



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

SEDE QUITO

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS NORMATIVAS HISTÓRICAS
ECUATORIANAS PARA LAS TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN
ARMADO DE 2 A 4 PISOS EN LA CIUDAD DE QUITO**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
título de Ingenieros Civiles

AUTORES: Santiago David Elizalde Pito
César Adrián Zaruma Amangandi
TUTOR: Carlos Alexis Ayala Moya

Quito – Ecuador

2023

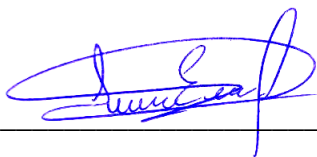
CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotros, Santiago David Elizalde Pito con documento de identificación N° 1718715145 y César Adrián Zaruma Amangandi con documento de identificación N° 0250218211; manifestamos que:

Somos los autores y responsables del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 10 de agosto del 2023

Atentamente,



Santiago David Elizalde Pito

1718715145



César Adrián Zaruma Amangandi

0250218211

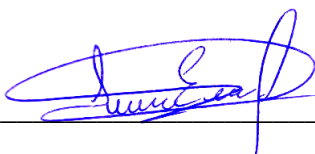
CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

Nosotros, Santiago David Elizalde Pito con documento de identificación N° 1718715145 y César Adrián Zaruma Amangandi con documento de identificación N° 0250218211; expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del Artículo Académico: “Análisis comparativo de las normativas históricas ecuatorianas para las Tipologías Estructurales de Hormigón Armado de 2 a 4 Pisos en la Ciudad de Quito”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingenieros Civiles, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 10 de agosto del 2023

Atentamente,



Santiago David Elizalde Pito

1718715145



César Adrián Zaruma Amangandi

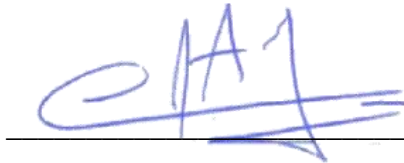
0250218211

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Carlos Alexis Ayala Moya con documento de identificación N° 1712968971, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS NORMATIVAS HISTÓRICAS ECUATORIANAS PARA LAS TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO DE 2 A 4 PISOS EN LA CIUDAD DE QUITO, realizado por Santiago David Elizalde Pito con documento de identificación N° 1718715145 y por César Adrián Zaruma Amangandi con documento de identificación N° 0250218211, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Artículo Académico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 10 de agosto del 2023

Atentamente,



Ing. Carlos Alexis Ayala Moya, MSc.

1712968971

ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS NORMATIVAS HISTÓRICAS ECUATORIANAS PARA LAS TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO DE 2 A 4 PISOS EN LA CIUDAD DE QUITO

COMPARATIVE ANALYSIS OF ECUADORIAN HISTORICAL REGULATIONS FOR STRUCTURAL TYPOLOGIES OF REINFORCED CONCRETE FROM 2 TO 4 FLOORS IN THE CITY OF QUITO

Santiago Elizalde - Pito¹, César Zaruma - Amangandi²

Resumen

En el presente trabajo se realiza una revisión a través de las distintas normativas para el diseño de estructuras de hormigón armado en el Ecuador, iniciando con el Código de Construcciones del Ecuador de 1951 (CCE-51), el Código Ecuatoriano de la Construcción de 1979 (CEC-79), Código Ecuatoriano de la Construcción de 2001 (CEC-01) y por último la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15).

Revisando las tipologías estructurales típicas en la ciudad de Quito, se utiliza dos de estas para realizar un prediseño de sus elementos, mismos que serán llevados a un análisis más profundo a través de un software comercial del cual se extraerán valores de esfuerzos axiales, momentos y fuerzas de corte.

Con estos datos se procede a un diseño definitivo observando cambios importantes del diseño sismorresistente como el periodo natural de la estructura, cortante basal y coeficiente de cargas sísmicas; en el caso de diseño de estructuras de hormigón armado se ven diferencias en las cantidades de acero, requisitos mínimos de diseño y espaciamentos del acero longitudinal y transversal de un elemento.

Palabras Clave: Pórticos, hormigón armado, tipologías estructurales, código, construcción, requisitos, diseño, norma.

Abstract

This paper reviews the different regulations for the design of reinforced concrete structures in Ecuador, starting with the 1951 Ecuadorian Building Code (CCE-51), the 1979 Ecuadorian Building Code (CEC-79), the 2001 Ecuadorian Building Code (CEC-01) and finally the Ecuadorian Building Standard (NEC-15).

Reviewing the typical structural typologies in the city of Quito, two of these are used to carry out a pre-design of their elements, which will be taken to a deeper analysis through a commercial software from which values of axial forces, moments and shear forces will be extracted.

With these data we proceed to a definitive design observing important changes of the seismic-resistant design such as the natural period of the structure, basal shear and seismic loads coefficient; in the case of reinforced concrete structures design, differences in steel quantities, minimum design requirements and longitudinal and transverse steel spacing of an element are observed.

Keywords: portal frames, reinforced concrete, structural typologies, code, construction, requirements, design, standard.

¹ Estudiante de Ingeniería Civil - Universidad Politécnica Salesiana - Quito, Ecuador.

² Estudiante de Ingeniería Civil - Universidad Politécnica Salesiana - Quito, Ecuador.

³ Docente de Ingeniería Civil - Universidad Politécnica Salesiana - Quito, Ecuador.

