

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO**

**Factores de reducción de respuesta sísmica, coeficientes de configuración estructural y control de deformaciones para la nueva norma ecuatoriana de la construcción NEC-2011.**

**CHRISTIAN WLADIMIR VILLACÍS CARRERA.**

Tesis de grado presentada como requisito para la obtención del título de Ingeniería Civil.

Quito

Diciembre 2011

**Universidad San Francisco de Quito**

**Colegio Politécnico**

**HOJA DE APROBACIÓN DE TESIS**

**Factores de reducción de respuesta sísmica, coeficientes de configuración estructural y control de deformaciones para la nueva norma ecuatoriana de la construcción NEC-2011.**

**CHRISTIAN WLADIMIR VILLACÍS CARRERA**

Fabricio Yépez, Ph.D.

Director de Tesis y .....

Miembro del Comité de Tesis.

Enrique Villacreses, M.Sc.

Miembro del Comité de Tesis .....

Fernando Romo, M.Sc.

Decano del colegio Politécnico .....

y Miembro del Comité de Tesis.

Quito, diciembre de 2011.

© Derechos de autor

Christian Wladimir Villacís Carrera

2011

## **Dedicatoria**

A mi padre y a mi madre, dedico este esfuerzo por ser las personas más importantes de mi vida, por hacer de mí una persona de bien y darme la oportunidad de obtener este importante título profesional.

A todas las personas que de alguna manera aportaron con su apoyo, dedico triunfo conseguido.

## **Agradecimiento**

A Dios por guiarme y mostrarme el camino correcto para incluir en mi formación un título profesional que con seguridad traerá triunfos muy importantes en mi vida.

A mis padres, quienes son un apoyo incondicional en cada momento de mi vida, y son protagonistas de esta nueva meta alcanzada. Su esfuerzo y confianza hacia mí, fueron pilares fundamentales para alcanzar cada uno de los logros de mi vida.

Al Dr. Fabricio Yépez, mi director de tesis, que más que eso, es el amigo que transmite sus conocimientos con la paciencia y sabiduría de un maestro.

A la Universidad San Francisco de Quito, en cuyas aulas forjé mi personalidad y conocimiento profesional.

## Resumen

El presente proyecto busca proponer cambios en los Factores de reducción de resistencia sísmica (R), coeficientes de configuración estructural en planta y elevación y derivas de pisos para la nueva norma ecuatoriana de la construcción NEC-2011 en el capítulo de peligro sísmico y diseño sismo-resistente. Para esto, se analizaron los criterios utilizados en el código ecuatoriano de la construcción CEC-2001, la norma colombiana de la construcción NSR-10 y el código de la construcción de los Estados Unidos ASCE 7-10. Se comparó y estudió las especificaciones que consta de cada uno de estos reglamentos y se procedió a realizar una propuesta.

Seguidamente, se comparó la propuesta con la resolución tomada por el Comité Técnico de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2011.

Por último, con el fin de comparar el impacto de la nueva norma sobre la actual vigente, se modelaron en el programa ETABS 9.5 dos edificios de cinco pisos, dos de diez pisos y dos de quince pisos con muros de corte cada uno. En cada par de edificaciones, el primero se modeló utilizando las especificaciones de diseño del código ecuatoriano de la construcción CEC-2001, y el segundo con las especificaciones de la nueva norma de la construcción NEC-2011. Se obtuvieron los periodos de vibración, los cortantes basales, las derivas de piso, secciones y cuantías de acero y hormigón de cada edificación, comprobando las diferencias que existen cuando se diseña con el CEC-2001 y la NEC-2011.

## **Abstract**

This project aims to propose changes in the strength reduction factors for seismic ( $R$ ), coefficients of structural configuration in plan and elevation and story drifts for the new Ecuadorian Building Standard NEC-2011 in the chapter on seismic hazard and seismic design-resistant. For this, we analyzed the criteria used in the building code CEC Ecuadorian-2001, the Colombian Standard NSR-10 construction and building code of the United States ASCE 7-10. We compared and studied the specifications which consists of each of these regulations and proceeded to make a proposal.

Next, we compared the proposal with the decision taken by the Technical Committee of Ecuadorian Building Standard NEC-2011.

Finally, in order to compare the impact of the new standard with the current code, in the program ETABS 9.5 was modeled two five-story buildings, two ten-stories and two fifteen-story with shear walls each. In each pair of buildings, the first was modeled using the design specifications of the Ecuadorian building Code CEC-2001, and the second with the specifications of the new Building Standard NEC-2011. We obtained periods of vibration, base shear, story drifts, sections and quantities of steel and concrete of each building, checking the differences when designing with the CEC-2001 and the NEC-2011.

## Tabla de contenido

1. Introducción .....	15
2. Factor de reducción de resistencia sísmica R.....	18
2.1.Código ecuatoriano de la construcción CEC-2001 .....	21
2.2. Código colombiano de la construcción NSR-10.....	23
2.3.Minimum design loads for building and other structures ASCE 7-10.....	24
2.4. Comparación de los coeficientes de reacción sísmica R entre los códigos CEC-2001, NSR-10 y ASCE 7-10 .....	25
2.5. Propuesta para la nueva tabla de valores de los factores de reducción de resistencia sísmica R para la nueva norma ecuatoriana de la construcción NEC-2011 .....	28
2.6. Resolución del comité general de la norma de construcción NEC-2011 .....	30
3. Coeficientes de configuración estructural en planta y elevación .....	32
3.1.Código ecuatoriano de la construcción CEC-2001 .....	33
3.2. Código colombiano de la construcción NSR-10.....	33
3.3.Minimum design loads for building and other structures ASCE 7-10.....	34
3.4. Comparación de los valores de configuración estructural en planta y elevación entre los códigos CEC-2001 y NSR-10 .....	34
3.5. Propuesta para la nueva tabla de valores de los coeficientes de configuración estructural en planta y elevación para la nueva norma de la construcción NEC-2011 .....	35
3.6. Resolución del comité general de la norma de construcción NEC-2011 .....	38
4. Derivas de piso.....	41
4.1.Código ecuatoriano de la construcción CEC-2001 .....	42
4.2. Código colombiano de la construcción NSR-10.....	49
4.3.Minimum design loads for building and other structures ASCE 7-10.....	56
4.4. Comparación del procedimiento del cálculo de las derivas de piso entre los códigos CEC-2001, NSR-10 y ASCE 7-10.....	61
4.5. Propuesta en el proceso del cálculo de las derivas de piso para la nueva norma de la construcción NEC-2011 .....	66
4.6. Resolución del comité general de la norma de construcción NEC-2011 .....	68



5. Diseño y comparación de los modelos de edificios de cinco, diez y quince pisos .....	69
5.1. Edificio de cinco pisos CEC-2001 y NEC-2011 .....	78
5.2. Edificio de diez pisos CEC-2001 y NEC-2011 .....	82
5.3. Edificio de quince pisos CEC-2001 y NEC-2011 .....	87
6. Conclusiones y recomendaciones .....	93
7. Bibliografía .....	99
Anexos .....	100
Anexos 1: Tablas de valores de los coeficientes de reducción de resistencia sísmica R..	100
Anexos 2: Tablas de valores de los coeficientes de configuración estructural en planta y elevación .....	106
Anexos 3: Tablas de límites de deriva .....	109
Anexos 4: Gráficos comparativos de los cortantes basales estáticos y dinámicos de los modelos realizados .....	110

## Índice de tablas

<b>Tabla 2.1-1:</b> Combinaciones de carga de los códigos ACI318-99 y ACI319-08 .....	22
<b>Tabla 2.4-1:</b> Valores de los coeficientes de reducción de resistencia sísmica R para sistemas duales.....	26
<b>Tabla 2.4-2:</b> Valores de los coeficientes de reducción de resistencia sísmica R para pórticos resistentes a momentos.....	26
<b>Tabla 2.4-3:</b> Valores de los coeficientes de reducción de resistencia sísmica R para sistemas combinados .....	27
<b>Tabla 2.4-4:</b> Valores de los coeficientes de reducción de resistencia sísmica R para estructuras diferentes a las de edificación.....	28
<b>Tabla 2.5-1:</b> Propuesta de la nueva tabla de valores de los coeficientes de reducción de resistencia sísmica R, para el NEC-2011 .....	29
<b>Tabla 2.5-2:</b> Propuesta de la nueva tabla de valores de los coeficientes de reducción de resistencia sísmica R para estructuras diferentes a las de edificación, para el NEC-2011 .....	30
<b>Tabla 2.6-1:</b> Valores de los coeficientes de reducción de respuesta estructural R para sistemas estructurales dúctiles .....	31
<b>Tabla 2.6-2:</b> Valores de los coeficientes de reducción de respuesta estructural R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.....	31
<b>Tabla 3.4-1:</b> Comparación de los coeficientes de configuración estructural en planta.....	35
<b>Tabla 3.4-2:</b> Comparación de los coeficientes de configuración estructural en elevación .....	35
<b>Tabla 3.5-1:</b> Propuesta de la nueva tabla de valores de los coeficientes de configuración estructural en planta, para el NEC-2011 .....	36
<b>Tabla 3.5-2:</b> Propuesta de la nueva tabla de valores de los coeficientes de configuración estructural en elevación, para el NEC-2011.....	37
<b>Tabla 3.6-1:</b> Configuraciones estructurales recomendadas NEC 2011.....	38
<b>Tabla 3.6-2:</b> Configuraciones estructurales no recomendadas NEC-2011 .....	38
<b>Tabla 3.6-3:</b> Coeficientes de irregularidad en planta NEC-2011 .....	39
<b>Tabla 3.6-4:</b> Coeficientes de irregularidad en elevación NEC-2011 .....	40
<b>Tabla 4.1-1:</b> Coeficientes de suelo S y Cm, CEC-2001.....	43

<b>Tabla 4.1-2:</b> Valores $C_t$ , CEC-2001 .....	44
<b>Tabla 4.1-3:</b> Límites de la deriva de piso, CEC-2001 .....	48
<b>Tabla 4.2-1:</b> Valores de $C_t$ y $\alpha$ , NSR-10 .....	50
<b>Tabla 4.2-2:</b> Valores de $k$ , NSR-10 .....	52
<b>Tabla 4.2-3:</b> Límites de la deriva de piso, NSR-10 .....	56
<b>Tabla 4.3-1:</b> Valores de $C_t$ y $x$ , ASCE 7-10 .....	57
<b>Tabla 4.3-2:</b> Valores de $k$ , ASCE 7-10 .....	59
<b>Tabla 4.3-3:</b> Límites de la deriva de piso, ASCE 7-10 .....	61
<b>Tabla 4.4-1:</b> Cortante Basal .....	61
<b>Tabla 4.4-2:</b> Periodo fundamental .....	62
<b>Tabla 4.4-3:</b> Distribución vertical de las fuerzas laterales .....	63
<b>Tabla 4.4-4:</b> Distribución horizontal del cortante .....	63
<b>Tabla 4.4-5:</b> Momento torsional .....	64
<b>Tabla 4.4-6:</b> Efectos $P-\Delta$ .....	64
<b>Tabla 4.4-7:</b> Deriva máxima .....	65
<b>Tabla 4.4-8:</b> Límites de la deriva de piso .....	65
<b>Tabla 4.5-1:</b> Propuesta de los valores de $C_t$ y $\alpha$ , para NEC-2011 .....	67
<b>Tabla 4.5-2:</b> Propuesta de los valores de $k$ , para NEC-2011 .....	68
<b>Tabla 5-1:</b> Cálculo del periodo fundamental .....	72
<b>Tabla 5-2:</b> Cálculo del coeficiente sísmico .....	72
<b>Tabla 5-3:</b> Cortante basal absorbido por los muros de corte .....	73
<b>Tabla 5-4:</b> Coeficiente sísmico $\eta$ y $r$ del espectro elástico de aceleraciones NEC-2011 .....	75
<b>Tabla 5-5:</b> Factores de sitio $F_a$ , $F_d$ y $F_s$ del espectro elástico de aceleraciones NEC-2011 .....	75

<b>Tabla 5.1-1:</b> Periodos de los edificios de 5 pisos, CEC-2001 y NEC-2011 .....	78
<b>Tabla 5.1-2:</b> Coeficientes basales de los edificios de 5 pisos, CEC-2001 y NEC-2011 .....	79
<b>Tabla 5.1-3:</b> Cortantes basales de los edificios de 5 pisos, CEC-2001 y NEC-2011 .....	79
<b>Tabla 5.1-4:</b> Secciones de los edificios de 5 pisos, CEC-2001 y NEC-2011 .....	79
<b>Tabla 5.1-5:</b> Derivas de piso de los edificios de 5 pisos, CEC-2001 y NEC-2011 .....	79
<b>Tabla 5.1-6:</b> Cuantías de acero y hormigón en vigas y columnas de los edificios de 5 pisos, CEC-2001 y NEC-2011 .....	80
<b>Tabla 5.1-7:</b> Cuantías de acero y hormigón en la pantalla de los muros de los edificios de 5 pisos, CEC-2001 y NEC-2011 .....	81
<b>Tabla 5.1-8:</b> Cuantía total de acero y hormigón de los edificios de 5 pisos, CEC-2001 y NEC-2011 .....	81
<b>Tabla 5.2-1:</b> Periodos de los edificios de 10 pisos, CEC-2001 y NEC-2011 .....	82
<b>Tabla 5.2-2:</b> Coeficientes basales de los edificios de 10 pisos, CEC-2001 y NEC-2011 .....	82
<b>Tabla 5.2-3:</b> Cortantes basales de los edificios de 10 pisos, CEC-2001 y NEC-2011 .....	82
<b>Tabla 5.2-4:</b> Secciones de los edificios de 10 pisos, CEC-2001 y NEC-2011 .....	83
<b>Tabla 5.2-5:</b> Derivas de piso de los edificios de 10 pisos, CEC-2001 y NEC-2011 .....	83
<b>Tabla 5.2-6:</b> Cuantías de acero y hormigón en vigas y columnas de los edificios de 10 pisos, CEC-2001 y NEC-2011 .....	85
<b>Tabla 5.2-7:</b> Cuantías de acero y hormigón en la pantalla de los muros de los edificios de 10 pisos, CEC-2001 y NEC-2011 .....	86
<b>Tabla 5.2-8:</b> Cuantía total de acero y hormigón de los edificios de 01 pisos, CEC-2001 y NEC-2011 .....	86
<b>Tabla 5.3-1:</b> Periodos de los edificios de 15 pisos, CEC-2001 y NEC-2011 .....	87
<b>Tabla 5.3-2:</b> Coeficientes basales de los edificios de 15 pisos, CEC-2001 y NEC-2011 .....	87
<b>Tabla 5.3-3:</b> Cortantes basales de los edificios de 15 pisos, CEC-2001 y NEC-2011 .....	88

<b>Tabla 5.3-4:</b> Secciones de los edificios de 15 pisos, CEC-2001 y NEC-2011 .....	88
<b>Tabla 5.3-5:</b> Derivas de piso de los edificios de 15 pisos, CEC-2001 y NEC-2011 .....	89
<b>Tabla 5.3-6:</b> Cuantías de acero y hormigón en vigas y columnas de los edificios de 15 pisos, CEC-2001 y NEC-2011 .....	90
<b>Tabla 5.3-7:</b> Cuantías de acero y hormigón en la pantalla de los muros de los edificios de 15 pisos, CEC-2001 y NEC-2011 .....	91
<b>Tabla 5.3-8:</b> Cuantía total de acero y hormigón de los edificios de 01 pisos, CEC-2001 y NEC-2011 .....	92

## Índice de gráficos

<b>Gráfico 2-1:</b> Factor R, Espectro elástico a espectro inelástico .....	20
<b>Gráfico 5-1:</b> Planta tipo de edificios .....	71
<b>Gráfico 5-2:</b> Edificio de 5 pisos .....	71
<b>Gráfico 5-3:</b> Edificio de 10 pisos .....	71
<b>Gráfico 5-4:</b> Edificio de 15 pisos .....	71
<b>Gráfico 5-5:</b> Espectro sísmico elástico de aceleraciones CEC-2001 .....	74
<b>Gráfico 5-6:</b> Espectro sísmico elástico de aceleraciones NEC-2001 .....	74
<b>Gráfico 5-7:</b> Comparación de los espectros de diseño utilizados en los modelos .....	76
<b>Gráfico 5.1-1:</b> Derivas de piso de los edificios de 5 pisos, CEC-2001 y NEC-2001 .....	80
<b>Gráfico 5.1-2:</b> Cuantía total de acero y hormigón en los edificios de 5 pisos, CEC-2001 y NEC-2001 .....	82
<b>Gráfico 5.2-1:</b> Derivas de piso de los edificios de 10 pisos, CEC-2001 y NEC-2001 .....	84
<b>Gráfico 5.2-2:</b> Cuantía total de acero y hormigón en los edificios de 10 pisos, CEC-2001 y NEC-2001 .....	87
<b>Gráfico 5.3-1:</b> Derivas de piso de los edificios de 15 pisos, CEC-2001 y NEC-2001 .....	90
<b>Gráfico 5.3-2:</b> Cuantía total de acero y hormigón en los edificios de 15 pisos, CEC-2001 y NEC-2001 .....	92

## 1. INTRODUCCIÓN

La construcción en nuestro país está reglamentada por el Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2001. Esta normativa ha servido como guía reglamentaria a todos los Ingenieros Estructurales del país, a la hora de realizar el cálculo y diseño sismo-resistente de toda obra civil.

El conocimiento y las herramientas de cálculo que posee un ingeniero son cada vez más potentes, y eficaces. Hoy por hoy, para el cálculo estructural, se puede usar diferentes programas, facilitándole el trabajo a cualquier ingeniero, arrojando resultados mucho más exactos y confiables. Esto puede llevar a mejorar en gran medida el diseño de las construcciones, optimizarlas y economizarlas proporcionando un grado de seguridad aceptable.

Los grandes terremotos que ha sufrido el mundo, con pérdidas humanas y materiales, han permitido obtener más información y lograr que la ingeniería sismo-resistente logre considerables avances, los cuales han contribuido para que los códigos de construcción en el mundo vayan sufriendo modificaciones, volviéndose más rigurosos a la hora de calcular y diseñar estructuras debido a los daños que presentaron edificaciones ejemplares ante eventos sísmicos anteriores.

Sin embargo, en varias ocasiones no son las fuerzas sísmicas, sino las deformaciones no controladas que se tiene en los elementos estructurales y no estructurales, las que causan grandes pérdidas humanas. Es por esto que los ingenieros estructurales deben comprobar que sus estructuras presenten deformaciones controlables para que su diseño sea satisfactorio.

La alta relación que existe entre las deformaciones que sufre la estructura al verse afectada por un sismo fuerte y el daño tanto estructural como no estructural que ocurre, ha incentivado para que desde hace algunos años, investigadores comiencen la búsqueda de procedimientos racionales y confiables para estimar los desplazamientos de la estructura y sus límites permisibles. Los resultados de las investigaciones comprenden lo que se conoce actualmente como "diseño sísmico por desplazamiento" (García L., 1).

El diseño sísmico por desplazamiento requiere una estimación cuidadosa de los desplazamientos horizontales de la estructura al verse sometida al sismo de diseño; los cuales, también se emplean como base para determinar la rigidez y resistencia apropiadas para la estructura, es decir, determinar la máxima deriva y el límite de esta, para una estructura es esencial en el diseño sismo-resistente.

Es de vital importancia estudiar el código ecuatoriano de la construcción y actualizarlo, ya que, el Ecuador está situado en una zona sísmica alta y la tecnología con la que cuenta el país es mucho menor comparada con la de Estados Unidos y Colombia, con los que se está haciendo referencia en este proyecto; poniendo más énfasis en el código colombiano debido a su cercanía y al mismo problema de sismos que tiene por su ubicación en la misma placa tectónica.

Los códigos y normativas de la construcción a nivel mundial se actualizan cada cierto tiempo, algunos cada 3, 5 o 10 años, dependiendo del conocimiento sísmico que se tenga o de ciertas partes de estos que son muy poco prácticas o que simplemente se los puede simplificar dada la experiencia que se ha tenido con la explicación de estas normas en este periodo de tiempo.



El presente proyecto busca actualizar el código ecuatoriano de la construcción CEC-2001, utilizando los criterios de las normas del código colombiano de la construcción NSR-10, el código de la construcción de los Estados Unidos ASCE 7-10 y el propio CEC 2001, realizando un análisis de aplicabilidad, para luego realizar una propuesta al comité central del código sobre los factores de reducción de fuerza sísmica, los coeficientes de configuración en planta y elevación y el proceso para el cálculo de derivas de piso, para las diferentes estructuras que se elaboran en el país, brindando a la sociedad ecuatoriana mayor seguridad en un evento catastrófico, como lo es un terremoto.

## 2. FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA R

Toda estructura debe tener un adecuado diseño sismo-resistente para que tenga la capacidad de prevenir: daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes; daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes y, finalmente evitar el colapso ante terremotos severos (CEC-2001).

El sismo de diseño es un terremoto que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un periodo de retorno de 475 años, determinado bien a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura, o a partir de un mapa de peligro sísmico, tal como el proporcionado por el código CEC-2001 y el NEC-2011. Se tiene que tener en cuenta que este sismo de diseño tiene un determinado tamaño, pero no se puede construir una edificación para resistirlo sin daños, entonces se diseña para valores de aceleraciones sísmicas menores, que resultan de dividir las aceleraciones espectrales del sismo de diseño para un factor R por consideraciones de tipo económico. Al hacer esto se acepta daño, pero se debe diseñar para que ese daño sea controlable y que la estructura no colapse sino que disipe energía en el rango inelástico. El factor R es entonces la capacidad de disipación de energía de una estructura, que considera el incremento del amortiguamiento en el rango inelástico, la ductilidad existente, la sobre resistencia y la hiperestaticidad como líneas de defensa de una estructura (Yépez, “Requisito de diseño sismo-resistente de la nueva Norma Ecuatoriana NEC-2011”). El utilizar el factor R, significa reducir el espectro de respuesta, es decir, las fuerzas sísmicas, entonces, se está calculando la estructura para una resistencia limitada, pero lo que se hace es diseñar con conceptos de capacidad, para lograr

dicha ductilidad y buen comportamiento dinámico en el rango inelástico. Esto significa que los elementos estructurales nunca fallen por cortante sino por flexión y que lo hagan en ciertos sitios donde hay una mejor facilidad para disipar energía (en vigas y no columnas) y dotándole al material para que pueda disipar esas enormes concentraciones de energía.

El coeficiente de capacidad de disipación de energía  $R$  es aquel factor que se determina para cada sistema estructural de resistencia sísmica, cuyo valor depende del tipo de edificación y de las características de capacidad de disipación de energía propias del material estructural y del diseño que se utiliza en el sistema. Es una medida de la capacidad de disipación de energía general del sistema de resistencia sísmica cuando los movimientos sísmicos hacen que responda inelásticamente sin perder su resistencia. (NSR-10, CEC-2001).

