



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TÍTULO:

**Impacto de la Aplicación de la Norma Ecuatoriana de la
Construcción NEC-11 en Diseño de Edificios de Hormigón
Armado para la Ciudad de Guayaquil**

AUTOR:

Montenegro Eduarte, Juan Sebastian

**Trabajo de Seminario de Graduación
previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL**

TUTOR:

Ph. D. Mera Ortiz, Walter

**Guayaquil, Ecuador
2013**



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por **Juan Sebastian Montenegro Eduarte**, como requerimiento parcial para la obtención del Título de **Ingeniero Civil**.

TUTOR

Ph. D. Walter Mera Ortiz

REVISORES

Mgs. Xavier Casal

Mgs. Ruth Zambrano

DIRECTOR DE LA CARRERA

Ing. Mario Dueñas Rossi

Guayaquil, a los 22 del mes de Julio del año 2013



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Yo, **Juan Sebastian Montenegro Eduarte**

DECLARO QUE:

El Trabajo de Titulación **Impacto de la Aplicación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11 en Diseño de Edificios de hormigón Armado para la Ciudad de Guayaquil** previa a la obtención del Título de **Ingeniero Civil**, ha sido desarrollado en base a una investigación exhaustiva, respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan al pie de las páginas correspondientes, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance científico del Trabajo de Titulación referido.

Guayaquil, a los 22 del mes de Julio del año 2013

EL AUTOR

Juan Sebastian Montenegro Eduarte



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

AUTORIZACIÓN

Yo, **Juan Sebastian Montenegro Eduarte**

Autorizo a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, la publicación en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación: **Impacto de la Aplicación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11 en Diseño de Edificios de Hormigón Armado para la Ciudad de Guayaquil**, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

Guayaquil, a los 22 días del mes de Julio del año 2013

EL AUTOR:

Juan Sebastian Montenegro Eduarte

AGRADECIMIENTO

Le agradezco primero a Dios, porque gracias a él estoy donde estoy ahora y sin él nada de esto sería posible. Agradezco a mis padres por darme la oportunidad de estudiar en tan prestigiosa universidad. A mi novia Gabriela Pineda, futura ingeniera civil de la República del Ecuador, quien me ha acompañado a lo largo de mi carrera universitaria y juntos hemos aprendido a caer y a levantarnos de todo obstáculo que nos hemos topado. A mi Director de Tesis el Ing. Ph. D. Walter Mera Ortiz, quien supo guiarme a lo largo de todo este trabajo. A las empresas, Construme S.A, Kuralt S.A y CPR Asociados Cía. Ltda. en las cuales he ido aprendiendo de la vida profesional y han ido sumando a mi formación como Ingeniero Civil y a todas las personas que han aportado de cierta forma y me han ayudado a alcanzar esta meta. Al Ing. Ms. Nelson Caicedo de CPR & Asociados por tener la amabilidad de facilitarme todo el material bibliográfico de su biblioteca personal y al Ing. Ms. José Luis Larrea por haberme ayudado extraoficialmente con este trabajo.

Juan Sebastian Montenegro Eduarte

DEDICATORIA

Dedico el presente trabajo a mi familia especialmente a mis padres, los Ingenieros Civiles Oswaldo Montenegro Larreta y María Teresa Eduarte Alarcón, quienes fueron los primeros en mostrarme el mundo de la ingeniería civil y me introdujeron en la carrera a la cual he llegado a sentir mucho aprecio y en la que espero poder desempeñarme tan bien como ellos lo han hecho.

Juan Sebastian Montenegro Eduarte

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

Ph. D. Walter Mera Ortiz
PROFESOR GUÍA

Mgs. Xavier Casal
PROFESOR DELEGADO



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**

FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CALIFICACIÓN

Ph. D. Walter Mera Ortiz
PROFESOR GUÍA

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE TABLAS	x
ÍNDICE DE GRÁFICOS	xi
RESUMEN (ABSTRACT)	xiv
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I	2
1. MARCO REFERENCIAL.....	2
1.1. Planteamiento del Problema	2
1.2. Formulación del Problema	2
1.3. Objetivos.....	3
CAPÍTULO II	4
2. MARCO TEÓRICO.....	4
2.1. Antecedentes.....	4
2.2. Fundamentación Teórica.....	4
CAPÍTULO III	19
3. MARCO METODOLÓGICO.....	19
3.1 Diseño de la Investigación	19
3.1 Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos.....	19
3.2. Desarrollo del Trabajo	20
CAPÍTULO IV	50
4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	50
4.1. Resultados Obtenidos	50
4.2. Técnicas de Procesamiento, Análisis y Validación de los Resultados	64
CAPÍTULO V	67
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	67
5.1. Conclusiones	67
5.2. Recomendaciones.....	68
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	69
ANEXOS	71

ÍNDICE DE TABLAS

CAPÍTULO I

CAPÍTULO II

<i>Tabla 2.1 Valores de inercias agrietadas.....</i>	<i>13</i>
--	-----------

CAPÍTULO III

<i>Tabla 3.1 Resultado de ensayos de velocidad de onda de corte para la ciudad de Guayaquil.....</i>	<i>22</i>
<i>Tabla 3.2 Parámetros espectrales CEC-02</i>	<i>24</i>
<i>Tabla 3.3 Parámetros espectrales NEC-11</i>	<i>25</i>
<i>Tabla 3.4 Factores de reducción de respuesta estructural R CEC-02</i>	<i>29</i>
<i>Tabla 3.5 Factores de reducción de respuesta estructural R NEC-11</i>	<i>30</i>
<i>Tabla 3.6 Factores de importancia CEC-02 y NEC-11.....</i>	<i>34</i>
<i>Tabla 3.7 Coeficientes de configuración estructural en plantaCEC02 yNEC11 .</i>	<i>36</i>
<i>Tabla 3.8 CoeficientesdeconfiguraciónestructuralenelevaciónCEC02yNEC11 ..</i>	<i>36</i>
<i>Tabla 3.9 Cargas Muertas</i>	<i>38</i>
<i>Tabla 3.10 Cargas Vivas</i>	<i>39</i>
<i>Tabla 3.11 Combinaciones de Cargas según ACI-318 y NEC-11.....</i>	<i>39</i>
<i>Tabla 3.12 Combinaciones de Cargas según ACI-318 y NEC-11 utilizadas</i>	<i>40</i>
<i>Tabla 3.13 Efectos Ortogonales</i>	<i>41</i>
<i>Tabla 3.14 Secciones de columnas edificio 6 pisos.....</i>	<i>46</i>
<i>Tabla 3.15 Secciones de vigas edificio 6.....</i>	<i>47</i>
<i>Tabla 3.16 Aplicación de cargas muerta, viva y viva de cubierta</i>	<i>47</i>
<i>Tabla 3.17 Aplicación de cargas muerta, viva y viva de cubierta</i>	<i>48</i>
<i>Tabla 3.18 Aplicación de cargas muerta, viva y viva de cubierta</i>	<i>49</i>

CAPÍTULO IV

<i>Tabla 4.1 Deformaciones y derivas en X de edificio de 6 pisos</i>	<i>52</i>
<i>Tabla 4.2 Deformaciones y derivas en Y de edificio de 6 pisos</i>	<i>52</i>
<i>Tabla 4.3 Variación de derivas inelásticas máximas de edificio de 6 pisos.....</i>	<i>55</i>
<i>Tabla 4.4 Deformaciones y derivas en X de edificio de 4 pisos</i>	<i>56</i>
<i>Tabla 4.5 Deformaciones y derivas en Y de edificio de 4 pisos</i>	<i>56</i>

<i>Tabla 4.6 Variación de derivas inelásticas máximas de edificio de 4 pisos.....</i>	<i>59</i>
<i>Tabla 4.7 Periodos de vibración de edificios de 6 y 4 pisos.....</i>	<i>59</i>
<i>Tabla 4.8 Presupuesto de edificio de 6 pisos.....</i>	<i>60</i>
<i>Tabla 4.9 Presupuesto de edificio de 4 pisos.....</i>	<i>61</i>
<i>Tabla 4.10 Variación de presupuestos estructurales</i>	<i>61</i>
CAPÍTULO VI	
<i>Tabla 6.1 Coordenadas de espectros elásticos CEC-02 y NEC-11</i>	<i>70</i>
<i>Tabla 6.2 Coordenadas de espectros inelásticos CEC-02 y NEC-11.....</i>	<i>71</i>
<i>Tabla 6.3 Parámetros del FEMA 356 para vigas</i>	<i>72</i>
<i>Tabla 6.4 Parámetros del FEMA 356 para columnas.....</i>	<i>73</i>
<i>Tabla 6.5 Precios Unitarios de la Cámara de Construcción de Guayaquil</i>	<i>74</i>

ÍNDICE DE GRÁFICOS

CAPÍTULO I

CAPÍTULO II

<i>Gráfico 2.1 Asignación de diafragmas</i>	14
<i>Gráfico 2.2 Asignación de nudo rígido</i>	15
<i>Gráfico 2.3 Asignación de masa</i>	16
<i>Gráfico 2.4 Asignación de rótulas plásticas</i>	17
<i>Gráfico 2.4 Asignación de parámetros FEMA 356</i>	21

CAPÍTULO III

<i>Gráfico 3.1 Ecuador, zonas sísmicas para propósito de diseño CEC-02</i>	24
<i>Gráfico 3.2 Ecuador, zonas sísmicas para propósito de diseño NEC-11</i>	26
<i>Gráfico 3.3 Espectros elásticos CEC-02 y NEC-11</i>	27
<i>Gráfico 3.4 Espectros inelásticos CEC-02 y NEC-11</i>	31
<i>Gráfico 3.5 Variación de aceleración de espectro inelásticos</i>	33
<i>Gráfico 3.6 Detalle esquemático de separación de estribos de elementos sometidos a flexión de un PERM según NEC-11 y CEC-02</i>	44
<i>Gráfico 3.7 Detalle esquemático de separación de estribos de elementos sometidos a flexo-compresión de un PERM según NEC-11 y CEC-02</i> .	45

CAPÍTULO IV

<i>Gráfico 4.1 Perfiles de deformación en X de edificio de 6 pisos</i>	53
<i>Gráfico 4.2 Perfiles de deformación en Y de edificio de 6 pisos</i>	53
<i>Gráfico 4.3 Curvas de derivas inelásticas máximas en X de edificio de 6 pisos</i> . 54	
<i>Gráfico 4.4 Curvas de derivas inelásticas máximas en Y de edificio de 6 pisos</i> . 54	
<i>Gráfico 4.5 Perfiles de deformación en X de edificio de 4 pisos</i>	57
<i>Gráfico 4.6 Perfiles de deformación en Y de edificio de 4 pisos</i>	57
<i>Gráfico 4.7 Curvas de derivas inelásticas máximas en X de edificio de 6 pisos</i> . 58	
<i>Gráfico 4.8 Curvas de derivas inelásticas máximas en Y de edificio de 6 pisos</i> . 58	
<i>Gráfico 4.9 Curvas de capacidad en X de edificio de 6 pisos</i>	63
<i>Gráfico 4.10 Curvas de capacidad en Y de edificio de 6 pisos</i>	63
<i>Gráfico 4.11 Curvas de capacidad en Y de edificio de 4 pisos</i>	64

Gráfico 4.12 Curvas de capacidad en Y de edificio de 6 pisos 64
Gráfico 4.13 Espectros elásticos de servicio CEC-02 y NEC-11..... 65
Gráfico 4.14 Variación de aceleración espectral elástica de servicio 65

CAPÍTULO V

RESUMEN

El Gobierno del Presidente Ec. Rafael Correa consciente de las grandes amenazas debido a la alta actividad sísmica que el país se ve sometido, ha planteado la aplicación de una nueva norma construcción que incluye capítulos concernientes al diseño sísmico de edificios. El capítulo de Peligro Sísmico se lo ha hecho en base a datos de instrumentación sísmica, los cuales han permitido crear nuevos espectros de aceleración más ajustados a la realidad de los suelos del país y a su actividad sísmica. La introducción de esta nueva norma supone diseños de estructuras más seguros a las condiciones de sismicidad del país, pero a la vez tiene un impacto económico para el sector de la construcción y posiblemente un impedimento al desarrollo de grandes proyectos como de edificios para residencia así como para oficinas. Con este trabajo se intenta hacer una comparativa de diseño en base al código ecuatoriano de construcción CEC-02 y la nueva norma ecuatoriana de construcción NEC-11, con lo cual se pretende establecer las diferencias en los resultados de diseño y definir cuáles serían las variaciones en lo económico y en lo estructural, en lo que respecta a la rigidez de la estructura para luego evaluar los resultados y así avizorar un posible impacto en este sector que es motor de toda sociedad, la construcción.

Palabras Claves: Comparativa de diseño, NEC-11, CEC-02, Impacto económico, Impacto estructural, diferencias entre normas, diseño de edificios, estructura de hormigón

INTRODUCCIÓN

La construcción en todo país en vías de desarrollo es el motor de progreso de una sociedad, ya que de esta derivan múltiples empleos, incluyéndose industrias de materiales de construcción, industria inmobiliaria, sector bancario, sector comercial y hasta el sector de servicios. Es de suma importancia poder saber con anterioridad de su aplicación, el impacto de una nueva norma de construcción que gobernará los diseños estructurales de todo futuro proyecto y poder con tiempo discernir sobre su aprobación o si es el caso la posibilidad de modificaciones a ella. Es por esto que el presente trabajo trata de obtener tanto las bondades como los perjuicios de esta norma que es prácticamente un hecho.

CAPÍTULO I

1. MARCO REFERENCIAL

1.1. Planteamiento del Problema

El Gobierno de la República del Ecuador tras años de estudios ha logrado la elaboración de una Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-11 ajustada a la realidad del país, la cual se encuentra en fase de divulgación y muy próximamente regirá para todos los diseños dentro de la soberanía ecuatoriana. La norma incluye parámetros de diseños como son los espectros de respuesta de aceleración más estrictos que la norma anterior CEC-02, lo que deriva en diseños con mayor cuantía de acero para una misma sección de hormigón, encareciendo el costo global de la obra.

1.2. Formulación del Problema

El encarecimiento de la obra deriva en una posible recesión de la construcción a nivel de las grandes metrópolis del país, siendo éstas las perjudicadas debido a que el impacto es mayor a nivel de estructuras de gran altura, como son los edificios, los cuales alrededor del 95% según el INEC son de hormigón armado. Una recesión en la construcción en las grandes metrópolis del país significa un decrecimiento de obras consecuentemente en un decrecimiento de empleo, la construcción es el motor de toda sociedad en vías de progreso.

1.3. *Objetivos*

1.3.1. *General*

Comparar diseños de edificios de hormigón armado para la ciudad de Guayaquil acogiéndose a las normas CEC-02 y NEC-11, que definirán así las diferencias, de forma que este material sea un ejemplo de actualización a la nueva norma.

1.3.2. *Específicos*

- Conocer beneficios y perjuicios de la aplicación de la nueva norma
- Avizorar su posible impacto en el campo de la construcción.
- Proveer de una guía práctica para la actualización a la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-11.
- Exponer recomendaciones para su posible consideración en la modificación de artículos presentados en la NEC-11

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes

En la últimas tres décadas se han construido la gran mayoría de los edificios, lo que significa que es una práctica común la construcción de edificios de mediana altura. En la ciudad de Guayaquil es práctica común la construcción de edificios por encima de los 4 pisos para usos principalmente de oficinas y residencias. A pesar de las exigentes cimentaciones que estos requieren y a las malas condiciones que brinda el suelo de la ciudad de Guayaquil, no han sido impedimentos para que una ciudad que está en vías de desarrollo se detenga.

2.2. Fundamentación Teórica

2.2.1. Edificios

2.2.1.1. Introducción

Edificio es toda estructura que se desarrolla en mayor proporción a lo alto que a lo ancho. El propósito principal de todas las estructuras usadas para edificios es soportar cargas gravitacionales. A pesar de esto, éstas pueden estar sometidas también a fuerzas laterales debido a vientos y sismos. Mientras más alto sea el edificio, más significante serán los efectos por fuerzas laterales.

2.2.1.2. Configuraciones de Forma de Edificios

Uno de los aspectos del diseño sísmico de igual o tal vez de mayor importancia que el análisis estructural es la selección de configuración de forma del edificio. La configuración se divide básicamente en dos partes: la configuración en planta y la configuración vertical. La configuración en planta ya sea en planta o vertical afecta la respuesta sísmica del edificio y esta se divide en: Respuesta en Elevación y Respuesta en Planta.

Respuesta en Elevación.- Cuando un edificio es sometido a fuerzas laterales, éste se comportara como una estructura vertical en cantiléver. La fuerza resultante horizontal y el momento de volteo serán transmitidos al nivel de cimentación. Con la fuerza laterales se puede saber la fuerza que actúa en cada piso, ésta es más conocida como cortante de piso y también pueden ser derivados los momentos actuantes.

Respuesta en Planta.- La respuesta en planta que un edificio puede tener frente a una fuerza lateral depende de su punto de aplicación. Para poder entender el efecto del cortante de piso en planta se debe tener claro dos principios básicos en la ingeniería estructural.

Centro de Masa.- Durante un sismo, la aceleración inducida causa fuerzas inerciales en cada nivel de piso, donde la masa de un piso entero puede ser asumida como concentrada. Entonces la posición de la fuerza inercial en un piso se determina por el centro de la masa acelerada en ese piso.

Centro de Rigidez.- El centro de rigidez depende de la distribución en planta de los elementos verticales. Es el punto donde una fuerza concentrada no genera momentos, es decir, no ocasiona rotación. Si la fuerza concentrada no pasa por el centro de rigidez, en otras palabras si el centro de masa no es el mismo que el centro de rigidez, se produce un efecto torsional en planta.

2.2.1.3. Configuraciones Estructurales

La selección de sistemas estructurales para edificios se ve influida principalmente por el fin de uso, consideraciones arquitectónicas, relación de altura y aspecto, así también por la intensidad de la carga. Esta selección es una de los más importantes aspectos de todo el diseño, debido a que impone limitaciones en la estructura en su función de proveer protección sísmica. La configuración estructural se divide en dos partes: Sistemas Estructurales Dúctiles y Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada.

Como es de nuestro interés diseñar un edificio que tenga una eficiente respuesta sísmica, se escogerá un Sistema Estructural Dúctil, el cual puede ser uno de los siguientes sistemas estructurales.

Pórticos Resistentes a Momentos.- Consiste de pórticos, cuyas vigas soportan el sistema de pisos y descargan su reacción a las columnas por medio de un nudo, el cual es llamado nudo rígido. Los pórticos pueden resistir las cargas gravitacionales y pueden proveer de una adecuada resistencia a las fuerzas horizontales, actuando en cualquier dirección.

