Site Class F soils, unless the exception to Section 20.3.1 is applicable.

### 20.3 SITE CLASS DEFINITIONS

Site class types shall be assigned in accordance with the definitions provided in Table 20.3-1 and this section.

TABLE 20.3-1 SITE CLASSIFICATION

Site Class	$v_s$	$N$ or $N_{ch}$	$s_u$
A. Hard rock	>5,000 ft/s	NA	NA
B. Rock	2,500 to 5,000 ft/s	NA	NA
C. Very dense soil and soft rock	1,200 to 2,500 ft/s	>50	>2,000 psf
D. Stiff soil	600 to 1,200 ft/s	15 to 50	1,000 to 2,000 psf
E. Soft clay soil	<600 ft/s	<15	<1,000 psf
Any profile with more than 10 ft of soil having the following characteristics: - Plasticity index PI > 20, - Moisture content $w \geq 40\%$ , and - Undrained shear strength $s_u < 500$ psf			
F. Soils requiring site response analysis in accordance with Section 21.1	See Section 20.3.1		

For SI: 1 ft/s = 0.3048 m/s 1 lb/ft<sup>2</sup> = 0.0479 kN/m<sup>2</sup>



# UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL



Contratista:							Equipo:	Máquina Perforadora Petty II		
Localización:	Pista de motocross						Operador:	Ginson Muñoz		
Inicio:	16 de marzo de 2011						Martillo:	Safety		
Terminación:	16 de marzo de 2011						Peso Martillo:	140lbs.		
Perforación:	P24						Diámetro:	4"		
Profundidad:	0.00-17,28m						Cota:	-		
							Nivel Freático:	4,00m		

Nº muestra	Prof. (m.)	# Golpes (N)	Estratigrafia SUCS		Descripción Visual	Rec.	Muestreador	ENsayos de Laboratorio							
			%	Wn	LL%	IP	% pas	% pas	qu	Pesadímetro (Kg/cm²)	E %	γV			
1	0.00-0.50	5	MH	limo elástico café, consistencia media	45/45	SPT	36.13	69.62	23.03	100.00	98.00				
2	0.50-1.00	11	MH	limo elástico café, consistencia semidura	45/50	Shelby	43.55	69.30	22.71	100.00	98.00	1.2			3.6 1764
3	1.50-2.00	8	MH	limo elástico verdoso con pintas café, consistencia semidura	40/50	Shelby	50.88	64.40	27.58	100.00	98.00	1.0			3.2 1771
4	2.50-3.00	8	MH	limo elástico verdoso con pintas café, consistencia semidura	45/50	Shelby	46.71	64.60	27.78	100.00	98.00	1.0			3.6 1848
5	3.50-4.00	5	MH	limo elástico verdoso, consistencia blanda	50/50	Shelby	66.97	52.42	21.12	100.00	97.00	0.6			2.9 1764
6	4.50-5.00	3	CL	arcilla arenosa gris verdosa, consistencia blanda	40/45	SPT	42.42	40.62	16.21	100.00	54.67				
7	5.50-6.00	2	ML	limo con arena gris verdosa, consistencia blanda	45/45	SPT	65.73	40.10	15.69	100.00	72.26				
8	7.00-7.50	4	SC	arena arcillosa gris verdosa, compacidad relativa suelta	40/45	SPT	50.86	40.90	16.49	100.00	48.43				
9	8.50-9.00	2	CL	arcilla con arena gris verdosa, consistencia blanda	45/45	SPT	50.07	41.00	16.59	100.00	72.40				
10	10.00-10.50	18	SP-SM	arena verdosa mal graduada ligeramente limosa, compacidad relativa media	40/45	SPT	26.12	NP	NP	100.00	10.41				
11	11.50-12.00	11	SP-SM	arena verdosa mal graduada ligeramente limosa, compacidad relativa media	40/45	SPT	27.48	NP	NP	100.00	8.76				



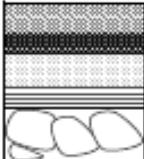
# UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

## EJEMPLO DE CLASIFICACION DE SUELO CONFORME NORMA ASCE 7-10

<p><b>GEOCON®</b> Consultoría en Geotecnia</p>	Contratista:	Ing. Alejandro Lescano	Equipo:	Máquina Perforadora Petty II
	Localización:	Pista de motocross	Operador:	Ginson Muñoz
	Inicio:	16 de marzo de 2011	Martillo:	Safety
	Terminación:	16 de marzo de 2011	Peso Martillo:	140lbs.
	Perforación:	P24	Diámetro:	4"
	Profundidad:	0.00-17,28m	Cota:	-
			Nivel Freático:	4,00m

Nº muestra	Prof. (m.) muestras	# Golpes (N)	Estratigrafía SUCS	Descripción Visual	Recuperación	Muestra	ENSAYOS DE LABORATORIO								
							Wn %	LL% %	IP %	% pas # 4	% pas # 200	qU (Kg/cm²)	Penetración o (Kg/cm²)	ε %	γw Kg/m³
12	13,00-13,50	15	SP-SM	arena gris verdosa mal graduada ligeramente limosa, compacidad relativa media	40/45	SPT	24.55	NP	NP	100.00	11.20				
13	14,50-15,00	28	MH	limo elástico arenoso verdoso, consistencia firme a dura	40/45	SPT	19.47	58.49	20.17	96.95	61.95				
14	16,00-16,50	81	SM	arena limosa café, compacidad relativa muy compacta	45/45	SPT	25.62	49.07	7.20	76.41	29.75				
15	17,00-17,28	60 en 13cm	ML	limo arenoso verdoso, consistencia rígida	28/45	SPT	17.42	49.50	7.64	100.00	59.57				

Simbología:



limos  
gravas  
arenas  
arcillas  
fragmentos de roca

Wn %	Contenido de Humedad
% pas # 4	Pasante Tamiz Nº4
% pas # 200	Pasante Tamiz Nº200
LP	Límite Plástico
IP	Índice de Plasticidad
Rev.	Revestimiento



## EJEMPLO DE CLASIFICACION DE SUELO CONFORME NORMA CEC-02



Perfil de Suelo S3 es aquel con los Periodos fundamentales de vibracion mayores a 0.6 segundos