Los valores del factor de reducción de resistencia sísmica  $R$  se han determinado por observaciones del comportamiento que han tenido estructuras similares ante sismos severos y mediante estimaciones de dicho comportamiento mediante simulaciones. La determinación del valor de  $R$  es importante, ya que, nos indica la capacidad de resistencia lateral de la estructura y también influye en su comportamiento ante un sismo. (Gálvez Villacorta, 6)

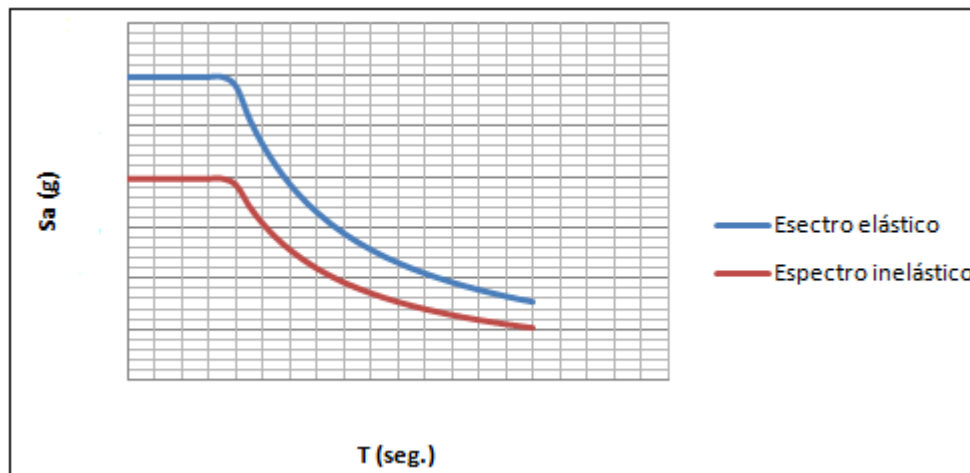
Las fuerzas sísmicas, obtenidas en el análisis estructural se las puede dividir para este factor de reducción de resistencia sísmica, obteniendo así las fuerzas sísmicas reducidas de diseño por razones económicas. Se permite una reducción de estas fuerzas mediante el factor  $R$  cuando el diseño de estructuras provea de suficiente resistencia y ductilidad a las mismas. (CEC-2001).

El factor de reducción de resistencia sísmica  $R$ , es igual al producto de cuatro factores:

$$R = R_u R_g R_H R_\Omega \quad (2-1)$$

Donde:  $R_u$  es un factor de reducción por ductilidad,  $R_g$  es un factor de reducción por amortiguamiento,  $R_H$  es un factor de reducción por hiperestaticidad, es decir, se tiene en cuenta sistemas de múltiples grados de libertad y  $R_D$  es un factor de reducción por sobre-resistencia.

Por medio del coeficiente de reducción de resistencia sísmica (R) se llega del espectro elástico al espectro inelástico como se muestra en la figura 2-1. El mismo que se obtiene, dividiendo las ordenadas del espectro elástico para este factor R; si el valor que se asigna al factor R es alto, las fuerzas sísmicas serán bajas, y si el valor R que se asigna es bajo las fuerzas sísmicas serán altas (ATC-19).



**Gráfico 2-1: Factor R, Espectro elástico a espectro inelástico.**

Mientras mayor es el valor de R, la estructura tiene una menor capacidad de resistencia lateral y mayor es su deformación inelástica, lo que aumenta la posibilidad de que sufra un daño estructural. El costo de la estructura también se ve afectado por este valor de reducción sísmica R, como se mencionó anteriormente, debido a que si se diseña con una menor fuerza,

los elementos estructurales de una edificación, para que puedan disipar la energía, se vuelven más sofisticados y su costo sube.

## **2.1 CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN CEC-2001**

El código ecuatoriano de construcción CEC-2001, presenta valores de los coeficientes de reducción de resistencia sísmica, expresados de manera muy generalizada; si bien es cierto, en Ecuador no se realizan estructuras de diversos tipos, pero se podría dar estos valores de una manera un poco más específica de acuerdo con el tipo de estructura que se pretenda construir, como se presentará a continuación en forma de propuesta en la tabla 2.5-1.

Los valores del coeficiente de R, presentados en el código ecuatoriano se los deben multiplicar por 0.7 ( $0.7 \times R$ ), o bien dividirlos para 1.4 ( $R/1.4$ ) debido a que nuestras fuerzas sísmicas son de servicio y no últimas como se presenta en los códigos de Colombia y Estados Unidos. El valor de 1.4, con las cuales, se convierte las fuerzas sísmicas de servicio a últimas provienen de las combinaciones de carga de los códigos de diseño sismo-resistente modernos existentes, tales como el ACI-318-08 y AISC-10

A continuación se muestra un cuadro comparativo de tres de las combinaciones de carga que se presentan en los códigos del ACI-318-99 y el ACI-318-08.

**Tabla 2.1-1: Combinaciones de carga de los códigos ACI-318-99 y ACI-318-08**

<b>ACI-318-99</b>	<b>ACI-318-08.</b>
$U = 1.4D + 1.7L$ $U = 1.05D \pm 1.28L \pm 1.4E$ $U = 0.9D \pm 1.43E$	$U = 1.2(D + F + T) + 1.6(L + H)$ $+ 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$ $U = 1.2D \pm 1.0E + 1.0L \pm 0.2S$ $U = 0.9D \pm 1.0E \pm 1.6H$

Se puede observar claramente como varían los factores en las combinaciones de carga en las cuales participa el sismo (E). ACI-318-99 utiliza combinaciones de carga de servicio, mientras que el ACI-318-08 utiliza combinaciones de carga últimas. Es por esto que es un grave error utilizar las fuerzas calculadas con el CEC-2001 que son de servicio con las combinaciones de carga del ACI-319-08 o el AISC-2010. Se estaría perdiendo un 40% de fuerza lateral en el diseño de una estructura (Yépez, “Requisito de diseño sismo-resistente de la nueva Norma Ecuatoriana NEC-2011”).

Los valores de R ya multiplicados por 0.7, es decir, con fuerzas sísmicas últimas para estructuras de edificación regulares fluctúan entre 8.4 y 2.1, teniendo este último valor las estructuras con muros portantes de tierra reforzada o confinada, que ya muy poco se construyen.

El CEC-2001 también presenta una tabla de valores de coeficientes de reducción sísmica para estructuras especiales o también llamadas estructuras diferentes a las de edificación cuyos valores van desde 3,5 hasta 2,1. Las tablas y valores de los factores de

reducción de resistencia sísmica para estructuras de edificación y estructuras especiales se podrán visualizar en anexo 1.

## 2.2 CODIGO COLOMBIANO DE LA CONSTRUCCIÓN NSR-10.

El código colombiano de la construcción vigente desde el 2010, tabula los valores del factor de disipación de energía de una forma muy bien resumida, ubicando el tipo de estructura y el material de cada una, incluso dependiente de la zona de amenaza sísmica, (se tomará en cuenta los valores de  $R_0$  permitidos en la zona de peligrosidad sísmica alta para compararlos con los valores de  $R$  del código ecuatoriano de la construcción CEC 2001). También se muestra el valor del coeficiente de sobre-resistencia para cada estructura, el cual es útil para cuando el material de la estructura y el grado de disipación de energía requieran que los elementos frágiles o las conexiones entre elementos, se diseñen para fuerzas sísmicas amplificadas por este coeficiente (NSR 10).

La notación de  $R_0$ , que se presenta en la tabla de valores del código colombiano de la construcción NSR 10, se debe a que, cuando una estructura se clasifique como irregular, el valor del coeficiente de reducción de fuerza sísmica  $R_0$  se lo debe reducir multiplicándolo por  $\phi_a$  debido a irregularidades en altura, por  $\phi_p$  debido a irregularidades en planta y por  $\phi_r$  debido a ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica; obteniendo así un nuevo valor  $R$  que se utilizará en el diseño sísmico de esta estructura que presente irregularidades:

$$R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0 \quad (2.2-1)$$

Cabe recalcar que los valores de los coeficientes de reducción de resistencia sísmica  $R_0$  que se muestra en el código colombiano de construcción son con fuerzas sísmicas últimas, es decir que su espectro es de cargas últimas (NSR-2010)

Los valores de capacidad de disipación de energía para estructuras de edificación fluctúan entre 8 y 1. Al igual que en el código ecuatoriano CEC 2001, también se presenta una tabla de valores para estructuras especiales estos valores van desde 3,5 hasta 2. Estas tablas de valores de los factores de reducción de energía R, tanto para estructuras de edificación como para estructuras especiales se podrán apreciar en anexo 1.

### **2.3 MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDING AND OTHER STRUCTURES ASCE 7-10**

Ocurre algo muy similar que en el código colombiano NSR 10 debido a que la tabla de valores de capacidad de disipación de energía (R) en el código de los Estados Unidos ASCE 7-10 está muy bien detallada, dando a conocer el material y tipo de estructura, además se muestra el coeficiente de sobre-resistencia ( $\Omega_0$ ) y el factor de amplificación de la deflexión (Cd) para cada estructura; incluso se indica la categoría de diseño sísmico, donde se tomará los valores de R aceptados en las categorías D y E para compararlos con el código ecuatoriano CEC 2001. Cabe mencionar, que existe mucha más variedad y calidad en las estructuras que se construyen en los Estados Unidos; es por esto, que algunos de los valores que ellos utilizan para sus coeficientes de reducción de las fuerzas sísmicas son un poco más elevados comparando con los que se utiliza en el código ecuatoriano CEC2001 y en el código colombiano NSR 10. Los valores del coeficiente R que presenta el código de Estados Unidos (ASCE 7-10), fluctúan entre 8 y 1,5 para estructuras de edificación. El ASCE 7-10 también



presenta una tabla de valores para estructuras diferentes a las de edificación que fluctúan entre 3 hasta 1.25. Las tablas de valores donde se muestran los valores del coeficiente R tanto para estructuras de edificación y estructuras especiales se visualizan mejor en el anexo 1.

## **2.4 COMPARACIÓN DE LOS FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA R ENTRE LOS CÓDIGOS CEC-2001, NSR- 10, ASCE 7-10.**

Tomando en cuenta que en el Ecuador no se construyen diversos tipos de estructuras y no existen especificaciones de tipo y material de estas, como presentan las tablas de los factores de reducción de resistencia sísmica de los Estados Unidos y Colombia, se realizó la siguiente comparación, separando las estructuras en sistemas duales, pórticos resistentes a momentos y sistemas combinados, para estructuras que se construyen en el Ecuador. Los factores R para el CEC-2001 han sido modificados para última resistencia.

### **SISTEMA DUAL**

Un sistema dual es un sistema estructural compuesto por pórticos espaciales sismo-resistentes y por muros estructurales adecuadamente dispuestos, diseñados todos ellos para resistir fuerzas sísmicas. Una adecuada disposición es ubicar los muros estructurales lo más simétricamente posible hacia la periferia y deben mantener su longitud en planta en todo lo alto de la estructura. Para que una estructura se considere como un sistema dual se requiere que los muros absorban al menos el 75% del corte basal (CEC 2001).

**Tabla 2.4-1: Valores de los coeficientes de reducción de resistencia sísmica R para sistemas duales.**

<b>Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R</b>			
	<b>Sistemas Duales</b>		
	Capacidad especial de disipación de energía		
	<b>NSR 10</b>	<b>ASCE 7-10</b>	<b>CEC 01</b>
Muros de hormigón armado	8	7	8,4
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales excéntricas.	8	8	8,4
Pórticos de acero de acero laminado en caliente con diagonales concéntricas	6	7	8,4
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales concéntricas.	6	6	8,4
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales excéntricas.	NA	8	8,4

## SISTEMA DE PÓRTICOS

Un sistema de pórticos es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y fuerzas horizontales.

**Tabla 2.4-2: Valores del coeficiente de reducción de resistencia sísmica R para pórticos resistentes a momentos**

<b>Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R</b>			
	<b>Pórticos resistentes a momentos con:</b>		
	Capacidad especial de disipación de energía		
	<b>NSR 10</b>	<b>ASCE 7-10</b>	<b>CEC 01</b>
Hormigón armado	7	8	7
Acero laminado en caliente	7	8	7
Columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente	7	8	7

## SISTEMA COMBINADO

Un sistema combinado es un sistema estructural compuesto por pórticos espaciales sísmo-resistentes y por muros estructurales adecuadamente dispuestos, diseñados todos ellos

para resistir fuerzas sísmicas. Una adecuada disposición es ubicar los muros estructurales lo más simétricamente posible hacia el contorno y deben mantener su longitud en planta en todo lo alto de la estructura. Una estructura se considere como un sistema combinado cuando los muros no absorban al menos el 75% del corte basal.

**Tabla 2.4-3: Valores del coeficiente de reducción de resistencia sísmica R para sistemas combinados**

<b>Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R</b>			
	<b>Sistemas Combinado</b>		
	Capacidad especial de disipación de energía		
	<b>NSR 10</b>	<b>ASCE 7-10</b>	<b>CEC 01</b>
Muros de hormigón armado	5	5	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales concéntricas	5	6	7
Pórticos acero laminado en caliente con diagonales excéntricas	7	8	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales concéntricas	5	6	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales excéntricas	NA	6	7

Las estructuras no comparadas, pero que constan en la tabla de valores de los coeficientes de reducción de resistencia sísmica en el código ecuatoriano de la construcción CEC-2001 también se tomarán en cuenta para realizar la propuesta de los nuevos valores del coeficiente R.

### **ESTRUCTURAS DIFERENTES A LAS DE EDIFICACIÓN**

De igual manera, se presenta una tabla comparativa, entre el código ecuatoriano de construcción CEC-2001, el código de la construcción colombiano NSR 10 y el código de la construcción de Estados Unidos ASCE 7-10 del coeficiente de reducción de resistencia sísmica (R) para estructuras especiales:

**Tabla 2.4-4: Valores del coeficiente de reducción de resistencia sísmica R para estructuras diferentes a las de edificación.**

<b>Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R</b>			
	<b>Estructuras especiales</b>		
	Capacidad especial de disipación de energía		
	<b>NSR 10</b>	<b>ASCE 7-10</b>	<b>CEC 01</b>
Reservorios y depósitos, incluidos tanques y esferas presurizadas, soportados mediante columnas o soportes arriostrados o no arriostrados.	2	2	2,1
Silos de hormigón fundido en sitio y chimeneas que poseen paredes continuas desde la cimentación	3,5	3	3,5
Estructuras tipo cantiliver tales como chimeneas, silos y depósitos apoyados en sus bordes	3	3	2,8
Torres en armadura (auto-portantes o atirantadas)	3	NA	2,8
Estructuras en forma de péndulo invertido	2	2	2,1
Torres de enfriamiento	3,5	3,5	3,5
Depósitos elevados soportados por una pila o por apoyos no arriostrados	3	3	2,8
Letreros y carteleras	3,5	3,5	3,5
Estructuras para vallas publicitarias y monumentos	2	2	2,1
Otras estructuras no descritas en este documento	3	NA	2,1

## **2.5 PROPUESTA PARA LA NUEVA TABLA DE VALORES DE LOS FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA R PARA LA NUEVA NORMA DE LA CONTRUCCIÓN NEC-2011.**

### **ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN**

Del análisis comparativo entre las normas de construcción analizadas, se observa que puede proponerse un cambio a los valores de CEC-2001 para la nueva versión de la norma, que considere no solo la variante hacia un nivel de cargas últimas sino adaptándose a los valores que otras normativas modernas están proponiendo. Adicionalmente, la nueva versión de tabla para valores R debe proponer una mejor clasificación del tipo de estructuras y

sistemas estructurales que se adapten a las tipologías constructivas utilizadas en el Ecuador. Se concluye que un eventual cambio que se puede llegar a hacer en la tabla de valores del coeficiente de reducción de capacidad de disipación de energía  $R$ , para estructuras de edificación del código ecuatoriano CEC-2001 es:

**Tabla 2.5-1: Propuesta de la nueva tabla de valores del coeficiente de reducción de resistencia sísmica  $R$ , para el NEC-2011.**

<b>Sistemas duales</b>	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
<b>Otros sistemas estructurales</b>	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

## **ESTRUCTURAS DIFERENTES A LAS DE EDIFICACIÓN**

Basado en la tabla de comparación 2.4-4, de los valores del factor de reducción de resistencia sísmica para estructuras diferentes a las de edificación, se propuso la siguiente tabla:

**Tabla 2.5-2: Propuesta de la nueva tabla de valores de los coeficientes de reducción de resistencia sísmica R, para estructuras diferentes a las de edificación, para el NEC 2011.**

<b>Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R</b>	
Reservorios y depósitos, incluidos tanques y esferas presurizadas, soportados mediante columnas o soportes arriostrados o no arriostrados.	2
Silos de hormigón fundido en sitio y chimeneas que poseen paredes continuas desde la cimentación	3,5
Estructuras tipo cantiliver tales como chimeneas, silos y depósitos apoyados en sus bordes	3
Torres en armadura (auto-portantes o atirantadas)	3
Estructuras en forma de péndulo invertido	2
Torres de enfriamiento	3,5
Depósitos elevados soportados por una pila o por apoyos no arriostrados	3
Letreros y carteleras	3,5
Estructuras para vallas publicitarias y monumentos	2
Otras estructuras no descritas en este documento	2

Cabe recalcar que los valores de R para estructuras de edificación y estructuras diferentes a las de edificación presentados en la tabla 2.5-1 y tabla 2.5-2, respectivamente consideran la definición de las cargas sísmicas a nivel de resistencia, en lugar del nivel de servicio (CEC 2001).

## **2.6 RESOLUCIÓN DEL COMITÉ TÉCNICO DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC-2011.**

El comité general de la Norma ecuatoriana de la construcción NEC-2011, aceptó íntegramente la tabla de valores de los factores de reducción de resistencia sísmica R tanto para estructuras de edificación como para estructuras diferentes a las de edificación. Además en el NEC-2011 se puede encontrar una tabla de factores de reducción de respuesta sísmica R, para sistemas estructurales de ductilidad limitada, tal y como se muestra a continuación:

**Tabla 2.6-1: Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R para sistemas estructurales dúctiles.**

<b>Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles</b>	
<b>Sistemas Duales</b>	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
<b>Otros sistemas estructurales para edificaciones</b>	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

**Tabla 2.6-2: Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.**

<b>Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada</b>	
<b>Pórticos resistentes a momento</b>	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en el capítulo 4, limitados a 2 pisos	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos	3
<b>Muros estructurales portantes</b>	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos	3

### **3. COEFICIENTES DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACIÓN.**

Se entiende por configuración estructural de la edificación, no solamente la forma exterior de ella y su tamaño, sino la naturaleza, las dimensiones y la localización de los elementos estructurales, y no estructurales, que afecten el comportamiento de la edificación ante un posible evento sísmico (NSR 10).

El propósito de los coeficientes de configuración estructural que se utilizan en la norma CEC-2001 es penalizar al diseño de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, incrementando el cortante basal de diseño debido a que la presencia de dichas irregularidades, usualmente, provocan un comportamiento deficiente cuando la estructura sea atacada por un sismo. Las diferentes tablas de valores de los coeficientes de configuración estructural en planta y elevación que muestran los códigos de construcción en estudio, describen los diversos tipos de irregularidades que se pueden presentar con mayor frecuencia en las estructuras de edificación. Sin embargo, la descripción de estas irregularidades, no autoriza al calculista o diseñador a considerarlas como normales (CEC 2001).

Cuando una edificación no presenta irregularidades en planta y elevación, los coeficientes serán igual a la unidad (CEC 2001).

Estos coeficientes de configuración estructural incrementan el valor del cortante basal de diseño, con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura, pero no evita el posible comportamiento sísmico deficiente de la edificación. Por tanto, es recomendable evitar al máximo la presencia de las irregularidades mencionadas (CEC 2001).



### **3.1 CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN CEC-2001**

El código ecuatoriano de la construcción presenta una tabla donde se muestra seis irregularidades en planta y seis irregularidades en elevación como se puede apreciar mejor en el anexo 2. Se maneja de la misma manera que el código colombiano donde solo se tiene coeficientes de acuerdo a las irregularidades y sus efectos a la estructura en sí. Todos los valores y descripciones son los mismas, excepto en la irregularidad en altura de piso débil con discontinuidad en la resistencia, donde el límite en la resistencia en el piso menor tiene un 5% y 0,1 más que el código colombiano. Otra diferencia importante es que el CEC-2001 establece una penalización por simultaneidad de efectos, es decir, que efectos negativos de configuración, sea en planta o en elevación, se penalizan cada uno y su efecto negativo se acumula, lo cual se considera en el cálculo del cortante basal de diseño.

### **3.2 CÓDIGO COLOMBIANO DE LA CONSTRUCCIÓN NSR-10**

En el código colombiano de la construcción se establecen estos factores para encontrar el coeficiente de disipación de energía de diseño R, como se explicó anteriormente en la sección 2.2.

Presenta seis irregularidades en planta, con una subdivisión en irregularidad torsional (Irregularidad torsional extrema), y también seis irregularidades en elevación, con una subdivisión en piso flexible (irregularidad extrema en rigidez). La tabla de valores de estos coeficientes de configuración estructural en planta y elevación se los puede observar en anexo 2.

### **3.3 MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDING AND OTHER STRUCTURES ASCE 7-10**

El código de Estados Unidos ASCE 7-10 presenta seis irregularidades en planta, con una subdivisión en irregularidad torsional (Irregularidad torsional extrema) y siete irregularidades en elevación, ya que, incluye sub clasificaciones en cuanto a fenómenos en extremo en la torsión de planta y en discontinuidad extrema en rigidez y resistencia.

Cada una de las irregularidades hace referencia a la aplicación de una o varias categorías de diseño sísmico el cual debe cumplirse o restringirse a límites establecidos en literales en la tabla de irregularidades de la sección 12.3 del código de la construcción de Estados Unidos. La tabla de irregularidades que se presenta en el código de la construcción de Estados Unidos se aprecia en el anexo 2.

### **3.4 COMPARACIÓN DE LOS VALORES DE LOS COEFICIENTES DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACIÓN ENTRE LOS CÓDIGOS DE LA CONSTRUCCIÓN NSR 10 Y CEC 2001.**

La comparación de los valores de los coeficientes de configuración en planta (tabla 3.4-1) y elevación (tabla 3.4-2) se los hizo únicamente entre los códigos de la construcción de Colombia NSR 10 y de Ecuador CEC 2001 ya que el código de los Estados Unidos ASCE 7-10 no presenta valores en sus tablas.

