



Factor de reducción de respuesta en la norma COVENIN 1756-2001 para edificaciones de acero

Response reduction factor in the COVENIN 1756-2001 standard for steel buildings

Andrea Cavallin
andreacav21@gmail.com

Georgette Doumat
georgettedoumat@gmail.com
Universidad de Carabobo, Venezuela

Artículo recibido septiembre 2018 | Arbitrado en octubre 2018 | Publicado en enero 2019

RESUMEN

Actualmente el diseño de las estructuras ha evolucionado y su comportamiento impredecible, lo que ha ocasionado que los criterios de modelado estructural sean exigentes. En la investigación, se estudian ocho (8) edificaciones modeladas en acero estructural, con una configuración de sistema rigizador, conformado por la disposición de arriostres en forma de V y V invertida. El objetivo fue comparación del factor de reducción de respuesta (Factor R) propuesto por la normativa nacional vigente COVENIN 1756-2001 y el calculado para los modelos propuestos, mediante la aplicación de un análisis no lineal con empuje incremental (Pushover). De este análisis se obtienen los valores de ductilidad requerida para cada edificación, dato que se procesa a través de las fórmulas propuestas para el cálculo del Factor R por ductilidad. Destaca de los resultados arrojados, que dicho factor es de menor magnitud que los propuestos por la norma, esto se debe a que el diseño de las edificaciones se ve condicionado por el desplazamiento lateral de piso, lo que significa que las secciones de los elementos estructurales son elevados y, requieran ductilidades bajas para su desempeño óptimo ante eventos sísmicos de magnitud similar al propuesto por el estudio.

Palabras clave: No ortogonalidad, Ductilidad requerida, Factor de reducción de respuesta

ABSTRACT

Currently the design of the structures has evolved and its behavior is unpredictable, which has caused that the structural modeling criteria are demanding. In the investigation, eight (8) buildings modeled in structural steel are studied, with a rigorous system configuration, made up of the arrangement of braces in the shape of an inverted V and V. The objective was to compare the response reduction factor (Factor R) proposed by current national regulations COVENIN 1756-2001 and that calculated for the proposed models, by applying a non-linear analysis with incremental thrust (Pushover). From this analysis the ductility values required for each building are obtained, data that is processed through the formulas proposed for the calculation of the R Factor for ductility. It stands out from the results shown, that said factor is of lesser magnitude than those proposed by the standard, this is because the design of the buildings is conditioned by the lateral displacement of the floor, which means that the sections of the structural elements They are high and require low ductility for their optimal performance in the event of seismic events of a magnitude similar to that proposed by the study.

Key words: Non orthogonality, Required ductility, Response reduction factor



INTRODUCCIÓN

Los movimientos sísmicos (Bolt, 1989) (Aguiar, Aragón, y Romo) contribuyen un elemento de interés creciente para la colectividad en general y para las áreas especializadas, entre éstas se cuenta la ingeniería civil (Sarrazin, Moroni, Romo, Quintana, & Soto, 2002). En este sentido, un compromiso profesional por parte de los especialistas encargados de llevar a cabo el diseño, análisis y posterior construcción y mantenimiento de las estructuras que formarán parte de la cotidianidad de la sociedad. El presente trabajo considera el análisis estructural de edificaciones sismorresistentes de acero (Diéguez, Morón, & Casarin, 2015) que cuentan con un sistema de peculiaridades o bien llamadas irregularidades estructurales mostradas en planta, específicamente, la no ortogonalidad de sus líneas resistentes (Sequera & Vita, 2016).

Tales irregularidades demandan cierto grado de cautela cuando se combinan con eventos sísmicos de importante magnitud y requieren un análisis profundo de los parámetros que influyen en su análisis. Uno de los parámetros que está estrechamente ligado al éxito del comportamiento de este tipo de edificaciones es el factor de reducción de respuesta. Este factor está descrito por la norma venezolana vigente COVENIN 1756-2001 (1756, 2001), con un grado de especificación deficiente para este tipo de irregularidades. En este sentido, el propósito del siguiente trabajo consiste en determinar qué tan influyente es la especificación de este factor en el desempeño sísmico de las estructuras caracterizadas por esta condición de diseño.