Autor para correspondencia: selizaldep@est.ups.edu.ec; czarumaa1@est.ups.edu.ec; cayalam@ups.edu.ec

1. Introducción

Dentro del Distrito Metropolitano de Quito (DMQ), existen al menos 4 tipologías estructurales de construcción usadas, la tipología 1 que incluye construcciones de una planta con techo de eternit, zinc o losa de concreto [1]; la tipología 2 que incluye edificios con irregularidad en planta tipo (L) de dos a cuatro pisos [1]; la tipología 3 que son edificios que tienen una forma en planta rectangular con entrepisos de concreto de dos a tres plantas [1], siendo estas tipologías 2 y 3 las que con mayor frecuencia se encuentran en el DMQ, y la tipología 4 que incluye construcciones que tienen una geometría en planta rectangular con entrepisos de concreto de cuatro a seis plantas [1].

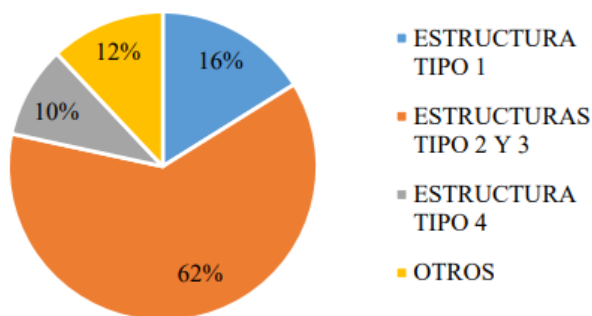


Figura 1. Distribución de las tipologías en el DMQ. [1]

Estas edificaciones han sido diseñadas y construidas con la norma aplicable de su tiempo para la construcción como son: CCE-51, CEC-79, CEC-01 y por último NEC-15, teniendo entre ellas décadas de separación y que mantienen distintos principios de análisis y diseño, por estas razones al abordar el análisis del comportamiento estructural de una edificación se deberá tener un conocimiento claro de la normativa y los parámetros vigentes en ellas.

2. Materiales y Métodos

2.1. Filosofía de diseño

Cada normativa tiene una hipótesis y filosofía de cálculo y diseño para las estructuras, en el caso del CCE-51 [2] trata de buscar la fatiga admisible en todos los elementos estructurales, el CEC-79 [3] habla de que toda la estructura ha de resistir toda carga aplicable considerando casos en donde se pueda reducir las cargas vivas, para el año 2001 esta filosofía se mantiene [4]; la actualización de la NEC-15 [5] en su capítulo de diseño sismorresistente ya es mucho más clara en cuanto al objetivo de la estructura y su comportamiento.

2.2. Cargas no sísmicas de diseño

En el CCE-51 [2], se establece valores de cargas muerta, permanente y variable, en el caso de edificios residenciales se establece un valor de 2.0 KN/m² de carga viva como carga para habitaciones, comedores y salas.

Para el año de 1979 se expide el CEC-79 [3], donde aparecen ya definidas la carga muerta y carga viva, discretizando de mejor forma la ocupación y la carga aplicable, siendo para el caso de residencias el valor de 2.0 KN/m² de carga viva; las actualizaciones aplicadas en el año 2001 [4] mantienen este mismo valor de 2.0 KN/m²; para la NEC-15 [6] se establece un capítulo dedicado a las cargas de diseño donde se especifica de mejor forma estas cargas de diseño, aunque se mantiene el valor de 2.0 KN/m²

Para el caso de cubiertas no accesibles en el CCE-51 se indica un valor de 0,75 KN/m² de carga viva de techo, mientras que los códigos CEC-79 y CEC-01 establecen un valor de 1.0 KN/m²; para la NEC-15 además del valor de carga de 1.0 KN/m², se indica un valor debido a la caída de granizo en toda estructura ubicada sobre los 1000.00 m.s.n.m., este valor es de 0.50 KN/m².

2.3. Aspectos para el diseño sismorresistente

2.3.1. Fuerzas laterales CCE 1951

El CCE-51 [2] indica que “todo edificio será calculado y construido para resistir una fuerza lateral total mínima que considera únicamente el peso muerto de la estructura y un coeficiente que está en función del periodo fundamental de la estructura, el cálculo se lo realiza utilizando la ecuación (1).

$$V = C * W \quad (1)$$

Al ser el primer método de aplicación este solo utiliza el coeficiente (C) que estaba en función del periodo fundamental de la estructura, mismo que a su vez depende de las dimensiones de la estructura, en el texto de Carrasco [7] se indica el método de aplicación usado en la época, la ecuación (2) donde (H) es la altura de la edificación y (D) el ancho mayor.

$$T = \frac{0.09H}{\sqrt{D}} \quad (2)$$

2.3.2. Fuerzas laterales CEC 1979

El CEC-79 [3] tiene una actualización aplicando nuevos conceptos como la importancia de la edificación (I), la configuración estructural (K), la ubicación o sitio (S) un coeficiente (C) que depende del periodo fundamental, y el peso muerto del edificio, la fuerza lateral total se calcula con la siguiente ecuación (3).

$$V = I * K * C * S * W \quad (3)$$

De forma simplificada la tabla 1 indica los valores de K a considerarse, mientras que el periodo fundamental de la estructura (T) se calcula del mismo modo que en el CCE-51.

Tabla 1. Factor de fuerza horizontal “K”

Tipo o disposición de los elementos	Valor de K
Sistemas aportricados	1.00
Edificios aportricados con muros a corte	0.80
Tanques elevados	0.67
Otras estructuras	2.00

Cabe destacar que este código no indica derivas o desplazamientos máximos que debe cumplir la estructura.

2.3.3. Fuerzas laterales CEC 2001

Para el CEC-01 [4] se introduce el concepto de cortante basal de diseño, trayendo consigo nuevos criterios como: el análisis del suelo y la zona sísmica donde se ubica la estructura (Z), la configuración estructural a través de los coeficientes de irregularidad en planta (Φ_o) y en elevación (Φ_E), el factor de reducción sísmica (R), y el coeficiente (C) que a su vez está en función del periodo fundamental de la estructura (T); la ecuación para determinar el cortante basal (V) se indica a continuación:

$$V = \frac{Z * I * C}{R * \Phi_o * \Phi_E} * W \quad (4)$$

Un dato importante es que el factor de reducción sísmica (R) tiene un valor de 12 en esta normativa; además de ello se establece un valor máximo de deriva de piso de 0.02 para estructuras de hormigón armado.