Sistemas Estructurales de Muros.- Es aquel sistema que mediante muros estructurales, ya sea de hormigón armado o mampostería reforzada, brinda una adecuada resistencia a fuerzas laterales debido a su gran rigidez lateral y puede a su vez resistir cargas gravitacionales sin problema.

Sistemas Duales.- Este sistema básicamente es la combinación de los dos sistemas estructurales anteriormente mencionados. Los muros al tener mayor rigidez lateral que los pórticos absorben la mayor parte de las fuerzas inducidas por sismos, mientras que los pórticos resisten principalmente las cargas gravitacionales.

2.2.1.4. Tipos de Cargas en Edificios

Entre las diferentes clasificaciones existentes adoptaremos la de Paulay & Priestley (1992) quienes hacen la diferenciación entre Cargas y Fuerzas. Para estos autores, cargas lo definen como el resultante debido al efecto de la gravedad como son las cargas muertas y cargas vivas mientras que las fuerzas como viento, sismo o restricciones contra deformaciones deben ser llamadas fuerzas.

Para el diseño de edificios las cargas a considerar son básicamente las Cargas Muertas, Vivas y las Fuerzas de Sismo y Viento. Para el diseño de edificios en Guayaquil, la carga de viento es obviada dado que en Guayaquil no soplan vientos muy fuertes y no ha sido nunca un parámetro del análisis estructural de un edificio.

Carga Muerta.- Son aquellas que durante la vida de la estructura permanecen constantes en magnitud y son permanentes, es decir, persisten fijas en posición. Normalmente el peso propio de la estructura es la mayor parte de la carga muerta, la cual puede calcularse a partir de la configuración de diseño, de las dimensiones de la estructura y la densidad del material. En el caso de edificios, el cielo raso, los rellenos y los acabados de entresijos se toman como cargas muertas incluyendo un adicional por cargas suspendidas como sistemas de acondicionamientos, eléctricos y sanitarios.

Cargas Vivas.- Son las cargas por ocupación previstas para el edificio y se distinguen de las Cargas Muertas en que no son permanentes y pueden cambiar de ubicación. Su magnitud y distribución son inciertas en un momento dado, y sus máximas intensidades a lo largo de la vida de la estructura no se conocen con precisión. Usualmente las Cargas Vivas mínimas para las cuales deben diseñarse las cubiertas y entresijos de un edificio están dadas por el código de construcción del respectivo país. En el caso del CEC-02 esta carece

de un capítulo que defina estas cargas por lo que la estimación de la carga viva es empírico mientras que en la NEC-11 las cargas vivas para diferentes ocupaciones están claramente definidas en el primer capítulo Cargas y Materiales. La tabla muestra valores de cargas vivas uniformemente distribuidas para cada fin de ocupación e incluye consideraciones de impacto.

Fuerza de Sismo.- La Fuerza sísmica pueda ser calculada ya sea análisis dinámico o estático, teniendo en cuenta las aceleraciones esperadas en roca, la masa participativa, el tipo de sistema estructural escogido y sus parámetros como rigidez y el amortiguamiento. El análisis estático se lo realiza por método de Fuerzas Equivalentes que consiste en una distribución de fuerzas laterales, que en su total es igual al cortante basal. El análisis dinámico consiste en aplicar una aceleración a la estructura. Esta aceleración es obtenida de un espectro de respuesta de aceleración parametrizado por el respectivo código de construcción. He aquí la mayor diferencia entre las normas CEC-02 y NEC-11, ya que cada norma presenta una forma diferente de crear estos espectros, los cuales dan como resultado una aceleración diferente y por consiguiente una fuerza sísmica diferente.

2.2.1.5. Componentes Básicos de los Edificios

Los componentes de los edificios se dividen en dos categorías: componentes de la superestructura y componentes de la cimentación.

Superestructura.- Es la parte del edificio en donde actúan las cargas y fuerzas, y está constituida por:

Sistema de piso.- Este encierra los componentes nervios y losa de compresión.

Vigas.- Se clasifican en Vigas Principales y Vigas Secundarias.

Columnas.- Elementos verticales que transmite reacciones a la cimentación.

Cimentación.- Es la estructura que descarga las reacciones de la superestructura al suelo. Dependiendo de la magnitud de la descarga la cimentación puede ser: Superficial o Profunda.

Cimentación Superficial.- Dependiendo de la magnitud de las cargas que descienden, la cimentación puede ser por: Plintos; Zapatas en una dirección, zapatas en dos direcciones y como último recurso se puede utilizar losa de cimentación.

Cimentación profunda.- La cimentación profunda se caracteriza por la utilización de pilotes que llegan hasta el estrato rocoso que demuestre competencia para poder resistir los esfuerzos actuantes.

2.2.2 Manual de Diseño de Edificios

2.2.2.1. Descripción

El manual de diseño de Edificios es aquel que provee de reglamentos básicos a seguir para el diseño de los distintos componentes ya mencionados de la estructura garantizando una estructura eficiente. Estos reglamentos se basan en ensayos experimentales y han sido debidamente justificados. Debido a la ausencia de éste en nuestro país, el Ecuador se ha visto influido por los códigos americanos y ha adoptado el “Manual de Diseño para Estructuras de Hormigón Armado del American Concrete Institute – Committee 318, el cual provee disposiciones de cálculo para los distintos elementos. La NEC-11 al ver esta ausencia de material ha incorporado un manual de diseño de hormigón armado, que es muy semejante al ACI 318-08.

Para el ejercicio de diseño de los edificios con el CEC-02 se utilizará el ACI 318-08 en su totalidad, mientras que para los diseños con la NEC-11 se

adoptará las disposiciones del Capítulo 4 “Estructuras de Hormigón Armado” y donde no exista especificación se aplicará la dispuesta la del ACI 318-08.

2.2.2.2. Aspectos a considerar

Los aspectos fundamentales a considerar serán:

Derivas de Piso.- Desplazamiento lateral relativo de un piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura. Existen ocasiones en que las fuerzas sísmicas no son el parámetro de diseño crítico, sino el control de deformaciones que ocasionan las derivas inelásticas máximas de piso. Para el cálculo de las derivas máximas inelásticas Δ_M las normas proveen la siguiente ecuación:

$$1) \quad \Delta_M = R \Delta_E \quad \text{Ec.2.1} \quad \text{CEC-02}$$

$$2) \quad \Delta_M = 0,75 R \Delta_E \quad \text{Ec.2.2} \quad \text{NEC-11}$$

Donde R es el factor de reducción de respuesta definida por cada norma y Δ_E es la deriva obtenida como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas, sean estáticas o dinámicas. La Ec.2.1 se basa en un sismo de servicio mientras que la Ec.2.2 se basa en un sismo de resistencia.

La deriva máxima inelástica Δ_M no podrá ser mayor a deriva máxima definida en cada norma, la cual en este caso coinciden que para estructuras de hormigón armado, ésta no podrá ser mayor que 0,02.

Ductilidad.- Capacidad de poder deformarse sin pérdida de resistencia excesiva.

De forma que la estructura puede disipar energía mediante deformación, es decir, desarrollar deformación en la rama inelástica del material sin mucha pérdida de resistencia, ésta debe de poseer de suficiente ductilidad. La

ductilidad es un parámetro crítico de diseño y éste mecanismo dúctil se consigue mediante un buen detallamiento del refuerzo transversal.

El CEC-02 carece de criterios de detallamiento transversal por lo que se usa el criterio proporcionado por el ACI-318-08 en su capítulo 21 Estructuras Sismo Resistentes, mientras que la NEC-11 hace referencia al “Diseño por Capacidad” Paulay & Priestley, (1996).

Periodo de vibración.- Es el tiempo requerido para dar una oscilación en la dirección que se está considerando. Una estructura rígida tiende a oscilar rápidamente y con un período de vibración corto, mientras que una flexible tiende a oscilar más lentamente y su período es más largo. Los edificios tienen tres formas fundamentales de vibración: Traslacional en X, Traslacional en Y y rotacional

El periodo de vibración depende de la rigidez de la estructura, así como de la masa. El CEC-02 y la NEC-11 difieren en la participación de las cargas en la masa modal afectando así el periodo de la estructura y su respuesta sísmica. Asimismo, ambas normas contienen diferentes ecuaciones aproximativas para el cálculo del periodo de vibración.

1. $T = C_t(h_n)^{3/4}$ Ec.2.3 CEC-02
2. $T = C_t(h_n)^\alpha$ Ec.2.3 NEC-11

Para pórticos de hormigón armado $C_t = 0,08$ en el caso del CEC-02. En la NEC-11 $C_t = 0,047$ y $\alpha = 0,9$. En ambas normas h_n es la altura del edificio

Rigidez.- Capacidad del material de resistir los esfuerzos sin colapsar.

Toda estructura debe poseer suficiente rigidez de forma que pueda resistir las cargas de diseño ya mencionadas anteriormente. La rigidez de una estructura es constante se encuentra en su rango elástico de deformación, a partir de este punto varía, esta variación se la puede observar en la curva de capacidad.

2.2.3 Diseño de Edificios

El diseño de Edificio debe ser gobernado por una filosofía acompañada de criterios de estados límites para preservar su buen desempeño a lo largo de su vida útil.

2.2.3.1. Filosofía de Diseño por Capacidad

A diferencia del CEC-02 que no contiene una filosofía de diseño de estructuras de hormigón armado, la NEC-11 sí lo hace e incorpora la filosofía de Diseño por Capacidad. Ésta se basa en un mecanismo dúctil, que permite una adecuada disipación de la energía sin colapso. Preferencialmente, las rótulas plásticas deben formarse en los extremos de vigas y en la base de las columnas del primer piso. Esto se consigue aplicando una jerarquía de resistencia, en donde las secciones, elementos o modos de falla protegidos, es decir aquellos que no se deben plastificar, los momentos y cortantes de diseño son mayorados, considerando la sobre-resistencia de las rótulas plásticas y las fuerzas internas que se generan por modos de vibración no considerados en el diseño.

Para poder hacer una mejor comparación de las dos normas, aplicaremos la filosofía de diseño por capacidad para ambos diseños.

2.2.3.2. Estados Límites

Las normas CEC-02 y NEC-11 intentan que se proporcione a una estructura de uso normal de edificación, un adecuado diseño sismo resistente que cumpla con los siguientes estados límites.

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

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

Estado Límite de Pérdida de Vidas.- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de su ocupantes.

La definición de los estados límites para ambas normas es idéntica y ha sido citada tal cual aparece en ellas.

2.2.3.2. Modelación Estructural

Secciones agrietadas

Para el caso de estructuras de hormigón armado en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas, se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, debido a que se hace la asunción que los elementos se encuentran agrietados desde el instante mismo de su construcción y más aún cuando se presenten las fuerzas del sismo de diseño.

El valor de la inercia agrietada se consigue multiplicando la inercia gruesa de la sección I_g por un factor predefinido, en las normas tanto en el CEC-02 como en la NEC-11, los valores de reducción de inercia son iguales

Elemento Estructural	Valor de Inercias Agrietadas
Vigas	0,5 I_g
Columnas	0,8 I_g

Tabla 2.1 Valores de inercias agrietadas

NOTA: Se ha obviado la contribución de la losa de piso a la rigidez de las vigas, dado que por tener losa nervada en un sentido, esta contribución sería únicamente en la dirección de la armadura principal y porque no es costumbre del diseñador, ya que se obtiene un análisis más conservador.

Sistema de piso rígido

Para la modelación de edificios se permite considerar a la losa como un diafragma ya que ésta interconecta los diferentes componentes del sistema vertical de resistencia ante fuerzas sísmicas con la adecuada resistencia, rigidez y tenacidad de manera que la edificación responda de acuerdo con lo buscado en el diseño y ayuda a transferir las fuerzas laterales desde el punto de aplicación a los elementos verticales del sistema de resistencia antes fuerzas sísmicas. La aplicación de los diafragmas al modelo estructural se la debe realizar creando un diafragma diferente por piso como se ilustra.

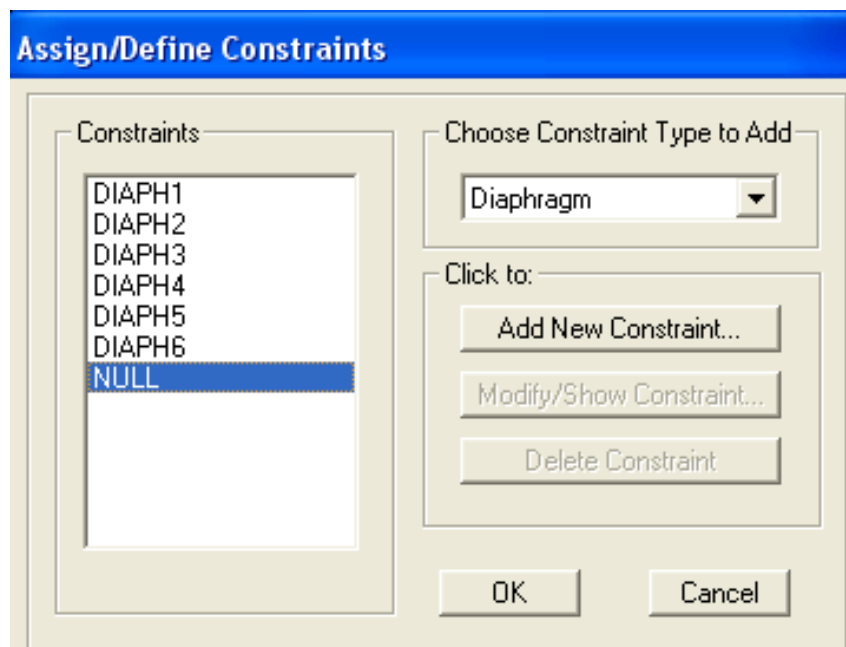


Gráfico 2.1 Asignación de diafragmas

Longitud del vano

A pesar de que la NEC-11 no especifica la longitud del vano para el cálculo de esfuerzos y deflexiones, se ha tomado la consideración del ACI-318 que expone en su literal 8.9.3 – “Para vigas construidas integralmente con sus apoyos, se permite diseñar con base en los momentos en la cara de los apoyos.” Como es costumbre constructiva la fundición de las vigas junto con el nudo se puede hacer uso de este artículo y esto se lo realiza en el SAP2000 seleccionando todas las vigas y columnas y poniendo la opción como se muestra en el gráfico.

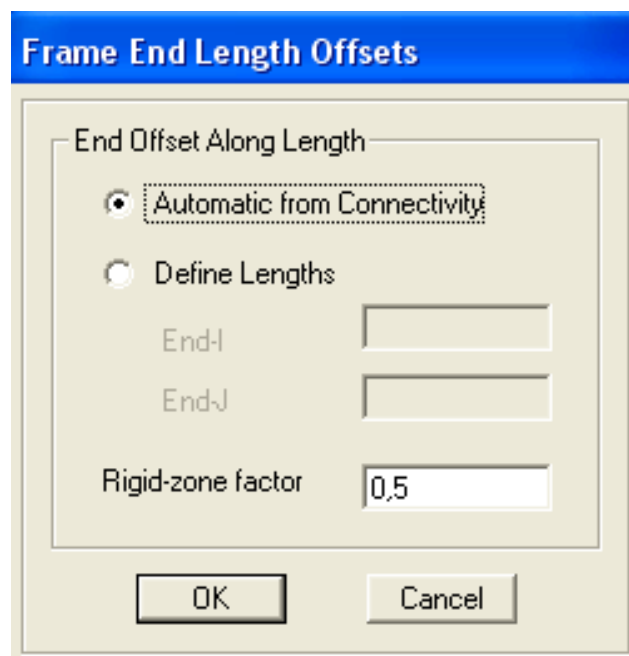
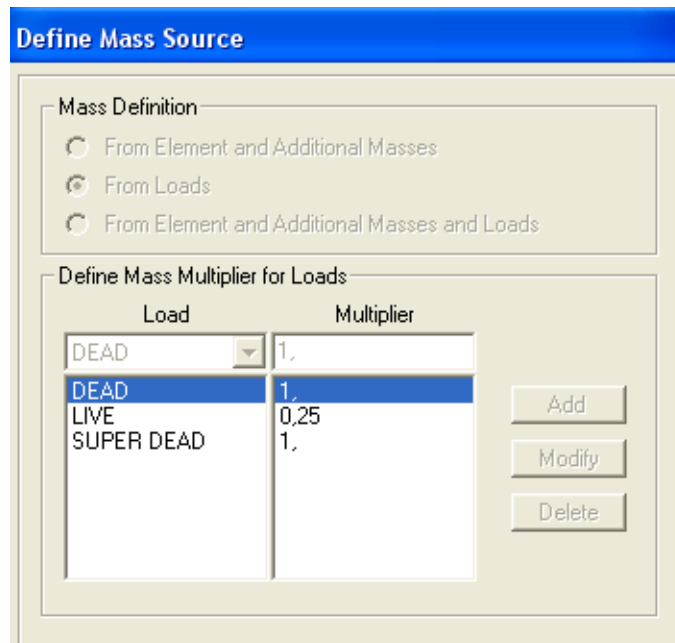


Gráfico 2.2 Asignación de nudo rígido

Carga sísmica reactiva

Para poder realizar un análisis modal se define la fuente de donde el programa obtendrá la masa del edificio. De este ingreso también depende la carga sísmica reactiva, el cual para fines de ambos códigos, representa la carga reactiva por sismo y se calcula diferente para ambas normas. Mientras que para el CEC-02 es igual a la carga muerta total de la estructura y en el caso de bodegas o de almacenaje, se calcula como la carga muerta más un 25% de la carga viva de piso, para la NEC-11 es igual a la carga muerta total de la estructura más un 25% de la carga viva de piso y en el caso de estructuras de bodegas o de almacenaje, se aumenta a un 50% de la carga viva de piso.

En el programa SAP2000 se escoge la opción de definir la masa mediante las cargas introducidas y se selecciona los factores previamente mencionados. En el caso que se seleccione la opción de definir mediante los elementos y masas y cargas adicionales, no deberá aparecer la carga muerta (DEAD).



The screenshot shows the 'Define Mass Source' dialog box. Under 'Mass Definition', the 'From Loads' option is selected. The 'Define Mass Multiplier for Loads' section contains a table with the following data:

Load	Multiplier
DEAD	1.
DEAD	1.
LIVE	0.25
SUPER DEAD	1.

Buttons for 'Add', 'Modify', and 'Delete' are visible to the right of the table.