METODOLOGÍA

El desarrollo del estudio se lleva a cabo en dos (2) fases fundamentales. La

primera fase consiste en el análisis y diseño de los modelos estructurales mediante el uso del software ETABS V.16.2.1 (Cavallin y Doumat, 2018) (Kamgar, Hatefi, y Majidi, 2018). La segunda fase contempla el proceso de análisis estático no lineal con empuje incremental de los modelos escogidos usando el software SAP2000 V.20 (Cavallin y Doumat, 2018) (Ehsan, Rao, y Bahador, 2013). Como antesala a las fases antes mencionadas, se realiza la escogencia de los modelos estructurales a evaluar, los cuales están basados en los estudiados en (Pinto, 2014), del cual se selecciona como única irregularidad a estudiar la no ortogonalidad de las líneas resistentes, con ángulos de separación entre ellas de 5, 10 y 15 grados. Adicionalmente, se mantuvo el principio de equivolúmetría, es decir, que se cuenta con el mismo valor de área por planta en edificaciones de diez (10) pisos de altura con tres (3) metros de entrepiso en todos los pisos.

Las edificaciones cuentan con un tipo de sistema estructural mixto, en donde en una dirección son pórticos especiales a momento (*Special moment frame* – SMF) y en la dirección ortogonal son pórticos especiales con diagonales concéntricas (*Special concentric braced frame* – SCBF). Esto es debido a esto que la cantidad de modelos estructurales se duplica, ya que se analizan los cuatro (4) modelos (0, 5, 10 y 15°) con SMF en dirección X y, posteriormente, en dirección Y, dando un total de ocho (8).

Todas las edificaciones cuentan con sistemas aporticados en ambos sentidos y poseen sistemas de entrepiso que se comportan como diafragmas rígidos, cuya única función es la distribución de cargas hacia los elementos principales (vigas y columnas). Asimismo, el diseño de la edificación se realiza contemplando el uso



únicamente de perfiles de acero tipo HEB para las columnas, HEA para los arriostres, y tipo IPE para las vigas y correas; considerando tanto cargas gravitacionales como sísmicas en conforme a lo establecido en la normativa nacional vigente.

Fase 1. Análisis y modelado estructural

Esta etapa de la investigación se centra en el modelado de las edificaciones a evaluar haciendo uso de software ETABS V.16.2.1 (Cavallin & Doumat, 2018) (Kamgar, Hatefi, y Majidi, 2018). Mediante esta herramienta se realiza el análisis dinámico modal espectral del cual se obtienen los valores de fuerzas sísmicas cortantes por niveles en ambos sentidos de estudio (X y Y), las cuales formarán parte, posteriormente, de la condición inicial de análisis en la siguiente fase. Seguidamente, en esta etapa se definen las características esenciales para la realización del análisis antes mencionado, descritas a continuación:

Propiedades de los materiales

Acero: ASTM A36

- Tensión cedente o tensión de fluencia (F_y) = 2.530 kgf/cm²
- Tensión mínima de rotura (F_u) = 4.080 kgf/cm²

Concreto:

- Peso específico (γ) = 2500 kgf/m³
- Resistencia a la compresión (f'_c) = 250 kgf/cm²
- Módulo de elasticidad (E) = 238752 kgf/cm²
- Módulo de Poisson (μ) = 0,20

Combinaciones y casos de carga

Las combinaciones de carga utilizadas para el diseño de las edificaciones, se rigen de acuerdo a lo estipulado en la norma FONDONORMA 1618-2016 (1618, 2016).

1. 1.4CP
2. 1.2CP + 1.6CV + 0.5 CVt
3. 1.2CP + (γ CV ó 0.8W) + 1.6CV
4. 1.2CP + γ CV \pm 1.3W + 0.5CV
5. 0.9CP \pm 1.3W
6. 1.2CP + γ CV \pm S
7. 0.9CP \pm S

Donde:

CP: Carga permanente o carga muerta

CV: Carga viva o carga variable

CVt: Carga variable de techo

W: Carga por viento

S: Carga sísmica

Cuando la carga variable es menor a 500 kgf/m² el coeficiente γ toma un valor de 0,5. Asimismo, la carga de viento no se toma en cuenta para el análisis por ser de magnitud insignificante con respecto a las cargas sísmicas. En consonancia a lo descrito anteriormente, es importante destacar que se establecieron CP, CV, CVt, SISX, SISY y SISMO; como casos de carga en el programa.