**Tabla 3.4-1: Comparación de los coeficientes de configuración estructural en planta.**

<b>IRREGULARIDAD EN PLANTA</b>		
	<b>CEC 2001</b>	<b>NSR 10</b>
IRREGULARIDAD TORSIONAL	0,9	0,9
IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA	NA	0,8
ENTRANTES EXCESIVOS EN LAS ESQUINAS	0,9	0,9
DISCONTINUIDAD EN EL SISTEMA DE PISO	0,9	0,9
DESPLAZAMIENTO DEL PLANO DE ACCIÓN DE ELEMENTOS VERTICALES	0,8	0,8
EJES ESTRUCTURALES NO PARALELOS	0,9	0,9
SISTEMA DE PISO FLEXIBLE	.-.	NA

**Tabla 3.4-2: Comparación de los coeficientes de configuración estructural en elevación.**

<b>IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN</b>		
	<b>CEC 2001</b>	<b>NSR 10</b>
PISO BLANDO (IRREGULARIDAD EN RIGIDEZ)	0,9	0,9
PISO BLANDO (IRREGULARIDAD EXTREMA EN RIGIDEZ)	NA	0,8
IRREGULARIDAD EN LA DISTRIBUCIÓN DE LAS MASAS	0,9	0,9
IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA	0,9	0,9
DESALINEAMIENTO DE EJES VERTICALES	0,8	0,8
PISO DÉBIL-DISCONTINUIDAD EN LA RESISTENCIA	NA	0,9
PISO DÉBIL-DISCONTINUIDAD EXTREMA EN LA RESISTENCIA	NA	0,8
COLUMNAS CORTAS	.-.	NA

### **3.5 PROPUESTA PARA LA NUEVA TABLA DE VALORES DE LOS COEFICIENTES DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN ELEVACIÓN Y EN PLANTA PARA LA NUEVA NORMA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC 2011.**

Comparando los valores y las irregularidades en planta y elevación que presentan los códigos de la construcción de Colombia NSR 10 y Ecuador (CEC 2001), se propone una nueva tabla irregularidades en planta (tabla 3.5-1) y elevación (tabla 3.5-2) para la norma ecuatoriana de la construcción:

**Tabla 3.5-1: Propuesta de la nueva tabla de valores de los coeficientes de configuración estructural en planta, para NEC-2011.**

Tipo	Descripción de la irregularidad en planta	$\phi_{pi}$
1	<p><b>IRREGULARIDAD TORSIONAL</b>            Existe irregularidad por torsión cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el apartado 6.4.2 del presente código.</p>	0,9
1,1	<p><b>IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA</b>            La irregularidad torsional extrema existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.</p>	0,8
2	<p><b>ENTRANTES EXCESIVOS EN LAS ESQUINAS</b>            La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta retrocesos excesivos en sus esquinas. Un retroceso en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del retroceso, son mayores que el 15 % de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del retroceso.</p>	0,9
3	<p><b>DISCONTINUIDAD EN EL SISTEMA DE PISO</b>            La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entradas, retrocesos o huecos, con áreas mayores al 50 % del área total del piso o con cambios en la rigidez efectiva del piso de más del 50 %, entre niveles consecutivos.</p>	0,9
4	<p><b>DESPLAZAMIENTO DEL PLANO DE ACCIÓN DE ELEMENTOS VERTICALES</b>            Una estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>	0,8
5	<p><b>EJES ESTRUCTURALES NO PARALELOS</b>            La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	0,9
6	<p><b>SISTEMA DE PISO FLEXIBLE</b>            Cuando la relación de aspecto en planta de la edificación es mayor que 4:1 o cuando el sistema de piso no sea rígido en su propio plano se debe revisar la condición de piso flexible en el modelo estructural</p>	-

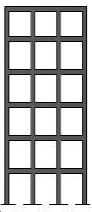
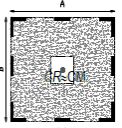
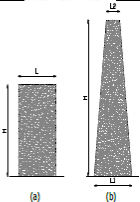
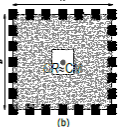
**Tabla 3.5-2: Propuesta de la nueva tabla de valores de los coeficientes de configuración estructural en elevación, para NEC-2011**

Tipo	Descripción de la irregularidad en elevación	Pórticos espaciales y pórticos con vigas banda $\phi E_i$	Sistemas duales o con diagonales $\phi E_i$
1	<b>PISO BLANDO (IRREGULARIDAD EN RIGIDEZ)</b> La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70 % de la rigidez lateral del piso superior, o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	0,9	1
1,1	<b>PISO BLANDO (IRREGULARIDAD EXTREMA EN RIGIDEZ)</b> La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 60 % de la rigidez lateral del piso superior, o menor que el 70 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	0,8	0,9
2	<b>IRREGULARIDAD EN LA DISTRIBUCIÓN DE LAS MASAS</b> La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.	0,9	1
3	<b>IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA</b> La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.	0,9	1
4	<b>DESALINEAMIENTO DE EJES VERTICALES</b> La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Se exceptúa la aplicabilidad de este requisito cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos.	0,8	0,9
5	<b>PISO DÉBIL-DISCONTINUIDAD EN LA RESISTENCIA</b> La estructura se considera irregular cuando la resistencia del piso es menor que el 80 % de la resistencia del piso inmediatamente superior pero superior o igual al 65%, (entendiéndose la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).	0,9	1
5,5	<b>PISO DÉBIL-DISCONTINUIDAD EXTREMA EN LA RESISTENCIA</b> La estructura se considera irregular cuando la resistencia del piso es menor que el 65 % de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).	0,8	1
6	<b>COLUMNAS CORTAS</b> Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras	-	-

### 3.6 RESOLUCIÓN DEL COMITÉ TÉCNICO DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC-2011.

Finalmente, el comité decidió simplificar esta propuesta e incluir dos tablas con configuraciones estructurales recomendadas y configuraciones estructurales no recomendadas.

**Tabla 3.6-1: Configuraciones estructurales recomendadas NEC-2011**

CONFIGURACIÓN RECOMENDADA			
CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_E=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_P=1$	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\phi_E=1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_P=1$	
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_E=1$			

**Tabla 3.6-2: Configuraciones estructurales no recomendadas NEC-2011**

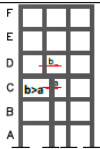
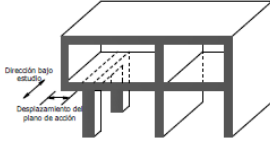

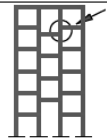
CONFIGURACIONES NO RECOMENDADAS			
Se ha comprobado que el desempeño sísmico de este tipo de configuraciones no es adecuado; sin embargo, se podrán utilizar siempre que el diseñador presente un estudio complementario de acuerdo al Capítulo de Evaluación de Estructuras			
<b>IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN</b>		<b>IRREGULARIDADES EN PLANTA</b>	
<b>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas.</b> La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.		<b>Desplazamiento de los planos de acción de elementos verticales.</b>  Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.  	
<b>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia.</b> La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).			
<b>Columna corta</b> Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.			

Tabla 3.6-3: Coeficientes de irregularidad en planta NEC-2011

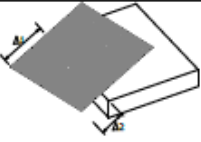
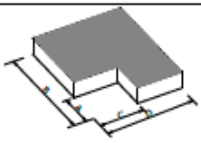
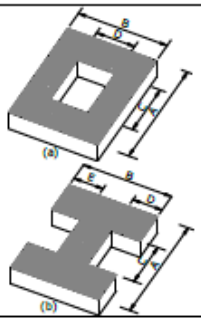

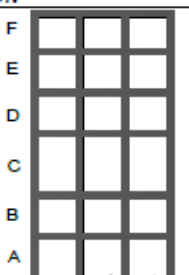
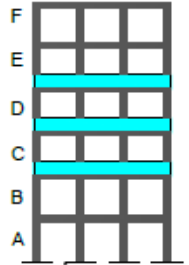
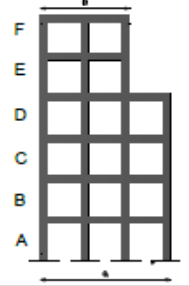
<b>IRREGULARIDAD PENALIZADA EN PLANTA</b>	
<p><b>Tipo 1 - Irregularidad torsional</b>  <math>\phi_{tr}=0.9</math>  <math>\Delta &gt; 1.2 \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2}</math></p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas</b> <math>\phi_{tr}=0.9</math>  <math>A &gt; 0.15B</math> y <math>C &gt; 0.15D</math></p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p><b>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso</b>  <math>\phi_{tr}=0.9</math>  a) <math>CxD &gt; 0.5AxB</math>  b) <math>[Cx D + CxE] &gt; 0.5Ax B</math></p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p><b>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos</b>  <math>\phi_{tr}=0.9</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Tabla 3.6-4: Coeficientes de irregularidad en elevación NEC-2011

<i>IRREGULARIDAD PENALIZADA EN ELEVACIÓN</i>	
<p><b>Tipo 1 - Piso flexible</b>  <math>\phi_E=0.9</math>  Rigidez <math>K_c &lt; 0.70</math> Rigidez <math>K_D</math>  Rigidez <math>&lt; 0.80 \frac{K_D + K_E + K_F}{3}</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Distribución de masa</b>  <math>\phi_E=0.9</math>  <math>m_D &gt; 1.50 m_E</math> ó  <math>m_D &gt; 1.50 m_C</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p><b>Tipo 3 - Irregularidad geométrica</b>  <math>\phi_E=0.9</math>  <math>a &gt; 1.3 b</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	



#### 4. DERIVAS DE PISO

El control de deriva o deformaciones laterales máximas se lo requiere por muchas razones, entre ellas para controlar o disminuir el daño estructural y no estructural, disminuir el efecto p delta, comprobar que tan severa es la irregularidad en planta que puede provocar torsiones no aceptables, mitigar posibles efectos de golpeteo entre edificaciones, etc. Las derivas de piso son de gran importancia, a tal punto que nuevas teorías para diseño, se basan en desplazamientos de partida antes que en fuerzas de diseño.

La deriva de piso es el desplazamiento horizontal relativo de un piso con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la edificación (CEC 2001).

Toda estructura debe diseñarse para resistir fuerzas sísmicas que actúen sobre ella, en cualquier dirección horizontal. Puede asumirse que las acciones sísmicas de diseño actúan de manera no concurrente en la dirección de cada eje principal de la estructura.

Las derivas obtenidas por la aplicación de las fuerzas laterales de diseño ( $\Delta_E$ ), sean estáticas o dinámicas, para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularán, para cada piso, realizando un análisis elástico de la estructura sometida a las fuerzas laterales calculadas, considerando las secciones agrietadas de los elementos estructurales. El cálculo de las derivas de piso debe incluir las deflexiones debidas a efectos traslacionales y torsionales, y los efectos P- $\Delta$  (CEC 2001)

Es muy importante verificar y calcular las derivas de piso ya que, se asocia a la deformación inelástica de los elementos estructurales y no estructurales, a la estabilidad

global de la estructura, al daño de elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica y a los elementos no estructurales, tales como muros divisorios, particiones, enchapes, acabados, instalaciones eléctricas, mecánicas, etc. y también a la alarma y pánico entre las personas que ocupen la estructura (NSR 10).

El procedimiento, en el cálculo de la deriva de piso, es muy similar en el código colombiano NSR 10, en el código de Estados Unidos ASCE 7-10 y en el código ecuatoriano de la construcción CEC-2001. A continuación se detallará el procedimiento que utiliza cada código mencionado.

## 4.1 CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN CEC-2001

### CORTANTE BASAL DE DISEÑO

El cortante basal de diseño que se aplica a una estructura a una dirección específica:

Dado por las formulas:

$$V = \frac{ZIC}{R\phi_p\phi_E} W \quad (4.1-1)$$

$$C = \frac{1,25S^S}{T} \quad (4.1-2)$$

Donde:

Z = Aceleración máxima efectiva en roca esperada para el sismo de diseño.

I = Factor de importancia de la estructura.

C = no debe exceder el valor Cm utilizado dependiendo del tipo de perfil de suelo y no debe ser menor a 0,5 puede utilizarse para cualquier estructura.

R = Factor de reducción de respuesta estructural

$\phi_P, \phi_E$  = Factores de configuración estructural en planta y en elevación, explicados en la sección 3.

S = Su valor y el de su exponente se obtiene:

**Tabla 4.1-1: Coeficiente de suelo S y Coeficiente Cm, CEC-2001**

<b>Perfil Tipo</b>	<b>Descripción</b>	<b>S</b>	<b>Cm</b>
S1	Roca o suelo firme	1	2.5
S2	Suelos intermedios	1.2	3
S3	Suelos blandos y estrato profundo	1.5	2.8
S4	Condiciones especiales de suelo	2.0*	2.5

\*Este valor debe tomarse como mínimo.

## PERIODO FUNDAMENTAL

Seguidamente se presenta dos métodos de calcular el *periodo de vibración T* de la estructura:

### Método 1

El segundo método explica que el periodo T puede ser calculado utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, en un análisis apropiado y adecuadamente sustentado mediante la fórmula:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2)}{(g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i)}} \quad (4.1-3)$$

Donde:

$f_i$  = Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales.

$\delta_i$  = Deflexión elástica de piso i, calculada utilizando las fuerzas laterales  $f_i$ .

Sin embargo, se explica que el periodo calculado utilizando el método 2 no debe ser mayor en un 30% que el periodo calculado en el método 1.

El resultado que se obtenga del periodo T ya sea por el método 1 o 2, es una estimación inicial buena para poder dimensionar una estructura.

### **Método 2**

El primer método encuentra el periodo T de manera aproximada con la fórmula:

$$T = C_t(h_n)^{3/4} \quad (4.1-4)$$

Donde:

$h_n$  = altura máxima de la edificación de n pisos.

$C_t$  = tienes los valores:

**Tabla 4.1-2: Valores de  $C_t$ , CEC 2001.**

	<b><math>C_t</math></b>
Pórticos de acero	0,09
Pórticos espaciales de hormigón armado	0,08
Pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales y otras estructuras	0,06

## **DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS LATERALES**

Como no se tiene un proceso más riguroso, la distribución vertical en la estructura de las fuerzas laterales se basa en los principios de dinámica por medio de las siguientes ecuaciones:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad (4.1-5)$$

Donde:

$$F_t = 0,07TV \quad (4.1-6)$$

n = Número de pisos de la estructura.

T = periodo utilizado para el cálculo del cortante basal total V.

$F_t$  se aplicará en la parte más alta de la estructura, teniendo en cuenta que no debe exceder el valor de  $0,25 V$  y se puede considerar nulo cuando el periodo T es menor o igual a 0,7 segundos. La parte restante del cortante basal debe ser distribuido sobre la altura de la estructura, incluyendo el nivel  $n$ , de acuerdo con la ecuación:

$$F_x = \frac{(V - F_t)w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad (4.1-7)$$

En donde  $F_x$  es la fuerza en el nivel x de la estructura que debe aplicarse sobre toda el área del edificio en ese nivel y  $w_i$  es el peso asignado a cada nivel de estructura.

### **DISTRIBUCIÓN HORIZONTAL DEL CORTANTE**

La distribución horizontal de cortante ( $V_x$ ) en cualquier piso x, es la suma de las fuerzas  $F_t$  y  $F_x$  sobre ese piso.  $V_x$  debe distribuirse en proporción a las rigideces de cada piso. La masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazado una distancia igual al 5 por ciento de la máxima dimensión del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración. El efecto de este desplazamiento debe incluirse en la distribución del cortante de piso y en los momentos torsionales.

“En el caso de que la estructura presente pisos flexibles, la distribución del cortante de piso hacia los elementos del sistema resistente se realizará de manera proporcional a la masa tributaria de dichos elementos” (CEC 2001).

## MOMENTO TORSIONAL DE DISEÑO

“El momento torsional de diseño en un piso debe calcularse como el momento resultante de las excentricidades entre las cargas laterales de diseño en los pisos superiores al piso considerado y los elementos resistentes a cargas laterales en el piso, más la torsión accidental (asumiendo el centro de masas desplazado, como se describió anteriormente)” (CEC 2001).

Si existe irregularidad torsional los efectos deben ser considerados aumentando la torsión accidental en cada nivel mediante un factor de amplificación  $A_x$ , dado por:

$$A_x = \left( \frac{\delta_{max}}{1,2\delta_{prom.}} \right)^2 \leq 3,0 \quad (4.1-8)$$

Donde:

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

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

## VOLCAMIENTO

Todas las estructuras deben ser diseñadas para resistir los efectos de volcamiento causadas por las fuerzas sísmicas. En cualquier nivel, los momentos de volcamiento a ser resistidos deben determinarse utilizando las fuerzas sísmicas ( $F_t$  y  $F_x$ ), las cuales actúan en los niveles sobre el piso considerado. En cualquier nivel, los cambios incrementales de los momentos de volcamiento de diseño deben ser distribuidos hacia los diferentes elementos resistentes. Los efectos de volcamiento en cada elemento deben transmitirse hacia la cimentación (CEC 2001).

## EFECTOS P-Δ

Los efectos P-Δ, son los efectos secundarios que afectan a las fuerzas cortantes y axiales, y a los momentos flectores, cuando se aplican cargas verticales que actúan en pórticos deformados lateralmente (CEC 2001).

No necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad  $Q_i$ , es menor a 0,1.

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad (4.1-9)$$

Donde

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

$P_i$  = la suma de cargas totales verticales sin mayorar incluyendo cargas muertas y vivas de cada piso y de todos los demás localizados por encima.

$h_i$  = altura del piso considerado.

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

$V_i$  = cortante sísmico del piso.

Cuando  $Q_i$  es mayor a 0,3 la estructura es inestable y tiene poca rigidez.

Para considerar el efecto P-Δ en cualquier dirección que se esté analizando se debe multiplicar tanto las derivas de piso  $\Delta_{Ei}$ , las fuerzas internas y los momentos de la edificación que aparecen como producto de la aplicación de las cargas laterales de diseño por el factor de amplificación:

$$f_{P-\Delta} = \left( \frac{1}{1-Q_i} \right) \quad (4.1-10)$$

Siempre que  $0,1 < Q_i < 0,3$ .

## DERIVA MÁXIMA

Para el cálculo de las derivas de piso se utiliza el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos  $\Delta_M$  de la estructura, causada por el sismo de diseño. Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño estáticas  $\Delta_E$ , para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calculan, para cada piso, realizando un análisis elástico estático de la estructura. Pueden también calcularse mediante un análisis dinámico, como se especifica en la sección correspondiente al código ecuatoriano CEC 2001.

El valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos  $\Delta_M$  de la estructura se la calcula mediante la fórmula:

$$\Delta_M = R\Delta_E \quad (4.1-11)$$

## LÍMITES DE DERIVA

El valor de  $\Delta_M$  no puede superar los siguientes valores:

**Tabla 4.1-3: Límites de Deriva de piso, CEC 2001.**

<b>Estructuras de:</b>	<b><math>\Delta M</math> máximo</b>
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,02
De mampostería	0,01



## 4.2 CÓDIGO COLOMBIANO DE LA CONSTRUCCIÓN NSR 10

El código colombiano de la construcción calcula las derivas de piso de la siguiente manera:

### CORTANTE BASAL DE DISEÑO

El cortante sísmico en la base  $V_S$ , equivalente a la totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos de diseño, en la dirección en estudio, se obtiene por medio de la siguiente expresión:

$$V_S = S_a g M \quad (4.2-1)$$

Donde  $S_a$  es el valor de la aceleración, como fracción de la gravedad, leído en el espectro de la estructura.

### PERIODO FUNDAMENTAL

El código colombiano NSR 10 muestra tres métodos para calcular el periodo fundamental de diseño.

#### *Método 1:*

El valor del período fundamental debe obtenerse a partir de las propiedades de su sistema de resistencia sísmica, en la dirección bajo estudio, de acuerdo con los principios de la dinámica estructural por medio de la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n m_i \delta_i^2)}{(\sum_{i=1}^n f_i \delta_i)}} \quad (4.2-2)$$

Donde:

$f_i$  = Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales.

$\delta_i$  = Deflexión elástica de piso i, calculada utilizando las fuerzas laterales  $f_i$ .

El valor de T no puede exceder  $C_u T_a$  donde:

$$C_u = 1.75 - 1.2A_V F_V \quad (4.2-3)$$

$T_a$  se calcula mediante la ecuación 4.2-4.

### **Método 2:**

Otra manera de calcular el periodo T de manera aproximada es mediante la ecuación:

$$T_a = C_t (h)^\alpha \quad (4.2-4)$$

Donde:

$h$  = altura máxima de la edificación de n pisos

$C_t$  y  $\alpha$  tienen los siguientes valores:

**Tabla 4.2-1: Valores de  $C_t$  y  $\alpha$ , NSR-10**

<b>Sistema estructural de resistencia sísmica</b>	<b><math>C_t</math></b>	<b><math>\alpha</math></b>
Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0,047	0,9
Pórticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0,072	0,8
Pórticos arriostrados de acero estructural con diagonales excéntricas restringidas a pandeo.	0,073	0,75
Todos los otros sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería.	0,049	0,75
Alternativamente, para estructuras que tengan muros estructurales de concreto reforzado o mampostería estructural-	$0,0062/\sqrt{C_w}$	1

Donde:

$$C_w = \frac{100}{A_B} \cdot \sum_{i=1}^{n_w} \left[ \left( \frac{h_n}{h_{wi}} \right)^2 \frac{A_{wi}}{1 + 0.83 \left( \frac{h_{wi}}{l_{wi}} \right)^2} \right] \quad (4.2-5)$$

### **Método 3**

Por último para edificaciones de 12 pisos o menos con alturas de piso no mayores de 3 m cuyo sistema estructural de resistencia sísmica está compuesto por pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado o acero estructural el periodo aproximado se lo puede calcular mediante la ecuación:

$$T_a = 0.1N \quad (4.2-6)$$

El código colombiano de la construcción, especifica que el valor de T obtenido al utilizar los métodos 1, 2, 3 es una estimación inicial razonable del período estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas y realizar su dimensionamiento. Sin embargo, una vez dimensionada la estructura, los periodos fundamentales deben recalcularse por el método 2 o por medio de un análisis modal. Este proceso debe repetirse hasta que en iteraciones consecutivas, la variación de periodos sea menor o igual a 10%.

