

EVALUACIÓN DE LA CONDICIÓN COLUMNA FUERTE VIGA DÉBIL SEGÚN EL PROCEDIMIENTO 2 DE LA NORMA VENEZOLANA FONDONORMA NVF 1753:2006 EN EDIFICACIONES REGULARES DE CONCRETO REFORZADO

Sigfrido Loges¹, Ángelo Marinilli²

¹ Instituto de Desarrollo Experimental de la Construcción (IDEC), Facultad de Arquitectura y Urbanismo (FAU), Universidad Central de Venezuela (UCV). Correo: sigfrido.loges@ucv.ve

² Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME). Facultad de Ingeniería (FI), Universidad Central de Venezuela (UCV). Correo: angelo.marinilli@ucv.ve

RESUMEN

El presente estudio se basa en la evaluación de la incidencia que tiene la altura y el cambio de sección de columnas de edificaciones regulares de concreto reforzado, en el desarrollo de la condición columna fuerte viga débil (CFVD), de acuerdo al Procedimiento 2 indicado en la Norma Venezolana Fondonorma NVF 1753:2006. Con este procedimiento, es posible realizar la verificación de la CFVD por niveles y no por nodos, tomando en consideración la resistencia nominal de todas las vigas en la dirección del análisis y las columnas por debajo del nivel en estudio. Se toma en cuenta el cambio de sección transversal de las columnas y el ajuste necesario en las áreas de acero longitudinal de acuerdo con la altura de las edificaciones, y se estudia mediante análisis espectrales y estáticos no lineales, si existe incidencia importante en los resultados obtenidos de la evaluación de la CFVD. Se comparan las respuestas obtenidas de edificaciones modelo para cada altura de estudio sin variación en la geometría de columnas, pero sí con variación en las cuantías del acero de refuerzo longitudinal, con aquellas cuyas columnas presentan variación en su geometría y cuantías de acero longitudinal. Igualmente, se comparan las cantidades de materiales empleados en cada uno de los modelos (acero y concreto). Las edificaciones son analizadas sísmicamente de acuerdo a la Norma Venezolana COVENIN 1756-1:2001 y los diseños de los miembros con base en lo indicado en la Norma Venezolana Fondonorma NVF 1753:2006. Esta evaluación está enmarcada en la línea de investigación que actualmente se desarrolla en el IMME, relacionada con el estudio de la CFVD en edificaciones de concreto reforzado.

Palabras clave: Sismorresistencia, Concreto Reforzado, Pórticos, Columna Fuerte Viga Débil, Norma Venezolana NVF 1753:2006.

1. INTRODUCCIÓN

Como es sabido, en edificaciones aporricadas de concreto reforzado, la conexión que existe entre las vigas y las columnas reviste una importancia particular, lo cual condiciona su adecuado comportamiento y capacidad estructural ante acciones dinámicas, como, por ejemplo, sísmicas. Frente a un sismo, se espera la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas como mecanismo principal de disipación de energía inelástica, y en el nodo inferior de las columnas del nivel base de la edificación (Figura 1). Sin embargo, no siempre este mecanismo “ideal” se cumple, y existe la posibilidad de que se formen rótulas plásticas en los extremos de ciertas columnas de algunos niveles, con lo cual aumenta la posibilidad de formación de un mecanismo de piso que pudiera propiciar una falla por inestabilidad de la estructura.

Para reducir la posibilidad de aparición de rótulas plásticas en las columnas, las distintas normas y reglamentos de diseño estructural en concreto reforzado, recomiendan valores mínimos de la relación que deben cumplir las vigas y las columnas en términos de su resistencia nominal, siendo necesario que la resistencia de las columnas resulte mayor que la de las vigas que se les conectan. Esto se conoce como la *condición columna fuerte – viga débil* (en lo sucesivo, CFVD), y su verificación puede estar basada en alguno de los procedimientos siguientes: por nodos, por nivel, o mediante un diseño por capacidad (Barros y Santamaría, 2015). En la Norma Venezolana Fondonorma NVF 1753:2006, esta verificación se presenta mediante el estudio por nodos o por nivel, denominados Procedimiento 1 y 2, respectivamente.