El análisis de cargas gravitacionales se plantea de acuerdo al uso de la edificación. En el caso de estudio, se clasifican a las edificaciones como no esenciales, siendo las mismas, edificios de oficinas; en donde las cargas permanentes vienen dadas por aquellas que no varían a lo largo de la vida útil de la estructura, como son el peso propio de los elementos principales y secundarios, y los acabados arquitectónicos de diseño como fachadas y recubrimientos; mientras que la carga variable o carga viva, se rige por el uso de los espacios en la edificación. Las acciones mínimas, tanto variables como permanentes, se definen de acuerdo a lo estipulado en la norma COVENIN 2002-88 (2002, 1988). En la Tabla 1 se muestra el análisis de cargas hecho para los entresijos de la planta tipo y para la planta de techo.



Tabla 1. Análisis de cargas gravitacionales mínimas normativas (Cavallin & Doumat, 2018)

Planta Tipo		Planta Techo	
Carga Permanente	kgf/m ²	Carga Permanente	kgf/m ²
Acabado de piso: Baldosas de cerámica con mortero de 3 cm de espesor	80	Impermeabilización o pavimentación	10
Acabado de techo: Cielo raso colgante	20	Pendiente por drenar	100
Tabiquería	100		
Total CP	200	Total CP	110
Carga Variable	kgf/m ²	Carga Variable	kgf/m ²
CV: para uso de oficinas	250	CVT: con pendiente de - 15%	100
Carga total del entripiso	450	Carga total planta techo	210

Aspectos sísmicos

Las estructuras analizadas en el presente estudio se consideran edificaciones sismorresistentes, esto debido a que el sistema que recibe las cargas actuantes es un sistema aporticado, ideado y diseñado para soportar la interacción en edificación de cargas verticales y horizontales. Los parámetros para el análisis sísmico se determinaron conforme a lo establecido en la Norma venezolana COVENIN 1756-2001 (1756, 2001) para edificaciones sismorresistentes, siendo estos:

- Ubicación: Valencia, Edo. Carabobo (Zona sísmica 5)
- Coeficiente de aceleración horizontal (A_0) = 0,30
- Forma espectral del suelo = S2 (0,70 A_0)
- Clasificación según el uso: B2
- Factor de importancia = 1,00
- Nivel de diseño requerido = ND3
- Tipo de sistema estructural: Tipo I y Tipo III
- Factor de reducción de respuesta: R=4, para los pórticos diagonalizados y R=6 para los pórticos especiales a momento.

Consideraciones del diseño estructural

El diseño estructural se realiza de acuerdo a lo establecido en las Normas venezolanas COVENIN 1756-2001 (1756, 2001) y FONDONORMA NTF 1618-1:2016 (1618, 2016), mediante un análisis estructural dinámico espacial, conforme a lo establecido en la tabla 9.2 de la norma para edificaciones sismorresistentes, con 3 grados de libertad por nivel, haciendo cumplir las siguientes disposiciones:

- El cortante basal dinámico no puede ser menor que el mínimo, es por esto que se verifica este parámetro estructural, en donde los pesos de los elementos influyen de manera directa. En caso de que no se cumpla con esta condición, la edificación se somete a un proceso iterativo en donde se ajusta el factor de escala de multiplicación de la gravedad.
- Para una edificación tipo B2 y con un desempeño estructural susceptible a daños por deformaciones, el valor máximo de deriva es de 0.018; valor que se verifica para cada una de las edificaciones en ambos sentidos de



estudio por la acción sísmica aplicada de Comportamiento de los nodos, en donde la sumatoria de momentos resistentes nominales a flexión de las columnas, será mínimo 1.2 veces mayor que la sumatoria de los momentos nominales a flexión de las vigas que llegan a ella (Requisito 6/5 viga-columna).