Para esta norma el cálculo del periodo fundamental cambia a la ecuación (5) y está directamente relacionado con el coeficiente C_t cuyo valor para pórticos de hormigón armado era de 0.08 y a la altura de la edificación (hn).

$$T = C_t * (hn)^{3/4} \quad (5)$$

Se incorpora también el análisis modal espectral con un espectro de diseño para las estructuras indicado en la figura (2)

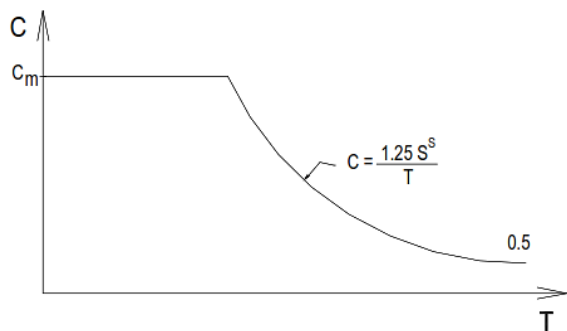


Figura 2. Espectro de respuesta o de diseño para estructuras según el CEC-01. [4]

2.3.4. Fuerzas laterales NEC 2015

La NEC-15 realiza una actualización de los valores aplicados al cortante basal, una disminución del factor de reducción sísmica (R) a un valor de 8, aunque el valor de deriva máxima de piso se mantiene en 0.02 para estructuras de hormigón armado, la nueva ecuación para determinar el cortante basal es la siguiente (6):

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \Phi_o * \Phi_E} * W \quad (6)$$

El periodo fundamental de la estructura se calcula con la siguiente ecuación y está relacionada con los coeficientes (Ct) y (α)

$$V = Ct * h_n^\alpha \quad (7)$$

2.4. Combinaciones de carga

Actualmente se tiene diversas combinaciones de carga que tratan de llegar a la carga crítica que actuaría sobre una estructura, según la época y la actualización de conocimientos estos patrones han ido cambiando y adaptándose de mejor forma a la realidad actual, a continuación, se indica la evolución presentada desde el CCE-51 hasta la normativa vigente NEC-15.

El CCE-51 indica que toda estructura debe soportar cargas permanentes, accidentales y esfuerzos laterales, no especifica ningún patrón de carga a utilizar, simplemente una suma de ambos lo que puede deducirse que es

una combinación como parte del método de diseño por esfuerzos permisible (ASD).

La actualización del CEC-79 [3] introduce las primeras combinaciones de carga: entre las que destacan las mostradas en las ecuaciones (8), (9) y (10):

$$U = 1.4D + 1.7L \quad (7)$$

$$U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.1E) \quad (8)$$

$$U = 0.9D + 1.1E \quad (9)$$

Para el CEC-01 se mantienen los mismos patrones de carga utilizados en el CEC-79; sin embargo, para la NEC-15 las combinaciones de carga se actualizan y comprenden un total de 7 posibles combinaciones, mismas que se muestran desde la ecuación (11) a la (17) [6]

$$U = 1.4D \quad (10)$$

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5\max[Lr; S; R] \quad (11)$$

$$U = 1.2D + 1.6\max[Lr; S; R] + \max[L; 0.5W] \quad (12)$$

$$U = 1.2D + 1.0W + L + 0.5\max[Lr; S; R] \quad (13)$$

$$U = 1.2D + 1.0E + L + 0.2S \quad (14)$$

$$U = 0.9D + 1.0W \quad (15)$$

$$U = 0.9D + 1.0E \quad (16)$$

2.5. Criterios para diseño de Columnas

El método de medida que se va a usar para el diseño de elementos estructurales en el CCE-51 y CEC-76 es el sistema MKS con las siguientes unidades como principales: kg-f y cm. Mientras que para el CEC-01 y la NEC-15 se va a usar el Sistema Internacional (SI) con las siguientes unidades: KN, MPa, y m.

2.5.1. CCE 1951

Para que una columna esté bien diseñada este código indica que la carga axial no puede ser superior a la carga admisible expresada con la ecuación (18).

$$P = Ag * (0.225 * f'c + fu * pg) \quad (17)$$

También se indica que la relación entre el área del acero longitudinal y área de la columna no puede ser menor a 1% ni mayor a

4%, es decir indica los valores de cuantía de acero admisibles.

2.5.2. CEC 1979

La norma establece que el refuerzo longitudinal no será menor de 1% ni mayor al 8% al área de la sección de hormigón de la columna.

Se establece una revisión de los efectos de esbeltez en elementos a compresión. Obteniendo la rigidez a la flexión de los elementos a compresión “EI” y el factor de amplificación de momentos para columnas “ δ ”.

La Guía Popular de Construcción Sismorresistente de 1976 indica la colocación y espaciamientos para refuerzo transversal en una columna como se indica en la figura (3).