En esencia, el Procedimiento 1 establece que la relación de las resistencias nominales de las columnas (ΣM_{cn}) deben superar a la de las vigas (ΣM_{vn}) en un 20%, es decir, $\Sigma M_{cn} \geq 1.20 \Sigma M_{vn}$ (Ecuación 1), realizándose esta verificación por cada nodo de la edificación, en cada nivel y dirección de análisis. El Procedimiento 2, en cambio, hace la verificación por nivel, en donde la resistencia nominal de todas las columnas debe superar a la de todas las vigas del nivel en estudio y en cada dirección del análisis, en un 20% (1.20). Al final, cualquiera sea el procedimiento empleado, lo que se busca evitar es la formación de un mecanismo de piso durante

un sismo, lo cual pudiera comprometer la estabilidad estructural de la edificación (Figura 1).

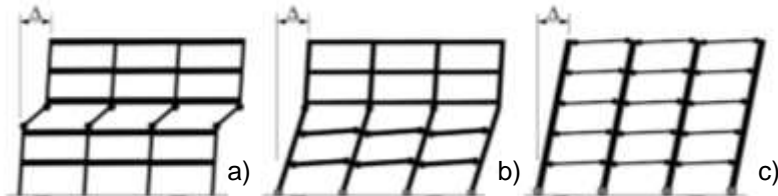


Figura 1: Mecanismos de Piso: a) De piso, b) Intermedio, c) Ideal.
Fuente: Moehle et al. (2008).

El Procedimiento 2, se basa en la propuesta planteada en el comentario de la edición del año 1999 del Libro Azul (*Blue Book*) del SEAOC, con la diferencia de que en este último basta con que la resistencia nominal de las columnas en relación a la de las vigas sea igual o mayor que la unidad. Marinilli, A. (2016), compara tanto el procedimiento 1 como el 2 y establece su implementación y eficacia para generar la condición CFVD. Una de las principales ventajas del procedimiento 2 en la evaluación de la condición CFVD, es que contempla la participación conjunta de todos los miembros principales de cada nivel (vigas y columnas) y en cada dirección del análisis, y al enfocarse el problema como global y no como local (nodos), se considera que sus resultados pudieran conducir a un diseño más idóneo en estructuras aperticadas de concreto reforzado.

Lo que se busca en este estudio, es determinar si un cambio de sección y armado de las columnas de edificaciones aperticadas de concreto reforzado, de 3 y 7 niveles (baja y media altura) propician la formación de algún mecanismo de piso, aunque se haya cumplido con el valor mínimo (1.20) para las resistencias nominales de las columnas establecido en el Procedimiento 2 de la NVF 1753:2006, al aplicar análisis estáticos no lineales (*pushover*) de acuerdo al documento ASCE 41-17. Asimismo, resulta de interés determinar el impacto en las cantidades de materiales (concreto y acero de refuerzo) al realizar dichas reducciones de secciones de las columnas. Las edificaciones analizadas, fueron diseñadas bajo los lineamientos de la NVF 1753:2006, y los relacionados con las acciones sísmicas y gravitacionales de acuerdo a lo contemplado en las Normas Venezolanas COVENIN 1756-1:2001 y COVENIN 2002-88, respectivamente.

Una vez que se hayan realizado los diseños de todos los miembros estructurales, en cuanto a los aceros de refuerzo longitudinales requeridos, es posible emplear la

metodología del *pushover* o análisis estático no lineal para la revisión del comportamiento inelástico que tendrán las estructuras. Mediante esta metodología, es posible determinar el patrón en la formación de rótulas plásticas en los miembros y su ubicación global en la estructura, bajo la incidencia de una carga lateral de forma generalmente triangular ascendente simulando la acción sísmica, la cual se va incrementando en ciclos sucesivos, hasta alcanzar en uno de los nodos del nivel techo, un valor de desplazamiento (*desplazamiento objetivo*), el cual representa una estimación del máximo desplazamiento esperado del nivel techo que tendrá la estructura para el sismo de diseño contemplado (ASCE 41-17), de acuerdo a un espectro de respuesta elástico. Se consideraron resistencias de los materiales superiores a las empleadas en el diseño estructural de los miembros para estimar sus valores esperados ($1.50 \cdot f'_c$ y $1.25 \cdot f_y$). Es posible determinar valores de interés como el corte en donde se alcanza la cedencia de la estructura (V_y) y el desplazamiento asociado (D_y), al igual que el corte y desplazamiento en condición última (V_u y D_u , respectivamente).