- Número mínimo de modos de vibración que garanticen el alcance del 90% de masa participativa, para cada una de las direcciones de análisis.
 - Relación demanda-capacidad, en donde se busca que la estructura resista las solicitaciones a las cuales está siendo sometida; tomando en cuenta la importancia de la optimización de los elementos en el diseño. igual manera en ambos sentidos.
 - Chequeo de la relación esbeltez de las alas y el alma de la sección, en todos los miembros, para determinar si la misma es compacta y puede desarrollar su momento plástico. Esto con el fin de prevenir el pandeo local.
 - Diseño a flexión y a corte para elementos horizontales (vigas) que satisface los requerimientos de las longitudes no arriostradas, diseño a flexión y compresión para elementos verticales (Columnas) y diseño a compresión para los arriostres.
- ETA0X: Modelo con 0° de inclinación entre sus líneas resistentes con los pórticos especiales con arriostres concéntricos ubicados en Dirección X.
 - ETA0Y: Modelo con 0° de inclinación entre sus líneas resistentes con los pórticos especiales con arriostres concéntricos ubicados en Dirección Y.
 - ETA5X: Modelo con 5° de inclinación entre sus líneas resistentes con los pórticos especiales con arriostres concéntricos ubicados en Dirección X.
 - ETA5Y: Modelo con 5° de inclinación entre sus líneas resistentes con los pórticos especiales con arriostres concéntricos ubicados en Dirección Y.
 - ETA10X: Modelo con 10° de inclinación entre sus líneas resistentes con los pórticos especiales con arriostres concéntricos ubicados en Dirección X.
 - ETA10Y: Modelo con 10° de inclinación entre sus líneas resistentes con los pórticos especiales con arriostres concéntricos ubicados en Dirección Y.
 - ETA15X: Modelo con 15° de inclinación entre sus líneas resistentes con los pórticos especiales con arriostres concéntricos ubicados en Dirección X.
 - ETA15Y: Modelo con 15° de inclinación entre sus líneas resistentes con los pórticos especiales con arriostres concéntricos ubicados en Dirección Y.

Adicionalmente, sólo se incluyen los diafragmas de piso con la finalidad de realizar la distribución de cargas verticales hacia los elementos principales. Asimismo, para todos los modelos se aplica el método de combinación modal SRSS (López y Ayala, 2013). De aquí en adelante, en la investigación se refiere a los modelos estudiados de la siguiente manera:

Las especificaciones de las secciones utilizadas en el diseño de los modelos propuestos se encuentran descritas en (Cavallin y Doumat, 2018).

Fase 2: Análisis no lineal

Esta fase de la investigación está enfocada en el análisis no lineal de tipo empuje incremental (Método Pushover (Iglesias, Ayusi, Cano, y Gonzalez, 2012)) de



los ocho (8) modelos estructurales descritos utilizando el software SAP2000 V.20 (Diéguez, Morón, y Casarin, 2015). Mediante este análisis, se obtiene la ductilidad requerida de la estructura para, posteriormente, integrarla a las ecuaciones de los estudios mencionados y conseguir el factor de reducción de respuesta más acertado. Adicionalmente, las masas participativas se definen como el 100% de la carga permanente y el 25% de la carga variable de las edificaciones, conforme a lo estipulado en la norma. Éstas se distribuirán de manera tributaria a través del sistema de entrepiso hacia los elementos principales de la misma. Asimismo, se describe de manera procedimental los aspectos destacados del análisis, en consonancia con el uso del programa; siendo este un factor im

Asignación de rotulas plásticas. Se asignan rotulas plásticas, siguiendo los criterios de aceptación de desempeño establecidos por la norma ASCE 41-13 (Kutter, Moore, Hakhamaneshi, y Champio, 2016), en todos los elementos de la edificación. Sin embargo, se excluye la asignación de rotulas plásticas en las vigas de los pórticos diagonalizados. Estas se encuentran sometidas a fuerzas cortantes debido a cargas sísmicas y a pesar de que también están sometidas a tensiones flexionantes debido a las cargas gravitacionales, los mismos no son transmitidos a las columnas.