## **DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE LAS FUERZAS LATERALES**

La fuerza sísmica horizontal se la calcula mediante:

$$F_x = C_{VX} V_S \quad (4.2-7)$$

Donde:

$$C_{VX} = \frac{m_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n (m_i h_i^k)} \quad (4.2-8)$$

Donde  $k$  es un exponente relacionado con el período fundamental de la estructura de la siguiente manera:

**Tabla 4.2-2: Valores de  $k$ , NSR-10**

<b>Condición</b>	<b>K</b>
$T < 0,5 \text{ s.}$	1
$0,5 < T < 2,5 \text{ s.}$	$0,75 + 0,5 T$
$T > 2,5 \text{ s.}$	2

## **DISTRIBUCIÓN HORIZONTAL DEL CORTANTE**

La fuerza cortante  $V_x$ , en el nivel  $x$ , debe determinarse de acuerdo con la siguiente expresión:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (4.2-9)$$

La fuerza cortante,  $V_x$ , y las torsiones asociadas deben distribuirse entre los diferentes pórticos y muros estructurales del sistema de resistencia sísmica de acuerdo con sus respectivas rigideces de desplazamiento y teniendo en cuenta la rigidez del diafragma, de acuerdo con la definición de la rigidez de los diafragmas dada en A.3.6.7.2. del código colombiano de la construcción NSR 10

## **MOMENTO TORSIONAL DE DISEÑO**

“Los efectos de la torsión en el piso son desplazamientos horizontales adicionales, en las dos direcciones principales ortogonales en planta, causados por la rotación de toda la estructura con respecto a un eje vertical” (NSR 10).

El código colombiano de la construcción considera que los efectos de torsión en el piso provienen de la incertidumbre en la localización de las masas dentro del piso, esto conduce a una torsión accidental, o debido a la excentricidad entre el centro de masas y el centro de rigidez cuando los diafragmas se consideran rígidos en su propio plano, o de la asimetría en la distribución de la masa y la rigidez de elementos verticales, cuando los diafragmas no pueden considerarse como rígidos en su propio plano.

*Torsión accidental:* la masa de todos los pisos está desplazada transversalmente, hacia cualquiera de los dos lados, del centro de masa calculado de cada piso, una distancia igual al 5 % de la dimensión de la estructura en ese piso, medida en la dirección perpendicular a la dirección en estudio. Cuando existan irregularidades en planta del tipo 1aP (Irregularidad torsional) o 1bP (Irregularidad torsional extrema), (anexo 2), se debe aumentar la torsión accidental en cada piso, multiplicándolo por un coeficiente de amplificación ( $A_x$ ):

$$A_x = \left( \frac{\delta_{max}}{1,2\delta_{prom.}} \right)^2 \leq 3,0 \quad (4.2-10)$$

Donde:

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

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

*Torsión debida a la no coincidencia del centro de masa y de rigidez:* Cuando el diafragma puede considerarse rígido en su propio plano, debe tenerse en cuenta el aumento en los cortantes sobre los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica debida a la distribución, en planta, de la rigidez de los elementos del sistema de resistencia sísmica.

Cuando los diafragmas son rígidos el incremento en el desplazamiento horizontal debido a los momentos se obtiene por la ecuación:

$$\delta_{t,j} = r_j \theta_i \quad (4.2-11)$$

Donde:

$r_j$  = Es la proyección sobre la dirección perpendicular en planta a la dirección bajo estudio  $j$  de la distancia entre el centro de masa del piso y el punto de interés.

$\theta_i$  = Es la rotación alrededor de un eje vertical que pasa por el centro de masa del nivel  $i$ , causada por los efectos torsionales.

*Torsión de diseño:* “El momento torsional de diseño en cualquier nivel de la estructura se obtiene como la suma de las torsiones de diseño de todos los niveles localizados por encima del nivel en estudio. La porción de la torsión aportada por cada nivel se obtiene como la torsión accidental del nivel, más el producto de la fuerza sísmica horizontal, correspondiente a ese nivel por una dimensión igual a la proyección, en la dirección perpendicular a la dirección de las fuerzas, de la distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez del nivel” (NSR 10).

## **EFFECTOS P-Δ**

Los efectos P-Δ producen un aumento en las deflexiones horizontales y en las fuerzas internas de la estructura. Estos efectos deben tenerse en cuenta cuando el índice de estabilidad para cada piso es mayor a 0,1.

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_{cm}}{V_i h_{pi}} \quad (4.2-12)$$

Cuando  $Q_i$  es mayor a 0,3 la estructura es inestable y tiene poca rigidez.

Los efectos adicionales causados por el efecto P-  $\Delta$  en la dirección de estudio se obtiene por medio de:

$$\delta_{pd} = \delta_{cm} \left( \frac{Q_i}{1-Q_i} \right) \quad (4.2-13)$$

Cuando  $0,1 < Q_1 < 0,3$ , las fuerzas internas de la estructura, causadas por las cargas laterales deben aumentarse por el factor:

$$\frac{1}{(1-Q_i)} \quad (4.2-14)$$

### DERIVA MÁXIMA

La deriva máxima en edificaciones regulares e irregulares que no tengan irregularidades en planta de tipo: irregularidad torsional 1aP, irregularidad torsional extrema 1bP (anexo 2) o estructuras con diafragma flexible se obtiene así:

$$\Delta_{max}^i = \sqrt{\sum_{j=1}^2 (\delta_{tot,j}^i - \delta_{tot,j}^{i-1})^2} \quad (4.2-15)$$

Donde:

$$\delta_{tot,j} = |\delta_{cm,j}| + |\delta_{t,j}| + |\delta_{pd,j}| \quad (4.2-16)$$

$\delta_{cm,j}$  = Es el desplazamiento horizontal del centro de masa en la dirección bajo estudio.

$\delta_{t,j}$  = Es el desplazamiento adicional causado por los efectos torsionales en la dirección bajo estudio cuando el diagrama sea rígido.

$\delta_{pd,j}$  = Es el desplazamiento adicional causado por el efecto P-  $\Delta$  en la dirección bajo estudio.

Alternativamente, para edificaciones de diez pisos o más y cuando el índice de estabilidad,  $Q_i$ , es menor de 0.10 en todos los pisos donde sería aplicable este procedimiento alternativo, la deriva máxima se la calcula con la siguiente ecuación:

$$\Delta_j^i = \delta_{cm,j}^i - 0,5 \left[ \frac{(\delta_{cm,j}^{i-1} - \delta_{cm,j}^{i-2})(h_p^i + h_p^{i-1})}{h_p^{i-1}} + \delta_{cm,j}^{i-2} \right] - 0,5 \delta_{cm,j}^{i-1} \quad (4.2-17)$$

## LÍMITES DE DERIVA

Los límites de deriva como porcentaje de las alturas de piso son los siguientes:

**Tabla 4.2-3: Límites de deriva de piso, NSR-10**

<b>Estructuras de:</b>	<b>Deriva máxima</b>
Concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de	1% ( $\Delta_{\text{máx}} \leq 0,010 \text{ hp}$ )
De mampostería	0,5% ( $\Delta_{\text{máx}} \leq 0,005 \text{ hp}$ )

Si se utilizan secciones fisuradas, tanto en hormigón armado, como en mampostería y en el caso de estructuras mixtas con acero, las derivas se pueden multiplicar por 0,7 antes de hacer la comparación con los límites de deriva máxima.

## 4.3 MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDING AND OTHER STRUCTURES 7-10.

### CORTANTE BASAL DE DISEÑO

El cortante basal se lo obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$V = C_s W \quad (4.3-1)$$

Donde el coeficiente sísmico se lo obtiene:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I} \quad (4.3-2)$$

Donde  $S_{DS}$  es el valor de aceleración en un periodo corto leído en el espectro de la estructura,  $I$  es el factor de importancia y  $R$  es el coeficiente de reducción de resistencia sísmica. Es importante recordar que cuando  $T$  es menor o igual que  $T_L$  el coeficiente sísmico se lo obtiene:



$$C_S = \frac{S_{DS}}{T^R/I} \quad (4.3-3)$$

Y cuando el periodo T es mayor al periodo  $T_L$ :

$$C_S = \frac{S_{D1}T_L}{T^2R/I} \quad (4.3-4)$$

## PERIODO FUNDAMENTAL

El código de la construcción de los Estados Unidos muestra dos métodos para el cálculo de periodo fundamental:

### *Método 1*

El periodo fundamental aproximado se lo calcula de la siguiente manera:

$$T_a = C_t h n^x \quad (4.3-5)$$

Donde  $C_t$  y  $x$  varían dependiendo de la estructura

**Tabla 4.3-1: Valores de  $C_t$  y  $x$ , ASCE 7-10.**

Estructura de :	$C_t$ (m)	$X$
Pórticos de acero resistentes a momentos	0,0724	0,8
Pórticos de concreto resistentes a momentos	0,0466	0,9
Pórticos de acero con diagonales excéntricas	0,0731	0,75
Pórticos de acero arriostrados con pandeo restringido	0,731	0,75
Otro sistema estructural	0,0488	0,75

### *Método 2*

También se permite calcular el periodo fundamental aproximado de una estructura que no rebase los 12 pisos de altura y que cada uno de estos pisos no tenga una altura mayor a 3 metros de esta manera:

$$T_a = 0,1N \quad (4.3-6)$$

Para muros de cortante o mampostería el periodo fundamental aproximado es:

$$T_a = \frac{0,0019}{\sqrt{C_w}} h_n \quad (4.3-7)$$

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^x \frac{h_n^2}{h_i^2} \frac{A_i}{\left[1 + 0,83 \frac{h_i^2}{D_i^2}\right]} \quad (4.3-8)$$

Donde:

$A_B$  = Área de la base de la estructura (ft<sup>2</sup>)

$A_i$  = Área mínima de cortante de la sección de un muro estructural i. (ft<sup>2</sup>)

$D_i$  = Longitud de muro de cortante (ft)

$h_i$  = Altura del muro de cortante (ft).

$x$  = Número de muros de corte en la construcción, que resisten las fuerzas laterales en la dirección de estudio.

## DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE LAS FUERZAS SÍSMICAS LATERALES

La distribución vertical de las fuerzas sísmicas se obtiene utilizando la siguiente fórmula:

$$F_x = C_{vx} V \quad (4.3-9)$$

$C_{vx}$  = factor de distribución vertical.

$V$  = fuerza lateral total de diseño en la base de la estructura (kip o KN)

Siendo:

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (4.3-10)$$

$w_i$  y  $w_x$  = porción del peso efectivo total de la estructura asignado al nivel  $x$  o  $i$ .

$h_i$  y  $h_x$  = altura del nivel  $x$  o  $i$  (ft o m.)

k = Factor que depende del periodo de la estructura:

**Tabla 4.3-2: Valores de k, ASCE 7-10**

Condición	K
T < 0,5 s.	1
0,5 < T < 2,5 s.	2 ó por interpolación lineal entre 1 y 2
T > 2,5 s.	2

## DISTRIBUCIÓN HORIZONTAL DEL CORTANTE

La distribución horizontal de las fuerzas se la realiza por:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (4.3-11)$$

Donde:

$F_i$  = la porción de fuerza lateral total de diseño en la base de la estructura (V) que actúa en el nivel i. La fuerza cortante,  $V_x$ , debe distribuirse entre sistema de resistencia sísmica.

## MOMENTO TORSIONAL DE DISEÑO

El código de construcción de los Estados Unidos nos muestra:

*Momento inherente:* Para diafragmas no flexibles, la distribución de las fuerzas laterales en cada nivel se debería considerar la torsión inherente que es debido a la no coincidencia del centro de masa y de rigidez.

*Momento torsional de diseño accidental:* al igual que en el código colombiano de construcción, cuando existan irregularidades en planta del tipo 1ª, irregularidad torsional o 1b, Irregularidad torsional extrema, (irregularidades descritas en el anexo 2) se debe aumentar la torsión accidental en cada piso, multiplicándolo por un coeficiente de amplificación ( $A_x$ ):

$$A_x = \left( \frac{\delta_{max}}{1,2\delta_{prom.}} \right)^2 \leq 3,0 \quad (4.3-12)$$

$\delta_{max}$  = desplazamiento máximo en el nivel x. (in. o m.)

$\delta_{prom}$  = promedio de los desplazamientos en los puntos extremos de la estructura en el nivel x. (in. o m.)

### **EFFECTOS P-Δ**

Los efectos P-Δ son considerados cuando el índice de estabilidad para cada piso es mayor a 0,1. Este índice de estabilidad se calcula por la fórmula:

$$\theta = \frac{P_x \Delta}{V_x h_{sx} C_d} \quad (4.3-13)$$

Donde:

$P_x$  = Carga vertical total de diseño por encima del nivel x (kip o KN).

$\Delta$  = deriva del piso calculada en el centro de masas del piso (in o mm).

$V_x$  = cortante sísmico que actúa entre los niveles x y x-1 (kip o KN).

$h_{sx}$  = altura del piso por debajo del nivel x. (in. o mm.).

$C_d$  = factor de amplificación de la deflexión explicado en anexo (1).

Cuando  $0,1 < \theta < 0,25$ , las fuerzas internas de la estructura, causadas por las cargas laterales pueden aumentarse por el factor:

$$\frac{1}{(1-\theta)} \quad (4.3-14)$$

## LÍMITES DE DERIVA

Por último, los límites de deriva se explican mediante la siguiente tabla:

**Tabla 4.3-3: Límites de deriva de piso, ASCE 7-10**

Estructura	Categoría de riesgo		
	I ó II	III	IV
Estructuras distintas a muros de mampostería, estructuras de 4 pisos o menos por encima de la base, con paredes interiores, particiones, techos y sistemas de paredes exteriores	0,025 hsx	0,020 hsx	0,015 hsx
Muros de mampostería en voladizo	0,010 hsx	0,010 hsx	0,010 hsx
Muros de mampostería	0,007 hsx	0,007 hsx	0,007 hsx
Otras estructuras	0,020 hsx	0,015 hsx	0,010 hsx

-Donde hsx es la altura de piso x.

## 4.4 COMPARACIÓN DEL PROCEDIMIENTO DEL CÁLCULO DE DERIVAS DE PISO DE LOS CÓDIGOS CEC 2001, NSR 10 Y ASCE 7-10.

Como se pudo observar, al momento de calcular las derivas, los tres códigos presentan maneras muy similares de hacerlo:

A continuación se presenta tablas de resumen y comparación del procedimiento que se sigue para el cálculo de las derivas de piso:

### CORTANTE BASAL DE DISEÑO

**Tabla 4.4-1: Cortante Basal**

Cortante Basal		
CEC 2001	NSR 10	ASCE 7-10
$V = \frac{ZIC}{R\phi_p\phi_E} W$	$V_s = S_a g M$	$V = C_s W$ $C_s = \frac{S_{DS}}{R}$ $I$

## PERIODO FUNDAMENTAL

Tabla 4.4-2: Periodo Fundamental

Periodo fundamental			
	CEC 2001	NSR 10	ASCE 7-10
<b>Método 1</b>	$T = 2\pi \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2)}{(g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i)}}$	$T = 2\pi \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n m_i \delta_i^2)}{(g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i)}}$	-----
<b>Método 2</b>	$T = C_t (h_n)^{3/4}$	$T = C_t (h)^\alpha$	$T_a = C_t h n^x$
<b>Método 3</b>	-----	$T_a = 0,1N *$	$T_a = 0,1N *$

\*Permite calcular el periodo aproximado para estructuras que no rebasen los 12 pisos de altura y que cada uno de estos pisos no tenga una altura mayor a 3 metros.

Los valores de  $C_t$ ,  $\alpha$  y  $x$  presentes en las diferentes fórmulas se presentan a continuación.

### Método 2

	C <sub>t</sub>			x		
	NSR 10	ASCE 7-10	CEC 01	NSR 10	ASCE 7-10	CEC 01
Pórticos de acero	0,072	0,0724	0,9	0,8	0,8	0,75
Pórticos espaciales de hormigón armado	0,047	0,0466	0,8	0,9	0,9	0,75
Pórticos arriostrados con diagonales excéntricas restringidas a pandeo	0,073	0,0731	0,6	0,75	0,75	0,75
Pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales o con diagonales (no mencionadas) y otras estructuras	0,049	0,0488	0,6	0,75	0,75	0,75

## DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE LAS FUERZAS LATERALES

Tabla 4.4-3: Distribución vertical de las fuerzas laterales.

Distribución vertical en la estructura de las fuerzas laterales		
CEC 2001	NSR 10	ASCE 7-10
$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$ $F_t = 0,07TV$ $F_x = \frac{(V - F_t)w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$	$F_x = C_{vx}V_s$ $C_{vx} = \frac{m_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n (m_i h_i^k)}$	$F_x = C_{vx}V$ $C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$

Los valores de k presentes en las fórmulas del código NSR 10 y ASCE 7-10 se presentan a continuación:

	K		
	NSR 10	ASCE 7-10	CEC 01
T ≤ 0,5 s.	1	1	NA
0,5 ≤ T ≤ 2,5 s.	0,75 + 0,5 T	2 ó interpolación lineal entre 1 y 2	NA
T ≥ 2,5 s.	2	2	NA

## DISTRIBUCIÓN HORIZONTAL DEL CORTANTE

Tabla 4.4-4: Distribución horizontal del cortante

Distribución horizontal del cortante		
CEC 2001	NSR 10	ASCE 7-10
El cortante del piso $V_x$ , en cualquier piso x, es la suma de las fuerzas $F_t$ y $F_x$ sobre ese piso.	$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$	$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$

## MOMENTO TORSIONAL

Tabla 4.4-5: Momento torsional.

Momento torsional			
	CEC 2001	NSR 10	ASCE 7-10
<b>Torsión accidental</b>	$A_x = \left( \frac{\delta_{max}}{1,2\delta_{prom.}} \right)^2 \leq 3,0$	$A_x = \left( \frac{\delta_{max}}{1,2\delta_{prom.}} \right)^2 \leq 3,0$	$A_x = \left( \frac{\delta_{max}}{1,2\delta_{prom.}} \right)^2 \leq 3,0$

Por motivos de comparación con el código ecuatoriano de construcción, no se tomó en cuenta en momento torsional inherente que presenta el código ASCE 7-10, ni tampoco la torsión debida a la no coincidencia del centro de masa y de rigidez que presenta el código NSR 10.

## EFFECTOS P-Δ

Tabla 4.4-6: Efecto P-Δ

Efectos P-Δ		
CEC 2001	NSR 10	ASCE 7-10
Índice de estabilidad: $Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$ Factor de amplificación: $f_{P-\Delta} = \left( \frac{1}{1 - Q_i} \right)$ $0,1 < Q_i < 0,3.$	Índice de estabilidad: $Q_i = \frac{P_i \Delta_{cm}}{V_i h_{pi}}$ Factor de amplificación: $\frac{1}{(1 - Q_i)}$ $0,1 < Q_i < 0,3.$	Índice de estabilidad: $\theta = \frac{P_x \Delta}{V_x h_{sx} C_d}$ Factor de amplificación: $\frac{1}{(1 - Q_i)}$ $0,1 < Q_i < 0,25$



## DERIVA MÁXIMA

Tabla 4.4-7: Deriva máxima

Deriva máxima		
CEC 2001	NSR 10	ASCE 7-10
$\Delta_M = R\Delta_E$	<p>Estructuras sin irregularidades en planta de tipo:(1aP), (1bP):</p> $\Delta_{max}^i = \sqrt{\sum_{j=1}^2 (\delta_{tot,j}^i - \delta_{tot,j}^{i-1})^2}$ <p>Donde:</p> $\delta_{tot,j} =  \delta_{cm,j}  +  \delta_{t,j}  +  \delta_{pd,j} $ <p>Para edificaciones de diez pisos o más:</p> $\Delta_j^i = \delta_{cm,j}^i - 0,5 \left[ \frac{(\delta_{cm,j}^{i-1} - \delta_{cm,j}^{i-2})(h_p^i + h_p^{i-1})}{h_p^{i-1}} + \delta_{cm,j}^{i-2} \right] - 0,5\delta_{cm,j}^{i-1}$	-----

## LÍMITES DE DERIVA

Tabla 4.4-8: Límites de deriva de piso.

Límites de Deriva			
Estructuras de:	CEC 2001	NSR 10	ASCE 7-10
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera.	0,02	0,01hp	0,025 hsx
Mampostería	0,01	0,005hp	0,007 hsx

Los límites de deriva del código ASCE 7-10 solamente se considero las de categoría de riesgo

I ó II.

## **4.5 PROPUESTA EN EL PROCESO DEL CÁLCULO DE LAS DERIVAS DE PISO PARA LA NUEVA NORMA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC-2011.**

Como se puede observar en la tabla 4.4-2, los valores de los coeficientes  $C_t$  en el CEC-2001 son un poco más grandes en comparación con los que muestra el NSR-10 y ASCE 7-10. Además no existe el coeficiente  $\alpha$  definido para cada tipo de estructura como lo muestran NSR-10 y ASCE 7-10, simplemente se especifica que este coeficiente es de  $\frac{3}{4}$  para todas las estructuras. Este cambio se propondrá más adelante.

De la tabla 4.4-3 de la distribución vertical de las fuerzas laterales, se puede observar que el CEC-2001 no presenta el coeficiente  $k$ , que depende del periodo de la estructura, como lo presenta el NSR-10 y ASCE 7-10. Se ha visto poco práctico incluir la fuerza concentrada que se aplica en la parte más alta de la estructura  $F_T$ . Estos cambios se propondrán a continuación.

En la tabla 4.4-8 se observa que en los límites de la deriva de piso se está, más o menos, en la mitad de los valores límites que propone el NSR-10 y el ASCE 7-10, es por esto que no se planteará cambiar los límites de la deriva de piso, pero en el cálculo de la deriva máxima se propondrá agregar un coeficiente de 0.75 penalizando este cálculo, tomando en cuenta que ahora los factores de reducción  $R$  están bajo solicitaciones últimas y ya no de servicio.

Basándose en lo antes dicho y en las comparaciones hechas en la sección 4.4, se propone los siguientes cambios.

## PERIODO FUNDAMENTAL

Se propone adoptar la manera de calcular el periodo fundamental tal y como lo especifica el código Colombiano NSR-10

### Método 1:

$$T = C_t(h_n)^\alpha \quad (4.5-1)$$

Tabla 4.5-1: Propuesta de los valores de  $C_t$  y  $\alpha$ , para NEC-2011

	$C_t$	$\alpha$
Estructuras de acero sin arriostramientos.	0,072	0,8
Pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras.	0,047	0,9
Estructuras de acero con arriostramientos.	0,073	0,75
Pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural. (no mencionadas) y otras estructuras	0,049	0,75

Alternativamente, para estructuras que tengan muros estructurales de hormigón armado o mampostería estructural.

$$C_t = \frac{0.0062}{\sqrt{C_w}}, \alpha = 1 \quad C_w = \frac{100}{A_B} \cdot \sum_{i=1}^{n_w} \left[ \left( \frac{h_n}{h_{wi}} \right)^2 \frac{A_{wi}}{1 + 0.83 \left( \frac{h_{wi}}{l_{wi}} \right)^2} \right] \quad (4.5-2)$$

## DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE LAS FUERZAS LATERALES

Se propone adoptar la distribución vertical de las fuerzas laterales orientándose por las especificaciones del NSR-10 y el ASCE 7-10.

$$V = \sum_{i=1}^n F_i$$

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (4.5-3)$$

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

**Tabla 4.5-2: Propuesta de los valores del factor k, para NEC 2011.**

Condición	K
$T < 0,5$ s.	1
$0,5 < T < 2,5$ s.	$0.75 + 0.5T$
$T > 2,5$ s.	2

### **DERIVA MÁXIMA**

Se propone un factor extra de 0.75 para el cálculo de las derivas máximas de piso. El factor 0.75 reconoce el hecho de que en muchos casos la deformación máxima de un sistema inelástico no es igual a la de un sistema elástico como lo propuso Newmark, sino que depende del periodo predominante de la estructura, del tipo de suelo, tipo de sismo, etc. Otros códigos consideran un factor  $C_d$  para esta relación. De manera simplificada se ha propuesto que una estimación de la respuesta inelástica máxima es un 75% de la máxima elástica, en lo que a deformaciones se refiere.