2. METODOLOGIA

Para el estudio, se seleccionaron dos edificaciones de concreto reforzado, la primera de 3 niveles, con cuatro pórticos en dirección X y cinco en dirección Y, y la segunda de 7 niveles e igual cantidad de pórticos, separados entre sí por distancias iguales de 5m. Se seleccionaron los pórticos centrales de cada una para el estudio, a los cuales se les realizaron dos análisis, uno de ellos manteniendo la sección de las columnas en toda su altura, pero variando los aceros de refuerzo longitudinales, según fuese necesario, para cumplir con el Procedimiento 2, mientras que el segundo análisis, se realizó variando la sección y el acero de refuerzo de las columnas. Con esto, resultaron cuatro pórticos a analizar, dos de 3 niveles y dos de 7 niveles. Para las cargas permanentes (CP), variables (CV) y variable del techo (CVt), se emplearon los valores recomendados en la Norma Venezolana COVENIN 2002-88. Una vez satisfechos los requisitos mínimos indicados en dichas normas, se procedió a realizar a cada uno de los modelos, análisis estáticos no lineales con el objeto de verificar si se formaba algún mecanismo de piso que pudiera conducir a la inestabilidad de la estructura, aun cuando se haya cumplido con el valor mínimo de resistencias nominales de columnas (1.20) indicado en el Procedimiento 2 en cada uno de los niveles de dichas edificaciones.

En lo que respecta a las combinaciones de carga, y tomando en cuenta la importante incidencia que la carga axial tiene en la resistencia nominal de las columnas (Moehle

et al., 2008), fue necesario considerar el signo positivo y negativo tanto de la acción sísmica horizontal (\pm SH) como del sismo en sentido vertical (\pm SV), siendo este último definido como una fracción de CP. Con esto resulta que para cargas axiales inferiores al valor de la carga axial que genera la falla balanceada de cada sección de columnas, mientras menor sea la carga axial menor será su resistencia nominal. Esta consideración influye evidentemente en el resultado de la verificación de la CFVD. Las combinaciones de carga empleadas fueron las siguientes, en donde la C5 generó los resultados más desfavorables y son los indicados en este estudio:

$$C1 = 1.4CP$$

$$C2 = 1.2CP + 1.6CV + 0.5CVt$$

$$C3 = 1.2CP + 0.5CV + 1.6CVt$$

(Ecuación 2)

$$C4 = 1.2CP + 0.5CV \pm SH \pm SV$$

$$C5 = 0.9CP \pm SH \pm SV$$

En lo referente a los análisis estáticos no lineales, se consideró la posibilidad de formación de rótulas plásticas a flexión en los extremos de las vigas y a flexión y carga axial en los extremos de las columnas. La rigidez flexional y a corte de las vigas y columnas fue modificada por los factores indicados en el documento ASCE 41-17. Con esta consideración, se acepta que la estructura presentará daño debido a la fisuración del concreto de los miembros estructurales. Con los datos obtenidos de los análisis estáticos no lineales, se calcularon las demandas de ductilidad y las ductilidades globales de cada modelo y luego fueron tabuladas, de acuerdo al tipo de modelo estudiado. Adicionalmente y para cada modelo, fueron tabulados los valores de la CFVD para cada nivel, valores de los desplazamientos cedentes, objetivos y últimos.