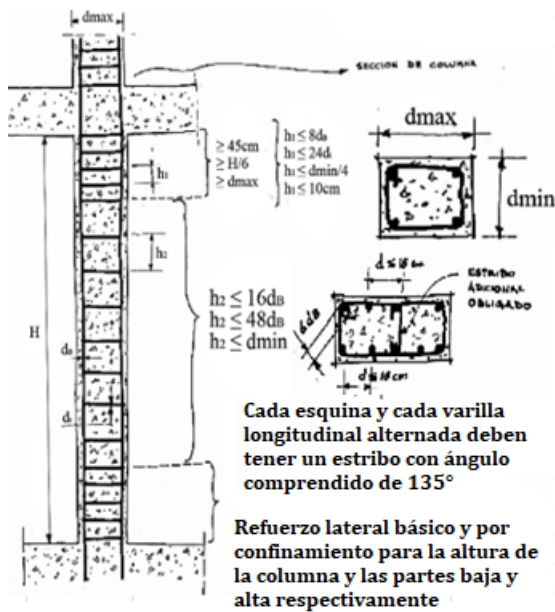


Figura 3. Refuerzo transversal en columna según la guía de construcciones sismo resistentes. [8]

2.5.3. CEC 2001

Para el diseño de los elementos estructurales el código hace un llamado a utilizar la normativa ACI 318 en su versión de la época que corresponde al código de la American Concrete Institute ACI 318-99 [9].

Se determina entonces que las dimensiones mínimas que tendrá la columna, será aquella que soporta la carga axial a la que está sometida el elemento estructural, esto siempre que su sección transversal no sea menor a 300x300 mm.

En el caso de diseño por corte se establece una nueva ecuación que define la resistencia a cortante dada por el hormigón indicada en la ecuación (19).

$$V_c = \left(1 + \frac{Nu}{14Ag}\right) * \left(\sqrt{\frac{f'c}{6}}\right) * b * d \quad (18)$$

En este código se integra una revisión adicional tanto para vigas como para columnas llamada “revisión de la falla dúctil columna fuerte – viga débil” el método indicado se realizó en el trabajo.

Para ello se debe cumplir con la ecuación (20) donde los subíndices l, r, t y b representan los soportes izquierdo y derecho de la viga y superior e inferior de la columna respectivamente.

$$(M_{nt} + M_{nb}) \geq (M_{nl} + M_{nr}) \quad (19)$$

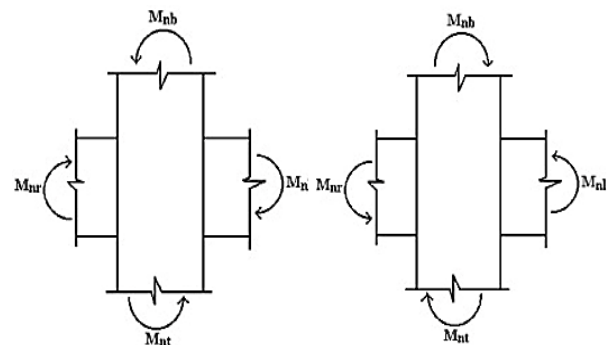


Figura 4. Refuerzo “Columna fuerte-Viga débil” según el trabajo de Alvarado & Pineda. [10] basado en el Código ACI 318-05

2.5.4. NEC 2015

Para la NEC-15 en su capítulo NEC–SE–HM 2015 [11] establece los requisitos necesarios para el diseño de elementos sometidos a

compresión y flexo compresión, esta norma se basa en la ACI 318-14.

El diseño de los elementos está basado en el diseño por resistencia indicado en las siguientes expresiones:

$$\phi P_n \geq P_u \quad (20)$$

$$\phi M_n \geq M_u \quad (21)$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad (22)$$

Se establece un módulo de elasticidad que está en función del agregado utilizado en la mezcla del hormigón.

Se establece que las secciones en los extremos de las columnas serán diseñadas para la combinación más desfavorable de momentos y carga axial.

La capacidad en sobre resistencia se la obtiene mediante análisis a flexión de las secciones, considerando la cuantía real de refuerzo que se instalará durante la construcción. La ecuación para determinar la capacidad de sobre resistencia es la siguiente.

$$M_o = 1.25 * A_{sT} * f_y * (d - d') \quad (23)$$

Donde:

A_{sT} : Área total

Además de ello se especifica que el diseñador debe garantizar la formación del mecanismo dúctil “columna fuerte – viga débil”.

La colocación del refuerzo transversal se realiza de acuerdo con lo indicado en la siguiente figura (5):

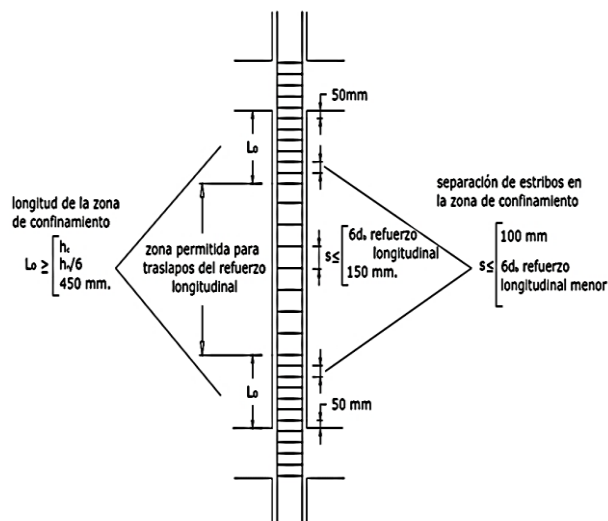


Figura 5. Separación de estribos en columnas según la NEC-SE – HM. [12]

2.6. Criterios para el diseño de Vigas

2.6.1. CCE 1951

El esfuerzo admisible de compresión en un área mayor de un tercio, pero menor de la total, se hallará interpolando entre los valores indicados según el número de tramos y la luz indicada en la tabla 2 se indican los valores momentos:

Tabla 2. Valores de momentos en vigas

Luces	Mayores a 3 metros	Menores a 3 metros
1 tramo	1/8 wl^2	1/10 wl^2
2 tramos	1/10 wl^2	1/12 wl^2

De ser el caso la cuantía para el acero negativo no necesita extenderse más allá del punto donde la cantidad requerida es $0.0025b*d$.

Los esfuerzos unitarios de corte se calculan con la siguiente expresión:

$$v = \frac{V}{b * d} \quad (24)$$

Para nuestro caso de estudio tomamos el valor de $0.06 f'c$, ya que en nuestros modelos tenemos vigas con armaduras y sin anclajes especiales.