N = 5      De 0 a 10 m  
Vs = 80 m/seg

N = 18      De 10 a 16 m  
Vs = 200 m/seg

N = 100      De 16 en adelante  
Vs = 750 m/seg

De 0 a 30 m, Vs = 172 m/seg  
 $V_s = \sum (h_i) / \sum (h_i / V_{si})$

$$T_s = \frac{4H}{v_s} = 0.7 \text{ segundos}$$



## FORMA ESPECTRAL DE LA NORMA CEC-02

Tabla 3. Coeficiente de suelo S y Coeficiente Cm

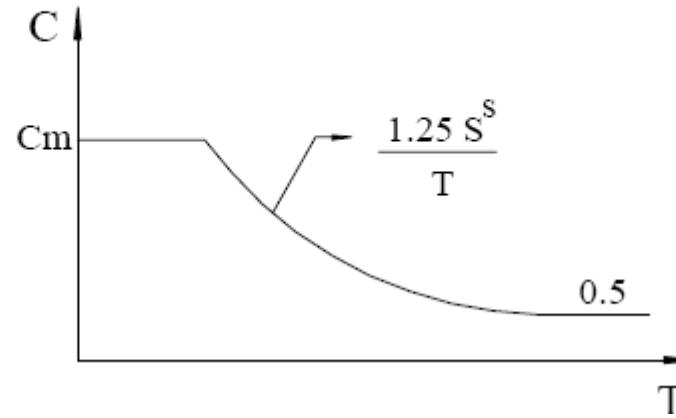
Perfil tipo	Descripción	S	Cm
S1	Roca o suelo firme	1,0	2,5
S2	Suelos intermedios	1,2	3,0
S3	Suelos blandos y estrato profundo	1,5	2,8
S4	Condiciones especiales de suelo	2,0*	2,5

(\*) = Este valor debe tomarse como mínimo, y no substituye los estudios de detalle necesarios para construir sobre este tipo de suelos.

**Figura 4. Espectro sísmico elástico del presente reglamento, que representa el sismo de diseño.**

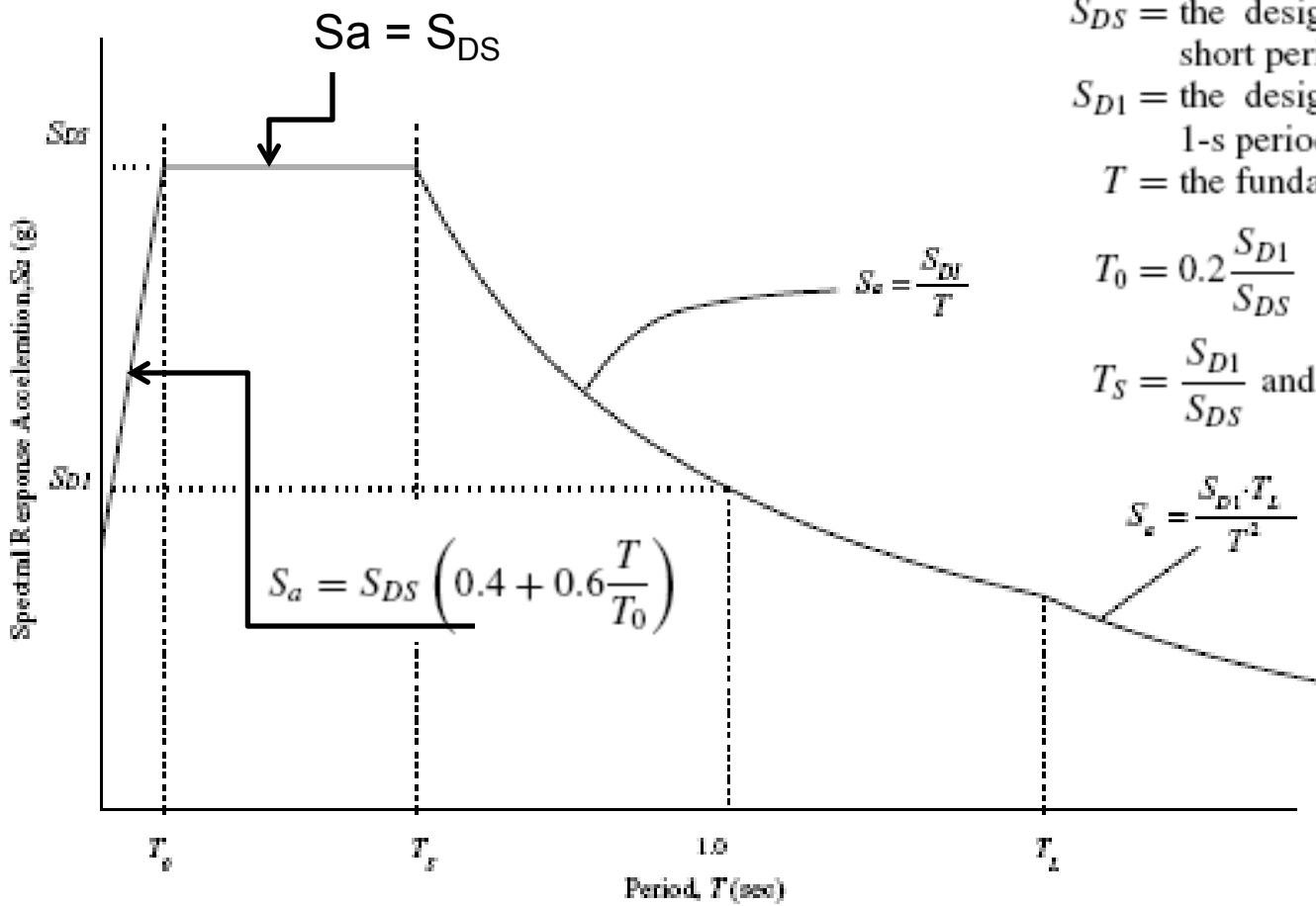
La Aceleración  
Espectral de Diseño  
es:

$$Sa = CZ$$





## FORMA ESPECTRAL NORMA ASCE 7-10



$S_{DS}$  = the design spectral response acceleration short periods

$S_{D1}$  = the design spectral response acceleration 1-s period

$T$  = the fundamental period of the structure, s

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \text{ and}$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_a = \frac{S_{D1} \cdot T_s}{T^2}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

$$S_{MS} = F_a S_s$$

$$S_{M1} = F_v S_1$$



# UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

## 6.2 PROCEDIMIENTO DE CALCULO DE FUERZAS ESTATICAS.-

## NORMA CEC-02

6.2.1 Cortante Basal de Diseño: El cortante basal total de diseño  $V$ , que será aplicado a una estructura en una dirección dada, se determinará mediante las expresiones:

$$V = \frac{ZIC}{R \Phi_P \Phi_E} W \quad (4)$$

$$C = \frac{1,25 S^s}{T} \quad (5)$$

## COEFICIENTE SISMICO CEC-02

$$C_S = Z \cdot C \cdot \left( \frac{I}{R \cdot \phi_E \cdot \phi_P} \right)$$

donde:

$C$  = No debe exceder del valor de  $C_m$  establecido en la tabla 3, no debe ser menor a 0,5 y puede utilizarse para cualquier estructura,

$S$  = Su valor y el de su exponente se obtienen de la tabla 3,

$R$  = Factor de reducción de respuesta estructural,

$\Phi_P, \Phi_E$  = Coeficientes de configuración estructural en planta y en elevación, respectivamente.



# UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

## NORMA ASCE 7-10

$$C_s = s_a \cdot \frac{I}{R}; \quad T \geq T_0$$

### Chapter 12

#### SEISMIC DESIGN REQUIREMENTS FOR BUILDING STRUCTURES

$$V = C_s W \quad (12.8-1)$$

where

$C_s$  = the seismic response coefficient determined in accordance with Section 12.8.1.1

$W$  = the effective seismic weight per Section 12.7.2.

**12.8.1.1 Calculation of Seismic Response Coefficient.** The seismic response coefficient,  $C_s$ , shall be determined in accordance with Eq. 12.8-2.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (12.8-2)$$

where

$S_{DS}$  = the design spectral response acceleration parameter in the short period range as determined from Section 11.4.4

$R$  = the response modification factor in Table 12.2-1

$I$  = the occupancy importance factor determined in accordance with Section 11.5.1

The value of  $C_s$  computed in accordance with Eq. 12.8-2 need not exceed the following:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I}\right)} \quad \text{for } T \leq T_L \quad (12.8-3)$$

$$C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I}\right)} \quad \text{for } T > T_L \quad (12.8-4)$$

$C_s$  shall not be less than

$$C_s = 0.01 \quad (12.8-5)$$

In addition, for structures located where  $S_1$  is equal to or greater than  $0.6g$ ,  $C_s$  shall not be less than

$$C_s = \frac{0.5 S_1}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (12.8-6)$$



# UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

## 6.2 PROCEDIMIENTO DE CALCULO DE FUERZAS ESTATICAS.-

6.2.1 Cortante Basal de Diseño: El cortante basal total de diseño  $V$ , que será aplicado a una estructura en una dirección dada, se determinará mediante las expresiones:

$$V = \frac{ZIC}{R \Phi_P \Phi_E} W \quad (4)$$

$$C = \frac{1,25 S^s}{T} \quad (5)$$

donde:

$C$  = No debe exceder del valor de  $C_m$  establecido en la tabla 3, no debe ser menor a 0,5 y puede utilizarse para cualquier estructura,

$S$  = Su valor y el de su exponente se obtienen de la tabla 3,

$R$  = Factor de reducción de respuesta estructural,

$\Phi_P, \Phi_E$  = Coeficientes de configuración estructural en planta y en elevación, respectivamente.



# UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

---

6.2.2 Coeficiente de configuración estructural en planta  $\Phi_P$ .

6.2.2.1 El coeficiente  $\Phi_P$  se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad de las plantas en la estructura, descritas en la Tabla 5 y en la Figura 2. Se utilizará la expresión:

$$\Phi_P = \Phi_{PA} \times \Phi_{PB} \quad (6)$$

donde:

$\Phi_{PA}$  = El mínimo valor  $\Phi_{Pi}$  de cada piso  $i$  de la estructura, obtenido de la Tabla 5, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1, 2 y/o 3 ( $\Phi_{Pi}$  en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para las tres irregularidades),

$\Phi_{PB}$  = Se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 4 y/o 5 en la estructura.

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas en la Tabla 5, en ninguno de sus pisos,  $\Phi_P$  tomará el valor de 1.



# UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

## 6.2.3 Coeficiente de configuración estructural en elevación $\Phi_E$ .

6.2.3.1 El coeficiente  $\Phi_E$  se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, descritas en la Tabla 6 y en la Figura 3. Se utilizará la expresión:

$$\Phi_E = \Phi_{EA} \times \Phi_{EB} \times \Phi_{EC} \quad (7)$$

donde:

$\Phi_{EA}$  = El mínimo valor  $\Phi_{Ei}$  de cada piso i de la estructura, obtenido de la Tabla 6, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1 y/o 5 ( $\Phi_{Ei}$  en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para las dos irregularidades),

$\Phi_{EB}$  = Se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 2 y/o 3 en la estructura,

$\Phi_{EC}$  = Se establece para cuando se encuentre presente la irregularidad tipo 4 en la estructura.

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en la Tabla 6, en ninguno de sus niveles,  $\Phi_E$  tomará el valor de 1.

Adicionalmente, se debe tomar en cuenta que, cuando la deriva máxima de cualquier piso es menor de 1,3 veces la deriva del piso inmediato superior, puede considerarse que no existen irregularidades de los tipos 1, 2, ó 3.



# UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

## FIGURAS 2 y 3. Irregularidades en planta y en elevación

Nota: La descripción de estas irregularidades no facilita al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación

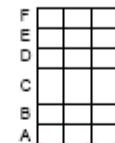
### IRREGULARIDADES EN ELEVACION

Tipo 1 - Piso flexible -  $\phi_{R_i} = 0.9$

Rigidez  $K_c < 0.70$  Rigidez  $K_D$

ó

Rigidez  $K_c < 0.80 \frac{(K_D + K_B + K_p)}{3}$

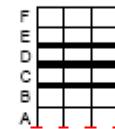


Tipo 2 - Distribución de masas -  $\phi_{R_i} = 0.9$

$m_D > 1.50 m_L$

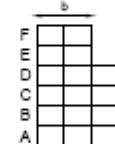
ó

$m_D > 1.50 m_U$



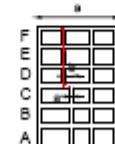
Tipo 3 - Irregularidad Geométrica -  $\phi_{R_i} = 0.9$

$a > 1.30 b$



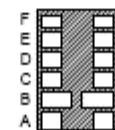
Tipo 4 - Desalineamientos en ejes verticales -  $\phi_{R_i} = 0.8$

$b > a$



Tipo 5 - Piso débil -  $\phi_{R_i} = 0.8$

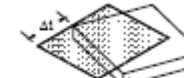
Resistencia Piso B < 0.70 Resistancia Piso C



### IRREGULARIDADES EN PLANTA

Tipo 1-Irregularidad torsional- $\phi_{P_i} = 0.9$

$$\Delta > 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$$



Tipo 2-Retrocesos excesivos en las esquinas -  $\phi_{P_i} = 0.9$   
 $A > 0.15B$  y  $C > 0.15D$



Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso -  $\phi_{P_i} = 0.9$



1)  $C \times D > 0.5A \times B$     2)  $(C \times D + C \times E) > 0.5 A \times B$

Tipo 4 - Desplazamiento de los planos de Acción -  $\phi_{P_i} = 0.8$   
de elementos verticales



Tipo 5 - Ejes estructurales no paralelos -  $\phi_{P_i} = 0.9$





# UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

Tabla 5. Coeficientes de configuración en planta.