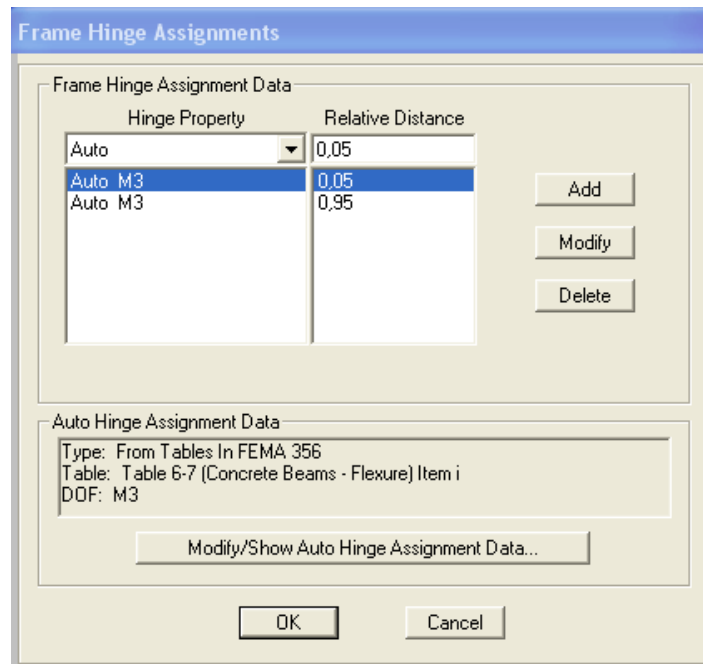
Gráfico 2.3 Asignación de masa

2.2.3.3. Análisis Estático no Lineal

El análisis estático no lineal consiste en un proceso sucesivo de análisis estáticos incrementales que toman en cuenta la variación de la rigidez en cada elemento. El análisis se efectúa incrementando la carga lateral hasta que la estructura alcanza ciertos límites de desplazamientos o se vuelve inestable.

Rótulas plásticas

Para que el programa pueda determinar cuándo se formarán las rótulas plásticas, se debe primero asignar las rótulas en los elementos y hacer conocer en qué zona del elemento. Para el presente trabajo se localizarán las rótulas en todas las vigas y columnas a una distancia relativa de 0,05 y 0,95.



Gráfica 2.3 Asignación de rótulas

Parámetros FEMA 356

La formación de rótulas se debe a un momento el cual causa una rotación en la sección. Para hallar esta rotación se debe introducir parámetros en el modelo, los cuales son suministrados por la Federal Emergency Management Agency (FEMA) en su publicación 356. La asignación de los parámetros depende del material y del estado de carga al que está sometido el elemento. Para elementos de hormigón a flexión se usa la Tabla 6.7 y para sometidos a flexo-compresión se usa la Tabla 6.8. A continuación se muestra el ejemplo para la asignación de los parámetros para las vigas. Se hace énfasis que el cortante V para las vigas resulta de las cargas gravitacionales no lineales (CGNL), mientras que para las columnas es del análisis estático no lineal en X o en Y.

The screenshot shows the 'Auto Hinge Assignment Data' dialog box with the following settings:

- Auto Hinge Type:** From Tables In FEMA 356
- Select a FEMA356 Table:** Table 6-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i
- Component Type:** Primary (selected), Secondary
- Degree of Freedom:** M2, M3 (selected)
- V Value From:** Case/Combo (selected), User Value. The dropdown is set to CGNL. There is a V2 input field.
- Transverse Reinforcing:** Transverse Reinforcing is Conforming (checked)
- Reinforcing Ratio $(p - p') / p_{balanced}$:** From Current Design (selected), User Value
- Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity:** Drops Load After Point E (selected), Is Extrapolated After Point E

Buttons: OK, Cancel

Gráfica 2.4 Asignación de parámetros FEMA 356

CAPÍTULO III

3. MARCO METODOLÓGICO

3.1 *Diseño de la Investigación*

La investigación se centra en el diseño de edificios de hormigón armado de 6 y 4 pisos para los cuales los efectos del sismo de diseño son significativos en el diseño final. Las alturas de los edificios ha sido seleccionada de tal manera que representen la altura promedio de edificios construidos en la ciudad de Guayaquil. Para el estudio se modelarán las estructuras de igual distribución de columnas y vigas con el espectro respectivo de cada norma y hará una comparación de resultados como: periodos de vibración, derivas, curvas de capacidad y presupuestos.

3.1 *Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos*

Para el diseño de los edificios se utilizará el SAP2000, en cual se introducirán los espectros propuestos por cada norma. Posteriormente se realizará un análisis no lineal estático: "Pushover", con lo cual se podrá obtener la curva de capacidad más allá del rango elástico de la estructura y además mostrará la formación secuencial de mecanismos y fallas en los elementos, en otras palabras ubicará las rótulas plásticas. Tras lo cual se proseguirá superponiendo las curvas de capacidad resultantes de las dos normas, con lo cual se podrá observar las bondades de diseñar con una norma y la otra.

La segunda parte de la investigación se trabajará con una cubicación detallada de la estructura. Como se ha mantenido iguales secciones para el diseño con la NEC-11 y con el CEC-02, la diferencia se verá en la planilla de hierro. Los precios unitarios de los rubros de estructura serán tomados de la revista trimestral de la Cámara de Construcción de Guayaquil y con los cuales se podrá

llegar a un presupuesto de estructura que será comparada con su diseño equivalente con la otra norma. Todos los rubros que usen hormigón no tienen incluido

3.2. Desarrollo del Trabajo

3.2.1 Antecedentes

3.2.1.1 Introducción y Generalidades

En la ciudad de Guayaquil por encontrarse en una zona sísmica alta, se ha acostumbrado a realizar diseños que tomen en cuenta la incidencia del sismo. Entre los análisis sísmicos más acostumbrados se encuentran el análisis estático y el análisis dinámico espectral y ahora último se ha ido desarrollando también el diseño basado en desplazamiento, éste último se lo incluye en la NEC-11. En una pequeña investigación realizada a distintos diseñadores del medio se encontró que el análisis sísmico más utilizado es el análisis dinámico por su simplicidad.

3.2.1.2 Descripción del Proyecto

Para poder realizar una buena comparación se diseñarán los edificios bajo un mismo tipo de análisis, el dinámico, que está contemplado en ambas normas y es el más utilizado. Para la modelación se hará un prediseño, el cual permanece invariable para las dos normas. De acuerdo a los resultados obtenidos con cada espectro, se procederá a redimensionar los elementos de tal forma que el cambio resulte tanto para una como para la otra norma, lo que se espera con esto es obtener misma sección, pero diferente cuantía de acero.

3.2.2 De la Ingeniería Básica

3.2.2.1 Estudios del Suelo de Guayaquil

Es de gran importancia la correcta selección del tipo de perfil de suelo, ya que su incorrecta selección podría sobreestimar las fuerzas sísmicas o subestimarlas. Es por esto que la NEC-11 ha realizado una calificación más detallada de los perfiles de suelos para posteriormente definir los factores de aceleración respectivos. A diferencia del CEC-02, que solo divide al suelo en 4 tipos de perfiles, los cuales son: Roca o Suelo firme, Suelos intermedios, Suelos blandos o estratos profundos y por último un perfil de condiciones especiales de evaluación de suelo y son nombrados S1, S2, S3 y S4 respectivamente. La NEC-11 clasifica el perfil de suelo en 6 tipos: Roca competente, Roca de rigidez media, Roca blanda, Suelos rígidos, Suelo rígidos con arcillas blandas y Suelo de condiciones especiales de evaluación y son designadas de las A hasta la F en el orden respectivo.

Con el propósito de justificar el tipo de suelo a utilizar para la formación de los espectros de aceleración de respuesta, se provee los siguientes ensayos de suelos tomados por el “Instituto de Investigación y Desarrollo de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil” (IIFIUC) que formó parte del Estudio Geotécnico del proyecto de “Investigación y Estudio del Comportamiento dinámico del Subsuelo y Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Guayaquil” dirigido por el Ing. MSc. Xavier Vera Grunauer en el año 2005.

La campaña de medición geofísica mediante la técnica SASW estuvo conformada por 14 sitios ubicados estratégicamente en las diferentes zonas geotécnicas previamente estudiadas en la Fase I del proyecto. A continuación se muestra una tabla que resume los datos obtenidos y su clasificación de acuerdo al parámetro de velocidad de onda de corte.

Marca	Lugar	Velocidad de Onda de Corte	Clasificación	
			CEC-02	NEC-11
209ECU	Cancha de Beisbol de la Kennedy	110 m/s	S3	E
210ECU	Guayaquil Yacht Club, Puerto Azul	106 m/s	S3	E
211ECU	Hospital Municipal de la Isla Trinitaria	146 m/s	S3	E
212ECU	Parque Municipal Stella Maris, Guasmo Este	224 m/s	S2	D
213ECU	La Pradera – 2	144 m/s	S3	E
214ECU	Ave. Perimetral & Ave. 25 de Julio, Sopeña	118 m/s	S3	E
215ECU	Chongón (campo JP)	359 m/s	S2	D
216ECU	Estadio Ramón Unamuno	113 m/s	S3	E
217ECU	Nueva Terminal Internacional, Antiguo Jardín de la Salsa	183 m/s	S3	D
218ECU	La Garzota	143 m/s	S3	E
219ECU	Rivera de los Vergeles, del lado del Rio Daule	140 m/s	S3	E
220ECU	Ciudadela 2 de Julio (en la Ave. a Daule)	272 m/s	S2	D
221ECU	Federación Deportiva del Guayas, Miraflores	123 m/s	S3	E
222ECU	La Prosperina (Cooperativa Santa Cecilia)	561 m/s	S2	C

Tabla 3.1 Resultado de ensayos de velocidad de onda de corte para la ciudad de Guayaquil, 2005

Como parámetro empleado en la definición del tipo de perfil de suelo según las normas CEC-02 y NEC-11 ha sido la velocidad media de la onda de corte con base en los 30m superiores del sitio. Como se puede observar el suelo que predomina en la ciudad de Guayaquil, según los sondeos realizados es el suelo tipo S3 o Suelo blando como lo clasifica el CEC-02 mientras que la NEC-11 lo clasifica como suelo tipo E es decir Suelo rígido con arcilla, por lo que este trabajo se centrará entonces para suelos tipos S3 y E.

3.2.2.2 Estudios de Espectros Sísmicos para la Ciudad de Guayaquil

La forma de construir el espectro de diseño es sin duda la diferencia más relativa entre las dos normas a pesar de que las dos siguen la misma filosofía del sismo de diseño, el cual es el 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 mapa de peligro sísmico. En NEC para realización de los espectros sísmicos se modelaron más de 30000 eventos, de los cuales, puliendo las réplicas y los eventos premonitores, se obtuvieron los sismos independientes de magnitud mínima de homogeneidad 4,5 y máxima 8,8 utilizados en el análisis mientras que en el CEC-02 se modelaron 22000 eventos y se obtuvieron magnitudes de 3,9 y máxima 8,6. Para la determinación de las fuerzas sísmicas se empleará un análisis dinámico el cual se lo realizará con los espectros propuestos por cada norma y se irá haciendo una comparación entre los dos espectros.

Espectro Elástico de Aceleración de Respuesta según CEC-02

El CEC-02 establece 4 zonas sísmicas en todo el Ecuador. Guayaquil, según este mapa de zonificación sísmica se halla en la zona III, a la cual le corresponde un valor del factor Z de 0,30. Dependiendo del tipo de perfil de suelo se obtiene S y C_m . Como se indicó previamente, se utilizará suelo tipo S3, esto conlleva a unos valores de S y C_{max} de 1,5 y 2,8 respectivamente. La ecuación de la aceleración de respuesta es $S_a = Z C$ donde C es igual $1,25S^S/T$. Los parámetros espectrales se resumen en las siguientes tablas.

DATOS

CIUDAD	Guayaquil
PROVINCIA	Guayas
REGION	COSTA (Excluyendo Esmeraldas)

PARÁMETROS

ZONA SISMICA	III
Z	0,3
AMENAZA SISMICA	ALTA
TIPO DE SUELO	S3
S	1,5
Cm	2,8

Tabla 3.2 Parámetros espectrales CEC-02.

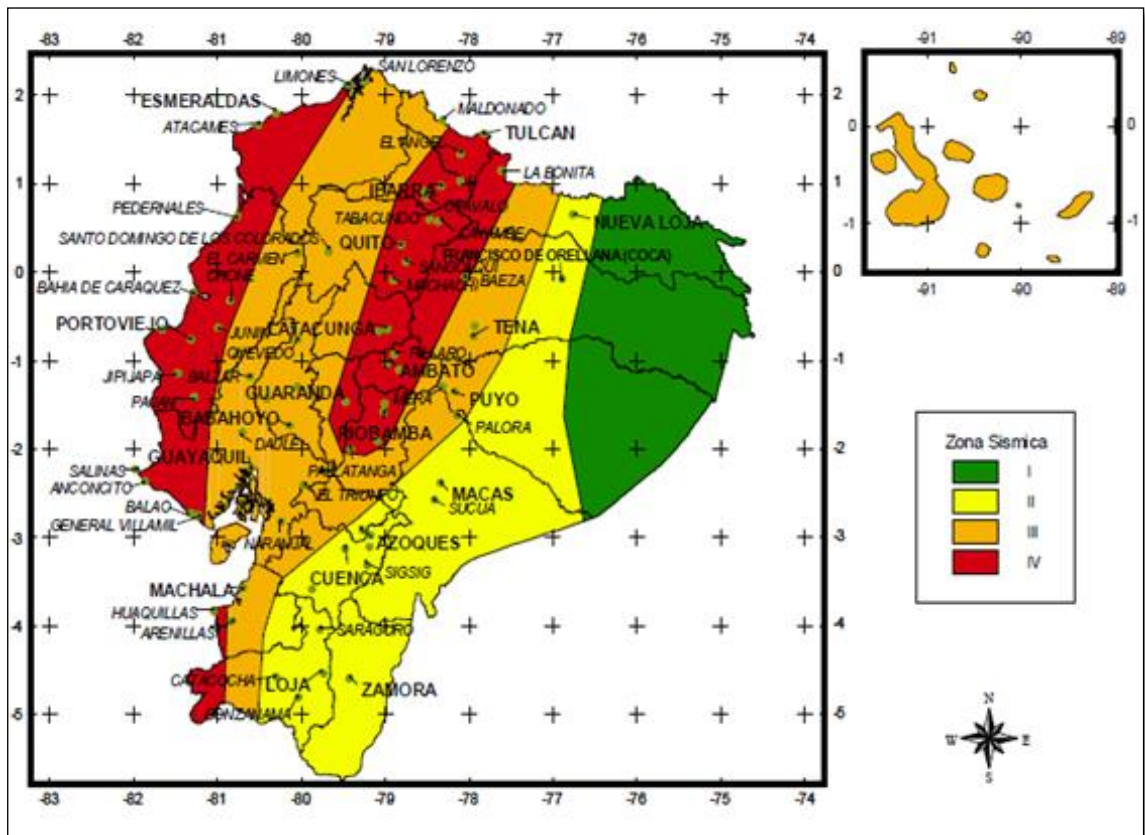


Gráfico 3.1 Ecuador, zonas sísmicas para propósito de diseño CEC-02.

Espectro Elástico de Aceleración de Respuesta según NEC-11

La NEC-11 establece 6 zonas sísmicas en todo el territorio ecuatoriano. Guayaquil, según este mapa de zonificación sísmica se halla en la zona V, la cual obedece a un valor del factor Z a 0,40. Como se mencionó previamente, se utilizará suelo tipo E, lo cual deriva a unos valores de F_a , F_d y F_s de 1,15, 1,60 y 1,90 respectivamente. Además existe un factor de relación de amplificación espectral η que para la región Costa es igual a 1,80 y el factor r que para suelos como D o E es 1,5. Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 0,05, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para periodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos:

$$S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c \text{ y } S_a = \eta Z F_a (T_c / T)^r \text{ para } T > T_c.$$

Los parámetros espectrales se resumen en las siguientes tablas.

DATOS		PARÁMETROS	
CIUDAD	Guayaquil	ZONA SISMICA	V
PROVINCIA	Guayas	Z	0,4
REGION	COSTA (Excluyendo Esmeraldas)	AMENAZA SISMICA	ALTA
		TIPO DE SUELO	E
		F_a	1,15
		F_d	1,60
		F_s	1,90
		η	1,80
		r	1,50
		T_o	0,26
		T_c	1,45

Tabla 3.3 Parámetros espectrales NEC-11.

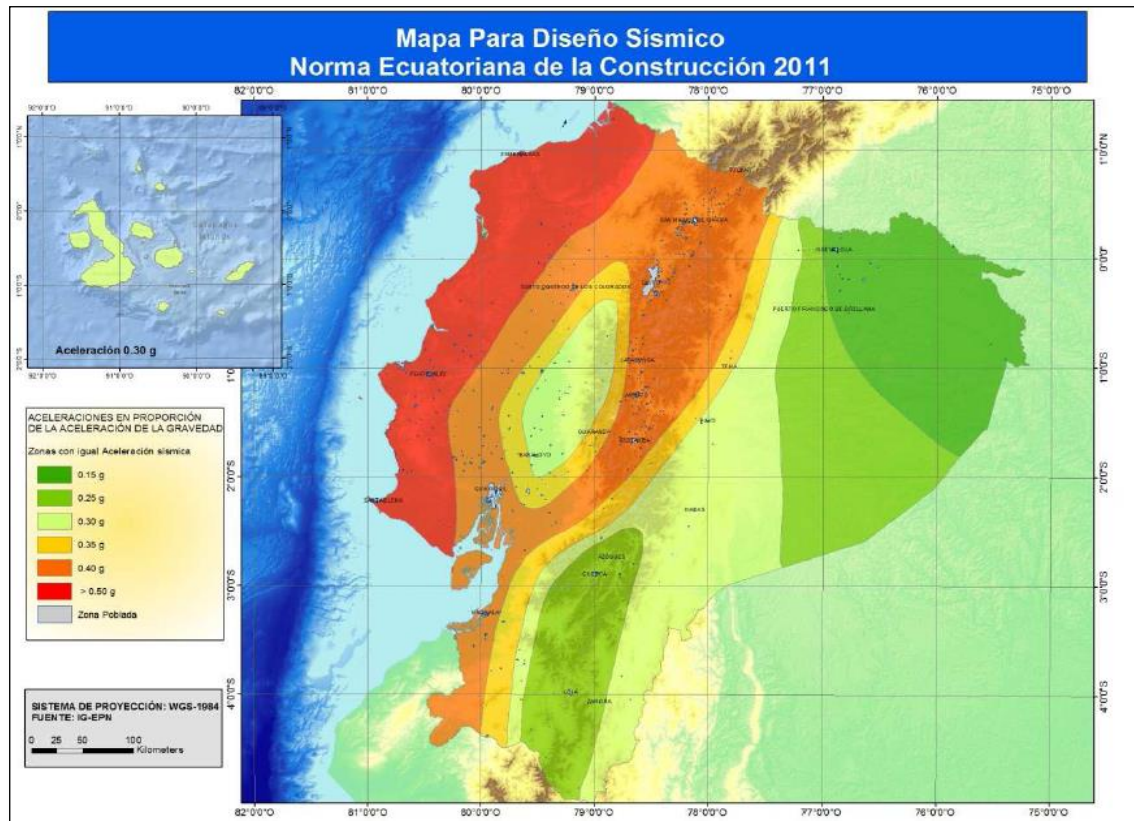


Gráfico 3.2 Ecuador, zonas sísmicas para propósito de diseño NEC-11

Comparación entre espectros elásticos de aceleración de respuesta

Como primera diferencia se tiene que la NEC-11 aunque mantiene la amenaza sísmica para la ciudad de Guayaquil en ALTA, el valor del factor Z lo aumenta de 0,3 a 0,4 lo que significa un 33% de aumento en la intensidad del sismo. El cambio de formulación del espectro propuesto en el NEC-11, se basa en la forma paramétrica básica de espectros de diseño elástico y de peligro uniforme suavizados (en Ordaz et al., 2000), no permite hacer una comparación más profunda de sus parámetros, pero poniendo el espectro elástico de ambas normas juntos podemos visualizar con claridad la diferencia entre estos dos.

