



PONTIFICIA **UNIVERSIDAD CATÓLICA** DEL PERÚ

Esta obra ha sido publicada bajo la licencia Creative Commons
Reconocimiento-No comercial-Compartir bajo la misma licencia 2.5 Perú.

Para ver una copia de dicha licencia, visite
<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**CONTROL DE LA DERIVA EN LAS NORMAS
DE DISEÑO SISMORRESISTENTE**

ÁREA DE ESTRUCTURAS

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Presentada por:

Luis Eduardo Andrade Insúa

Enero del 2004



A mis padres

Agradecimientos

El autor desea expresar su sincero agradecimiento al Ingeniero Alejandro Muñoz Peláez, que estimuló y facilitó con interés y entusiasmo la elaboración de este trabajo. Su consejo y orientación fueron un apoyo fundamental que el autor aprecia con especial gratitud.

También, el autor agradece a los Doctores Eduardo Miranda, Enrique Bazán Zurita, Rubén Boroshcheck, Tomás Gendelman y Jorge Gutierrez, por sus comentarios, y al Ingeniero Luis Zegarra Ciquero por su colaboración.



CONTROL DE LA DERIVA EN LAS NORMAS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

Luis Eduardo Andrade Insúa

RESUMEN

Los terremotos en el mundo han hecho evidente la estrecha relación entre los desplazamientos laterales y el daño estructural y no estructural de las edificaciones. Esto ha motivado que tanto los procedimientos de cálculo, como los valores máximos de la deriva se hayan tenido que revisar en los códigos de diseño sismorresistente de muchos países.

El objeto de este trabajo es el estudio de las demandas de rigidez establecidas en algunos de los principales códigos de diseño sismorresistente del mundo, desde el punto de vista del control de la deriva.

Se presentan los procedimientos para cuantificar el desempeño de edificios en base a espectros de demanda y capacidad y se estudia el enfoque probabilístico para cuantificar el desempeño de grupos estructurales en función de la deriva probable.

Se desarrolla una metodología para evaluar la rigurosidad de los códigos en el control de la deriva y se hace un estudio comparativo entre los códigos vigentes de Perú, Chile, Colombia, México (NTCDS y MOC), Turquía, y Estados Unidos (UBC e IBC).

Se muestra que la deriva máxima admisible para la protección de un grupo de edificios de similares características, debe ser una función directa de la dispersión en la calidad constructiva y se encuentra perfectamente justificable que, en países como el nuestro, con gran dispersión en la calidad de construcción, se usen límites reducidos para lograr una protección grupal razonable.

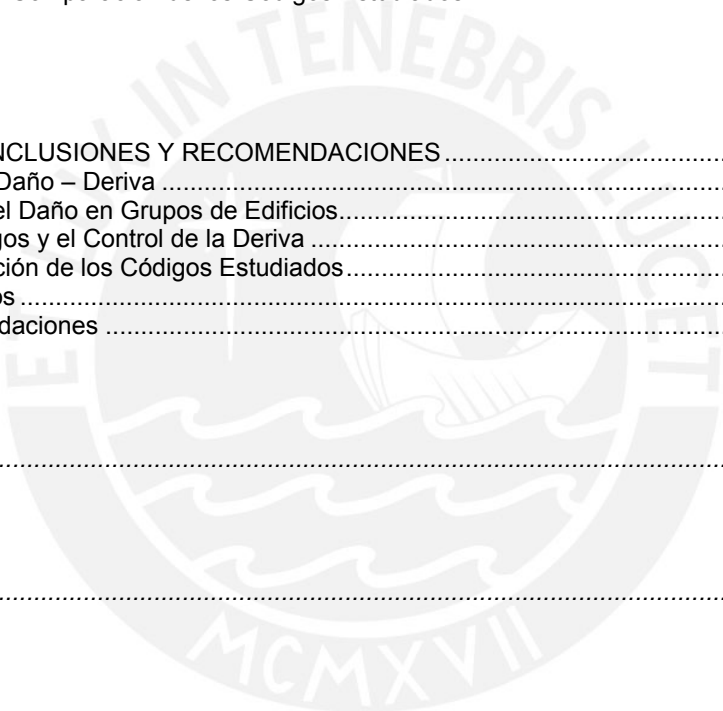
Se concluye que los procedimientos y límites para el cálculo y control de la deriva, están sustentados en la experiencia de los profesionales de cada país, más que en trabajos analíticos y experimentales. Sin embargo cada vez son mayores los trabajos de investigación que cuestionan este proceder y los resultados de algunos códigos.

Los resultados de la evaluación indicaron que el código más exigente para períodos de hasta 0.45 segundos es el peruano, que el código colombiano es el de mayor exigencia para períodos entre 0.45 y 1.45 segundos, y que el código chileno es largamente más exigente para períodos mayores a 1.45 segundos. En contraste, entre los códigos menos exigentes estuvieron los norteamericanos (UBC e IBC).

Índice

Introducción	3
Capítulo 1	
RELACIÓN ENTRE DAÑO Y DERIVA	5
1.1 Observaciones de Campo	5
1.2 Índices de Daño	7
1.2.1 Índices de Daño Locales	7
1.2.1.1 Índices de Daño que No Consideran el Efecto Cíclico:	7
1.2.1.2 Índices de Daño basados en la Rigidez de la Estructura	8
1.2.1.3 Índices de Daño basados en la Deformación Acumulada	8
1.2.1.4 Índices de Daño basados en la Energía Acumulada	10
1.2.1.5 Índices de Daño Combinados	11
1.2.2 Índices de Daño Globales	12
1.2.2.1 Índices de Daño Ponderados	12
1.2.2.2 Índices de Daño basados en Parámetros Modales	13
1.2.3 Comentarios	13
1.3 Cuantificación del Desempeño Sísmico	14
1.3.1 Clasificación de las Edificaciones	14
1.3.2 Niveles de Diseño y Desempeño	16
1.3.3 Estados de Daño:	16
1.3.4 Curvas de Capacidad y Espectros de Capacidad	17
1.3.5 Espectro de Demanda	20
1.3.6 Cálculo del Punto de Demanda	22
1.3.7 Representación Probabilística de la Relación Daño-Deriva	24
1.3.7.1 Curvas de Fragilidad	24
1.3.7.2 Límites de la Deriva de Entrepiso	27
1.3.7.3 Comentarios	29
Capítulo 2	
DEMANDAS DE RIGIDEZ EN LOS CÓDIGOS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE	30
2.1 Representación de las Demandas Sísmicas	30
2.1.1 Zonificación Sísmica	30
2.1.2 Condiciones Geotécnicas	31
2.1.3 Factor de Amplificación Dinámico	33
2.1.4 Factor de Uso o Importancia	34
2.1.5 Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas	35
2.1.6 Métodos de Análisis	38
2.1.6.1 Análisis Estático	38
2.1.6.2 Análisis Dinámico	39
2.1.7 Otras Consideraciones Importantes	39
2.1.7.1 Configuración Estructural	39
2.1.7.2 Efectos de Torsión	39
2.1.7.3 Efectos de Segundo Orden o P-Delta	39
2.2 Comparación de los Coeficientes Sísmicos en los Códigos Analizados	41
2.3 Desplazamientos Laterales y Tolerancias	43
2.3.1 Procedimiento de Cálculo de la Deriva y Tolerancias	43
2.3.2 Desplazamiento Esperado	45
2.4 Comparación de los Espectros de Desplazamiento en los Códigos Analizados	46

<i>Capítulo 3</i>	
ESTUDIO COMPARATIVO DE LAS DEMANDAS DE RIGIDEZ DE LOS CÓDIGOS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE	
	50
3.1	Metodología General de Trabajo
	50
3.2	Comparación en base a Edificios
	52
3.2.1	Características de los Edificios.....
	52
3.2.2	Modelo
	53
3.2.3	Análisis Efectuado.....
	53
3.2.4	Parámetros de cada código utilizados en el análisis
	54
3.2.5	Espectros de Análisis
	54
3.2.6	Resultados Obtenidos del Análisis de Combinación Espectral.....
	56
3.2.6.1	Modos y Frecuencias.....
	56
3.2.6.2	Desplazamientos
	56
3.2.7	Comparación de las Demandas de Rigidez de los Códigos
	60
3.3	Comparación en base a Curvas Espectrales
	63
3.3.1	Índice de Rigurosidad Relativo a partir de los Espectros de Desplazamiento
	63
3.3.2	Comparación de los Códigos Peruanos de 1977, 1997 y del 2003
	64
3.3.3	Comparación de los Códigos Estudiados.....
	67
 <i>Capítulo 4</i>	
4.1	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
	69
	Relación Daño – Deriva
	69
	Control del Daño en Grupos de Edificios.....
	69
	Los Códigos y el Control de la Deriva
	69
	Comparación de los Códigos Estudiados
	70
	Resultados
	70
	Recomendaciones
	71
Referencias	72
ANEXO.....	74



Introducción

Los fuertes terremotos acontecidos en las diversas zonas sísmicas de nuestro planeta, han dejado en evidencia la directa relación entre los desplazamientos laterales y el nivel de daño estructural y no estructural presentado en las edificaciones. Esto ha motivado que tanto los procedimientos de cálculo como los valores máximos de la deriva de entrepiso se hayan tenido que revisar y modificar recientemente en los códigos de varios países.

Por esta razón, el objetivo de este trabajo es el estudio de las demandas de rigidez establecidas en algunos de los principales códigos de diseño sismorresistente del mundo, desde el punto de vista del control de la deriva de entrepiso.

El trabajo se ha organizado de la siguiente manera:

El *Capítulo 1* corresponde al marco teórico. Se presentan los índices de daño usados para la evaluación de la vulnerabilidad de las estructuras ante distintos niveles de demanda sísmica, aplicando conceptos de ductilidad y disipación de energía. Así mismo, se presenta el uso de curvas de capacidad, demanda y fragilidad que ayudan a estimar la probabilidad de alcanzar o exceder estados específicos de daño, definidos por las máximas distorsiones angulares de entrepiso.

En el *Capítulo 2* se revisan los criterios que tienen los códigos de diseño sísmico para calcular la respuesta sísmica de estructuras, así como también los límites que imponen a los desplazamientos laterales. Se hace un resumen de los códigos de algunos de los países de importante actividad sísmica a nivel mundial como son los de Perú, Chile, Colombia, México, Turquía y EEUU. Al final de este capítulo se presentan los espectros de aceleración y de desplazamientos de dichas normas a manera de comparación.

En el *Capítulo 3* se evalúan las exigencias de los códigos en cuanto al control de los desplazamientos laterales, mediante el desarrollo de un “Índice de Rigurosidad” propuesto en este trabajo. También se comparan las exigencias de los códigos con respecto a la norma peruana NTE-E.030 2003 con el uso de un “Índice de Rigurosidad Relativo”. El estudio se realizó empleando dos procedimientos: el primero mediante el análisis de 5 edificios de concreto armado de distintas alturas, y el segundo en base a los espectros de desplazamientos esperados de los códigos analizados. Se hicieron consultas sobre la interpretación de los códigos y la metodología desarrollada con profesores universitarios y profesionales de otros países, entre los que están los doctores Eduardo Miranda, Enrique Bazán Zurita, Rubén Boroshcheck, Tomás Gendelman y Jorge Gutierrez.

El *Capítulo 4* corresponde a las conclusiones que pueden extraerse del presente trabajo y algunas recomendaciones.

Se incluye en el *Anexo 1*, un resumen de los códigos sísmicos estudiados en este trabajo. En el *Anexo 2* se presenta información gráfica de los cálculos realizados. El *Anexo 3* contiene tablas y resultados obtenidos. Finalmente, el *Anexo 4* es un resumen del contenido del CD adjunto a este documento donde se pueden encontrar los cálculos efectuados, una copia del presente trabajo de tesis, una presentación en

PowerPoint que complementa el presente informe, planos arquitectónicos y estructurales de los edificios analizados, y gran parte de las referencias consultadas.



Capítulo 1

RELACIÓN ENTRE DAÑO Y DERIVA

1.1 Observaciones de Campo

Los sismos acontecidos en los últimos años en diversas regiones de nuestro planeta, han dejado en evidencia la directa relación entre el daño estructural y los niveles de desplazamiento lateral al que son llevadas las estructuras durante un movimiento telúrico.

Las enseñanzas que han dejado los terremotos en el mundo indican que por lo general, en los sitios donde se diseña de acuerdo a una buena normativa sismorresistente, donde la construcción es sometida a una supervisión estricta y donde el sismo de diseño es representativo de la amenaza sísmica real de la zona, el daño es pequeño en comparación con el observado en sitios donde no se han dado estas circunstancias.

Sin embargo, es importante resaltar que diseñar de acuerdo a una normativa no siempre salvaguarda contra el daño producido por terremotos severos. Los códigos por sí solos no pueden garantizar la seguridad contra el daño excesivo, puesto que son reglamentos que experimentan actualizaciones continuas, de acuerdo con los avances tecnológicos y las enseñanzas que dejan las investigaciones y los estudios de los efectos causados por terremotos, que deben utilizarse como pruebas de laboratorio a escala natural.

La ductilidad y redundancia estructural han probado ser los medios más efectivos para proporcionar seguridad contra el colapso, especialmente si los movimientos reales resultan más severos que los anticipados en la fase de diseño. La capacidad de una estructura de soportar daños significativos permaneciendo estable se puede atribuir por lo general a su resistencia, ductilidad y redundancia. El daño severo o colapso de muchas estructuras durante terremotos importantes es, por lo general, consecuencia directa de la falla de un sólo elemento o serie de elementos con ductilidad o resistencia insuficiente.

Años atrás, se pensaba que dotar a las estructuras con resistencia suficiente para resistir cargas laterales era el único requisito necesario para afrontar con éxito un sismo de considerable magnitud. Si bien es cierto que este criterio es parte esencial en el diseño, es muy importante también darle a las estructuras la habilidad de disipar de la manera más eficiente la energía introducida por el movimiento del terreno, cuando se sobrepasa la resistencia elástica.

En casos de sismos severos, es aceptable que buena parte de esta disipación de energía se realice con deformaciones inelásticas que implican daño, siempre que no se alcancen condiciones cercanas al colapso. Esto se traduce en darle a las estructuras una rigidez tal que limite sus desplazamientos laterales, pero al mismo tiempo, tengan una alta capacidad de disipación de energía mediante deformaciones inelásticas, lo que se logra proporcionándole ductilidad.

Observaciones realizadas en los últimos años en todo el mundo, indican que las construcciones rígidas se comportan, en general, mejor que las flexibles, tanto en el sistema estructural como en los componentes no estructurales. Particularmente en lo relativo a la protección de los componentes no estructurales, estos sufren menor daño al limitarse la deflexión excesiva de entrepiso.

Generalmente, los daños no estructurales se deben a la unión inadecuada entre tabiques o muros divisorios, las instalaciones y la estructura, o a la falta de rigidez de la misma, lo que se traduce en excesivas deformaciones que no pueden ser absorbidas por este tipo de componentes. Los daños no estructurales más comunes son el agrietamiento de elementos divisorios de mampostería, el aplastamiento de las uniones entre estructuras y los elementos no estructurales, el desprendimiento de acabados y la rotura de vidrios y de instalaciones de diferente tipo.

Con el fin de controlar el daño, los códigos de diseño sismorresistente han considerado necesario contar con límites máximos para los desplazamientos laterales y con procedimientos adecuados para estimar dichas deflexiones. Un parámetro muy utilizado en los códigos de diseño sismorresistente para controlar el daño, es la llamada deriva de entrepiso, cuyo valor máximo depende de muchos factores como el material estructural (acero, concreto, madera, mampostería, etc), el tipo de sistema estructural para cargas laterales, el nivel de carga axial presente en el entrepiso, el nivel de detallado de los elementos estructurales, y el nivel de daño que se esté dispuesto a aceptar en la estructura.

Para cumplir con el objetivo de evitar daños no estructurales ante sismos moderados, la mayoría de los códigos requieren que se mantengan los desplazamientos laterales del edificio dentro de límites admisibles. Se usan desplazamientos que se calculan para el sismo severo, y se comparan con desplazamientos admisibles que son muy superiores a los que ocasionan daño no estructural. Por ejemplo la Norma Peruana E.030 [Ref. 19] acepta desplazamientos relativos de entrepiso de 0.007 veces la altura del mismo entrepiso, para edificaciones hechas predominantemente de concreto armado. Estas deformaciones son del orden de 3.5 veces mayores que las que son suficientes para iniciar daños en elementos no estructurales de albañilería. Eso implica que sólo se pretende evitar daño no estructural para sismos del orden de poco menos de un tercio de la intensidad del sismo de diseño.

1.2 Índices de Daño

Los Índices de Daño tienen por finalidad cuantificar el daño en estructuras sujetas a acciones sísmicas. Estos índices pueden ser definidos localmente, para un elemento individual, o globalmente para la estructura completa.

1.2.1 Índices de Daño Locales

Los primeros y más simples índices de daño, fueron aquellos basados en la ductilidad de los elementos estructurales, pero estos suelen ser poco representativos al no tomar en cuenta el efecto acumulativo de los ciclos repetidos de deformación. Recientemente, algunos investigadores han propuesto índices de daño que tienen en consideración este efecto, incluyendo por ejemplo la energía histerética disipada.

1.2.1.1 Índices de Daño que No Consideran el Efecto Cíclico:

- **Ductilidad Rotacional:** Definida como la relación entre la rotación máxima en el extremo de un elemento, θ_m , y la rotación en el límite de fluencia, θ_y :

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_m}{\theta_y} = 1 + \frac{\theta_m - \theta_y}{\theta_y} \quad (1.2.1)$$

- **Ductilidad de Curvatura:** Se define como la relación entre la curvatura máxima en la sección más dañada del elemento, ϕ_m , y la curvatura en el límite de fluencia, ϕ_y :

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_m}{\phi_y} = 1 + \frac{\phi_m - \phi_y}{\phi_y} \quad (1.2.2)$$

- **Ductilidad de Desplazamiento:** Es la relación entre el desplazamiento máximo del elemento, δ_m , y el desplazamiento en el límite de fluencia, δ_y :

$$\mu_{\delta} = \frac{\delta_m}{\delta_y} = 1 + \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_y} \quad (1.2.3)$$

- Toussi y Yao [Ref.18], plantean un indicador de daño mediante la relación entre la máxima deriva de entrepiso presentada durante un sismo, $\Delta_{m\acute{a}xima}$, y la deriva que permanece luego de dicho sismo, $\Delta_{permanente}$:

$$I = \frac{\Delta_{m\acute{a}xima}}{\Delta_{permanente}} \quad (1.2.4)$$

1.2.1.2 Índices de Daño basados en la Rigidez de la Estructura

- **Relación de Daño por Flexión:** Fue propuesta por Bannon [Ref. 18] tomando en cuenta la degradación de la rigidez lateral de la estructura considerando los efectos por carga cíclica. Se calcula como la relación entre la rigidez inicial, k_0 , y la rigidez cuando se produce la máxima deformación demandada por el sismo, k_m :

$$FDR = \frac{k_0}{k_m} \tag{1.2.5}$$

Esta relación fue modificada luego por Roufaiel y Meyer [Ref. 18], definiéndola como el incremento de flexibilidad entre la condición inicial y el instante de la deformación máxima, dividido por el incremento de flexibilidad en la falla:

$$FDR = \frac{k_f}{k_m} \cdot \frac{(k_m - k_0)}{(k_f - k_0)} \tag{1.2.6}$$

1.2.1.3 Índices de Daño basados en la Deformación Acumulada

Estos índices aplican el concepto de ductilidad, pero considerando la carga cíclica que genera fatiga en el elemento estructural.

- **Rotación Acumulativa Normalizada:** Esta fue planteada por Bannon [Ref. 18], y es similar a la Ductilidad Rotacional, ecuación 1.2.1:

$$NCR = \frac{\sum |\theta_m - \theta_y|}{\theta_y} \tag{1.2.7}$$

- Stephens y Yao [Ref. 18], plantearon un índice de daño basado en la Ductilidad de Desplazamiento, ecuación 1.2.3:

$$D = \sum \left(\frac{\Delta\delta^+}{\Delta\delta_f} \right)^{1-br} \tag{1.2.8}$$

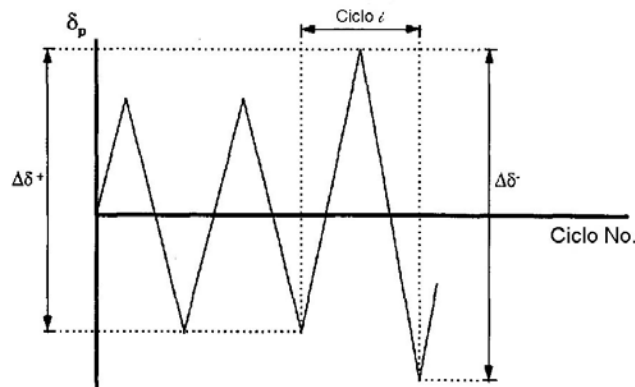


Figura 1.2.1. Incrementos del desplazamiento inelástico.

donde $\Delta\delta^+$ y $\Delta\delta^-$ son los incrementos positivos y negativos de desplazamiento lateral en un ciclo de deformación respectivamente, definidos como se muestra en la Figura 1.2.1, $r = \Delta\delta^+ / \Delta\delta^-$, $\Delta\delta_f$ es el valor de $\Delta\delta^+$ en el ciclo donde ocurre la falla, asumido como el 10% de la altura de entrepiso, y b es una constante cuyo valor es 0.77.

- Wang y Shah [Ref. 18], asumieron que el daño depende de la deformación máxima que ocurre en un ciclo, y que la tasa de acumulación de daño es proporcional al daño ya incurrido, encontrando la siguiente relación para el índice de daño:

$$D = \frac{e^{sb} - 1}{e^s - 1}; \quad b = c \sum \frac{\delta_{m,i}}{\delta_f} \tag{1.2.9}$$

donde s y c son constantes y el parámetro b es la ductilidad de desplazamiento acumulativa escalada. Basados en ensayos de nudos entre vigas y columnas, Wang y Shah, sugirieron valores de $c=0.1$ y $\delta_f=5\delta_y$. El valor de s depende de la relación entre la luz del elemento y su peralte, y del nivel de refuerzo por cortante, con un valor de 1.0 para nudos muy bien reforzados y -1.0 para nudos pobremente reforzados. Este índice es básicamente una medida de la degradación de la resistencia del elemento, la cual se reduce por el factor $(1-D)$ en cada ciclo de deformación, tal como se aprecia en la Figura 1.2.2.

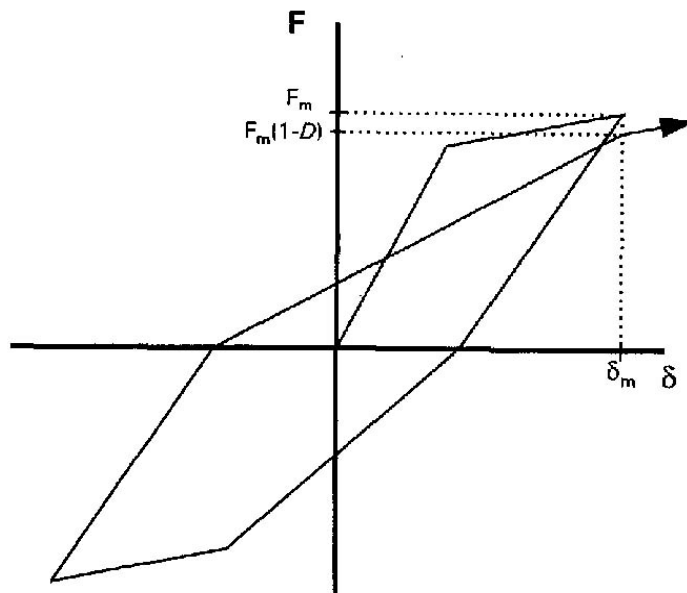


Figura 1.2.2. Significado físico del índice de daño de Wang y Shah.

1.2.1.4 Índices de Daño basados en la Energía Acumulada

- Gosain [Ref. 18] fue el primero en adoptar la energía absorbida por la estructura durante un sismo, para estimar el daño y propuso el siguiente índice:

$$D_e = \sum_i \frac{F_i \delta_i}{F_y \delta_y} \tag{1.2.10}$$

Donde F_y y F_i , son la resistencia de elemento en la fluencia y en el ciclo de carga i respectivamente, y δ_y y δ_i , son los deformaciones de fluencia y en el ciclo i respectivamente. Sólo se toman en cuenta en la sumatoria los lazos de histéresis donde $F_i/F_y \geq 0.75$, asumiendo que cuando la fuerza en un ciclo cae por debajo del 75% de la fuerza de fluencia, la capacidad remanente del elemento es despreciable.

- Kratzig [Ref. 18] planteó un método algo más complejo para hallar el índice de daño, para lo cual dividió los ciclos de carga en cuadrantes, llamando *Ciclos Primarios* (PHC) a aquellos que se presentan en el primer y tercer cuadrante en el primer ciclo de carga, y *Ciclos Subsecuentes* (FHC), a aquellos presentados en el segundo y cuarto cuadrante del primer ciclo de carga y en todos los cuadrantes en los ciclos siguientes, tal como se aprecia en la Figura 1.2.3. Para los ejes positivos de deformación, el parámetro que mide el daño acumulado está dado por:

$$D^+ = \frac{\sum E_{p,i}^+ + \sum E_i^+}{E_f^+ + \sum E_i^+} \tag{1.2.11}$$

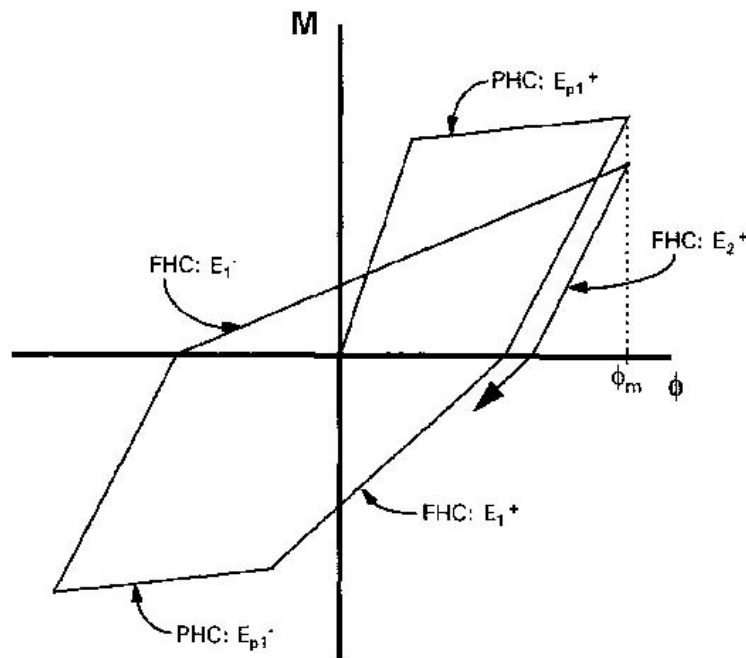


Figura 1.2.3. Ciclos Primarios y Subsecuentes de Kratzig.

donde $E_{p,i}$ es la energía en un ciclo primario, E_i es la energía en un ciclo subsecuente, y E_f es la energía absorbida hasta la falla en un ensayo de carga monotónica. Luego de calcular un parámetro similar para la deformación negativa, el índice total de daño se calcula como:

$$D = D^+ + D^- - D^+ D^- \tag{1.2.12}$$

- Zarah y Hall [Ref. 3] cuantifican el daño mediante el parámetro adimensional:

$$N = \frac{E_H}{\frac{F_y}{m} \delta_y (\mu - 1)} \tag{1.2.13}$$

donde F_y es la fuerza asociada al inicio de la fluencia, δ_y es el desplazamiento de fluencia, μ es la ductilidad máxima del sistema de masa m y E_H es la energía histerética por unidad de masa disipada durante el sismo.

1.2.1.5 Índices de Daño Combinados

Son aquellos que tienen en cuenta tanto la deformación como la energía acumulada durante los ciclos de carga.

- Park y Ang [Ref. 18] proponen el siguiente índice:

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta_e \frac{\int dE}{F_y \delta_u} \tag{1.2.14}$$

donde δ_m es el desplazamiento máximo, δ_u es el desplazamiento último bajo cargas monotónicas, β_e es un parámetro que considera el deterioro en la resistencia, $\int dE$ es la energía histerética y F_y es la fuerza resistente de fluencia.

El primer término es una medida del desplazamiento pseudo estático, y no toma en cuenta el daño acumulado, mientras que el segundo término si lo considera. Así mismo, Park y Ang proponen los siguientes límites para estimar el daño:

D	<i>Estado de Daño del elemento</i>
< 0.1	<i>Sin Daño:</i> grietas pequeñas localizadas.
0.1-0.25	<i>Daño Menor:</i> leves grietas en todo el elemento.
0.25-0.40	<i>Daño Moderado:</i> severo agrietamiento, fisuras localizadas.
0.40-1.0	<i>Daño Severo:</i> aplastamiento del concreto y exposición del refuerzo.
1.0	<i>Colapso</i>

Recientemente Ang [Ref. 18] propone usar un valor de $D = 0.80$ para indicar el colapso.

La dificultad en el uso de la ecuación 1.2.14 está en la determinación del desplazamiento último, δ_u , y el parámetro β_e , para los cuales Park y Ang propusieron ecuaciones de ajuste en términos de la carga axial, la relación entre

el acero de refuerzo por flexión y por corte y la resistencia del concreto. El problema radica en que la ecuación de regresión para el parámetro β_e arroja valores muy pequeños, con lo cual la contribución del término de energía histerética en el índice de daño, se hace prácticamente insignificante.

- *Mario Rodríguez* [Ref. 3] propone el siguiente Índice:

$$I_D = \frac{\gamma^2 E_H}{(\alpha D_{rd})^2}; \quad \alpha = 2\pi\lambda h \quad (1.2.15)$$

donde λ es un parámetro dependiente del tipo de sistema estructural, h es la altura de entrepiso, γ es un parámetro que depende de la deformada, D_{rd} es el cociente del desplazamiento admisible entre la altura de entrepiso, y E_H es la energía histerética por unidad de masa.

1.2.2 Índices de Daño Globales

El estado de daño de una estructura depende tanto de la distribución como de la severidad del daño localizado. Por lo tanto, en principio, es posible formular un índice de daño global combinando los índices de daño locales que se presentan en los elementos de la estructura, o considerando alguna característica de toda la estructura tal como los parámetros modales.

1.2.2.1 Índices de Daño Ponderados

- Park, Ang, Wen, Chung y Kunnath [Ref. 18], propusieron un índice global que utiliza la energía local disipada por cada elemento, E_i , para ponderar los índices de daño locales, D_i . Primero se calcula el índice de daño de cada piso de la estructura mediante la siguiente ecuación:

$$D_{piso} = \frac{\sum D_i E_i}{\sum E_i} \quad (1.2.16)$$

Luego el índice de daño de la estructura, $D_{estructura}$, puede ser calculado a partir del índice de daño de cada piso, D_{piso} , de la siguiente manera:

$$D_{estructura} = \frac{\sum D_{piso} E_{piso}}{\sum E_{piso}} \quad (1.2.17)$$

- Bracci [Ref. 18] presentó de una manera general el índice de daño de un piso como:

$$D_{piso} = \frac{\sum w_i D_i^{(b+1)}}{\sum w_i D_i^b} \quad (1.2.18)$$

Aquí el valor de ponderación w_i puede ser alguna característica del elemento tal como la energía en las ecuaciones 1.2.16 y 1.2.17. Cuanto mayor es el valor de la constante b , hay un mayor énfasis en los elementos con mayor daño.

1.2.2.2 Índices de Daño basados en Parámetros Modales

El daño en una estructura produce un cambio en sus características dinámicas, como el incremento de su período natural de vibración (decremento en la frecuencia) causado principalmente por la degradación de la rigidez.

- Roufaiel y Meyer [Ref. 18], proponen un índice global de daño expresado en términos del desplazamiento en el nivel más alto de la estructura, y de la frecuencia de la estructura antes y después del sismo:

$$D_{global} = \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_f - \delta_y} = \frac{14.2\delta_y \left(\sqrt{f_{antes}/f_{después}} - 1 \right)}{\delta_f - \delta_y} \quad (1.2.19)$$

donde f_{antes} y $f_{después}$, son las frecuencias fundamentales de la estructura antes y después del sismo, respectivamente, y δ_y , δ_m y δ_f , son los desplazamientos de fluencia, el máximo demandado por el sismo y en la falla, respectivamente.

1.2.3 Comentarios

Como se ha visto en este acápite, los profesionales que se han dedicado a desarrollar índices de daño, han tenido en cuenta de alguna manera, la estrecha relación existente entre el desplazamiento lateral y el daño en las estructuras.

No es el fin de esta tesis calibrar estos índices ni proponer uno alternativo, sino sólo, dar un acercamiento al lector a cerca de estos índices.

1.3 Cuantificación del Desempeño Sísmico

La mayoría de los códigos de diseño sismorresistente requieren que se mantengan los desplazamientos laterales de las edificaciones dentro de límites admisibles. Desafortunadamente la mayoría de estos reglamentos, no fundamentan ni dan referencias que justifiquen los valores de la distorsión máxima asumidos.

En la *Metodología de Estimación de Daños del FEMA/NIBS* [Ref. 15 y 24], se listan algunos valores de la distorsión angular máxima de entrepiso, utilizados para predecir el nivel de daño estructural y no estructural que pudiera producirse durante un movimiento sísmico. Estos valores son una recopilación del trabajo de diversos investigadores, cuyos resultados han dado lugar a los límites de desplazamientos laterales utilizados en los códigos sísmicos estadounidenses, como el UBC 1997 [Ref. 12], IBC 2000 [Ref.13] y el NEHRP 2000 [Ref. 31].

La metodología del *FEMA/NIBS* fue creada como parte del *National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP)*, programa bajo el cual, el gobierno Estadounidense busca cuantificar de alguna forma la manera en la que un sismo afecta a su nación, y así mismo aplicar de la mejor manera los recursos para reducir los impactos sísmicos. Con este fin, se encargó a la firma *Risk Management Solutions Inc.* la elaboración y calibración del método que se entregó finalmente al *NIBS* en 1995. A continuación pasaremos a detallar algunos aspectos importantes de esta metodología [Ref. 15 y 24].

1.3.1 Clasificación de las Edificaciones

Las edificaciones son clasificadas en términos de su utilización, o *Tipo de Ocupación*, y en términos de su sistema estructural, o *Tipo de Edificación*.

El tipo de ocupación es importante en la determinación de las pérdidas económicas, puesto que el valor del edificio es principalmente función de su utilización.

El daño se predice a la vez, en base al tipo de sistema estructural, debido a que éste es un factor importante en la evaluación del comportamiento total de la edificación, de su pérdida de funcionalidad y de si habrá o no pérdida de vidas.

En la *Metodología de Estimación de Daños del FEMA/NIBS* esta clasificación se hace de la siguiente manera:

- *Tipo de Ocupación*: Las edificaciones son clasificadas de acuerdo al uso que se les dé, ya sea Residencial, Comercial, Industrial u Otros.
- *Tipo de Edificación*: Se definen 36 tipos de edificios en base a su sistema estructural, y se subdividen en categorías según sean de madera, acero, concreto, albañilería o casas móviles. En la Tabla 1.3.1 se puede apreciar esta clasificación.

Tabla 1.3.1. Tipos de Edificación de la Metodología del FEMA/NIBS

No.	Designación	Descripción	Clasificación de acuerdo a su Altura			
			Rango		Edificio Típico	
			Nombre	No.Pisos	No.Pisos	Metros
1	W1	Madera, Pórticos Ligeros ($\leq 465 \text{ m}^2$)	-	Todos	1	4
2	W2	Madera, Comercial e Industrial ($> 465 \text{ m}^2$)	-	Todos	2	7
3	S1L	Pórticos de Acero	Bajos	1-3	2	7
4	S1M		Medianos	4-7	5	18
5	S1H		Altos	8+	13	48
6	S2L	Pórticos de Acero Arriostrados	Bajos	1-3	2	7
7	S2M		Medianos	4-7	5	18
8	S2H		Altos	8+	13	48
9	S3	Pórticos de Acero Livianos	-	Todos	1	5
10	S4L	Pórticos de acero con paredes de hormigón armado vaciadas in-situ.	Bajos	1-3	2	7
11	S4M		Medianos	4-7	5	18
12	S4H		Altos	8+	13	48
13	S5L	Pórticos de acero con paredes de bloques sin reforzar	Bajos	1-3	2	7
14	S5M		Medianos	4-7	5	18
15	S5H		Altos	8+	13	48
16	C1L	Pórticos de Concreto Armado	Bajos	1-3	2	6
17	C1M		Medianos	4-7	5	15
18	C1H		Altos	8+	13	37
19	C2L	Muros de Corte de Concreto Armado	Bajos	1-3	2	6
20	C2M		Medianos	4-7	5	15
21	C2H		Altos	8+	13	37
22	C3L	Pórticos de Concreto Armado con Muros de Albañilería sin reforzar	Bajos	1-3	2	6
23	C3M		Medianos	4-7	5	15
24	C3H		Altos	8+	13	37
25	PC1	Paredes de Concreto Prefabricadas Tilt-Up	-	Todos	1	5
26	PC2L	Pórticos Prefabricados de Concreto Armado con Muros de Corte de Concreto Armado	Bajos	1-3	2	6
27	PC2M		Medianos	4-7	5	15
28	PC2H		Altos	8+	13	37
29	RM1L	Muros de Albañilería Armada Con Diafragmas de Madera o Acero	Bajos	1-3	2	6
30	RM1M		Medianos	4+	5	15
31	RM2L	Muros de Albañilería Armada con Diafragmas de Concreto Prefabricado	Bajos	1-3	2	6
32	RM2M		Medianos	4-7	5	15
33	RM2H		Altos	8+	13	37
34	URML	Muros de Carga de Albañilería sin Reforzar	Bajos	1-2	1	12
35	URMM		Medianos	3+	3	5
36	MH	Casas Móviles	-	Todos	1	4

1.3.2 Niveles de Diseño y Desempeño

Las funciones de daño (curvas de capacidad y fragilidad, definidas en los acápites 1.3.4 y 1.3.7.1, respectivamente) utilizadas en esta metodología, se construyen tomando en cuenta los estándares sísmicos con los que han sido construidas las edificaciones, y al mismo tiempo teniendo en cuenta el nivel de desempeño que puedan tener las estructuras durante un sismo.

Los parámetros utilizados para construir las curvas de capacidad y de fragilidad que se describen en los puntos 1.3.4 y 1.3.6 de este capítulo, están basados en códigos como el UBC posteriores a 1975. Por esta razón, se definen 4 *Niveles de Diseño*: Alto, Moderado, Bajo y Pre-Código, este último, referente a las edificaciones que fueron diseñadas antes de 1941, cuando aún no existían exigencias sísmicas en los códigos de construcción estadounidenses. Los 3 primeros niveles de diseño se basan en los requerimientos de las fuerzas sísmicas que el UBC propone para las zonas 4, 2B y 1 respectivamente.

Así mismo se definen 3 *Niveles de Desempeño* denominados: Superior, Ordinario e Inferior, para edificaciones esenciales, comunes y menores, respectivamente.

En la Tabla 1.3.2 se muestra una guía para seleccionar el nivel de diseño de acuerdo a la región sísmica y el año de construcción de la edificación, para edificaciones que tienen un nivel de desempeño ordinario.

Tabla 1.3.2. Selección del Nivel de Diseño de acuerdo a la zona sísmica definida en el UBC y el año de construcción de la edificación para edificaciones de Nivel de Desempeño Ordinario.

Zona Sísmica del UBC	Después de 1975	1941-1975	Antes de 1941
4	Alto	Moderado	Pre-Código
2B	Moderado	Bajo	Pre-Código
1	Bajo	Pre-Código	Pre-Código





1.3.3 Estados de Daño:

Se definen 4 estados discretos de daño:

- Daño Leve
- Daño Moderado
- Daño Severo
- Daño Completo

A manera de ejemplo, en la Tabla 1.3.3 se describen estos 4 Estados de Daño para una estructura conformada principalmente por muros de corte de concreto (Tipo de Edificación C2 de la Tabla 1.3.1).