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \quad (4.5-4)$$

## **4.6 RESOLUCIÓN DEL COMITÉ TÉCNICO DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC-2011.**

Los cambios propuestos en el periodo fundamental de diseño, en la distribución vertical de fuerzas laterales y en el cálculo de la deriva máxima de piso fueron aceptados completamente y pronto entrarán en vigencia.

## **5. DISEÑO Y COMPARACIÓN DE LOS MODELOS DE EDIFICIOS DE 5, 10 Y 15 PISOS.**

En este capítulo se diseñó tres edificios de cinco, diez y quince pisos, aporticados con muros de corte, utilizando todas las normas de diseño que se requieren del código de la construcción CEC-2001. De igual manera se modeló tres edificios más de cinco, diez y quince pisos, aporticados con muros de corte, utilizando la propuesta realizada que en su mayoría fue acogida por la norma ecuatoriana de construcción NEC-2011; para luego comparar las secciones, cuantías obtenidas así como las deformaciones máximas de las edificaciones y obtener resultados que muestren las diferencias que existen entre el CEC-2001 y el NEC-2011.

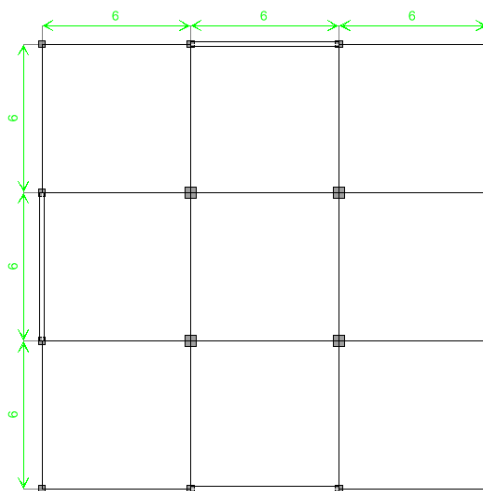
Todos los cálculos estructurales se los realizó en el programa ETABS V 9.5. Para los edificios normados por el CEC-2001 se realizaron los cálculos con el código ACI 318-05 que presenta el ETABS, para esto se tuvo que multiplicar las fuerzas estáticas y dinámicas de diseño por 1.4, ya que este código mencionado (ACI 318-05 ), trabaja con combinaciones de carga últimas y no con cargas de servicio como lo especifica el CEC-2001. Para los edificios regidos por el NEC-2011 (Propuesta) se realizaron los cálculos con el código ACI 318-05 de igual manera. De esta forma se puede encontrar una comparación de entre los dos códigos.

El tipo de suelo que se utilizó en el diseño y cálculo de los edificios del código CEC-2001 fue de tipo S3, mientras que para el código NEC-2011 el tipo de suelo que se utilizó fue el E.

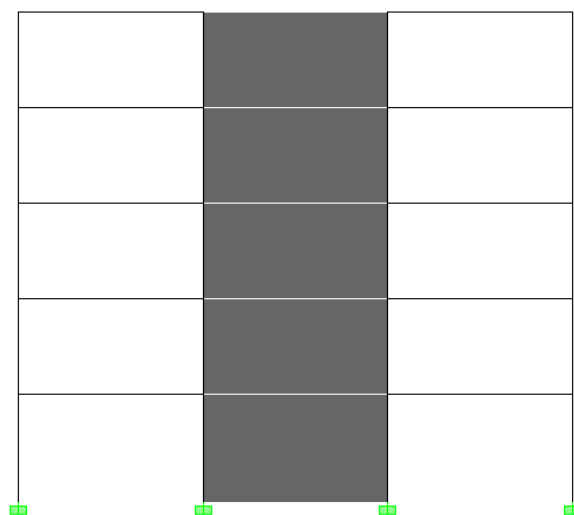
Los edificios diseñados son simétricos y regulares, con tres vanos con seis metros de longitud en cada dirección, la altura de entrepiso es de 3.5 metros en el primer piso y de

3.1 metros en los demás pisos. Todos los cálculos se realizaron tomando en cuenta las inercias agrietadas como lo especifica la sección 6.1.2.1 y 2.7.1.2.1 de CEC-2001 y NEC-2011 respectivamente, es decir se utilizó  $0.8 I_g$  en columnas y  $0.6 I_g$  para los muros estructurales en los dos primeros pisos de las edificaciones. Las cargas uniformes asignadas a cada nivel fueron de  $0.15 \text{ T/m}^2$  de carga muerta adicional al peso propio y  $0.2 \text{ T/m}^2$  de carga viva. La resistencia del hormigón a la compresión ( $f'_c$ ) con la que se modeló los edificios fue de  $210 \text{ kg/cm}^2$  y la resistencia de fluencia del acero ( $f_y$ ) fue de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ .

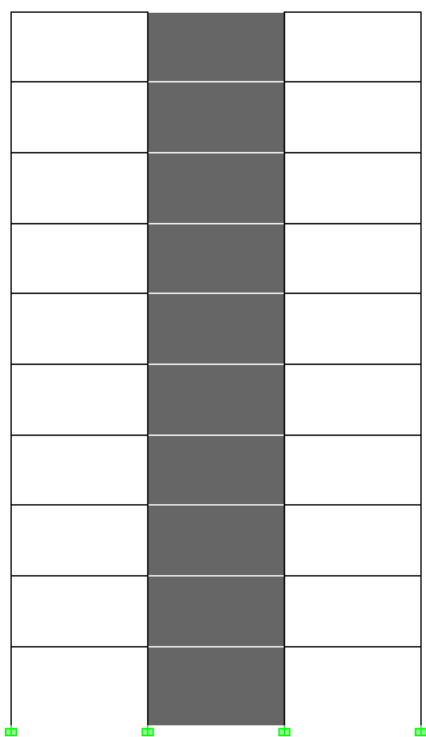
A continuación se muestra la planta tipo y una vista en elevación de las tres diferentes alturas de los modelos realizados.



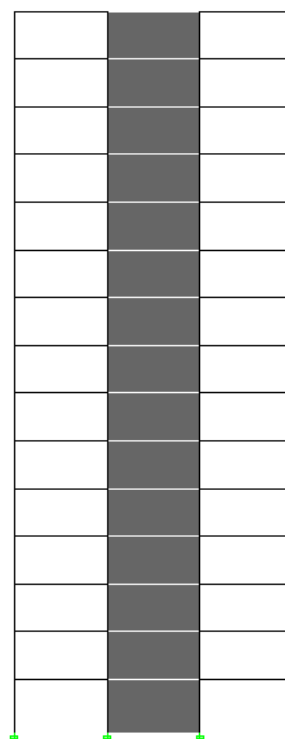
**Grafico 5-1: Planta tipo de edificios**



**Gráfico 5-2: Edificio de 5 pisos**



**Figura 5-3: Edificios de 10 pisos**



**Figura 5-4: Edificios de 15 pisos**

## ANÁLISIS DE LOS EDIFICIOS

Primeramente se calculó los periodos de vibración fundamentales, con las respectivas formulas del código CEC-2001, mostrado en la sección 4.1 y de la propuesta ya aceptada del NEC 2011 explicada en la sección 4.5:

**Tabla 5-1: Cálculo del periodo Fundamental**

<b>PERIODO FUNDAMENTAL</b>	
<b>CEC 2001</b>	<b>NEC 2011</b>
$T = 0.06(h_n)^{3/4}$ <p>Donde:</p> <p><math>h_n</math> = Altura máxima de la edificación</p>	$T = 0.049(h_n)^{0.75}$ <p>Donde:</p> <p><math>h_n</math> = Altura máxima de la edificación</p>

Seguidamente se calculó el coeficiente sísmico; para el caso de los edificios diseñados con el CEC-2001 se utilizó la fórmula 4.1-1 de la sección 4.1 y para los edificios diseñados con el NEC -2011 se utiliza la fórmula 2-19 de la sección 2.7.2.1 de la norma.

**Tabla 5-2: Cálculo del coeficiente sísmico**

<b>COEFICIENTE SÍSMICO</b>	
<b>CEC 2001</b>	<b>NEC 2011</b>
$V = \frac{ZIC}{R\phi_p\phi_e}$ <p>Donde:</p> <p>Z= 0.4</p> <p>I = 1.0</p> <p>R = 12</p>	$V = \frac{ISa}{R\phi_p\phi_e}$ <p>Donde:</p> <p>I = 1.0</p> <p>R = 7</p> <p><math>\phi_p</math> = 1.0</p>



$\phi_p = 1.0$  $\phi_e = 1.0$  El valor de C viene dado por tipo de suelo S3 y el espectro de aceleraciones y es igual a:  $C = \frac{1.25(1.5)^{1.5}}{T} \leq 2.8$	$\phi_e = 1.0$  El valor de Sa, viene dado por el tipo de suelo E y el espectro de aceleraciones y es igual a:  $S_a = (2.48 * 0.4 * 1.15) \left(\frac{T_c}{T}\right)^{1.5} \leq 2.48(0.4)(1.15)$
--	---

A continuación se comprobará que el factor de reducción de resistencia R, elegido es el correcto, es decir, se debe verificar que los muros absorban al menos el 75% del corte basal en cada dirección.

**Tabla 5-3: Cortante basal absorbido por los muros de corte**

Edificio de 5 pisos CEC-2001			
	Total	Sentido x	Sentido y
	177.75	176.46	176.46
%	100	99.2	99.2

Edificio de 5 pisos NEC-2001			
	Total	Sentido x	Sentido y
	303.91	302.01	302.01
%	100	99.4	99.4

Como se puede observar claramente, el valor  $R = 7$  seleccionado es el correcto ya que los muros absorben casi todo el cortante basal, sobrepasando el 75% de los estipulado. De igual manera sucede en los edificios de 10 y 15 pisos.

El espectro sísmico elástico de aceleraciones del código ecuatoriano de la construcción CEC-2001 es:

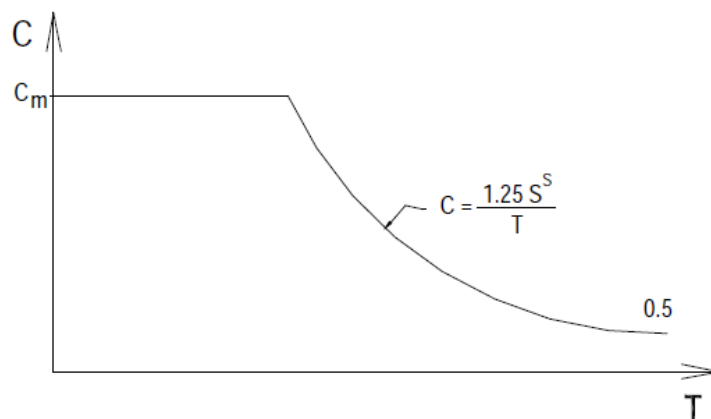


Gráfico 5-5: Espectro sísmico elástico de aceleraciones CEC 2001.

Mientras que el espectro sísmico elástico de aceleraciones del código ecuatoriano de la construcción NEC 2011 es:

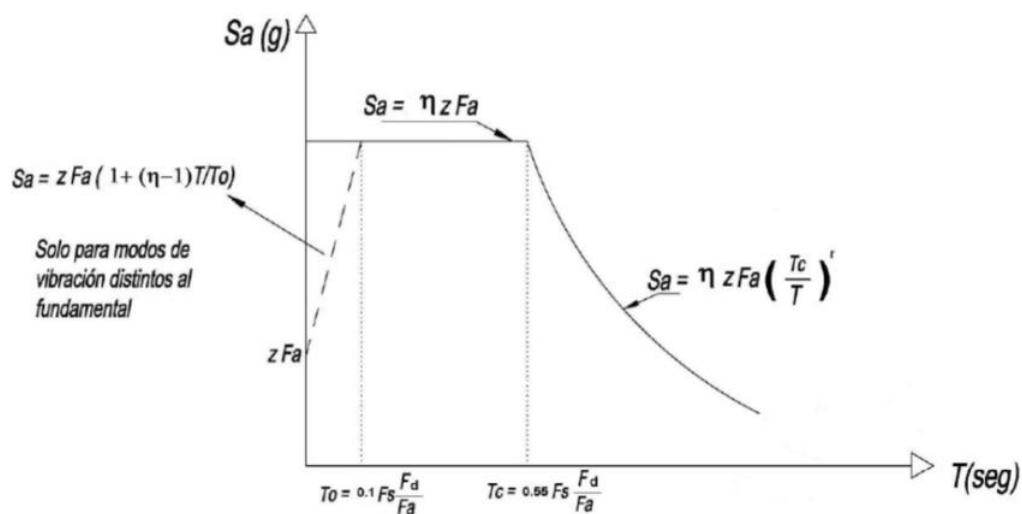


Gráfico 5-6: Espectro sísmico elástico de aceleraciones NEC 2011.

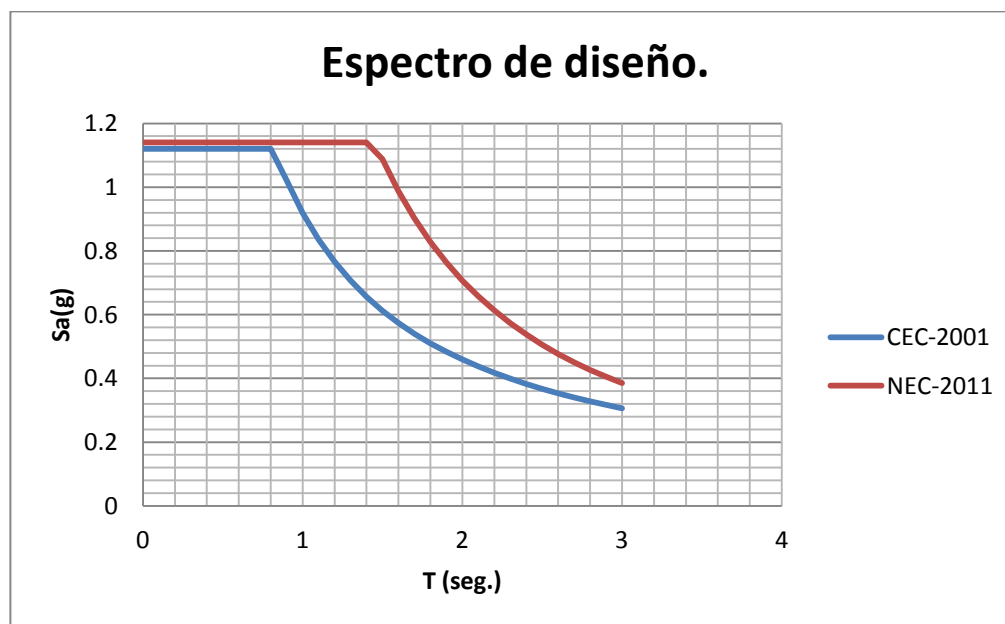


**Tabla 2.7. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo  $F_s$** 

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.5$
A		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C		1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D		1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Nota: Para los suelos tipo F no se proporcionan valores de  $F_a$ ,  $F_d$  ni de  $F_s$ , debido a que requieren un estudio especial, conforme lo estipula la sección 2.5.4.9.

A continuación se muestra la comparación de los espectros de diseño, utilizados en los modelos de los edificios de cinco, diez y quince pisos:

**Gráfico 5-7: Comparación de los espectros de diseño utilizados en los modelos.**

Se puede observar claramente que el espectro de diseño NEC-2011, utilizado en los modelos, aporta más carga sísmica que el del CEC-2001, al menos para periodos espectrales intermedios y largos. Por ello no se esperan cambios radicales de fuerzas sísmicas para edificios bajos.

Después, se realizó un pre-diseño de los edificios observando y acatando los requisitos sismo-resistentes del código CEC-2001; se verificó que cumpla con los límites de la deriva de piso, pero como los muros son los que resisten la mayor cantidad de las fuerzas sísmicas, las derivas fueron bastante bajas. Entonces lo que rige el diseño es el porcentaje de acero en columnas y vigas el cual se estableció que debía estar entre: 1 y 1.5% en columnas, 1 y 3% en cabezales y alrededor de 1% en vigas, esto por temas económicos y por reglamentación del código. Si el porcentaje de acero en columnas o vigas era alto o bajo, de acuerdo con el límite que se propuso, se debía agrandar o disminuir las secciones, respectivamente, hasta encontrar la óptima.

Cabe señalar que para edificios con muros, considerando que son éstos quienes resistirán la mayor cantidad de las acciones sísmicas, la revisión de las conexiones viga-columna, especialmente en lo que tiene que ver con la formación de la rótula plástica, no necesariamente es considerada importante como lo es para el caso de estructuras aporticadas, ya que los muros estarán brindando gran parte de la resistencia lateral a la estructura (Yépez F., 4).

Seguidamente, se encontró el cortante basal estático, solamente multiplicando el coeficiente sísmico obtenido de cada edificación por el peso de esta, que el mismo programa ETABS facilitó. De igual manera, valiéndose de ETABS, se encontró el cortante basal dinámico. Si el cortante basal estático es mayor que el dinámico, se debe encontrar un coeficiente que es el resultado de dividir el cortante basal estático para el cortante basal dinámico, este coeficiente se lo multiplica por la gravedad y finalmente por el espectro de aceleración.

Los momentos y las fuerzas axiales que debían soportar los muros y los cabezales se los obtuvo directamente de ETABS, luego estos fueron diseñados en el mismo programa, obteniendo así los diagramas de configuración uniaxial, para después, comprobar si la sección diseñada es la óptima.

Luego, con las secciones ya optimizadas, se encontró las derivas de piso, para el caso de los modelos diseñados con el código CEC-2001 con la fórmula 4.1-11 de la sección 4.1 y para los edificios diseñados con el NEC-2011 se utilizó la fórmula 4.5-4 de la sección 4.5 , comprobando que cumplan los límites explicados en la sección 4.5 (menores o iguales al 2%), utilizando sus respectivos valores del coeficiente de reducción de resistencia sísmica R ( $R = 12$  para CEC 2001 y  $R = 7$  para NEC 2011).

Una vez que se obtuvo las secciones óptimas normadas por el código ecuatoriano de la construcción CEC-2001, se modeló los edificios regulados por la norma ecuatoriana de la construcción NEC-2011, siguiendo con todos los requisitos que esta norma presenta

A continuación se presentará un resumen de los periodos de cada estructura, de los coeficientes sísmicos, de las secciones optimizadas, de los cortantes estáticos y dinámicos, de las derivas de piso y de las cuantías de acero y hormigón de todos los modelos realizados.

## **5.1 EDIFICIO DE CINCO PISOS CEC 2001 Y NEC 2011.**

### **PERIODO FUNDAMENTAL**

**Tabla 5.1-1: Periodos de los edificios de 5 pisos, CEC-2001 y NEC-2011.**

<b>PERIODOS (s)</b>		
	<b>Estático</b>	<b>Dinámico</b>
<b>5 pisos CEC 01</b>	0.478	0.199
<b>5 pisos NEC 11</b>	0.390	0.205

## COEFICIENTE SÍSMICO

Tabla 5.1-2: Coeficiente sísmico de los edificios de 5 pisos, CEC-2001 Y NEC-2011.

Coeficiente sísmico	
5 pisos CEC 01	0.131
5 pisos NEC 11	0.163

## CORTANTE BASAL

Tabla 5.1-3: Cortante basal de los edificios de 5 pisos, CEC-2001 y NEC-2011

	Edificio 5 pisos		
	V. Estático (fórmula)	V. Estático (100X y 30Y)	V. Dinámico (ETABS)
CEC 2001	182.41	NA	158.257
NEC 2011	240.71	303.911	264.720

## SECCIONES

Tabla 5.1-4: Secciones de los edificios de 5 pisos, CEC-2001 y NEC-2011

SECCIONES (cm.)										
PISOS	CEC 2001					NEC 2011				
	Columnas esquineras	Columnas interiores	Cabezales	Muros	Vigas	Columnas esquineras	Columnas interiores	Cabezales	Muros	Vigas
Piso 5	30 x 30	35 x 35	30 x 30	570 x 20	25 x 35	30 x 30	35 x 35	30 x 30	570 x 20	25 x 35
Piso 4	30 x 30	35 x 35	30 x 30	570 x 20	25 x 35	30 x 30	35 x 35	30 x 30	570 x 20	25 x 35
Piso 3	30 x 30	35 x 35	30 x 30	570 x 20	25 x 35	30 x 30	35 x 35	30 x 30	570 x 20	25 x 35
Piso 2	30 x 30	45 x 45	30 x 30	570 x 20	25 x 35	30 x 30	45 x 45	30 x 30	570 x 20	25 x 35
Piso 1	30 x 30	45 x 45	30 x 30	570 x 20	25 x 35	30 x 30	45 x 45	30 x 30	570 x 20	25 x 35

## DERIVAS DE PISO

Tabla 5.1-5: Derivas de piso de los edificios 5 pisos, CEC-2001 y NEC-2011.