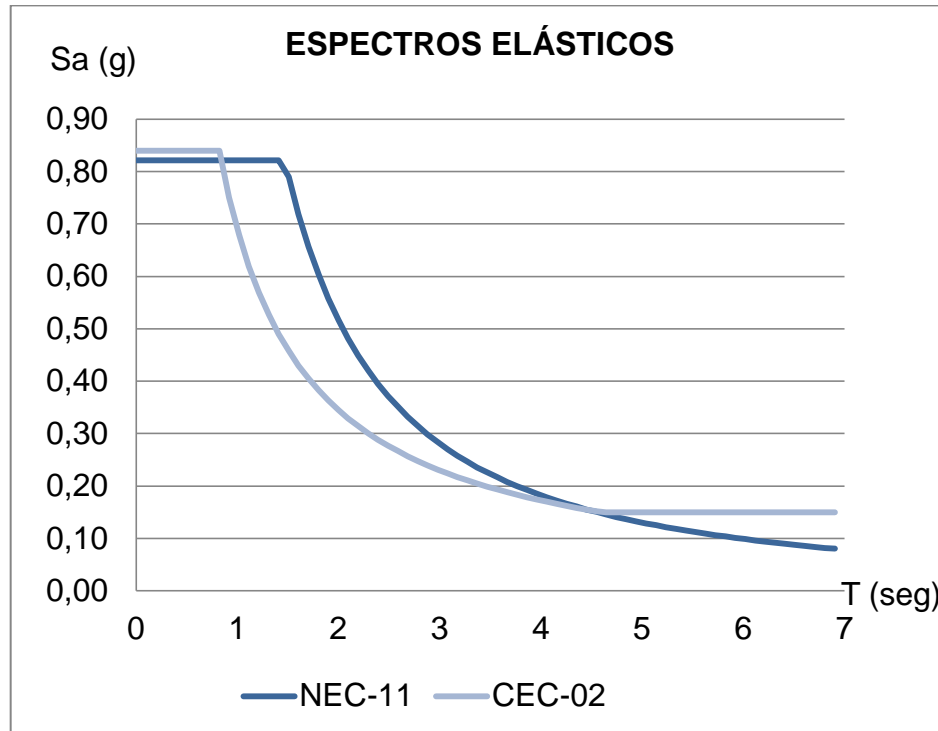


Gráfico 3.3 Espectros Elásticos CEC-02 y NEC-11

Como podemos observar a pesar de que en el NEC-11 el factor Z aumentó, la magnitud de la aceleración espectral máxima disminuyó, esto gracias a que la NEC-11 hace una revisión más detallada de los tipos de perfil de suelo, mostrando datos más ajustados a la realidad. A pesar de que el valor máximo no aumentó, éste ahora tiene un rango de aplicación, en la banda de periodos, mayor del orden del 75%.

Se puede apreciar que la curva espectral del CEC-02 vuelve a rebasar a la de la NEC-11 para periodos mayores a 4,6s y debido a que el CEC establece un mínimo en su coeficiente sísmico la curva se vuelve una asíntota justo en este mismo punto mientras que la de la NEC-11 sigue disminuyendo.

Factor de reducción R

Debido a las grandes fuerzas laterales que se obtienen de un análisis elástico, es que los edificios son diseñados para que trabajen en el rango inelástico en el caso de un sismo severo, de tal forma que parte de la fuerza sísmica sea disipada mediante deformación. Esto se lo hace dividiendo la aceleración del análisis elástico para un factor de reducción sísmico R. Si el valor que se asigna a R es alto las fuerzas sísmicas serán bajas y si R es bajo las fuerzas por sismo serán altas.

Este factor como dice la NEC-11 “Si bien se conoce claramente que los factores de reducción R dependen realmente de muchas variables, entre otras, del tipo de estructura, del tipo de suelo, del periodo de vibración considerado y de los factores de ductilidad, sobre-resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite, se ha simplificado a un parámetro constante dependiente únicamente de la tipología estructural.”

Para el caso de la CEC-02, existen dos tablas donde están descritos los factores R. Una tabla para estructuras de edificios y otra para estructuras diferentes a las de edificación. El cuadro que se presenta a continuación corresponde al primer sistema estructural mencionado.

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

Tabla 3.4 Factores de reducción de respuesta estructural R CEC-02.

Para el caso de la NEC-11, la tabla donde están descritos los factores R, está dividida en 3 cuadros: 1 para estructuras de edificios dúctiles, 1 para estructuras de edificios con ductilidad limitada y otra para estructuras diferentes a las de edificación. El cuadro que se presenta a continuación corresponde a Sistemas Estructurales de Edificación Dúctiles.

Sistema estructural	R
Sistemas Duales	
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.	7
Pórticos resistentes a momentos	
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
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Tabla 3.5 Factores de reducción de respuesta estructural R NEC-11

Como se puede apreciar, los coeficientes de reducción de respuesta estructural R son muy distintos según una norma y la otra pero esto es explicado por la NEC-11 en 2.7.2.3.6 “ Los valores del factor R consideran la definición de las cargas sísmicas a nivel de resistencia, en lugar de servicio, como se encontraban en la versión previa de esta norma; en tal sentido, las

combinaciones de carga deben ser congruentes con este aspecto y deben cumplirse con lo estipulado en el Capítulo 2 Cargas y materiales.”

Los valores de R de la Tabla 3.4 son factores de reducción de respuesta estructural a nivel de servicio por lo cual en las combinaciones de diseños se deberá usar 1,4 en vez de 1 como se lo usa en la NEC-11

Dividiendo los espectros con sus respectivos factores de reducción R; 10 para el CEC-02 y 6 para la NEC-11 se obtienen los espectros inelásticos, los cuales pueden ser visualizados en el siguiente gráfico.

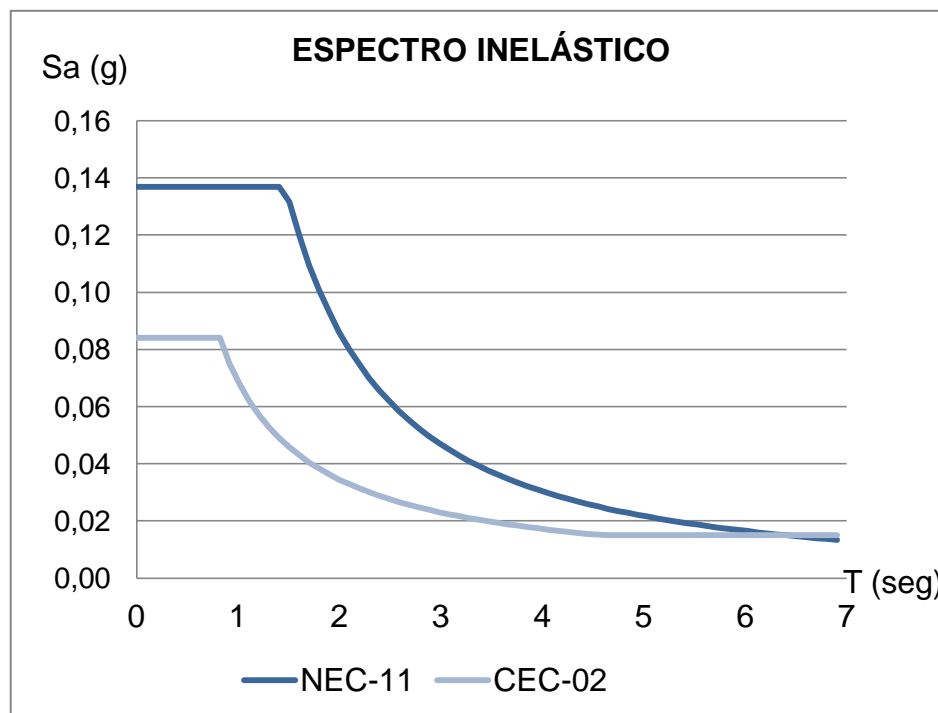


Gráfico 3.4 Espectros Inelásticos CEC-02 y NEC-11

Como se puede apreciar el espectro inelástico de la NEC-11 encierra completamente al espectro del CEC-02 por lo que puede decir que el espectro de aceleración de respuesta de la NEC-11 es mayor que el del CEC-02.

Se aprecia la misma observación que se hizo en la comparación de los espectros elásticos, de que la curva espectral rebasa a la de la NEC-11 pero esta vez desde un periodo de 6,4 s.

Con respecto a la realidad en la construcción del país esta observación pudiese ser ignorada. Para ejemplificar utilizando la ecuación de periodo de vibración elástico de edificaciones (1er modo) para estructuras aporticadas con paredes de mampostería en la ciudad de Guayaquil propuesta por La Tegola & Mera, 1995. $T_{ed} = 0,085N$ donde N es el número de pisos del edificio. Para alcanzar a la ordenada de aceleración espectral correspondiente a un periodo de 6.4s, despejando de la ecuación N, el edificio debería de ser de por lo menos de 75pisos. Hasta la actualidad el edificio más grande construido es el The Point con un total de 36pisos.

Si se compara los valores de aceleración máxima de cada espectro se muestra que la NEC-11 es un 63% más exigente en su intensidad máxima y se extiende un 75% más que el rango de intensidad máxima del CEC-02.

Para poder comprender mejor la variación de aceleraciones de los espectros propuestos entre la NEC-11 y el CEC-02, se presenta la siguiente gráfica, la cual se la ha dividido en 4 zonas.

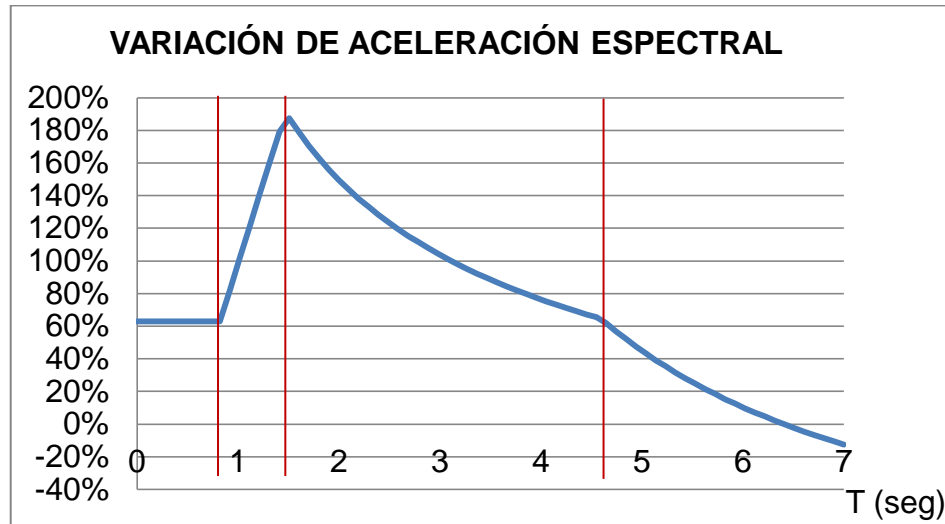


Gráfico 3.5 Variación de aceleración de espectros inelásticos

La primera zona está definida al comienzo hasta que las aceleraciones de la CEC-02 comienzan a descender, en esta zona la variación de 63% es constante. La segunda zona es hasta que las aceleraciones de la NEC-11 comienzan a bajar, en esta zona se encuentra la mayor variación, la cual alcanza un 187% ya que las aceleraciones de la CEC-02 descienden mientras que las de la NEC-11 permanecen constantes. La tercera zona se localiza hasta que el CEC-02 deja de disminuir y comienza a tener aceleraciones constantes. La cuarta comienza cuando las aceleraciones del CEC-02 se vuelven constantes y las de la NEC-11 siguen disminuyendo, esto causa un punto de inflexión en la curva y la pendiente de variación se vuelve más pronunciada y toma valores de positivos a negativos cuando la curva espectral del CEC-02 rebasa a la de la NEC-11.

Factor de Importancia

Debido a que existen estructuras que por su tipo de ocupación deben permanecer operativas durante y después del sismo es por lo que se debe incrementar la demanda sísmica de diseño por un factor de importancia. Las normas ecuatorianas han mantenido los factores de importancia y se clasifican en la siguiente tabla.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla 3.6 Factores de importancia según CEC-02 y NEC-11

Los edificios a ser diseñados en el presente trabajo pueden ser ubicados en la tabla de importancia dentro de la categoría Otras estructuras para los cual el factor de importancia es 1.

Factor de Configuración Estructural

Como se describió en el Capítulo II la configuración estructural del edificio incide directamente en la respuesta sísmica por lo que una configuración irregular atribuye un ineficiente desempeño sísmico. Debido a esto es que se penaliza a la estructura otorgándole un sismo de diseño de mayor magnitud. La penalización se da tanto por irregularidad en planta como en vertical, la penalización total es el producto de ambos coeficientes. A continuación se muestra la tabla de coeficientes de penalización estructural la cual se ha mantenido en la actual norma y que incluso ciertas configuraciones ya no son penalizadas si no que son no recomendadas.

Tipo	Irregularidad Penalizada en Planta	CEC-02	NEC-11
I	Irregularidad torsional	\emptyset_{PI}	\emptyset_{PI}
	Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y media 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.	0,9	0,9
II	Retrocesos excesivos en las esquinas		
	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	0,9
III	Discontinuidades en el sistema de piso		
	La configuración de una estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas	0,9	0,9

	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.		
IV	Desplazamiento del plano de acción de elementos verticales		
	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.	0,9	N/R
V	Ejes estructurales no paralelos		
	La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principalmente de la estructura.	0,9	0,9
VI	Sistema de piso flexible		
	Cuando la relación de aspecto en planta de la edificación es mayor que 4:1 o cuando el sistema de piso no sea rígido en su propio plano se deberá revisar la condición de piso flexible en el modelo estructural.	-	N/R
	N/R .- No recomendado		

Tabla 3.7 Coeficientes de configuración estructural en planta CEC-02 y NEC-11.

Las configuraciones Tipo IV y VI han sido en la actual norma no recomendadas ya que en la última década han sido motivo de colapso de estructuras. En caso de que el diseñador utilice una configuración similar a las no recomendadas, deberá demostrar el adecuado desempeño sísmico de su estructura, siguiendo los lineamientos especificados en el capítulo 2 “Evaluación Sísmica de Estructuras.”

Tipo	Irregularidad Penalizada en Elevación	CEC-02	NEC-11
I	Piso flexible	\emptyset_{EI}	\emptyset_{EI}
	La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menos que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menos que el 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	0,9	0,9
II	Distribución de masa		
	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	0,9
III	Irregularidad geométrica		
	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.	0,9	0,9
IV	Desalineamiento de ejes verticales		
	La estructura se considera irregular cuando existen 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	N/E
V	Piso débil-Discontinuidad en la resistencia		
	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	N/E
VI	Columnas cortas		
	Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.	-	N/E
	N/E .- No existe Tipo en la norma		

Tabla 3.8 Coeficientes de configuración estructural en elevación CEC-02 y NEC-11

En la actual norma tres tipos de configuración vertical han sido no recomendadas: El Desalineamiento de ejes verticales, Piso débil y Columnas cortas. Estos dos últimos tipos han sido reconocidos como causantes de falla de edificios y sus efectos han sido bastante estudiados. Se conoce que un piso débil puede ser causante de una falta en bloque del edificio, mientras que las columnas cortas causan una falla al corte de la columna es decir una falla frágil, lo cual es lo menos deseado en la ingeniería civil.

El presente trabajo pretende establecer conclusiones para edificios en donde su configuración estructural se considera regular en planta y elevación. Los diseños que aquí se emplean se consideran como regular en planta y elevación, ya que no presentan ninguna de las condiciones de irregularidad descritas en las tablas anteriores por lo que se utilizará $\Phi_p=1$.

3.2.2.2 Análisis de Cargas y Combinaciones

Carga Muerta

Losa nervada	240 kg/m ²
Cerámica	40 kg/m ²
Mortero de fijación	70 kg/m ²
Paredes	150 kg/m ²
Instalaciones	50 kg/m ²
TOTAL PESO MUERTO =	550 kg/m²

Tabla 3.9 Cargas Muertas

Carga Viva

El CEC-02 carece de un listado de tipos de ocupación con las sobrecargas mínimas a considerar. La sobrecarga para oficinas y viviendas de la NEC-11 coincide con las sobrecargas acostumbradas para diseños de este tipo por lo que se las adoptará para los diseños con ambas normas.

VIVIENDA	200 kg/m ²
OFICINAS	240 kg/m ²
CUBIERTA	100 kg/m ²

Tabla 3.10 Cargas Vivas

Combinaciones de Cargas

Dado que el CEC-02 carece de combinaciones de carga, se acostumbra a utilizar las combinaciones propuestas por el ACI-318. En la NEC-11 en el Capítulo 1 “Cargas y Materiales” se provee las combinaciones a utilizar para los diseños, las cuales son muy similares a las del ACI-318.