Las vigas de todos los modelos presentaron una sección transversal en todos los niveles de 30x40cm, mientras que las columnas fueron predimensionadas para carga vertical y sismo. Es importante mencionar, que para cumplir con los valores de derivas normalizadas máximas indicadas en el Capítulo 10 de la Norma Venezolana COVENIN 1756-1:2001, para estructuras del Grupo B2 y miembros no estructurales susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura (0.018), fue necesario realizar modificaciones a las secciones de las columnas del modelo de 7 pisos con variación en la geometría de columnas (7 Niveles C/C), ya que el modelo de 7 niveles que mantenía las secciones invariables en altura (7 Niveles S/C), tuvo valores en ciertos niveles muy próximos al valor límite, con lo

cual, al realizar las reducciones de las secciones se superaba el valor máximo normativo. Por ello, se comenzó en el nivel más bajo de la edificación con secciones de columnas de 55x55cm y 65x65cm, y se mantuvieron hasta el nivel 4, en donde luego las reducciones de secciones se hicieron de forma continua cada 5cm, llegándose a secciones en el nivel techo de 40x40cm y 50x50cm. En los restantes modelos analizados, las reducciones fueron de 10cm para respetar la pendiente normativa recomendada para los dobleces de los aceros de refuerzo longitudinales (1:6). Para todos los modelos, la losa fue maciza de 11cm de espesor. La altura entre los niveles fue de 2.80m. Las propiedades mecánicas de los materiales para los diseños estructurales fueron $f'c = 250 \text{ kgf/cm}^2$ y $fy = 4200 \text{ kgf/cm}^2$.

3. RESULTADOS

Los datos empleados para los análisis sísmicos se muestran en la Tabla 1:

Tabla 1: Parámetros sísmicos de acuerdo a COVENIN 1756-1:2001

Zona sísmica	5
Coefficiente de aceleración horizontal (A_0)	0.30
Perfil del suelo	S2
Factor de corrección de la aceleración horizontal (φ)	0.90
Factor de reducción de respuesta (R)	5
Clasificación según el uso	B2
Tipo de estructura	I
Sismo vertical (SV)	$\pm 0.1404CP$

El valor máximo de desplazamiento lateral se obtuvo entre el nivel 4 y 5 del modelo de 7 Niveles (C/C), en donde resultó un valor de 0.0182, que, aunque superó el máximo normativo de 0.018, se aceptó como válido para el análisis llevado a cabo. Ambos modelos de 3 Niveles (S/C y C/C) y 7 Niveles (S/C) cumplieron con el valor máximo para el desplazamiento lateral.

Condición CFVD:

Al realizar el diseño estructural de los miembros, las áreas de acero longitudinales definitivas convertidas en barras de diámetros comerciales en cada uno de los extremos de las vigas y columnas se muestran en las Figuras 2 a 4:

30x40	30x40	30x40	6.35	6.35	6.35	6.35	6.35	5.94
			3.81	3.81	3.81	3.81	3.81	3.81
40x40	40x40	40x40	18.08	18.08		18.08		18.08
30x40	30x40	30x40	10.31	10.31	10.31	10.31	10.31	10.31
			5.79	5.79	5.79	5.79	5.79	5.79
40x40	40x40	40x40	27.24	27.24		27.24		27.24
30x40	30x40	30x40	10.31	10.31	10.31	10.31	10.31	10.31
			5.79	5.79	5.79	5.79	5.79	5.79
40x40	40x40	40x40	23.76	23.76		23.76		23.76

Figura 2: Geometría de los miembros y áreas de acero (cm²) del modelo de 3 Niveles (S/C).

30x40	30x40	30x40	5.94	6.35	6.35	6.35	6.35	5.94
			3.81	3.81	3.81	3.81	3.81	3.81
30x30	30x30	30x30						
30x40	30x40	30x40	10.16	11.43	11.43	11.43	11.43	10.16
			5.08	6.35	6.35	6.35	6.35	5.08
30x30	35x35	35x35						
30x40	30x40	30x40	10.16	11.43	11.43	11.43	11.43	10.16
			5.08	6.35	6.35	6.35	6.35	5.08
35x35	40x40	40x40						

Figura 3: Geometría de los miembros y áreas de acero (cm²) del modelo de 3 Niveles (C/C).