Tabla 3. Esfuerzos cortantes en función de la resistencia del hormigón

Esfuerzo cortante (v)	
Vigas sin armaduras y sin anclajes especiales	$0.02 f'c$
Vigas sin armaduras y con anclajes especiales	$0.03 f'c$
Vigas con armaduras y sin anclajes especiales	$0.06 f'c$
Vigas con armaduras y con anclajes especiales.	$0.12 f'c$

En tanto que el área de estribos debe ser calculada con la siguiente ecuación (26) y no pueden estar a una separación “s” mayor a 16 veces el diámetro del acero longitudinal y 48 veces el diámetro del acero transversal.

$$Av = \frac{V * s}{fu * d} \quad (25)$$

Esta norma no indica ninguna revisión para la torsión que se puede presentar en vigas.

2.6.2. CEC 1979

Se indica para esta norma el concepto de cuantía o refuerzo mínimos de acero con la ecuación (27).

$$\rho_{min} = \frac{14}{fy} \quad (26)$$

Se establece una altura mínima para vigas que depende del tipo de apoyo que tengan estas alturas, se indican en la tabla 4:

Tabla 4. Altura mínima de viga

Libremente apoyados	Un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
1/16	1/18.5	1/21	1/8

Se indica también una fórmula para determinar la cuantía de acero balanceada en elementos estructurales y señala también que elementos están sujetos a flexión y carga axial; el refuerzo no debe exceder el 0.75% de la condición balanceada.

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{fy} * \frac{6000}{6000 + fy} \quad (27)$$

La deflexión máxima admisible para vigas depende de algunas consideraciones indicadas en la tabla 5 de forma resumida.

Tabla 5. Valores de esfuerzos admisibles en vigas

Elemento	Deflexión considerada	Limite
Techos que no estén ligados a elementos estructurales que puedan ser dañados por grandes deflexiones	Por carga viva	1/180
Pisos que no estén ligados a elementos estructurales que puedan ser dañados por grandes deflexiones	Por carga viva	1/360
Techos que estén ligados a elementos no estructurales que puedan ser dañados por grandes deflexiones	La deflexión debido a cualquier carga viva adicional a la deflexión a largo plazo	1/480
Pisos que estén ligados a elementos no estructurales que puedan ser dañados por grandes deflexiones	La deflexión debido a cualquier carga viva adicional a la deflexión a largo plazo	1/240

2.6.3. CEC 2001

Para el diseño de los elementos el código hace un llamado a utilizar el código ACI 318 en su versión de la época que corresponde al código ACI 318-95 [13].

Se establecen dos ecuaciones para determinar el acero mínimo en el elemento, indicadas en la ecuación (29)

$$\rho_{min} = \frac{0.8 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d \geq \frac{14}{fy} * b * d \quad (28)$$

La resistencia nominal R_n se obtiene de la ecuación (30) en función del momento nominal y a su vez de la resistencia del hormigón y del acero.

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \rho * f_y \left(1 - \frac{0.5 * \rho * f_y}{0.85 * f'_c} \right) \quad (29)$$

La resistencia nominal a cortante V_n se calcula con la ecuación (31), que es la suma de la resistencia del concreto y la resistencia del acero.

$$V_n = V_c + V_s \quad (30)$$

En el caso de elementos sujetos a cortante y flexión se utiliza la ecuación (32)

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) * b * d \quad (31)$$

El espaciamiento por cortante también ya está limitado a $d/2$. Se define la resistencia a momento torsionante en vigas y se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\phi T_n \geq T_u \quad (32)$$

Se indica que T_u es el valor del momento torsionante al que está sometido la viga, la ecuación para elementos no preesforzados es la siguiente:

$$\phi * 0.265 * \sqrt{f'_c} * \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \geq T_u \quad (33)$$

2.6.4. NEC 15

La NEC-15 en su capítulo NEC-SE-HM 2015 [11, 12] establece los requisitos necesarios para el diseño de elementos sometidos a compresión y flexo compresión, esta normativa se basa en la ACI 318-14.

Las cantidades mínimas de acero por flexión son las siguientes.

$$A_s \geq \left[\frac{1.4}{f_y} * b * d; \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} * b * d \right] \quad (34)$$

Se establece el concepto de capacidad de momento donde se indica que “La capacidad del momento positivo M^+ , en cada uno de los extremos del elemento, no debe ser inferior a la mitad de la capacidad del momento negativo M^- en ese extremo [12]

$$M^+ \geq 0.5M^- \quad (35)$$

La capacidad del momento positivo M^+ o negativo M^- a lo largo de la longitud del miembro no debe ser menor a 0.25 de la máxima resistencia a momento especificado en una cara del nodo.

$$M \geq 0.25(M)_{\max_cara} \quad (37)$$

El refuerzo transversal se calcula conociendo la resistencia nominal al cortante del acero y del hormigón respecto de la resistencia última de la sección del mismo modo que en la norma de 2001. Los estribos para resistir el cortante se distribuyen de otra según la zona en la que se encuentren, la figura (6) describe esta distribución.

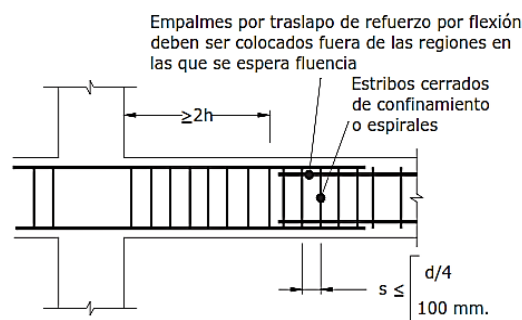


Figura 6. Colocación de los estribos en vigas según la NEC-SE-HM. [12]

2.7. Proceso técnico

Se ha seleccionado 2 planos como base para el estudio correspondientes a la tipología 2 y a la tipología 3, de estos planos se ha realizado un prediseño con lo dispuesto en cada una de las normas a fin de obtener un primer modelo de análisis con cada normativa.