#	NEC-11	ACI-318-08
1.	1.4D	1.4(D+F)
2.	1.2D+1.6L+0.5(L _r o S o R)	1.2(D+F+T)+1.6(L+H)+0.5(L _r o S o R)
3.	1.2D+1.6(L _r o S o R)+(L+0.5W)	1.2D+1.6(L _r o S o R)+(L+0.8 W)
4.	1.2D+1.0W+L+0.5(L _r o S o R)	1.2D+1.6W+L+0.5(L _r o S o R)
5.	1.2D+1.0E+L+0.2 S	1.2D+1.4E+L+0.2S
6.	0.9 D + 1.0 W	0.9 D + 1.6 W + 1.6 H
7.	0.9 D + 1.0 E	0.9 D + 1.4 E + 1.6 H

Tabla 3.11 Combinaciones de Cargas según ACI-318 y NEC-11

Una de las primeras diferencias es que el ACI 318-08 incluye en sus combinaciones mayor cantidad de cargas como carga de fluidos con presiones y alturas máximas bien definidas representada por la letra F, carga por efectos acumulados de variación de temperatura, flujo plástico, retracción, y asentamiento diferencial representada por la letra T y carga por la presión lateral de suelo, presión de agua en el suelo o presión de materiales a granel representada por la letra H.

Como ya se expuso anteriormente las cargas a considerar en el diseño de edificios, estas cargas mencionadas no se consideran puesto que la única verdadera diferencia sería el factor de amplificación de carga del viento W. Esto se debe a que Estados Unidos es un país con vientos de altas velocidades e incluso con huracanes destructores, dado que en el Ecuador un acontecimiento de este tipo es muy raro se ha reducido el factor de carga en 37,5% y como se dijo anteriormente esta carga no es considerada en diseño de edificios puesto que la carga por efecto sísmico es la que gobierna.

Para los presentes diseños se considerará carga de cubierta L_r y no carga de inundación R ni carga de nieve por obvias razones. Por último, ambas normas permiten la reducción de L a 0,5 donde la sobrecarga sea menor que 4.8kN/m^2 . Las combinaciones a utilizarse en el presente diseño se resumen en la siguiente tabla.

#	NEC-11 y ACI 318-08
1.	1.4 D
2.	1.2 D + 1.6 L + 0.5 L_r
3.	1.2 D + 1.6 L_r + 0.5 L
*5.	1.2 D + 1.0 (1.4) E + 0.5 L
*7.	0.9 D + 1.0 (1.4) E

Tabla 3.12 Combinaciones de Cargas según ACI-318 y NEC-11 utilizadas

*Debido a que el espectro de aceleración del CEC-02 se basa en fuerzas sísmicas correspondientes a los niveles de servicio, el ACI 318-08 exige que el factor de carga por sismo sea 1.4, para el caso de la NEC-11 se puede utilizar 1, ya que se basa en fuerzas sísmicas correspondientes a los niveles de resistencia. Esto se lo puede revisar en el artículo 9.2.1 c) del ACI 318-08.

NOTA: Para la combinación que involucra sismo se debe hacer la consideración de 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.

*5.a	$1.2 D + 1.0 (1.4) E_x + 0.3 (1.4) E_y + L$
*5.b	$1.2 D + 1.0 (1.4) E_y + 0.3 (1.4) E_x + L$

Tabla 3.13 Efectos Ortogonales

3.2.3. *Diseño Estructural*

Diseño de losa

El diseño de la losa nervada se basó en el método de losa equivalente y se rigió bajo las disposiciones que se encuentran en el ACI 318-08. Se seleccionó el espesor de losa sugerido por el ACI 318-08 para evitar calcular deflexiones.

Predimensionamiento de vigas

El predimensionamiento de las vigas toma en cuenta el ancho de influencia y un aumento del momento gravitacional utilizando un coeficiente para considerar los efectos sísmicos, el cual es asumido empíricamente. Se adopta un peralte de tal forma que satisfaga el momento de diseño con una cuantía predefinida. La base se mantiene a lo alto del edificio mientras que el peralte baja.

En el método empírico empleado para predimensionar las vigas, un coeficiente sísmico de 0,5 utilizado en las vigas del primer piso, se traduce en que el 50% del momento es ocasionado por las cargas gravitacionales, mientras que un coeficiente sísmico de 0,9 utilizado en las vigas del último piso, indica que las cargas gravitacionales producen un 90% del momento. Esto guarda una relación lógica, ya que el cortante sísmico o mejor llamado cortante basal es máximo en la base mientras que el cortante sísmico del último piso será el de menor magnitud.

Las vigas secundarias tienen un coeficiente sísmico de 0,9, esto es porque estas vigas secundarias no conforman parte del sistema de pórtico espacial sismo – resistente pero para ser conservador se ha usado 0,9 en vez de 1.

Predimensionamiento de columnas

El predimensionamiento de columnas para las dos normas es el mismo debido a que se basa únicamente en la carga axial que desciende por la columna y de si se trata de una columna de esquina, de borde o central.

Las dimensiones de las columnas, en el modelo estructural en SAP2000, se irán reduciendo 5cm cada 2 pisos tanto para el edificio de 6 pisos y como para el edificio 2 pisos de tal forma que el cambio de rigidez de la columna esté dentro de las normas y así también por facilidad constructiva.

Aplicación de cargas

Una forma de aplicación de carga es el método de ancho de influida, en el cual se calcula la carga distribuida uniforme. A las vigas principales paralelas al eje x no se les calcula la carga distribuida debido a que esta es generada por la descarga de las vigas secundarias. Se ha escogido este método debido a que otros métodos como la modelación de los nervios o la modelación de la losa significan análisis más demorados.

La carga de cubierta se transmite a la estructura mediante cerchas metálicas, las cuales descargan directamente a las columnas, por lo que la aplicación de estas cargas se la hace mediante fuerzas puntuales en las columnas. Las cerchas han sido analizadas en un modelo aparte.

Diseño de vigas revisadas

Se redimensionaron las secciones de forma que cumplieran con todas las combinaciones de carga y de obtener un periodo de vibración adecuado para un edificio de 6 pisos y 4 pisos, también se tomó en cuenta el criterio de derivas.

Diseño de armado

El CEC-02 carece de capítulo de Hormigón Armado que ayude al diseñador con criterios de diseño en el detallamiento del armado de vigas y columnas por lo que el ACI 318-08 en su capítulo 21 “ *Estructuras Sismo Resistentes*” y tomando en consideración los literales concernientes a la categoría de diseño sísmico D es la referencia mientras que la NEC-11 adopta también las especificaciones del ACI-318, excepto en lo referente a su capítulo “*Estructuras Sismo Resistentes*”, en las partes que es sustituido por el Capítulo 4 “*Estructuras de Hormigón Armado.*”

El Capítulo 4 – *Estructuras de Hormigón Armado* se pudiera decir que es un condensado de disposiciones fundamentales del ACI-318 que el diseñador debe tener muy en cuenta y además hace ligeros cambios a ciertos artículos que el ACI-318 expone.

Debido a que este trabajo no es una presentación del NEC-11 sólo se continuará con las disposiciones que han sido alteradas, las cuales se comparan en el orden de aparición en el NEC-11.

Confinamiento

La NEC-11 expone en el 4.2.7 las zonas de confinamiento crítico, de menor importancia y de traslape las cuales son las mismas que en el ACI-318 Cap.21. Los espaciamientos límite son iguales en todas las zonas excepto en las zonas de confinamiento crítico, los cuales son más estrictos para la NEC-11 que para el ACI-318. El NEC-11 en el 4.2.7.3 “En las regiones de confinamiento definidas en el inciso 4.2.7.2 el espaciamiento máximo de los estribos no debe ser mayor que el menor de: $d/4$, 6 veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal, o 200mm.” Mientras que el ACI-318-08 en 21.5.3.2 expone “El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de $d/4$, 8 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento, y 300mm.

El siguiente esquema ilustra las diferentes zonas de confinamiento y los límites de espaciamientos máximos permitidos por cada norma

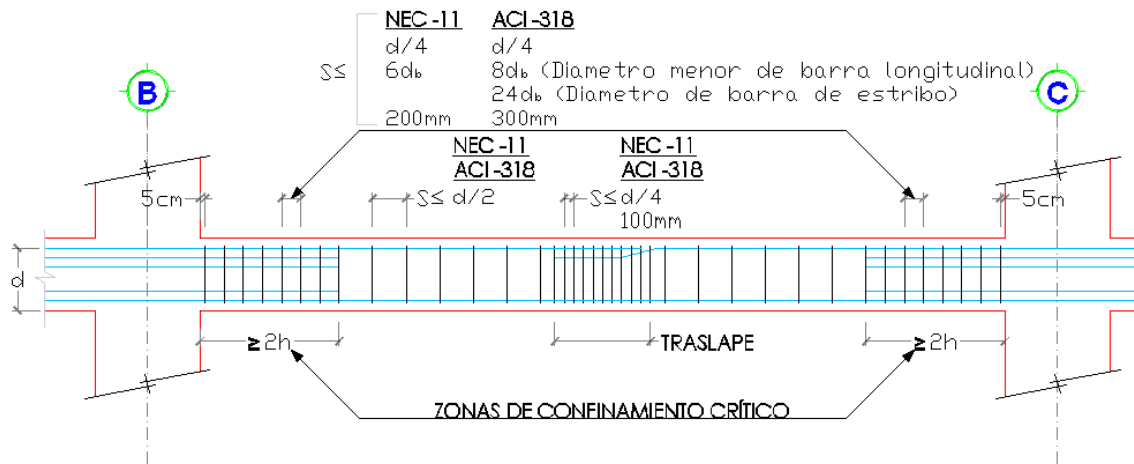


Grafico 3.6 Detalle esquemático de separación de estribos de elementos sometidos a flexión de un PERM según NEC-11 y CEC-02

Para el caso de confinamiento de columnas la NEC-11 en el 4.3.4 expone las zonas de confinamiento crítico, de menor importancia y de traslape las cuales son las mismas que en el ACI-318 Cap.21. Los espaciamientos límite son diferentes en las zonas de confinamiento crítico, los cuales son más estrictos para la NEC-11 que para el ACI-318. La NEC-11 en el 4.3.4.3 “La separación máxima del refuerzo en espiral o entre estribos, no debe exceder de 6 veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal, ni tampoco 100mm.” Mientras que el ACI-318 en 21.6.4.3 expone “La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder la menor de:

- (a) La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento.
- (b) Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor, y
- (c) s_o , según lo definido en la ecuación. $s_o = 100 + \left(\frac{350-h_x}{3}\right)$. El valor de s_o no debe ser mayor a 150mm y no es necesario tomarlo menor a 100mm.

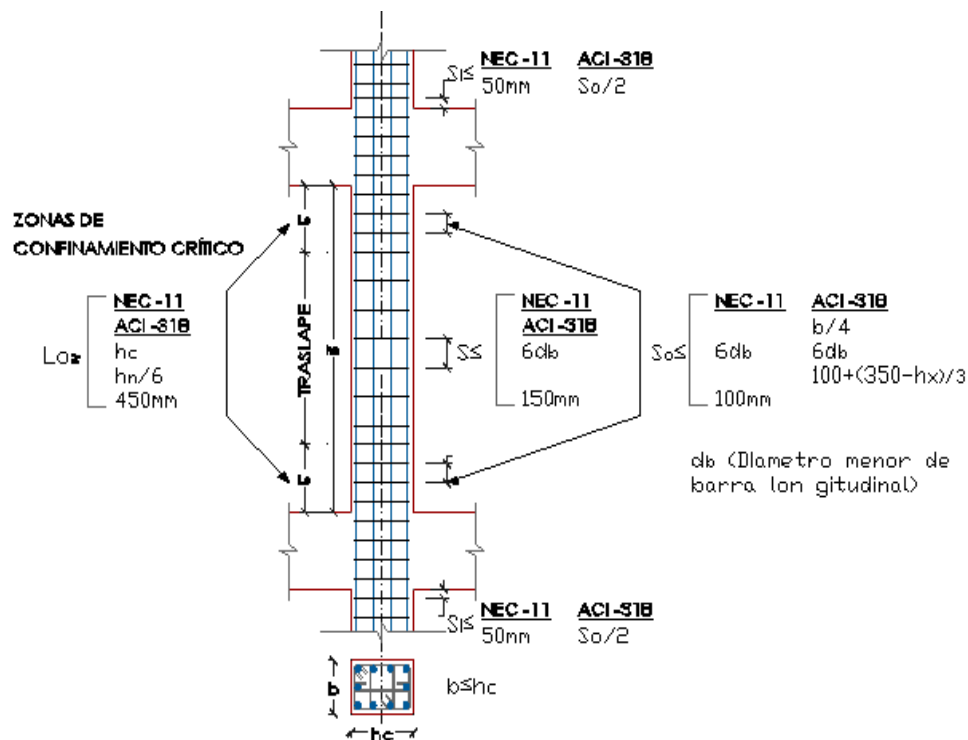


Grafico 3.7 Detalle esquemático de separación de estribos de elementos sometidos a flexo-compresión de un PERM según NEC-11 y CEC-02

3.2.3.1 Edificio 6 Pisos

Dimensionamiento de columnas

Col.	Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4	Piso 5	Piso 6
#	1	2	3	4	5	6
	H x B	H x B	H x B	H x B	H x B	H x B
1	60 x 60	60 x 60	55 x 55	55 x 55	50 x 50	50 x 50
2	70 x 70	70 x 70	65 x 65	65 x 65	60 x 60	60 x 60
3	70 x 70	70 x 70	65 x 65	65 x 65	60 x 60	60 x 60
4	60 x 60	60 x 60	55 x 55	55 x 55	50 x 50	50 x 50
5	70 x 70	70 x 70	65 x 65	65 x 65	60 x 60	60 x 60
6	80 x 80	80 x 80	75 x 75	75 x 75	70 x 70	70 x 70
7	80 x 80	80 x 80	75 x 75	75 x 75	70 x 70	70 x 70
8	70 x 70	70 x 70	65 x 65	65 x 65	60 x 60	60 x 60
9	70 x 70	70 x 70	65 x 65	65 x 65	60 x 60	60 x 60
10	80 x 80	80 x 80	75 x 75	75 x 75	70 x 70	70 x 70
11	80 x 80	80 x 80	75 x 75	75 x 75	70 x 70	70 x 70
12	70 x 70	70 x 70	65 x 65	65 x 65	60 x 60	60 x 60
13	70 x 70	70 x 70	75 x 75	65 x 65	70 x 70	70 x 70
14	80 x 80	80 x 80	75 x 75	75 x 75	70 x 70	70 x 70
15	80 x 80	80 x 80	75 x 75	75 x 75	70 x 70	70 x 70
16	70 x 70	70 x 70	65 x 65	65 x 65	60 x 60	60 x 60
17	60 x 60	60 x 60	55 x 55	55 x 55	50 x 50	50 x 50
18	70 x 70	70 x 70	65 x 65	65 x 65	60 x 60	60 x 60
19	70 x 70	70 x 70	65 x 65	65 x 65	60 x 60	60 x 60
20	60 x 60	60 x 60	55 x 55	55 x 55	50 x 50	50 x 50

Tabla 3.14 Secciones de columnas edificio 6 pisos

NOTA: Se limitó a que la dimensión mayor de la sección transversal de la columna sea máximo 80cm. de forma que esté dentro del alcance de elementos en flexo-compresión. La restricción es que la altura libre no sea menor que cuatro veces la dimensión mayor de la sección transversal del elemento. Esta restricción se encuentra tanto en el ACI 318-08 como en la NEC-11.

Dimensionamiento de vigas

EJES	PISO	PISO 2	PISO 3	PISO 4	PISO 5	PISO 6
	B x H	B x H	B x H	B x H	B x H	B x H
	cm	cm	Cm	cm	cm	cm
A - D	40 x 80	40 x 80	40 x 75	40 x 75	40 x 70	40 x 70
A' - C'	30 x 60	30 x 60	30 x 60	30 x 60	30 x 60	30 x 60
B - C	40 x 80	40 x 80	40 x 75	40 x 75	40 x 70	40 x 70
1 - 5	50 x 80	50 x 80	50 x 75	50 x 75	50 x 70	50 x 70
2 - 3 - 4	40 x 80	40 x 80	40 x 80	40 x 75	40 x 70	40 x 70

Tabla 3.15 Secciones de vigas edificio 6 pisos

Aplicación de cargas

Carga Muerta	550 Kg/m ²
Carga Viva	240 Kg/m ²
Carga Viva de Cubierta	100 Kg/m ²

Ejes	Ancho	Muerta	Viva L
	m	Kg-m	Kg-m
A - D	2,25	1237,5	540
A' - C'	4,5	2475,0	1080
B - C	5	2750,0	1200
Columnas	Área	VIVA Lr	
#	m ²	Kg	
1, 4, 17, 20	20,3	2030	
5, 8, 9, 12, 13, 16	32,6	3260	
2, 3, 18, 19	40,5	4050	
6, 7, 10, 11, 14, 15	65,3	6530	

Tabla 3.16 Aplicación de cargas muerta, viva y viva de cubierta

3.2.3.2 Edificio 4 Pisos

Dimensionamiento de columnas

Col.	Piso	Piso2	Piso3	Piso4
#	1	2	3	4
	H x B	H x B	H x B	H x B
1	50 x 50	50 x 50	45 x 45	45 x 45
2	60 x 60	60 x 60	55 x 55	55 x 55
3	60 x 60	60 x 60	55 x 55	55 x 55
4	50 x 50	50 x 50	45 x 45	45 x 45
5	60 x 60	60 x 60	55 x 55	55 x 55
6	70 x 70	70 x 70	65 x 65	65 x 65
7	70 x 70	70 x 70	65 x 65	65 x 65
8	60 x 60	60 x 60	55 x 55	55 x 55
9	60 x 60	60 x 60	55 x 55	55 x 55
10	70 x 70	70 x 70	65 x 65	65 x 65
11	70 x 70	70 x 70	65 x 65	65 x 65
12	60 x 60	60 x 60	55 x 55	55 x 55
13	60 x 60	60 x 60	55 x 55	55 x 55
14	70 x 70	70 x 70	65 x 65	65 x 65
15	70 x 70	70 x 70	65 x 65	65 x 65
16	60 x 60	60 x 60	55 x 55	55 x 55
17	50 x 50	50 x 50	45 x 45	45 x 45
18	60 x 60	60 x 60	55 x 55	55 x 55
19	60 x 60	60 x 60	55 x 55	55 x 55
20	50 x 50	50 x 50	45 x 45	45 x 45

Tabla 3.17 Secciones de columnas edificio 4 pisos

Dimensionamiento de vigas

<i>EJES</i>	<i>PISO</i>	<i>PISO 2</i>	<i>PISO 3</i>	<i>PISO 4</i>
	B x H	B x H	B x H	B x H
	cm	Cm	cm	cm
A - D	40 x 70	40 x 70	40 x 65	40 x 65
A' - C'	30 x 60	30 x 60	30 x 60	30 x 60
B - C	40 x 70	40 x 70	40 x 65	40 x 65
1 - 5	40 x 70	40 x 70	40 x 65	40 x 65
2 - 3 - 4	40 x 70	40 x 70	40 x 65	40 x 65

Tabla 3.18 Secciones de vigas edificio 4 pisos

Aplicación de cargas

La aplicación de cargas es tal cual como se mostró en la *Tabla 3.17 Aplicación de cargas muerta, viva y viva de cubierta*

CAPÍTULO IV

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Resultados Obtenidos

A continuación se muestran los resultados obtenidos de los diseños con las dos normas expuestas CEC-02 y NEC-11. Los resultados se los ha dividido en puntos clave que el diseñador debe tener en cuenta al trabajar con cualquiera que sea la norma de diseño.