Tabla 1.3.3 Estados de Daño para edificios con muros de corte de concreto (C2)

Estado de Daño	Descripción	
	Leve	Grietas diagonales muy finas en las superficies de los muros de corte. Fisuras menores en zonas localizadas.
	Moderado	La mayor parte de la superficie de los muros de corte muestran grietas diagonales; algunos muros exceden su límite de fluencia ya que presentan grietas diagonales anchas y fisuración del concreto.
	Severo	La mayoría de muros de corte exceden su límite de fluencia; algunos muros exceden su capacidad última ya que presentan grietas anchas en toda su diagonal, una fisuración severa alrededor de las grietas y doblado del refuerzo haciéndolo visible. Rotación de muros angostos con cimentación inadecuada. Puede ocurrir un colapso parcial debido a la falla de columnas sin ductilidad que no han sido diseñadas para resistir cargas laterales.
	Completo	La estructura colapsa o está en inminente peligro de colapso debido a la falla de la mayoría de sus muros de corte y de algunas vigas y columnas. Se espera que aproximadamente el 13%, 10% ó 5% del área total de la edificación colapse, según esta sea baja, mediana o alta, respectivamente.

1.3.4 Curvas de Capacidad y Espectros de Capacidad

Una curva de capacidad es una gráfica de la resistencia a carga lateral de una estructura, expresada en función del desplazamiento lateral. Normalmente las curvas de capacidad se construyen graficando la fuerza cortante en la base del edificio contra el desplazamiento en el techo.

Para obtener estas curvas se realiza un análisis de acciones laterales incrementales, conocido también como “pushover”, considerando el agrietamiento del concreto y la fluencia del acero. Conforme aumentan las acciones laterales, la estructura se va degradando y la curva fuerza-desplazamiento se va inclinando debido a la pérdida de rigidez. Este proceso continúa hasta que la estructura está tan deteriorada que alcanza su desplazamiento de colapso o límite.

Una curva de capacidad también puede expresarse en un gráfico de aceleración espectral, S_a , contra desplazamiento espectral, S_d , denominado espectro de capacidad. Para hacer la conversión, las cargas laterales se distribuyen siguiendo un patrón preestablecido, como por ejemplo en proporción al primer modo de vibración de la estructura. Se usan las siguientes relaciones:

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad ; \quad \alpha_1 = \frac{L^{*2}}{M^*} \cdot \frac{1}{M_t} = \frac{\left[\sum_{i=1}^N M_i \phi_{i1} \right]^2}{\sum_{i=1}^N M_i \phi_{i1}^2} \cdot \frac{1}{\sum_{i=1}^N M_i} \quad (1.3.1)$$

$$Sd = \alpha_2 \Delta_{techo} \quad ; \quad \alpha_2 = \frac{1}{L^*/M^*} = \frac{\sum_{i=1}^N M_i \phi_{i1}^2}{\sum_{i=1}^N M_i \phi_{i1}} \quad (1.3.2)$$

donde:

V : Cortante basal.

W : Peso total de la edificación.

Δ_{techo} : Desplazamiento total en el techo de la estructura relativo a la base.

α_1 : Masa Efectiva expresada como porcentaje de la masa total de la estructura, que tiene efecto cuando ésta toma la forma del modo con el que se está trabajando, normalizada por la masa total, M_t .

α_2 : Es la inversa del Factor de Participación modal.

L^* : Masa Participante = $\sum M_i \phi_i$

M^* : Masa Generalizada = $\sum M_i \phi_i^2$ (normalizada por el desplazamiento en el último piso significativo).

ϕ_{i1} : Amplitud del modo 1 en el nivel i .

M_i : Masa del nivel i .

M_t : Masa total de la estructura.

N : Número de pisos.

En la *Metodología de Estimación de Daños del FEMA/NIBS*, las curvas de capacidad son construidas a partir de la definición de los puntos de fluencia (D_y, A_y) y el punto de capacidad última (D_u, A_u) para cada tipo de edificación y para distintos niveles de fuerza lateral de diseño y de comportamiento.

Los siguientes parámetros definen el punto de fluencia y el punto de capacidad última para la curva de capacidad mostrada en la Figura 1.3.1:

- *Punto de Fluencia:*

$$A_y = \frac{C_s \gamma}{\alpha_1} \quad (1.3.3)$$

$$D_y = \frac{g}{\omega^2} A_y = \frac{g}{(2\pi)^2} A_y T_e^2 = 24.9 A_y T_e^2 \quad (1.3.4)$$

- *Punto de Capacidad Última:*

$$A_u = \lambda A_y \quad (1.3.5)$$

$$D_u = \lambda \mu D_y \quad (1.3.6)$$

donde:

A_y, A_u : Aceleraciones espectrales de fluencia y última respectivamente, en función de la gravedad, g .

D_y, D_u : Desplazamientos espectrales de fluencia y último respectivamente (cm).

C_S : Coeficiente de resistencia de diseño que es una fracción del peso de la estructura (V/W), (Ver Tabla 1.3.4).

T_e : Período fundamental “elástico” de la estructura (segundos).

γ : Factor que relaciona la fuerza de fluencia con la fuerza de diseño ($\gamma = A_y/A_d$), (Ver Tabla 1.3.5).

λ : Factor que relaciona la fuerza última con la fuerza de fluencia ($\lambda = A_u/A_y$), (Ver Tabla 1.3.5).

μ : Índice de ductilidad relativo al desplazamiento (Ver Tabla 1.3.6).

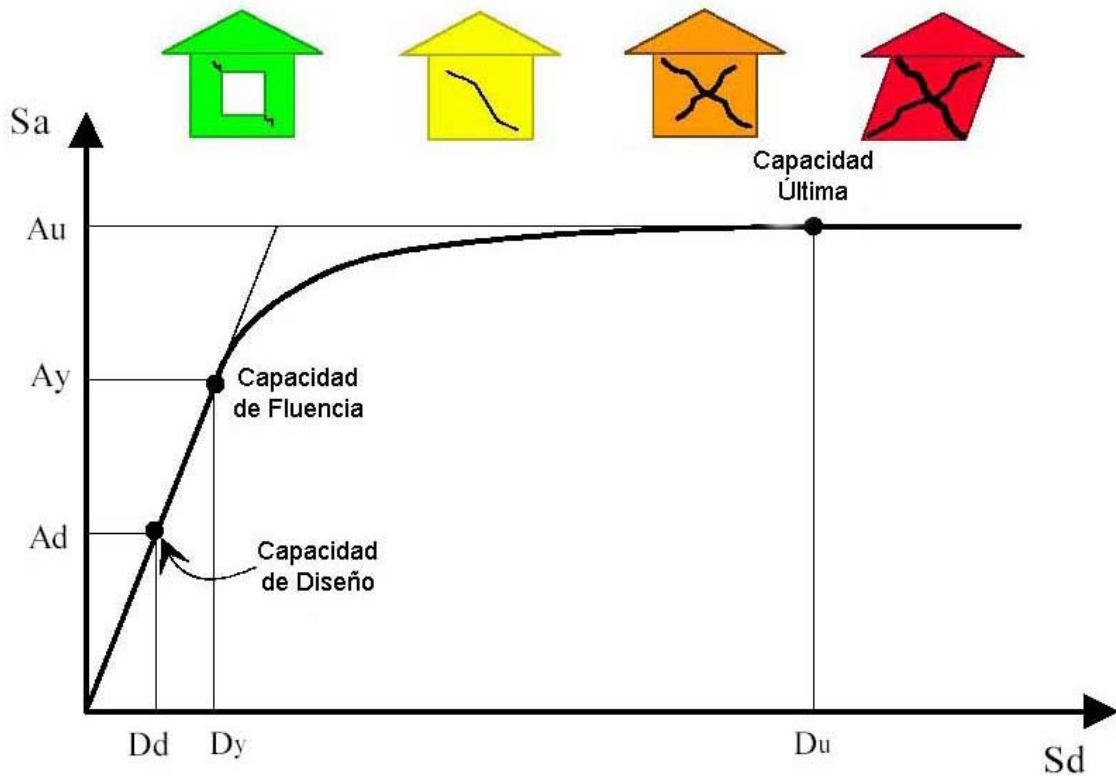


Figura 1.3.1. Ejemplo de una curva de capacidad y sus puntos de control.

Tabla 1.3.4. Ejemplo de valores del coeficiente de resistencia de diseño, C_S .

Tipo de Edificación	Nivel de Diseño Sísmico			
	Alto	Moderado	Bajo	Pre-Código
C1L	0.133	0.067	0.033	0.033
C1M	0.133	0.067	0.033	0.033
C1H	0.067	0.033	0.017	0.017
C2L	0.200	0.100	0.050	0.050
C2M	0.200	0.100	0.050	0.050
C2H	0.150	0.075	0.038	0.038
C3L	-	-	0.050	0.050
C3M	-	-	0.050	0.050
C3H	-	-	0.038	0.038

El periodo fundamental esperado de la estructura, se puede estimar usando expresiones sencillas propias de cada código. En la metodología del FEMA/NIBS, se utilizan las ecuaciones del UBC 1997 [Ref. 12] para el cálculo del periodo. Estos valores se muestran en la siguiente Tabla:

Tabla 1.3.5. Ejemplo de los parámetros para la construcción de Curvas de Capacidad. Valores del periodo, T_e , Factores Modales, e índices de Sobreefuerzo.

Tipo de Edificación	Altura (m)	Período T_e (seg.)	Factores Modales		Índices de sobreefuerzo	
			$\alpha_1 = \frac{L^{*2}}{M^*} \cdot \frac{1}{M_t}$	$\alpha_2 = \frac{1}{L^*/M^*}$	Fluencia, γ	Rotura, λ
C1L	6	0.40	0.80	0.75	1.50	3.00
C1M	15	0.75	0.80	0.75	1.25	3.00
C1H	37	1.45	0.75	0.60	1.10	3.00
C2L	6	0.35	0.75	0.75	1.50	2.50
C2M	15	0.56	0.75	0.75	1.25	2.50
C2H	37	1.09	0.65	0.60	1.10	2.50
C3L	6	0.35	0.75	0.75	1.50	2.25
C3M	15	0.56	0.75	0.75	1.25	2.25
C3H	37	1.09	0.65	0.60	1.10	2.25

Tabla 1.3.6. Ejemplo de valores del coeficiente de Ductilidad, μ .

Tipo de Edificación	Nivel de Diseño Sísmico			
	Alto	Moderado	Bajo	Pre-Código
C1L	8.0	6.0	5.0	5.0
C1M	5.3	4.0	3.3	3.3
C1H	4.0	3.0	2.5	2.5
C2L	8.0	6.0	5.0	5.0
C2M	5.3	4.0	3.3	3.3
C2H	4.0	3.0	2.5	2.5
C3L	-	-	5.0	5.0
C3M	-	-	3.3	3.3
C3H	-	-	2.5	2.5

1.3.5 Espectro de Demanda

Un espectro de demanda es una gráfica que muestra en el eje de ordenadas la aceleración espectral, S_a , y en el eje de abscisas el desplazamiento espectral, S_d , correspondientes a la respuesta de un oscilador de 1 grado de libertad y para amortiguamiento constante.

La Figura 1.3.2 muestra un ejemplo de un espectro de demanda.

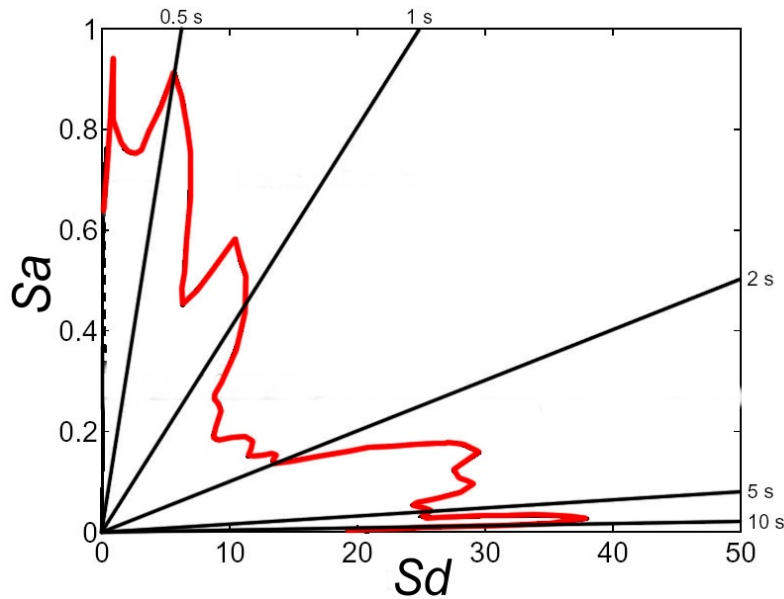


Figura 1.3.2. Ejemplo de espectro de demanda con amortiguamiento constante.

La demanda sísmica es representada usando una forma estandarizada del espectro de respuesta, como se muestra en la Figura 1.3.3, para espectros que representan condiciones en suelo rocoso, suelo rígido y suelo blando.

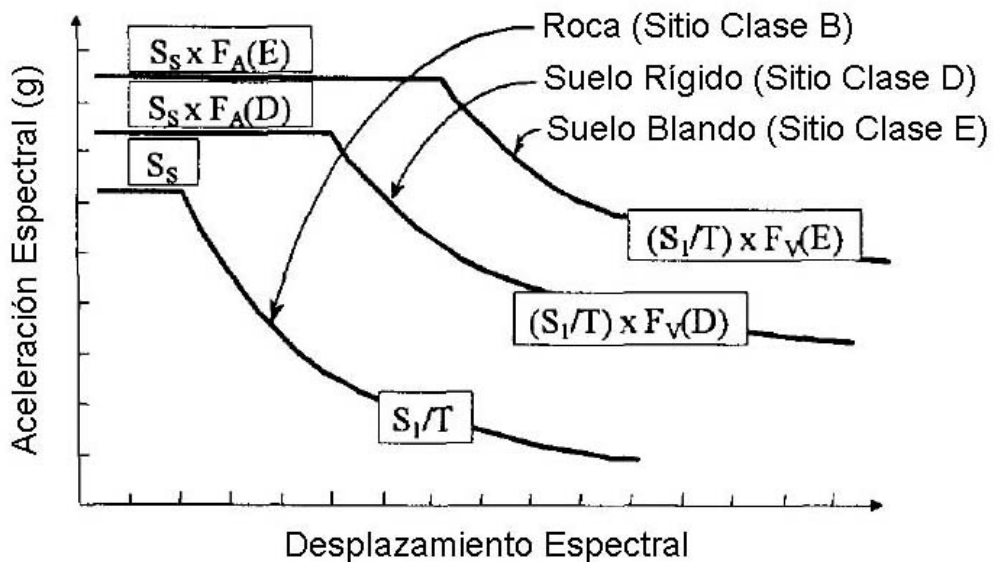


Figura 1.3.3. Ejemplo de espectro de respuesta con un amortiguamiento de 5% para tres tipos de suelo.

La forma estándar del espectro se compone de dos partes principales:

- Una región con aceleración espectral constante para períodos cortos.
- Una región de velocidad espectral constante para períodos largos.

La aceleración espectral para periodos cortos, S_s , se define con un amortiguamiento del 5% y un período de 0.3 segundos. La zona de periodos largos tiene una aceleración espectral que es proporcional a $1/T$, y está asociada a la aceleración, S_1 , que tiene un amortiguamiento del 5% y un período de 1 segundo.

La amplificación del movimiento del suelo tomada en cuenta para las condiciones locales de sitio, se basa en los factores de suelo del NEHRP que son los que actualmente se usan en el IBC 2000 [Ref. 13], en donde se define una clasificación geológica esquemática y factores de amplificación del suelo; es decir, F_A para el dominio de aceleraciones, y F_V para el dominio de velocidades. La Figura 1.3.3 muestra la construcción de los espectros de demanda para suelo rígido (Sitio Clase D), y suelo blando (Sitio Clase E). Estos espectros muestran la importancia del tipo de suelo en la demanda espectral (y en la respuesta de la estructura), particularmente en el dominio de velocidades.

1.3.6 Cálculo del Punto de Demanda

El punto de demanda se encuentra en la intersección de la curva de capacidad con el espectro de demanda.

Como se indicó, el espectro de respuesta posee un amortiguamiento del 5%, por lo que debe ser reducido por un amortiguamiento efectivo cuando éste excede ese valor, tal como se muestra en la Figura 1.3.4. Los factores de reducción del espectro fueron deducidos por Newmark y Hall y son función del amortiguamiento efectivo de la estructura, β_{eff} , tal como se aprecia en las siguientes ecuaciones:

$$R_A = \frac{2.12}{(3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff}))} \quad (1.3.7)$$

$$R_V = \frac{1.65}{(2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff}))} \quad (1.3.8)$$

El amortiguamiento efectivo β_{eff} , se define como la energía total disipada por la estructura durante la respuesta sísmica máxima y es la suma de un amortiguamiento elástico β_E y un amortiguamiento histerético β_H , asociado a una respuesta inelástica:

$$\beta_{eff} = \beta_E + \beta_H \quad (1.3.9)$$

El término de amortiguamiento elástico, se asume como constante; es decir, no depende de la amplitud, y sigue las pautas dadas por Newmark y Hall para materiales en o antes del punto de fluencia. Ejemplos de estos valores de amortiguamiento elástico pueden ser apreciados en la Tabla 1.3.7.

El amortiguamiento histerético, β_H , depende de la amplitud de la respuesta inelástica y es calculado como el área encerrada por los lazos de histéresis para los máximos del desplazamiento, D , y la aceleración, A , como se muestra en la Figura 1.3.4.

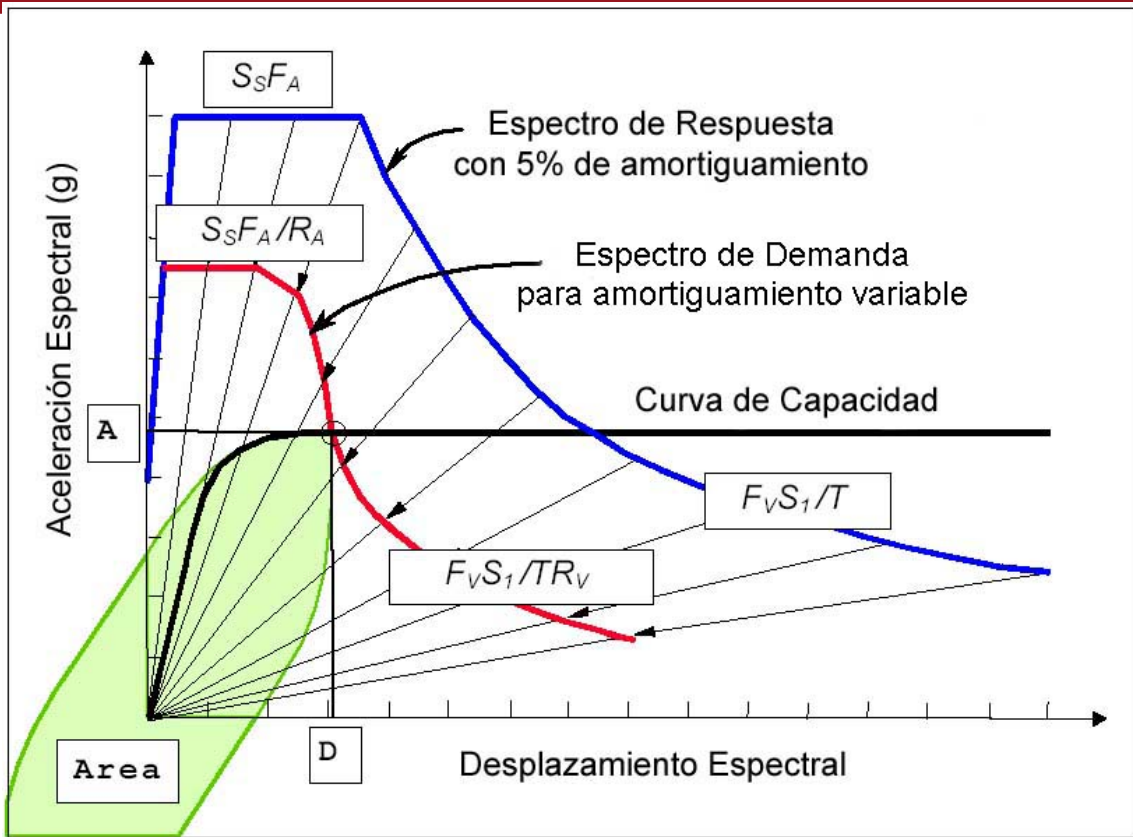


Figura 1.3.4. Ejemplo de cómo se calcula el Punto de Demanda (D,A).

El amortiguamiento histerético, β_H , es función de la amplitud de la respuesta y se define mediante la siguiente ecuación:

$$\beta_H = \kappa \left(\frac{\text{Área}}{2\pi DA} \right) \tag{1.3.10}$$

donde:

Área: es el área encerrada por el lazo de histéresis de la curva de capacidad de la estructura, siendo éste simétrico debido a que se obtendrán desplazamientos máximos negativos y positivos.

D: es la respuesta máxima de desplazamiento en la curva de capacidad.

A: es la respuesta máxima de aceleración correspondiente al desplazamiento *D*.

κ : es un factor de degradación que define la fracción del Área usada para determinar el amortiguamiento histerético (Ver Tabla 1.3.7).

Tabla 1.3.7. Ejemplo de valores de amortiguamiento elástico y factores de degradación (κ) en función de la duración del sismo.

Tipo de Edificación	β_E	Nivel de Diseño Alto			Nivel de Diseño Moderado			Nivel de Diseño Bajo			Nivel de Diseño Pre-Código		
		Corto	Mod.	Largo	Corto	Mod.	Largo	Corto	Mod.	Largo	Corto	Mod.	Largo
C1	7%	0.90	0.60	0.40	0.80	0.40	0.20	0.60	0.30	0.10	0.40	0.20	0.00
C2	7%	0.90	0.60	0.40	0.80	0.40	0.20	0.60	0.30	0.10	0.40	0.20	0.00
C3	7%	0.50	0.30	0.10	0.50	0.30	0.10	0.50	0.30	0.10	0.40	0.20	0.00

Es necesario un proceso iterativo en el cálculo del amortiguamiento efectivo β_{eff} y del punto de demanda, (D, A) , asumiéndose primero que el espectro de demanda posee un amortiguamiento de por ejemplo 5%. Luego en la intersección del espectro de demanda con la curva de capacidad se obtienen los valores del desplazamiento D y aceleración A máximos, con los cuales se calcula el amortiguamiento histerético, β_H , y finalmente el amortiguamiento efectivo β_{eff} . Si este valor no coincide con el asumido inicialmente se repite el procedimiento con el nuevo valor encontrado para β_{eff} hasta que se produzca la convergencia. Finalmente se obtiene el verdadero valor del par (D, A) .

1.3.7 Representación Probabilística de la Relación Daño-Deriva

La capacidad que tiene una determinada estructura, no necesariamente es la misma que la que tienen otras estructuras de las mismas características, debido a la variabilidad en la construcción y en el diseño; es decir, calidad de mano de obra, nivel de detallado del acero de refuerzo, etc.

Así mismo, la demanda es variable ya que depende de muchos factores, como las condiciones del sitio, la magnitud del evento sísmico, la distancia a la fuente sísmica, etc.

Por otro lado, los estados discretos de daño definidos como Leve, Moderado, Severo y Completo también presentan variabilidad.

Debido a esta variabilidad en la capacidad, la demanda y los estados discretos de daño, es necesario emplear un método que permita estimar el desempeño de las estructuras ante un determinado nivel de demanda sísmica en términos de probabilidades. El método que se describe a continuación recibe el nombre de desempeño por Curvas de Fragilidad.

1.3.7.1 Curvas de Fragilidad

Las curvas de Fragilidad se usan para estimar la probabilidad de que un grupo de estructuras con las mismas características, alcancen o excedan estados de daño específicos para un determinado nivel de respuesta sísmica. La Figura 1.3.5 muestra un ejemplo de curvas de fragilidad.

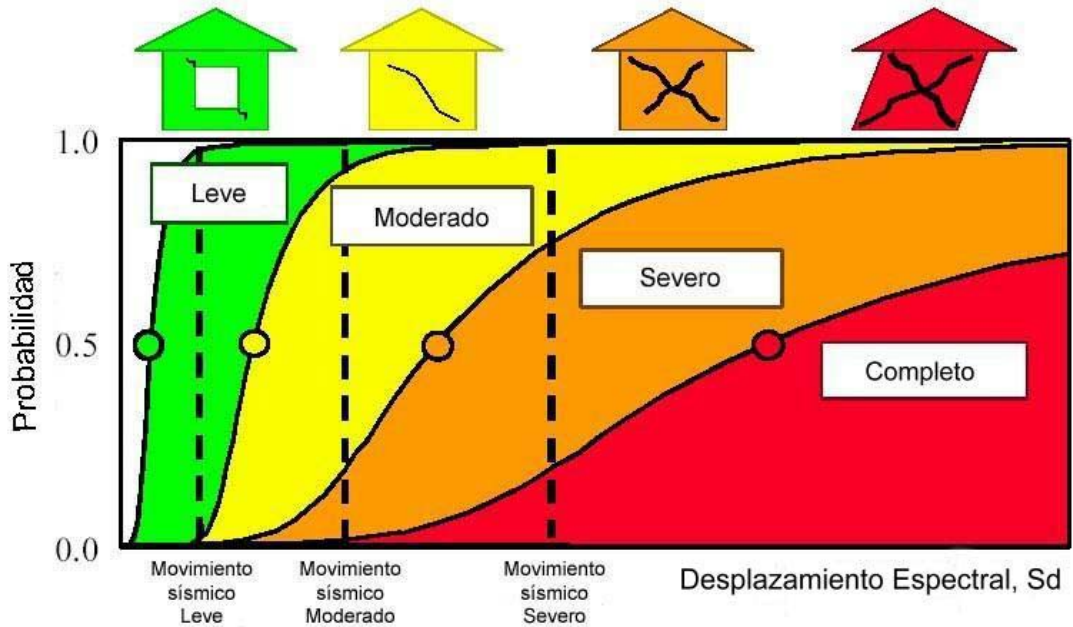


Figura 1.3.5. Ejemplo de curvas de fragilidad para daño Leve, Moderado, Severo y Completo.

La probabilidad de que un grupo de estructuras alcance o exceda un estado de daño, se calcula como la diferencia entre las curvas de fragilidad. En la Figura 1.3.5 por ejemplo, tenemos que para un desplazamiento espectral, S_d , correspondiente a un movimiento sísmico moderado, hay una probabilidad de que aproximadamente un 5% de las estructuras tenga un daño leve, un 70% presente un daño moderado, y un 15% tenga un daño severo. Para un movimiento sísmico severo, más o menos un 25% de las estructuras presentarán un daño moderado, un 55% tendrá daño severo, y un 20% mostrará un daño completo.

Las curvas de fragilidad son funciones con distribución lognormal. La probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño particular, ds , para un desplazamiento espectral dado, $S_d = D$, está definida por la siguiente ecuación:

$$P[ds | S_d = D] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left(\frac{D}{\bar{S}_{d,ds}} \right) \right] \quad (1.3.11)$$

donde:

$\bar{S}_{d,ds}$: es el valor promedio del desplazamiento espectral que define el estado de daño, ds .

β_{ds} : es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral que define el estado de daño, ds .

Φ : es la función de distribución normal estándar acumulativa.

Los valores promedio de los estados específicos de daño, son función de la distorsión angular promedio (en toda la altura) que se presenta en el límite de dicho estado de daño. Esta distorsión angular de entrepiso se convierte en desplazamiento espectral mediante la siguiente ecuación:

$$S_{d,ds} = \delta_{ds} \alpha_2 H \tag{1.3.12}$$

donde:

- δ_{ds} : es la distorsión angular de entrepiso promedio (en toda la altura) en el límite del estado de daño estructural o no estructural según sea el caso, (Ver Tablas 1.3.8 y 1.3.9).
- α_2 : es la inversa del Factor de Participación modal (M^* / L^*).
- H : es la altura total del edificio en estudio.

El valor de la desviación estándar lognormal, β_{ds} , describe la variabilidad total de las curvas de fragilidad para los estados de daño, y se calcula como:

$$\beta_{ds} = \sqrt{(CONV[\beta_C, \beta_D])^2 + (\beta_{T,ds})^2} \tag{1.3.13}$$

donde:

- β_C : es el parámetro de la desviación estándar lognormal que describe la variabilidad de la curva de capacidad.
- β_D : es el parámetro de la desviación estándar lognormal que describe la variabilidad del espectro de demanda.
- $\beta_{T,ds}$: es el parámetro de la desviación estándar lognormal que describe la variabilidad del límite del estado de daño, ds .

La variabilidad en la respuesta depende conjuntamente de la demanda y de la capacidad de la estructura, por lo que se requiere un proceso de convolución (*CONV*) para combinar sus respectivas contribuciones a la variabilidad total. Este proceso es gráficamente ilustrado mediante una superficie tridimensional, tal como se aprecia en la Figura 1.3.6 El volumen total bajo esta superficie, representa todas las posibles intersecciones de la demanda y la capacidad en el dominio $S_d - S_a$.

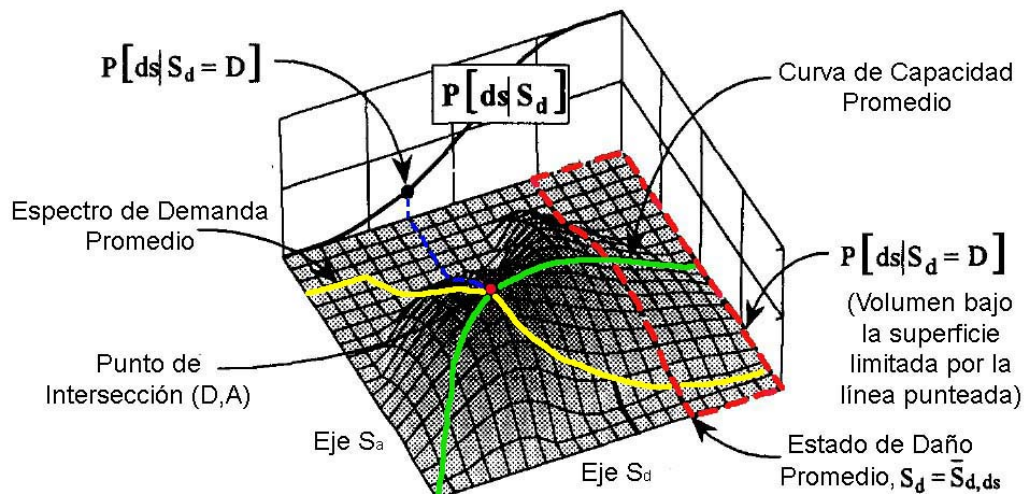


Figura 1.3.6. Ejemplo de una superficie de probabilidad conjunta donde se muestra el punto de intersección del espectro de demanda y la curva de capacidad promedios.

La probabilidad de que un grupo de estructuras alcance o exceda un determinado estado de daño, ds , es el volumen bajo la superficie tridimensional para valores de S_d mayores que el valor promedio $\overline{S_d}_{,ds}$, que define un estado de daño, ds . Por ejemplo en la Figura 1.3.6, una línea punteada en rojo delimita la porción de la superficie tridimensional usada para calcular la probabilidad de exceder el estado de daño, ds , dado un desplazamiento espectral, $S_d = D$. En el plano vertical paralelo al eje S_d , se muestra el valor de dicha probabilidad en la curva de fragilidad.

1.3.7.2 Límites de la Deriva de Entrepiso

Los estados específicos de daño a los que pueden llegar las estructuras, han sido asociados a los desplazamientos obtenidos en el último piso significativo (comúnmente la azotea), tal como se muestra en la Figura 1.3.7. Estos valores han sido obtenidos de ensayos realizados en varios tipos de sistemas estructurales.

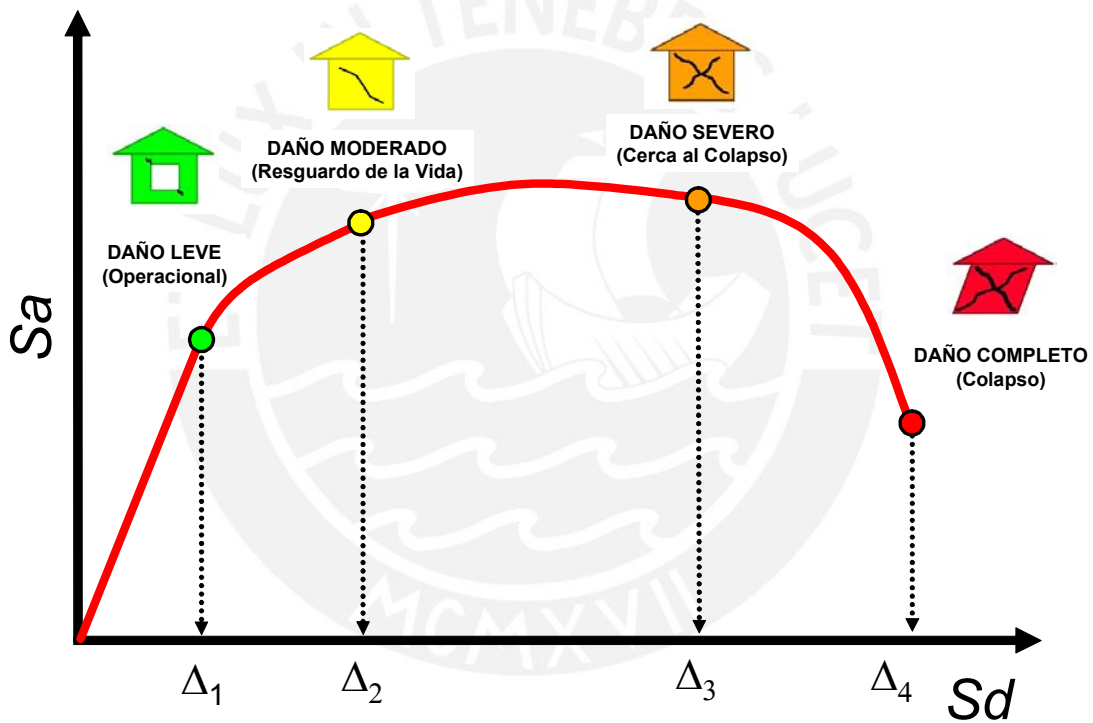


Figura 1.3.7. Valores de desplazamiento en el último piso significativo (comúnmente la azotea), asociados a los Estados de Daño.

Luego, el desplazamiento obtenido para cada estado de daño, puede ser usado para calcular la distorsión angular de entrepiso promedio, dividiéndolo entre la altura total de la estructura.

Los valores de distorsión angular promedio, δ_{ds} , para los diversos estados de daño estructural, ds , incluidos en la metodología del FEMA/NIBS (1995) están basados en los datos disponibles de algunas fuentes publicadas, incluidas entre ellas las de Kustu et al. (1982) [Ref. 16], Ferrito (1982 y 1983) [Ref. 8 y 9], Czarnecki (1973) [Ref. 4], Hasselman et al. (1980) [Ref. 10], Whitman et al. (1977) [Ref. 27] y Wong (1975) [Ref. 28]. Estos valores son distintos de acuerdo al tipo de edificación (incluyendo subtipos según su altura), y nivel de diseño sísmico.

La Tabla 1.3.8 es un sumario de valores típicos de distorsión angular de entrepiso promedio, usadas para definir el límite de daño estructural en edificaciones de concreto armado. En esta Tabla, los valores de distorsión angular decrecen con la altura del edificio, tomando en cuenta por anticipado, la distribución no uniforme de la deriva sobre la altura de la edificación; es decir, que cuanto más alto sea un edificio, es más probable que algunos pisos tengan mayores valores de distorsión angular que la promedio.

Tabla 1.3.8. Valores típicos de Distorsión Angular de Entrepiso Promedio (en toda la altura) usados para definir los Estados de Daño Estructural en edificios de concreto armado.

Nivel de Diseño	Tipo de Edificación	Distorsión Angular de Entrepiso Promedio en el Límite de Daño Estructural, δ_{ds} , en edificios de concreto armado			
		Daño Leve	Daño Moderado	Daño Severo	Daño Completo
Alto	C1L	0.0050	0.0100	0.0300	0.0800
	C1M	0.0033	0.0067	0.0200	0.0533
	C1H	0.0025	0.0050	0.0150	0.0400
	C2L	0.0040	0.0100	0.0300	0.0800
	C2M	0.0027	0.0067	0.0200	0.0533
	C2H	0.0020	0.0050	0.0150	0.0400
	C3L	-	-	-	-
	C3H	-	-	-	-
Moderado	C1L	0.0050	0.0087	0.0233	0.0600
	C1M	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400
	C1H	0.0025	0.0043	0.0117	0.0300
	C2L	0.0040	0.0084	0.0232	0.0600
	C2M	0.0027	0.0056	0.0154	0.0400
	C2H	0.0020	0.0042	0.0116	0.0300
	C3L	-	-	-	-
	C3H	-	-	-	-
Bajo	C1L	0.0050	0.0080	0.0200	0.0500
	C1M	0.0033	0.0053	0.0133	0.0333
	C1H	0.0025	0.0040	0.0100	0.0250
	C2L	0.0040	0.0076	0.0197	0.0500
	C2M	0.0027	0.0051	0.0132	0.0333
	C2H	0.0020	0.0038	0.0099	0.0250
	C3L	0.0030	0.0060	0.0150	0.0350
	C3H	0.0020	0.0040	0.0100	0.0233
Pre-Código	C1L	0.0040	0.0064	0.0160	0.0400
	C1M	0.0027	0.0043	0.0107	0.0267
	C1H	0.0020	0.0032	0.0080	0.0200
	C2L	0.0032	0.0061	0.0158	0.0400
	C2M	0.0021	0.0041	0.0105	0.0267
	C2H	0.0016	0.0031	0.0079	0.0200
	C3L	0.0024	0.0048	0.0120	0.0280
	C3H	0.0016	0.0032	0.0080	0.0187

La Tabla 1.3.9 muestra los valores de la distorsión angular de entrepiso usados para desarrollar valores promedios de las curvas de fragilidad para elementos no estructurales susceptibles al desplazamiento. Estos valores se basan en el trabajo de Ferrito (1982 y 1983) [Ref. 8 y 9] y en recientes actualizaciones de estos datos incluidos en un reporte del California Division of the State Architect (DSA, 1996) [Ref. 5]. Los valores de distorsión angular de entrepiso que causan daño en elementos no

estructurales se asumen independientes del tipo de edificación y del nivel de diseño sísmico.

Tabla 1.3.9. Distorsiones Angulares de Entrepiso Promedio (en toda la altura), usadas para definir los estados de daño de las curvas de fragilidad para Elementos No Estructurales susceptibles a la deriva.

Distorsión Angular de Entrepiso en el Límite de Daño No Estructural, δ_{ds}			
Daño Leve	Daño Moderado	Daño Severo	Daño Completo
0.004	0.008	0.025	0.050

1.3.7.3 Comentarios

A continuación se anotan los aspectos más importantes de la investigación bibliográfica, respecto al problema de la cuantificación del desempeño de estructuras:

- En la literatura revisada, la variabilidad en la capacidad, la demanda y los estados discretos de daño se representa y cuantifica por parámetros de desviación estándar lognormal (β_C , β_D y $\beta_{T,ds}$).
- El desempeño de un grupo de estructuras de las mismas características puede cuantificarse en términos de la probabilidad de que estas estructuras superen alguno de los estados de daño descritos, ante un determinado movimiento sísmico.
- La deriva para la cual un grupo de estructuras alcanza uno de los estados de daño con un valor de probabilidad determinado, depende del nivel de diseño. Existen propuestas al respecto como la presentada en la Tabla 1.3.8, en la que se observa por ejemplo, que las estructuras con un nivel de diseño alto alcanzan un estado de daño severo, con una deriva mayor a la correspondiente a estructuras con un nivel de diseño bajo. Por lo tanto, para controlar el daño severo de las estructuras pobremente diseñadas, se debe adoptar un límite de deriva inferior al de estructuras con un buen nivel de diseño.
- Cuánto mayor es la dispersión en la capacidad de un grupo de estructuras de similares características, menor debe ser el límite de la deriva para garantizar un desempeño satisfactorio ante un determinado nivel de demanda sísmica. Así, dada la alta variabilidad existente en la capacidad de las edificaciones peruanas (sobre todo en la construcción denominada “informal”), es recomendable un límite de la deriva relativamente bajo en comparación con los de los códigos estadounidenses, ya que en los EEUU existe mayor uniformidad en el aspecto constructivo.
- Las máximas distorsiones angulares de entrepiso permitidas por los códigos, deben tomar en cuenta el porcentaje de edificios de las mismas características, que se desea acotar en su desempeño. Es decir, cuanto mayor sea el porcentaje de edificios que se espera que alcancen un desempeño satisfactorio durante un sismo, menor debe ser el límite de desplazamientos elegido para el diseño.