Para las vigas de los pórticos a momento se asignan rotulas a flexión (Tipo M3) en los extremos de esta (0.1 y 0.9); para las columnas, de igual manera, se asignan las rotulas en los extremos de esta (0.1 y 0.9), a carga axial y flexión acoplada (Tipo P-M2-M3 "Flexocompresión biaxial"). Por último, en los arriostres se asignan rotulas a carga axial (Tipo P), ubicada en la mitad del miembro (0.5). La ubicación de las rótulas en los

elementos se asigna según el posicionamiento del daño generado en el mismo. Portante en el nivel de certeza de los resultados obtenidos.

Estado de carga elástico no lineal

El SAP2000 (Cavallin y Doumat, 2018) permite aplicar tres (3) tipos de cargas monotónicas, a partir de un estado de carga estático, un patrón modal o un patrón de aceleraciones (Valles, 2015). En la presente investigación se aplica la carga monotónica a partir de un estado de carga estático, el cual se define a partir del análisis dinámico modal espectral realizado en la fase anterior de la investigación.

Previo a la definición del estado de carga estático no lineal, se debe definir el estado de cargas estático no lineal para cargas gravitacionales y para cargas laterales. El trabajo de investigación está orientado al estudio del desempeño real de las edificaciones descritas, es por esto que no se puede omitir el efecto de las cargas gravitacionales en él. Para el análisis de estas cargas se recurre al uso de la ecuación siguiente, que define la combinación de magnitudes de las cargas actuantes.

$$Q=1.2CP+0.5CV+0.5CVt$$

En donde CP es la carga permanente o carga muerta, CV es la carga variable o carga viva del entrepiso y por último CVt representa la carga variable o carga viva de techo. Asimismo, para los fines de la presente investigación, el estado de carga no lineal estático para cargas gravitacionales, condicionado por la combinación de cargas antes descrita, se define en ambos sentidos de análisis (X y Y) en el programa signados como CGNLX y CGNLY. Seguidamente, antes de definir el estado monotónico de cargas, se detallan los empujes laterales en ambos



sentidos de estudio a partir del patrón de cargas extraído del análisis modal espectral del software ETABS v.16.2.1, definidos en el programa como LATX y LATY.

Para la definición del estado de carga estático no lineal, se estipula la aplicación de la carga como controlada por desplazamiento y se establece como valor de control, 8 metros para los pórticos especiales a momento (SMF) y 15 metros para los pórticos diagonalizados (SCBF), teniendo como referencia el nodo correspondiente al centro de masa en el último nivel; esto con el fin de asegurar que el punto de desempeño alcance su máximo valor de desplazamiento. Definidos como PUSHX y PUSH Y en el programa.

Posteriormente, es requerimiento del programa establecer ciertos valores numéricos que condicionan el análisis y delimitan los resultados mostrados por el mismo. En este orden de ideas, para asegurar que todos los puntos característicos de la curva de capacidad se vean representados en los resultados, se define un mínimo de 90 pasos a guardar y un máximo de 500. Asimismo, una serie de factores numéricos son definidos según la experiencia dada por las continuas corridas de los modelos hasta obtener la mayor cantidad de puntos salvados, con el fin de asegurar la convergencia de una óptima representación de la curva de capacidad, garantizando la finalización del análisis por parte del programa.

Una vez realizadas las corridas de todos los modelos, se extrae de cada uno, la representación gráfica del espectro de capacidad versus el espectro de demanda, de donde se obtiene como dato principal el desplazamiento del punto de desempeño y del punto de cedencia. Seguidamente, esos datos se procesan mediante la ecuación descrita en la sección siguiente para hallar la

ductilidad requerida de cada edificación, dato esencial que funge como base para los cálculos posteriores del factor de reducción de respuesta por ductilidad, haciendo uso de las ecuaciones también señaladas a continuación; y proceder a hacer el análisis comparativo del factor encontrado y el otorgado por la norma.