30x40	30x40	30x40	7.62	7.62	7.62	7.62	7.62	7.62
50x50	65x65	65x65	27.24	45.60	45.60	45.60	45.60	27.24
30x40	30x40	30x40	11.43	11.43	11.43	11.43	11.43	11.43
			5.94	5.94	5.94	5.94	5.94	5.94
50x50	65x65	65x65	27.24	45.60	45.60	45.60	45.60	27.24
30x40	30x40	30x40	11.88	11.88	11.88	11.88	11.88	11.88
			5.94	5.94	5.94	5.94	5.94	5.94
50x50	65x65	65x65	27.24	45.60	45.60	45.60	45.60	27.24
30x40	30x40	30x40	12.70	12.70	12.70	12.70	12.70	12.70
			6.35	6.35	6.35	6.35	6.35	6.35
50x50	65x65	65x65	27.24	45.60	45.60	45.60	45.60	27.24
30x40	30x40	30x40	12.70	12.70	12.70	12.70	12.70	12.70
			6.35	6.35	6.35	6.35	6.35	6.35
50x50	65x65	65x65	27.24	45.60	45.60	45.60	45.60	27.24
30x40	30x40	30x40	11.88	11.88	11.88	11.88	11.88	11.88
			5.94	5.94	5.94	5.94	5.94	5.94
50x50	65x65	65x65	27.24	45.60	45.60	45.60	45.60	27.24
30x40	30x40	30x40	9.90	9.90	9.90	9.90	9.90	9.90
			5.08	5.08	5.08	5.08	5.08	5.08
50x50	65x65	65x65	27.24	45.60	45.60	45.60	45.60	27.24

Figura 4: Geometría de los miembros y áreas de acero (cm²) del modelo de 7 Niveles (S/C).

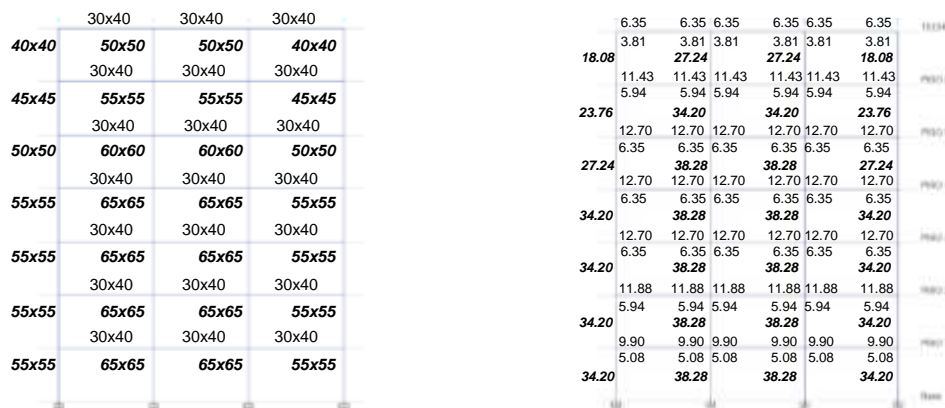


Figura 5: Geometría de los miembros y áreas de acero (cm²) del modelo de 7 Niveles (C/C).

Con estas geometrías y áreas de acero longitudinal, se obtuvieron los valores indicados en la Tabla 2 para la condición CFVD empleando el Procedimiento 2 (debido a la simetría de los modelos estudiados, tanto para el sismo horizontal positivo como negativo, los valores son iguales):

Tabla 2: Valores de la condición CFVD

Nivel	3 Niveles (S/C)	3 Niveles (C/C)	7 Niveles (S/C)	7 Niveles (C/C)
	$\Sigma M_{cn} \geq 1.20 \Sigma M_{vn}$			
Piso 7	-	-	3.50	1.88
Piso 6	-	-	2.28	1.73
Piso 5	-	-	2.63	2.12
Piso 4	-	-	2.62	2.51
Piso 3	1.22	1.33	2.74	2.64
Piso 2	1.28	1.25	3.03	2.93
Piso 1	1.28	1.23	3.67	3.56

Análisis Estático no Lineal:

En lo referente al análisis estático no lineal, se tuvieron los resultados correspondientes a la condición cedente, desplazamiento objetivo y condición última de la edificación, indicados en la Tabla 3:

Tabla 3: Resultados del análisis estático no lineal de los modelos estudiados

Modelo	Corte Cedente V_y (kgf)	Desplaz. Cedente D_y (cm)	Cortante Objetivo V_{obj} (kgf)	Desplaz. Objetivo D_{obj} (cm)	Desplaz. Último D_u (cm)	Demanda Ductilidad (D_{obj}/D_y)	Ductilidad Global (D_u/D_y)
3 Niveles (S/C)	34762	3.57	40855	9.29	18.96	2.60	5.31
3 Niveles (C/C)	27977	3.47	35683	10.85	17.04	3.13	4.91
7 Niveles (S/C)	50239	10.74	54042	24.28	40.42	2.26	3.76
7 Niveles (C/C)	59879	12.40	65098	23.13	46.05	1.87	3.71

Los patrones de formación de rótulas plásticas, tanto para el caso del desplazamiento objetivo como último de cada modelo se observan en las Figuras 6 a 9:

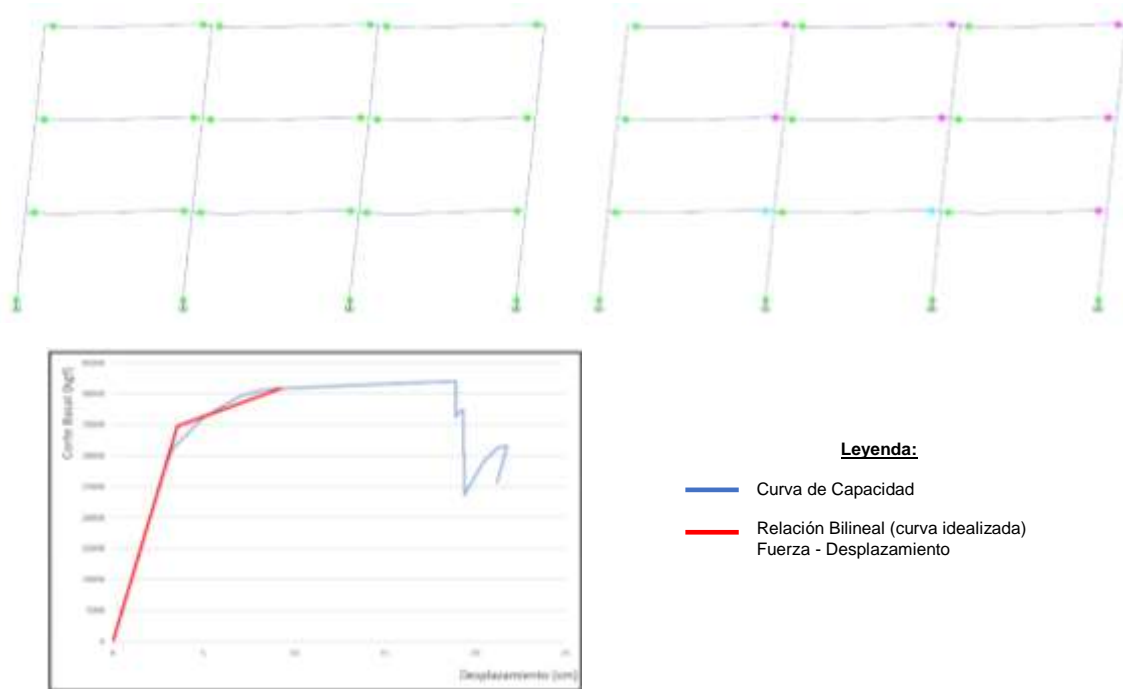


Figura 6: Modelo 3 Niveles (S/C). Patrón de formación de rótulas plásticas para las condiciones del desplazamiento objetivo (izq.) y último (der.) y curva del pushover