Capítulo 2

DEMANDAS DE RIGIDEZ EN LOS CÓDIGOS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE

En este capítulo se revisa la metodología aplicada en algunos códigos para el cálculo de la respuesta sísmica de estructuras, así como también los límites que estas normas imponen a los desplazamientos laterales. Los códigos analizados en este estudio, son los de algunos de los países de considerable actividad sísmica a nivel mundial, como Perú [Ref. 19], Chile [Ref. 11], Colombia [Ref. 1], México [Ref. 26 y 30], Turquía [Ref. 20] y EEUU [Ref. 12 y 13].

La siguiente tabla presenta la nomenclatura utilizada para referirnos a cada uno de los códigos estudiados:

<i>País</i>	<i>Nomenclatura</i>
Perú	NTE-E.030 2003
Chile	NCh 433. Of96
Colombia	NSR-98
México	MOC-93
	NTCDS-96
Turquía	SSBDA 1997
EEUU	UBC 1997
	IBC 2000

En el Anexo 1 se resumen los aspectos más importantes de cada uno de estos códigos.

2.1 Representación de las Demandas Sísmicas

En todos los códigos estudiados los principios para el cálculo de la respuesta estructural son los mismos, aunque no todos utilizan los mismos parámetros para aplicar cada uno de estos conceptos, por lo que se toma como ejemplo la norma peruana NTE-E.030 2003, para explicar el significado de cada una de estas variables que intervienen en el análisis, y se presentan algunos aspectos destacables de los demás códigos estudiados.

2.1.1 Zonificación Sísmica

La mayoría de códigos de diseño sismorresistente del mundo, aceptan que las estructuras no sufran daño ante sismos leves, resistan sismos moderados con daño reparable en elementos no estructurales, y resistan sismos severos sin colapsar aunque con daño estructural importante. Esto se debe a que dar protección completa a las estructuras, frente a todos los sismos no es económicamente viable.

Las definiciones de sismos leves, moderados y severos son variables, pero generalmente se relacionan con la vida útil de la estructura, la probabilidad de excedencia del sismo, su período de retorno, y el comportamiento estructural. Así pues, en la mayoría de los códigos analizados el sismo de diseño tiene un período de retorno de 475 años, correspondiente a una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años de exposición, que es generalmente la vida útil de una edificación común.

El sismo de diseño es representado en los códigos por un factor que representa la aceleración pico efectiva en la base rocosa, asociada a las probabilidades descritas líneas atrás, y se obtiene de mapas de zonificación (ver Fig. 2.1.1 a). En la norma NTE-E.030 2003 este factor es representado por el parámetro Z .

Cabe señalar, que en el IBC 2000 [Ref. 13] se utilizan mapas de isoaceleraciones espectrales (ver Fig. 2.1.1 b) y no de zonificación. De estos mapas se obtienen los factores S_s y S_1 , que son las aceleraciones espectrales de osciladores montados sobre la roca, con períodos de 0.2 segundos (estructuras de período corto) y 1 segundo (estructuras de período largo), respectivamente. Estos mapas representan la aceleración para el denominado Máximo Sismo Considerado (MCE, por sus siglas en inglés) el cual tiene una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años de exposición, para un período de retorno de aproximadamente 2500 años. La aceleración pico efectiva utilizada para el diseño, se toma como los 2/3 del MCE.

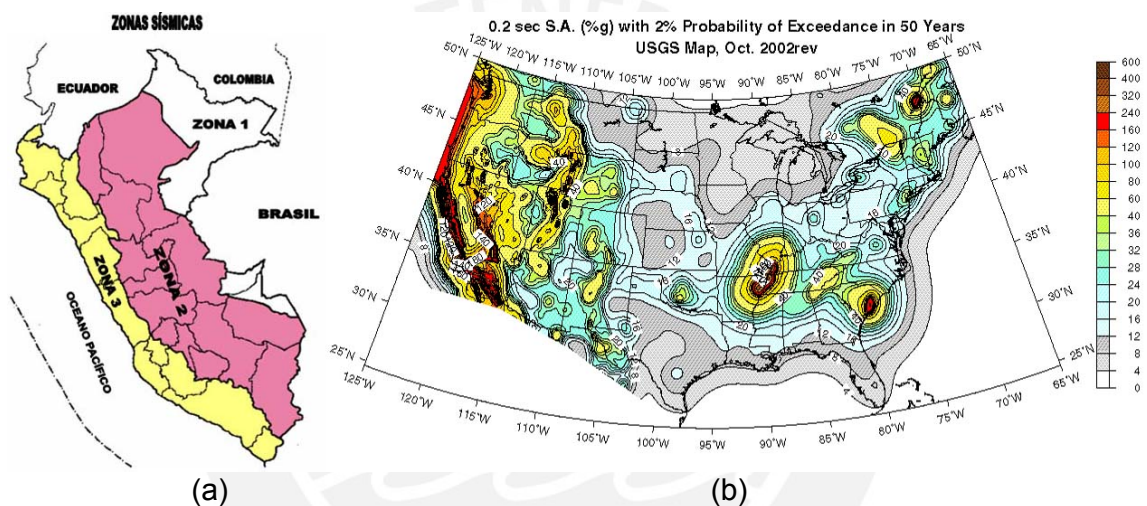


Figura 2.1.1. Mapas de Zonificación e Isoaceleraciones Espectrales del código peruano y del IBC 2000, respectivamente.

Esta modificación con respecto a la aceleración en el IBC 2000, fue establecida debido a que se hizo evidente que el diseño mediante una aceleración con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años utilizada en anteriores códigos de diseño sísmico de los EEUU, subestimaba considerablemente la aceleración que realmente se presenta en zonas de alta sismicidad y cercanas a fallas sísmicas, como California. Algunos diseñadores piensan que el uso del MCE, genera un espectro de aceleraciones que conduce a un diseño económicamente alto y no justificable en zonas de baja sismicidad, como en el Este y Centro de los EEUU.

2.1.2 Condiciones Geotécnicas

La geología del lugar y las características del suelo tienen una gran influencia en el movimiento del terreno, ya que la aceleración en la base rocosa del emplazamiento de una obra, se ve modificada al pasar por los estratos de suelo hasta llegar a la cimentación de la estructura. Esto se debe a que el suelo actúa como un filtro, de modo que ajusta algunas características de la onda a sus propiedades dinámicas, con efectos de amplificación o atenuación de los movimientos, en combinación con

otros factores, como el espesor del suelo y las características de amplitud y frecuencia de los movimientos originales.

Para determinar la posible respuesta del terreno ante un sismo, primero deben determinarse las propiedades dinámicas de los diferentes tipos de suelos, como son el módulo de cortante y el amortiguamiento, los cuales están interrelacionados con la densidad, la velocidad de onda de corte, el módulo de Poisson, etc.

En la norma NTE-E.030 2003 la influencia del suelo en el movimiento sísmico está representada por el *Factor de Suelo* S , el cual es mayor conforme el suelo se hace más blando. Por lo tanto la aceleración máxima que recibe una estructura en su base será el producto ZS .

Así mismo, en los códigos de diseño sísmico estudiados se establecen parámetros adicionales que dependen del tipo de suelo, como por ejemplo, los períodos que limitan la plataforma horizontal del espectro de aceleraciones. En la norma peruana, esta plataforma está limitada por un período igual a cero por la izquierda, y un período T_p por la derecha, el cual es mayor cuánto más blando es el suelo.

Las demás normas estudiadas limitan la plataforma horizontal del espectro de la misma manera, en algunos casos con un período mayor que cero por la izquierda, lo que hace que para períodos cortos el espectro tenga una rama con cierta pendiente hasta alcanzar la plataforma horizontal.

Por otro lado, el código sísmico de Chile [Ref. 11] presenta un espectro que no posee plataforma horizontal para la aceleración máxima, sino que este alcanza un valor máximo de aceleración únicamente en el instante T_0 , cuyo valor depende del tipo de suelo.

El UBC 1997 [Ref. 12] y el IBC 2000 [Ref. 13], consideran el efecto del suelo mediante dos factores, uno para la zona de aceleraciones (períodos cortos) y otro para la zona de velocidades (períodos largos) del espectro. En el IBC 2000 estos factores están representados por F_a y F_v , mientras que en el UBC 1997 se representan por C_a y C_v , respectivamente.

En el caso del IBC 2000, los valores de los factores F_a y F_v para suelos blandos se reducen conforme la aceleración de la roca aumenta (ver Tabla A1.7 del Anexo 1). Además los factores para períodos de 1 segundo son mayores que aquellos para períodos cortos, puesto que los suelos blandos generalmente amplifican más la aceleración de la roca a períodos largos que a períodos cortos.

Los factores C_a y C_v de amplificación del suelo del UBC 1997, están definidos en términos del tipo de suelo y del factor de sitio Z . Los valores de C_a/Z y C_v/Z del UBC 1997 son análogos a los factores F_a y F_v del IBC 2000, respectivamente.

2.1.3 Factor de Amplificación Dinámico

La estructura amplifica la aceleración que recibe en su cimentación, en función de su periodo fundamental de vibración de acuerdo a la forma del espectro. En los códigos, esta amplificación depende, además del período de la estructura, de las características del suelo de cimentación.

La norma NTE-E.030 2003 considera esta amplificación mediante el factor C . Es decir, que la aceleración de respuesta de una estructura queda definida por el producto ZSC .

En la norma chilena se utiliza un coeficiente de amplificación α en el análisis dinámico, el cual es dependiente del período fundamental de la estructura y de un período característico de cada tipo de suelo, en el cual se produce la máxima amplificación. Para el caso estático, la amplificación es considerada dentro del denominado Coeficiente Sísmico de ese código (ver Tabla A1.2 del Anexo 1).

En la norma turca [Ref. 20], este efecto es considerado mediante el coeficiente espectral (ver Tabla A1.5 del Anexo 1).

En la Figura 2.1.2 se aprecian los coeficientes sísmicos de Perú, Chile y Turquía a lo largo del espectro.

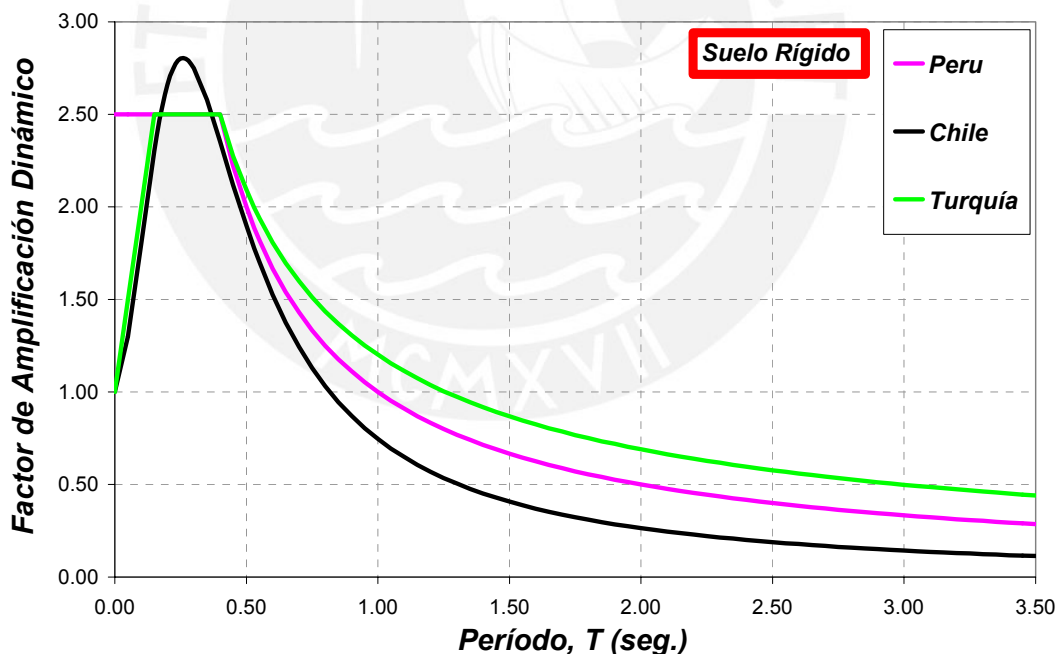


Figura 2.1.2. Comparación de los Factores de Amplificación Dinámicos de los códigos de Perú, Chile y Turquía, para suelo rígido.

En los demás códigos estudiados, el efecto que tiene la estructura de amplificar la aceleración que recibe en su base, no está representado por un coeficiente específico, sino que está incluido dentro de los espectros de aceleración, lo cual es notorio al observar que en las definiciones de dichos espectros intervienen tanto el período fundamental de la estructura, como también los períodos relacionados al tipo de suelo.

2.1.4 Factor de Uso o Importancia

Los objetivos del diseño sismorresistente se definen en función del desempeño estructural que debe tener cierto tipo de edificio en cada sismo de diseño. El desempeño deseado depende directamente de la importancia del edificio, y según el SEAOC se tienen tres tipos de edificaciones: edificaciones comunes, edificaciones esenciales que deben funcionar en una emergencia (como por ejemplo, hospitales) y edificaciones de seguridad crítica (como plantas de procesamiento nuclear).

En la Tabla 2.1.1 se muestra el desempeño mínimo que deben tener estos tres tipos de edificios para cuatro niveles de diseño considerados.

Tabla 2.1.1. Desempeño de edificios comunes, esenciales y de seguridad crítica.

		NIVEL DE DESEMPEÑO			
		Completamente Operacional	Operacional	Supervivencia	Cerca al Colapso
SISMO DE DISEÑO	Sismo Frecuente (43 años)	Edificación Común			
	Sismo Ocasional (72 años)	Edificación Esencial	Edificación Común		
	Sismo Raro (475 años)	Edificación de Seguridad Crítica	Edificación Esencial	Edificación Común	
	Sismo muy Raro (970 años)	Edificación de Seguridad Crítica	Edificación de Seguridad Crítica	Edificación Esencial	Edificación Común

A pesar de la multiplicidad de objetivos de desempeños y lo complicado que resulta tratar de satisfacerlos, los códigos sólo consideran un *Factor de Uso o Importancia* que modifica el espectro de acuerdo con el grupo de uso en que se encuentre la edificación. Así se le otorga un nivel de desempeño más confiable a la estructura, asumiendo que esto se consigue reduciendo las demandas de ductilidad del sistema para sismos raros o muy raros, o limitando el inicio del comportamiento inelástico para sismos moderados u ocasionales.

En general, cuánto más importante sea el uso para el cual está destinada la estructura, tanto mayor será el valor de este coeficiente, aumentando así su resistencia.

En la mayoría de los casos el valor del *Factor de Uso*, varía entre 1 para edificaciones comunes, a 1.5 para edificaciones de seguridad crítica, aunque en algunos casos puede tomar valores menores de 1 para estructuras o construcciones provisionales.

En la norma NTE-E.030 2003 este valor es representado por el factor U , por lo que tenemos que la aceleración de la estructura considerando su importancia es $ZUSC$.

2.1.5 Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas

Las fuerzas laterales de diseño que prescriben los códigos de diseño sísmico, son típicamente menores que las que se requerirían para mantener a una estructura en el rango elástico durante un evento sísmico severo.

Para reducir las fuerzas que impondría un sismo severo, los códigos utilizan los llamados *Factores de Reducción de Fuerzas Sísmicas*, que tienen en cuenta tanto la capacidad de disipación de energía por ductilidad, como la sobrerresistencia que presentan las estructuras. Así pues, el *Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas*, R , puede expresarse como el producto de las componentes de ductilidad, R_μ , y reducción por sobrerresistencia, R_S :

$$R = R_\mu \cdot R_S \quad (2.1.1)$$

El componente del *Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas* que toma en cuenta la ductilidad de la estructura, R_μ , es definido como el cociente entre la fuerza máxima impuesta por el sismo en una estructura ideal elástica, $F(\mu = 1)$ y la resistencia de una estructura real, que tiene incursiones en el rango inelástico, $F(\mu = \mu_i)$ [Ref. 23].

$$R_\mu = \frac{F(\mu = 1)}{F(\mu = \mu_i)} \quad (2.1.2)$$

Algunos estudios efectuados [Ref. 21] han demostrado que el factor R_μ depende de la máxima demanda tolerable de ductilidad de desplazamiento, del período del sistema estructural y de las características del suelo en el emplazamiento de la edificación.

Para estructuras de período medio y largo, se ha probado que el cociente entre el desplazamiento de una estructura ideal elástica y el desplazamiento de una estructura con resistencia reducida es cercano a la unidad. Por tanto, para este rango de períodos se puede demostrar que se cumple la siguiente relación entre la ductilidad de desplazamiento, μ , y el factor R_μ :

$$R_\mu = \mu \quad (2.1.3)$$

Mientras que para estructuras de período corto, en la zona de aceleraciones del espectro, asumiendo que la energía máxima que alcanza la estructura ideal elástica es similar a la energía disipada por la estructura de comportamiento inelástico, se obtiene la siguiente relación:

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \quad (2.1.4)$$

Investigaciones realizadas por J. B. Merril [Ref. 14], señalan que el criterio de iguales desplazamientos puede ser aceptado para estructuras cuyo período fundamental, T , es mayor que 0.7 segundos, y propone las siguientes relaciones para todo el rango de períodos:

$$R_{\mu} = 1 + (\mu - 1) \frac{T}{0.7} \quad \text{para } 0 \leq T \leq 0.7 \text{ seg.} \quad (2.1.5)$$

$$R_{\mu} = \mu \quad \text{para } T > 0.7 \text{ seg.} \quad (2.1.6)$$

Estudios realizados por Miranda [Ref. 22], indican que el *Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas* depende considerablemente de la relación entre el período fundamental de la estructura y el período predominante del suelo (T/T_s), sobre todo en emplazamientos donde el suelo es muy blando.

Con respecto a R_s , es difícil de cuantificar, por lo que resulta complicado establecer sus valores en los códigos.

Los niveles de reducción especificados en los códigos sísmicos, están basados en estudios teóricos y fundamentalmente en observaciones del desempeño de diferentes sistemas estructurales durante eventos sísmicos.

En la norma NTE-E.030 2003 el *Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas* es representado por R , con lo que el coeficiente sísmico de este código queda definido como $ZUSC/R$. Para su selección se debe tener en cuenta el tipo de sistema estructural y el tipo de material con los que cuenta la estructura, y en caso de que ésta no calificase como regular, se debe tomar un factor igual a los $\frac{3}{4}$ de R . Criterios similares son aplicados en las normas de Colombia [Ref. 1] y EEUU [Ref. 12 y 13] para la selección del factor R .

En los códigos mexicanos [Ref. 26 y 30], se tiene un *Factor de Comportamiento Sísmico*, Q , que depende del tipo de material, del tipo de sistema estructural, y de la regularidad del sistema tanto en planta como en elevación, y varía entre 1 y 4. El *Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas*, Q' , depende tanto de Q , como también del período fundamental de la estructura, T , y del período que limita por la derecha la plataforma horizontal del espectro, T_a , que es determinado de acuerdo al tipo de suelo sobre el que se erige la estructura (ver Tabla A1.4 del Anexo 1). La Figura que sigue muestra la variación del factor Q' , para distintos suelos.

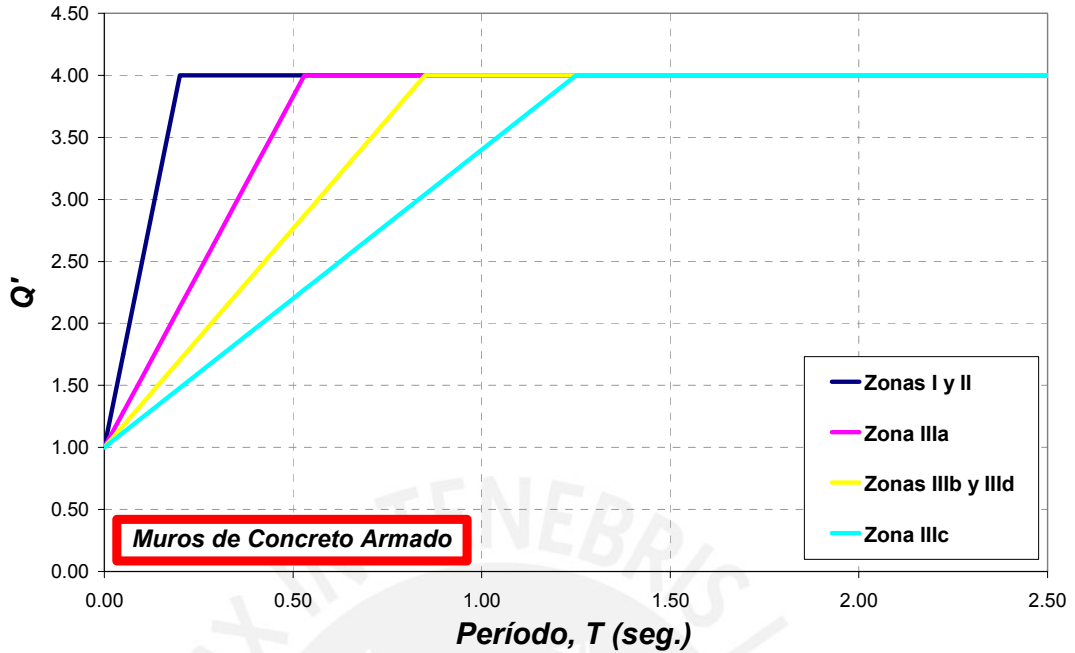


Figura 2.1.3. Factor de Reducción del código de México para distintos tipos de suelo.

En el código de Turquía [Ref. 20], el factor de reducción $R_a(T)$ depende tanto del factor R , que se obtiene de acuerdo al sistema estructural y material del sistema, como del período fundamental de la estructura, T , y del período en el cual se alcanza la plataforma horizontal del espectro de aceleraciones, T_A , correspondiente a los diferentes tipos de suelo (ver Tabla A1.5 del Anexo 1).

La Figura 2.1.4 muestra la variación del factor $R_a(T)$, para distintos tipos de suelos.

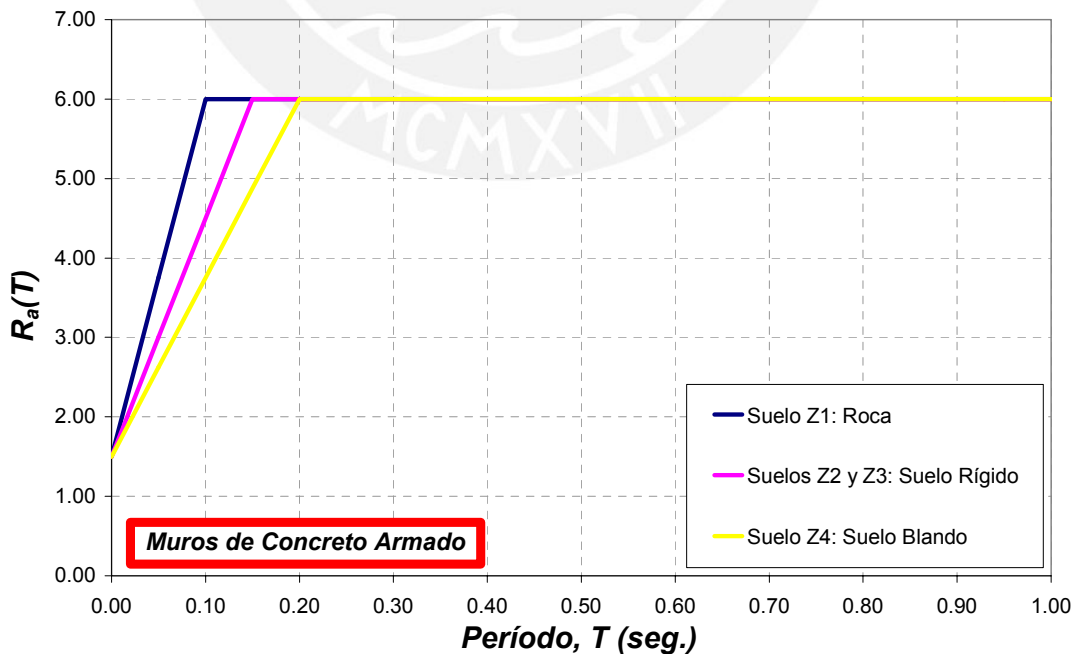


Figura 2.1.4. Factor de Reducción del código de Turquía para distintos tipos de suelo.

En el código chileno [Ref. 11], se tienen dos tipos de factores de reducción denominados *Factores de Modificación de la Respuesta*, que dependen del tipo de sistema estructural y material. El primero, R , es aplicable sólo al análisis estático, mientras que el segundo, R_0 , es solamente aplicable al análisis dinámico, y se utiliza para el cálculo del *Factor de Reducción Dinámico*, R'' , que depende así mismo, tanto del período del modo con mayor masa traslacional del sistema en la dirección de análisis, como también del período predominante del movimiento del suelo, para el cual se presenta la máxima aceleración en el espectro (ver Tabla A1.2 del Anexo 1).

La Figura 2.1.5 muestra el factor de reducción de fuerzas sísmicas del código chileno en función del período fundamental de la estructura, para distintos tipos de suelo. Vemos que el factor R'' , puede llegar a tomar valores muy elevados para períodos largos (entre 9 a 11), aunque en la práctica esto no se da porque este código establece una fuerza mínima, tanto para el diseño de los elementos estructurales, como para el control de los desplazamientos laterales.

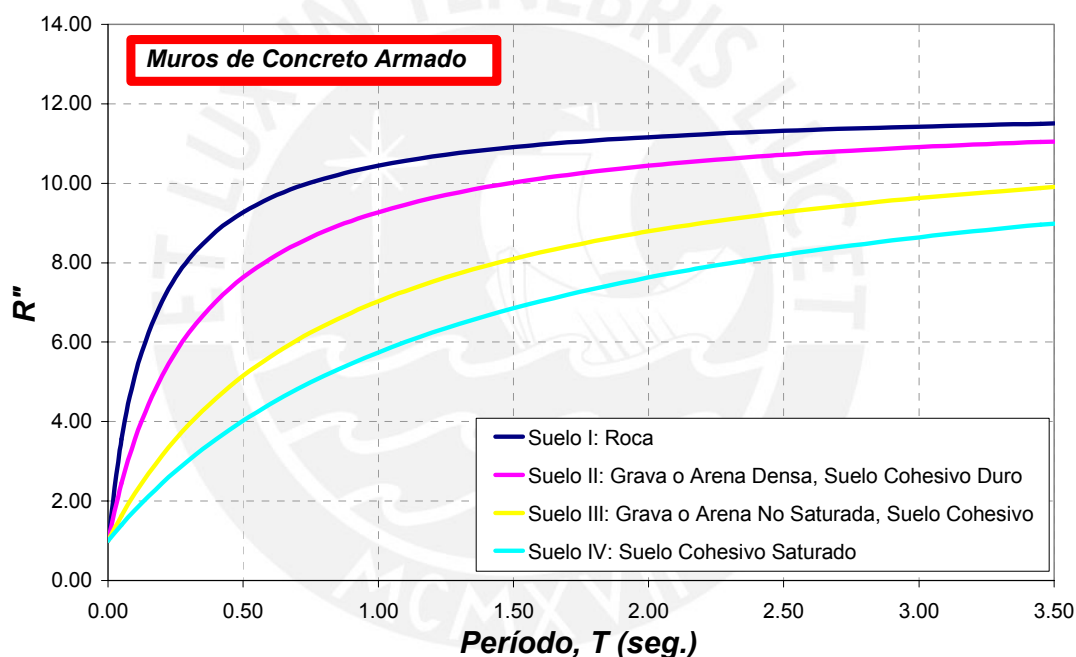


Figura 2.1.5. Factor de Reducción del código de Chile para distintos tipos de suelo.

2.1.6 Métodos de Análisis

2.1.6.1 Análisis Estático

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en los centros de masas de cada piso, en dos direcciones ortogonales. Estas fuerzas se obtienen distribuyendo en cada nivel, la fuerza cortante en la base de la estructura, calculada a partir de los parámetros definidos líneas atrás. En este análisis no es necesario el cálculo del período fundamental de vibración de una manera precisa, ya que los códigos establecen fórmulas aproximadas para la estimación del mismo.

Cabe señalar que los reglamentos limitan el uso de este procedimiento de cálculo, a estructuras de poca altura y sin irregularidades en planta y/o elevación.

2.1.6.2 Análisis Dinámico

En este tipo de análisis los códigos permiten el Análisis Modal Espectral, y el Análisis Tiempo – Historia, para cualquier edificación. El primero de ellos es el más utilizado y consiste en la aplicación de las fuerzas sísmicas a la estructura, deducidas en base a un espectro de aceleraciones.

Este método implica el uso simultáneo de modos de vibrar, pero en la mayoría de códigos se establece como requisito que se considere al menos un número de modos, tal que se garantice que el 90% de la masas efectivas de la estructura participen en el cálculo de la respuesta, para cada dirección horizontal principal. La respuesta hallada para cada modo, debe ser combinada luego por algún criterio de combinación, como por ejemplo la combinación cuadrática completa (CQC) o la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (RCSC). Este tipo de análisis es muy fácil de emplear hoy en día con la ayuda de programas de cómputo.

2.1.7 Otras Consideraciones Importantes

Los códigos estudiados establecen algunos aspectos adicionales que son importantes para la elección de los parámetros del cálculo de la demanda, y el tipo de análisis. Entre algunas consideraciones tenemos:

2.1.7.1 Configuración Estructural

Las estructuras se clasifican como irregulares o regulares, según se tenga o no algún tipo de irregularidad en elevación o en planta. Los tipos de irregularidades que podemos encontrar en elevación son piso blando, irregularidad en masa, irregularidad geométrica vertical, discontinuidad en los sistemas resistentes, etc. Mientras que en planta encontramos irregularidades del tipo torsional, esquinas entrantes, discontinuidad del diafragma, entre otras.

2.1.7.2 Efectos de Torsión

En el cálculo de la respuesta se debe considerar los efectos de torsión que surgen debido a la no coincidencia del centro de masas con el centro de rigideces en cada piso. Para considerar este efecto, los reglamentos de diseño estudiados suponen que esta excentricidad es igual a más o menos el 5% de la dimensión del edificio perpendicular a la dirección de la acción de la fuerza sísmica.

2.1.7.3 Efectos de Segundo Orden o P-Delta

El efecto P-Delta ocurre por acción de la carga vertical que actúa sobre una edificación, generando momentos adicionales debido al desplazamiento lateral producido por el sismo. Este efecto por lo tanto, introduce una deflexión lateral adicional en la estructura. Los códigos evalúan si este efecto debe ser considerado mediante el coeficiente de estabilidad, que es la relación entre el momento $P-\Delta$, y el momento en un nivel debido a carga lateral: $\Theta = P_i \Delta_i / V_i h_i$. Si el coeficiente de

estabilidad en cualquier nivel es mayor de 0.1, el efecto P-Delta debe ser tomado en cuenta en el cálculo de los desplazamientos, y si supera el valor de 0.3 la estructura es potencialmente inestable y deberá rigidizarse.



2.2 Comparación de los Coeficientes Sísmicos en los Códigos Analizados

Se define como Coeficiente Sísmico al cociente entre la fuerza cortante basal y el peso de la estructura.

Los coeficientes sísmicos de los códigos estudiados, se comparan de 4 formas: una suponiendo comportamiento elástico, y las otras 3 considerando comportamiento inelástico, con estructuras de concreto armado y sistemas estructurales de muros, de pórticos y dual, respectivamente.

Todas estas estructuras son de uso común y se ubicaron en la zona de mayor sismicidad del código peruano, con una aceleración de la roca igual a 0.4g, sobre suelo rígido (salvo en uno de los casos para el Distrito Federal de México donde se uso suelo blando por tratarse del caso más desfavorable de dicho código). El factor de reducción de fuerzas sísmicas tiene un valor igual a 1 para la comparación elástica, y para los otros 3 sistemas estructurales dicho factor fue elegido según lo especificado en cada código.

En el Anexo 1 se presenta un resumen de los parámetros y ecuaciones utilizados en los códigos estudiados para obtener los coeficientes sísmicos respectivos.

Como podemos ver en la Figura 2.2.1, los espectros elásticos de aceleraciones son muy similares para la mayoría de códigos, salvo para México. El coeficiente sísmico elástico del IBC 2000 es el que alcanza un mayor valor con 1.20g, seguido por el de la norma chilena con 1.10g. Los coeficientes sísmicos elásticos de los códigos de Perú, Colombia, Turquía y el UBC 1997 alcanzan un valor máximo igual a 1.00g, e incluso los espectros de las normas peruana y el UBC 1997 son casi los mismos, salvo por el tramo creciente al inicio del espectro del código norteamericano.

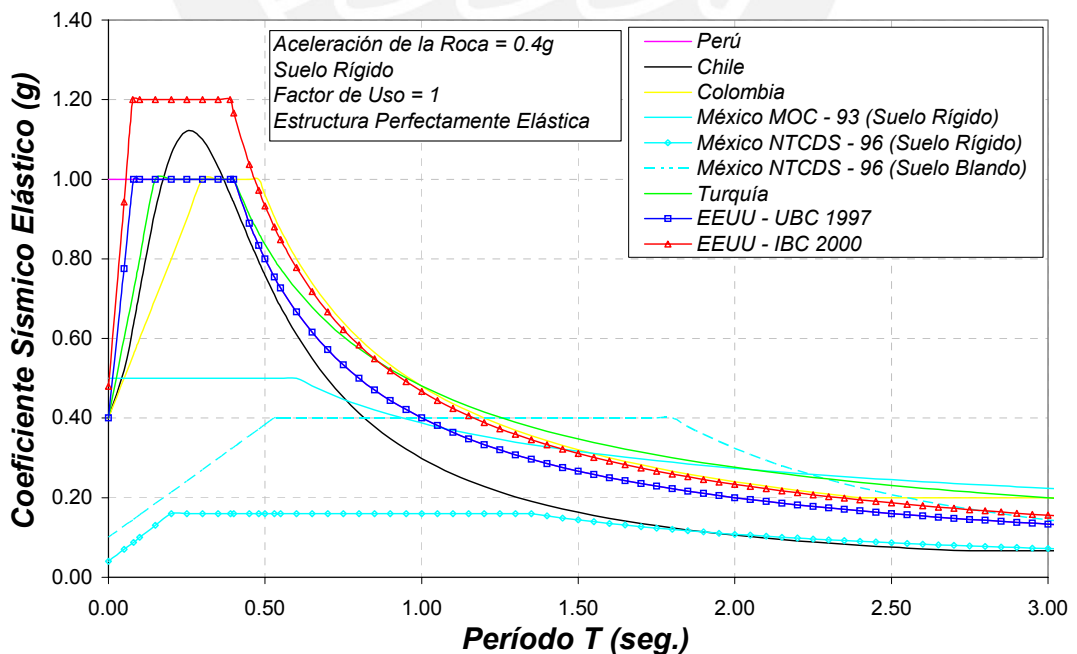


Figura 2.2.1 Coeficiente Sísmico Elástico según los códigos, para suelo rígido y edificaciones comunes (el espectro del código peruano está oculto por el del UBC 1997).

Se aprecia que las máximas aceleraciones elásticas de los códigos mexicanos son muy inferiores a las de los demás códigos, por lo que es comprensible que los factores de reducción de dichas normas sean también de menor magnitud.

En la Figura 2.2.2 se muestran los coeficientes sísmicos de diseño para un edificio de sistema estructural conformado por muros de concreto.

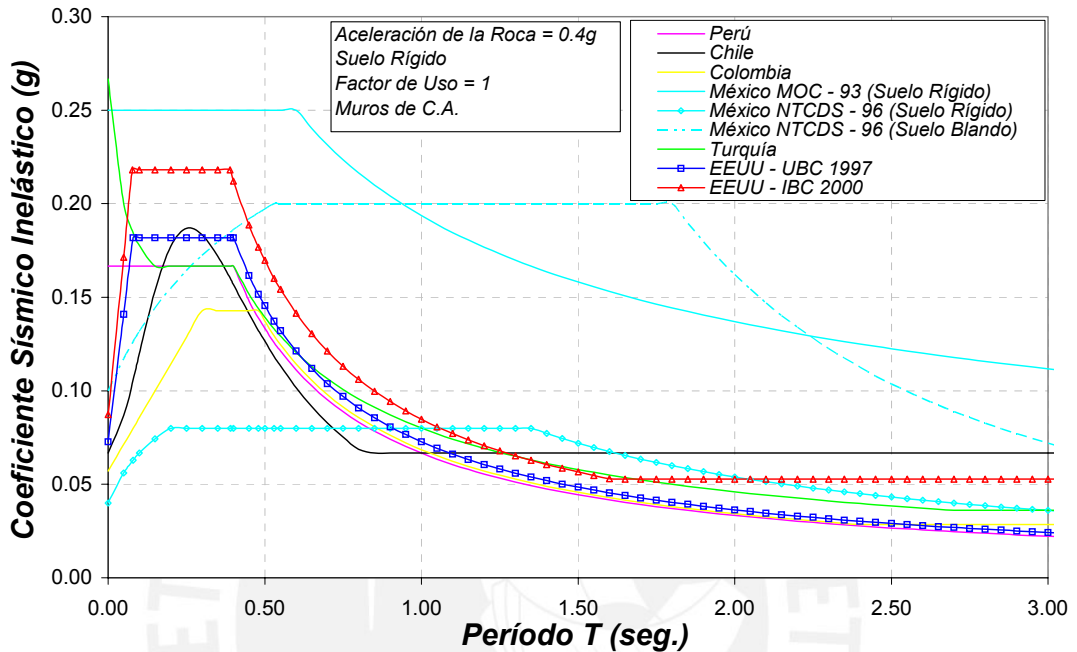


Figura 2.2.2 Coeficiente Sísmico Inelástico según los códigos, para suelo rígido, edificaciones comunes y con sistema estructural conformado por muros de C.A.

Vemos que en la zona de períodos cortos, las demandas de los códigos de Chile, UBC 1997, Turquía y Perú son muy similares, mientras que las del IBC 2000 son mayores y las de Colombia algo menores.

Caso aparte son los espectros de México, ya que para suelo rígido se aprecia que las demandas del MOC-93 son bastante mayores que las de los códigos de los demás países, mientras que las de la NTCDS-96 son muy inferiores. Las plataformas horizontales bastante amplias de los códigos mexicanos nos indican que estos están avocados a la protección de estructuras con períodos bastante largos, sobre todo en el Distrito Federal.

En la zona de períodos largos, los coeficientes de diseño de los códigos de Chile, IBC 2000, Turquía, y Colombia alcanzan un valor mínimo que se mantiene constante con el incremento del período. Esto se debe a que dichos códigos exigen que se cumpla con un valor mínimo de fuerza cortante en la base, inclusive para el cálculo de los desplazamientos laterales. Las mismas consideraciones son tomadas en el código mexicano, mientras que la norma peruana y el UBC 1997 no toman en cuenta tales exigencias para la obtención de desplazamientos.

En el Anexo 2 pueden encontrarse curvas similares para las estructuras conformadas por pórticos de concreto y sistema estructural dual en las Figuras A2.1 y A2.2 respectivamente.

2.3 Desplazamientos Laterales y Tolerancias

2.3.1 Procedimiento de Cálculo de la Deriva y Tolerancias

El desplazamiento lateral relativo es la diferencia de los desplazamientos laterales entre dos niveles consecutivos, producidos por la aplicación sobre la estructura de las solicitaciones sísmicas y se determina como:

$$\Delta_i = \delta_i - \delta_{i-1} \quad (2.3.1)$$

donde:

Δ_i : desplazamiento lateral relativo del nivel i .