RESULTADOS

Se realiza el diseño de los modelos estructurales seleccionados en conformidad con lo establecido en las Normas COVENIN 1756:2001 y FONDONORMA NTF 1618:2016, mediante el uso del Software ETABS V.16.2.1. Haciendo especial mención a que en el transcurso del diseño, se evidenció el condicionamiento del mismo a causa de la influencia de las fuerzas laterales sobre el sistema estructural planteado, ocasionando que el diseño estructural estuviese determinado por el cumplimiento de las derivas de piso en consonancia con lo dispuesto en el apartado 10.2 de la Norma COVENIN 1756:2001. Por consiguiente, se obtiene una tendencia de diseño en los modelos caracterizada por la presencia de elementos estructurales que presentan una relación de Demanda/Capacidad mediana o baja. A su vez, se evidencia el incremento progresivo de las dimensiones de los elementos conforme aumenta el ángulo de inclinación entre ejes resistentes.

Se determinaron los valores de Ductilidades Requeridas y Ductilidades Disponibles de los 8 modelos propuestos a través de datos extraídos del Software SAP2000, una vez realizado el Análisis Estático No Lineal Incremental. De los resultados se observa de manera general la presencia de valores de ductilidad requerida bajos e incluso menores a 1, llegando a considerarse como valores insignificantes. A su vez, se destaca el hecho de que el



comportamiento de los Pórticos con Arriostramientos Concéntricos está representado únicamente por respuestas elásticas y una curva de capacidad en donde no se evidencia un cambio de pendiente; por consiguiente se limita la presente conclusión a la observación de los resultados referentes a los Pórticos Especiales a Momento. Por otra parte, la Ductilidad Disponible por cada modelo estructural se encuentra descrita por valores relativamente altos, todos mayores a 6. Este fenómeno se justifica con el hecho de que el desempeño de las edificaciones estudiadas es mediano o totalmente elástico, un resultado que va en consonancia con la existencia de relaciones de Demanda/Capacidad medianas o bajas en los elementos estructurales que conforman los pórticos de los modelos estudiados.

Se realizó una comparación entre los valores de ductilidad requerida obtenidos en el estudio, con los considerados por la Norma COVENIN 1756:2001. Estos últimos asociados al Factor de Reducción de Respuesta considerado por la norma para los Pórticos Especiales a Momento (Tipo I); el mismo corresponde a los valores de 6. A partir de lo anterior descrito, se estima que el valor de ductilidad global, referido por la norma para este sistema estructural se encuentra alrededor de 4.8, en consonancia con lo establecido en el Comentario C.44 – e de la Norma COVENIN 1756:2001. Por consiguiente, se evidencia que los valores de ductilidad requerida obtenidos en el estudio son considerablemente menores a los referidos en la norma de diseño vigente. Lo ocurrido en esta instancia, es justificado nuevamente por lo reducido de los porcentajes de Demanda/Capacidad de los elementos. Dicho en otras palabras, los valores tan bajos de ductilidad requerida, hacen referencia a la existencia de una estructura sobre-resistente, que ante

eventos sísmicos de las magnitudes consideradas en este estudio, son capaces de conservar su capacidad resistente casi en su totalidad, sin haber incursionado en el rango inelástico.

En relación con lo expuesto en el párrafo anterior, evidenciamos que los resultados de Factor de Reducción de Respuesta por Sobre-Resistencia, adquieren valores significativos. Por ende, al realizarse el producto que arroja como resultado el Factor de Reducción de Respuesta final, obtenemos valores que reflejan lo sucedido con el Factor R de Sobre-resistencia.

En consonancia con las aseveraciones expuestas anteriormente, se evidencia que los resultados del estudio en lo que respecta a los Factores de Reducción de Respuesta que representan el diseño de la irregularidad estudiada, resultan ser cercanos al sugerido por la Norma COVENIN 1756:2001, el cual es igual a 6.