Derivas de piso $\Delta E$				
Piso	CEC 2001		NEC 2011	
	$\Delta x$	$\Delta y$	$\Delta x$	$\Delta y$
5	0.000154	0.000154	0.000204	0.000204
4	0.000167	0.000167	0.000221	0.000221
3	0.000166	0.000166	0.000219	0.000219
2	0.000147	0.000147	0.000194	0.000194
1	0.000100	0.000100	0.000132	0.000132

Derivas máximas de piso $\Delta M$				
Piso	CEC 2001		NEC 2011	
	$\Delta x$ max	$\Delta y$ max	$\Delta x$ max	$\Delta y$ max
5	0.001850	0.001850	0.001072	0.001072
4	0.002006	0.002006	0.001162	0.001162
3	0.001994	0.001994	0.001151	0.001151
2	0.001766	0.001766	0.001020	0.001020
1	0.001201	0.001201	0.000694	0.000694

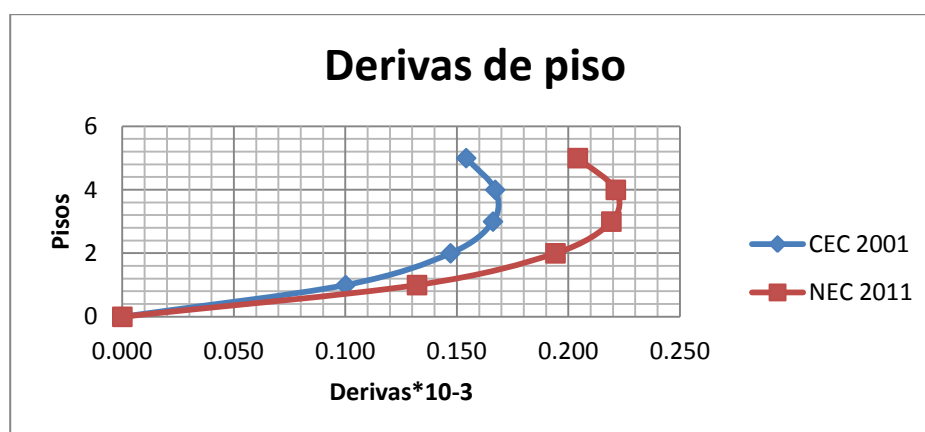


Gráfico 5.1-1: Derivas de piso los edificios 5 pisos, CEC-2001 y NEC-2011.

## CUANTÍAS DE HORMIGÓN Y ACERO

*Columnas y vigas:*

Tabla 5.1-6: Cuantías de acero y hormigón en vigas y columnas de los edificios de 5 pisos, CEC 2001 y NEC 2011.

CUANTÍA DE ACERO Y HORMIGÓN CEC 2001							
Piso	Área m <sup>2</sup>	Columnas		Vigas		Total	
		As (Kg)	Hormigón (m <sup>3</sup> )	As (Kg)	Hormigón (m <sup>3</sup> )	As (Kg)	Hormigón (m <sup>3</sup> )
5	324	460.71	4.87	1626.58	10.50	2087.29	15.37
4	324	449.05	4.87	1639.58	10.50	2088.63	15.37
3	324	449.05	4.87	1637.00	10.50	2086.05	15.37
2	324	526.92	5.86	1617.04	10.50	2143.96	16.36
1	324	595.48	6.62	1610.48	10.50	2205.96	17.12
					<b>Total</b>	<b>10611.88</b>	<b>79.58</b>



CUANTÍA DE ACERO Y HORMIGÓN NEC 2011							
Piso	Área	Columnas		Vigas		Total	
		As (Kg)	Hormigón (m3)	As (Kg)	Hormigón (m3)	As (Kg)	Hormigón (m3)
5	324	486.21	4.87	1648.97	10.50	2135.18	15.37
4	324	449.05	4.87	1660.05	10.50	2109.10	15.37
3	324	449.05	4.87	1658.13	10.50	2107.18	15.37
2	324	814.75	5.86	1641.38	10.50	2456.12	16.36
1	324	922.31	6.62	1636.59	10.50	2558.90	17.12
					<b>Total</b>	<b>11366.48</b>	<b>79.58</b>

*Muro:*

**Tabla 5.1-7: Cuantía de acero y hormigón en las pantallas de los muros de los edificios de 5 pisos, CEC 2001 y NEC 2011.**

CUANTÍA DE ACERO Y HORMIGÓN EN PANTALLA DEL MURO				
Piso	CEC 2001		NEC 2011	
	As (kg)	Hormigón (m3)	As (kg)	Hormigón (m3)
5	308.25	14.14	308.25	14.14
4	308.25	14.14	308.25	14.14
3	308.25	14.14	308.25	14.14
2	330.27	14.14	330.27	14.14
1	372.88	15.96	372.88	15.96
<b>Total</b>	1627.88	72.50	1627.88	72.50

A continuación se muestra la totalidad de acero y hormigón que necesitaron los edificios de cinco pisos diseñados con el código ecuatoriano CEC 2001 y NEC 2011.

**Total:**

**Tabla 5.1-8: Cuantía total de acero y hormigón de los edificios de 5 pisos, CEC-2001 y NEC-2011**

ACERO Y HORMIGÓN QUE REQUIERE EL EDIFICIO DE 5 PISOS				
	CEC 2001		NEC 2011	
	As (kg)	Hormigón (m3)	As (kg)	Hormigón (m3)
<b>TOTAL</b>	12239.77	152.08	12994.36	152.08

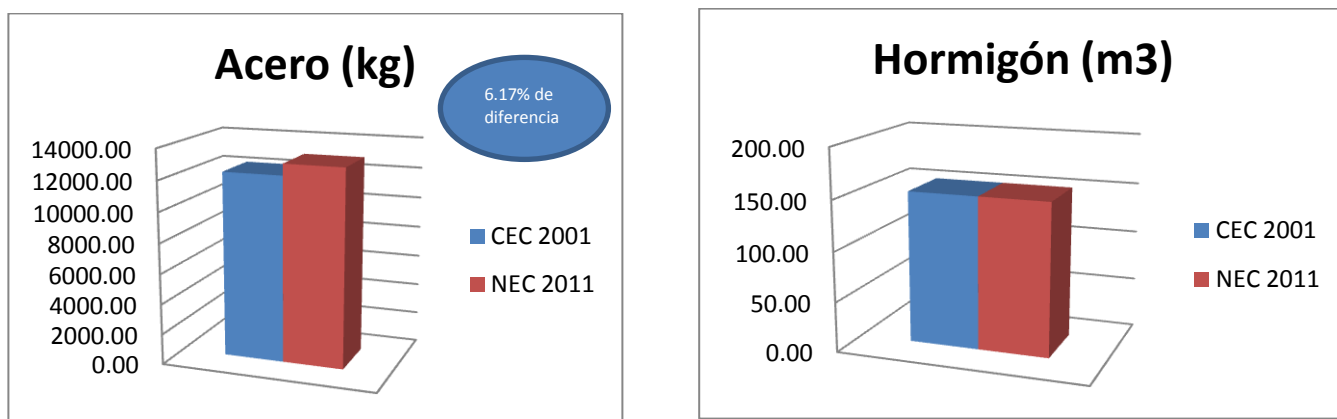


Gráfico 5.1-2: Total acero y hormigón edificio de 5 pisos CEC 2001 y NEC 2011.

## 5.2 EDIFICIO DE DIEZ PISOS CEC 2001 Y CEC 2011

### PERIODO FUNDAMENTAL

Tabla 5.2-1: Periodos de los edificios de 10 pisos, CEC-2001 y NEC.2011.

	PERIODOS (s)	
	Estático	Dinámico
10 pisos CEC 01	0.796	0.387
10 pisos NEC 11	0.650	0.347

### COEFICIENTE SÍSMICO

Tabla 5.2-2: Coeficientes sísmicos de los edificios de 10 pisos, CEC-2001 y NEC-2011.

COEFICIENTES SÍSMICOS	
10 pisos CEC 01	0.131
10 pisos NEC 11	0.163

### CORTANTE BASAL

Tabla 5.2-3: Cortantes basales de los edificios de 10 pisos, CEC-2001 y NEC-2011.

	Edificio 10 pisos		
	V. Estático (fórmula)	V. Estático (100X y 30Y)	V. Dinámico (ETABS)
CEC 2001	383.81	NA	298.86
NEC 2011	520.68	640.97	513.09

## SECCIONES

Tabla 5.2-4: Secciones de los edificios de 10 pisos, CEC-2001 y NEC-2011.

SECCIONES (cm.)										
PISOS	CEC 2001					NEC 2011				
	Columnas esquineras	Columnas interiores	Cabezales	Muros	Vigas	Columnas esquineras	Columnas interiores	Cabezales	Muros	Vigas
Piso 10	30 x 30	40 x 40	30 x 30	570 x 20	25 x 35	30 x 30	40 x 40	30 x 30	570 x 20	25 x 35
Piso 9	30 x 30	40 x 40	30 x 30	570 x 20	25 x 35	30 x 30	40 x 40	30 x 30	570 x 20	25 x 35
Piso 8	30 x 30	40 x 40	30 x 30	570 x 20	25 x 35	30 x 30	40 x 40	30 x 30	570 x 20	25 x 35
Piso 7	30 x 30	40 x 40	30 x 30	570 x 20	25 x 35	30 x 30	40 x 40	30 x 30	570 x 20	25 x 35
Piso 6	30 x 30	55 x 55	45 x 45	555 x 20	25 x 35	30 x 30	55 x 55	60 x 60	540 x 25	25 x 35
Piso 5	30 x 30	55 x 55	45 x 45	555 x 20	25 x 35	30 x 30	55 x 55	60 x 60	540 x 25	25 x 35
Piso 4	30 x 30	55 x 55	45 x 45	555 x 20	25 x 35	30 x 30	55 x 55	60 x 60	540 x 25	25 x 35
Piso 3	35 x 35	65 x 65	65 x 65	535 x 25	25 x 35	35 x 35	65 x 65	80 x 80	520 x 25	25 x 35
Piso 2	35 x 35	65 x 65	65 x 65	535 x 25	25 x 35	35 x 35	65 x 65	80 x 80	520 x 25	25 x 35
Piso 1	35 x 35	65 x 65	65 x 65	535 x 25	25 x 35	35 x 35	65 x 65	80 x 80	520 x 25	25 x 35

## DERIVAS DE PISO

Tabla 5.2-5: Derivas de piso de los edificios de 10 pisos, CEC-2001 y NEC-2011.

Derivas de piso $\Delta E$				
	CEC 2001		NEC 2011	
	$\Delta x$	$\Delta y$	$\Delta x$	$\Delta y$
10	0.000399	0.000399	0.000393	0.000393
9	0.000418	0.000418	0.000417	0.000417
8	0.000421	0.000421	0.000421	0.000421
7	0.000407	0.000407	0.000400	0.000400
6	0.000384	0.000384	0.000351	0.000351
5	0.000358	0.000358	0.000335	0.000335
4	0.000314	0.000314	0.000306	0.000306
3	0.000244	0.000244	0.000269	0.000269
2	0.000207	0.000207	0.000239	0.000239
1	0.000145	0.000145	0.000177	0.000177

Derivas de piso máximas $\Delta M$				
	CEC 2001		NEC 2011	
	$\Delta x$ max	$\Delta y$ max	$\Delta x$ max	$\Delta y$ max
10	0.004793	0.004793	0.002066	0.002066
9	0.005022	0.005022	0.002192	0.002192
8	0.005058	0.005058	0.002213	0.002213
7	0.004890	0.004890	0.002102	0.002102
6	0.004613	0.004613	0.001845	0.001845
5	0.004301	0.004301	0.001761	0.001761
4	0.003772	0.003772	0.001608	0.001608
3	0.002932	0.002932	0.001414	0.001414
2	0.002487	0.002487	0.001256	0.001256
1	0.001742	0.001742	0.000930	0.000930

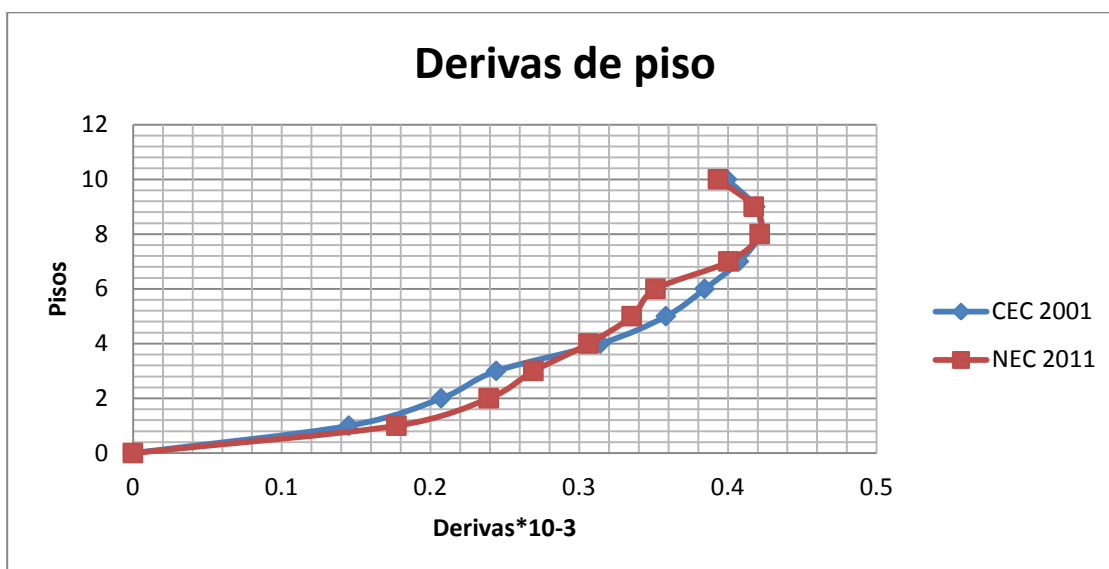


Gráfico 5.2-1: Derivas de piso de los edificios de 10 pisos, CEC-2001 y NEC-2011.

## CUANTÍAS DE HORMIGÓN Y ACERO

*Columnas y Vigas:*

**Tabla 5.2-6: Cuantías de acero y hormigón en vigas y columnas de los edificios de 10 pisos, CEC 2001 y NEC 2011.**

CUANTÍA DE ACERO Y HORMIGÓN CEC 2001							
Piso	Área	Columnas		Vigas		Total	
		As (Kg)	Hormigón (M3)	As (Kg)	Hormigón (M3)	As (Kg)	Hormigón (M3)
10	324	571.12	5.33	1653.87	10.50	2224.99	15.83
9	324	529.59	5.33	1667.59	10.50	2197.17	15.83
8	324	529.59	5.33	1665.00	10.50	2194.59	15.83
7	324	542.50	5.33	1663.89	10.50	2206.39	15.83
6	324	1556.35	9.89	1606.59	10.50	3162.94	20.39
5	324	1556.35	9.89	1606.14	10.50	3162.49	20.39
4	324	1556.35	9.89	1601.54	10.50	3157.89	20.39
3	324	2854.61	17.24	1537.45	10.50	4392.06	27.74
2	324	2854.61	17.24	1535.60	10.50	4390.21	27.74
1	324	3222.95	19.46	1536.35	10.50	4759.295	29.96
					<b>Total</b>	<b>31848.04</b>	<b>209.93</b>

CUANTÍA DE ACERO Y HORMIGÓN NEC 2011							
Piso	Área	Columnas		Vigas		Total	
		As (Kg)	Hormigón (M3)	As (Kg)	Hormigón (M3)	As (Kg)	Hormigón (M3)
10	324	769.77	5.332	1653.26	10.50	2423.03	15.832
9	324	722.85	5.332	1666.80	10.50	2389.65	15.832
8	324	722.85	5.332	1664.35	10.50	2387.198	15.832
7	324	735.18	5.332	1662.05	10.50	2397.23	15.832
6	324	2102.19	13.795	1580.17	10.50	3682.36	24.295
5	324	2102.19	13.795	1581.02	10.50	3683.22	24.295
4	324	2102.19	13.795	1576.38	10.50	3678.57	24.295
3	324	4006.86	22.63	1517.73	10.50	5524.596	33.13
2	324	4006.86	22.63	1525.09	10.50	5531.96	33.13
1	324	4523.88	25.55	1489.597	10.50	6013.477	36.05
					<b>Total</b>	<b>37711.27</b>	<b>238.523</b>

*Muros:*

**Tabla 5.2-7: Cuantía de acero y hormigón en las pantallas de los muros de los edificios de 10 pisos, CEC 2001 y NEC 2011.**

CUANTÍA DE ACERO Y HORMIGÓN EN PANTALLA DEL MURO				
	CEC 2001		NEC 2011	
Piso	As (kg)	Hormigón (m3)	As (kg)	Hormigón (m3)
10	308.25	14.14	308.25	14.14
9	308.25	14.14	308.25	14.14
8	308.25	14.14	308.25	14.14
7	308.25	14.14	308.25	14.14
6	308.25	13.76	396.32	16.74
5	308.25	13.76	396.32	16.74
4	308.25	13.76	396.32	16.74
3	374.30	16.59	374.30	16.12
2	374.30	16.59	374.30	16.12
1	422.598	18.73	422.598	18.2
<b>Total</b>	3328.93	149.731	3593.15	157.204

A continuación se muestra la totalidad de acero y hormigón que necesitaron los edificios de diez pisos diseñados con el código ecuatoriano CEC 2001 y NEC 2011.

**Total:**

**Tabla 5.2-8: Cuantía total acero y hormigón en los edificios de 10 pisos, CEC 2001 y NEC 2011.**

ACERO Y HORMIGÓN QUE NECESITA EL EDIFICIO DE 10 PISOS				
	CEC 2001		NEC 2011	
	As (kg)	Hormigón (m3)	As (kg)	Hormigón (m3)
<b>TOTAL</b>	35176.97	359.66	41304.42	395.73

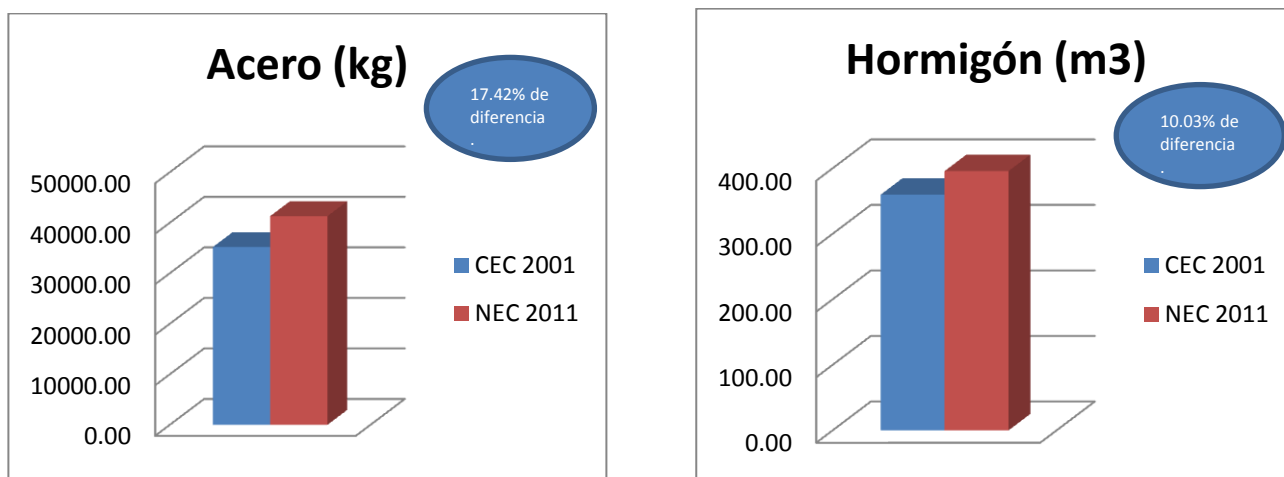


Gráfico 5.2-2: Cuantía total acero y hormigón en los edificios de 10 pisos, CEC 2001 y NEC 2011.

### 5.3 EDIFICIO DE QUINCE PISOS CEC 2001 Y CEC 2011.

#### PERIODO FUNDAMENTAL

Tabla 5.3-1: Periodos de los edificios de 15 pisos, CEC-2001 y NEC-2011

	PERIODOS (s)	
	Estático	Dinámico
15 pisos CEC 01	1.075	0.607
15 pisos NEC 11	0.878	0.444

#### COEFICIENTE SÍSMICO

Tabla 5.3-2: Coeficientes sísmicos de los edificios de 15 pisos, CEC.2001 y NEC-2011

COEFICIENTE SÍSMICO	
15 pisos CEC 01	0.0997
15 pisos NEC 11	0.163

## CORTANTE BASAL

**Tabla 5.3-3: Cortantes basales de los edificios de 15 pisos, CEC-2001 y NEC-2011**

	Edificio 15 pisos		
	V. Estático (fórmula)	V. Estático (100X y 30Y)	V. Dinámico (ETABS)
<b>CEC 2001</b>	464.47	NA	446.13
<b>NEC 2011</b>	918.23	1038.86	775.96

## SECCIONES

**Tabla 5.3-4: Secciones de los edificios de 15 pisos, CEC-2001 y NEC-2011.**

SECCIONES (cm.)										
PISOS	CEC 2001					NEC 2011				
	Columnas esquineras	Columnas interiores	Cabezales	Muros	Vigas	Columnas esquineras	Columnas interiores	Cabezales	Muros	Vigas
<b>Piso 15</b>	35 x 35	40 x 40	30 x 30	570 x 20	25 x 35	35 x 35	40 x 40	35 x 35	565 x 20	25 x 35
<b>Piso 14</b>	35 x 35	40 x 40	30 x 30	570 x 20	25 x 35	35 x 35	40 x 40	35 x 35	565 x 20	25 x 35
<b>Piso 13</b>	35 x 35	40 x 40	30 x 30	570 x 20	25 x 35	35 x 35	40 x 40	35 x 35	565 x 20	25 x 35
<b>Piso 12</b>	35 x 35	40 x 40	30 x 30	570 x 20	25 x 35	35 x 35	40 x 40	35 x 35	565 x 20	25 x 35
<b>Piso 11</b>	35 x 35	55 x 55	50 x 50	550 x 20	25 x 35	35 x 35	55 x 55	70 x 70	530 x 30	25 x 35
<b>Piso 10</b>	35 x 35	55 x 55	50 x 50	550 x 20	25 x 35	35 x 35	55 x 55	70 x 70	530 x 30	25 x 35
<b>Piso 9</b>	35 x 35	55 x 55	50 x 50	550 x 20	25 x 35	35 x 35	55 x 55	70 x 70	530 x 30	25 x 35
<b>Piso 8</b>	35 x 35	55 x 55	50 x 50	550 x 20	25 x 35	35 x 35	55 x 55	70 x 70	530 x 30	25 x 35
<b>Piso 7</b>	40 x 40	70 x 70	70 x 70	530 x 25	25 x 35	40 x 40	70 x 70	120 x 120	480 x 35	25 x 35
<b>Piso 6</b>	40 x 40	70 x 70	70 x 70	530 x 25	25 x 35	40 x 40	70 x 70	120 x 120	480 x 35	25 x 35
<b>Piso 5</b>	40 x 40	70 x 70	70 x 70	530 x 25	25 x 35	40 x 40	70 x 70	120 x 120	480 x 35	25 x 35
<b>Piso 4</b>	40 x 40	70 x 70	70 x 70	530 x 25	25 x 35	40 x 40	70 x 70	120 x 120	480 x 35	25 x 35
<b>Piso 3</b>	40 x 40	80 x 80	90 x 90	510 x 30	25 x 35	40 x 40	80 x 80	150 x 150	450 x 35	25 x 35
<b>Piso 2</b>	40 x 40	80 x 80	90 x 90	510 x 30	25 x 35	40 x 40	80 x 80	150 x 150	450 x 35	25 x 35
<b>Piso 1</b>	40 x 40	80 x 80	90 x 90	510 x 30	25 x 35	40 x 40	80 x 80	150 x 150	450 x 35	25 x 35