δ_i, δ_{i-1} : desplazamientos laterales en los niveles i e $i-1$, respectivamente.

Estos desplazamientos laterales incluyen las deformaciones por traslación directa y traslación por torsión, y de ser necesario deben considerarse también los efectos de segundo orden o *P-Delta*.

El código chileno establece sus tolerancias para los desplazamientos elásticos obtenidos con solicitaciones sísmicas reducidas. Sin embargo, los demás códigos establecen sus límites para los desplazamientos máximos inelásticos, que se estiman amplificando los desplazamientos elásticos por un factor.

En el caso del código peruano el valor del factor de amplificación de desplazamientos es $0.75 R$. El mismo principio siguen los códigos mexicanos, donde el factor usado es Q' . El UBC 1997 toma un factor igual a $0.7 R$, mientras que el IBC 2000 tiene un factor de amplificación de deflexiones C_d que depende del tipo de sistema estructural y material de la edificación, y es menor que el factor de reducción de fuerzas sísmicas R , siendo C_d / I el factor final por el cual se amplifican los desplazamientos, donde I es el factor de uso o importancia. El código de Colombia toma un factor de amplificación de desplazamientos igual a R .

El reglamento de Turquía, considera los dos criterios señalados líneas atrás, para el control de las derivas de entrepiso, mediante las fórmulas que aparecen en las Tablas 2.2.1 y 2.2.2. Para el control de los desplazamientos inelásticos, se toma un factor de amplificación de desplazamientos igual al factor de reducción, $R_d(T)$.

En las Tablas 2.2.1 y 2.2.2, se listan los criterios que tienen los códigos presentados, para establecer los límites de la deriva de entrepiso. Como podemos ver estos límites dependen en algunos casos del material predominante de la estructura, de su importancia o uso, y de su período fundamental o altura.

Tabla 2.2.1. Límites de la Deriva de Entrepiso en los códigos que limitan los Máximos Desplazamientos Esperados.

País	Código	Criterio				
Perú	NTE E-030 2003	Material Predominante		Δ_i/h_i		
		Concreto Armado		0.007		
		Acero		0.010		
		Albañilería		0.005		
		Madera		0.010		
Colombia	NSR-98	Material Predominante		Δ_i/h_i		
		Concreto reforzado, metálicas y de madera		0.010		
		Mampostería		0.005		
México	MOC-93	Los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las acciones sísmicas, no excederán 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será de 0.012.				
	NTCDS-96					
Turquía	SSBDA 1997	$\Delta_i/h_i \leq 0.02$				
EEUU	UBC 1997	Período Fundamental		Δ_i/h_i		
		< 0.7 seg.		0.025		
		≥ 0.7 seg.		0.020		
	IBC 2000	Tipo de Estructura		Grupo de Uso		
				I	II	III
		Edificios que no sean de muros de corte de albañilería o muros y pórticos de albañilería, de 4 pisos o menos con tabiques, cielos rasos, y paredes exteriores e interiores que han sido diseñadas para recibir de una manera adecuada las derivas de entrepiso.		0.025	0.020	0.015
		Muros de corte de albañilería en voladizo.		0.010	0.010	0.010
		Otros muros de corte de albañilería.		0.007	0.007	0.007
		Muros y pórticos de albañilería.		0.013	0.013	0.010
Otros tipos de estructuras.		0.020	0.015	0.010		

Tabla 2.2.2. Límites de la Deriva de Entrepiso en los Códigos que limitan los desplazamientos obtenidos con las fuerzas reducidas.

País	Código	Criterio
Chile	NCh 433.Of96	<ul style="list-style-type: none"> El desplazamiento relativo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0.002. El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en cualquier punto de la planta en cada una de las direcciones de análisis, no debe exceder en más de 0.001h al desplazamiento relativo correspondiente medido en el centro de masas, en donde h es la altura de entrepiso.
Turquía	SSBDA 1997	$\Delta_i/h_i \leq 0.0035$

2.3.2 Desplazamiento Esperado

Denominaremos *Desplazamiento Esperado*, DE , a los desplazamientos inelásticos que se estiman para una estructura analizada según un código determinado.

Si representamos a los desplazamientos obtenidos con fuerzas reducidas por Sd_R , entonces el desplazamiento esperado se calculará como:

$$DE = Sd_R \cdot \psi \tag{2.3.2}$$

donde ψ es el factor de amplificación de desplazamientos elásticos de cada norma, tal como se muestra en la tabla siguiente:

Norma	ψ
Perú	$0.75R$
Colombia	R
México	Q'
Turquía	$Ra (T)$
UBC 1997	$0.7R$
IBC 2000	C_d / I

Similarmente, si representamos a los desplazamientos obtenidos con fuerzas sin reducir por, Sd , tendremos que:

$$DE = Sd \cdot K \tag{2.3.3}$$

donde K se deduce de la tabla anterior, obteniéndose:

Norma	K
Perú	0.75
Colombia	1.00
México	1.00
Turquía	1.00
UBC 1997	0.70
IBC 2000	$C_d / (I \cdot R)$

2.4 Comparación de los Espectros de Desplazamiento en los Códigos Analizados

A partir de los coeficientes sísmicos hallados en el acápite 2.2, se obtienen los espectros de desplazamiento, S_d , dividiendo los espectros de aceleraciones, S_a , entre ω^2 , siendo ω la frecuencia circular de vibración ($\omega = 2\pi / T$).

La Figura 2.3.1 muestra los espectros de desplazamiento espectral, S_d , para estructuras perfectamente elásticas.

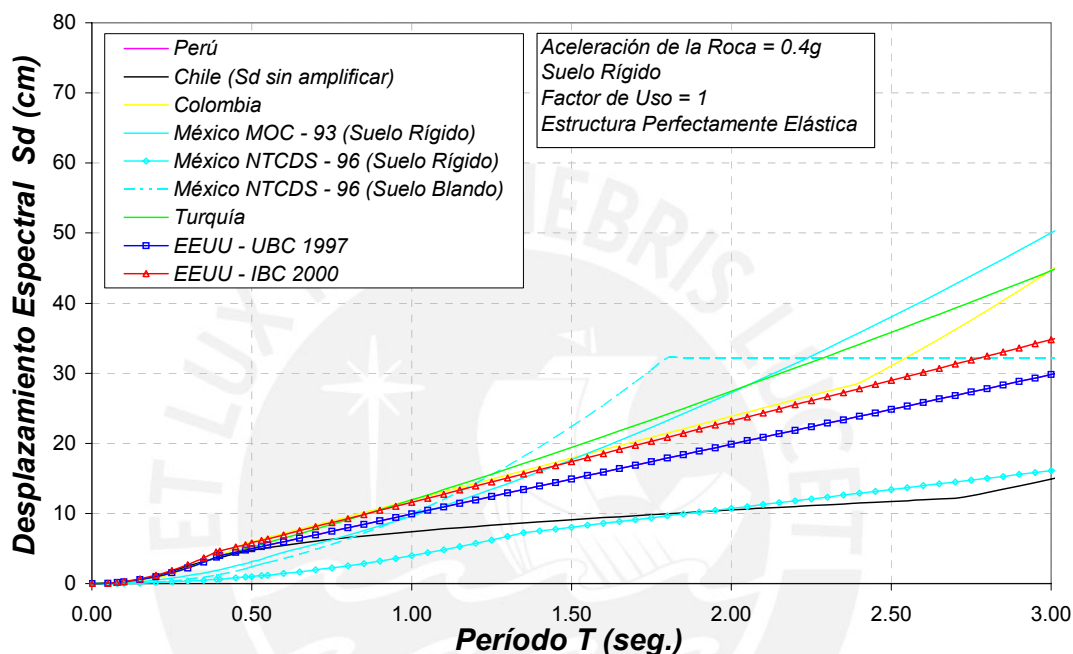


Figura 2.3.1 Desplazamiento Espectral, S_d , según los distintos códigos, obtenido utilizando un factor de reducción de fuerzas sísmicas igual a 1, (el espectro peruano se encuentra oculto por el del UBC 1997).

Podemos observar que los desplazamientos del UBC 1997 y del código del Perú son prácticamente los mismos, debido a que como vimos en la Figura 2.2.1 los espectros del coeficiente sísmico elástico de ambas normas son iguales, salvo para períodos inferiores a los 0.08 segundos donde el coeficiente sísmico del código norteamericano es menor al del código peruano, obteniéndose por esa razón mayores desplazamientos para el reglamento de nuestro país en esa zona del espectro.

En la misma figura podemos apreciar que en la zona de períodos cortos (más o menos hasta 1 segundo de período) los desplazamientos obtenidos con el IBC 2000 y el código de Colombia son los mayores. Mientras que para la zona de períodos largos los mayores desplazamientos se obtienen con los códigos de Turquía, el MOC-93 de México y la NTCDS-96 de México para suelo blando, para períodos comprendidos entre los 1.25 y 2.25 segundos.

En el caso de la NTCDS-96 de México para suelo blando, a partir de los 1.8 segundos de período, se alcanza un valor máximo de desplazamiento espectral, el cual se mantiene constante para períodos mayores. Esto se debe a que a partir de

los 1.8 segundos empieza la rama descendente del espectro de aceleraciones, la cual es función de $1/T^r$, siendo r un factor que depende del tipo de suelo, y que en este caso es igual a 2, por lo cual al dividirse el espectro de aceleraciones por la frecuencia circular de vibración elevada al cuadrado, $(2\pi/T)^2$, el valor de los desplazamientos se hace constante.

Las Figura 2.3.2 presenta los espectros de desplazamiento esperado, DE , para las estructuras de muros de concreto armado.

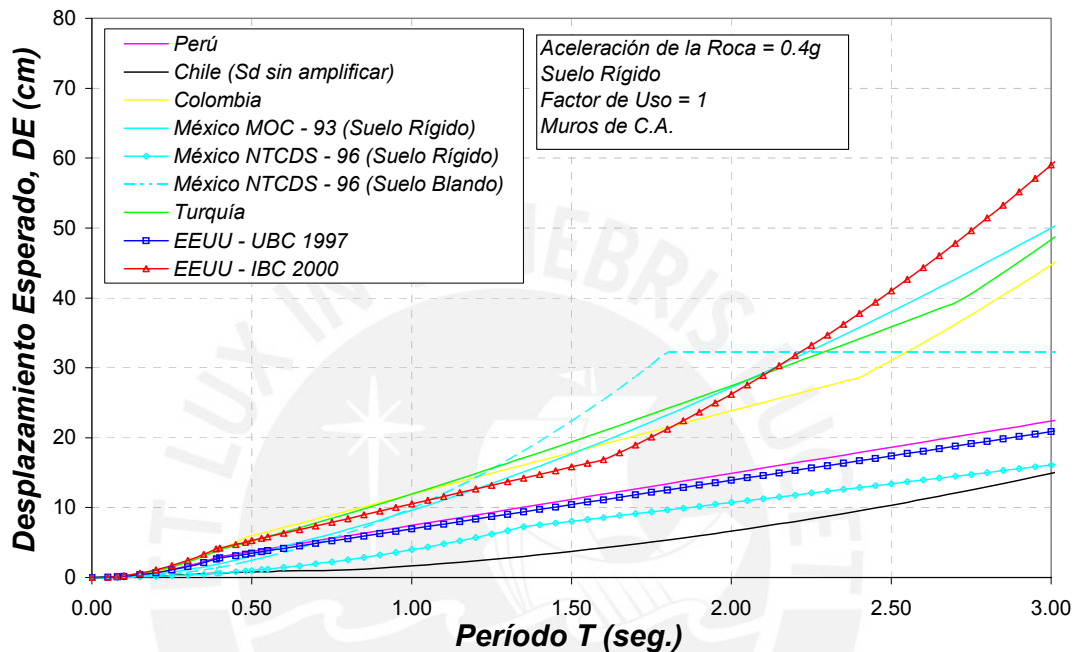


Figura 2.3.2 Espectros de Desplazamiento Esperado, DE , según los distintos códigos, para edificaciones con sistema estructural de muros de concreto armado. (Los desplazamientos espectrales, S_d , del código de Chile no han sido amplificados).

Con respecto a los desplazamientos obtenidos empleando la norma peruana, podemos decir que son muy similares a los que se obtienen con el UBC 1997, aunque algo mayores debido a que a pesar de que ambos códigos tienen prácticamente el mismo coeficiente sísmico elástico, los desplazamientos obtenidos con la norma peruana y el UBC 1997 se amplifican por 0.75 y 0.7 veces su factor de reducción, respectivamente.

El espectro de desplazamientos del código chileno se muestra sin amplificar en la Figura 2.3.2, ya que los límites de la deriva de entrepiso de ese código se refieren a dichas deflexiones. A pesar de eso, nótese cómo a medida que aumenta el período, el espectro de desplazamientos de Chile se acerca al de los códigos peruano, UBC 1997 y la NTCDS-96 de México para suelo rígido, cuyos espectros sí están amplificados.

En el Anexo 2, se muestran los espectros de desplazamientos para las estructuras de concreto conformadas por pórticos y sistema estructural dual en las Figuras A2.3 y A2.4, respectivamente.

En la Figura 2.3.3 se muestra la relación existente entre los desplazamientos espectrales, S_d , obtenidos con la norma peruana y con los demás códigos empleados.

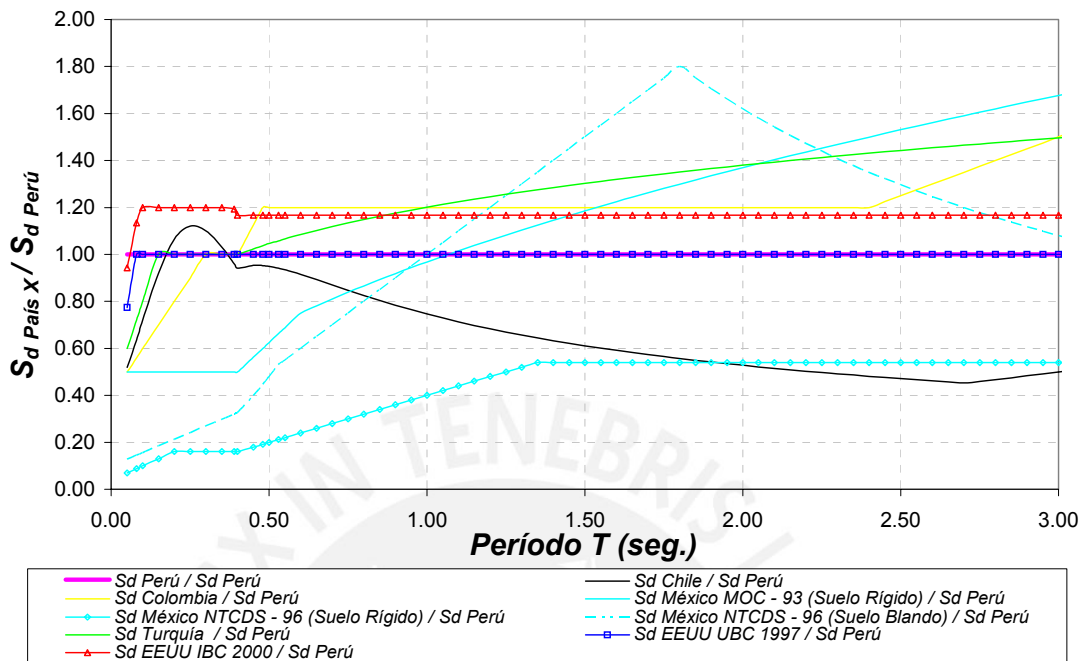


Figura 2.3.3. Comparación entre los desplazamientos espectrales, S_d , según la norma peruana NTE-E.030 (2003) y los demás códigos, para la estructura de comportamiento ideal elástico.

Para la estructura ideal elástica los desplazamientos del UBC 1997 son iguales a los de la norma peruana a partir de los 0.08 segundos. Esto era de esperarse, ya que vimos en la Figura 2.2.1 que los coeficientes sísmicos elásticos de ambos códigos eran iguales a partir de dicho período.

Así mismo, hasta los 0.4 segundos de período los desplazamientos de la norma de Chile varían entre 0.5 a 1.1 veces los de la norma peruana, mientras que los de Turquía llegan a ser de la misma magnitud que los de nuestro código. Mientras tanto, los de Colombia varían entre 0.5 hasta un valor igual que los del reglamento peruano. Los desplazamientos del IBC 2000 son 1.2 veces los del código peruano en esta zona del espectro y los del MOC-93 de México para suelo rígido son 0.5 veces los de la norma peruana.

Más o menos a partir de los 0.5 segundos los desplazamientos de la norma colombiana se hacen constantes hasta un período igual a 2.4 segundos, y son 1.2 veces los obtenidos con el código peruano. Después de los 2.4 segundos los desplazamientos del código colombiano se hacen cada vez mayores.

A partir de los 0.4 segundos los desplazamientos del código de Turquía se hacen cada vez mayores y varían entre 1 a 1.5 veces los del código peruano.

Para los códigos de México, los desplazamientos del MOC-93 son mayores que los del Perú a partir de los 1.1 segundos. Los desplazamientos de la NTCDS-96 para suelo blando son mayores que los de la norma peruana a partir de 1 segundo de período, llegando a ser hasta 1.8 veces los del código peruano para un período de

1.8 segundos, para luego empezar a disminuir la relación debido a que mientras los desplazamientos del código peruano son cada vez mayores con el incremento del período, los del código mexicano se mantienen constantes. La NTCDS-96 para suelo rígido, arroja valores que son del orden de 0.5 veces los del código peruano para períodos largos.

A partir de los 0.5 segundos de período, la relación de desplazamientos del IBC 2000 con los de la norma peruana se hace prácticamente constante con un valor aproximado de 1.17.

En la Figura 2.3.4, se presenta la relación que existe entre los *Desplazamientos Esperados* obtenidos con la norma peruana y los que se obtienen con los demás códigos analizados para la estructura conformada por muros de concreto armado.

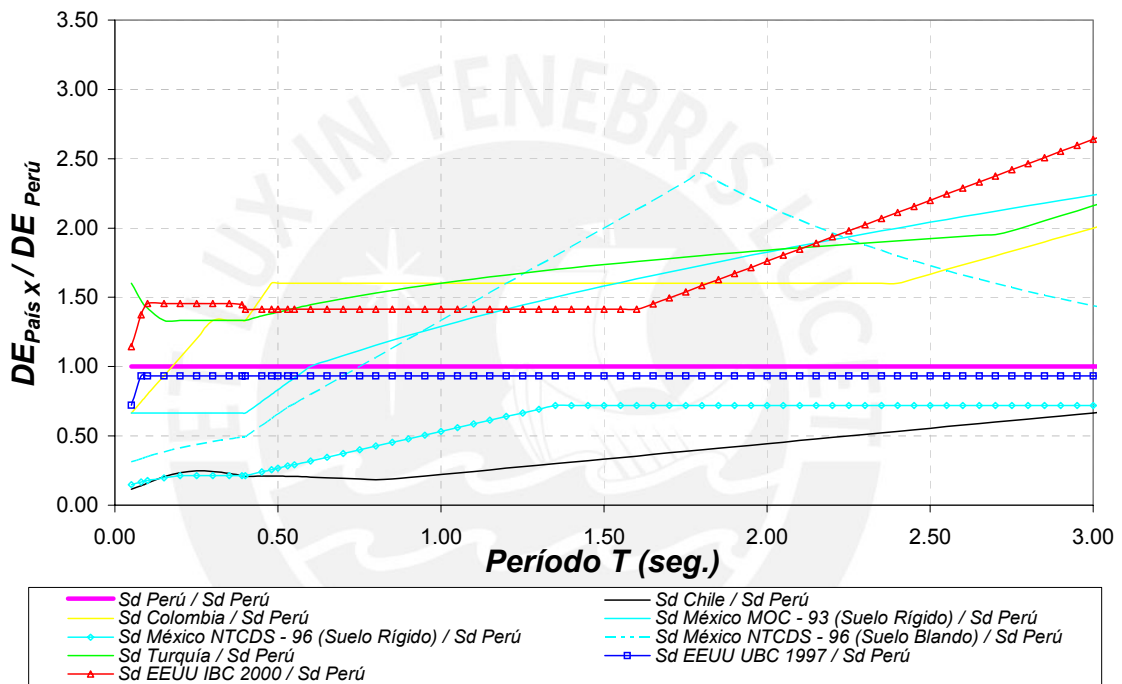


Figura 2.3.4. Comparación entre los Desplazamientos Esperados según la norma peruana NTE-E.030 2003 y los demás códigos analizados, para la estructura de muros de concreto. (Los desplazamientos del código de Chile no han sido amplificados).

En general se aprecia que los desplazamientos obtenidos con el IBC 2000, y los códigos de Colombia y Turquía son mayores que los del código peruano. A partir de los 0.08 segundos los desplazamientos del UBC 1997 son aproximadamente 0.9 veces los de la norma peruana.

Los desplazamientos de los códigos mexicanos MOC-93 y NTCDS-96 para suelo blando son mayores que los de Perú para períodos mayores a los 0.6 y 0.75 segundos, respectivamente.

En el Anexo 2, se muestran gráficas similares para las estructuras de concreto conformadas por pórticos y sistema dual (Figuras A2.5 y A2.6, respectivamente).

Capítulo 3

ESTUDIO COMPARATIVO DE LAS DEMANDAS DE RIGIDEZ DE LOS CÓDIGOS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE

Es difícil efectuar una comparación entre las demandas de rigidez que imponen los códigos de diseño sísmico, debido a las diferencias existentes tanto en los valores límites de la deriva, como en los procedimientos de cálculo del desplazamiento lateral.

Otro factor que dificulta la comparación es que mientras la mayoría de los códigos limitan los máximos desplazamientos inelásticos, otros lo hacen con los desplazamientos elásticos directamente obtenidos con las fuerzas reducidas, como en el caso del código de Chile [Ref. 11].

3.1 Metodología General de Trabajo

Tomando en cuenta las diferencias entre los códigos de diseño sismorresistente en cuanto al cálculo y los límites del desplazamiento lateral, se desarrolló un índice para cuantificar qué tan rigurosos son estos reglamentos en el control de las derivas.

Se ha denominado a este indicador, *Índice de Rigurosidad, I.R.*, y se calcula como el cociente entre la deriva máxima calculada con las fuerzas que estipula un determinado código, y la deriva límite correspondiente a dicho código; es decir:

$$I.R. = \frac{\text{Deriva Máxima Calculada}}{\text{Deriva Límite}} \quad (3.1.1)$$

Si pensamos en el *I.R.* como un calificativo que otorga una estructura al código con el que se analiza, tendremos que valores pequeños de este índice serán otorgados a códigos poco exigentes, mientras que valores mayores pero menores que 1, serán los que se otorguen a otros más exigentes. Valores mayores que 1 para el *I.R.*, indican que el código es tan riguroso que la estructura no satisface sus exigencias.

Para evaluar las exigencias de otros códigos respecto al código peruano se propone un *Índice de Rigurosidad Relativo, I.R._{RELATIVO}*, el cual se calcula como:

$$I.R._{RELATIVO} = \frac{I.R._{PAIS X}}{I.R._{PERU}} \quad (3.1.2)$$

Si el *I.R._{RELATIVO}* es mayor que 1, entonces el código del país correspondiente es más riguroso que el código peruano en el control de los desplazamientos laterales.

Para comparar las exigencias de los códigos en base a los índices propuestos, se emplearon dos procedimientos:

El primero, mediante el análisis de 5 edificios de concreto armado de distintas alturas, que satisfacen los límites de la deriva del código peruano.

El segundo, en base a los espectros de desplazamientos de los códigos analizados.

En ambos casos se consideraron edificaciones de uso común ubicadas en zonas de sismicidad comparables a la costa peruana.

Con los dos procedimientos se obtienen curvas para los índices de rigurosidad en función del período, para cada uno de los códigos estudiados.



3.2 Comparación en base a Edificios

Se analizaron 5 edificios comunes de sistema dual de concreto armado con diferente altura, ubicados en zonas de sismicidad de cada país comparables a la costa peruana.

En todos los edificios se calcularon los desplazamientos laterales resultantes de la aplicación de las demandas de cada código. Luego se calcularon los *I.R.* e *I.R.RELATIVO*, y se obtuvieron curvas en función del período.

El modelo original de los edificios fue proporcionado gentilmente por el Ingeniero Antonio Blanco Blasco. Se trata del Edificio Plaza Tres, proyectado a construirse en la intersección del Jr. Choquehuanca con la Av. Camino Real.

3.2.1 Características de los Edificios

El modelo original del Edificio Plaza Tres, con 20 pisos y alturas de entrepiso de 3.45 m, se usó directamente. La Figura 3.2.1 muestra la planta típica y la distribución de los elementos estructurales.

Las estructuras poseen vigas con un peralte que varía entre 0.50 y 0.81 m y cuyo ancho está entre 0.30 y 0.81 m. Las columnas son cuadradas de 0.90 x 0.90 m, y las placas tienen espesores entre 0.30 a 0.81 m. La distribución de los elementos estructurales en planta y sus respectivas dimensiones se pueden apreciar en la Figura 3.2.1. Para mayor detalle de la arquitectura y de la estructura, referirse al CD adjunto.

Para los otros 4 edificios de 4, 8, 12 y 16 pisos, se usó la misma planta y distribución de elementos con el fin de cubrir el rango de períodos, a pesar de que las dimensiones de columnas y placas, resulten irreales para los edificios de 4 y 8 pisos.

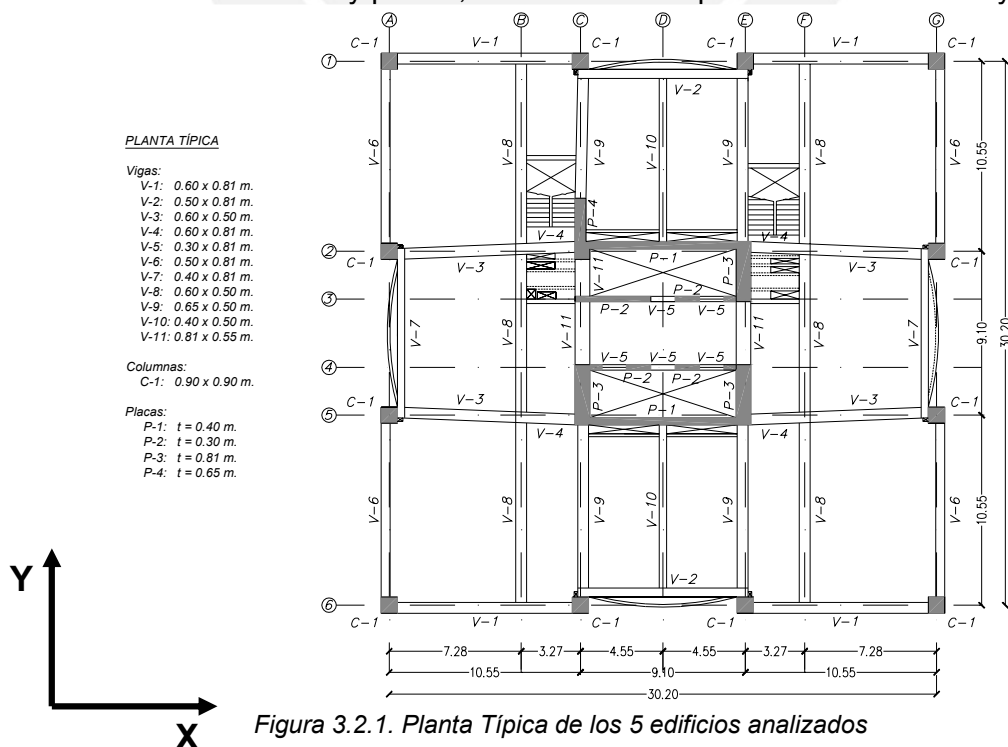


Figura 3.2.1. Planta Típica de los 5 edificios analizados

3.2.2 Modelo

Se utilizó un modelo tridimensional de comportamiento elástico con tres coordenadas dinámicas por nivel, dos traslacionales y una rotacional en el centro de masas. Para estimar el peso por nivel se asumió un valor de 1 ton/m^2 en todos los pisos.

Se consideraron deformaciones por flexión, fuerza cortante y carga axial en los elementos. En el análisis se asumió que los elementos estructurales no presentan fisuramiento; es decir, no se consideraron factores que disminuyan las propiedades de la sección de los elementos estructurales.

Los apoyos de los edificios se modelaron como empotramientos perfectos.

Se asumió para el concreto un módulo de elasticidad $E = 2.2 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$ y un módulo de Poisson $\nu = 0.15$.

Para considerar los efectos de torsión accidental, los centros de masas de cada nivel fueron desplazados en planta en ambas direcciones, una distancia igual a la especificada por cada código.

3.2.3 Análisis Efectuado

Se llevó a cabo un análisis dinámico de superposición espectral. Para tal efecto, las estructuras analizadas fueron sometidas a los espectros de cada código, actuando independientemente en las dos direcciones principales, definidas por los ejes X e Y (Figura 3.2.1).

Como se señala en la norma peruana y en el UBC 1997, en la construcción de los espectros de dichos reglamentos no se tuvo en cuenta el valor mínimo del cortante basal requerido para garantizar una resistencia mínima de la estructura. Sin embargo, en los demás códigos analizados sí se consideró el valor mínimo de la fuerza cortante en la base tal como lo exigen dichos códigos, para el cálculo de las deflexiones laterales.

El análisis se efectuó utilizando solicitaciones sísmicas reducidas con modelos de comportamiento elástico.

Luego, en base a los resultados de este análisis elástico se estimaron los desplazamientos inelásticos empleando las recomendaciones de cada código, salvo en el caso del código chileno donde los límites se establecen para los desplazamientos asociados a las fuerzas reducidas.

Para el cálculo de la respuesta, se utilizó el criterio de combinación cuadrática completa de valores (CQC) con 5% de amortiguamiento.

Con fines de cálculo se utilizó el programa de cómputo ETABS Nonlinear Versión 8.

3.2.4 Parámetros de cada código utilizados en el análisis

Para la elección de los parámetros utilizados en la construcción de los espectros, se supuso que las estructuras en estudio se ubican en una zona de alta sismicidad, con una aceleración de la roca igual a 0.4g y sobre suelo rígido (salvo en uno de los casos de México donde se utilizó suelo blando por tratarse del caso más crítico en el Distrito Federal).

Así mismo, se trata de edificaciones de uso común con sistema estructural dual que no presentan problemas de irregularidad tanto en planta como en elevación. En la Tabla 3.2.1 se aprecia un ejemplo de los parámetros utilizados para la construcción de los espectros de los códigos de Perú y Chile. Los parámetros de los demás códigos pueden encontrarse en la Tabla A3.1 del Anexo 3.

Tabla 3.2.1. Parámetros utilizados para la construcción de los espectros de los códigos de Perú y Chile.

País	Código	Parámetro	Variable	Valor	Observaciones
Perú	NTE - E.030 2003	Aceleración de la Roca	Z	0.40	Zona 3
		Parámetros del Suelo	S	1.00	Suelo Rígido
			T_p	0.40	
		Factor de Uso	U	1.00	Edificio de Uso Común
Factor de Reducción	R	7.00	Sistema Dual de Concreto		
Chile	NCh 433.Of96	Aceleración de la Roca	A_0	0.40	Zona 3
		Parámetros del Suelo	S	1.00	Suelo Rígido
			T_0	0.30	
			p	1.50	
		Factor de Uso	l	1.00	Edificio de Uso Común
Factor de Reducción	R_0	11.00	Sistema Dual de Concreto		

3.2.5 Espectros de Análisis

A partir de los parámetros seleccionados, se construyeron los espectros de aceleraciones correspondientes a cada uno de los códigos que son objeto del presente estudio, cuyas ecuaciones se presentan en las Tablas A1.1 a la A1.7 del Anexo 1. En la Tabla 3.2.2. se muestran las ecuaciones de los espectros de aceleraciones de los códigos de Perú y Chile. En la Tabla A3.2 del Anexo 3, se presenta un resumen de los espectros de diseño de los demás códigos.

Tabla 3.2.2. Espectros de Aceleraciones de los códigos de Perú y Chile.

País	Código	Espectro	Observaciones
Perú	NTE-E.030 2003	$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$; $C \leq 2,5$
Chile	NCh 433.Of96	$S_a = \frac{IA_0 \alpha}{R''} g$	$\alpha = \frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3}$; $R'' = 1 + \frac{T''}{0.10T_0 + \frac{T''}{R_0}}$

En las Figuras 3.2.2 y 3.2.3 podemos apreciar los espectros de aceleración para los edificios de concreto armado con sistema dual de 4 y 20 pisos. Gráficos similares pueden encontrarse en las Figuras A2.7 a la A2.9 del Anexo 2 para las estructuras de 8, 12, y 16 pisos.

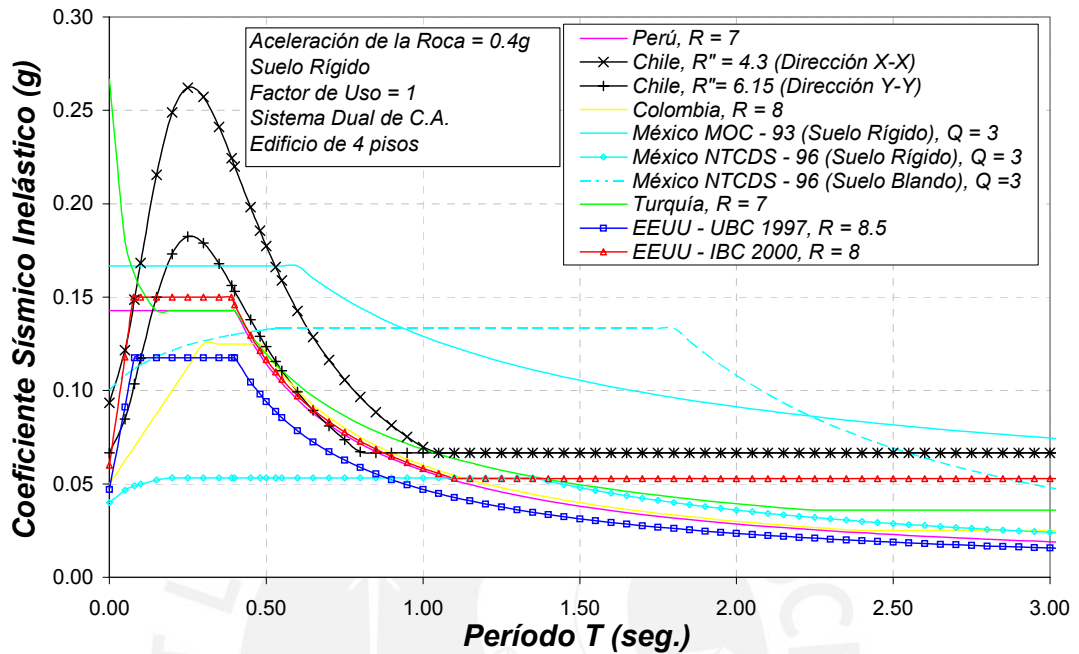


Figura 3.2.2. Coeficiente Sísmico Inelástico para el Edificio de 4 pisos.

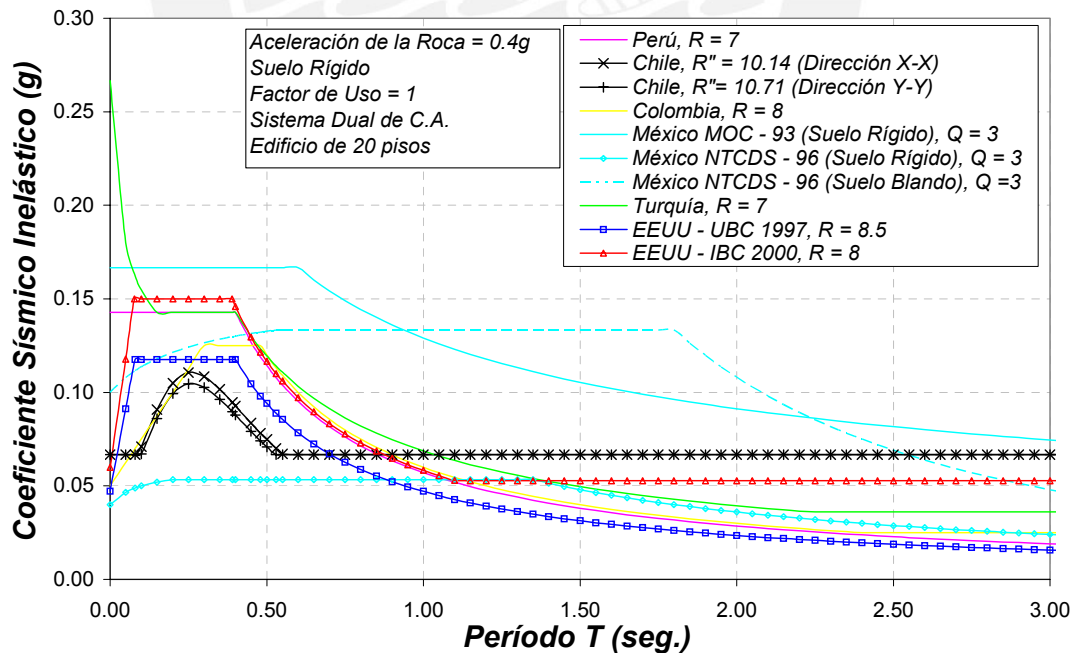


Figura 3.2.3. Coeficiente Sísmico Inelástico para el Edificio de 20 pisos.

Se observa la gran influencia que tiene la altura de la estructura en el espectro del código de Chile, debido a que su factor de reducción de fuerzas sísmicas es dependiente del período del modo de mayor masa traslacional en la dirección de

análisis. En este caso vemos que el espectro para el edificio de 4 pisos (Figura 3.2.2) es casi el doble que el espectro para el edificio de 20 pisos (Figura 3.2.3). Esta diferencia influye en el cálculo de los desplazamientos elásticos para los cuales el código chileno establece los valores límites.

Debido a la diferencia de períodos en cada dirección, según el código de Chile se tiene dos espectros, uno para cada una de las direcciones principales de análisis.

En el caso de los espectros de los demás códigos, éstos son los mismos para los 5 edificios analizados en ambas direcciones.

3.2.6 Resultados Obtenidos del Análisis de Combinación Espectral

A continuación se presenta un resumen de los resultados obtenidos del análisis de los 5 edificios. Para mayor detalle de los cálculos y los resultados obtenidos, referirse a los Anexos 2 y 3 o al CD adjunto.

3.2.6.1 Modos y Frecuencias

Como se muestra en la Figura 3.2.4, en todos los edificios analizados los períodos fundamentales fueron mayores en la dirección Y-Y, lo que indica que esta dirección es la más flexible.

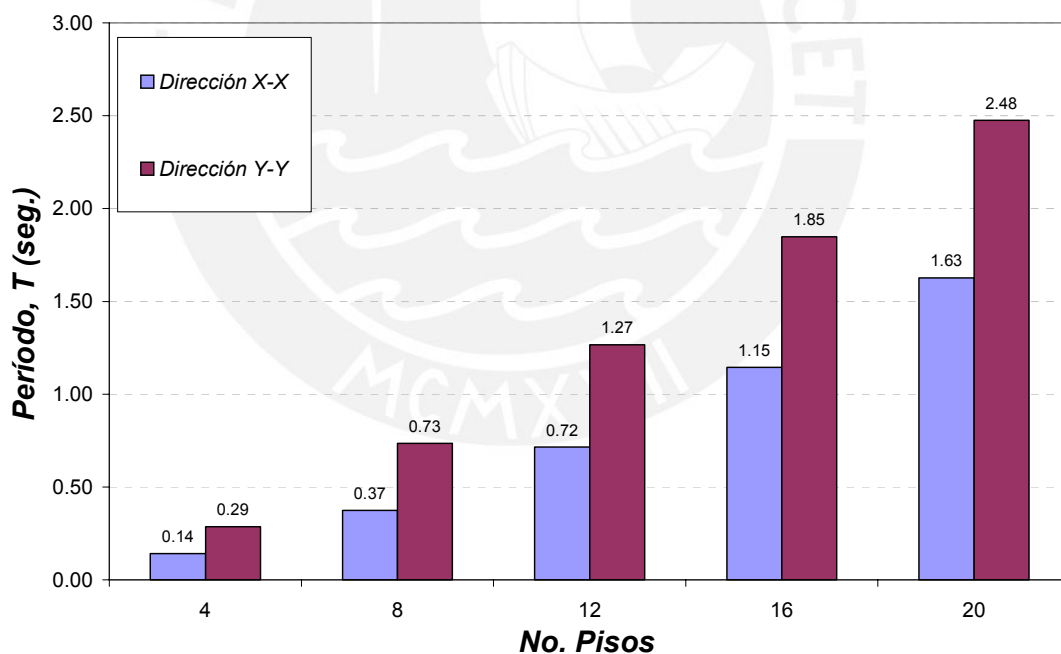


Figura 3.2.4. Períodos obtenidos en las direcciones X-X e Y-Y para los 5 edificios analizados.