Tipo	Descripción de las irregularidades en planta	$\Phi_{pl}$
1	<b>Irregularidad torsional</b> Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.	0,9
2	<b>Entrantes excesivos en las esquinas</b> La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.	0,9
3	<b>Discontinuidad en el sistema de piso</b> La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.	0,9
4	<b>Desplazamiento del plano de acción de elementos verticales</b> Una estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.	0,8
5	<b>Ejes estructurales no paralelos</b> La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.	0,9
6	<b>Sistema de piso flexible</b> Cuando la relación de aspecto en planta de la edificación es mayor que 4:1 o cuando el sistema de piso no sea rígido en su propio plano se deberá revisar la condición de piso flexible en el modelo estructural	-

Tabla 6. Coeficiente de configuración en elevación

Tipo	Descripción de las irregularidades en elevación	Pórticos espaciales y pórticos con vigas banda $\Phi_{E_l}$	Sistemas duales o con diagonales $\Phi_{E_l}$
1	<b>Piso blando (irregularidad en rigidez)</b> La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	0,9	1,0
2	<b>Irregularidad en la distribución de las masas</b> La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.	0,9	1,0
3	<b>Irregularidad geométrica</b> La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altísllos de un solo piso.	0,9	1,0
4	<b>Desalineamiento de ejes verticales</b> La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Se exceptúa la aplicabilidad de este requisito cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos.	0,8	0,9
5	<b>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia</b> La estructura se considera irregular cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).	0,8	1,0
6	<b>Columnas cortas</b> Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.	-	-



# UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

## NORMA ASCE 7-10

TABLE 12.3-1 HORIZONTAL STRUCTURAL IRREGULARITIES

	Irregularity Type and Description	Reference Section	Seismic Design Category Application
1a.	<b>Torsional Irregularity</b> is defined to exist where the maximum story drift, computed including accidental torsion, at one end of the structure transverse to an axis is more than 1.2 times the average of the story drifts at the two ends of the structure. Torsional irregularity requirements in the reference sections apply only to structures in which the diaphragms are rigid or semirigid.	12.3.3.4 12.8.4.3 12.7.3 12.12.1 Table 12.6-1 Section 16.2.2	D, E, and F C, D, E, and F B, C, D, E, and F C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F
1b.	<b>Extreme Torsional Irregularity</b> is defined to exist where the maximum story drift, computed including accidental torsion, at one end of the structure transverse to an axis is more than 1.4 times the average of the story drifts at the two ends of the structure. Extreme torsional irregularity requirements in the reference sections apply only to structures in which the diaphragms are rigid or semirigid.	12.3.3.1 12.3.3.4 12.7.3 12.8.4.3 12.12.1 Table 12.6-1 Section 16.2.2	E and F D B, C, and D C and D C and D D B, C, and D
2.	<b>Reentrant Corner Irregularity</b> is defined to exist where both plan projections of the structure beyond a reentrant corner are greater than 15% of the plan dimension of the structure in the given direction.	12.3.3.4 Table 12.6-1	D, E, and F D, E, and F
3.	<b>Diaphragm Discontinuity Irregularity</b> is defined to exist where there are diaphragms with abrupt discontinuities or variations in stiffness, including those having cutout or open areas greater than 50% of the gross enclosed diaphragm area, or changes in effective diaphragm stiffness of more than 50% from one story to the next.	12.3.3.4 Table 12.6-1	D, E, and F D, E, and F
4.	<b>Out-of-Plane Offsets Irregularity</b> is defined to exist where there are discontinuities in a lateral force-resistance path, such as out-of-plane offsets of the vertical elements.	12.3.3.4 12.3.3.3 12.7.3 Table 12.6-1 16.2.2	D, E, and F B, C, D, E, and F B, C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F
5.	<b>Nonparallel Systems-Irregularity</b> is defined to exist where the vertical lateral force-resisting elements are not parallel to or symmetric about the major orthogonal axes of the seismic force-resisting system.	12.5.3 12.7.3 Table 12.6-1 Section 16.2.2	C, D, E, and F B, C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F



# UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

## NORMA ASCE 7-10

**12.3.3.2 Extreme Weak Stories.** Structures with a vertical irregularity Type 5b as defined in Table 12.3-2, shall not be over two stories or 30 ft (9 m) in height.

**EXCEPTION:** The limit does not apply where the “weak” story is capable of resisting a total seismic force equal to  $\Omega_0$  times the design force prescribed in Section 12.8.

**12.3.3.4 Increase in Forces Due to Irregularities for Seismic Design Categories D through F.** For structures assigned to Seismic Design Category D, E, or F and having a horizontal structural irregularity of Type 1a, 1b, 2, 3, or 4 in Table 12.3-1 or a vertical structural irregularity of Type 4 in Table 12.3-2, the design forces determined from Section 12.8.1 shall be increased 25 percent for connections of diaphragms to vertical elements and to collectors and for connections of collectors to the vertical elements. Collectors and their connections also shall be designed for these increased forces unless they are designed for the load combinations with overstrength factor of Section 12.4.3.2, in accordance with Section 12.10.2.1.