4.1.1. Criterio de Derivas

Como ya se expuso en los capítulos anteriores, el criterio de derivas es un parámetro fundamental de diseño y está íntimamente ligado con la fuerza sísmica aplicada y la rigidez de la estructura. Con diferentes espectros de aceleración de respuesta se obtienen diferentes fuerzas laterales. La fuerza ejercida por el sismo a su vez está ligada con la aceleración pero la relación de aceleración entre espectros no es lineal es decir, no podemos afirmar que con un espectro con un x% de mayor magnitud se va a obtener deformación x% mayores, es por esto que se realizaron los modelos y se los analizó.

Como se podrá observar, en los siguientes gráficos se nota claramente que se obtienen mayores deformaciones en los dos perfiles X y Y con la NEC-11 que con el CEC-02. Para los dos edificios modelados el CEC-02 muestra deformaciones muy por debajo de las del NEC-11, pero no es el mismo caso para las derivas donde la brecha se corta.

Como se expuso en el capítulo II en el criterio de derivas, el CEC-02 proporciona una ecuación para calcular derivas máximas inelásticas, la cual se basa en la respuesta a un sismo de servicio. Como se deseó utilizar las mismas combinaciones de carga para los diseños con ambas normas, se factoró la carga sísmica por 1,4. Ahora se obtuvieron deflexiones con un sismo de resistencia, éstas son mayores que las que se obtuvieran con un sismo de servicio, por lo que se las multiplicó por 0,71429, que resulta de dividir 1 para 1,4. La NEC-11 provee un sismo de resistencia por lo que en su fórmula de cálculo de derivas usa 0,75 en vez de 0,71429, ya que es un valor más sencillo de usar y se está siendo más conservador al esperar derivas mayores.

\emptyset	0,75	Factor de transformación de sismo de resistencia a servicio NEC-11
\emptyset	0,71	Factor de transformación de sismo de resistencia a servicio CEC-02
R	6	Coeficiente de reducción de respuesta estructural R NEC-11
R	10	Coeficiente de reducción de respuesta estructural R CEC-02
Δa	0,02	Deriva máxima admisible NEC-11 y CEC-02
hx		Altura de entrepiso x
Δ_E		Deriva obtenida de análisis
Δ_M		Deriva máxima inelástica

4.1.1.1. Edificio de 6 pisos

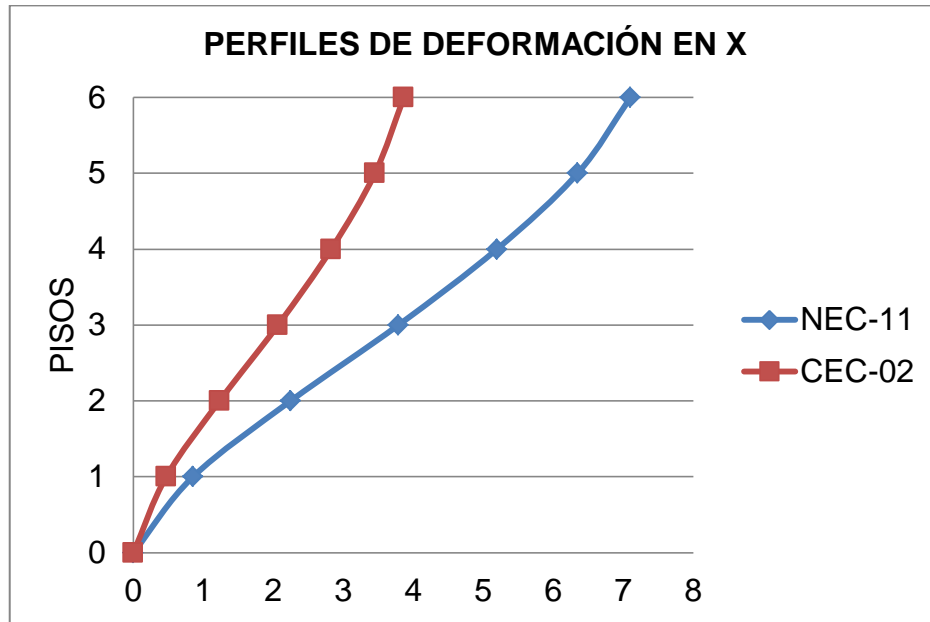
Piso	hx	δ NEC	δ CEC	Δ_E NEC	Δ_E CEC	Δ_M NEC	Δ_M CEC	Δ_a	NEC-11	CEC-02
#	mts	cm							Estado	
0		0,00	0,00							
1	4,00	0,85	0,47	0,002	0,001	0,010	0,008	0,02	OK	OK
2	4,00	2,24	1,23	0,003	0,002	0,016	0,014	0,02	OK	OK
3	4,00	3,78	2,06	0,004	0,002	0,017	0,015	0,02	OK	OK
4	4,00	5,19	2,83	0,004	0,002	0,016	0,014	0,02	OK	OK
5	4,00	6,35	3,46	0,003	0,002	0,013	0,011	0,02	OK	OK
6	4,00	7,11	3,87	0,002	0,001	0,008	0,007	0,02	OK	OK

Tabla 4.1 Deformaciones y derivas en X de edificio de 6 pisos NEC-11 y CEC-02

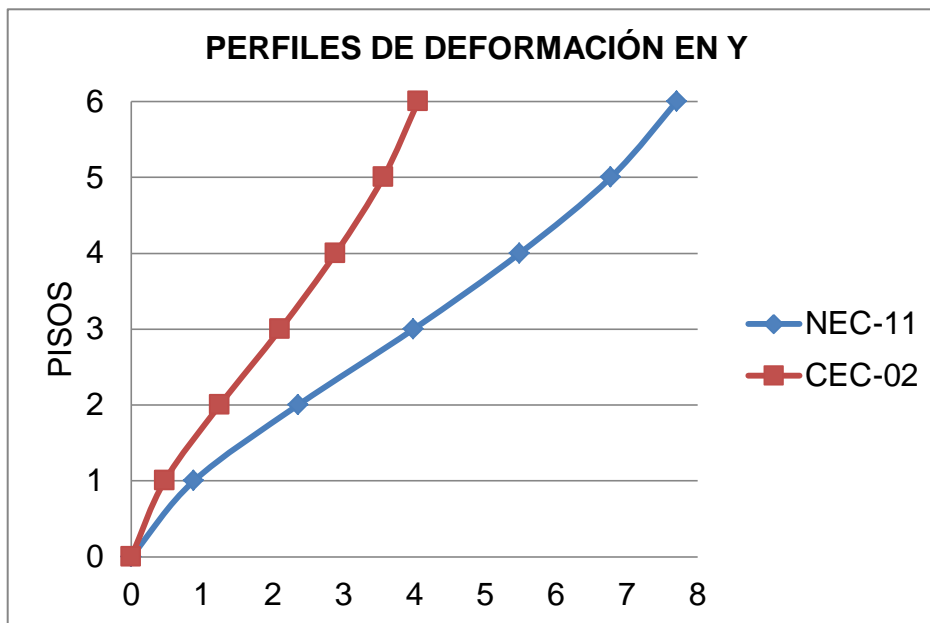
Piso	hx	δ NEC	δ CEC	Δ_E NEC	Δ_E CEC	Δ_M NEC	Δ_M CEC	Δ_a	NEC-11	CEC-02
#	mts	cm							Estado	
0		0,00	0,00							
1	4,00	0,88	0,47	0,002	0,001	0,010	0,008	0,02	OK	OK
2	4,00	2,35	1,24	0,004	0,002	0,016	0,014	0,02	OK	OK
3	4,00	3,97	2,10	0,004	0,002	0,018	0,015	0,02	OK	OK
4	4,00	5,47	2,88	0,004	0,002	0,017	0,014	0,02	OK	OK
5	4,00	6,80	3,57	0,003	0,002	0,015	0,012	0,02	OK	OK
6	4,00	7,74	4,07	0,002	0,001	0,011	0,009	0,02	OK	OK

Tabla 4.2 Deformaciones y derivas en Y de edificio de 6 pisos NEC-11 y CEC-02

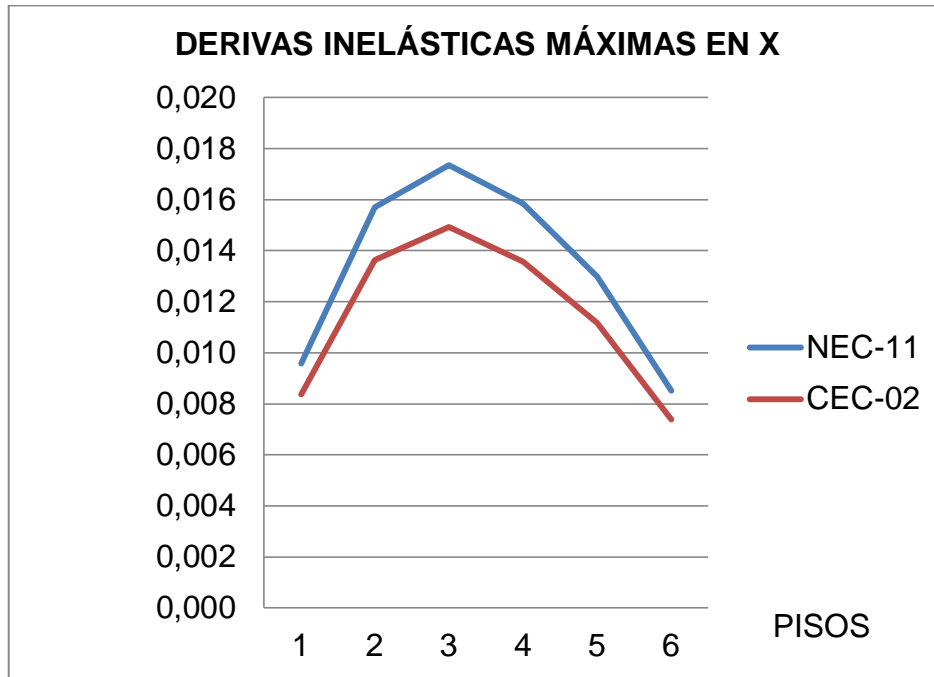
La diferencia de las derivas máximas obtenidas con una norma y con la otra se puede apreciar mejor en los siguientes gráfico, donde se ve claramente que la curva de deriva obtenida con la NEC-11 está por encima de la curva de derivas obtenidas con la CEC-02 en toda su abscisa, lo que demuestra que con mismas secciones de columnas y vigas se obtienen mayores derivas con la NEC-11 que con el CEC-02.



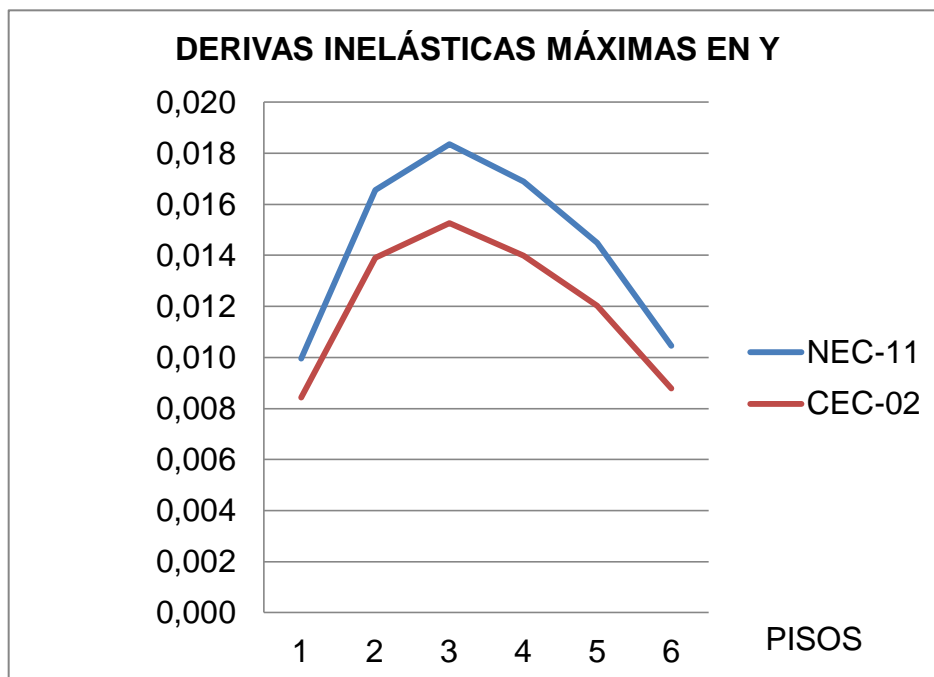
Gráfica 4.1 Perfiles de deformación en X de edificio de 6 pisos



Gráfica 4.2 Perfiles de deformación en Y de edificio de 6 pisos



Gráfica 4.3 Curvas de derivas inelásticas máximas en X de edificio de 6 pisos



Gráfica 4.4 Curvas de derivas inelásticas máximas en Y de edificio de 6 pisos

A pesar de que las mayores derivas se encontraron en el tercer piso, no es en este piso donde se encontró la mayor variación. Las variaciones de derivas inelásticas máximas entre una norma y la otra se resumen en la siguiente tabla, donde podemos observar que la mayor variación se dio en el cuarto piso para el caso de derivas en X con un valor de 16,7% así mismo la mayor variación en el sentido Y se la encontró en el cuarto piso con un valor de 20,8%.

PISO	VARIACIÓN	VARIACIÓN
#	X	Y
1	14,4%	18,1%
2	15,2%	19,0%
3	16,2%	20,2%
4	16,7%	20,8%
5	16,3%	20,5%
6	15,2%	19,1%

Tabla 4.3 Variación de derivas inelásticas máximas de edificio de 6 pisos

4.1.1.2. Edificio de 4 pisos

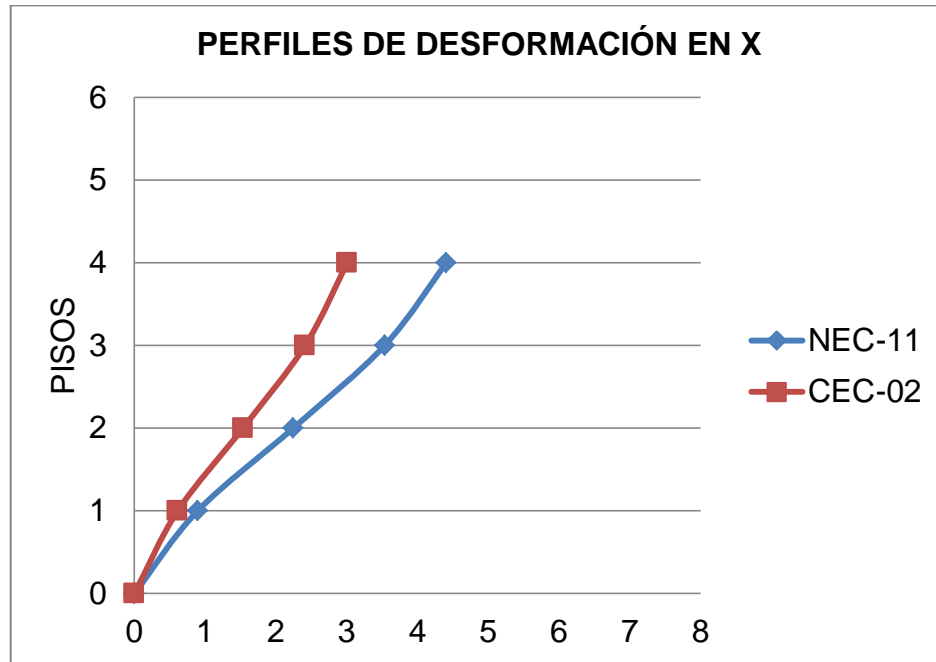
Piso	hx	δ NEC	δ CEC	Δ_E NEC	Δ_E CEC	Δ_M NEC	Δ_M CEC	Δa	NEC-11	CEC-02
#	mts	cm						□	Estado	
0		0,00	0,00							
1	4,00	0,90	0,61	0,002	0,002	0,010	0,011	0,02	OK	OK
2	4,00	2,24	1,53	0,003	0,002	0,015	0,016	0,02	OK	OK
3	4,00	3,54	2,41	0,003	0,002	0,015	0,016	0,02	OK	OK
4	4,00	4,41	3,01	0,002	0,001	0,010	0,011	0,02	OK	OK

Tabla 4.4 Deformaciones y derivas en X de edificio de 4 pisos NEC-11 y CEC-02

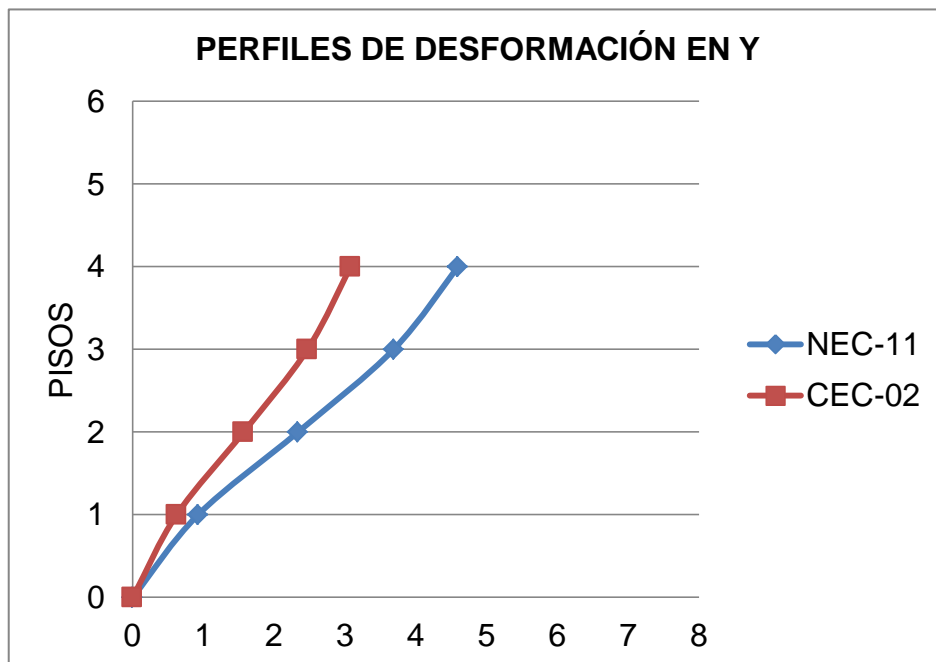
Piso	hx	δ NEC	δ CEC	Δ_E NEC	Δ_E CEC	Δ_M NEC	Δ_M CEC	Δa	NEC-11	CEC-02
#	mts	cm						□	Estado	
0		0,00	0,00							
1	4,00	0,92	0,62	0,002	0,002	0,010	0,011	0,02	OK	OK
2	4,00	2,33	1,57	0,004	0,002	0,016	0,017	0,02	OK	OK
3	4,00	3,69	2,47	0,003	0,002	0,015	0,016	0,02	OK	OK
4	4,00	4,59	3,08	0,002	0,002	0,010	0,011	0,02	OK	OK