Las tipologías base se han modelado en un software comercial en el cual se realizó una revisión del diseño sísmico indicado por cada normativa.

Con ello y con el uso de las distintas combinaciones de carga indicadas en cada norma se obtiene las cargas axiales, esfuerzos cortantes y de momento de cada una de las estructuras.

Por último, se hace una revisión de los requerimientos de diseño de cada norma para vigas y columnas respecto a compresión, flexión, corte y acero requerido.

Es aquí donde se ha de comparar las secciones finales obtenidas por cada normativa, e indicar los parámetros que se han tener en cuenta cuando se haga una revisión estructural a una edificación que se ha diseñado y construido bajo alguna de las normas que se indican en el presente trabajo.

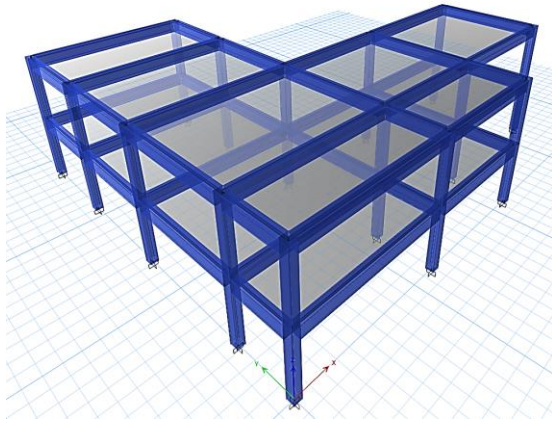


Figura 7. Modelo para la tipología 2.

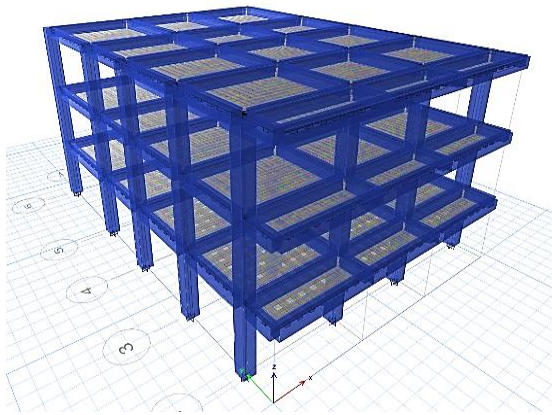


Figura 8. Modelo para la tipología 3.

Para realizar los pre diseños se han utilizado referencias como artículos sobre el método de diseño en años anteriores al 2010 como el trabajo de Alvarado [10] y Nieto [14], destacando que para el pre diseño de columnas se utilizó las ecuaciones de Arnal y Epelboim desarrollada en el año 1985 donde el área

gruesa de la columna se determina a través de la ecuación (38) donde el valor de “ α ” se puede tomar como 0.28 para columnas centrales, 0.25 para columnas de borde y 0.20 para columnas esquineras.

$$A_g = \frac{P_u}{\alpha * \phi * f'_c} \quad (38)$$

Para el procedimiento de dimensionamiento de vigas y columnas también se ha seguido las indicaciones dadas en el libro de Parker, Ambrose [15] y McCormac, Brown [16]

3. Resultados y Discusión

Las cargas aplicadas en cada norma son diferentes, esto se observa de mejor forma en la carga permanente y la carga de cubierta indicada por cada normativa, se toma en cuenta que se va a diseñar para un edificio destinado a residencia, viviendas unifamiliares y bifamiliares de 2 a 3 pisos. Para el CEC-79 y CEC-01 se aplica una reducción de carga por el número de pisos, para nuestro caso de estudio se usa una reducción del 90% para carga viva.

Tabla 6. Cargas aplicadas al diseño

Código	Sobrecarga permanente	Carga viva	Carga de cubierta
	KN/m2	KN/m2	KN/m2
CCE-51	1.70	2.00	0.75
CEC-79	2.66	1.80	0.90
CEC-01	2.66	1.80	0.90
NEC-15	2.96	2.00	1.50

En cuanto al diseño sismorresistente se puede indicar que existe una notable variación en la determinación del periodo natural de vibración de la estructura, esto explicado por el notable avance de la investigación en el tema, los periodos de vibración para cada tipo de estructura se indican a continuación:

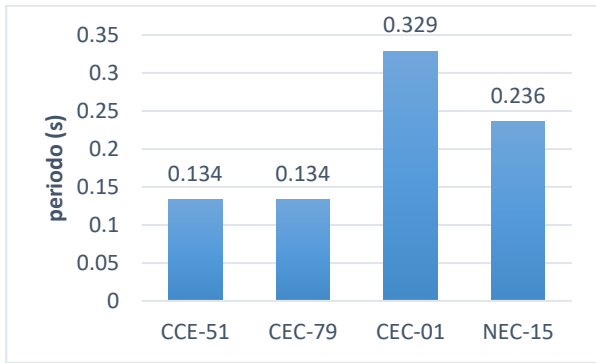


Figura 9. Periodo fundamental de vibración de la tipología 2

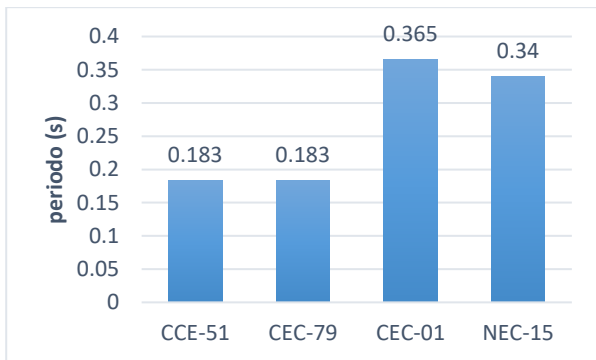


Figura 10. Periodo fundamental de vibración de la tipología 3

Los coeficientes para determinar el cortante basal de acuerdo con cada norma están en función del periodo natural de vibración por lo que también presentan cambios importantes.