## DERIVAS DE PISO

Tabla 5.3-5: Derivas de piso de los edificios de 15 pisos, CEC-2001 y NEC-2011

Derivas de piso $\Delta E$				
	CEC 2001		NEC 2011	
	$\Delta x$	$\Delta y$	$\Delta x$	$\Delta y$
15	0.000582	0.000582	0.000523	0.000523
14	0.000599	0.000599	0.000553	0.000553
13	0.000605	0.000605	0.000567	0.000567
12	0.000596	0.000596	0.000558	0.000558
11	0.000583	0.000583	0.000496	0.000496
10	0.000571	0.000571	0.000488	0.000488
9	0.000548	0.000548	0.000469	0.000469
8	0.000510	0.000510	0.000436	0.000436
7	0.000445	0.000445	0.000377	0.000377
6	0.000413	0.000413	0.000362	0.000362
5	0.000371	0.000371	0.000340	0.000340
4	0.000319	0.000319	0.000310	0.000310
3	0.000247	0.000247	0.000273	0.000273
2	0.000205	0.000205	0.000246	0.000246
1	0.000138	0.000138	0.000164	0.000164

Derivas de piso máximas $\Delta M$				
Piso	CEC 2001		NEC 2011	
	$\Delta x$ max	$\Delta Y$ max	$\Delta x$ max	$\Delta Y$ max
15	0.00698	0.00698	0.00274	0.00274
14	0.00718	0.00718	0.00290	0.00290
13	0.00726	0.00726	0.00297	0.00297
12	0.00715	0.00715	0.00293	0.00293
11	0.00699	0.00699	0.00260	0.00260
10	0.00685	0.00685	0.00256	0.00256
9	0.00657	0.00657	0.00246	0.00246
8	0.00611	0.00611	0.00229	0.00229
7	0.00535	0.00535	0.00198	0.00198
6	0.00496	0.00496	0.00190	0.00190
5	0.00446	0.00446	0.00179	0.00179
4	0.00383	0.00383	0.00163	0.00163
3	0.00297	0.00297	0.00143	0.00143
2	0.00246	0.00246	0.00129	0.00129
1	0.00166	0.00166	0.00086	0.00086

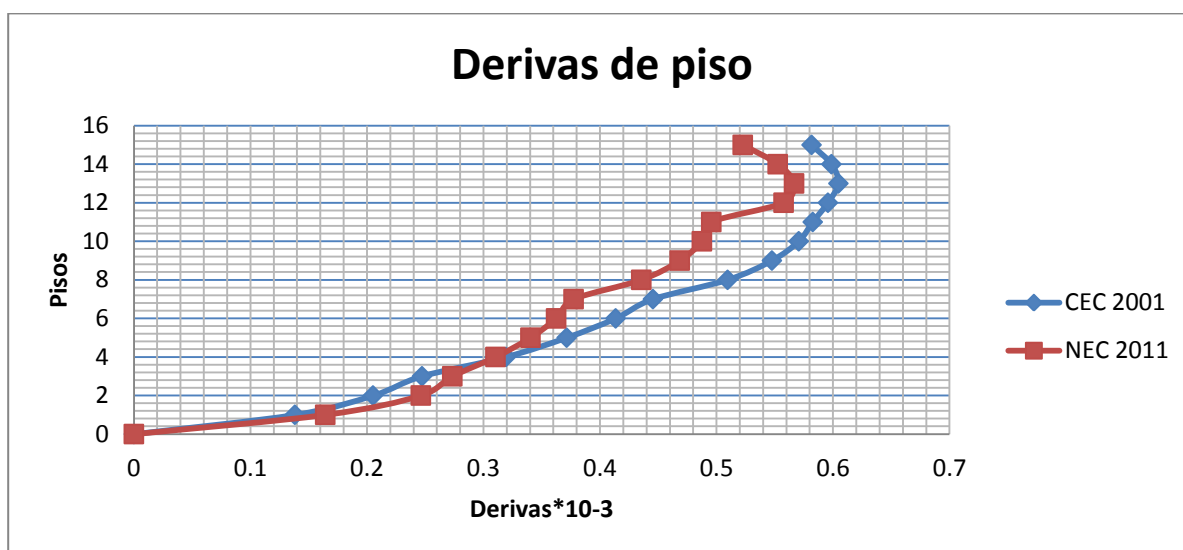


Gráfico 5.3-1: Derivas de piso en los edificios de 15 pisos, CEC-2001 y NEC-2011

## CUANTÍAS DE HORMIGÓN Y ACERO

*Columnas y vigas:*

Tabla 5.3-6: Cuantía de acero y hormigón en vigas y columnas de los edificios de 15 pisos, CEC 2001 y NEC 2011.

CUANTÍA DE ACERO Y HORMIGÓN CEC 2001							
Piso	Área m <sup>2</sup>	Columnas		Vigas		Total	
		As (Kg)	Hormigón (m <sup>3</sup> )	As (Kg)	Hormigón (m <sup>3</sup> )	As (Kg)	Hormigón (m <sup>3</sup> )
15	324	539.21	5.74	1668.41	10.5	2207.62	16.24
14	324	539.21	5.74	1685.54	10.5	2224.75	16.24
13	324	539.21	5.74	1682.36	10.5	2221.57	16.24
12	324	550.39	5.74	1680.95	10.5	2231.34	16.24
11	324	1654.02	11.47	1623.58	10.5	3277.6	21.97
10	324	1654.02	11.47	1623.78	10.5	3277.8	21.97
9	324	1654.02	11.47	1617.25	10.5	3271.27	21.97
8	324	1791.94	11.47	1608.64	10.5	3400.58	21.97
7	324	3499.61	20.21	1537.44	10.5	5037.05	30.71
6	324	3499.61	20.21	1534.69	10.5	5034.3	30.71
5	324	3499.61	20.21	1529.88	10.5	5029.48	30.71
4	324	3550.13	20.21	1524.19	10.5	5074.31	30.71
3	324	5119.89	30.01	1471.52	10.5	6591.41	40.51
2	324	5119.89	30.01	1466.24	10.5	6586.13	40.51
1	324	5822.25	33.88	1464.77	10.5	7287.02	44.38
					<b>Total</b>	<b>62752.22</b>	<b>401.06</b>

CUANTÍA DE ACERO Y HORMIGÓN NEC 2011							
Piso	Área	Columnas		Vigas		Total	
		As (Kg)	Hormigón (m3)	As (Kg)	Hormigón (m3)	As (Kg)	Hormigón (m3)
15	324	979.55	6.54	1657.66	10.50	2637.21	17.04
14	324	979.55	6.54	1673.50	10.50	2653.05	17.04
13	324	979.55	6.54	1668.28	10.50	2647.83	17.04
12	324	986.27	6.54	1665.12	10.50	2651.39	17.04
11	324	3280.59	17.42	1585.66	10.50	4866.25	27.92
10	324	3280.59	17.42	1584.98	10.50	4865.58	27.92
9	324	3280.59	17.42	1581.30	10.50	4861.90	27.92
8	324	3406.27	17.42	1576.77	10.50	4983.04	27.92
7	324	6748.76	23.68	1464.45	10.50	8213.21	34.18
6	324	6748.76	23.68	1462.46	10.50	8211.22	34.18
5	324	6748.76	23.68	1459.49	10.50	8208.24	34.18
4	324	6770.74	23.68	1456.13	10.50	8226.87	34.18
3	324	13595.52	65.72	1389.97	10.50	14985.48	76.22
2	324	13595.52	65.72	1386.63	10.50	14982.15	76.22
1	324	15368.86	74.20	1382.31	10.50	16751.17	84.70
					<b>Total</b>	<b>109744.57</b>	<b>553.73</b>

*Muros:*

**Tabla 5.3-7: Cuantía de acero y hormigón en las pantallas de los muros de los edificios de 15 pisos, CEC 2001 y NEC 2011.**

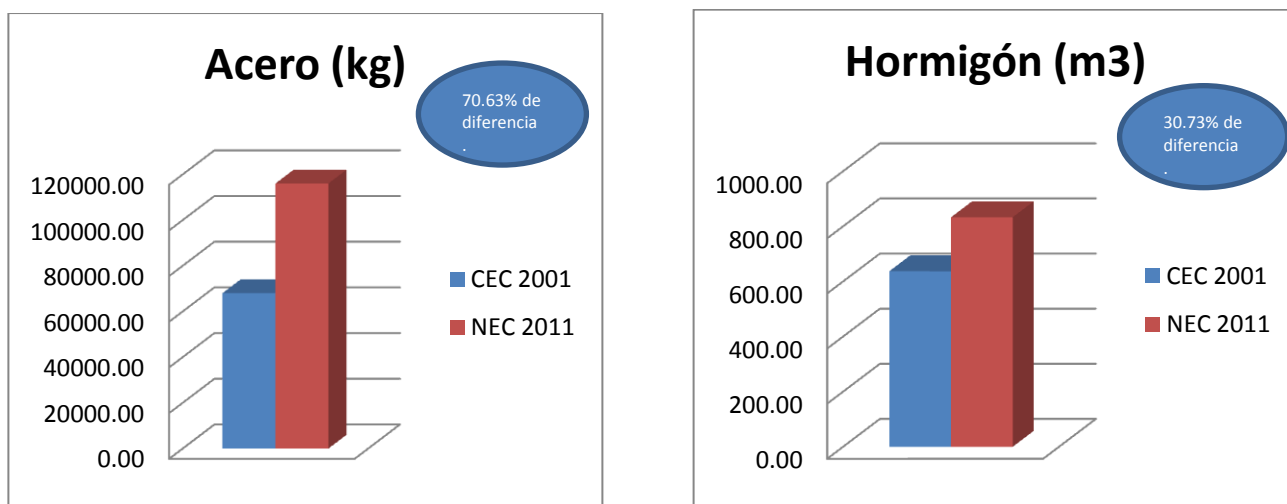
CUANTÍA DE ACERO Y HORMIGÓN EN PANTALLA DEL MURO				
Piso	CEC 2001		NEC 2011	
	As (kg)	Hormigón (m3)	As (kg)	Hormigón (m3)
15		14.136	330.265	14.012
14	286.228	14.136	330.265	14.012
13	286.228	14.136	330.265	14.012
12	286.228	14.136	330.265	14.012
11	308.247	13.64	462.375	19.716
10	308.247	13.64	462.375	19.716
9	308.247	13.64	462.375	19.716
8	308.247	13.64	462.375	19.716
7	374.302	16.43	418.338	20.832
6	374.302	16.43	418.338	20.832
5	374.302	16.43	418.338	20.832
4	374.302	16.43	418.338	20.832
3	440.356	18.972	462.375	19.53
2	440.356	18.972	462.375	19.53
1	497.177	21.42	522.036	22.05
<b>Total</b>	<b>5252.99</b>	<b>236.188</b>	<b>6290.7</b>	<b>279.35</b>

A continuación se muestra la totalidad de acero y hormigón que necesitaron los edificios de quince pisos, diseñados con el código ecuatoriano CEC 2001 y CEC 2011.

**Total:**

**Tabla 5.3-8: Cuantía total acero y hormigón en los edificios de 15 pisos, CEC 2001 y NEC 2011.**

ACERO Y HORMIGÓN QUE REQUIERE EL EDIFICIO DE 15 PISOS				
	CEC 2001		NEC 2011	
	As (kg)	Hormigón (m3)	As (kg)	Hormigón (m3)
<b>TOTAL</b>	68005.22	637.25	116035.26	833.08



**Gráfico 5.3-2: Cuantía total de acero y hormigón en los edificios de 15 pisos, CEC 2001 y NEC 2011.**

## 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En base al estudio realizado se obtienen las siguientes conclusiones:

### **FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA R.**

Para la propuesta de los factores de reducción de resistencia R, se tomo en consideración, las recomendaciones de los códigos NSR 10 de Colombia, ASCE 7-10 de los Estados Unidos y también el CEC-2001 de Ecuador, tomando en cuenta que en nuestro país no se construyen diversas estructuras como en los países mencionados, y la calidad de los materiales es menor.

Se aceptó los valores propuestos del factor R asociados con el espectro de diseño último y ya no de servicio como se tenía en la versión anterior del código ecuatoriano de la construcción CEC-2001, tanto para estructuras de edificación y para estructuras diferentes a las de edificación.

Los valores del factor de reducción de respuesta sísmica R propuestos, fueron acogidos íntegramente, tanto para estructuras de edificación como para estructuras diferentes a las de edificación.

El factor R depende de algunas variables como por ejemplo, del tipo de estructura, del tipo de suelo, de los factores de ductilidad, sobre-resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura. Es por esto que el diseñador debe estar facultado para la elección correcta de este factor R, debido a que este, disminuye la fuerza sísmica de diseño, evitando así que una estructura colapse en un evento sísmico.

## **COEFICIENTES DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACIÓN**

Para la propuesta de la nueva tabla de valores de los coeficientes de configuración en planta y elevación se consideró el código NSR 10 de Colombia en su mayoría ya que, el ASCE 7-10 de los Estados Unidos no presenta valores en sus tablas. También se tomo en cuenta el código CEC 2001 del Ecuador.

Se debe evitar las irregularidades en planta y elevación ya que, se ha comprobado a lo largo de la historia que las estructuras que tienen estos cambios en sus elementos estructurales y en su rigidez, son las primeras que colapsan en un evento sísmico. Los coeficientes de configuración estructural incrementan el valor del cortante basal de diseño, para proveer de mayor resistencia a la estructura, pero no evita el posible comportamiento sísmico deficiente de la edificación. (CEC 2001).

No se acogió la propuesta de incrementar dos irregularidades en elevación (irregularidad extrema en rigidez y piso débil-discontinuidad extrema en la resistencia) y una irregularidad en planta (irregularidad extrema torsional).

El código ecuatoriano NEC-2011 simplificó las irregularidades en elevación de 6 tipos, como se manifestaba en la versión anterior, a solamente 3 tipos. También redujo las irregularidades en planta permitidas de 6 tipos, como lo decía la versión anterior a solamente 4 tipos. El nuevo CEC 2011, presenta tablas de irregularidades recomendadas y no recomendadas para brindar una mejor ayuda al diseñador. Si el diseñador insiste en utilizar configuraciones estructurales no recomendadas, deberá demostrar a través de un análisis detallado y sustentado que su diseño brinda la seguridad sísmica buscada.

Sin embargo, los valores propuestos de los coeficientes de configuración estructural que aparecen en los 4 tipos de irregularidades en planta y en los tres tipos de irregularidades en elevación de la nueva tabla del código ecuatoriano NEC 2011, son los mismos valores propuestos como se explica en la sección 3.5.

### **DERIVAS DE PISO**

Como se puede apreciar en la sección 4.5 y 4.6, la propuesta para modificar el cálculo del periodo fundamental de diseño, la distribución vertical de las fuerzas laterales y la deriva máxima de piso fueron acogidas íntegramente.

Es indispensable controlar los desplazamientos laterales de las estructuras, ya que, son estos los que muchas veces hacen que las edificaciones colapsen, causando grandes pérdidas económicas y fatales daños a sus ocupantes.

Para el caso de los edificios aquí analizados, las derivas de pisos no rigen el diseño, debido a la potencia de los muros de corte disponibles.

### **ANÁLISIS DE LOS MODELOS**

El periodo estático calculado, siguiendo las normativas del CEC-2001, es mayor que el calculado siguiendo la normativa del NEC 2011, debido al cambio que se propuso en la fórmula del periodo fundamental en la sección 4.5.

El periodo dinámico en el edificio de 5 pisos es mayor utilizando el NEC-2011 que el encontrado con el CEC-2001, debido a que la fuerza sísmica de diseño es mayor. En el caso de los edificios de 10 y 15 pisos, el periodo dinámico es menor en el NEC-2011, que en el encontrado con el CEC-2001 debido a que las secciones aumentan de tamaño.

En el edificio de 5 y 10 pisos, los coeficientes sísmicos obtenidos con el CEC-2001 son los mismos, de igual manera los encontrados con el NEC-2011. En el edificio de 15 pisos, el coeficiente sísmico encontrado con las especificaciones del CEC-2001 es diferente, ya que el periodo de vibración no se encuentra en la meseta del espectro, como todos los demás periodos.

La norma ecuatoriana de la construcción NEC-2011 especifica que para la selección de la dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas, deben considerarse los efectos ortogonales, suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular (NEC-2011 59), y también se está tomando en cuenta la carga reactiva  $W$  que es igual a la carga muerta total de la estructura más un 25% de la carga viva de piso (NEC-2011 54). Es esta, otra razón por la cual se presenta un aumento del cortante basal obtenido del ETABS, comparado con el que se obtiene de la fórmula del cortante basal. Esta diferencia es de 26% en el edificio de cinco pisos, 23% en el edificio de diez pisos y de 13% en el edificio de quince pisos. Observando esto se puede decir que mientras más altos son los edificios menores serán estas diferencias.

El cortante basal de los edificios diseñados con el código ecuatoriano de la construcción NEC-2011 es mayor, como se esperaba, por el cambio en el espectro de aceleraciones: incrementando su meseta máxima, la ecuación de la curva de caída, los factores de comportamiento inelástico de suelos, los factores de reducción de resistencia sísmica  $R$  y los factores de amplificación dinámica de las aceleraciones espectrales; tal como se explica en el presente código.



El efecto de los muros en los modelos, se puede ver claramente, ya que las derivas de piso son muy pequeñas. En los edificios de cinco pisos las derivas fueron mayores diseñando con el NEC-2011, debido al aumento en las fuerzas sísmicas de diseño que se tiene y la similitud de las secciones de los dos edificios. En el caso de los edificios de diez y quince pisos algunas derivas de piso fueron más altas en las edificaciones diseñadas con el CEC-2001, esto se debe a que las solicitaciones de diseño con el NEC-2011 pedían secciones más grandes.

En un edificio diseñado con muros estructurales como este, difícilmente las derivas de piso registrarán el diseño de las secciones, ya que los muros son los que reciben la mayor cantidad de fuerza sísmica, obteniendo secciones de columnas y vigas menores.

La principal diferencia que radica en los modelos diseñados con el CEC-2001 y NEC-2011, es en los cabezales. En estos sitios el armado y las secciones son los que aumentaron cuando se diseño con el NEC-2011.

Se concluye que el edificio de 5 pisos diseñado con los requisitos del NEC-2001 requiere un 6.17% más de acero. Se obtiene la misma cantidad de hormigón, que el diseñado con las normas del CEC-2001. Puede decirse que el costo del acero requerido por la nueva normativa aumentará por ese mismo porcentaje de acero.

El edificio de 10 pisos diseñado y calculado con las normas del NEC-2011, requiere un 17.42% más de acero y un 10% más de hormigón que el diseñado con los requisitos del CEC-2001; el costo aumentará en relación a estos dos porcentajes.

El edificio de 15 pisos diseñado y calculado con los requisitos de NEC-2011, requiere un 70.63% de acero y 30.73% de hormigón más que el modelo diseñado con el CEC 2001. Por

tal motivo en relación a esos porcentajes el edificio diseñado con el NEC-2011 será más costoso.

Mientras más altas son las edificaciones diseñadas con la norma ecuatoriana de la construcción, mayores serán las diferencias en los porcentajes de acero y hormigón, al menos para estructuras duales, que presentan muros estructurales competentes.

En general, las diferencias en volúmenes de acero y hormigón entre la normativa vigente y la nueva son bastantes pequeñas, con excepción de caso de los edificios de 15 pisos. No obstante que la diferencia en acero y en hormigón puede ser importante para estas estructuras, el costo que representan es muy pequeño comparado con el costo de la estructura y con el costo total del edificio. Cuando más, dicha diferencia bordea un 2.5% del costo total de la estructura. No obstante, la nueva normativa se caracteriza por proponer requisitos más sustentados y coherentes conceptualmente, refleja lo que se conoce de peligro sísmico del Ecuador y proporciona mayor seguridad sísmica a las construcciones que se diseñen en el futuro.