TABLE 12.3-2 VERTICAL STRUCTURAL IRREGULARITIES

	Irregularity Type and Description	Reference Section	Seismic Design Category Application
1a.	<b>Stiffness-Soft Story Irregularity</b> is defined to exist where there is a story in which the lateral stiffness is less than 70% of that in the story above or less than 80% of the average stiffness of the three stories above.	Table 12.6-1	D, E, and F
1b.	<b>Stiffness-Extreme Soft Story Irregularity</b> is defined to exist where there is a story in which the lateral stiffness is less than 60% of that in the story above or less than 70% of the average stiffness of the three stories above.	12.3.3.1 Table 12.6-1	E and F D, E, and F
2.	<b>Weight (Mass) Irregularity</b> is defined to exist where the effective mass of any story is more than 150% of the effective mass of an adjacent story. A roof that is lighter than the floor below need not be considered.	Table 12.6-1	D, E, and F
3.	<b>Vertical Geometric Irregularity</b> is defined to exist where the horizontal dimension of the seismic force-resisting system in any story is more than 130% of that in an adjacent story.	Table 12.6-1	D, E, and F
4.	<b>In-Plane Discontinuity in Vertical Lateral Force-Resisting Element Irregularity</b> is defined to exist where an in-plane offset of the lateral force-resisting elements is greater than the length of those elements or there exists a reduction in stiffness of the resisting element in the story below.	12.3.3.3 12.3.3.4 Table 12.6-1	B, C, D, E, and F D, E, and F D, E, and F
5a.	<b>Discontinuity in Lateral Strength–Weak Story Irregularity</b> is defined to exist where the story lateral strength is less than 80% of that in the story above. The story lateral strength is the total lateral strength of all seismic-resisting elements sharing the story shear for the direction under consideration.	12.3.3.1 Table 12.6-1	E and F D, E, and F
5b.	<b>Discontinuity in Lateral Strength–Extreme Weak Story Irregularity</b> is defined to exist where the story lateral strength is less than 65% of that in the story above. The story strength is the total strength of all seismic-resisting elements sharing the story shear for the direction under consideration.	12.3.3.1 12.3.3.2 Table 12.6-1	D, E, and F B and C D, E, and F



# UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

## NORMA CEC-02

Tabla 7. Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R

Sistema estructural	R
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente, con muros estructurales de hormigón armado(sistemas duales).	12
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente.	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda y muros estructurales de hormigón armado(sistemas duales).	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y diagonales rigidizadoras.*	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda y diagonales rigidizadoras. *	9
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	8
Estructuras de acero con elementos armados de placas o con elementos de acero conformados en frío. Estructuras de aluminio.	7
Estructuras de madera	7
Estructura de mampostería reforzada o confinada	5
Estructuras con muros portantes de tierra reforzada o confinada	3

(\*) = Cuando se utilizan diagonales, se debe verificar que los elementos en tensión cedan antes que los elementos en compresión.



# UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

## NORMA ASEC 7-10

TABLE 12.2-1 DESIGN COEFFICIENTS AND FACTORS FOR SEISMIC FORCE-RESISTING SYSTEMS

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section where Detailing Requirements are Specified	Response Modification Coefficient, $R^a$	System Overstrength Factor, $\Omega_0^g$	Deflection Amplification Factor, $C_d^b$	Structural System Limitations and Building Height (ft) Limit <sup>c</sup>				
					Seismic Design Category				
					B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>e</sup>
<b>A. BEARING WALL SYSTEMS</b>									
1. Special reinforced concrete shear walls	14.2 and 14.2.3.6	5	2½	5	NL	NL	160	160	100
2. Ordinary reinforced concrete shear walls	14.2 and 14.2.3.4	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP
3. Detailed plain concrete shear walls	14.2 and 14.2.3.2	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
4. Ordinary plain concrete shear walls	14.2 and 14.2.3.1	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
5. Intermediate precast shear walls	14.2 and 14.2.3.5	4	2½	4	NL	NL	40 <sup>k</sup>	40 <sup>k</sup>	40 <sup>k</sup>
6. Ordinary precast shear walls	14.2 and 14.2.3.3	3	2½	3	NL	NP	NP	NP	NP
7. Special reinforced masonry shear walls	14.4 and 14.4.3	5	2½	3½	NL	NL	160	160	100
8. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4 and 14.4.3	3½	2½	2¼	NL	NL	NP	NP	NP
9. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	160	NP	NP	NP
10. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
11. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¼	NL	NP	NP	NP	NP
12. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
13. Light-framed walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1, 14.1.4.2, and 14.5	6½	3	4	NL	NL	65	65	65
14. Light-framed walls with shear panels of all other materials	14.1, 14.1.4.2, and 14.5	2	2½	2	NL	NL	35	NP	NP
15. Light-framed wall systems using flat strap bracing	14.1, 14.1.4.2, and 14.5	4	2	3½	NL	NL	65	65	65



# UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

B. BUILDING FRAME SYSTEMS									
1. Steel eccentrically braced frames, moment resisting connections at columns away from links	14.1	8	2	4	NL	NL	160	160	100
2. Steel eccentrically braced frames, non-moment-resisting, connections at columns away from links	14.1	7	2	4	NL	NL	160	160	100
3. Special steel concentrically braced frames	14.1	6	2	5	NL	NL	160	160	100
4. Ordinary steel concentrically braced frames	14.1	3 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	2	3 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	NL	NL	35 <sup>j</sup>	35 <sup>j</sup>	NP <sup>j</sup>
5. Special reinforced concrete shear walls	14.2 and 14.2.3.6	6	2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	5	NL	NL	160	160	100
6. Ordinary reinforced concrete shear walls	14.2 and 14.2.3.4	5	2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	4 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	NL	NL	NP	NP	NP
7. Detailed plain concrete shear walls	14.2 and 14.2.3.2	2	2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	2	NL	NP	NP	NP	NP
8. Ordinary plain concrete shear walls	14.2 and 14.2.3.1	1 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	NL	NP	NP	NP	NP
9. Intermediate precast shear walls	14.2 and 14.2.3.5	5	2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	4 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	NL	NL	40 <sup>k</sup>	40 <sup>k</sup>	40 <sup>k</sup>
10. Ordinary precast shear walls	14.2 and 14.2.3.3	4	2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	4	NL	NP	NP	NP	NP
11. Composite steel and concrete eccentrically braced frames	14.3	8	2	4	NL	NL	160	160	100
12. Composite steel and concrete concentrically braced frames	14.3	5	2	4 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	NL	NL	160	160	100
13. Ordinary composite steel and concrete braced frames	14.3	3	2	3	NL	NL	NP	NP	NP
14. Composite steel plate shear walls	14.3	6 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	5 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	NL	NL	160	160	100
15. Special composite reinforced concrete shear walls with steel elements	14.3	6	2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	5	NL	NL	160	160	100
16. Ordinary composite reinforced concrete shear walls with steel elements	14.3	5	2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	4 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	NL	NL	NP	NP	NP
17. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	4	NL	NL	160	160	100
18. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	4	NL	NL	NP	NP	NP
19. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	2	NL	160	NP	NP	NP
20. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2	2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	2	NL	NP	NP	NP	NP
21. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	NL	NP	NP	NP	NP



# UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

TABLE 12.2-1 DESIGN COEFFICIENTS AND FACTORS FOR SEISMIC FORCE-RESISTING SYSTEMS (continued)

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section where Detailing Requirements are Specified	Response Modification Coefficient, $R^a$	System Overstrength Factor, $\Omega_0^g$	Deflection Amplification Factor, $C_d^b$	Structural System Limitations and Building Height (ft) Limit <sup>c</sup>				
					Seismic Design Category				
					B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>e</sup>
22. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
23. Light-framed walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1, 14.1.4.2, and 14.5	7	2½	4½	NL	NL	65	65	65
24. Light-framed walls with shear panels of all other materials	14.1, 14.1.4.2, and 14.5	2½	2½	2½	NL	NL	35	NP	NP
25. Buckling-restrained braced frames, non-moment-resisting beam-column connections	14.1	7	2	5½	NL	NL	160	160	100
26. Buckling-restrained braced frames, moment-resisting beam-column connections	14.1	8	2½	5	NL	NL	160	160	100
27. Special steel plate shear wall	14.1	7	2	6	NL	NL	160	160	100
<b>C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS</b>									
1. Special steel moment frames	14.1 and 12.2.5.5	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
2. Special steel truss moment frames	14.1	7	3	5½	NL	NL	160	100	NP
3. Intermediate steel moment frames	12.2.5.6, 12.2.5.7, 12.2.5.8, 12.2.5.9, and 14.1	4.5	3	4	NL	NL	35 <sup>h,i</sup>	NP <sup>h</sup>	NP <sup>i</sup>
4. Ordinary steel moment frames	12.2.5.6, 12.2.5.7, 12.2.5.8, and 14.1	3.5	3	3	NL	NL	NP <sup>h</sup>	NP <sup>h</sup>	NP <sup>i</sup>
5. Special reinforced concrete moment frames	12.2.5.5 and 14.2	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
6. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
7. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP



# UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

8. Special composite steel and concrete moment frames	12.2.5.5 and 14.3	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
9. Intermediate composite moment frames	14.3	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
10. Composite partially restrained moment frames	14.3	6	3	5½	160	160	100	NP	NP
11. Ordinary composite moment frames	14.3	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
<b>D. DUAL SYSTEMS WITH SPECIAL MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES</b>	12.2.5.1								
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL
2. Special steel concentrically braced frames	14.1	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL
3. Special reinforced concrete shear walls	14.2	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL
4. Ordinary reinforced concrete shear walls	14.2	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP
5. Composite steel and concrete eccentrically braced frames	14.3	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL
6. Composite steel and concrete concentrically braced frames	14.3	6	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL
7. Composite steel plate shear walls	14.3	7½	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL
8. Special composite reinforced concrete shear walls with steel elements	14.3	7	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL
9. Ordinary composite reinforced concrete shear walls with steel elements	14.3	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP
10. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5½	3	5	NL	NL	NL	NL	NL
11. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	3	3½	NL	NL	NP	NP	NP
12. Buckling-restrained braced frame	14.1	8	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL
13. Special steel plate shear walls	14.1	8	2½	6½	NL	NL	NL	NL	NL



# UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

TABLE 12.2-1 DESIGN COEFFICIENTS AND FACTORS FOR SEISMIC FORCE-RESISTING SYSTEMS (continued)

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section where Detailing Requirements are Specified	Response Modification Coefficient, $R^a$	System Overstrength Factor, $\Omega_0 g$	Deflection Amplification Factor, $C_d^b$	Structural System Limitations and Building Height (ft) Limit <sup>c</sup>				
					Seismic Design Category				
					B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>e</sup>
<b>E. DUAL SYSTEMS WITH INTERMEDIATE MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES</b>	12.2.5.1								
1. Special steel concentrically braced frames <sup>f</sup>	14.1	6	2½	5	NL	NL	35	NP	NP <sup>h,k</sup>
2. Special reinforced concrete shear walls	14.2	6½	2½	5	NL	NL	160	100	100
3. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	3	3	2½	NL	160	NP	NP	NP
4. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	3	3	NL	NL	NP	NP	NP
5. Composite steel and concrete concentrically braced frames	14.3	5½	2½	4½	NL	NL	160	100	NP
6. Ordinary composite braced frames	14.3	3½	2½	3	NL	NL	NP	NP	NP
7. Ordinary composite reinforced concrete shear walls with steel elements	14.3	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
8. Ordinary reinforced concrete shear walls	14.2	5½	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
<b>F. SHEAR WALL-FRAME INTERACTIVE SYSTEM WITH ORDINARY REINFORCED CONCRETE MOMENT FRAMES AND ORDINARY REINFORCED CONCRETE SHEAR WALLS</b>	12.2.5.10 and 14.2	4½	2½	4	NL	NP	NP	NP	NP



# UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

## NORMA ASEC 7-10

TABLE 12.2-1 DESIGN COEFFICIENTS AND FACTORS FOR SEISMIC FORCE-RESISTING SYSTEMS (continued)

G. CANTILEVERED COLUMN SYSTEMS DETAILED TO CONFORM TO THE REQUIREMENTS FOR:	12.2.5.2									
1. Special steel moment frames	12.2.5.5 and 14.1	2½	1¼	2½	35	35	35	35	35	35
2. Intermediate steel moment frames	14.1	1½	1¼	1½	35	35	35 <sup>h</sup>	NP <sup>h,i</sup>	NP <sup>h,i</sup>	
3. Ordinary steel moment frames	14.1	1¼	1¼	1¼	35	35	NP	NP <sup>h,i</sup>	NP <sup>h,i</sup>	
4. Special reinforced concrete moment frames	12.2.5.5 and 14.2	2½	1¼	2½	35	35	35	35	35	35
5. Intermediate concrete moment frames	14.2	1½	1¼	1½	35	35	NP	NP	NP	NP
6. Ordinary concrete moment frames	14.2	1	1¼	1	35	NP	NP	NP	NP	NP
7. Timber frames	14.5	1½	1½	1½	35	35	35	NP	NP	NP
H. STEEL SYSTEMS NOT SPECIFICALLY DETAILED FOR SEISMIC RESISTANCE, EXCLUDING CANTILEVER COLUMN SYSTEMS	14.1	3	3	3	NL	NL	NP	NP	NP	NP

<sup>a</sup>Response modification coefficient,  $R$ , for use throughout the standard. Note  $R$  reduces forces to a strength level, not an allowable stress level.