3.2.6.2 Desplazamientos

En cada uno de los edificios analizados se obtuvieron los máximos desplazamientos esperados, *DE*, definidos en el acápite 2.3.2.

La Figura 3.2.5, muestra las deformadas del edificio de 20 pisos obtenidas con cada uno de los códigos, para la dirección más flexible.

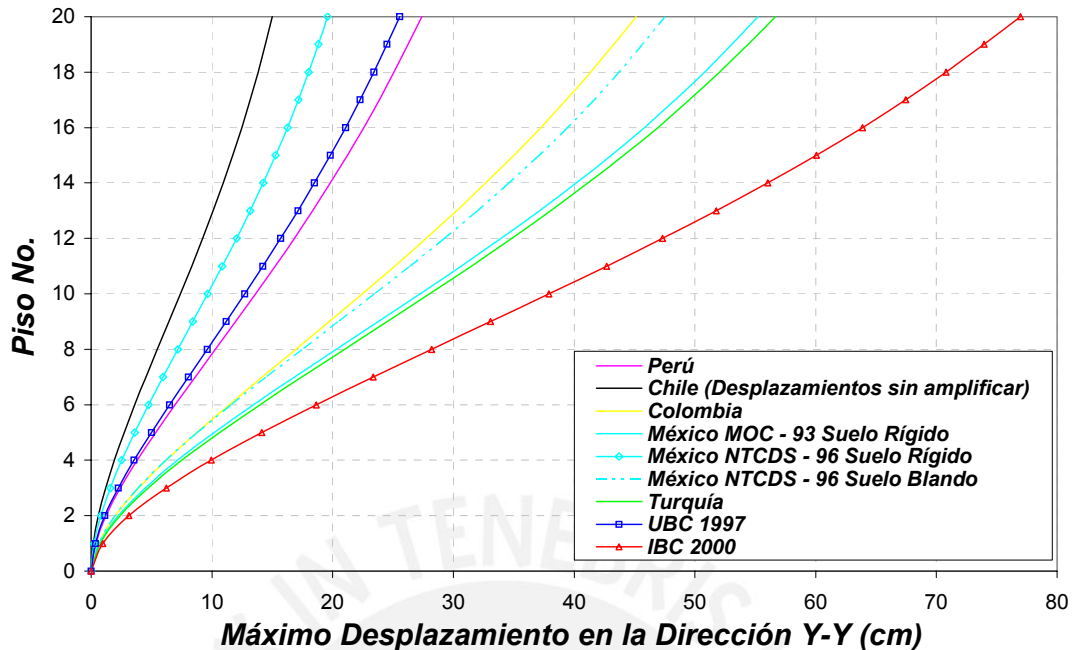


Figura 3.2.5. Máximos Desplazamientos Esperados calculados en el edificio de 20 pisos. (Los desplazamientos del código de Chile no han sido amplificados).

Se observa que los desplazamientos obtenidos con el IBC 2000 son los mayores, seguidos por los de Turquía, MOC-93 de México y NTCDS-96 de México en suelo blando y Colombia. Luego están los de Perú, UBC 1997 y NTCDS-96 de México en suelo rígido. Los desplazamientos del código de Chile se muestran sin amplificar.

La Figura 3.2.6 muestra las distorsiones angulares calculadas para el edificio de 20 pisos en la dirección más flexible.

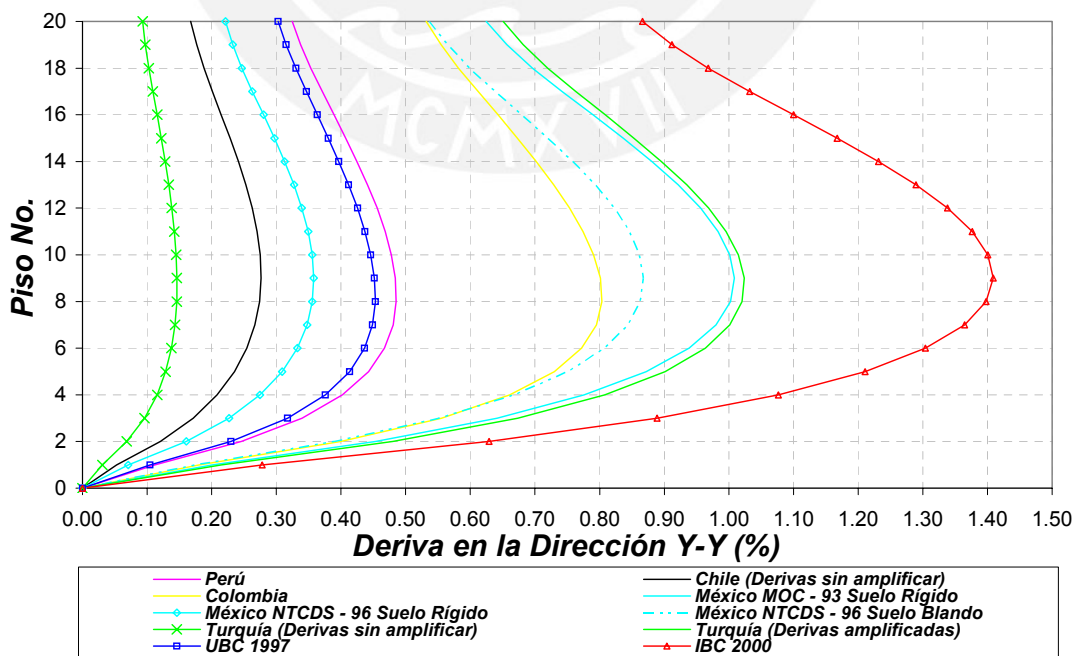


Figura 3.2.6. Máximas Distorsiones Angulares calculadas en el edificio de 20 pisos.

En este caso, vemos que las distorsiones angulares que se obtienen con el IBC 2000 son las mayores y casi 3 veces las que se obtienen con el código peruano. Luego están las de Turquía y las del código mexicano MOC-93 que son del orden de 2 veces las de nuestro código. Les siguen las de la NTCDS-96 de México para suelo blando, Colombia, Perú, UBC 1997, y NTCDS-96 de México para suelo rígido.

Las derivas de Chile se muestran sin amplificar ya que los límites de ese código corresponden a este tipo de valores.

Los límites del código de Turquía se refieren a las derivas amplificadas y sin amplificar por lo que se calcularon y graficaron ambas.

La Figura 3.2.7 muestra los desplazamientos esperados obtenidos en la azotea de los 5 edificios analizados con los códigos de los distintos países.

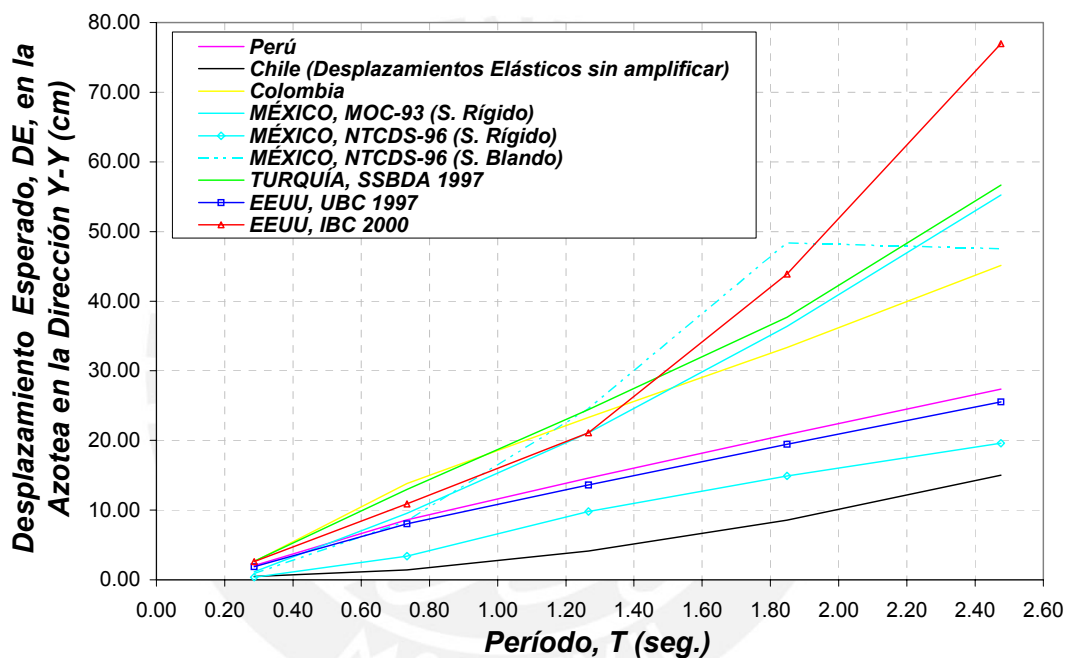


Figura 3.2.7. Desplazamientos Esperados, obtenidos en la Azotea para los 5 edificios analizados con los códigos en estudio. (Los desplazamientos elásticos del código de Chile no han sido amplificados).

Se observa que se originan curvas similares a las de los espectros de desplazamiento esperado (Fig. 2.3.2), pero con valores que son del orden de 1.3 a 1.6 veces mayores, lo cual era de esperarse por tratarse de estructuras de varios grados de libertad.

Hasta aproximadamente los 1.3 segundos de período los máximos desplazamientos se dan con los códigos de Turquía y Colombia. Entre los 1.2 y 1.9 segundos los máximos desplazamientos se obtienen con la NTCDS-96 de México para suelo blando, mientras que para valores superiores a los 1.9 segundos, se obtienen mayores desplazamientos con el IBC 2000, tal como vimos para el edificio de 20 pisos cuyo período fundamental es aproximadamente 2.5 segundos.

La Figura 3.2.8, muestra las máximas derivas de entrepiso obtenidas en cada uno de los edificios analizados, en función de su período fundamental de vibración.

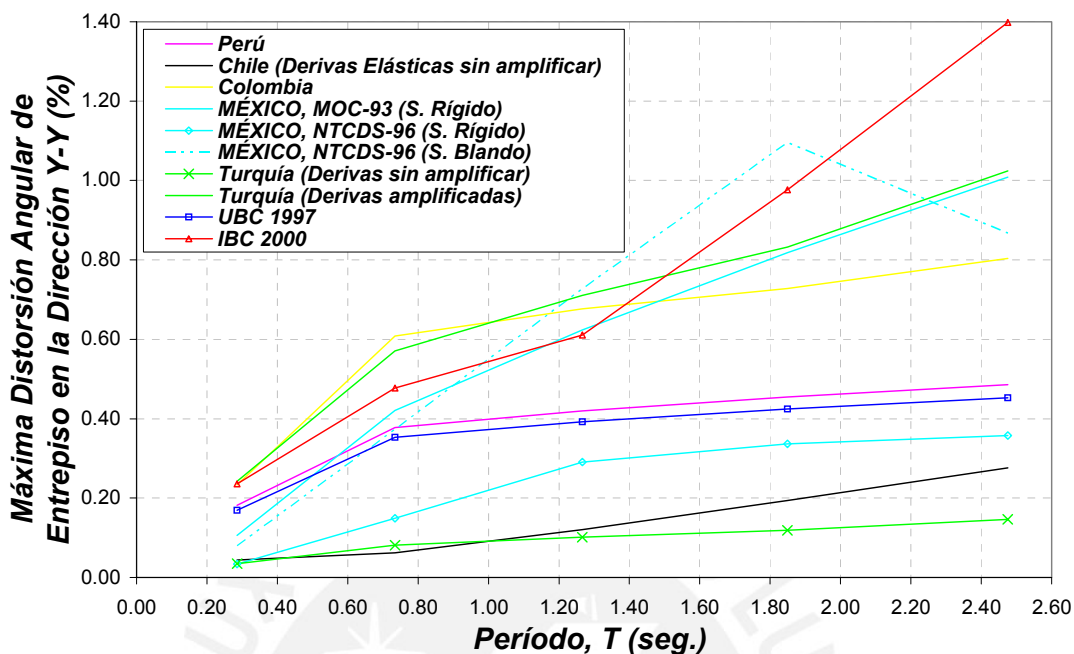


Figura 3.2.8. Máximas Distorsiones Angulares obtenidas para los 5 edificios analizados con los códigos en estudio.

Se aprecia que para períodos de hasta 1 segundo las máximas distorsiones angulares de entrepiso se obtienen con el código de Colombia, para luego ser superadas por las del código de Turquía. A partir de los 1.2 segundos, las distorsiones angulares de la NTCDS-96 de México para suelo blando son las mayores hasta más o menos los 2 segundos de período. Después de los 2 segundos las distorsiones angulares del IBC 2000 son las de mayor magnitud.

Como vemos en la Figura 3.2.8, en casi todos los edificios se cumple con los límites de las derivas de entrepiso establecidos en cada código (Tablas 2.2.1 y 2.2.2) excepto en el caso de Chile para el edificio de 20 pisos, ya que la deriva máxima obtenida (0.26%) supera el valor límite de dicho reglamento (0.2%). Para cumplir con los requerimientos del código chileno, habría que rigidizar la estructura.

3.2.7 Comparación de las Demandas de Rigidez de los Códigos

La Tabla 3.2.3 presenta los máximos valores del *I.R.* obtenidos para el edificio de 20 pisos. En el Anexo 3 se presentan los resultados para los demás edificios, en las Tablas A3.12 y A3.13.

Tabla 3.2.3. Valores Máximos del *I.R.* para el edificio de 20 pisos analizado con las normas estudiadas. ($T = 2.48$ seg.)

Código	Deriva Límite (%)	Deriva Máxima (%)	<i>I.R.</i>
Perú	0.70	0.485	0.693
Chile	0.20	0.258	1.290
Colombia	1.00	0.803	0.803
México MOC-93 (S. Rígido)	1.20	1.009	0.840
México NTCDS-96 (S. Rígido)	1.20	0.358	0.723
México NTCDS-96 (S. Blando)	1.20	0.868	0.723
Turquía (Derivas sin amplificar)	0.35	0.146	0.418
Turquía (Derivas amplificadas)	2.00	1.024	0.512
UBC 1997	2.00	0.453	0.226
IBC 2000	2.00	1.398	0.699

→ *I.R.*_{MÁX}

→ *I.R.*_{MÍN}

Como podemos ver en esta Tabla, el mayor valor del *I.R.* corresponde al código de Chile y es mayor que 1 (como indicamos, el edificio de 20 pisos no cumple con el límite de la deriva de la norma chilena). El menor valor del *I.R.* se obtuvo para el UBC 1997.

En la Figura 3.2.9 se presentan curvas de los *I.R.*, en función del período de mayor masa traslacional, obtenidas para la dirección menos rígida de los edificios (Y-Y).

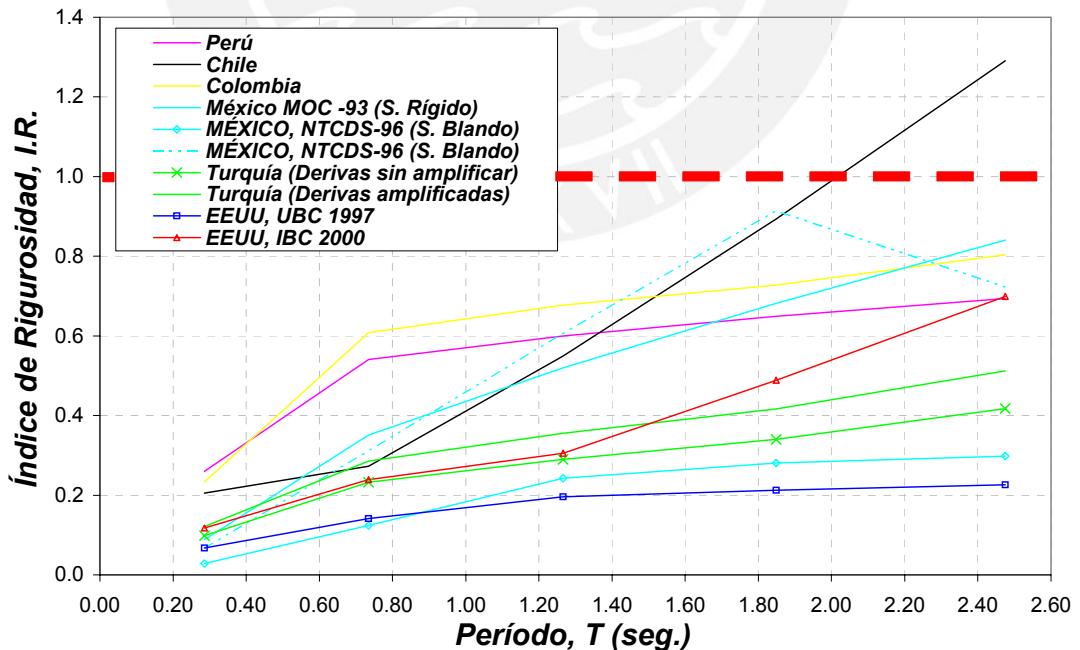


Figura 3.2.9. Comparación de los *I.R.*, para los 5 edificios analizados con los códigos en estudio.

Las curvas muestran que para períodos de hasta 0.45 segundos la norma peruana es la más rigurosa. Luego de los 0.45 segundos la norma de Colombia pasa a tener

un mayor $I.R.$, hasta aproximadamente los 1.4 segundos de periodo, donde la NTCDS-96 de México para suelo blando pasa a ser la de mayor rigurosidad. Luego de los 1.9 segundos el código de Chile pasa a ser el más riguroso en el control de las derivas.

La Figura 3.2.10, muestra curvas de los $I.R._{RELATIVO}$ al código peruano vigente (NTE-E.030 2003)

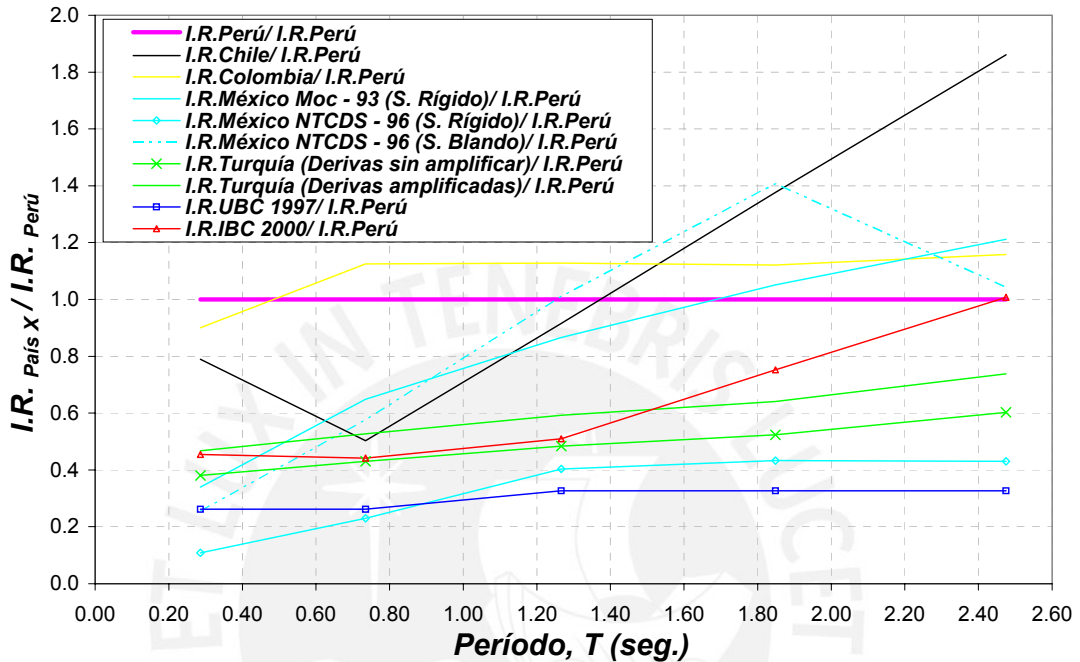


Figura 3.2.10. Índices de Rigurosidad Relativos, $I.R._{RELATIVO}$, a la norma peruana (NTE-E.030 2003), para los 5 edificios analizados con los códigos en estudio.

Para periodos inferiores a los 0.45 segundos la norma peruana es la de mayor $I.R.$, para luego ser superada por la norma colombiana, la cual llega a ser aproximadamente 1.15 veces más rigurosa que nuestra norma a partir de los 0.7 segundos.

El $I.R._{RELATIVO}$ de la NTCDS-96 de México para suelo blando alcanza un valor de 1.4 para un periodo de 1.8 segundos. Luego de este periodo el $I.R._{RELATIVO}$ del código mexicano empieza a decaer debido a que a partir de ese periodo los desplazamientos espectrales de dicho reglamento se hacen constantes, mientras que los del código peruano son cada vez mayores. El código mexicano MOC-93 en suelo rígido es más riguroso que nuestro código a partir de los 1.75 segundos de periodo. El $I.R._{RELATIVO}$ de la NTCDS-96 de México para suelo rígido varía entre 0.1 a 0.43 para periodos de hasta 2.5 segundos

Para el código de Chile se aprecia que este es el más riguroso a partir de los 1.9 segundos. Así mismo, se observa que entre los 0.3 segundos y los 0.7 segundos su $I.R._{RELATIVO}$ cae desde 0.8 hasta 0.5. A partir de los 1.3 segundos, el código de Chile es cada vez más riguroso que nuestro código a medida que aumenta el periodo.

Así mismo, se observa que hasta los 1.1 segundos hay una razón aproximadamente constante de 0.45 entre los $I.R.$ de la norma peruana y del IBC 2000. A partir de los 2.5 segundos el IBC 2000 es más riguroso que nuestro código.

Los $I.R_{RELATIVO}$ de Turquía varían entre 0.47 a 0.75 para el caso con desplazamientos amplificados, y entre 0.38 a 0.6 para el caso con desplazamientos sin amplificar.

El $I.R_{RELATIVO}$ del UBC 1997 varía entre 0.25 a 0.3 hasta más o menos los 0.7 segundos, lo cual se debe a que para períodos menores a los 0.7 segundos, el límite de la deriva de entrepiso para el código norteamericano es 2.5%, disminuyendo luego a 2% para períodos mayores a los 0.7 segundos. Luego de los 0.7 segundos la relación se mantiene constante con un valor de 0.3.



3.3 Comparación en base a Curvas Espectrales

Es posible comparar la rigurosidad de los códigos en el control de los desplazamientos, no sólo mediante casos puntuales como los 5 edificios previamente estudiados, sino también a lo largo de rangos continuos de períodos, mediante curvas espectrales, tal como se explica a continuación.

3.3.1 Índice de Rigurosidad Relativo a partir de los Espectros de Desplazamiento

Si suponemos un modo fundamental con peso fuerte en la respuesta del edificio, el desplazamiento esperado en la azotea, Δ_{AZOTEA} , puede calcularse en función del desplazamiento espectral, S_d , y del factor de participación, L^*/M^* , como:

$$\Delta_{AZOTEA} = \frac{L^*}{M^*} S_d \cdot K \quad (3.3.1)$$

donde K considera el cambio en la respuesta por comportamiento inelástico. Por ejemplo, para el código peruano vigente $K = 0.75$ ya que el factor de amplificación de desplazamientos de nuestra norma es $0.75R$, mientras que para el IBC 2000 $K = C_d / (I \cdot R)$, puesto que su factor de amplificación de desplazamientos es C_d / I .

Luego, podemos calcular la deriva promedio del edificio de altura H como:

$$Deriva_{PROMEDIO} = \frac{\Delta_{AZOTEA}}{H} = \frac{L^*}{M^*} \frac{S_d}{H} K \quad (3.3.2)$$

Si además consideramos un factor de concentración de deriva, $fc > 1$, el cual puede considerarse constante e independiente del espectro (Ver Tabla A3.14 del Anexo 3), para cuantificar la deriva máxima en el entrepiso más deformado, tendremos que:

$$Deriva_{MÁXIMA} = fc \frac{L^*}{M^*} \frac{S_d}{H} K \quad (3.3.3)$$

Luego, dada la deriva límite, dl , el $I.R.$ tendrá por expresión:

$$I.R. = \frac{Deriva_{MÁXIMA}}{dl} = \frac{fc \frac{L^*}{M^*} \frac{S_d}{H} K}{dl} \quad (3.3.4)$$

Finalmente, el *Índice de Rigurosidad Relativo* a la norma peruana se calcula como:

$$I.R._{RELATIVO} = \frac{I.R._{PAÍS X}}{I.R._{PERU}} = \frac{\frac{Sd_{PAÍS X}}{dl_{PAÍS X}} K_{PAÍS X}}{\frac{Sd_{PERU}}{dl_{PERU}} K_{PERU}} \quad (3.3.5)$$

Como se ve, el $I.R.RELATIVO$ puede expresarse directamente en función de las ordenadas espectrales, los límites de la deriva y los factores de paso de respuesta elástica a inelástica de los códigos.

A continuación se muestra una aplicación de este tratamiento para cuantificar la evolución de la Norma Peruana en el control de la deriva.

3.3.2 Comparación de los Códigos Peruanos de 1977, 1997 y del 2003

En este acápite se estudian las demandas de rigidez de los códigos sísmicos peruanos de 1977 [Ref. 31], 1997 [Ref. 32] y 2003 [Ref. 19], los que se refieren como NSR-77, NTE-E.030 1997 y NTE-E.030 2003, respectivamente.

La Figura 3.3.1 muestra el coeficiente sísmico elástico según la NSR-77 y las NTE-E.030 1997 y 2003, para la zona de mayor sismicidad, suelo rígido y edificaciones de uso común.

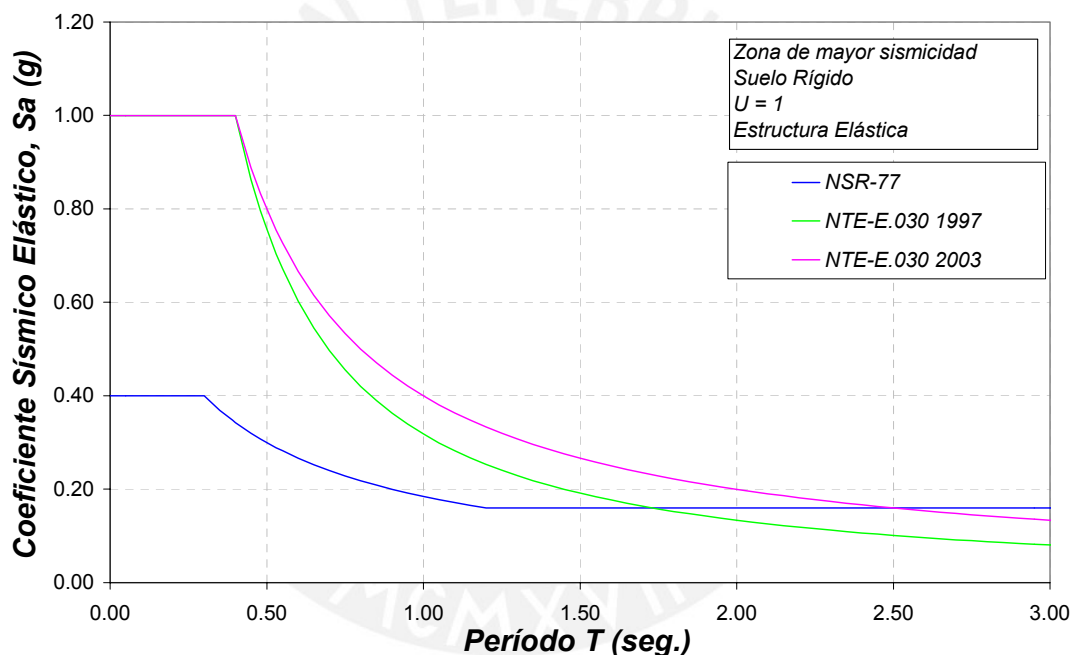


Figura 3.3.1. Coeficiente Sísmico Elástico según la NSR-77 y las NTE-E.030 de 1997 y del 2003.

Se puede apreciar que en la zona de períodos cortos los valores de las NTE-E.030 1997 y 2003 son hasta 2.5 veces mayores que los de la NSR-77.

Para períodos mayores a los 0.4 segundos, el coeficiente sísmico elástico del código del 2003 es mayor al indicado por el código de 1997. Así mismo, la NSR-77 presenta un mayor coeficiente sísmico elástico que los indicados en las Normas de 1997 y del 2003, para períodos mayores a 1.7 y 2.5 segundos, respectivamente.

Obtenemos los espectros de desplazamiento, S_d , directamente de los espectros de la Figura 3.3.1 utilizando la expresión:

$$S_d = \frac{S_a}{(2\pi/T)^2} \tag{3.3.6}$$

Luego, los desplazamientos esperados para efectos del control de la deriva, DE , pueden calcularse como:

$$DE = S_d K \tag{3.3.7}$$

donde, los valores de K se muestran en la tabla siguiente:

Tabla 3.3.1. Límites de la deriva de entrepiso y factores para obtener los desplazamientos máximos esperados según las normas peruanas de 1977, 1997 y 2003.

Norma	Factor para obtener los Desplazamientos Máximos Esperados	
	En base a fuerzas reducidas	En base a fuerzas sin reducir (K)
NSR-77	$0.75R_d$	0.75
NTE-E.030 1997	R	1.00
NTE-E.030 2003	$0.75R$	0.75

En la Figura 3.3.2 se aprecian los espectros de desplazamientos esperados de los tres códigos. Vemos que para períodos de hasta 1.25 segundos los desplazamientos obtenidos con el código de 1997 son ligeramente mayores a los del código del 2003, mientras que para períodos mayores a 1.25 segundos los desplazamientos de la norma del 2003 superan a los de la norma de 1997.

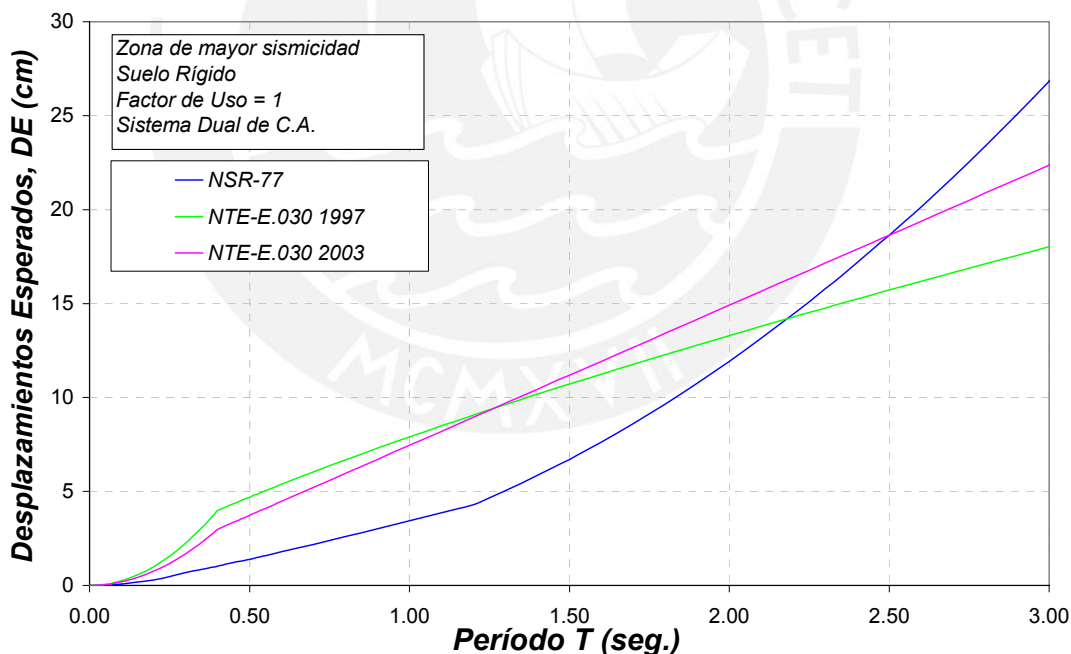


Figura 3.3.2. Espectros de desplazamiento según la NSR-77 y las NTE-E.030 de 1997 y del 2003.

Los desplazamientos de la NSR-77 son mayores que los de las NTE-E.030 1997 y 2003, a partir de los 2.2 y 2.5 segundos, respectivamente. Mientras tanto, para la zona de períodos cortos los desplazamientos de la NSR-77 son hasta 3 veces más pequeños que los obtenidos con los otros dos códigos.

La tabla que sigue, muestra el límite de la deriva estipulada por cada código para estructuras de concreto:

Tabla 3.3.2. Límites de la deriva de las Normas Peruanas de 1977, 1997 y del 2003.

Norma	Deriva límite, d_l (%)
NSR-77	1.0
NTE-E.030 1997	0.7
NTE-E.030 2003	0.7

Utilizando el Índice de Rigurosidad Relativo propuesto y los límites de la deriva que aparecen en la Tabla 3.3.2, podemos evaluar las demandas de rigidez relativas al código actual como:

$$I.R._{RELATIVO} = \frac{I.R._{NORMA X}}{I.R._{NTE-E.030 2003}} = \frac{\frac{DE_{NORMA X}}{d_{NORMA X}}}{\frac{DE_{NTE-E.030 2003}}{d_{NTE-E.030 2003}}} \quad (3.4.5)$$

Los resultados se muestran en la Figura 3.3.3.

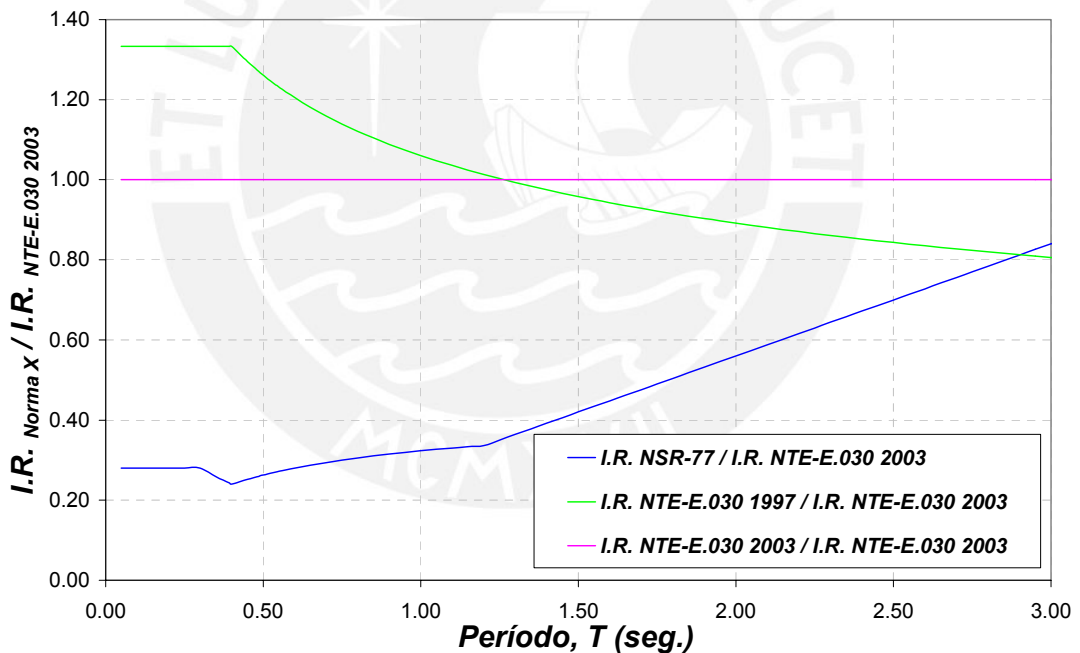


Figura 3.3.3. Índice de Rigurosidad Relativo a la NTE-E.030 2003 calculados para la NSR-77 y la NTE-E.030 1997.

Se aprecia que para períodos cortos la NTE-E.030 1997 es aproximadamente 1.35 veces más rigurosa que la del 2003, y que la rigurosidad de la NSR-77 es 0.3 veces la de la norma actual. Para períodos mayores a 1.25 segundos la NTE-E.030 2003 es la más rigurosa en el control de las derivas.

3.3.3 Comparación de los Códigos Estudiados.

Similarmente al caso de los códigos peruanos, podemos comparar las demandas de rigidez de los códigos de los diversos países estudiados, utilizando el Índice de Rigurosidad Relativo al código peruano vigente (NTE-E.030 2003). Los resultados obtenidos se muestran en la Figura 3.3.4.

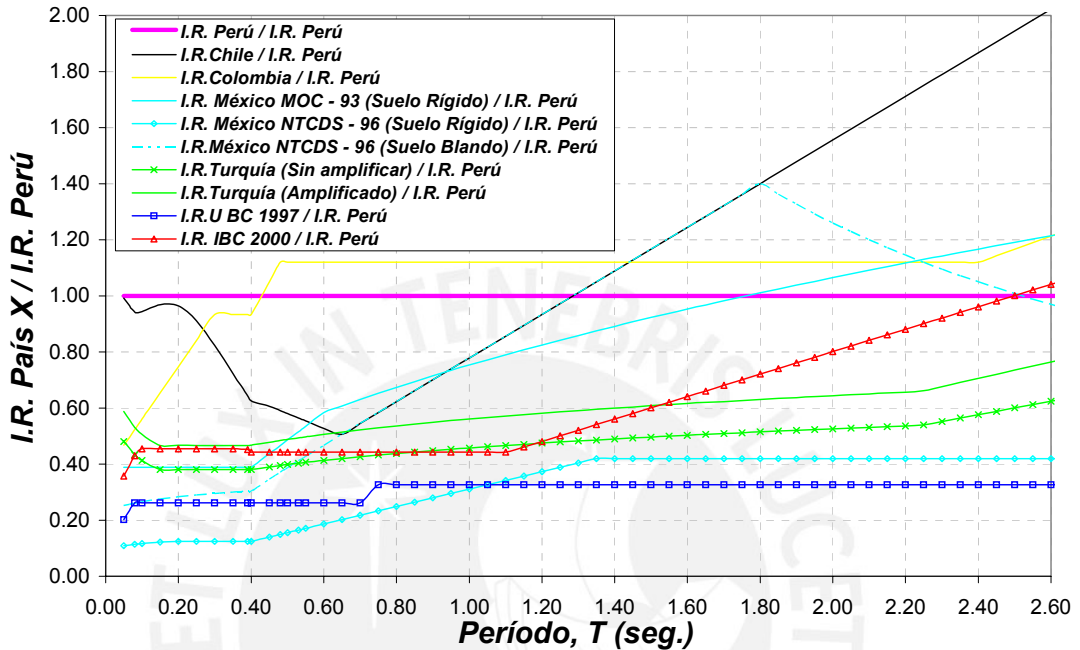


Figura 3.3.4. Curvas del Índice de Rigurosidad Relativo, $I.R._{RELATIVO}$, a la norma peruana (NTE-E.030 2003) obtenidas para cada uno de los códigos estudiados.

Vemos que se obtienen curvas muy similares a las que se hallaron con el primer procedimiento, en base al grupo de edificios analizados. (Figura 3.2.10).

Se aprecia que el código peruano es el más riguroso en el control de los desplazamientos laterales para estructuras de períodos cortos (períodos de hasta 0.45 segundos). La norma colombiana es la más rigurosa para períodos entre los 0.45 y 1.45 segundos. Para períodos mayores a 1.45 segundos la norma chilena es la más exigente.

La NTCDS-96 del Distrito Federal para suelo blando es tan rigurosa como el código de Chile, para períodos comprendidos entre 1.45 a 1.8 segundos.