Tabla 4.5 Deformaciones y derivas en Y de edificio de 4 pisos NEC-11 y CEC-02

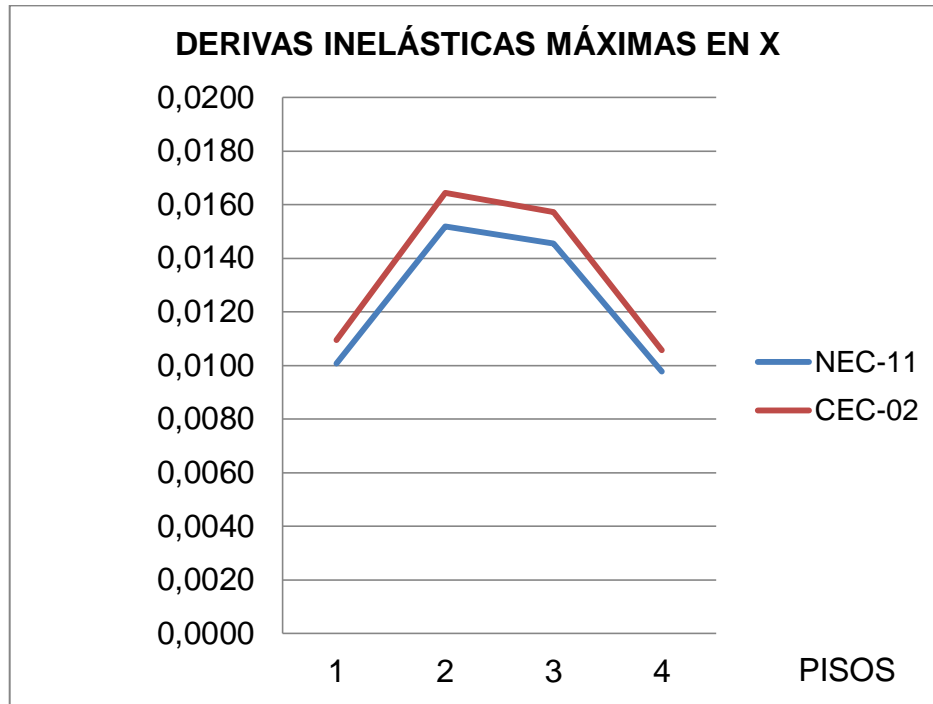
Se presentan de igual formas las gráficas de perfiles de deformación y las curvas de derivas obtenidas del análisis con las dos normas.



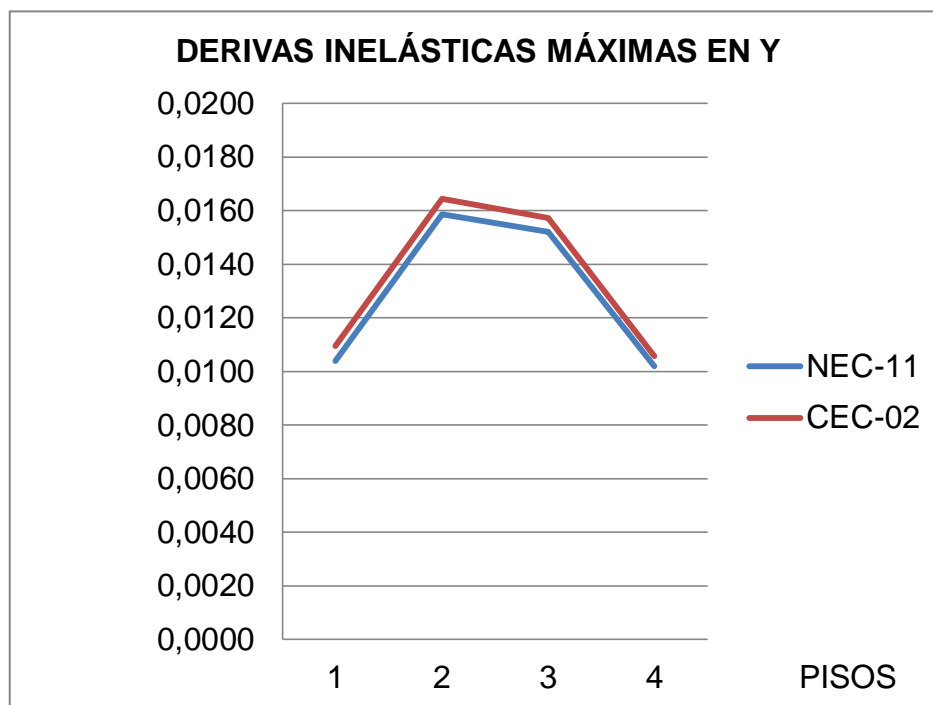
Gráfica 4.5 Perfiles de deformación en X de edificio de 4 pisos



Gráfica 4.6 Perfiles de deformación en Y de edificio de 4 pisos



Gráfica 4.7 Curvas de derivas inelásticas máximas en X de edificio de 4 pisos



Gráfica 4.8 Curvas de derivas inelásticas máximas en Y de edificio de 4 pisos

Nuevamente a pesar de que la mayor deriva resultó en el 2do piso, la mayor variación de las derivas con respecto a las derivas obtenidas por el NEC-11 se encontró ahora en el primer piso. La variación se muestra con signo negativo por lo las derivas obtenidas con el CEC-02 fueron mayores que con la NEC-11.

PISO	VARIACIÓN	VARIACION
#	X	Y
1	-8,0%	-6,3%
2	-7,7%	-6,0%
3	-7,5%	-5,7%
4	-7,7%	-5,9%

Tabla 4.6 Variación de derivas inelásticas máximas de edificio de 4 pisos

4.1.2. Rigidez Estructural

Una primera observación en el estudio del comportamiento de la estructura se la puede realizar mediante su periodo de vibración. Como se mencionó en capítulos anteriores, las normas difieren en la participación de las cargas en la masa, por lo tanto difieren también en los periodos de vibración. Asimismo ambas normas contienen diferentes ecuaciones empíricas para el cálculo. A continuación se muestra una tabla de los periodos obtenidos con ambas normas así como los obtenidos por sus ecuaciones para su comparación.

EDIFICIO	CEC-02			NEC-11		
	$T = C_t (h_n)^{3/4}$	SAP Ig	SAP Ie	$T = C_t (h_n)^\alpha$	SAP Ig	SAP Ie
6 PISOS	0,8675	0,9651	1,2541	0,8209	0,9984	1,2975
4 PISOS	0,6400	0,7703	0,9833	0,5699	0,7974	1,0180

Tabla 4.7 Periodos de vibración de edificios de 6 y 4 pisos.

La tabla además muestra los valores obtenidos con el programa SAP2000. La columna SAP Ie es el periodo obtenido con las inercias efectivas es decir con las inercias agrietadas, mientras que la columna SAP Ig es el periodo obtenido con las inercias gruesas es decir con las inercias sin agrietamiento.

4.1.3. Presupuesto

4.1.3.1. Edificio 6 pisos

TABLA DE CANTIDADES Y PRECIOS							
No	Concepto	Unid.	Precio Unit. USD	Cantidad		Precio Total USD	
				CEC-02	NEC-11	CEC-02	NEC-11
2.0	<u>ESTRUCTURAS</u>						
2.1	Acero de refuerzo $f_y=4200\text{Kg/cm}^2$	Kg	1,80	110565,0	129363,0	199.017,00	232.853,40
2.2	Columnas de Hormigón	m ³	241,98	212,24	212,24	51.357,84	51.357,84
2.3	Losa nervada,	m ³	222,63	502,29	502,29	111.825,71	111.825,71
2.4	Vigas de Hormigón	m ³	241,98	488,40	488,40	118.183,03	118.183,03
2.5	Escalera de Hormigón	m ³	223,76	19,97	19,97	4.468,49	4.468,49
TOTAL						484.852,07	518.688,47

Tabla 4.8 Presupuesto de edificio de 6 pisos

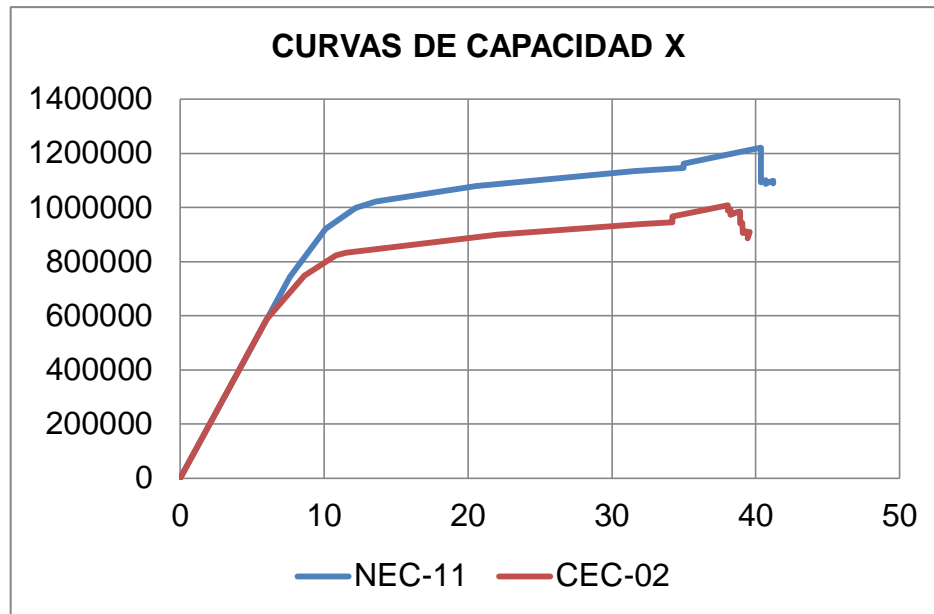
4.1.3.2. Edificio 4 pisos

TABLA DE CANTIDADES Y PRECIOS							
No	Concepto	Unid.	Precio Unit. USD	Cantidad		Precio Total USD	
				CEC-02	NEC-11	CEC-02	NEC-11
2.0	<u>ESTRUCTURAS</u>						
2.1	Acero de refuerzo $f_y=4200\text{Kg/cm}^2$	Kg	1,80	67158,48	74516,39	120.885,26	134.129,50
2.2	Columnas de Hormigón	m ³	241,98	111,30	111,30	26.932,37	26.932,37
2.3	Losa nervada,	m ³	222,63	335,37	335,37	74.664,31	74.664,31
2.4	Vigas de Hormigón	m ³	241,98	311,70	311,70	75.425,17	75.425,17
2.5	Escalera de Hormigón	m ³	223,76	13,31	19,97	2.978,69	4.468,49
TOTAL						300.885,81	315.619,84

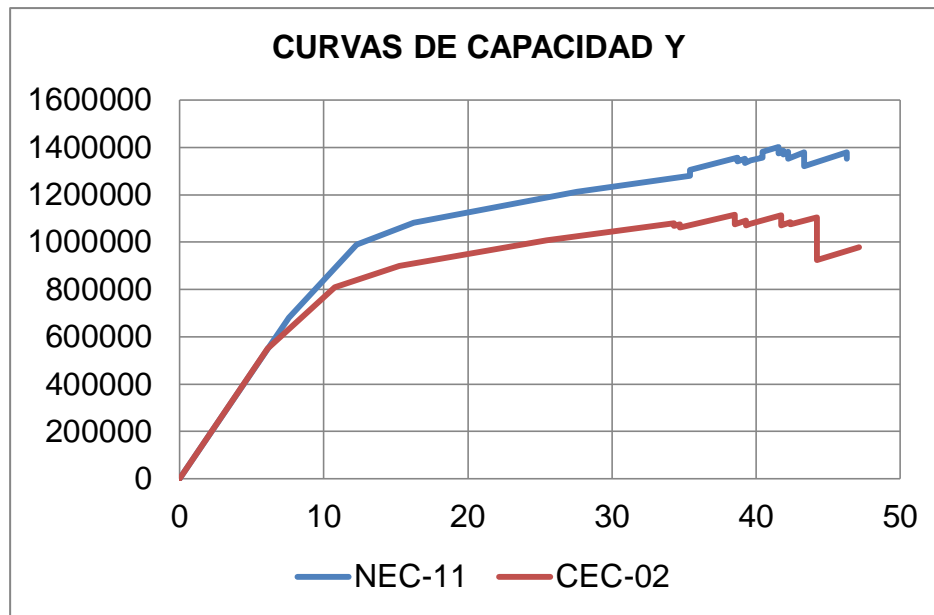
Tabla 4.9 Presupuesto de edificio de 4 pisos

4.1.4. Resultado del Análisis Estático No Lineal

4.1.4.1. Edificio 6 pisos

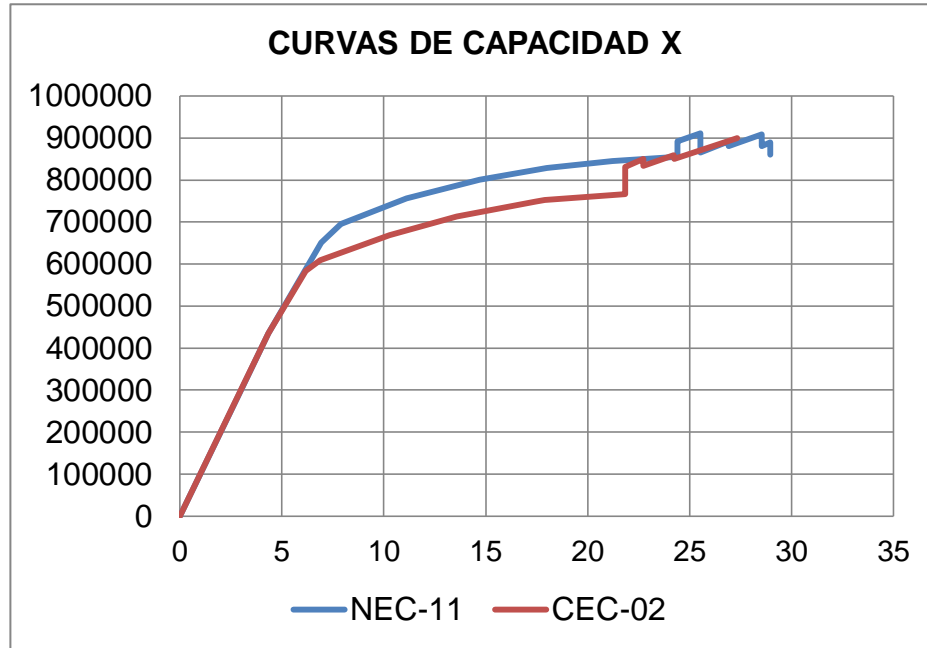


Gráfica 4.9 Curvas de capacidad en X de edificio de 6 pisos

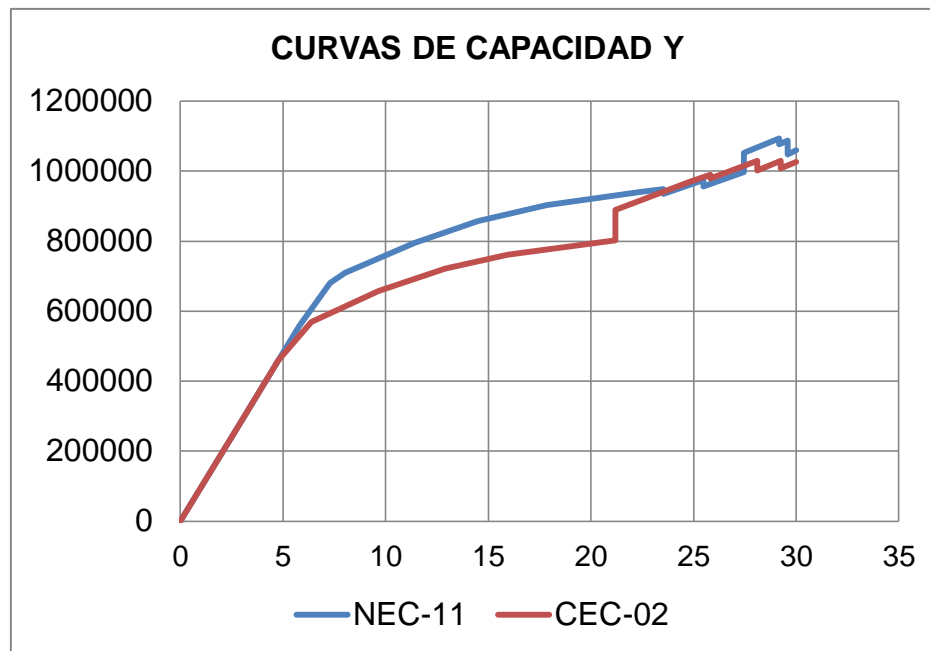


Gráfica 4.10 Curvas de capacidad en Y de edificio de 6 pisos

4.1.4.2. Edificio 4 pisos



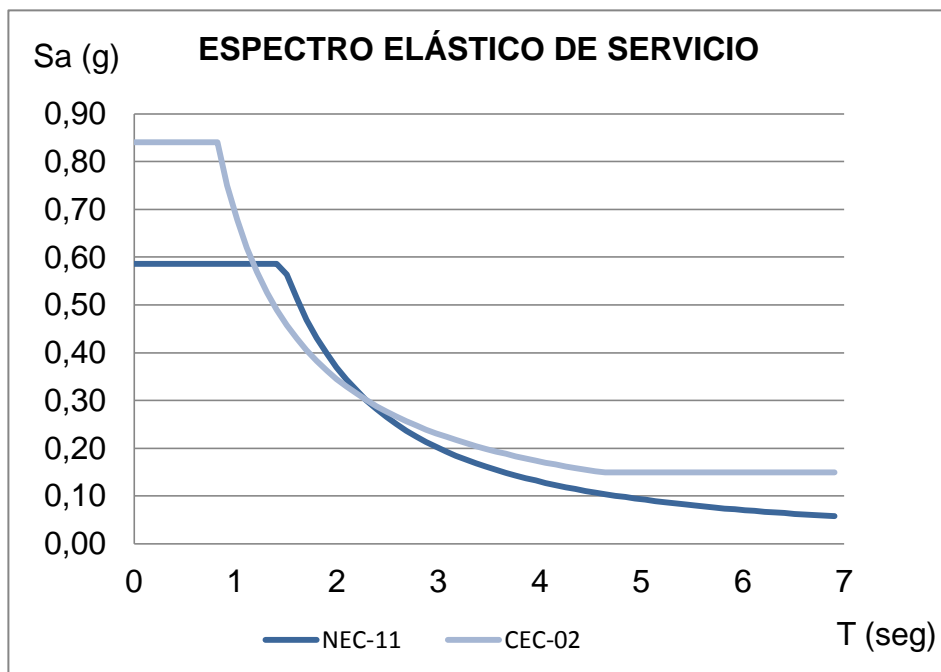
Gráfica 4.11 Curvas de capacidad en X de edificio de 4 pisos