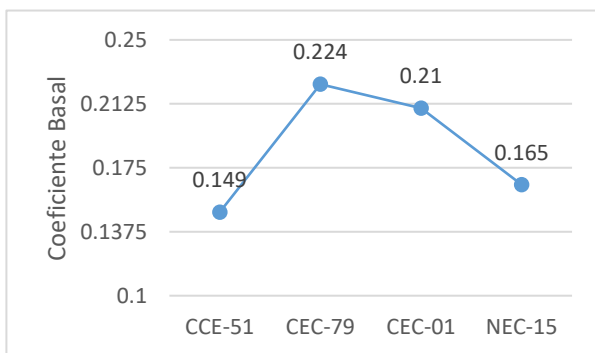


Figura 11. Coeficiente para determinar el cortante basal en la tipología 2

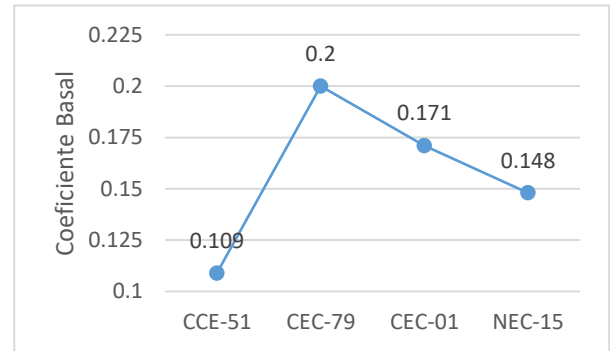


Figura 12. Coeficiente para determinar el cortante basal en la tipología 3

Las dimensiones finales utilizadas en vigas y columnas para cada tipología estructural se indican en las tablas 7 y 8.

Tabla 7. Dimensiones finales de los elementos estructurales en la tipología 2

Código	Columnas	Vigas
	m	m
CCE-51	0,30x0.30	0.25x.030
CEC-79	0,30x0.30	0.25x.030
CEC-01	0,30x0.30	0.25x.030
NEC-15	0.40x0.40	0.25x.030

Tabla 8. Dimensiones finales de los elementos estructurales en la tipología 3

Código	Columnas	Vigas
	m	m
CCE-51	0,30x0.30	0.30x0.35
CEC-79	0,30x0.30	0.30x0.35
CEC-01	0,35x0.35	0.30x0.35
NEC-15	0.40x0.40	0.30x0.35

Tabla 9. Cuantía de acero longitudinal requerida para cada elemento [%]

Código	Tipología 2		Tipología 3	
	Columnas	Vigas	Columnas	Vigas
CCE-51	1.02	0.50	1.02	0.50
CEC-79	1.03	0.9	1.36	1.21
CEC-01	1.03	0.9	1.36	1.21
NEC-15	1.01	0.8	1.01	0.92

Cada código presenta las distancias a las que se ha de colocar el acero transversal por lo que, para poder establecer la cantidad de acero utilizado, se ha cuantificado el mismo para una columna de 2.52 m y una viga de 5.95 m en la tipología 2 y de 4.05 m para una viga en la tipología 3, dando como resultados los pesos de las tablas 10 y 11.

Tabla 10. Peso en acero para una viga y una columna de la tipología 2 [kgf]

Código	Columna	Viga	Total
CCE-51	106.51	264.87	371.38
CEC-79	177.03	334.39	511.42
CEC-01	209.95	402.14	612.08
NEC-15	213.07	442.78	655.85

Tabla 11. Peso en acero para una viga y una columna de la tipología 3 [kgf]

Código	Columna	Viga	Total
CCE-51	106.51	190.68	297.19
CEC-79	177.03	243.51	420.54
CEC-01	209.95	297.26	507.21
NEC-15	213.07	321.70	534.76

Tabla 12. Comprobación de columna fuerte viga débil en la tipología 2

Código	ΣMc	ΣMv	Relación	Verificación
CEC-01	112.82	64.45	1.75	Cumple
NEC-15	156.38	63.52	2.46	Cumple

Tabla 13. Comprobación de columna fuerte viga débil en la tipología 3

Código	ΣMc	ΣMv	Relación	Verificación
CEC-01	183.61	154.87	1.20	Cumple
NEC-15	273.52	116.23	2.35	Cumple

4. Conclusiones

En forma resumida se puede decir que para la NEC-15 una estructura debe cumplir los siguientes requisitos:

1. Diseño sismorresistente por dos métodos.
 - a. Deflexiones máximas
 - b. Porcentaje de masa modal
 - c. Periodo de vibración
 - d. Comprobación de cortante basal estático y dinámico.
2. Diseño de estructuras de hormigón armado donde se deben comprobar:
 - a. Resistencia máxima por carga axial.
 - b. Resistencia máxima por momento en vigas.
 - c. Resistencia máxima al corte en vigas y columnas
 - d. Resistencia máxima a la torsión en vigas.
 - e. Comprobaciones de conexiones (falla dúctil columna fuerte – viga débil).
 - f. Espaciamientos de acuerdo la zona de refuerzo en vigas y columnas.