El IBC 2000 tiene un $I.R._{RELATIVO}$ del orden de 0.45 para períodos de hasta 1.1 segundos. Luego su valor crece y más o menos a partir de los 2.5 el IBC 2000 es más riguroso que el código peruano.

El $I.R._{RELATIVO}$ del UBC 1997 se mantiene con un valor de 0.25 hasta más o menos los 0.7 segundos, para luego permanecer constante con un valor de 0.3.

A continuación se muestran los $I.R._{RELATIVO}$ para tres códigos importantes: el de Chile por corresponder al país con probada eficacia en el control de la deriva, el de Colombia, y el más reciente y genérico, IBC 2000.

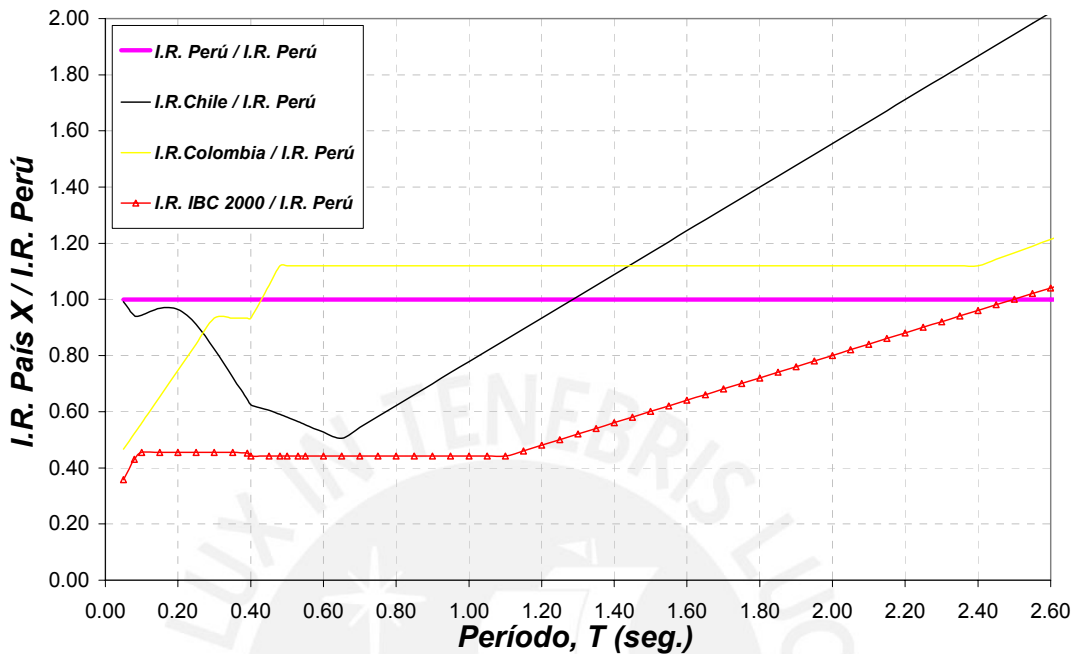


Figura 3.3.5. Curvas del Índice de Rigurosidad Relativo, $I.R._{RELATIVO}$, a la norma peruana (NTE-E.030 2003) obtenidas para los códigos de Chile, Colombia y el IBC 2000.

La curva del $I.R._{RELATIVO}$ de Chile, muestra que es un código más exigente que el peruano a partir de los 1.3 segundos, y es el más exigente de todos para períodos mayores a los 1.45 segundos. Para períodos cortos, el código chileno es poco exigente.

La curva del código colombiano muestra que para períodos mayores a los 0.45 segundos, su $I.R._{RELATIVO}$ es prácticamente equivalente al del código peruano. Para períodos inferiores a los 0.45 segundos la norma colombiana es menos exigente.

Finalmente, contrario a lo que podría esperarse de un reglamento que según sus creadores es de carácter internacional, la curva del IBC 2000 muestra que es un código menos exigente en lo relativo a derivas. Por lo tanto, emplear este reglamento en países como Chile, Colombia y Perú podría llevar a diseños con rigidez insuficiente para cumplir con las demandas de los códigos de los países mencionados.

Capítulo 4

4.1 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Relación Daño – Deriva

- Los sismos severos han mostrado la estrecha relación entre los desplazamientos laterales y el daño que sufren los edificios.
- Todos los índices de daño presentados en esta investigación toman en cuenta la deriva, como un parámetro para cuantificar el daño.

Control del Daño en Grupos de Edificios

- Para un grupo de edificios de las mismas características, existe variabilidad en la capacidad, la demanda y los estados de daño. Debido a esta variabilidad es necesario emplear un método que permita estimar probabilísticamente el desempeño de las estructuras ante un determinado nivel de demanda sísmica.
- Existe una propuesta de metodología para cuantificar el desempeño de grupos de estructuras en base a Curvas de Fragilidad. Estas curvas se usan para estimar la probabilidad de que el grupo de estructuras de las mismas características, alcance o exceda estados de daño específicos para un determinado nivel de respuesta sísmica.
- A mayor dispersión en la capacidad de un grupo de estructuras de similares características, menor debe ser el límite de la deriva para garantizar un desempeño satisfactorio del grupo, ante un determinado nivel de demanda sísmica.
- Las máximas distorsiones angulares de entrepiso permitidas para un grupo de edificios, deben definirse en función de la confiabilidad con que se espera acotar su desempeño. Por tanto, cuanto mayor sea el porcentaje de edificios que se desea que alcancen un desempeño satisfactorio durante un sismo, menor debe ser el límite de desplazamientos permitido.
- Dada la alta variabilidad existente en las construcciones de nuestro país (sobre todo en la construcción denominada “informal”), es recomendable un límite de la deriva relativamente bajo en comparación con los de los códigos de países con mayor nivel de desarrollo, ya que en esos países existe mayor uniformidad en el aspecto constructivo.

Los Códigos y el Control de la Deriva

- Los códigos de diseño sísmico estudiados no fundamentan ni dan referencias que expliquen los valores de distorsión máxima de entrepiso. En algunos casos, los valores límite provienen de la tradición en el ejercicio profesional, y en otros, corresponden al intento de proteger el contenido del edificio.

- Existen muchos trabajos de investigación a nivel mundial, que cuestionan los límites asumidos por los códigos, en función de la protección no sólo del contenido, sino también de la propia estructura.
- Los límites de la deriva de entrepiso según los códigos estudiados, dependen en algunos casos del material predominante de la estructura, de su importancia o uso, y hasta del período fundamental o la altura del edificio.
- La mayoría de los códigos establecen los límites de la deriva a nivel inelástico, mientras que los códigos de Chile y Turquía limitan los desplazamientos a nivel elástico, por lo que el Índice de Rigurosidad de dichos reglamentos depende en gran medida de la demanda sísmica elástica.
- Se espera que en el futuro los códigos definan sus límites en función de sus propias curvas de fragilidad.

Comparación de los Códigos Estudiados

- Es difícil cuantificar las demandas de rigidez de los distintos códigos estudiados debido a las diferencias existentes tanto en los valores límites de la deriva de entrepiso, como en los procedimientos de cálculo del desplazamiento lateral.
- Fue posible cuantificar las demandas de rigidez mediante el Índice de Rigurosidad desarrollado en este trabajo, como el cociente de la deriva máxima esperada y la deriva máxima permitida por cada código.
- También, fue posible comparar las demandas de rigidez del código peruano con respecto a las de otros códigos sísmicos mediante un Índice de Rigurosidad Relativo a lo largo del espectro, el cual se calcula como el cociente entre el Índice de Rigurosidad del código del país correspondiente y el Índice de Rigurosidad del código peruano.

Resultados

- Se encontró que para estructuras de sistema dual de concreto armado con un período inferior a los 0.45 segundos, la norma peruana es la más rigurosa en el control de los desplazamientos laterales, lo cual es bueno sobre todo porque en este rango de períodos se encuentran comúnmente la mayoría de estructuras construidas de manera informal.
- El código de Colombia es el más riguroso en el control de los desplazamientos para períodos comprendidos entre 0.45 a 1.45 segundos.
- El código de Chile es el más riguroso para períodos mayores a los 1.45 segundos.
- La NTCDS-96 de México para suelo blando es tan rigurosa como el código chileno en el control de las derivas, para períodos entre 1.4 y 1.8 segundos.

- El MOC-93 de México es más exigente que el código peruano en el control de las derivas a partir de los 1.8 segundos.
- Los códigos mexicanos no son muy exigentes en el control de los desplazamientos laterales para estructuras de período corto. En general, la NTCDS-96 de México para suelo rígido no es muy exigente en la limitación de desplazamientos.
- En la zona de períodos cortos los códigos de Turquía y el IBC 2000, no son muy rigurosos en el control de los desplazamientos laterales, aunque conforme aumenta el período, estos se hacen cada vez más exigentes en el control de las derivas, a tal punto que para períodos mayores de 2.5 segundos el IBC 2000 es más exigente que el código peruano.
- El UBC 1997, resultó ser el menos exigente en el control de las derivas.
- La gran exigencia en el control de los desplazamientos laterales del código de Chile, explica la alta densidad de muros de los edificios diseñados en los últimos años en ese país, los mismos que han mostrado un buen comportamiento sísmico.
- Los resultados del código colombiano muestran que este reglamento ha tenido una importante evolución en cuanto al control de los desplazamientos.
- Contrario a lo que podría esperarse de un reglamento que según sus creadores es de carácter internacional, la curva del IBC 2000 muestra que es un código poco exigente. Por lo tanto, emplear este reglamento en países como Chile, Colombia y Perú podría llevar a diseños con rigidez insuficiente para cumplir con las demandas de los códigos de estos países.
- En la comparación de los códigos peruanos, encontramos que las exigencias para estructuras de período corto son mayores con la Norma de 1997 mientras que para períodos largos la norma vigente es la más rigurosa en el control de los desplazamientos.

Recomendaciones

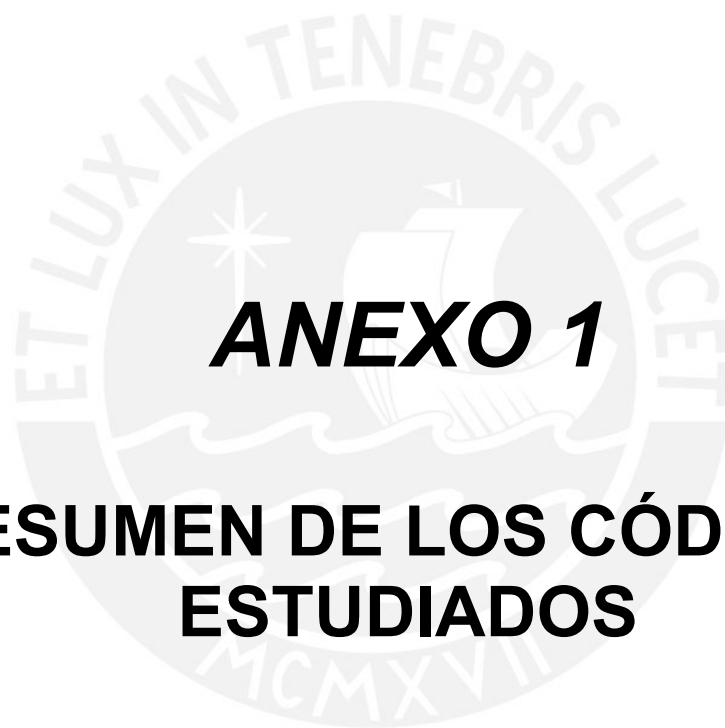
- Dado el buen comportamiento de las estructuras peruanas diseñadas con el código de 1997, ante sismos como el del 2001 en Arequipa, sería bueno revisar la disminución de la demanda de rigidez del código peruano del 2003 para períodos cortos.
- Se recomienda usar los índices de rigurosidad desarrollados en este trabajo para comparar el código peruano con otros códigos importantes como los de Japón, Nueva Zelanda, Costa Rica y Euro Code 8.
- Sería provechoso emplear la técnica de curvas de fragilidad para la cuantificación del desempeño de grupos estructurales, tales como centros educativos, con el fin de desarrollar soluciones de grupo a nivel nacional.

Referencias

1. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, *Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NSR-98. Título A – Requisitos Generales de Diseño y Construcción Sismorresistente*, Ley 400 de 1997, Decreto 33, Santafé de Bogotá D. C. Colombia, 1998.
2. Cardona Arboleda, Omar Dario, *Estimación Holística del Riesgo Sísmico Utilizando Sistemas Dinámicos Complejos*, INGENYERIA DEL TERRENO CARTOGRAFICA I GEOFISICA, Universitat UPC, Catalunya, España, Diciembre del 2001.
3. Castillo Aranda, Steve Adolfo, *Control de Desplazamientos en Edificios de Muros de Concreto Armado según las Normas Peruanas*. Tesis (Lic.) -- PUCP. Facultad de Ciencias e Ingeniería. Mención : Ingeniería Civil Lima, 2000.
4. Czarnecki, Robert M. *Earthquake Damage to Tall Buildings*, Structures Publication No. 359, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts, 1973.
5. Division of the State of Architect (DSA), *Earthquake Hazard Mitigation Technology, Application Guidelines and Recommendations*, California Department of General Services, Sacramento, California, 1996.
6. E. Bazán y R. Meli, *Diseño Sísmico de Estructuras*, Editorial LIMUSA, Cuarta Edición, México, 2001.
7. Federal Emergency Management Agency (FEMA), *FEMA 274, NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D.C., Octubre de 1997.
8. Ferritto, J. M., *An Economic Analysis of Earthquake Design Levels for New Concrete Construction*, TN No. N-1671, Department of the Navy Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, California, 1983.
9. Ferritto, J. M., *An Economic Analysis of Earthquake Design Levels*, TN No. N-1640, Department of the Navy Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, California, 1982.
10. Hasselman, T. K., Ronald T. Eguchi, John H. Wiggins, *Assessment of Damageability for Existing Buildings in a Natural Hazards Environment*, Volume I: Methodology, Redondo Beach, California, 1980.
11. Instituto Nacional de Normalización, *Diseño Sísmico de Edificios, Norma NCh 433 Of.96*, Santiago, Chile, 1996
12. International Conference of Building Officials (ICBO), *Uniform Building Code, 1997 Edition*, Volumen 2, Whittier, California, 1997.
13. International Council of Building Officials (ICBO), *2000 International Building Code, Final Draft*, Birmingham, Alabama, 1998.
14. J.B. Merrill, M.J.N. Priestley and H.E. Chapman, *Design Earthquake Loading and Ductility Demand*, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 1980, Vol.13(3): 232-241 Eurocode 8 (1996) [S]: Design Provisions for Earthquake.
15. Kircher, C. A., A. A. Nassar, O. Kustu y W. T. Holmes, *Development of Building Damage Functions for Earthquake Loss Estimation*, Earthquake Spectra, Volumen 13, No. 4, Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, California, Noviembre de 1997.
16. Kustu, O., D. D. Miller, S. T. Brokken, *Development of Damage Functions for High-Rise Building Components*, URS/John A. Blume & Associates reporte preparado para el U.S. Department of Energy, San Francisco, California, 1982.

17. M. Wakabayashi, *Diseño de Estructuras Sismorresistentes*, McGraw-Hill, México, Julio de 1988.
18. M. Williams y R. G. Sexsmith, *Seismic Damage Indices for Concrete Structures: A State-of-the-Art Review*, Earthquake Spectra, Volumen 11, No. 2, Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, California, Mayo de 1995.
19. Ministerio de Transportes y Comunicaciones, *Norma Técnica de Edificación E-0.30, Diseño Sismorresistente*, Lima, Perú, 2003.
20. Ministry of Public Works and Settlement Government of the Republic of Turkey, *Specification for Structures to be Build in Disaster Areas*, Part III, Earthquake Disaster Prevention, Estambul, Turquía, 1998.
21. Miranda, Eduardo, *Strength Reduction Factors in Performance-Based Design*, National Information Service for Earthquake Engineering (NISEE), University of California Berkeley, California, 1997.
22. Muñoz Peláez, Alejandro, *Fuerzas de Diseño y Control de Desplazamientos en la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente*, Pontificia Universidad Católica del Perú, Sección Ingeniería Civil, Lima, Noviembre, 1997.
23. Muñoz Peláez, Alejandro, *Ingeniería Sismorresistente*, Pontificia Universidad Católica del Perú, Marzo del 2001.
24. National Institute of Building Science (NIBS), *HAZUS99: Technical Manual*. Reporte preparado por el Federal Emergency Management Agency (FEMA). Washington, D.C., 1999.
25. Newmark, N. M., W. J. Hall, *Earthquake Spectra and Design*, Earthquake Engineering Research Institute (EERI) Monograph, Oakland, California, 1982.
26. *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México D.F., México, 1996.
27. Whitman, Robert V., Tarek S. Aziz, Earl H. Wong, *Preliminary Correlations Between Earthquake Damage and Strong Ground Motion*, Structures Publication No. 564, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts, 1977.
28. Wong, Earl Hom, *Correlations Between Earthquake Damage and Strong Ground Motion*, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts, 1975.
29. The ETAPS Series of Programs, Computers & Structures, 2003.
30. Instituto de Investigaciones Eléctricas, *MOC – 93, Manual de Diseño de Obras Civiles. Diseño por Sismo*, Comisión Federal de Electricidad, México, 1993.
31. FEMA, *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures*, Reports No. FEMA 367 (Provisions) and 368 (Commentary), Washington, D.C., 2000.
32. Ministerio de Transportes y Comunicaciones, *Norma Técnica de Edificación E-0.30, Diseño Sismorresistente*, Lima, Perú, 1997.
33. Reglamento Nacional de Construcciones, Normas de Diseño Sismo-Resistente, 1977.





ANEXO 1

RESUMEN DE LOS CÓDIGOS ESTUDIADOS

Resumen de los Códigos Estudiados

A continuación se presenta un resumen, de los códigos de Perú, Chile, Colombia, México, Turquía y EEUU.

Tabla A1.1. Perú: Norma Técnica de Edificación E.030 de Diseño Sismorresistente (2003)

	Parámetro	Fórmula	Observaciones			
			Zona	Z (g)		
Parámetros Sismicos	Factor de Zona	Z	3	0.40		
			2	0.30		
			1	0.15		
	Factor de Suelo	S	Suelo	Descripción	T_p	S
			S ₁	Suelos Rígidos	0.4	1.0
			S ₂	Suelos Intermedios	0.6	1.2
			S ₃	Suelos Flexibles	0.9	1.4
		S ₄	Condiciones Excepcionales	(*)	(*)	
	Coeficiente de Amplificación Sísmica	$C = 2,5 \left(\frac{T_p}{T} \right)$	$C \leq 2.5$			
Factor de Uso o Importancia	U	Categoría	Edificaciones	U		
		A	Esenciales	1.5		
		B	Importantes	1.3		
		C	Comunes	1.0		
	D	Menores	(**)			
Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas	R	Concreto Armado: <ul style="list-style-type: none"> • Pórticos $R = 8$ • Dual $R = 7$ • De muros estructurales $R = 6$ • Muros de ductilidad limitada $R = 4$ 				
Análisis Estático	Fuerza Cortante en la Base	$V = \frac{ZUCS}{R} P$	$\frac{C}{R} \geq 0.1$			
	Periodo Fundamental Estimado	$T = \frac{h_n}{C_T}$	<ul style="list-style-type: none"> • Pórticos: $C_T = 35$ • Pórticos y Cajas de Ascensor: $C_T = 45$ • Muros de corte: $C_T = 60$ 			
Análisis Dinámico	Aceleración Espectral	$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$				

(*) Los valores de T_p y S para este caso serán establecidos por el especialista, pero en ningún caso serán menores que los especificados para el perfil tipo S₃.

(**) En estas edificaciones, a criterio del proyectista, se podrá omitir el análisis por fuerzas sísmicas, pero deberá proveerse de la resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales.

Tabla A1.2. Chile: Norma Chilena Oficial NCh 433.Of96, Diseño Sísmico de Edificios

	Parámetro	Fórmula	Observaciones					
			Zona Sísmica			A_0		
Parámetros Sísmicos	Factor de Zona	A_0	1			0.20 g		
			2			0.30 g		
			3			0.40 g		
	Factor de Suelo	S	Suelo	S	T_0	T''	n	p
			I ⁽¹⁾	0.90	0.15	0.20	1.00	2.0
			II ⁽²⁾	1.00	0.30	0.35	1.33	1.5
III ⁽³⁾			1.20	0.75	0.85	1.80	1.0	
Coeficiente Sísmico	$C = \frac{2.75 A_0}{gR} \left(\frac{T''}{T_0} \right)^n$	$C \geq \frac{A_0}{6g}$; $C_{m\acute{a}x} = 0.35 \frac{S A_0}{g}$ si $R = 7$ (Concreto)						
		Factor de Uso o Importancia						
Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas	R, R_0	Concreto Armado:						
		<ul style="list-style-type: none"> Pórticos: $R = 7$; $R_0 = 11$ Muros y Sistemas Arriostrados: $R = 7$; $R_0 = 11$ 						
Análisis Estático	Fuerza Cortante en la Base	$Q_0 = CIP$	P : peso de la estructura.					
	Periodo Fundamental Estimado	T''	Debe calcularse mediante un procedimiento fundamentado.					
Análisis Dinámico	Aceleración Espectral	$S_a = \frac{I A_0 \alpha}{R''}$	$S_a \geq \frac{I A_0}{6g}$					
	Factor de Amplificación Dinámico	$\alpha = \frac{I + 4.5 \left(\frac{T_n}{T_0} \right)^p}{I + \left(\frac{T_n}{T_0} \right)^3}$	T_n : período de vibración del modo n					
	Factor de Reducción Dinámico	$R'' = I + \frac{T''}{0.10 T_0 + \frac{T''}{R_0}}$	T'' : período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.					

(1) **Roca**: Material natural con velocidad de propagación de ondas (v_s) in-situ igual o mayor que 900 m/s, o bien resistencia de la compresión uniaxial de probetas intactas (sin fisuras) igual o mayor que 10 Mpa y RQD igual o mayor que 50%.

(2) Suelo con v_s igual o mayor que 400 m/s en los 10 m superiores y creciente con la profundidad; **Grava Densa**, con ρ_g igual o mayor que 20 kN/m³, o densidad relativa (DR) igual o mayor que 75%, o grado de compactación mayor que 95% del Proctor Modificado; **Arena Densa** con DR mayor que 75%, o índice de Penetración Estándar N mayor que 40, o grado de compactación superior al 95% del valor del Proctor Modificado; **Suelo Cohesivo Duro**, con resistencia al corte no drenado s_u igual o mayor que 0.10 Mpa en probetas sin fisuras. En todos los casos el espesor mínimo del estrato debe ser 20 m, de lo contrario el suelo se clasificará como tipo I.

(3) **Arena Permanentemente No Saturada**, con DR entre 55% y 75%, o N mayor que 20; **Grava o Arena No Saturada**, con grado de compactación menor que el 95% del Proctor Modificado; **Suelo Cohesivo**, con s_u comprendido entre 0.025 y 0.010 Mpa independientemente del nivel freático; **Arena Saturada**, con N comprendido entre 20 y 40. El espesor mínimo del estrato debe ser de 10 m; si el espesor del estrato sobre la roca o sobre suelo correspondiente al tipo II es menor de 10 m, el suelo se clasificará como tipo II.

(4) **Suelo Cohesivo Saturado**, con s_u igual o menor que 0.025 Mpa. El espesor mínimo del estrato debe ser de 10 m; si el espesor del estrato sobre suelo correspondiente a algunos de los tipos I, II, III es menor que 10 m, el suelo se clasificará como tipo III.

Tabla A1.3. Colombia: Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismorresistente (NSR-98)

	Parámetro	Fórmula	Observaciones		
			Región	A_a	Amenaza Sísmica
Parámetros Sísmicos:	Aceleración Pico Efectiva	A_a	10	0.45	Alta
			9	0.40	Alta
			8	0.35	Alta
			7	0.30	Alta
			6	0.25	Alta
			5	0.20	Intermedia
			4	0.15	Intermedia
			3	0.10	Baja
			2	0.075	Baja
			1	0.05	Baja
	Coeficiente de Sitio	S	Perfil de Suelo ⁽¹⁾		
			S_1		1.0
			S_2		1.2
			S_3		1.5
			S_4		2.0
Coeficiente de Importancia	I	Grupo de Uso	Edificaciones		
		IV	Indispensables		
		III	De Atención a la Comunidad		
		II	De Ocupación Especial		
Aceleración Espectral	$S_a = 2.5 A_a I$ $S_a = \frac{1.2 A_a S I}{T}$ $S_a = \frac{A_a I}{2}$	$0 < T < T_c$		$T_c = 0.48 S$	
		$T_c < T < T_L$		$T_L = 2.4 S$	
		$T > T_L$			
Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas	R	Concreto:			
		Sistema Estructural		R	
		Muros		2.5 – 7.0	
		Pórticos		2.5 – 7.0	
Dual		6.0 – 8.0			
Análisis Estático:	Fuerza Cortante en la Base	$V = S_a M g$ ⁽²⁾			
	Periodo Fundamental Estimado	$T = C_t h_n^{3/4}$	Sistema Estructural		C_t
			Pórticos de Concreto		0.08
			Pórticos de Acero		0.09
Otros		0.05			
Análisis Dinámico:	Espectro	$a = S_a g$ ⁽³⁾	$S_a = A_a I (1 + 5T)$ para $0 < T < 0.3$ seg.		

- (1) Suelo S_1 : Roca o Estrato de Arena, Gravas o Arcillas Duras con un espesor de menor de 60 m.
 Suelo S_2 : Estrato de Arena, Gravas o Arcillas Duras con un espesor mayor de 60 m o Estratos de Suelo de Consistencia media con un espesor menor de 60 m.
 Suelo S_3 : Estrato de Arcillas de Dureza entre Mediana y Blanda con un espesor menor a 20 m.
 Suelo S_4 : Perfil en donde dentro de los depósitos existentes entre la roca y la superficie hay un Estrato de Arcillas Blandas con un espesor de más de 12 m.
- (2) El factor de reducción de fuerzas sísmicas, R , no modifica a la fuerza cortante en la base aplicada para el cálculo de las fuerzas internas en los elementos y los desplazamientos. Este factor modifica las fuerzas internas luego, para el diseño de los elementos.
- (3) El factor de reducción de fuerzas sísmicas, R , no modifica al Espectro introducido para el cálculo de las fuerzas internas en los elementos y los desplazamientos. Este factor modifica las fuerzas internas luego, en el diseño.

Tabla A1.4. México: Manual de Diseño de Obras Civiles (MOC-93) y Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del D.F. (NTCDS 1996).

	Parámetro	Fórmula	Observaciones							
			Código	Zona	Suelo ^(*)	<i>c</i>	<i>a</i> ₀	<i>T</i> _a (s.)	<i>T</i> _b (s.)	<i>r</i>
Parámetros Sísmicos	Coeficiente Sísmico	<i>c</i>	NTCDS-96	D.F.	I	0.16	0.04	0.20	1.35	1.00
					II	0.32	0.08	0.20	1.35	1.33
					III _a	0.40	0.10	0.53	1.80	2.00
					III _b	0.45	0.11	0.85	3.00	2.00
					III _c	0.40	0.10	1.25	4.20	2.00
			MOC-93	A	I	0.08	0.02	0.20	0.60	0.50
					II	0.16	0.04	0.30	1.50	0.67
					III	0.20	0.05	0.60	2.90	1.00
				B	I	0.14	0.04	0.20	0.60	0.50
					II	0.30	0.08	0.30	1.50	0.67
					III	0.36	0.10	0.60	2.90	1.00
				C	I	0.36	0.36	0.00	0.60	0.50
					II	0.64	0.64	0.00	1.40	0.67
					III	0.64	0.64	0.00	1.90	1.00
					I	0.50	0.50	0.00	0.60	0.50
D	II	0.86	0.86	0.00	1.20	0.67				
	III	0.86	0.86	0.00	1.70	1.00				
Espectros de Diseño	$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}$ $a = c$ $a = qc$	$T < T_a$ $T_a \leq T \leq T_b$ $T > T_b ; q = (T_b/T)^r$								
Factor de Comportamiento Sísmico	<i>Q</i>	Factor que depende del tipo y las características de la estructura y varía entre 1 y 4.								
Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas	$Q' = Q$ $Q' = 1 + \frac{T}{T_a} (Q - 1)$	<ul style="list-style-type: none"> Si se desconoce <i>T</i>, o si $T \geq T_a$ Si $T < T_a$ 								
Análisis Estático	Fuerza Cortante en la Base	$F = \frac{a}{Q'} W$	$F \geq 0.25 \frac{c}{Q'} W$; <i>W</i> : Peso total de la edificación.							
	Periodo Fundamental Estimado	$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum F_i x_i}}$	<i>W</i> _{<i>i</i>} : peso de la <i>i</i> -ésima masa <i>F</i> _{<i>i</i>} : fuerza lateral aplicada en el <i>i</i> -ésimo nivel <i>x</i> _{<i>i</i>} : desplazamiento lateral del nivel <i>i</i> , relativo a la base de la estructura.							
Análisis Dinámico	Aceleración Espectral	$S_a = \frac{a}{Q'} g$								

(*)

Suelo I: Roca y Suelo Rígido.

Suelo II: Suelo de Transición de baja rigidez como arenas no cementadas, y limos o depósitos aluviales compactados, que pudieran albergar lentes de arcilla dura.

Suelo III: Arcillas blandas, combinación de arcillas blandas con arena o lentes de limo, depósitos de suelo aluvial suelto.

Tabla A1.5. Turquía: Especificaciones para Estructuras a ser Construidas en Zonas de Desastre (1997)

	Parámetro	Fórmula	Observaciones		
Parámetros Sismicos:	Coefficiente de Aceleración Espectral	$A(T) = A_0 IS(T)$	Normalizado por la aceleración de la gravedad, g , para 5% de amortiguamiento elástico.		
	Coefficiente de Aceleración Efectiva del Suelo	A_0	Zona Sísmica	A_0	
			1	0.40	
			2	0.30	
			3	0.20	
	Factor de Uso o Importancia	I	Tipo de Ocupación	I	
			Hospitales, Bomberos, Telecomunicaciones, Estaciones de Transporte, Gubernamentales, Edificios que contengan material tóxico o explosivos.	1.5	
			Escuelas, Universidades, Cárceles, Museos.	1.4	
			Cines, Estadios, Teatros, etc.	1.2	
	Coefficiente Espectral	$S(T) = 1 + 1.5T/T_A$ $S(T) = 2.5$ $S(T) = 2.5(T_B/T)^{0.8}$	$0 \leq T \leq T_A$ $T_A < T \leq T_B$ $T > T_B$	Tipo de Suelo ⁽¹⁾	T_A
Z1				0.10	0.30
Z2				0.15	0.40
Z3				0.15	0.60
Z4				0.20	0.90
Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas	$R_a(T) = 1.5 + (R - 1.5)T/T_A$ $R_a(T) = R$	$0 \leq T \leq T_A$ $T > T_A$	Concreto:		
			Sistema Estructural	R	
			Pórticos	8	
			Muros acoplados	7	
			Muros	6	
			Dual	7	
Análisis Estático:	Fuerza Cortante en la Base	$V_t = \frac{A(T_1)}{R_a(T_1)} W$	$V_t \geq 0.10 A_0 IW$		
	Periodo Fundamental Estimado	$T_1 = C_t H_N^{3/4}$	Muros de Concreto: $C_t = 0.0075/A_t^{1/2} \leq 0.05$ $A_t = \sum_j A_{wj} l [0.2 + (l_{wj}/H_N)^2]$ Usar cuando $H_N \leq 25$ m en zonas sísmicas 1,2,3 y 4.		
		$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} d_{fi}}}$	Usar cuando $H_N > 25$ m en zonas sísmicas 1 y 2.		
Análisis Dinámico:	Aceleración Espectral	$S_{pa} = \frac{A(T_r)}{R_a(T_r)} \cdot g$			

(1) Suelo Z1: Grupos A (Roca Volcánica o Metamórfica, Arena o Grava Muy Densa, Arcilla Dura) y B (Roca Volcánica Blanda, Tufo Volcánico, Arena o Grava Densa, Arcilla Muy Rígida) con un espesor de estrato (h_1) menor o igual a 15 m.
 Suelo Z2: Grupos B y C (Roca Metamórfica Blanda Muy Húmeda, Grava o Arena Medianamente Densa, Arcilla Rígida) con $h_1 > 15$ m y h_1 menor o igual a 15 m respectivamente.
 Suelo Z3: Grupos C y D (Suelo Aluvial Muy Húmedo, Arena Suelta, Arcilla Blanda) con h_1 entre 15 m y 50 m, y h_1 menor o igual a 10 m respectivamente.
 Suelo Z4: Grupos C y D con $h_1 > 50$ m y h_1 menor o igual a 10 m respectivamente

Tabla A1.6. E.E.U.U.: Uniform Building Code (UBC 1997)

	Parámetro	Fórmula	Observaciones					
			Zona	Z				
Parámetros Sismicos	Factor de Zona	Z	1	0.075				
			2A	0.150				
			2B	0.200				
			3	0.300				
			4	0.400				
	Coeficientes Sismicos	C_a, C_v	Tipo de Suelo ⁽¹⁾	C_a para distintos valores de Z				
				Z = 0.075	Z = 0.15	Z = 0.2	Z = 0.3	Z = 0.4
			S _A	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32N _a ⁽²⁾
			S _B	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40 N _a
			S _C	0.09	0.18	0.24	0.33	0.40 N _a
			S _D	0.12	0.22	0.28	0.36	0.44 N _a
			S _E	0.19	0.30	0.34	0.36	0.36 N _a
			S _F	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)
			Tipo de Suelo ⁽¹⁾	C_v para distintos valores de Z				
				Z = 0.075	Z = 0.15	Z = 0.2	Z = 0.3	Z = 0.4
			S _A	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32N _v ⁽²⁾
			S _B	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40 N _v
			S _C	0.13	0.25	0.32	0.45	0.56 N _v
			S _D	0.18	0.32	0.40	0.54	0.64 N _v
	S _E	0.26	0.50	0.64	0.84	0.96 N _v		
S _F	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)			
Factor de Uso o Importancia	I	Descripción			I			
		Edificaciones Esenciales.			1.25			
		Depósitos de Explosivos o Material Tóxico.			1.25			
		Edificaciones de Ocupación Especial.			1.00			
		Edificaciones de Ocupación Común.			1.00			
		Estructuras Mixtas.			1.00			
Factor de Reducción de Fuerzas Sismicas	R	Concreto Armado:						
		Sistema Estructural			R			
		Muros			4.5			
		Pórticos			3.5-8.5			
Dual			4.2-8.5					
Análisis Estático	Fuerza Cortante en la Base	$V = \frac{C_v I}{RT} W$	$0.11C_a I W \leq V \leq \frac{2.5C_a I}{R} W$ (En todas las Zonas)					
			$\frac{0.8ZN_v I}{R} W \leq V \leq \frac{2.5C_a I}{R} W$ (En Zona 4)					
	Periodo Fundamental Estimado	$T = C_T h_n^{3/4}$	Tipo de Estructura		C _T			
		Pórticos de Acero		0.0853				
		Pórticos de Concreto		0.0731				
		Otros		0.0488				
Análisis Dinámico	Aceleración Espectral	$a_{spectral} = C_a \left(1 + 1.5 \frac{T}{T_0} \right)$	$T \leq T_0$	$T_s = \frac{C_v}{2.5C_a}$ $T_0 = 0.2T_s$				
		$a_{spectral} = 2.5C_a$	$T_0 < T < T_s$					
	$a_{spectral} = \frac{C_v}{T}$	$T > T_s$						
	Espectro	$a = \frac{a_{spectral} I}{R} g$						

(1) Suelo S_A: Roca Dura. Suelo S_B: Roca. Suelo S_C: Suelo Muy Denso y Roca Blanda. Suelo S_D: Suelo Rígido, Suelo S_E: Estrato de más de 30 m de espesor con IP>20, w>40%, y resistencia al corte no confinada < 24 kPa. Suelo S_F: Suelo Licuable, Arcilla Sensitiva, Arcillas Orgánicas, Arcillas de Muy Alta Plasticidad. (*) Requiere asesoría de un especialista en geotecnia.

(2) N_a y N_v son coeficientes de cercanía a la fuente sísmica, que dependen del tipo de falla y la distancia a la misma.

Tabla A1.7. E.E.U.U.: International Building Code (IBC 2000)

	Parámetro	Fórmula	Observaciones					
			Tipo de Suelo ⁽¹⁾	F_a para distintos valores de S_S ⁽²⁾				
Parámetros Sísmicos	Aceleración Espectral Máxima Esperada	$S_{MS} = F_a S_S$ $S_{MI} = F_v S_1$	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.50$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.00$	$S_S \geq 1.25$	
			A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
			B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
			C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
			D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
			E	2.5	1.7	1.2	0.9	(*)
			F	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)
			Tipo de Suelo ⁽¹⁾	F_v para distintos valores de S_1 ⁽²⁾				
			$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$	
			A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
			B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
			C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
			D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
			E	3.5	3.2	2.8	2.4	(*)
F	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)			
Aceleración Espectral	$S_a = 0.6 \frac{S_{DS}}{T_0} T + 0.4 S_{DS}$ $S_a = S_{DS}$ $S_a = \frac{S_{DI}}{T}$	$T \leq T_0$ $T < T_S$ $T > T_S$	$T_0 = 0.2 \frac{S_{DI}}{S_{DS}}$ $T_S = \frac{S_{DI}}{S_{DS}}$	$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$ $S_{DI} = \frac{2}{3} S_{MI}$				
Factor de Uso o Importancia	I_E	Grupo	Uso	I_E				
		I	Edificaciones Comunes.	1.00				
		II	Escuelas, Cárceles, Edificios de Asambleas, etc.	1.25				
		III	Hospitales, Aeropuertos, Telecomunicaciones, Depósitos de Explosivos o material Tóxico, etc.	1.50				
Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas	R	Concreto Armado:						
		Sistema Estructural		R				
		Muros		2-6				
		Pórticos		3-8				
		Dual		2.5-8				
Fuerza Cortante en la Base	$V = C_S W$	$0.044 S_{DS} \leq C_S = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} \leq \frac{S_{DI}}{\left(\frac{R}{I}\right) T}$						
Periodo Fundamental Estimado	$T = C_T h_n^{3/4}$	Tipo de Estructura		C_T				
		Pórticos de Acero		0.085				
		Pórticos de Concreto		0.073				
		Pórticos Arriostrados de Acero		0.073				
		Otros		0.049				
Espectro	$S = \frac{S_a}{\left(\frac{R}{I}\right)} \cdot g$							

(1) Suelo A: Roca Dura. Suelo B: Roca. Suelo C: Suelo Muy Denso y Roca Blanda. Suelo D: Suelo Rígido, Suelo E: Estrato de más de 30 m de espesor con $IP > 20$, $w > 40\%$, y resistencia al corte no confinada < 24 kPa. Suelo F: Suelo Licuable, Arcilla Sensitiva, Arcillas Orgánicas, Arcillas de Muy Alta Plasticidad.

(2) S_S y S_1 son las aceleraciones del suelo para periodos cortos y de 1 segundo respectivamente, con una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años de exposición, obtenidas de los mapas de aceleración.

(*) Requiere asesoría de un especialista en geotecnia.