Gráfica 4.12 Curvas de capacidad en Y de edificio de 4 pisos

4.2. Técnicas de Procesamiento, Análisis y Validación de los Resultados

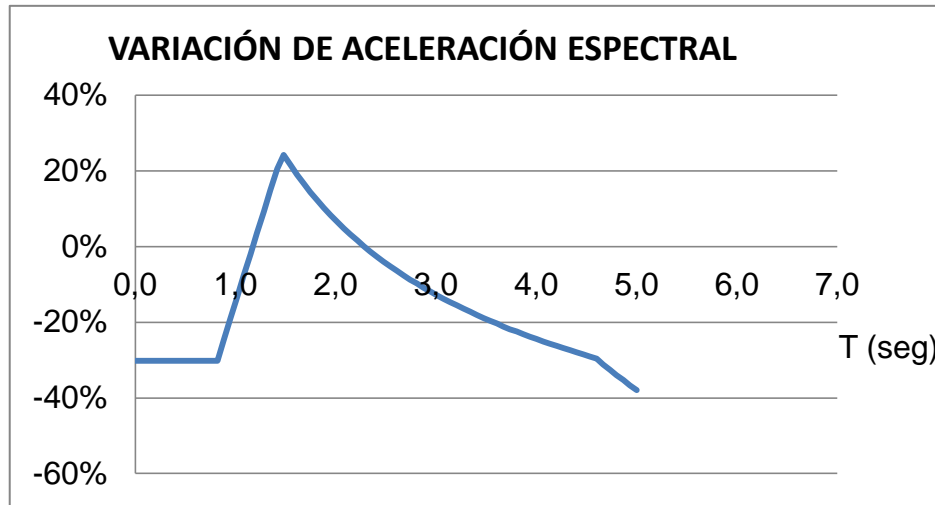
Las derivas obtenidas en un caso mayor y en el otro menor con respecto a una y a la otra norma se pueden explicar observando los espectros elásticos de servicio. Este gráfico resulta de los espectros elásticos propuestos por cada norma y multiplicado por el valor que aparece en la ecuación de cálculo de derivas máximas Δ_M . En el caso del CEC-02 es 1 y en el NEC-11 es 0,75.



Gráfica 4.13 Espectros elásticos de servicio CEC-02 y NEC-11

Las deformaciones se obtienen debido a fuerzas laterales que son de acuerdo a la aceleración del sismo, por lo que a mayor aceleración mayor deformación. En donde un espectro está por encima del otro es donde ese arrojará mayores deformaciones y por consiguiente mayores derivas sin importar el factor de reducción de respuesta que se utilice. Se ve que con el NEC-11 se obtendrá en un rango muy limitado derivas mayores a las del CEC-02

En la siguiente gráfica de variación de aceleración espectral de servicio según al NEC-11, el rango positivo para la NEC-11 se encuentra en periodos que van desde 1,2s hasta 2,3s. El del edificio de 6 pisos se encuentra dentro de este rango, mientras que el del edificio de 4 pisos se encuentra en el rango negativo.



Gráfica 4.14 Variación de aceleración espectral elástica de servicio

Conforme al diseño estructural del edificio, si se vuelve a observar el *Gráfico 3.4 Espectros Inelásticos CEC-02 y NEC-11*, ya se tenía previsto obtener mayores esfuerzos sin importar los periodos de vibración del edificio, dado que mayor aceleración mayor fuerza. Debido a que se obtienen mayores esfuerzos sísmicos las áreas requeridas de acero en todos los elementos estructurales; vigas y columnas; aumentan de forma que aumentan también el presupuesto.

Para ambos casos de edificio el aumento en la cuantía de acero de las columnas fue de 0,004. El impacto del aumento del acero en los elementos estructurales en el presupuesto estructural fue como se muestra en la tabla.

PRESUPUESTO ESTRUCTURAL			
EDIFICIO	CEC-02	NEC-11	VARIACIÓN
6 PISOS	484852,07	518688,47	7%
4 PISOS	300885,81	315619,84	5%

Tabla 4.10 Variación de presupuestos

De las curvas de capacidad se puede hacer las siguientes observaciones. La pendiente de la curva representa la rigidez del sistema estructural, las rectas se sobremontan por que la rigidez del sistema se debe principalmente del dimensionamiento de los elementos que la conforman y para ambos diseños se mantuvieron las secciones. La rama elástica del NEC-11 es más prolongada que la del CEC-11 ya que todos sus elementos contienen mayores áreas de acero y además están por debajo de los límites máximos.

Una vez que la estructura entra al rango plástico ambas estructuras experimentan una sobre resistencia pos-fluencia, la pendiente pos fluencia de los sistemas es igual porque las curvas son paralelas en este tramo.

Otra observación es que en un caso para ambos diseños normados, la capacidad última de la estructura se genera a la misma magnitud de desplazamiento, esto se debe a la excesiva degradación a la que el concreto está sometido a este punto. En el otro caso el CEC-02 mostró fallar antes y esto es porque al momento del diseño, el análisis mostró que las columnas cumplían con solo poner acero mínimo de refuerzo. Al poner acero mínimo en todas las columnas no se identificó que columnas son más susceptibles a fallar, por lo que al llevar la estructura al límite de su capacidad la rótula plástica en la columna se generó mucho antes afectando la ductilidad del sistema.

La ductilidad de los sistemas estructurales estudiados fue del orden de 4,9 a 5,6 con el CEC-02, mientras que para el NEC-11 la ductilidad del sistema fue entre 4,5 a 4,9. Tomando aproximadamente como factor de reducción por ductilidad $R_{\mu}=\mu$ según estudios por Aguiar, Romo y Aragón (2007), como factor de sobrerresistencia el encontrado por Aguiar (2007) para edificios de hormigón armado con derivas del 2% $R_{\Omega}=1,06$, se obtiene un factor de reducción que pudiese estar entre 5 y 5,6.

CAPÍTULO V

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

Se ha presentado de forma práctica las distintas diferencias así como similitudes de ambos códigos para diseño de edificios de hormigón armado para el caso de la ciudad de Guayaquil. Los resultados expuestos son de acuerdo a diseños llevados al límite de los códigos expuestos, esto debido a que se utilizaron valores mínimos o máximos expuestos en las normas. El espectro presentado por el NEC-11 es un 2% menor magnitud que el del CEC-02, pero el aumento de la meseta espectral hace que las aceleraciones lleguen a ser 75% mayores que las del CEC-02.

El factor R tiene una gran influencia en el momento de diseño. Las curvas de capacidad mostradas muestran que usar un valor de 10 es inimaginable y más bien un valor de 6 es más real, como se demostró con un cálculo sencillo que se hizo en base a estudios anteriores.

La NEC-11 pone limitaciones para que una estructura tenga buen desempeño frente a eventos sísmicos y pese a que son en algunos casos más estrictos que el ACI 318-08 se debe más que nada a la mano calificada existente en el país.

Una gran verdad es que esta norma va a encarecer sin duda las obras, pero los resultados de diseñar con el NEC-11 muestran que el aumento del presupuesto estructural es del 5 al 7%. Como dato adicional extraoficialmente se puede asumir que los rubros de estructura abarcan el 20% (Se excluye los rubros de cimentación) del presupuesto global y que el impacto a éste sería entonces del 1 al 1,5%.

5.2. Recomendaciones

Se recomienda el uso de la NEC-11 para diseños de edificios de hormigón armado en la ciudad de Guayaquil, ya que representa el estado del arte en ingeniería sísmica y no compromete la realización de proyectos de ingeniería civil como edificios, pese a que sí encarecer la obra, este aumento no es significativo a nivel del presupuesto global.

Se deben realizar las siguientes correcciones a la NEC-11 en el capítulo III “Estructuras de Hormigón Armado”

1. En el 4.2.6.1 debe decir “La longitud de anclaje se debe calcular conforme al artículo 4.4 [...]” y dice “La longitud de anclaje se debe calcular conforme al artículo 4.5 [...]”. El artículo 4.4 es el de Conexiones Viga-Columna y no el 4.5.
2. En el 4.1.2.4 la propiedad esperada del material en este caso el hierro no es $f_y=1,1f_y$, sino $f_y=1,25f_y$ como se encuentra en la fórmula 4.6.
3. En el 4.3.2.1 debe corregirse la sección a la que hace referencia. No es sec.4.1.2.6, sino sec.4.1.2.4. La sección 4.1.2.6 no existe.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Código Ecuatoriano de la Construcción, CEC-02
- Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-11
- Requisitos de Reglamento para Hormigón Estructural, ACI 318S-08
- Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, ASCE 41
- Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 356/2000
- Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1, ATC-40
- Structural Response Modification Factors, ATC-19
- Manual de Aplicación del Programa SAP2000 v14, CSI CARIBE
- Manual de Análisis No Lineal Estático "Pushover" usando SAP2000 v14, CSI CARIBE
- Nilson, A. (2001), *Diseño de Estructuras de Concreto*. 12ma. Edición. Colombia: McGraw-Hill.
- Nilson, A.; Winter, G. (2002), *Proyecto de Estructuras de Hormigón*
- Paulay, T.; Priestley, N. (1992), *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*.
- Aguiar, R. (2007), *Factor de Reducción de las Fuerzas Sísmicas en Edificios de Hormigón Armado*. 1ra Edición. Guayaquil
- Aguiar R.; Romo M.; Aragón E. (2007), *Estimación de demandas inelásticas de desplazamiento en osciladores bilineales sujetos a movimientos sísmicos en Ecuador*, IX Encuentro de Investigadores y Profesionales Argentinos de la Construcción, EIPAC, Salta, 2007.
- Bazán E.; Meli R. (1998), *Diseño Sísmico de Edificios*, Editorial LIMUSA, México.
- Negrin A. (2007), *Comportamiento de Estructuras de Concreto*, Monografía para curso de Diseño Estructural, UNITEC, Tegucigalpa, Honduras.
- Medina (2008), *Estudio del Pushover como herramienta para la determinación del Desempeño Sísmico de Pórticos Tridimensionales*, tesis de grado previo a la obtención del título de Magister en estructuras sismo-resistentes.
- Nakano Y. *Ductilidad y Diseño Estructural de los Edificios de Concreto Reforzado*.
- McCormac J. (2002), *Diseño de Concreto Reforzado*. 4ta Edición. Colombia: Alfaomega.
- Morales R. (2006), *Diseño en Concreto Armado*. 3ra Edición. Perú.

ANEXOS

	T	Sa NEC-11	Sa CEC-02
	0,00	0,8208	0,8400
Tc	0,82	0,8208	0,8400
	0,89	0,8208	0,7771
	0,95	0,8208	0,7238
	1,02	0,8208	0,6767
	1,08	0,8208	0,6353
	1,15	0,8208	0,5986
	1,22	0,8208	0,5660
	1,28	0,8208	0,5367
	1,35	0,8208	0,5104
	1,42	0,8208	0,4865
	1,48	0,8076	0,4647
	1,55	0,7563	0,4448
	1,62	0,7102	0,4265
	1,68	0,6686	0,4097
	1,75	0,6309	0,3941
	1,81	0,5966	0,3797
	1,88	0,5653	0,3663
	1,95	0,5366	0,3538
	2,01	0,5103	0,3422
	2,08	0,4861	0,3313
	2,15	0,4637	0,3210
	2,21	0,4430	0,3114
	2,28	0,4238	0,3023
	2,35	0,4060	0,2938
	2,41	0,3893	0,2857
	2,48	0,3738	0,2780
	2,54	0,3593	0,2708
	2,61	0,3457	0,2639
	2,68	0,3329	0,2574
	2,74	0,3209	0,2511
	2,81	0,3096	0,2452
	2,88	0,2989	0,2396
	2,94	0,2889	0,2342
	3,01	0,2794	0,2290

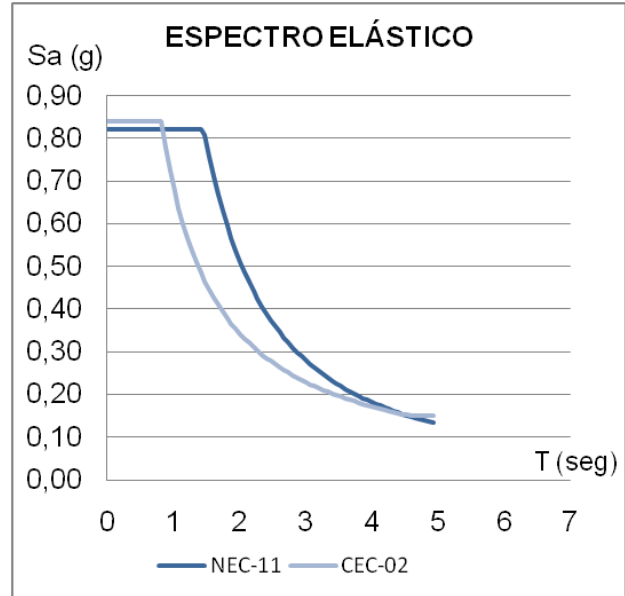


Tabla 6.1 Coordenadas de espectros elásticos CEC-02 y NEC-11

	T	Sa NEC-11	Sa CEC-02
	0,00	0,1368	0,1176
Tc	0,82	0,1368	0,1176
	0,89	0,1368	0,1088
	0,95	0,1368	0,1013
	1,02	0,1368	0,0947
	1,08	0,1368	0,0889
	1,15	0,1368	0,0838
	1,22	0,1368	0,0792
	1,28	0,1368	0,0751
	1,35	0,1368	0,0715
Tc	1,42	0,1368	0,0681
	1,48	0,1346	0,0651
	1,55	0,1261	0,0623
	1,62	0,1184	0,0597
	1,68	0,1114	0,0574
	1,75	0,1051	0,0552
	1,81	0,0994	0,0532
	1,88	0,0942	0,0513
	1,95	0,0894	0,0495
	2,01	0,0851	0,0479
	2,08	0,0810	0,0464
	2,15	0,0773	0,0449
	2,21	0,0738	0,0436
	2,28	0,0706	0,0423
	2,35	0,0677	0,0411
	2,41	0,0649	0,0400
	2,48	0,0623	0,0389
	2,54	0,0599	0,0379
	2,61	0,0576	0,0369
	2,68	0,0555	0,0360
	2,74	0,0535	0,0352
	2,81	0,0516	0,0343
	2,88	0,0498	0,0335
	2,94	0,0481	0,0328
	3,01	0,0466	0,0321

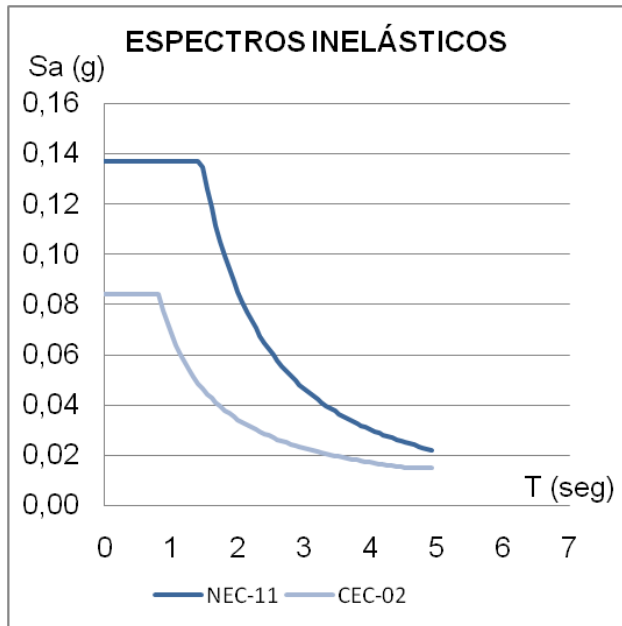


Tabla 6.2 Coordenadas de espectros inelásticos CEC-02 y NEC-11

Chapter 6: Concrete

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ³						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a	b	c	IO	Component Type					
					Primary		Secondary			
LS					CP	LS	CP			
I. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{F'}{b_w d_w f'_c}$								
> 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
II. Beams controlled by shear¹										
Stimup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stimup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
III. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹										
Stimup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stimup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
IV. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

- When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
- "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (F'_t) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
- Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

Tabla 6.3 Parámetros del FEMA 356 para vigas

Chapter 6: Concrete

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴						
	Plastic Rotation Angle, radlans		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a	b	o	IO	Component Type					
					Primary		Secondary			
LS					CP	LS	CP			
I. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reint. ²	$\frac{V}{b_w d_v f'_c}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
II. Columns controlled by shear^{1,3}										
All cases ⁵			—	—	—	—	—	—	0.030	0.040
III. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
IV. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1,3}										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

- When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
- "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/2, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
- To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.
- Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
- For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria.

Tabla 6.4 Parámetros del FEMA 356 para columnas

PRECIOS UNITARIOS PROMEDIO REFERENCIALES								
No	Concepto	Unid.	Equipo	Mano de Obra	Materiales	Costo directo	Indirecto 22%	Precio Unit. Total
2.0	<u>ESTRUCTURAS</u>							
2.1	Acero de refuerzo $f_y=4200\text{Kg/cm}^2$	Kg	0,05	0,31	1,12	1,48	0,32	1,80
2.2	Columnas de Hormigón	m ³	11,09	71,49	115,77	198,35	43,64	241,99
2.3	Losa nervada,	m ³	8,60	75,63	98,26	182,49	40,15	222,64
2.4	Vigas de Hormigón	m ³	7,82	68,75	98,26	174,83	38,46	213,29
2.5	Escalera de Hormigón	m ³	9,97	75,63	97,81	183,41	40,35	223,76

Tabla 6.5 Precios Unitarios de la Cámara de Construcción de Guayaquil