<sup>b</sup>Reflection amplification factor,  $C_d$ , for use in Sections 12.8.6, 12.8.7, and 12.9.2

<sup>c</sup>NL = Not Limited and NP = Not Permitted. For metric units use 30.5 m for 100 ft and use 48.8 m for 160 ft. Heights are measured from the base of the structure as defined in Section 11.2.

<sup>d</sup>See Section 12.2.5.4 for a description of building systems limited to buildings with a height of 240 ft (73.2 m) or less.

<sup>e</sup>See Section 12.2.5.4 for building systems limited to buildings with a height of 160 ft (48.8 m) or less.

<sup>f</sup>Ordinary moment frame is permitted to be used in lieu of intermediate moment frame for Seismic Design Categories B or C.

<sup>g</sup>The tabulated value of the overstrength factor,  $\Omega_0$ , is permitted to be reduced by subtracting one-half for structures with flexible diaphragms, but shall not be taken as less than 2.0 for any structure.

<sup>h</sup>See Sections 12.2.5.6 and 12.2.5.7 for limitations for steel OMFs and IMFs in structures assigned to Seismic Design Category D or E.

<sup>i</sup>See Sections 12.2.5.8 and 12.2.5.9 for limitations for steel OMFs and IMFs in structures assigned to Seismic Design Category F.

<sup>j</sup>Steel ordinary concentrically braced frames are permitted in single-story buildings up to a height of 60 ft (18.3 m) where the dead load of the roof does not exceed 20 psf (0.96 kN/m<sup>2</sup>) and in penthouse structures.

<sup>k</sup>Increase in height to 45 ft (13.7 m) is permitted for single story storage warehouse facilities.



## NORMA CEC-02

Tabla 9. Factor de reducción de respuesta R para estructuras diferentes a las de edificación.

Tipos de estructuras	R
Reservorios y depósitos, incluidos tanques y esferas, soportadas mediante columnas o soportes arriostrados o no arriostrados.	3
Silos de hormigón fundido en sitio y chimeneas que poseen paredes continuas desde la cimentación.	5
Estructuras tipo cantiliver tales como chimeneas, silos y depósitos apoyados en sus bordes.	4
Torres en celosía (autoportantes o atirantadas)	4
Estructuras en forma de péndulo invertido	3
Torres de enfriamiento	5
Depósitos elevados soportados por un pila o por apoyos no arriostrados	4
Letreros y carteleras	5
Estructuras para vallas publicitarias y monumentos	3
Otras estructuras no descritas en este código	3



# UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

---

## 7. OTRAS ESTRUCTURAS DIFERENTES A LAS DE EDIFICACION.

7.1 Generalidades: Las estructuras distintas a las de edificación incluyen todas las estructuras autoportantes que no son edificios, las cuales soportan cargas verticales y deben resistir los efectos sísmicos, tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas, presas, tuberías, etc., cuyo comportamiento dinámico es distinto al comportamiento de las estructuras de edificación. Este tipo de estructuras se diseñarán para resistir las fuerzas laterales mínimas especificadas en este numeral, complementadas mediante consideraciones adicionales especiales aplicables a cada tipo de estructura. El diseño se realizará de conformidad con los requisitos aplicables de las secciones anteriores de este código, modificadas con los requisitos que se describen en los siguientes numerales.

7.2 Criterios: Las fuerzas sísmicas mínimas de diseño descritas en esta sección se han establecido a un nivel tal, necesario para producir desplazamientos sobre modelos elásticos de estructuras empotradas en su base, comparables con los desplazamientos esperados en estructuras reales sometidas al sismo de diseño. Se permite una reducción de estas fuerzas mediante el factor R (Tabla 9) cuando el diseño de este tipo de estructuras provea de suficiente resistencia y ductilidad a las mismas, de manera consistente con la filosofía de diseño y las especificaciones del presente código.

7.5 Deriva: Los límites de deriva establecidos para estructuras de edificios no necesitan ser aplicados para este tipo de estructuras. Los límites de deriva deben establecerse para los elementos estructurales y no estructurales cuya falla podría ocasionar peligro para la vida y la seguridad. Sin embargo, los efectos P-Δ deben calcularse para estructuras cuyas derivas excedan los límites establecidos en el presente código para el caso de estructuras de edificación.



# UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

---

7.9 Otras estructuras diferentes a las estructuras de edificación: Otras estructuras que no sean de edificación y que no estén cubiertas por los numerales anteriores, se diseñarán para resistir fuerzas laterales mínimas no menores a las determinadas para estructuras de edificación especificadas anteriormente en este código, con los siguientes requisitos y excepciones adicionales:

7.9.1 El factor R se determinará según la Tabla 9, considerando que el cortante basal de diseño no debe ser menor que

$$V = 0,48 \text{ ZIW} \quad (19)$$

ni tampoco menor que

$$V = \frac{1,14 \text{ ZI}}{R} W(20)$$

7.9.2 Debe tomarse en cuenta que la utilización del factor de reducción de respuesta R puede utilizarse únicamente cuando las estructuras se diseñen conforme lo establecen las especificaciones de diseño sismo-resistente de estructuras de hormigón armado, mampostería, metálicas, madera u otros consistentes con la filosofía de diseño del presente código.

---



## CONTROL DE EFECTOS P-Δ EN NORMA CEC-02

### 6.6 VOLCAMIENTO.-

6.6.1 Toda estructura debe ser diseñada para resistir los efectos de volcamiento causados por las fuerzas sísmicas especificadas en este código. En cualquier nivel, los momentos de volcamiento a ser resistidos deben determinarse utilizando las fuerzas sísmicas ( $F_t$  y  $F_x$ ), las cuales actúan en los niveles sobre el piso considerado. En cualquier nivel, los cambios incrementales de los momentos de volcamiento de diseño deben ser distribuidos hacia los diferentes elementos resistentes. Los efectos de volcamiento en cada elemento deben trasmitirse hacia la cimentación.

### 6.7 EFECTOS P-Δ

6.7.1 Corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura, causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura, y que deben considerarse en la evaluación de la estabilidad estructural global y en el diseño mismo de la estructura. Los efectos P-Δ no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad Qi, es menor a 0,10.