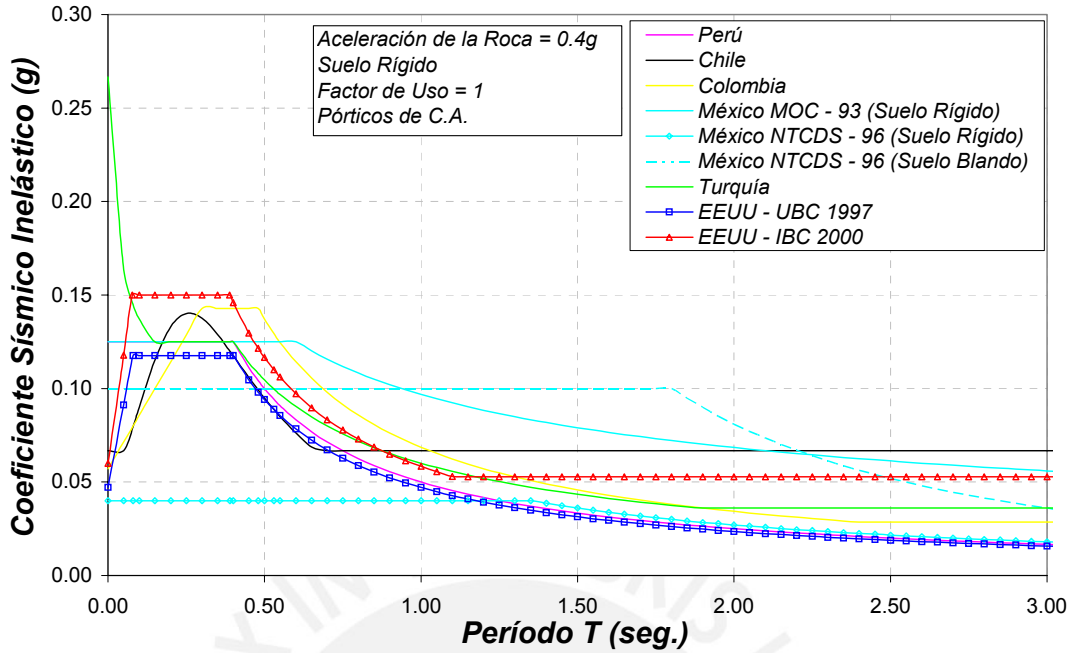


Figura A2.1. Coeficiente Sísmico Inelástico según los códigos, para suelo rígido, edificaciones comunes y con sistema estructural conformado por pórticos de C.A.

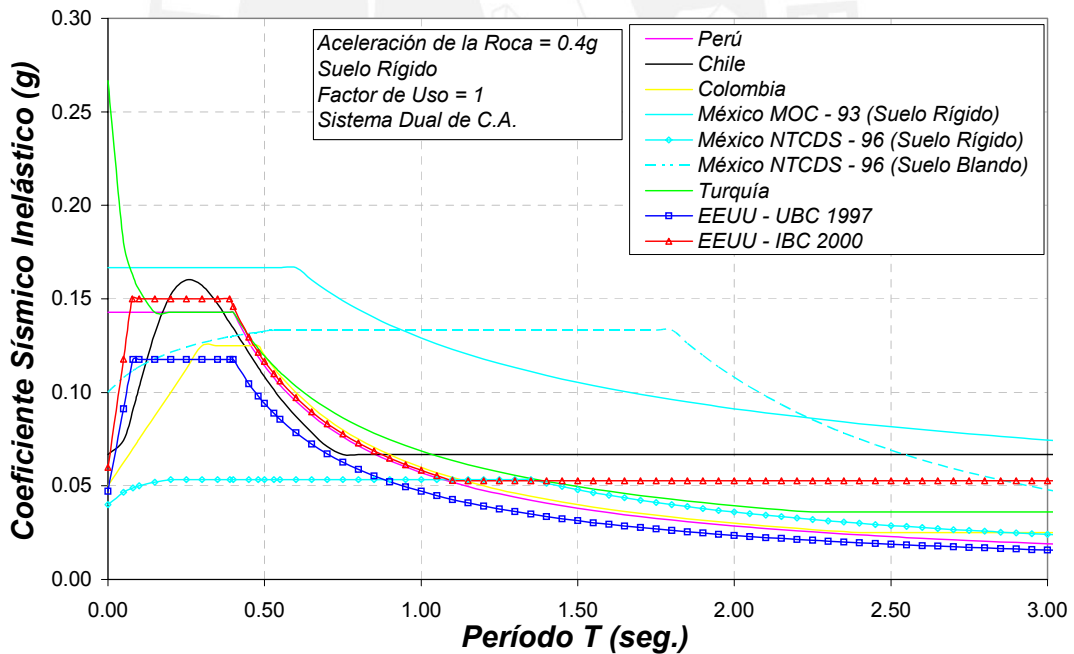


Figura A2.2. Coeficiente Sísmico Inelástico según los códigos, para suelo rígido, edificaciones comunes y con sistema estructural dual de C.A.

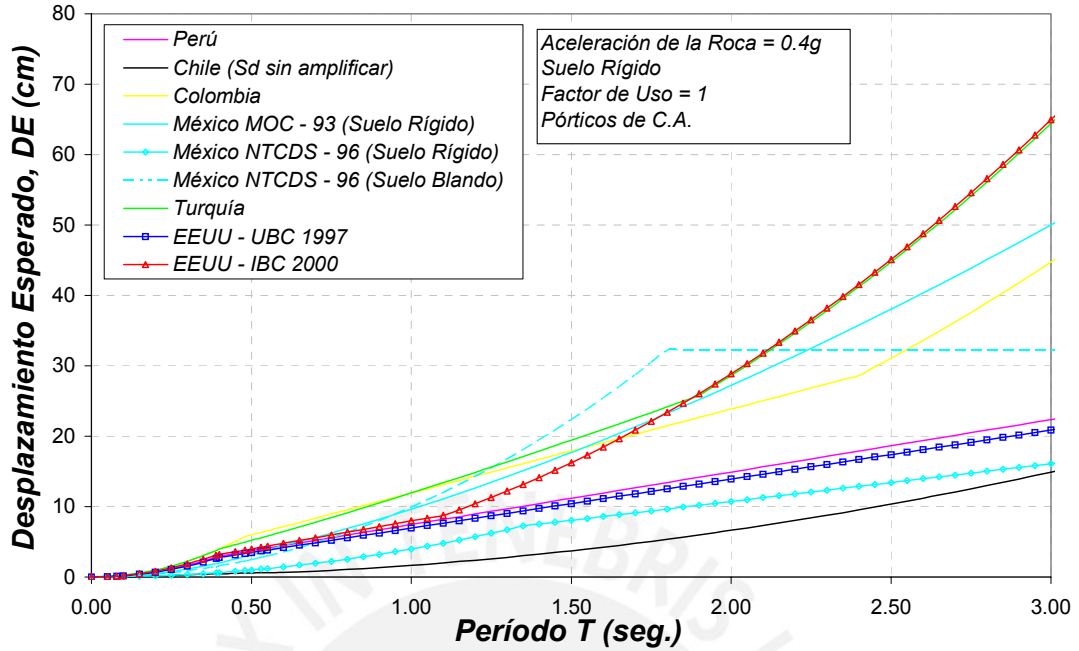


Figura A2.3. Espectros de Desplazamiento Esperado, DE , según los distintos códigos, para edificaciones con sistema estructural de pórticos de concreto armado. (Los desplazamientos espectrales, S_d , del código de Chile no han sido amplificados).

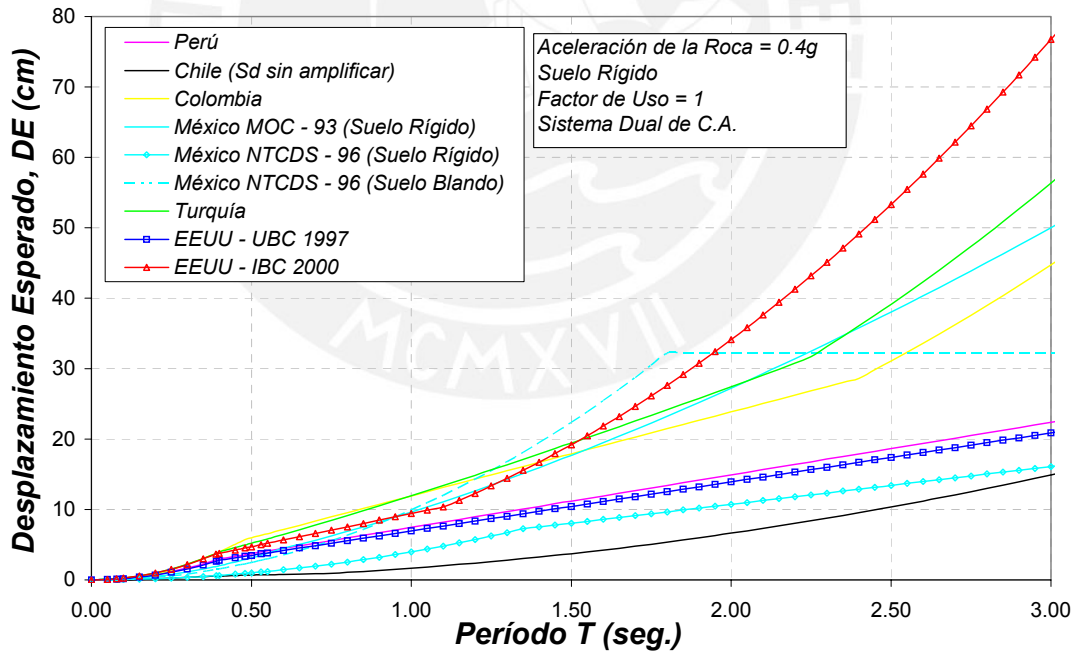


Figura A2.4. Espectros de Desplazamiento Esperado, DE , según los distintos códigos, para edificaciones con sistema estructural dual de concreto armado. (Los desplazamientos espectrales, S_d , del código de Chile no han sido amplificados).

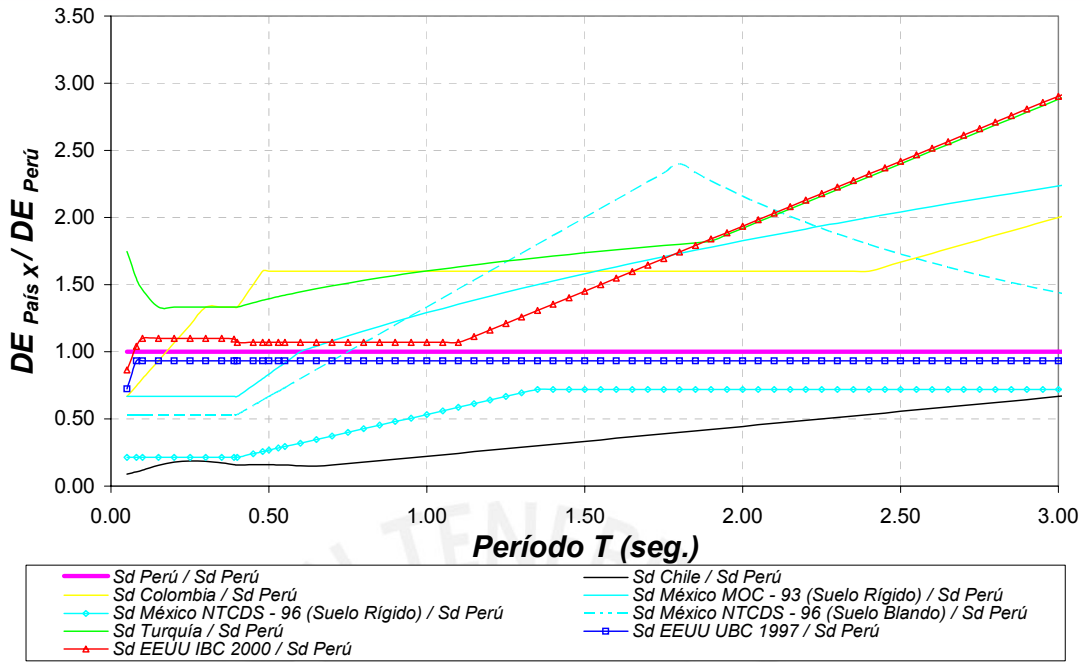


Figura A2.5. Comparación entre los Desplazamientos Esperados según la norma peruana NTE-E.030 2003 y los demás códigos analizados, para la estructura de pórticos de concreto. (Los desplazamientos del código de Chile no han sido amplificados).

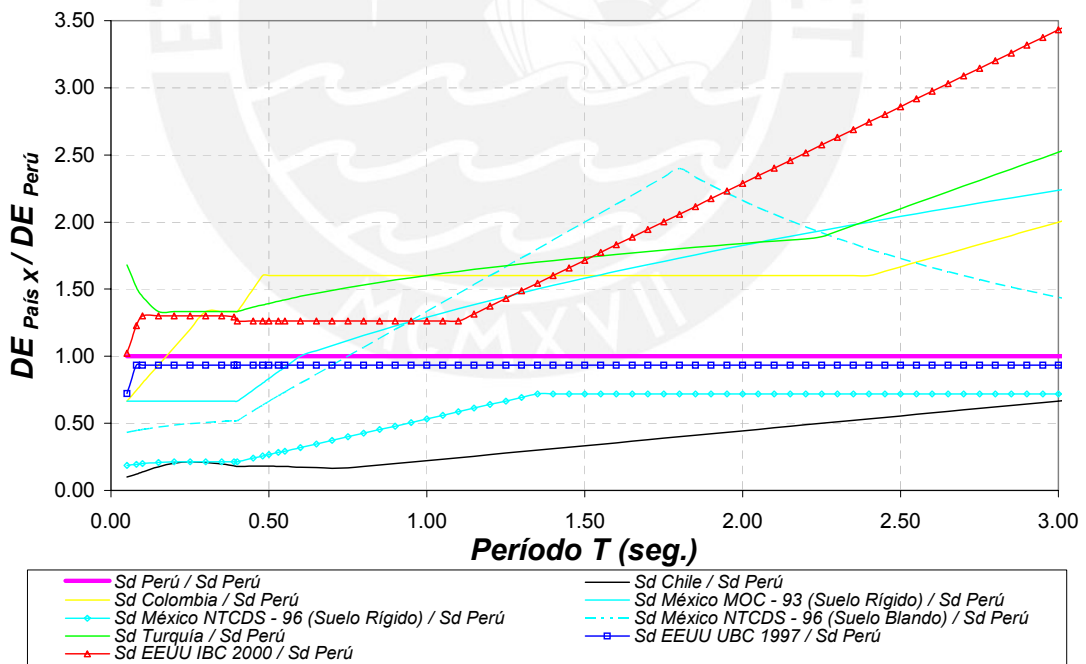


Figura A2.6. Comparación entre los Desplazamientos Esperados según la norma peruana NTE-E.030 2003 y los demás códigos analizados, para la estructura de sistema dual de concreto. (Los desplazamientos del código de Chile no han sido amplificados).

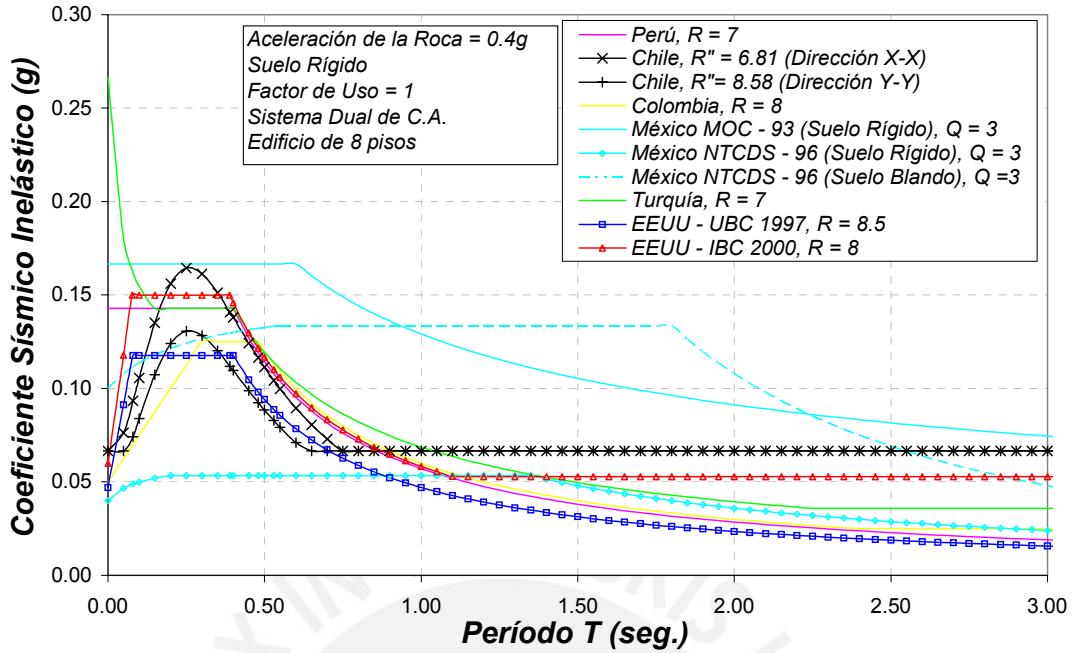


Figura A2.7. Coeficiente Sísmico Inelástico para el Edificio de 8 pisos.

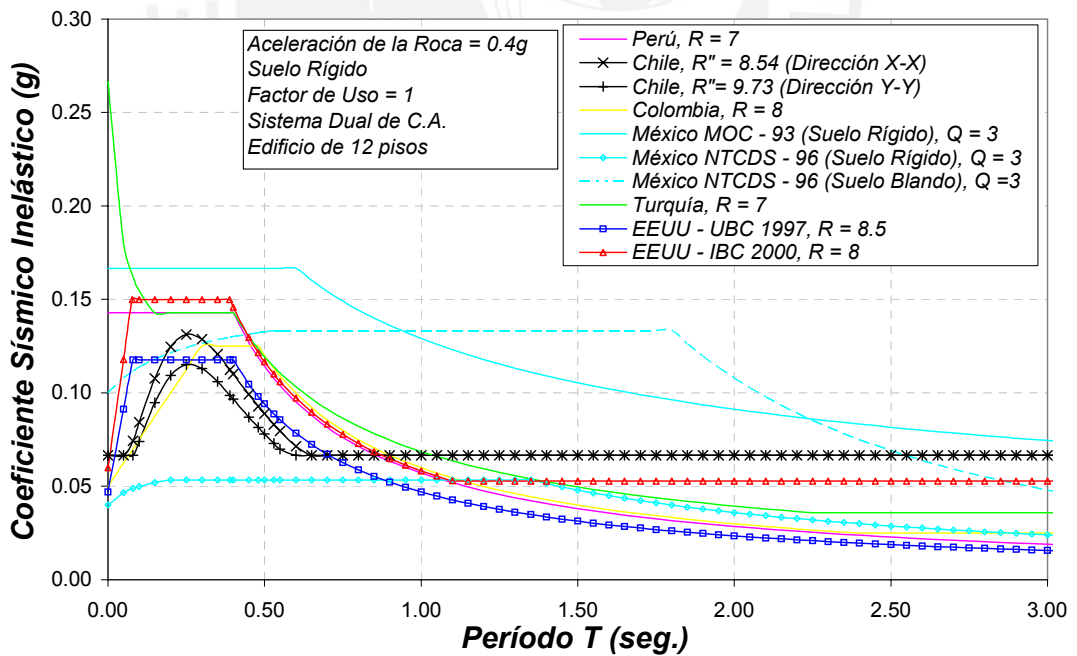


Figura A2.8. Coeficiente Sísmico Inelástico para el Edificio de 12 pisos.

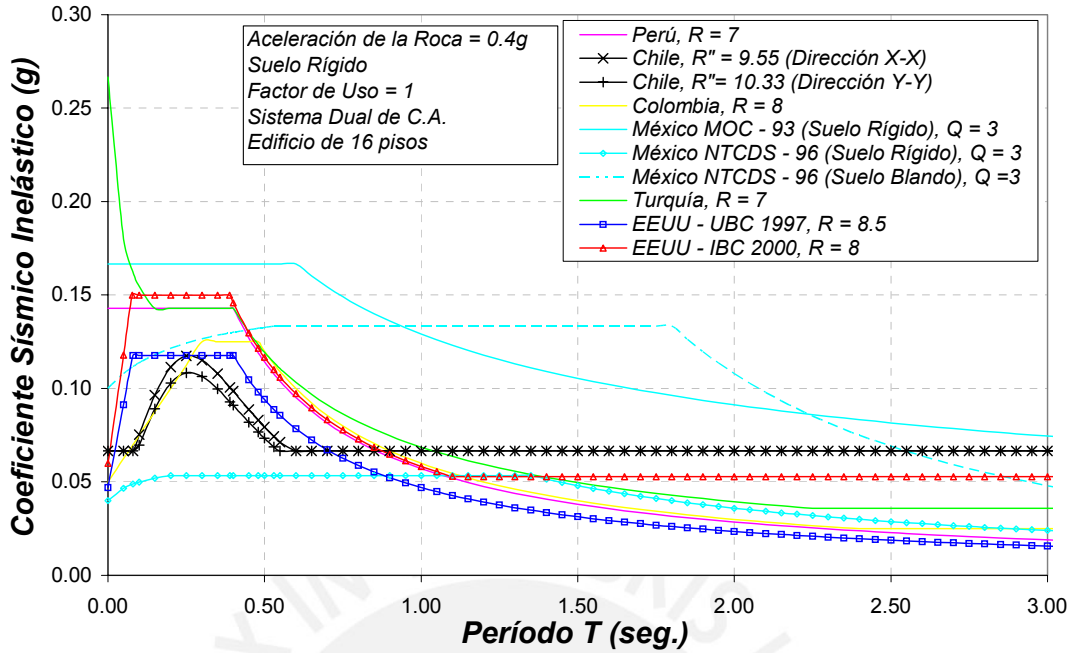
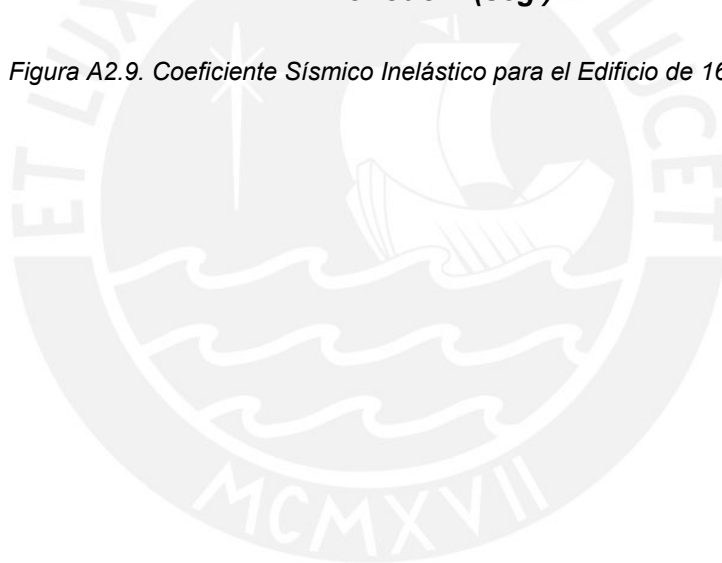


Figura A2.9. Coeficiente Sísmico Inelástico para el Edificio de 16 pisos.



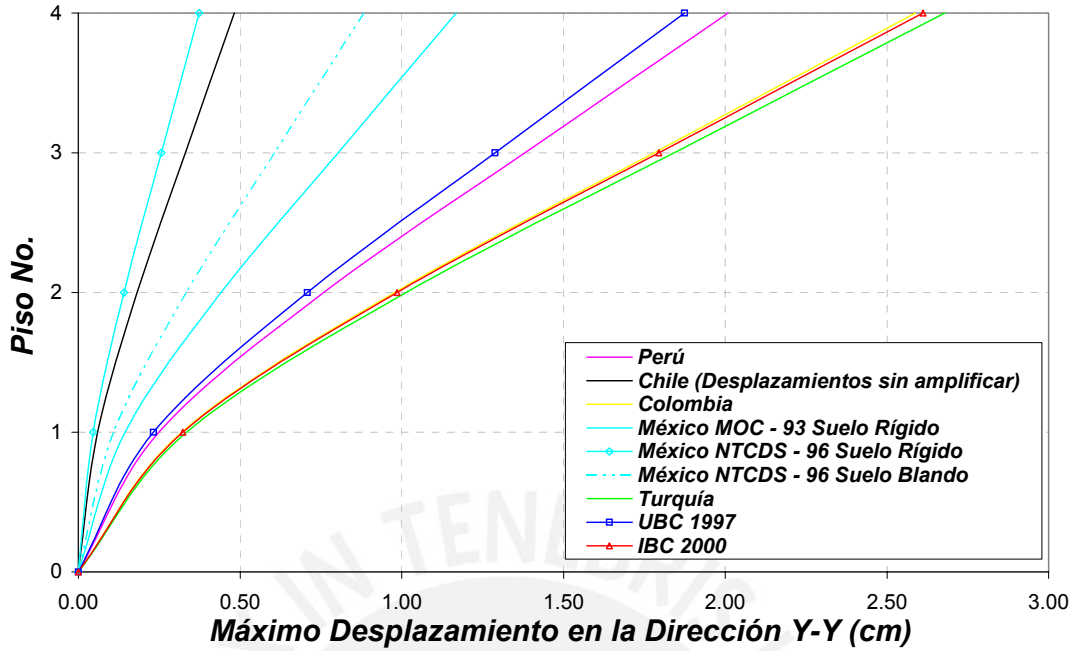


Figura A2.10. Máximos Desplazamientos Esperados calculados en el edificio de 4 pisos. (Los desplazamientos del código de Chile no han sido amplificados).

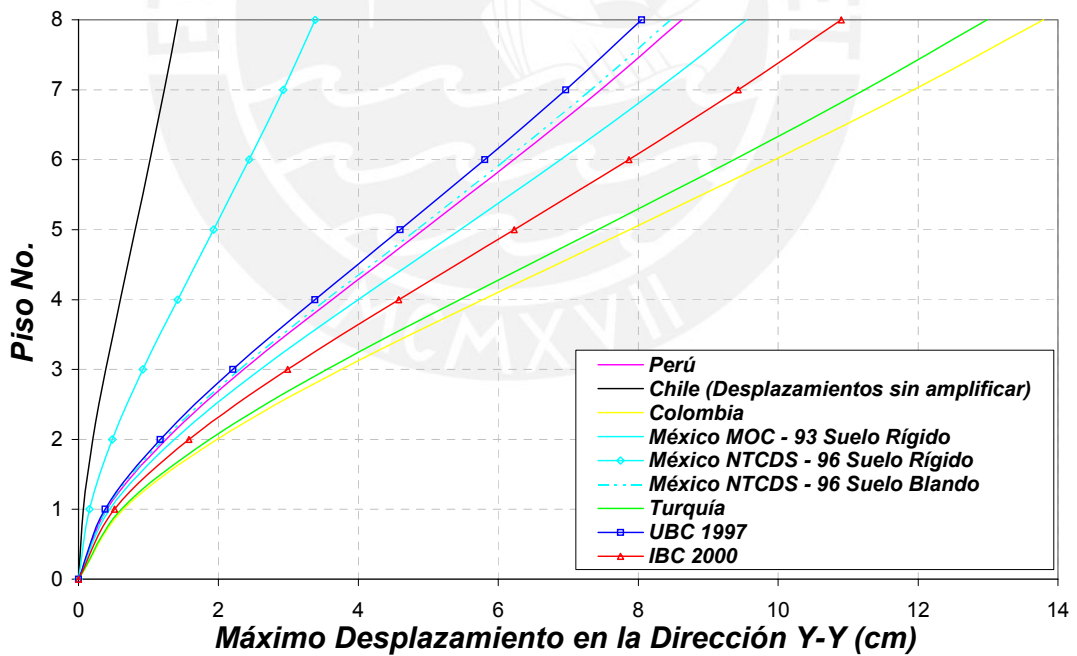


Figura A2.11. Máximos Desplazamientos Esperados calculados en el edificio de 8 pisos. (Los desplazamientos del código de Chile no han sido amplificados).

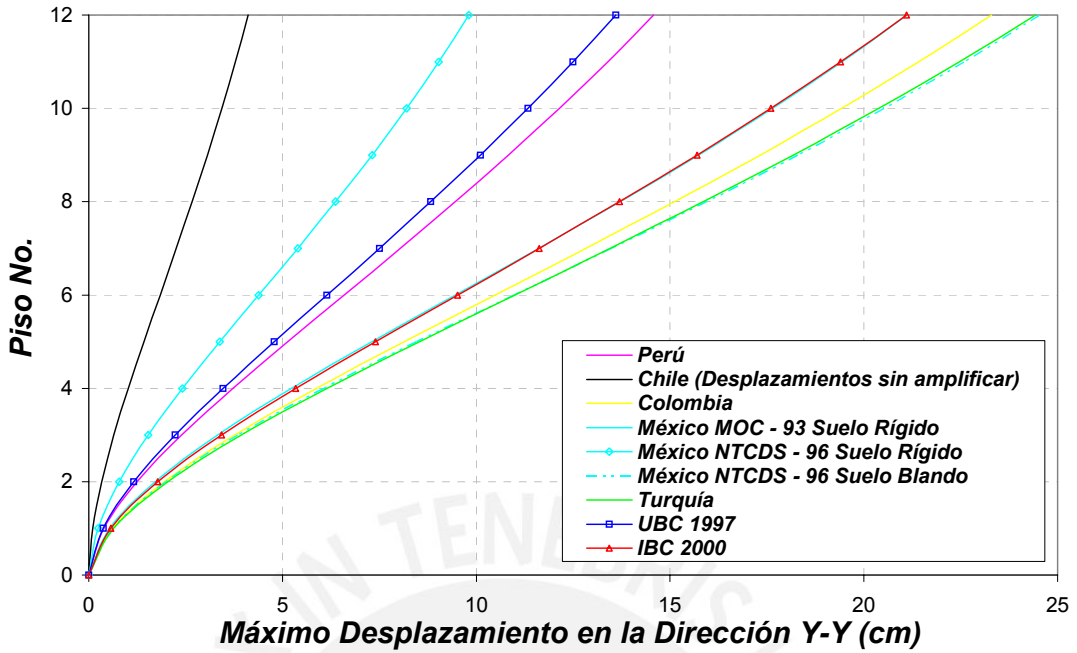


Figura A2.12. Máximos Desplazamientos Esperados calculados en el edificio de 12 pisos. (Los desplazamientos del código de Chile no han sido amplificados).

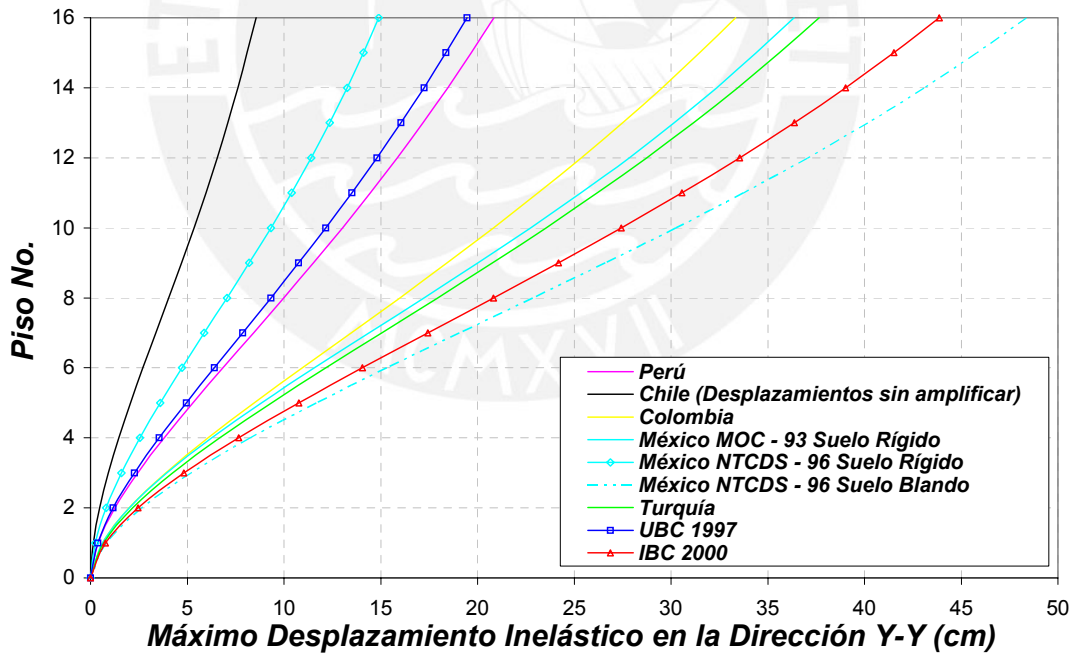


Figura A2.13. Máximos Desplazamientos Esperados calculados en el edificio de 16 pisos. (Los desplazamientos del código de Chile no han sido amplificados).

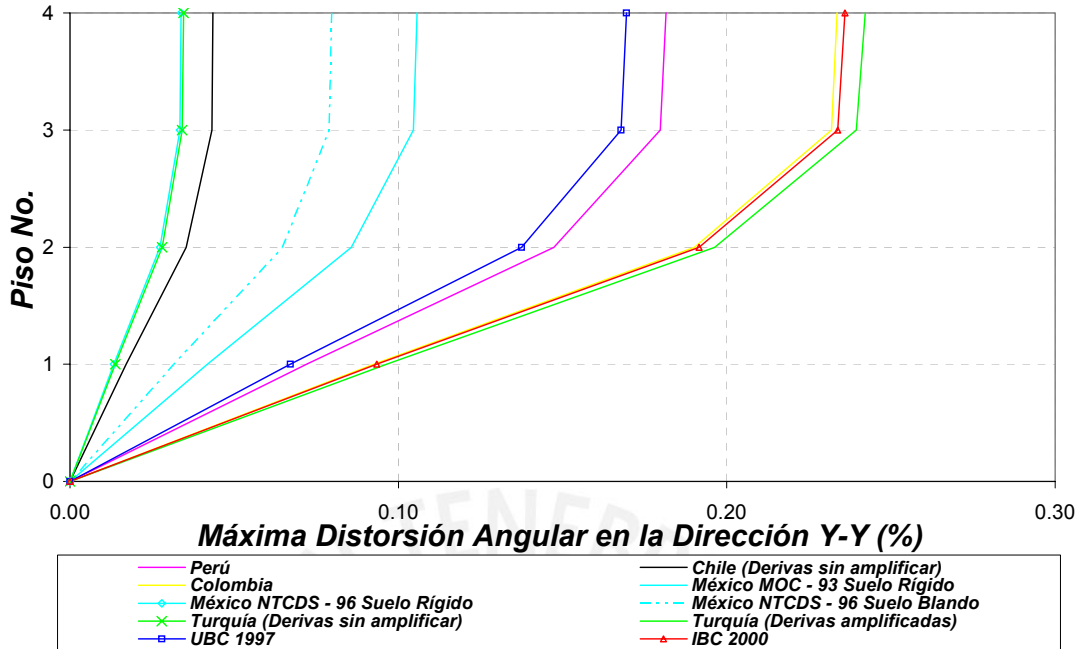


Figura A2.14. Máximas Distorsiones Angulares calculadas en el edificio de 4 pisos.

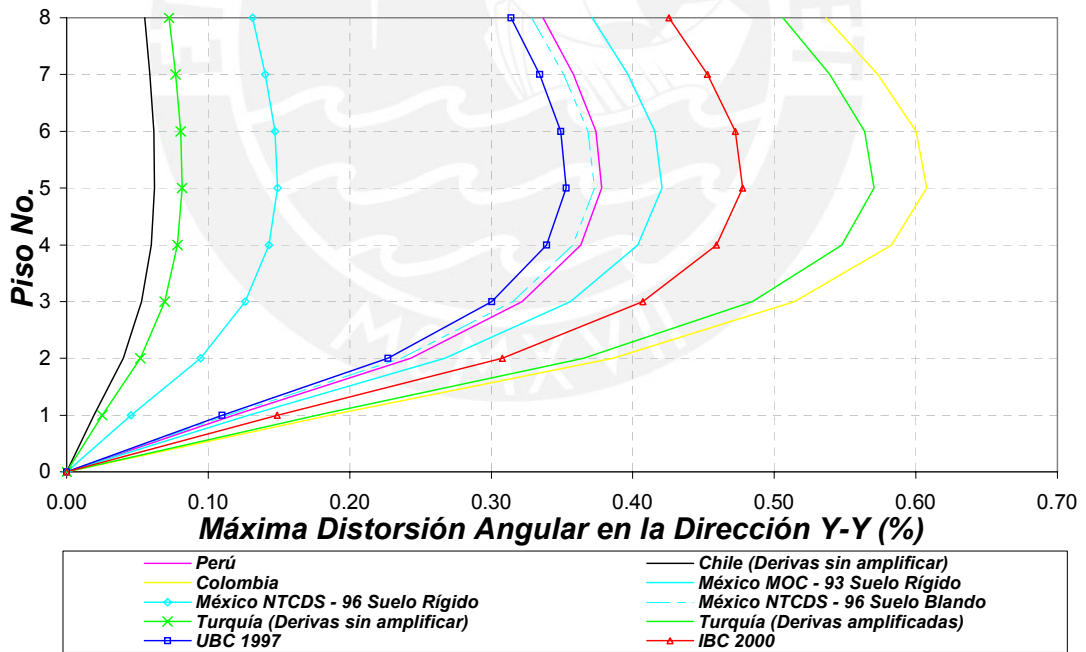


Figura A2.15. Máximas Distorsiones Angulares calculadas en el edificio de 8 pisos.

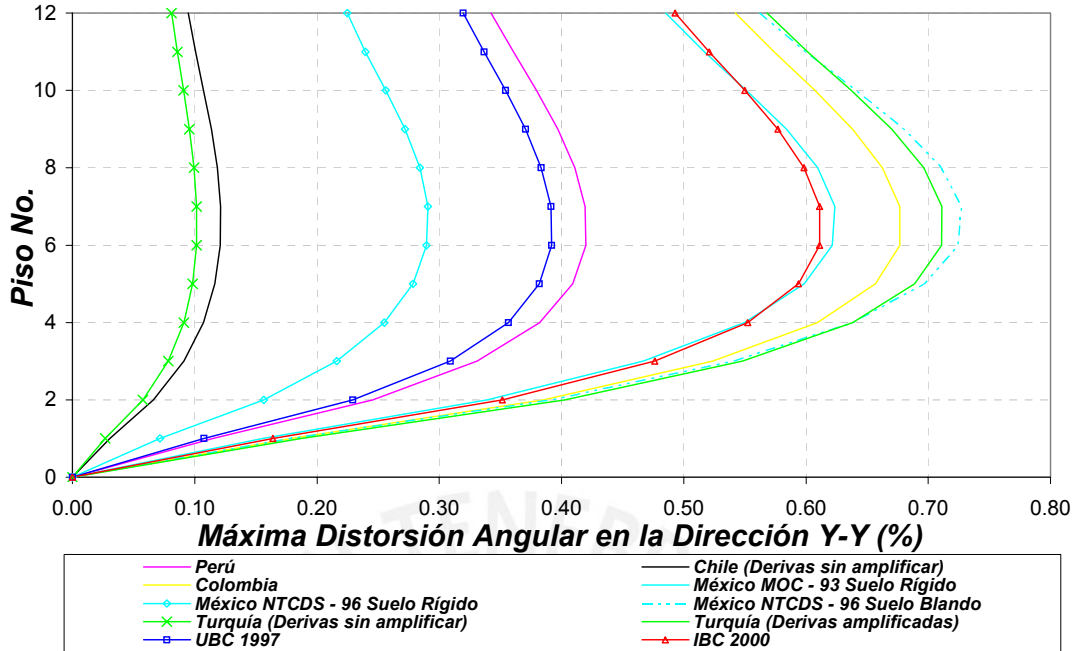


Figura A2.16. Máximas Distorsiones Angulares calculadas en el edificio de 12 pisos.