A pesar de la cercanía de los resultados con el Factor R sugerido por la Norma, se resalta la disparidad entre los casos de estudio; para los Pórticos Especiales a Momento ubicados en Dirección Y (líneas resistentes inclinadas), el factor obtenido es de 5.12, siendo este menor al sugerido por la Norma. Mientras que para los Pórticos Especiales a Momento en Dirección X, el Factor R es de 6.54, superior al sugerido por la Norma.

CONCLUSION

Habiendo apreciado los resultados recién descritos, junto con las comparaciones pertinentes, se evidencia que las estructuras que presentan este tipo de irregularidad y que a su vez son configuradas con el sistema estructural planteado (Tipo I en una dirección y Tipo III en otra) requieren de un Factor de Reducción de Respuesta menos riguroso que el sugerido por la Norma; siempre y cuando, los Pórticos Especiales a Momento sean



ubicados en la dirección de las líneas resistentes que no poseen inclinación.

REFERENCIAS

- Aguiar, R., Aragón, E., y Romo, M. (s.f.). Estimación de demandas inelásticas de desplazamiento en osciladores bilineales sujetos a movimientos sísmicos en Ecuador.
- Bolt, B. (1989). Estudio de los movimientos sísmicos fuertes del suelo. En *Movimientos fuertes del suelo y riesgos* (págs. 11-50).
- Cavallin, A., y Doumat, G. (2018). *Análisis y comportamiento del factor de reducción de respuesta propuesta en la norma venezolana COVENIN 1756-2001 para edificaciones de acero con líneas resistentes no ortogonales*. Valencia: Universidad de Carabobo
- COVENINI 1618, F. (2016). *Estructuras de acero para edificaciones. Métodos de los estados límites*. Caracas: FONDONORMA
- COVENINI 1756, C. (2001). *Edificaciones sismorresistentes, requisitos y comentarios*. Caracas: FONDONORMA
- COVENINI 2002, C. (1988). *Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones*. Caracas: FONDONORMA
- Diéguez, J., Morón, M., y Casarin, M. (2015). Análisis del comportamiento estructural de edificaciones de acero sismorresistentes de gran altura, utilizando el sistema estructural Diagrid/Analysis of structural behavior of steel building seismic high rise using the structural systems Diagrid. *Revista estudiantil URU*, 2, 111-124
- Ehsan, S., Rao, K., y Bahador, B. (2013). Determination of time period of vibration effect on seismic performance of building. In *Applied Mechanics and Material. Trans Tech Publications*, 330, 878-883
- Iglesias, C., Ayusi, G., Cano, A., y Gonzalez, R. (2012). Pandeo simultáneo de pilas de puentes: aplicación a un cálculo sísmico tipo push-over de las pilas del puente atirantado de Bucaramanga en Colombia. *Hormigón y Acero*, 63(263), 65-82
- Kamgar, R., Hatefi, S., y Majidi, N. (2018). A fuzzy inference systems in constructional engineering projects to evaluate the design codes for RC Buildings. *Civil Engineering Journal*, 4(9), 2155-2172
- Kutter, B., Moore, M., Hakhamaneshi, M., y Champio, C. (2016). Rationale for shallow foundation rocking provisions in ASCE 41-13. *Earthquake Spectra*, 32(2), 1097-1119
- López, S., y Ayala, G. (2013). Método de diseño sísmico basado en desplazamientos para marcos de concreto reforzado. *Ingeniería Sísmica*, 88, 91-111
- Pinto, J. (2014). *Análisis comparativo del factor de reducción de respuesta para edificaciones con líneas resistentes no ortogonales*. Valencia: Universidad de Carabobo
- Sarrazin, M., Moroni, M., Romo, D., Quintana, J., y Soto, P. (2002). Respuesta sísmica de puentes chilenos con apoyos aislantes. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, 2(2), 31
- Sequera, J., y Vita, J. A. (2016). Evaluación del factor reducción de respuestas en sistemas estructurales de secciones rectangulares y líneas resistentes con 5 y 6 grados de inclinación no ortogonales entre sí
- Valles, S. (2015). *Análisis comparativo del factor de reducción de respuesta obtenido mediante la ductilidad global de edificaciones con ejes resistentes de secciones circulares no ortogonales entre sí*. Valencia: Universidad de Carabobo