## CONTROL DE EFECTOS P-Δ EN NORMA CEC-02

6.7.2 El índice de estabilidad, para el piso i y en la dirección bajo estudio, puede calcularse por medio de la ecuación:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad (14)$$

donde:

$Q_i$  = Indice de estabilidad del piso i, es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

$P_i$  = Es la suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i

$\Delta_i$  = Es la deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.

$V_i$  = El cortante sísmico del piso .

$h_i$  = La altura del piso considerado.

6.7.3 El índice de estabilidad de cualquier piso,  $Q_i$ , no debe exceder el valor de 0,30. Cuando  $Q_i$  es mayor que 0,30, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse, a menos que se demuestre, mediante procedimientos más estrictos, que la estructura permanece estable y que cumple con todos los requisitos de diseño sismorresistente establecidos en las normativas de diseño en hormigón armado, estructuras metálicas, madera o mampostería, acordes con la filosofía de diseño del presente código.



# UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

6.7.4 Para considerar el efecto P-Δ en la dirección bajo estudio, y cuando se cumple que  $0,1 < Q_i < 0,3$ , tanto las derivas de piso calculadas,  $\Delta_{Ei}$ , como las fuerzas internas y los momentos de la estructura que aparecen como producto de la aplicación de las cargas laterales de diseño, se multiplicarán por un factor de mayoración  $f_{P-\Delta}$  determinado por:

En el rango elastico afecta a  $\Delta_E$   
En el rango inelastico afecta a  $\Delta_M$

$$f_{P-\Delta} = \left( \frac{1}{1 - Q_i} \right) \quad (15)$$

## 6.8 LIMITES DE LA DERIVA DE PISO.-

6.8.1 Generalidades: Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos  $\Delta_M$  de la estructura, causada por el sismo de diseño. Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño estáticas ( $\Delta_E$ ), para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularán, para cada piso, realizando un análisis elástico estático de la estructura. Pueden también calcularse mediante un análisis dinámico, como se especifica en la sección correspondiente de este código. El cálculo de las derivas de piso debe incluir las deflexiones debidas a efectos traslacionales y torsionales, y los efectos P-Δ. Adicionalmente, en el caso de pórticos con estructura metálica, debe considerarse la contribución de las deformaciones de las zonas de conexiones a la deriva total de piso.



## CONTROL DE DERIVAS DE PISO Δ EN CEC-02

6.8.2 Límites de la deriva.-

El valor de  $\Delta_M$  debe calcularse mediante:

$$\Delta_M = R \Delta_E \quad (16)$$

no pudiendo  $\Delta_M$  superar los valores establecidos en la Tabla 8.

6.8.3 Las fuerzas laterales utilizadas para el cálculo de las derivas de piso deben obtenerse a partir del coeficiente C de la expresión del cortante basal, calculado sin tomar en cuenta el límite inferior del valor de C, ni las limitantes del Método 2 de determinación del valor de T.

Tabla 8. Valores de  $\Delta_M$  máximos, expresados como fracción de la altura de piso

Estructuras de	$\Delta_M$ máxima / h <piso></piso>
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,020
De mampostería	0,010



## DISTRIBUCION DEL CORTANTE Y TORSION ACCIDENTAL EN NORMA CEC-02

### 6.4 DISTRIBUCION HORIZONTAL DEL CORTANTE .

6.4.1 El cortante de piso  $V_x$ , en cualquier piso  $x$ , es la suma de las fuerzas  $F_t$  y  $F_x$  sobre ese piso.  $V_x$  debe distribuirse entre los diferentes elementos del sistema resistente a cargas laterales en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del piso.

6.4.2 La masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada una distancia igual al 5 por ciento de la máxima dimensión del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración, para tomar en cuenta los posibles efectos de torsión accidental. El efecto de este desplazamiento debe incluirse en la distribución del cortante de piso y en los momentos torsionales.

6.4.3 En el caso de que la estructura presente un sistema de pisos flexibles, la distribución del cortante de piso hacia los elementos del sistema resistente se realizará tomando en cuenta aquella condición.



## TORSION EN NORMA CEC-02

### 6.5 MOMENTOS TORSIONALES HORIZONTALES.

6.5.1 El momento torsional de diseño en un piso determinado debe calcularse como el momento resultante de las excentricidades entre las cargas laterales de diseño en los pisos superiores al piso considerado y los elementos resistentes a cargas laterales en el piso, más la torsión accidental (asumiendo el centro de masas desplazado, como se especificó en el numeral 6.4.2).

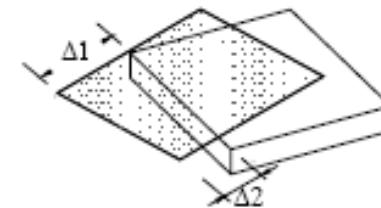
6.5.2 Cuando existe irregularidad torsional, como se definió en el numeral correspondiente a irregularidad en planta, los efectos deben ser considerados incrementando la torsión accidental en cada nivel mediante un factor de amplificación  $A_x$ , calculado con la expresión:

### IRREGULARIDADES EN PLANTA

$$A_x = \left[ \frac{\delta_{\max}}{1,2 \delta_{\text{prom}}} \right]^2 \quad (13)$$

Tipo 1-Irregularidad torsional-  $\phi_{p_i} = 0.9$

$$\Delta > 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$$



$\delta$  = desplazamiento absoluto de un piso

$\Delta$  = desplazamiento relativo entre pisos consecutivos  
o “deriva de piso”

donde:

$\delta_{\text{prom}}$  = Promedio de los desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x.,

$\delta_{\max}$  = Valor del desplazamiento máximo en el nivel x.



## SEPARACION DE ESTRUCTURAS VECINAS PARA CONTROL DE CHOQUE, NORMA CEC-02

### 4.12 SEPARACIÓN ENTRE ESTRUCTURAS ADYACENTES

4.12.1 El establecimiento de separaciones máximas entre estructuras desea evitar el golpeteo entre estructuras adyacentes, o entre partes de la estructura intencionalmente separadas, debido a las deformaciones laterales. Este concepto está directamente relacionado con las derivas máximas inelásticas del numeral anterior.

4.12.2 Se considera el efecto desfavorable en que los sistemas de entrepiso de cada una de las partes intencionalmente separadas de las estructuras, o de estructuras adyacentes, no coincidan a la misma cota de altura. Para los casos de coincidencia o no coincidencia, se establece la cuantificación de separación máxima. Cabe mencionar que la exigencia impuesta está cerca al 50% del valor de separación máxima que debería estrictamente cumplirse. Esta consideración obedece a criterios de carácter económico.