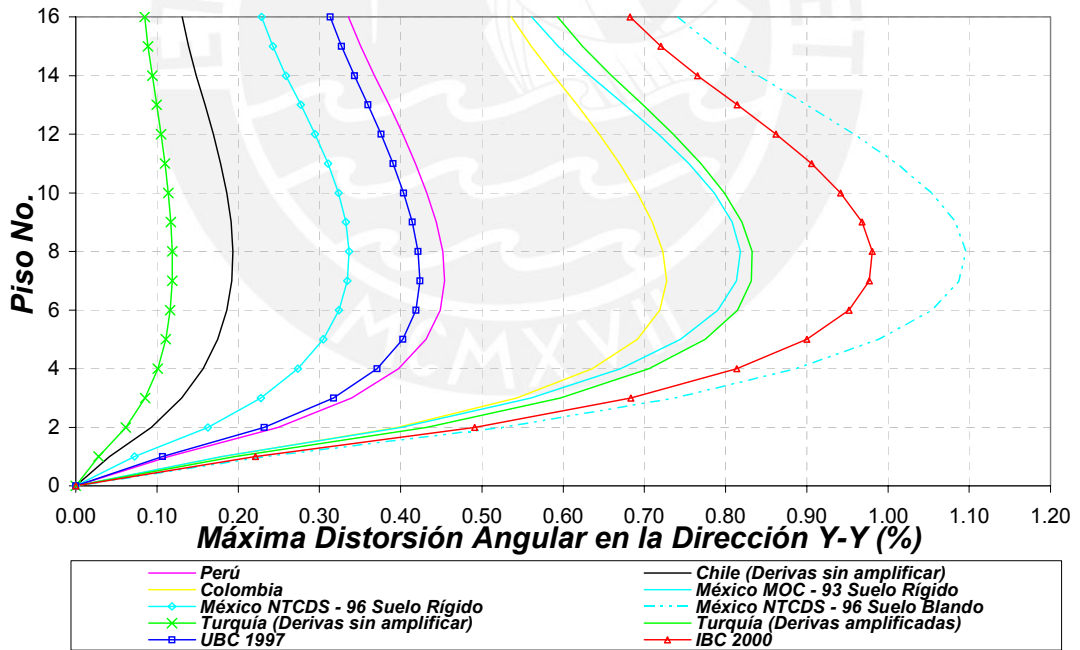
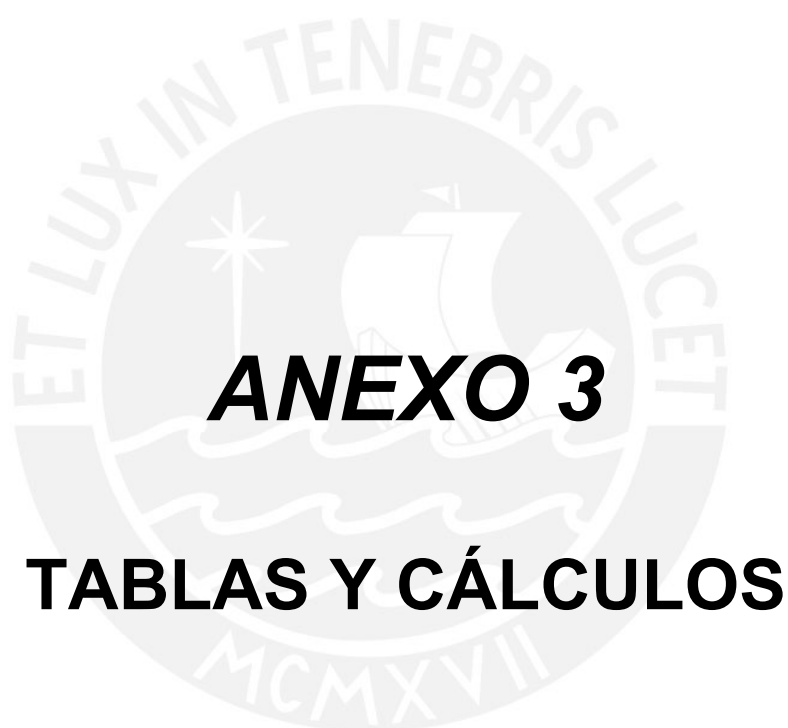


Figura A2.17. Máximas Distorsiones Angulares calculadas en el edificio de 16 pisos.



ANEXO 3

TABLAS Y CÁLCULOS

Tabla A3.1. Parámetros utilizados para el análisis.

País	Código	Parámetro	Variable	Valor	Observaciones
Perú	NTE - E.030 2003	Aceleración de la Roca	Z	0,40	Zona 3
		Parámetros del Suelo	S	1,00	Suelo Rígido
			T_p	0,40	
		Factor de Uso	U	1,00	Edificio de Oficinas
Factor de Reducción	R	7,00	Sistema Dual de Concreto		
Chile	NCh 433.Of96	Aceleración de la Roca	A_o	0,40	Zona 3
		Parámetros del Suelo	S	1,00	Suelo Rígido
			T_o	0,30	
		Factor de Uso	I	1,00	Edificio de Oficinas
Factor de Reducción	R_o	11,00	Sistema Dual de Concreto		
Colombia	NSR - 98	Aceleración de la Roca	A_a	0,40	Amenaza Sísmica Alta
		Parámetros del Suelo	S	1,00	Suelo Rígido
			I	1,00	
		Factor de Reducción	R	8,00	Sistema Dual de Concreto
México	MOC - 93	Aceleración de la Roca	c	0,50	Zona D
		Parámetros del Suelo	a_o	0,50	Suelo Rígido (Suelo I)
			T_a	0,00	
			T_b	0,60	
	Factor de Reducción	Q	3,00	Sistema Dual de Concreto	
	NTCDS 1996	Aceleración de la Roca	c	0,16	Zona I del DF
		Parámetros del Suelo	a_o	0,04	Suelo Rígido
			T_a	0,20	
			T_b	1,35	
		Factor de Reducción	Q	3,00	Sistema Dual de Concreto
		Aceleración de la Roca	c	0,40	Zona III _a del DF
	Parámetros del Suelo	a_o	0,10	Suelo Blando	
T_a		0,53			
T_b		1,80			
Factor de Reducción	Q	3,00	Sistema Dual de Concreto		
Turquía	SSBDA 1997	Aceleración de la Roca	A_o	0,4	Zona 1
		Parámetros del Suelo	T_A	0,15	Suelo Rígido
			T_B	0,40	
		Factor de Uso	I	1,00	Edificio de Oficinas
Factor de Reducción	R	7,00	Sistema Dual de Concreto		
EEUU	UBC 1997	Aceleración de la Roca	Z	0,40	Zona 4
		Parámetros del Suelo	C_a	0,40	Suelo Rígido
			C_v	0,40	
			N_a	1,00	
		Factor de Uso	I	1,00	Edificio de Oficinas
	Factor de Reducción	R	8,50	Sistema Dual de Concreto	
	IBC 2000	Aceleración de la Roca	S_s	1,80	Suelo Rígido
			S_1	0,70	
		Parámetros del Suelo	F_a	1,00	Suelo Rígido
			F_v	1,00	
Factor de Uso		I_E	1,00	Edificio de Oficinas	
Factor de Reducción	R	8,00	Sistema Dual de Concreto		
Factor de Amplificación de Desplazamientos	C_d	6,50	Sistema Dual de Concreto		

Tabla A3.2. Espectros de Diseño de los Códigos estudiados.

País	Código	Espectro	Observaciones
Perú	NTE E-030 2003	$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$; $C \leq 2,5$
Chile	NCh 433.Of96	$S_a = \frac{IA_0 \alpha}{R''} g$	$\alpha = \frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3}$; $R'' = 1 + \frac{T''}{0,10T_0 + \frac{T''}{R_0}}$
Colombia	NSR-98	$a = S_a g$	$S_a = A_a I (1 + 5T)$ $0 < T < 0,3$ $S_a = 2,5 A_a I$ $0 < T < T_C$ $S_a = \frac{1,2 A_a S I}{T}$ $T_C < T < T_L$ $S_a = \frac{A_a I}{2}$ $T > T_L$ $T_C = 0,48 S$
México	MOC-93 NTCDS 1996	$S_a = \frac{a}{Q'} g$	$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}$ $T < T_a$ $a = c$ $T_a \leq T \leq T_b$ $a = qc$; $q = (T_b/T)^r$ $T > T_b$
Turquía	SSBDA 1997	$S_{pa} = \frac{A_0 I S(T)}{R_a(T)} g$	$S(T) = 1 + 1,5 T/T_A$ $0 \leq T \leq T_A$ $S(T) = 2,5$ $T_A < T \leq T_B$ $S(T) = 2,5 (T_B/T)^{0,8}$ $T > T_B$
EEUU	UBC 1997	$a = \frac{a_{spectral} I}{R} g$	$a_{spectral} = C_a \left(1 + 1,5 \frac{T}{T_0}\right)$ $T \leq T_0$ $a_{spectral} = 2,5 C_a$ $T_0 < T < T_S$ $a_{spectral} = \frac{C_v}{T}$ $T > T_S$ $T_S = \frac{C_v}{2,5 C_a}$ $T_0 = 0,2 T_S$
	IBC 2000	$S = \frac{S_a}{\left(\frac{R}{I}\right)} g$	$S_a = 0,6 \frac{S_{DS}}{T_0} T + 0,4 S_{DS}$ $T \leq T_0$ $S_a = S_{DS}$ $T < T_S$ $S_a = \frac{S_{D1}}{T}$ $T > T_S$ $S_{DS} = \frac{2}{3} F_a S_S$ $S_{D1} = \frac{2}{3} F_v S_1$

Tabla A3.3. Resumen de los resultados obtenidos usando el código del Perú, NTE-E0.30 (2003).

PERÚ, NTE-E.030 (2003)	Edificio de 4 Pisos		Edificio de 8 Pisos		Edificio de 12 Pisos		Edificio de 16 Pisos		Edificio de 20 Pisos	
	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y
Período, T (seg)	0.14	0.29	0.37	0.73	0.72	1.27	1.15	1.85	1.63	2.48
Factor de Reducción, R	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
Fuerza Cortante en la Base, V (Ton)	424	400	760	442	661	438	627	429	647	410
Desplazamiento del centro de masas (C.M.) en la azotea (cm)	0.48	1.95	3.60	7.60	7.50	13.28	11.76	19.39	16.25	25.85
Máximo desplazamiento de entrepiso medido en los C.M., Δ (cm)	0.13	0.59	0.54	1.15	0.78	1.32	0.94	1.45	1.04	1.57
Máxima Distorsión angular de entrepiso en los C.M., Δ/h_e (%)	0.038	0.170	0.156	0.332	0.226	0.381	0.271	0.418	0.300	0.453
Desplazamiento máximo de los extremos de la planta en la azotea (cm)	0.63	2.01	4.35	8.62	9.28	14.58	15.19	20.84	19.70	27.37
Máximo desplazamiento de entrepiso en los extremos de la planta, Δ_{ext} (cm)	0.17	0.63	0.63	1.31	0.92	1.45	1.11	1.57	1.11	1.68
Máxima Distorsión angular de entrepiso en los extremos de la planta, Δ_{ext}/h_e (%)	0.050	0.182	0.183	0.378	0.265	0.420	0.321	0.454	0.322	0.485
Control de Irregularidad Torsional	1.113	1.077	1.176	1.123	1.237	1.103	1.234	1.091	1.082	1.081

Límite = 0.7%

Tabla A3.4. Resumen de los resultados obtenidos usando el código de Chile, NCh 433.Of96. (*)

CHILE, NCh 433.Of96	Edificio de 4 Pisos		Edificio de 8 Pisos		Edificio de 12 Pisos		Edificio de 16 Pisos		Edificio de 20 Pisos	
	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y
Período, T (seg)	0.14	0.29	0.37	0.73	0.72	1.27	1.15	1.85	1.63	2.48
Factor de Reducción, R"	4.30	6.15	6.84	8.58	8.53	9.73	9.54	10.33	10.14	10.71
Fuerza Cortante en la Base, V (Ton)	604	493	754	374	544	549	692	710	789	885
Desplazamiento del centro de masas (C.M.) en la azotea (cm)	0.13	0.47	0.70	1.24	1.20	3.74	3.03	7.95	6.10	14.18
Máximo desplazamiento de entrepiso medido en los C.M., Δ (cm)	0.04	0.14	0.10	0.19	0.13	0.38	0.24	0.62	0.39	0.89
Máxima Distorsión angular de entrepiso en los C.M., Δ/h_e (%)	0.011	0.041	0.030	0.054	0.036	0.110	0.070	0.179	0.112	0.258
Desplazamiento máximo de los extremos de la planta en la azotea (cm)	0.18	0.48	0.84	1.42	1.51	4.11	3.89	8.55	7.08	15.01
Máximo desplazamiento de entrepiso en los extremos de la planta, Δ_{ext} (cm)	0.05	0.15	0.12	0.22	0.15	0.42	0.29	0.67	0.41	0.96
Máxima Distorsión angular de entrepiso en los extremos de la planta, Δ_{ext}/h_e (%)	0.015	0.044	0.035	0.062	0.043	0.121	0.083	0.194	0.120	0.276
Control de Irregularidad Torsional	1.091	1.076	1.187	1.127	1.180	1.104	1.178	1.089	1.015	1.078

Límite = 0.2%

(*) Resultados obtenidos con desplazamientos sin amplificar.

Tabla A3.5. Resumen de los resultados obtenidos usando el código de Colombia, NSR-98.

COLOMBIA, NSR-98	<i>Edificio de 4 Pisos</i>		<i>Edificio de 8 Pisos</i>		<i>Edificio de 12 Pisos</i>		<i>Edificio de 16 Pisos</i>		<i>Edificio de 20 Pisos</i>	
	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y
Período, T (seg)	0.14	0.29	0.37	0.73	0.72	1.27	1.15	1.85	1.63	2.48
Factor de Reducción, R	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
Fuerza Cortante en la Base, V (Ton)	251	329	647	435	633	426	574	433	587	417
Desplazamiento del centro de masas (C.M.) en la azotea (cm)	0.44	2.50	4.81	12.15	11.99	21.22	18.80	31.02	25.97	42.62
Máximo desplazamiento de entrepiso medido en los C.M., Δ (cm)	0.12	0.76	0.72	1.85	1.25	2.13	1.50	2.32	1.65	2.60
Máxima Distorsión angular de entrepiso en los C.M., Δ/h_e (%)	0.035	0.219	0.208	0.534	0.362	0.614	0.433	0.670	0.478	0.750
Desplazamiento máximo de los extremos de la planta en la azotea (cm)	0.63	2.59	5.87	13.79	14.83	23.29	24.28	33.34	31.48	45.13
Máximo desplazamiento de entrepiso en los extremos de la planta, Δ_{ext} (cm)	0.17	0.81	0.86	2.10	1.47	2.34	1.79	2.52	1.80	2.78
Máxima Distorsión angular de entrepiso en los extremos de la planta, Δ_{ext}/h_e (%)	0.050	0.234	0.247	0.608	0.425	0.677	0.517	0.727	0.521	0.803
Control de Irregularidad Torsional	1.078	1.080	1.160	1.122	1.246	1.102	1.236	1.091	1.076	1.080

Límite = 1.0%

Tabla A3.6. Resumen de los resultados obtenidos usando el código de México, MOC – 93 (Suelo Rígido)

MÉXICO, MOC-93 (S. Rígido)	<i>Edificio de 4 Pisos</i>		<i>Edificio de 8 Pisos</i>		<i>Edificio de 12 Pisos</i>		<i>Edificio de 16 Pisos</i>		<i>Edificio de 20 Pisos</i>	
	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y
Período, T (seg)	0.14	0.29	0.37	0.73	0.72	1.27	1.15	1.85	1.63	2.48
Factor de Reducción, Q'	2.62	2.62	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
Fuerza Cortante en la Base, V (Ton)	495	467	887	801	1156	931	1189	1048	1210	1146
Desplazamiento del centro de masas (C.M.) en la azotea (cm)	0.28	1.13	2.41	8.39	8.19	19.22	16.30	33.84	27.13	52.19
Máximo desplazamiento de entrepiso medido en los C.M., Δ (cm)	0.08	0.34	0.36	1.28	0.85	1.96	1.30	2.61	1.73	3.26
Máxima Distorsión angular de entrepiso en los C.M., Δ/h_e (%)	0.022	0.099	0.104	0.369	0.247	0.566	0.375	0.756	0.499	0.943
Desplazamiento máximo de los extremos de la planta en la azotea (cm)	0.37	1.17	3.01	9.55	10.19	21.11	20.97	36.36	32.19	55.23
Máximo desplazamiento de entrepiso en los extremos de la planta, Δ_{ext} (cm)	0.10	0.37	0.44	1.46	1.01	2.16	1.55	2.83	1.88	3.49
Máxima Distorsión angular de entrepiso en los extremos de la planta, Δ_{ext}/h_e (%)	0.029	0.106	0.126	0.421	0.292	0.624	0.449	0.818	0.544	1.009
Control de Irregularidad Torsional	1.113	1.077	1.134	1.125	1.216	1.103	1.210	1.089	1.041	1.078

Límite = 1.2%

Tabla A3.7. Resumen de los resultados obtenidos usando el código de México, NTCDS 1996 (Suelo Rígido)

MÉXICO, NTCDS-96 (S. Rígido)	Edificio de 4 Pisos		Edificio de 8 Pisos		Edificio de 12 Pisos		Edificio de 16 Pisos		Edificio de 20 Pisos	
	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y
Período, T (seg)	0.14	0.29	0.37	0.73	0.72	1.27	1.15	1.85	1.63	2.48
Factor de Reducción, Q'	2.62	2.62	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
Fuerza Cortante en la Base, V (Ton)	153	148	282	281	399	419	501	418	487	403
Desplazamiento del centro de masas (C.M.) en la azotea (cm)	0.09	0.36	0.77	2.97	2.87	8.92	7.22	13.87	11.65	18.51
Máximo desplazamiento de entrepiso medido en los C.M., Δ (cm)	0.02	0.11	0.12	0.45	0.30	0.91	0.58	1.08	0.74	1.16
Máxima Distorsión angular de entrepiso en los C.M., Δ/h_e (%)	0.007	0.032	0.033	0.131	0.086	0.264	0.166	0.311	0.215	0.335
Desplazamiento máximo de los extremos de la planta en la azotea (cm)	0.11	0.37	0.96	3.38	3.59	9.81	9.27	14.90	14.11	19.58
Máximo desplazamiento de entrepiso en los extremos de la planta, Δ_{ext} (cm)	0.03	0.12	0.14	0.52	0.35	1.01	0.69	1.16	0.83	1.24
Máxima Distorsión angular de entrepiso en los extremos de la planta, Δ_{ext}/h_e (%)	0.009	0.034	0.040	0.149	0.103	0.291	0.199	0.337	0.240	0.358
Control de Irregularidad Torsional	1.110	1.077	1.132	1.127	1.185	1.104	1.185	1.088	1.067	1.078

Límite = 1.2%

Tabla A3.8. Resumen de los resultados obtenidos usando el código de México, NTCDS 1996 (Suelo Blando)

MÉXICO, NTCDS-96 (S. Blando)	Edificio de 4 Pisos		Edificio de 8 Pisos		Edificio de 12 Pisos		Edificio de 16 Pisos		Edificio de 20 Pisos	
	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y
Período, T (seg)	0.14	0.29	0.37	0.73	0.72	1.27	1.15	1.85	1.63	2.48
Factor de Reducción, Q'	2.62	2.62	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
Fuerza Cortante en la Base, V (Ton)	348	349	681	698	990	1044	1245	1328	980	1457
Desplazamiento del centro de masas (C.M.) en la azotea (cm)	0.20	0.85	1.87	7.42	7.17	22.32	18.09	45.01	27.19	44.88
Máximo desplazamiento de entrepiso medido en los C.M., Δ (cm)	0.05	0.26	0.28	1.13	0.75	2.28	1.44	3.50	1.73	2.81
Máxima Distorsión angular de entrepiso en los C.M., Δ/h_e (%)	0.016	0.075	0.081	0.327	0.216	0.659	0.417	1.012	0.500	0.812
Desplazamiento máximo de los extremos de la planta en la azotea (cm)	0.26	0.88	2.35	8.46	8.99	24.53	23.21	48.36	32.01	47.51
Máximo desplazamiento de entrepiso en los extremos de la planta, Δ_{ext} (cm)	0.07	0.28	0.34	1.29	0.89	2.52	1.72	3.79	1.89	3.00
Máxima Distorsión angular de entrepiso en los extremos de la planta, Δ_{ext}/h_e (%)	0.021	0.080	0.098	0.373	0.257	0.727	0.497	1.096	0.547	0.868
Control de Irregularidad Torsional	1.107	1.078	1.126	1.127	1.185	1.104	1.179	1.089	0.874	1.078

Límite = 1.2%

Tabla A3.9. Resumen de los resultados obtenidos usando el código de Turquía, SSBDA 1997.

TURQUÍA, SSBDA 1997	Edificio de 4 Pisos		Edificio de 8 Pisos		Edificio de 12 Pisos		Edificio de 16 Pisos		Edificio de 20 Pisos		
	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	
Período, T (seg)	0.14	0.29	0.37	0.73	0.72	1.27	1.15	1.85	1.63	2.48	
Factor de Reducción, $R_d(T)$	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	
Fuerza Cortante en la Base, V (Ton)	436	406	767	491	726	514	708	525	553	721	
Desplazamiento del centro de masas (C.M.) en la azotea (cm)	0.65	2.60	4.81	11.43	11.23	22.24	19.38	35.05	28.84	53.53	
Máximo desplazamiento de entrepiso medido en los C.M., Δ (cm)	0.18	0.78	0.72	1.73	1.17	2.23	1.54	2.66	1.83	3.32	
Máxima Distorsión angular de entrepiso en los C.M., Δ/h_e (%)	0.052	0.227	0.208	0.500	0.339	0.646	0.446	0.770	0.530	0.958	
Desplazamiento máximo de los extremos de la planta en la azotea (cm)	0.85	2.68	5.83	12.99	13.92	24.43	24.99	37.66	34.65	56.66	
Máximo desplazamiento de entrepiso en los extremos de la planta, Δ_{ext} (cm)	0.23	0.84	0.85	1.97	1.38	2.46	1.84	2.88	2.00	3.54	
Máxima Distorsión angular de entrepiso en los extremos de la planta, Δ_{ext}/h_e (%)	0.067	0.242	0.245	0.570	0.398	0.711	0.532	0.832	0.577	1.024	Límite = 2.0%
Control de Irregularidad Torsional	1.115	1.077	1.167	1.124	1.229	1.103	1.225	1.090	1.065	1.079	
Máxima Distorsión angular elástica de entrepiso en los extremos de la planta, Δ_{ext}/h_e (%)	0.010	0.035	0.030	0.081	0.057	0.102	0.076	0.119	0.082	0.146	Límite = 0.35%

Tabla A3.10. Resumen de los resultados obtenidos usando el código de EEUU, UBC 1997.

EEUU, UBC 1997	Edificio de 4 Pisos		Edificio de 8 Pisos		Edificio de 12 Pisos		Edificio de 16 Pisos		Edificio de 20 Pisos		
	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	
Período, T (seg)	0.14	0.29	0.37	0.73	0.72	1.27	1.15	1.85	1.63	2.48	
Factor de Reducción, R	8.50	8.50	8.50	8.50	8.50	8.50	8.50	8.50	8.50	8.50	
Fuerza Cortante en la Base, V (Ton)	347	327	625	364	544	360	516	352	532	337	
Desplazamiento del centro de masas (C.M.) en la azotea (cm)	0.45	1.82	3.36	7.09	7.00	12.39	10.98	18.10	15.17	24.12	
Máximo desplazamiento de entrepiso medido en los C.M., Δ (cm)	0.12	0.55	0.50	1.07	0.73	1.23	0.87	1.35	0.97	1.46	
Máxima Distorsión angular de entrepiso en los C.M., Δ/h_e (%)	0.036	0.159	0.146	0.310	0.211	0.355	0.253	0.390	0.280	0.423	
Desplazamiento máximo de los extremos de la planta en la azotea (cm)	0.59	1.87	4.06	8.05	8.66	13.61	14.18	19.45	18.39	25.55	
Máximo desplazamiento de entrepiso en los extremos de la planta, Δ_{ext} (cm)	0.16	0.59	0.59	1.22	0.85	1.36	1.04	1.47	1.04	1.57	
Máxima Distorsión angular de entrepiso en los extremos de la planta, Δ_{ext}/h_e (%)	0.047	0.169	0.171	0.353	0.247	0.392	0.300	0.424	0.301	0.453	Límite = 2.0%
Control de Irregularidad Torsional	1.113	1.077	1.176	1.123	1.237	1.103	1.234	1.091	1.082	1.081	

Tabla A3.11. Resumen de los resultados obtenidos usando el código de EEUU, IBC 2000.

EEUU, IBC 2000	<i>Edificio de 4 Pisos</i>		<i>Edificio de 8 Pisos</i>		<i>Edificio de 12 Pisos</i>		<i>Edificio de 16 Pisos</i>		<i>Edificio de 20 Pisos</i>	
	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y
Período, T (seg)	0.14	0.29	0.37	0.73	0.72	1.27	1.15	1.85	1.63	2.48
Factor de Reducción, R	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
Fuerza Cortante en la Base, V (Ton)	442	417	797	453	679	493	662	616	789	737
Desplazamiento del centro de masas (C.M.) en la azotea (cm)	0.63	2.53	4.68	9.60	9.48	19.21	15.56	40.82	31.28	72.72
Máximo desplazamiento de entrepiso medido en los C.M., Δ (cm)	0.17	0.77	0.70	1.45	0.99	1.92	1.24	3.13	1.98	4.56
Máxima Distorsión angular de entrepiso en los C.M., Δ/h_e (%)	0.050	0.221	0.203	0.419	0.286	0.554	0.358	0.906	0.572	1.318
Desplazamiento máximo de los extremos de la planta en la azotea (cm)	0.82	2.61	5.65	10.90	11.72	21.10	19.97	43.87	36.31	76.96
Máximo desplazamiento de entrepiso en los extremos de la planta, Δ_{ext} (cm)	0.23	0.82	0.82	1.65	1.16	2.11	1.45	3.38	2.09	4.84
Máxima Distorsión angular de entrepiso en los extremos de la planta, Δ_{ext}/h_e (%)	0.065	0.236	0.237	0.478	0.334	0.611	0.420	0.977	0.603	1.398
Control de Irregularidad Torsional	1.113	1.077	1.179	1.124	1.237	1.104	1.176	1.090	1.024	1.079

Límite = 2.0%

Tabla A3.12. Valores del I.R. para los 5 edificios analizados con las normas estudiadas.

PERÚ, NTE-E.030 (2003)									
Sismo en X-X					Sismo en Y-Y				
Número de Pisos	Período T (seg.)	Deriva Límite (%)	Deriva Máxima (%)	Índice de Rigurosidad	Número de Pisos	Período T (seg.)	Deriva Límite (%)	Deriva Máxima (%)	Índice de Rigurosidad
4	0.14	0.700	0.050	0.072	4	0.29	0.700	0.182	0.259
8	0.37	0.700	0.183	0.261	8	0.73	0.700	0.378	0.540
12	0.72	0.700	0.265	0.378	12	1.27	0.700	0.420	0.600
16	1.15	0.700	0.321	0.459	16	1.85	0.700	0.454	0.649
20	1.63	0.700	0.322	0.460	20	2.48	0.700	0.485	0.693
CHILE, NCh 433.Of96									
Sismo en X-X					Sismo en Y-Y				
Número de Pisos	Período T (seg.)	Deriva Límite (%)	Deriva en el C.M. (%)	Índice de Rigurosidad	Número de Pisos	Período T (seg.)	Deriva Límite (%)	Deriva en el C.M. (%)	Índice de Rigurosidad
4	0.14	0.200	0.0106	0.053	4	0.29	0.200	0.041	0.205
8	0.37	0.200	0.0302	0.151	8	0.73	0.200	0.054	0.272
12	0.72	0.200	0.0362	0.181	12	1.27	0.200	0.110	0.550
16	1.15	0.200	0.0698	0.349	16	1.85	0.200	0.179	0.893
20	1.63	0.200	0.1121	0.560	20	2.48	0.200	0.258	1.290
COLOMBIA, NSR-98									
Sismo en X-X					Sismo en Y-Y				
Número de Pisos	Período T (seg.)	Deriva Límite (%)	Deriva Máxima (%)	Índice de Rigurosidad	Número de Pisos	Período T (seg.)	Deriva Límite (%)	Deriva Máxima (%)	Índice de Rigurosidad
4	0.14	1.000	0.050	0.050	4	0.29	1.000	0.234	0.234
8	0.37	1.000	0.247	0.247	8	0.73	1.000	0.608	0.608
12	0.72	1.000	0.425	0.425	12	1.27	1.000	0.677	0.677
16	1.15	1.000	0.517	0.517	16	1.85	1.000	0.727	0.727
20	1.63	1.000	0.521	0.521	20	2.48	1.000	0.803	0.803
MÉXICO, MOC-93 (S. Rígido)									
Sismo en X-X					Sismo en Y-Y				
Número de Pisos	Período T (seg.)	Deriva Límite (%)	Deriva Máxima (%)	Índice de Rigurosidad	Número de Pisos	Período T (seg.)	Deriva Límite (%)	Deriva Máxima (%)	Índice de Rigurosidad
4	0.14	1.200	0.029	0.024	4	0.29	1.200	0.106	0.088
8	0.37	1.200	0.126	0.105	8	0.73	1.200	0.421	0.351
12	0.72	1.200	0.292	0.243	12	1.27	1.200	0.624	0.520
16	1.15	1.200	0.449	0.374	16	1.85	1.200	0.818	0.682
20	1.63	1.200	0.544	0.454	20	2.48	1.200	1.009	0.840
MÉXICO, NTCDS-96 (S. Rígido)									
Sismo en X-X					Sismo en Y-Y				
Número de Pisos	Período T (seg.)	Deriva Límite (%)	Deriva Máxima (%)	Índice de Rigurosidad	Número de Pisos	Período T (seg.)	Deriva Límite (%)	Deriva Máxima (%)	Índice de Rigurosidad
4	0.14	1.200	0.009	0.008	4	0.29	1.200	0.034	0.028
8	0.37	1.200	0.040	0.034	8	0.73	1.200	0.149	0.124
12	0.72	1.200	0.103	0.085	12	1.27	1.200	0.291	0.242
16	1.15	1.200	0.199	0.166	16	1.85	1.200	0.337	0.280
20	1.63	1.200	0.240	0.200	20	2.48	1.200	0.358	0.298

Tabla A3.13. Valores del I.R. para los 5 edificios analizados con las normas estudiadas.

MÉXICO, NTCDS-96 (S. Blando)									
Sismo en X-X					Sismo en Y-Y				
Número de Pisos	Período T (seg.)	Deriva Límite (%)	Deriva Máxima (%)	Índice de Rigurosidad	Número de Pisos	Período T (seg.)	Deriva Límite (%)	Deriva Máxima (%)	Índice de Rigurosidad
4	0.14	1.200	0.021	0.017	4	0.29	1.200	0.080	0.066
8	0.37	1.200	0.098	0.082	8	0.73	1.200	0.373	0.311
12	0.72	1.200	0.257	0.214	12	1.27	1.200	0.727	0.606
16	1.15	1.200	0.497	0.414	16	1.85	1.200	1.096	0.913
20	1.63	1.200	0.547	0.455	20	2.48	1.200	0.868	0.723
TURQUÍA, SSBDA 1997 (Derivas sin amplificar)									
Sismo en X-X					Sismo en Y-Y				
Número de Pisos	Período T (seg.)	Deriva Límite (%)	Deriva Máxima (%)	Índice de Rigurosidad	Número de Pisos	Período T (seg.)	Deriva Límite (%)	Deriva Máxima (%)	Índice de Rigurosidad
4	0.14	0.350	0.010	0.028	4	0.29	0.350	0.035	0.099
8	0.37	0.350	0.030	0.085	8	0.73	0.350	0.081	0.233
12	0.72	0.350	0.057	0.162	12	1.27	0.350	0.102	0.290
16	1.15	0.350	0.076	0.217	16	1.85	0.350	0.119	0.340
20	1.63	0.350	0.082	0.235	20	2.48	0.350	0.146	0.418
TURQUÍA, SSBDA 1997 (Derivas amplificadas)									
Sismo en X-X					Sismo en Y-Y				
Número de Pisos	Período T (seg.)	Deriva Límite (%)	Deriva Máxima (%)	Índice de Rigurosidad	Número de Pisos	Período T (seg.)	Deriva Límite (%)	Deriva Máxima (%)	Índice de Rigurosidad
4	0.14	2.000	0.067	0.034	4	0.29	2.000	0.242	0.121
8	0.37	2.000	0.245	0.122	8	0.73	2.000	0.570	0.285
12	0.72	2.000	0.398	0.199	12	1.27	2.000	0.711	0.355
16	1.15	2.000	0.532	0.266	16	1.85	2.000	0.832	0.416
20	1.63	2.000	0.577	0.288	20	2.48	2.000	1.024	0.512
EEUU, UBC 1997									
Sismo en X-X					Sismo en Y-Y				
Número de Pisos	Período T (seg.)	Deriva Límite (%)	Deriva Máxima (%)	Índice de Rigurosidad	Número de Pisos	Período T (seg.)	Deriva Límite (%)	Deriva Máxima (%)	Índice de Rigurosidad
4	0.14	2.500	0.047	0.019	4	0.29	2.500	0.169	0.068
8	0.37	2.500	0.171	0.068	8	0.73	2.500	0.353	0.141
12	0.72	2.000	0.247	0.124	12	1.27	2.000	0.392	0.196
16	1.15	2.000	0.300	0.150	16	1.85	2.000	0.424	0.212
20	1.63	2.000	0.301	0.150	20	2.48	2.000	0.453	0.226
EEUU, IBC 2000									
Sismo en X-X					Sismo en Y-Y				
Número de Pisos	Período T (seg.)	Deriva Límite (%)	Deriva Máxima (%)	Índice de Rigurosidad	Número de Pisos	Período T (seg.)	Deriva Límite (%)	Deriva Máxima (%)	Índice de Rigurosidad
4	0.14	2.000	0.065	0.033	4	0.29	2.000	0.236	0.118
8	0.37	2.000	0.237	0.119	8	0.73	2.000	0.478	0.239
12	0.72	2.000	0.334	0.167	12	1.27	2.000	0.611	0.306
16	1.15	2.000	0.420	0.210	16	1.85	2.000	0.977	0.488
20	1.63	2.000	0.603	0.301	20	2.48	2.000	1.398	0.699

Tabla A3.14. Valores del factor de concentración de deriva, f_c , para los 5 edificios analizados con las normas estudiadas.

Edificio de 4 pisos	País	Código	Desplazamiento en la Azotea (cm)	Distorsión Angular Promedio (%)	Distorsión Angular Máxima (%)	f_c
	Perú	NTE-E.030 2003	2.01	0.145	0.182	1.25
	Chile	NCh 433 Of96	0.48	0.035	0.044	1.25
	Colombia	NSR-98	2.59	0.187	0.234	1.25
	México	MOC-93	1.17	0.084	0.106	1.25
		NTCDS-96 (S. Rígido)	0.37	0.027	0.034	1.25
	Turquía	NTCDS-96 (S. Blando)	0.88	0.064	0.080	1.25
		SSBDA 1997	2.68	0.194	0.242	1.25
	USA	UBC1997	1.87	0.135	0.169	1.25
IBC 2000		2.61	0.189	0.236	1.25	

Edificio de 8 pisos	País	Código	Desplazamiento en la Azotea (cm)	Distorsión Angular Promedio (%)	Distorsión Angular Máxima (%)	f_c
	Perú	NTE-E.030 2003	8.62	0.312	0.378	1.21
	Chile	NCh 433 Of96	1.42	0.051	0.062	1.21
	Colombia	NSR-98	13.79	0.498	0.608	1.22
	México	MOC-93	9.55	0.345	0.421	1.22
		NTCDS-96 (S. Rígido)	3.38	0.122	0.149	1.22
	Turquía	NTCDS-96 (S. Blando)	8.46	0.305	0.373	1.22
		SSBDA 1997	12.99	0.469	0.570	1.22
	USA	UBC1997	8.05	0.291	0.353	1.21
IBC 2000		10.90	0.394	0.478	1.21	

Edificio de 12 pisos	País	Código	Desplazamiento en la Azotea (cm)	Distorsión Angular Promedio (%)	Distorsión Angular Máxima (%)	f_c
	Perú	NTE-E.030 2003	14.58	0.351	0.420	1.20
	Chile	NCh 433 Of96	4.11	0.099	0.121	1.22
	Colombia	NSR-98	23.29	0.561	0.677	1.21
	México	MOC-93	21.11	0.509	0.624	1.23
		NTCDS-96 (S. Rígido)	9.81	0.236	0.291	1.23
	Turquía	NTCDS-96 (S. Blando)	24.53	0.591	0.727	1.23
		SSBDA 1997	24.43	0.588	0.711	1.21
	USA	UBC1997	13.61	0.328	0.392	1.20
IBC 2000		21.10	0.508	0.611	1.20	

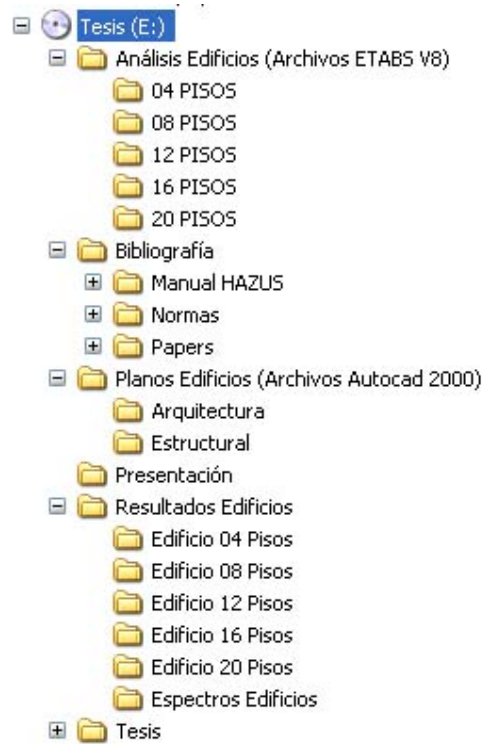
Edificio de 16 pisos	País	Código	Desplazamiento en la Azotea (cm)	Distorsión Angular Promedio (%)	Distorsión Angular Máxima (%)	f_c
	Perú	NTE-E.030 2003	20.84	0.376	0.454	1.21
	Chile	NCh 433 Of96	8.55	0.154	0.194	1.25
	Colombia	NSR-98	33.34	0.602	0.727	1.21
	México	MOC-93	36.36	0.657	0.818	1.25
		NTCDS-96 (S. Rígido)	14.90	0.269	0.337	1.25
	Turquía	NTCDS-96 (S. Blando)	48.36	0.874	1.096	1.25
		SSBDA 1997	37.66	0.680	0.832	1.22
	USA	UBC1997	19.45	0.351	0.424	1.21
IBC 2000		43.87	0.793	0.977	1.23	

Edificio de 20 pisos	País	Código	Desplazamiento en la Azotea (cm)	Distorsión Angular Promedio (%)	Distorsión Angular Máxima (%)	f_c
	Perú	NTE-E.030 2003	27.37	0.396	0.485	1.23
	Chile	NCh 433 Of96	15.01	0.217	0.276	1.27
	Colombia	NSR-98	45.13	0.652	0.803	1.23
	México	MOC-93	55.23	0.798	1.009	1.26
		NTCDS-96 (S. Rígido)	19.58	0.283	0.358	1.26
	Turquía	NTCDS-96 (S. Blando)	47.51	0.686	0.868	1.26
		SSBDA 1997	56.66	0.819	1.024	1.25
	USA	UBC1997	25.55	0.369	0.453	1.23
IBC 2000		76.96	1.112	1.398	1.26	

ANEXO 4

CONTENIDO DEL CD

La información contenida en el CD adjunto está distribuida de la siguiente manera:



- La carpeta “Análisis Edificios (Archivos ETABS V8)” contiene los archivos del análisis con el programa ETABS de los edificios de 4, 8, 12, 16 y 20 pisos.
- La carpeta “Bibliografía” contiene gran parte de las referencias consultadas en la presente investigación. Dentro de ésta se encuentran las carpetas:
 - “Manual Hazus”: contiene la metodología del FEMA/NIBS y los manuales de usuario del programa HAZUS.
 - “Normas”: contiene algunos de los códigos analizados en este trabajo, y algunos de otros países. También se pueden encontrar artículos que hablan de estos reglamentos.
 - “Papers”: contiene artículos seleccionados.
- La carpeta “Planos Edificios (Archivos Autocad 2000)” contiene los planos de arquitectura y estructuras del Edificio Plaza Tres, en archivos de Autocad.
- La carpeta “Presentación” contiene una presentación en Microsoft PowerPoint que complementa esta investigación.
- La carpeta “Resultados Edificios” contiene hojas de cálculo correspondientes a los espectros de los códigos, al análisis de los edificios, y resultados de los índices de rigurosidad.
- La carpeta “Tesis” contiene una copia del presente trabajo.