Para el CEC-01 una estructura requiere:

1. Diseño sismorresistente por un método.
 - a. Deflexiones máximas
 - b. Porcentaje de masa modal
 - c. Periodo de vibración
2. Diseño de estructuras de hormigón armado donde se deben comprobar:
 - a. Resistencia máxima por carga axial
 - b. Resistencia máxima por momento en vigas
 - c. Resistencia máxima al corte en vigas y columnas
 - d. Resistencia máxima a la torsión en vigas
 - e. Comprobaciones de conexiones (falla dúctil columna fuerte – viga débil)
 - f. Espaciamientos de acuerdo la zona de refuerzo en vigas y columnas.

Para el CEC-79 una estructura requiere:

1. Diseño de estructuras de hormigón armado donde se deben comprobar:
 - a. Resistencia máxima por carga axial
 - b. Resistencia máxima por momento en vigas
 - c. Resistencia máxima al corte en vigas y columnas
 - d. Resistencia máxima a la torsión en vigas
 - e. Espaciamientos de acuerdo la zona de refuerzo en vigas y columnas.

Para el CCE-51 una estructura requiere:

1. Diseño de estructuras de hormigón armado donde se deben comprobar:
 - a. Resistencia máxima por carga axial
 - b. Resistencia máxima por momento en vigas
 - c. Resistencia máxima al corte en vigas y columnas
 - d. Espaciamientos de acuerdo la zona de refuerzo en vigas y columnas.

A partir del CEC-01 se establece un análisis modal espectral con un espectro de diseño, sin embargo, en la norma actual no está que dicho diseño se establece como requisito indispensable para el diseño

Desde el CEC-79 se determina las fuerzas sísmicas que se calculan a partir del tipo de ocupación y la configuración de la estructura, pero no es hasta el CEC-01 donde se integran el tipo de suelo, las irregularidades de la estructura, una zona sísmica y las aceleraciones del suelo en el sitio.

En el CEC-01 se integra la revisión del parámetro de columna fuerte y viga débil como modo de falla dúctil en pórticos resistentes a momento.

Las deflexiones máximas permitidas en vigas no han cambiado en sus valores desde el CEC-79.

Como se observa en las figuras 9 y 10 los periodos de vibración han cambiado encontrando su máximo valor en la norma CEC-01, sabiendo que el periodo de vibración está en función de la masa de una estructura y su rigidez se puede concluir que las estructuras bajo CEC-01 y NEC-15 presentan las estructuras más dúctiles en comparación a la normativa CCE-51 y CEC-79.

La cantidad de acero real colocado en una construcción varía, puesto que, con la actualización de normas, el espaciamiento máximo permitido se ha ido reduciendo, de tal manera que va a existir mayor cantidad de acero por metro lineal del elemento como se demuestra en las tablas 10 y 11.

Se observa que para estas estructuras el requerimiento de CF-VD en la NEC-15 genera mejores valores de proporción en la relación de los momentos de columna sobre viga, mientras que la CEC-01 se genera valores que apenas superan el límite admisible por la normativa actual.

Referencias

- [1] C. Celi y J. Pantoja, «CAPACITY CURVES AND FRAGILITY CURVES OF RESIDENTIAL BUILDINGS FOR THE CITY OF QUITO,» 17 MAYO 2017. [En línea]. Available: https://www.researchgate.net/publication/305654264_Capacity_Curves_of_Structural_Typologies_of_Quito_-_Ecuador_Project_GEM_-_SARA. [Último acceso: 21 marzo 2023].
- [2] J. Brunner, *Código de Construcciones del Ecuador*, Quito: Registro Oficial del Ecuador, 1951.

- [3] INEN, *Código Ecuatoriano de la Construcción*, Quito: Instituto Ecuatoriano de Normalización, 1979.
- [4] INEN, «Codigo Ecuatoriano de la Construcción Requisitos Generales de Diseño,» 2001. [En línea].
- [5] MIDUVI, Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico Diseño Sismoresistente, CAMICOM, 2015.
- [6] MIDUVI, Norma Ecuatoriana de la Construcción Cargas (No Sísmicas), Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015.
- [7] R. Carrasco, «Las fuerzas Sísmicas en los Edificios», Cuenca: Universidad de Cuenca, 1966.
- [8] INEN, Guía Popular de Construcción sismo resistente, Quito: Instituto Ecuatoriano de Normalización, 1976.
- [9] ACI COMMITTEE 318, «Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-99),» 15 junio 1999. [En línea]. Available: <https://ia800601.us.archive.org/6/items/1.ACI31899/1.%20ACI%20-318-99.pdf>.
- [10] L. Alvarado y S. Pineda , «Diseño de Elementos Estructurales en Edificios de Concreto Reforzado,» octubre 2004. [En línea]. Available: <https://ri.ues.edu.sv/id/eprint/4581/1/Diseño%20de%20elementos%20estructurales%20en%20edificios%20de%20concreto%20reforzado.pdf>.
- [11] MIDUVI, «Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015,» Septiembre 2016. [En línea]. Available: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/w>
[p-content/uploads/2023/03/GUIA-2-HORMIGON-ARMADO-.pdf](https://www.habitatyvivienda.gob.ec/w-p-content/uploads/2023/03/GUIA-2-HORMIGON-ARMADO-.pdf).
- [12] MIDUVI, Norma Ecuatoriana de la Contrucción- Estructuras de Hormigón Armado, CAMICON, 2015.
- [13] ACI COMMITTEE 318, «Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95),» 1995. [En línea]. Available: https://myyardimci.weebly.com/uploads/1/6/3/4/16347790/building_design_code_english.pdf.
- [14] N. Nieto, «Predimensionamiento de columnas,» 10 junio 2023. [En línea]. Available: https://issuu.com/niferwidmernietoferre/docs/predimensionamiento_de_columnas.
- [15] H. Parker y J. Ambrose, *Diseño simplificado de concreto reforzado*, México: Limusa Wiley, 2008.
- [16] J. McCormac y R. Brown, *Diseño de Concreto reforzado con el código ACI 318-08*, México: Alfaomega Grupo Editor, 2011.