## 7. BIBLIOGRAFÍA

- Instituto ecuatoriano de normalización. *Código ecuatoriano de la construcción. Requisitos generales de diseño: peligro sísmico, espectros de diseño y requisitos mínimos de cálculos para diseño sismo resistente*. Capítulo 12. CPE INEN 5: 2001.
- Comisión asesora permanente para el régimen de la construcción sismo resistente. *Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR 10*. Bogotá D.C. 2010.
- American Society of Civil Engineers. *Minimum design loads for building and other structures ASCE 7-10*. 2010.
- Yépez Fabricio, Fernández Jeannette, Díaz Sigifrido, Placencia Patricio y Morales Carlos, Vilela José. *Análisis comparativo de los requisitos del CEC-1979 y de la nueva propuesta de código CEC-2000 para estructuras de hormigón armado con muros de cortante*.
- ATC-19. *Structural Response Modification Factors*.
- Yépez Fabricio. *Curso práctico: Cálculo sismo-resistente de estructuras utilizando el nuevo código CEC 2002*. CICP. 2009.
- García Luis. *Consideraciones económicas acerca del diseño sísmico de edificios de concreto reforzado por metodologías basadas en desplazamientos*. Proyectos y Diseños Ltda., Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia.
- Instituto ecuatoriano de normalización. *Código ecuatoriano de la construcción. Requisitos generales de diseño: peligro sísmico, espectros de diseño y requisitos mínimos de cálculos para diseño sismo resistente*. CEC 2011 (Borrador).
- Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción. *Norma ecuatoriana de la construcción NEC-2001: Peligro Sísmico y Requisitos del Diseño Sismo-resistente*. Capítulo 2. 2011.
- Yépez F., "Requisitos de diseño sismo-resistente de la nueva Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2011", Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos, Universidad San Francisco, Guayaquil, 2011

## ANEXOS

### ANEXO 1: TABLA DE VALORES DE LOS COEFICIENTES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA.

#### CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN CEC-2001.

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

*Diferentes a las de edificación:*

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

## CÓDIGO COLOMBIANO DE LA CONSTRUCCIÓN NSR 10.

A. SISTEMA DE MUROS DE CARGA		Valor $R_0$ (Nota 2)	Valor $\Omega_0$ (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				alta		intermedia		Baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Paneles de cortante de madera	muros ligeros de madera laminada	3.0	2.5	si	6 m	si	9 m	si	12 m
<b>2. Muros estructurales</b>									
a. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	el mismo	5.0	2.5	si	50 m	si	sin límite	si	Sin límite
b. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	4.0	2.5	no se permite		si	50 m	si	Sin límite
c. Muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	el mismo	2.5	2.5	no se permite		no se permite		si	50 m
d. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DES) con todas las celdas rellenas	el mismo	3.5	2.5	si	50 m	si	sin límite	si	Sin límite
e. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	el mismo	2.5	2.5	si	30 m	si	50 m	si	Sin límite
f. Muros de mampostería parcialmente reforzada de bloque de perforación vertical	el mismo	2.0	2.5	Grupo I	2 pisos	si	12 m	si	18 m
g. Muros de mampostería confinada	el mismo	2.0	2.5	Grupo I	2 pisos	Grupo I	12 m	Grupo I	18 m
h. Muros de mampostería de cavidad reforzada	el mismo	4.0	2.5	si	45 m	si	60 m	si	Sin límite
i. Muros de mampostería no reforzada (no tiene capacidad de disipación de energía)	el mismo	1.0	2.5	no se permite		no se permite		Grupo I (Nota 3)	2 pisos
<b>3. Pórticos con diagonales (las diagonales llevan fuerza vertical)</b>									
a. Pórticos de acero estructural con diagonales concéntricas (DES)	el mismo	5.0	2.5	si	24 m	si	30 m	si	Sin límite
b. Pórticos con diagonales de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	3.5	2.5	no se permite		si	30 m	si	30 m
c. Pórticos de madera con diagonales	el mismo	2.0	2.5	si	12 m	si	15 m	si	18 m

B. SISTEMA COMBINADO		Valor $R_0$ (Nota 2)	Valor $\Omega_0$ (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				alta		intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
<b>1. Pórticos de acero con diagonales excéntricas</b>									
a. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	7.0	2.0	si	45 m	si	60 m	si	Sin Límite
b. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo no son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	6.0	2.0	si	45 m	si	60 m	si	sin Límite
c. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si el vínculo no se conecta a la columna	pórticos de acero no resistentes a momentos	6.0	2.0	si	30 m	si	45 m	si	Sin Límite
d. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si el vínculo tiene conexión resistente a momento con la columna	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	5.0	2.0	si	30 m	si	45 m	si	Sin Límite

2. Muros estructurales									
a. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	7.0	2.5	si	72 m	si	sin límite	si	Sin límite
b. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	5.0	2.5	no se permite		si	72 m	si	Sin límite
c. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos losa-columna (Nota 3) con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	3.5	2.5	no se permite		si	18 m	si	27 m
d. Muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DM)	pórticos de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DM)	2.5	2.5	no se permite		no se permite		si	72 m
e. Muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DM)	pórticos losa-columna (Nota 3) con capacidad mínima de disipación de energía (DM)	2.0	2.5	no se permite		no se permite		si	18 m
f. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DES) con todas las celdas rellenas	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	4.5	2.5	si	30 m	si	45 m	si	45 m
g. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	3.5	2.5	si	30 m	si	45 m	si	45 m
h. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	2.5	2.5	no se permite		si	30 m	si	45 m
i. Muros de mampostería confinada (DMO — capacidad moderada de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	2.0	2.5	no se permite		Grupo I	18 m	Grupo I	21 m
j. Muros de mampostería confinada (DMO — capacidad moderada de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DM)	2.0	2.5	no se permite		no se permite		Grupo I	18 m
k. Muros de mampostería de cavidad reforzada (DES — capacidad especial de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	4.0	2.5	no se permite		si	30 m	si	45 m
l. Muros de mampostería de cavidad reforzada (DES — capacidad especial de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DM)	2.0	2.5	no se permite		no se permite		si	45 m
m. Muros de cortante con placa de acero (DES)	pórticos de acero resistente o no a momentos	7.0	2.0	si	50 m	si	Sin límite	si	Sin límite

B. SISTEMA COMBINADO		Valor $R_0$ (Nota 2)	Valor $S_0$ (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			alta		intermedia		baja	
				uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
n. Muros de cortante compuestos con placa de acero y concreto	pórticos de acero resistente o no a momentos	6.5	2.5	si	50 m	si	Sin límite	si	Sin límite
o. Muros de concreto reforzado (DES) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero resistente o no a momentos	6.0	2.5	si	50 m	si	Sin límite	si	Sin límite
p. Muros de concreto reforzado (DMO) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero resistente o no a momentos	5.5	2.5	No se permite		No se permite		si	Sin límite
q. Muros de concreto reforzado (DM) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero resistentes o no a momentos	5.0	2.5	no se permite		no se permite		si	45 m
3. Pórticos con diagonales concéntricas									
a. Pórticos de acero con diagonales concéntricas (DES)	pórticos de acero no resistentes a momentos	5.0	2.5	si	30 m	si	45 m	si	60 m
b. Pórticos de acero con diagonales concéntricas (DM)	pórticos de acero no resistentes a momentos	4.0	2.5	no se permite		si	10 m	si	60 m
c. Pórticos mixtos con diagonales concéntricas (DES)	pórticos de acero resistentes o no a momentos	5.0	2.0	si	50 m	si	sin límite	si	sin límite
d. Pórticos mixtos con diagonales concéntricas (DM)	pórticos de acero resistentes o no a momentos	3.0	2.0	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	Sin límite
e. Pórticos de acero con diagonales concéntricas restringidas a pandeo, con conexiones viga-columna resistentes a momento	pórticos de acero no resistentes a momentos	7.0	2.5	si	30 m	si	45 m	si	Sin límite
f. Pórticos de acero con diagonales concéntricas restringidas a pandeo, con conexiones viga-columna no resistentes a momento	pórticos de acero no resistentes a momentos	6.0	2.5	si	30 m	si	45 m	si	Sin límite
g. Pórticos de concreto con diagonales concéntricas con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	3.5	2.5	no se permite		si	24 m	si	30 m

C. SISTEMA DE PÓRTECO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor $R_0$ (Nota 2)	Valor $Q_0$ (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			Alta		Intermedia		baja	
				uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
<b>1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)</b>									
a. De concreto (DES)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DES)	el mismo	7.0 (Nota-3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. De acero con cerchas dúctiles (DES)	Pórticos de acero resistentes o no a momentos	6.0	3.0	si	30 m	si	45 m	si	sin límite
<b>2. Pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)</b>									
a. De concreto (DMO)	el mismo	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DMO)	el mismo	5.0 (Nota-3)	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos con conexiones rígidas (DMO)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
<b>3. Pórticos resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DM)</b>									
a. De concreto (DM)	el mismo	2.5	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite
b. De acero (DM)	el mismo	3.0	2.5	no se permite		no se permite		si	Sin límite
c. Mixtos con conexiones totalmente restringidas a momento (DM)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	3.0	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite
d. Mixtos con conexiones parcialmente restringidas a momento	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	6.0	3.0	no se permite		si	30 m	si	50 m
e. De acero con cerchas no dúctiles	el mismo	1.5	1.5	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	12 m
f. De acero con perfiles de lámina doblada en frío y perfiles tubulares estructurales PTE que no cumplen los requisitos de F.2.2.4 para perfiles no esbeltos (nota 6)	el mismo	1.5	1.5	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	Sin límite
g. Otras estructuras de celosía tales como vigas y cerchas	No se pueden usar como parte del sistema de resistencia sísmica, a no ser que tengan conexiones rígidas a columnas, en cuyo caso serán tratadas como pórticos de celosía								
<b>4. Pórticos losa-columna (incluye reticular celular)</b>									
a. De concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	2.5	3.0	no se permite		si	15 m	si	21 m
b. De concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DM)	el mismo	1.5	3.0	no se permite		no se permite		si	15 m
<b>5. Estructuras de péndulo invertido</b>									
a. Pórticos de acero resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (DES)	el mismo	2.5 (Nota-3)	2.0	si	Sin límite	si	sin límite	si	Sin límite
b. Pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	el mismo	2.5	2.0	si	Sin límite	si	sin límite	si	Sin límite
c. Pórticos de acero resistentes a momento con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	1.5 (Nota-3)	2.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite

D. SISTEMA DUAL		Valor $R_0$ (Nota 2)	Valor $Q_0$ (Nota 3)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			Alta		Intermedia		baja	
				uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
<b>1. Muros estructurales</b>									
a. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	8.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	8.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	6.0	2.5	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
d. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	6.0	2.5	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
e. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DES) con todas las celdas referidas	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	5.5	3.0	si	45 m	si	45 m	si	45 m
f. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DES) con todas las celdas referidas	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	5.5	3.0	si	45 m	si	45 m	si	45 m
g. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	4.5	2.5	si	35 m	si	35 m	si	35 m
h. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	4.5	2.5	si	35 m	si	35 m	si	35 m
i. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	3.5	2.5	no se permite		si	30 m	si	30 m
j. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	3.5	2.5	no se permite		si	30 m	si	30 m
k. Muros de cortante con placa de acero (DES)	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	7.0	2.5	si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
m. Muros de cortante mixtos con placa de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	6.5	2.5	si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
n. Muros de concreto reforzado (DES) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	6.0	2.5	si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
o. Muros de concreto reforzado (DM) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	5.0	2.5	no se permite		no se permite		si	Sin límite
p. Muros de concreto reforzado (DM) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DMO)	4.0	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite

2. Pórticos de acero con diagonales excéntricas									
a. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	8.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	Sin límite
b. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo no son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	7.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite

D. SISTEMA DUAL		Valor $R_0$ (Nota 2)	Valor $\Omega_0$ (Nota 3)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			Alta		Intermedia		baja	
				uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
c. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	6.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo no son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	5.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
3. Pórticos con diagonales concéntricas									
a. De acero con capacidad especial de disipación de energía (DES)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	6.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero con capacidad mínima de disipación de energía (DM)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	3.0	2.5	no se permite		si	60 m	si	sin límite
c. De concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	4.0	2.5	no se permite		si	24 m	si	30 m
d. Pórticos mixtos con diagonales concéntricas (DES)	pórticos de acero con alma llena con conexiones rígidas (DES)	6.0	2.5	si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
e. Pórticos de acero con diagonales concéntricas restringidas al pandeo	pórticos de acero con alma llena con conexiones rígidas (DES)	7.0	2.5	si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
f. Pórticos de acero con diagonales concéntricas (DES)	pórticos de acero con alma llena con conexiones rígidas (DMO)	6.0	2.5	no se permite		si	10 m	si	Sin límite
g. Pórticos mixtos con diagonales concéntricas (DES)	pórticos de acero con alma llena con conexiones rígidas (DMO)	5.5	2.5	si	50m	si	30 m	si	Sin límite
h. Pórticos con diagonales concéntricas que resistan solo a tensión	El mismo	3.0	2.5	no se permite (nota 4)					

*Diferentes a las de edificación:*

Tipo de estructura	Valor de $R_0$
Tanques, contenedores de líquidos y gases a presión, apoyados sobre columnas arriostradas, con diagonales, o no	2.0
Silos y chimeneas de concreto reforzado vaciado en sitio, cuyas paredes son continuas hasta la fundación	3.5
Estructuras en forma de torre cuya masa está distribuida en la altura, tales como chimeneas, silos y tanques, cuyos apoyos consisten en faldones.	3.0
Torres en celosía, autoportantes o con templete, chimeneas y torres con templete.	3.0
Estructuras de tipo péndulo invertido	2.0
Tolvas sobre columnas, con o sin contravientos.	3.0
Torres de enfriamiento	3.5
Torres o anaqueles de almacenamiento	3.0
Avisos y vallas publicitarias	3.5
Monumentos y estructuras de parques de diversión	2.0
Otras estructuras autoportantes, no incluidas anteriormente	3.0



## MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDING AND OTHER STRUCTURES ASCE 7-10

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, $R^a$	Limitations <sup>b</sup>		
			Seismic Design Category		
			B	C	D, E
<b>A. BEARING WALL SYSTEMS</b>					
1. Special reinforced concrete shear walls	14.2	5	P	P	P
2. Ordinary reinforced concrete shear walls	14.2	4	P	P	NP
3. Detailed plain concrete shear walls	14.2	2	P	NP	NP
4. Ordinary plain concrete shear walls	14.2	1½	P	NP	NP
5. Intermediate precast shear walls	14.2	4	P	P	40 <sup>c</sup>
6. Ordinary precast shear walls	14.2	3	P	NP	NP
7. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5	P	P	P
8. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	P	P	NP
9. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	P	NP	NP
10. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2	P	NP	NP
11. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½	P	NP	NP
12. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	P	NP	NP
13. Light-frame (wood) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance	14.5	6½	P	P	P
14. Light-frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1	6½	P	P	P
15. Light-frame walls with shear panels of all other materials	14.1 and 14.5	2	P	P	NP <sup>d</sup>
16. Light-frame (cold-formed steel) wall systems using flat strap bracing	14.1 and 14.5	4	P	P	P
<b>B. BUILDING FRAME SYSTEMS</b>					
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	P	P	P
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	6	P	P	P
3. Steel ordinary concentrically braced frames	14.1	3¼	P	P	P
4. Special reinforced concrete shear walls	14.2	6	P	P	P
5. Ordinary reinforced concrete shear walls	14.2	5	P	P	NP
6. Detailed plain concrete shear walls	14.2 and 14.2.2.8	2	P	NP	NP
7. Ordinary plain concrete shear walls	14.2	1½	P	NP	NP
8. Intermediate precast shear walls	14.2	5	P	P	40 <sup>c</sup>
9. Ordinary precast shear walls	14.2	4	P	NP	NP
10. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	P	P	P
11. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	5	P	P	P
12. Steel and concrete composite ordinary braced frames	14.3	3	P	P	NP
13. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	6½	P	P	P
14. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	6	P	P	P
15. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	5	P	P	NP
16. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5½	P	P	P
<i>Continued</i>					
17. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	P	P	NP
18. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	P	NP	NP
19. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2	P	NP	NP
20. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½	P	NP	NP
21. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	P	NP	NP
22. Light-frame (wood) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.5	7	P	P	P
23. Light-frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1	7	P	P	P
24. Light-frame walls with shear panels of all other materials	14.1 and 14.5	2½	P	P	NP <sup>d</sup>
25. Steel buckling-restrained braced frames	14.1	8	P	P	P
26. Steel special plate shear walls	14.1	7	P	P	P

**ANEXO 2: TABLA DE VALORES DE LOS COEFICIENTES DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACIÓN**

**CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN CEC 2001.**

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

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

## CÓDIGO COLOMBIANO DE LA CONSTRUCCIÓN NSR 10.

Tipo	Descripción de la irregularidad en planta	$\phi_p$	Referencias
1aP	<b>Irregularidad torsional</b> — La irregularidad torsional existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.2 y menor o igual a 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.	0.9	A.3.3.6, A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.3.6.7.1, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
1bP	<b>Irregularidad torsional extrema</b> — La irregularidad torsional extrema existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.	0.8	A.3.3.6, A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.3.6.7.1, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
2P	<b>Retrocesos excesivos en las esquinas</b> — La configuración de una estructura se considera irregular cuando ésta tiene retrocesos excesivos en sus esquinas. Un retroceso en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del retroceso, son mayores que el 15 por ciento de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del retroceso.	0.9	A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.3.6.8.5, A.5.2.1.
3P	<b>Discontinuidades en el diafragma</b> — Cuando el diafragma tiene discontinuidades apreciables o variaciones en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entradas, retrocesos o huecos con áreas mayores al 50 por ciento del área bruta del diafragma o existen cambios en la rigidez efectiva del diafragma de más del 50 por ciento, entre niveles consecutivos, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
4P	<b>Desplazamientos del plano de acción de elementos verticales</b> — La estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en las trayectorias de las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos, tales como cuando se traslada el plano que contiene a un grupo de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, en una dirección perpendicular a él, generando un nuevo plano. Los altillos o manzardas de un solo piso se eximen de este requisito en la consideración de irregularidad.	0.8	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.3.6.12, A.5.2.1.
5P	<b>Sistemas no paralelos</b> — Cuando las direcciones de acción horizontal de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica no son paralelas o simétricas con respecto a los ejes ortogonales horizontales principales del sistema de resistencia sísmica, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.5.2.1.

Tipo	Descripción de la irregularidad en altura	$\phi_a$	Referencias
1aA	<b>Piso flexible (Irregularidad en rigidez)</b> — Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 70 por ciento pero superior o igual al 60 por ciento de la rigidez del piso superior o menor del 80 por ciento pero superior o igual al 70 por ciento del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.3.5.1, A.3.4.2.
1bA	<b>Piso flexible (Irregularidad extrema en rigidez)</b> — Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 60 por ciento de la rigidez del piso superior o menor del 70 por ciento del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.	0.8	A.3.3.5.1, A.3.4.2.
2A	<b>Irregularidad en la distribución de las masas</b> — Cuando la masa, $m_i$ , de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos contiguos, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de cubiertas que sean más livianas que el piso de abajo.	0.9	A.3.3.5.1, A.3.4.2.
3A	<b>Irregularidad geométrica</b> — Cuando la dimensión horizontal del sistema de resistencia sísmica en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de los altillos de un solo piso.	0.9	A.3.4.2.
4A	<b>Desplazamientos dentro del plano de acción</b> — La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, dentro del mismo plano que los contiene, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos, se eximen de esta consideración de irregularidad.	0.8	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.12.
5aA	<b>Piso débil — Discontinuidad en la resistencia</b> — Cuando la resistencia del piso es menor del 80 por ciento de la del piso inmediatamente superior pero superior o igual al 65 por ciento, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.2.4.1, A.3.3.6, A.3.3.7, A.3.4.2.
5bA	<b>Piso débil — Discontinuidad extrema en la resistencia</b> — Cuando la resistencia del piso es menor del 65 por ciento de la del piso inmediatamente superior, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.	0.8	A.3.2.4.1, A.3.3.6, A.3.3.7, A.3.4.2.

# MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDING AND OTHER STRUCTURES ASCE 7-

10

**Table 12.3-1 Horizontal Structural Irregularities**

Type	Description	Reference Section	Seismic Design Category Application
1a.	<b>Torsional Irregularity:</b> Torsional irregularity is defined to exist where the maximum story drift, computed including accidental torsion with $A_t = 1.0$ , at one end of the structure transverse to an axis is more than 1.2 times the average of the story drifts at the two ends of the structure. Torsional irregularity requirements in the reference sections apply only to structures in which the diaphragms are rigid or semirigid.	12.3.3.4 12.7.3 12.8.4.3 12.12.1 Table 12.6-1 Section 16.2.2	D, E, and F B, C, D, E, and F C, D, E, and F C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F
1b.	<b>Extreme Torsional Irregularity:</b> Extreme torsional irregularity is defined to exist where the maximum story drift, computed including accidental torsion with $A_t = 1.0$ , at one end of the structure transverse to an axis is more than 1.4 times the average of the story drifts at the two ends of the structure. Extreme torsional irregularity requirements in the reference sections apply only to structures in which the diaphragms are rigid or semirigid.	12.3.3.1 12.3.3.4 12.7.3 12.8.4.3 12.12.1 Table 12.6-1 Section 16.2.2	E and F D B, C, and D C and D C and D D B, C, and D
2.	<b>Reentrant Corner Irregularity:</b> Reentrant corner irregularity is defined to exist where both plan projections of the structure beyond a reentrant corner are greater than 15% of the plan dimension of the structure in the given direction.	12.3.3.4 Table 12.6-1	D, E, and F D, E, and F
3.	<b>Diaphragm Discontinuity Irregularity:</b> Diaphragm discontinuity irregularity is defined to exist where there is a diaphragm with an abrupt discontinuity or variation in stiffness, including one having a cutout or open area greater than 50% of the gross enclosed diaphragm area, or a change in effective diaphragm stiffness of more than 50% from one story to the next.	12.3.3.4 Table 12.6-1	D, E, and F D, E, and F
4.	<b>Out-of-Plane Offset Irregularity:</b> Out-of-plane offset irregularity is defined to exist where there is a discontinuity in a lateral force-resistance path, such as an out-of-plane offset of at least one of the vertical elements.	12.3.3.3 12.3.3.4 12.7.3 Table 12.6-1 Section 16.2.2	B, C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F
5.	<b>Nonparallel System Irregularity:</b> Nonparallel system irregularity is defined to exist where vertical lateral force-resisting elements are not parallel to the major orthogonal axes of the seismic force-resisting system.	12.5.3 12.7.3 Table 12.6-1 Section 16.2.2	C, D, E, and F B, C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F

**Table 12.3-2 Vertical Structural Irregularities**

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

**ANEXO 3: TABLAS DE LÍMITES DE DERIVA DE PISO.**  
**CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN CEC 2001.**

**Tabla 2.8. Valores de  $\Delta_M$  máximos, expresados como fracción de la altura de piso**

Estructuras de	$\Delta_M$ máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.020
De mampostería	0.010

**CÓDIGO COLOMBIANO DE LA CONSTRUCCIÓN NSR 10.**

Tabla A.6.4-1  
Derivas máximas como porcentaje de  $h_{pi}$

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	$1.0\% \left( \Delta_{\max}^i \leq 0.010 h_{pi} \right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	$0.5\% \left( \Delta_{\max}^i \leq 0.005 h_{pi} \right)$

**MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDING AND OTHER STRUCTURES ASCE 7-10**

Table 12.12-1 Allowable Story Drift,  $\Delta_a^{a,b}$

Structure	Risk Category		
	I or II	III	IV
Structures, other than masonry shear wall structures, 4 stories or less above the base as defined in Section 11.2, with interior walls, partitions, ceilings, and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts.	$0.025h_{xx}^c$	$0.020h_{xx}$	$0.015h_{xx}$
Masonry cantilever shear wall structures <sup>d</sup>	$0.010h_{xx}$	$0.010h_{xx}$	$0.010h_{xx}$
Other masonry shear wall structures	$0.007h_{xx}$	$0.007h_{xx}$	$0.007h_{xx}$
All other structures	$0.020h_{xx}$	$0.015h_{xx}$	$0.010h_{xx}$

<sup>a</sup> $h_{xx}$  is the story height below Level  $x$ .

<sup>b</sup>For seismic force-resisting systems comprised solely of moment frames in Seismic Design Categories D, E, and F, the allowable story drift shall comply with the requirements of Section 12.12.1.1.

<sup>c</sup>There shall be no drift limit for single-story structures with interior walls, partitions, ceilings, and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts. The structure separation requirement of Section 12.12.3 is not waived.

<sup>d</sup>Structures in which the basic structural system consists of masonry shear walls designed as vertical elements cantilevered from their base or foundation support which are so constructed that moment transfer between shear walls (coupling) is negligible.

## ANEXO 4: GRÁFICOS COMPARATIVOS DE LOS CORTANTES BASEALES ESTÁTICOS Y DINÁMICOS DE LOS MODELOS REALIZADOS