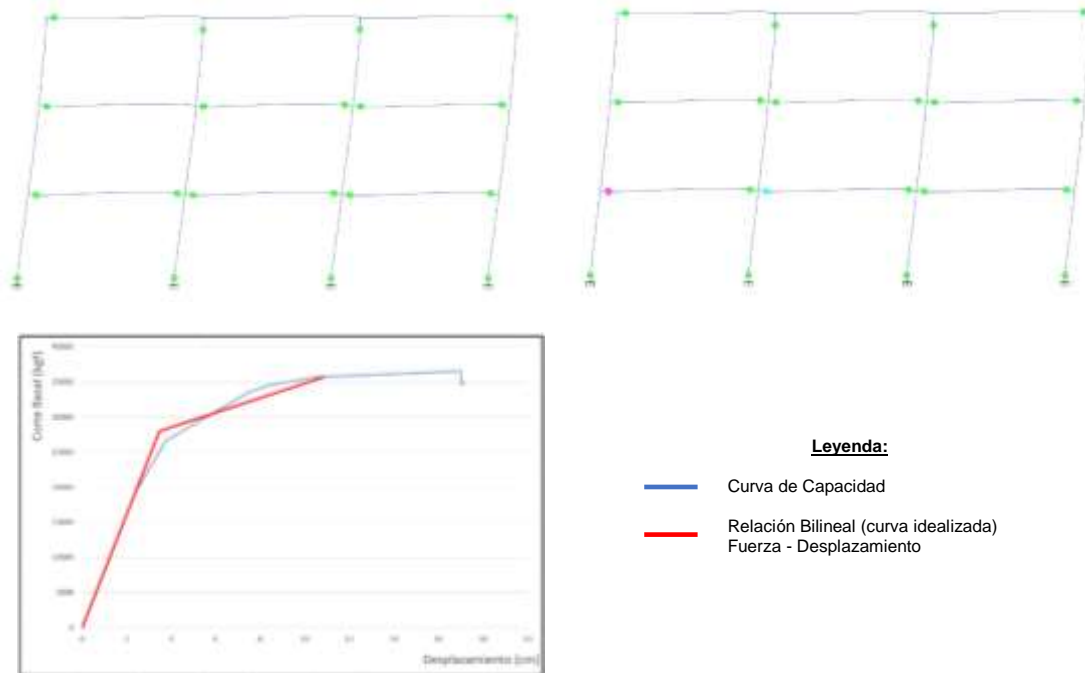


Figura 7: Modelo 3 Niveles (C/C). Patrón de formación de rótulas plásticas para las condiciones del desplazamiento objetivo (izq.) y último (der.) y curvas del pushover.

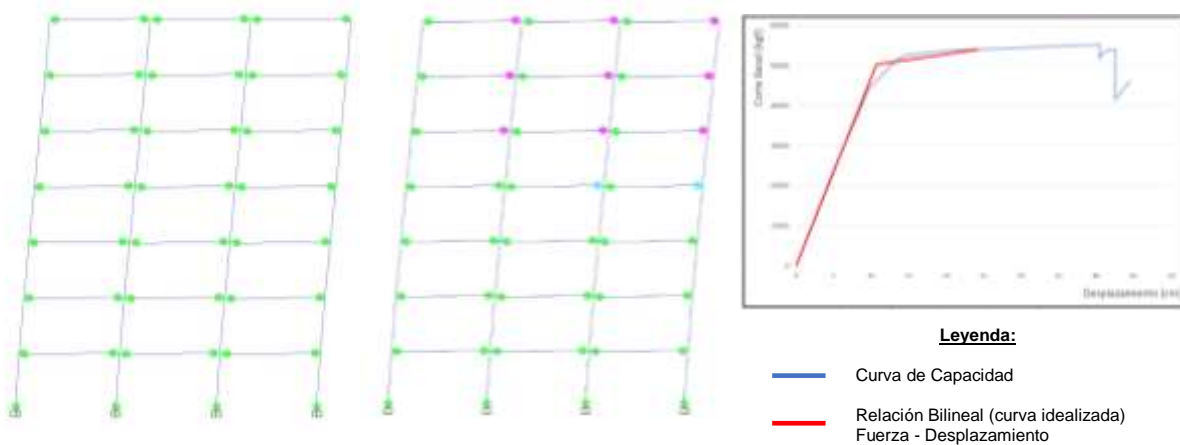


Figura 8: Modelo 7 Niveles (S/C). Patrón de formación de rótulas plásticas para las condiciones del desplazamiento objetivo (izq.) y último (der.) y curvas del pushover.

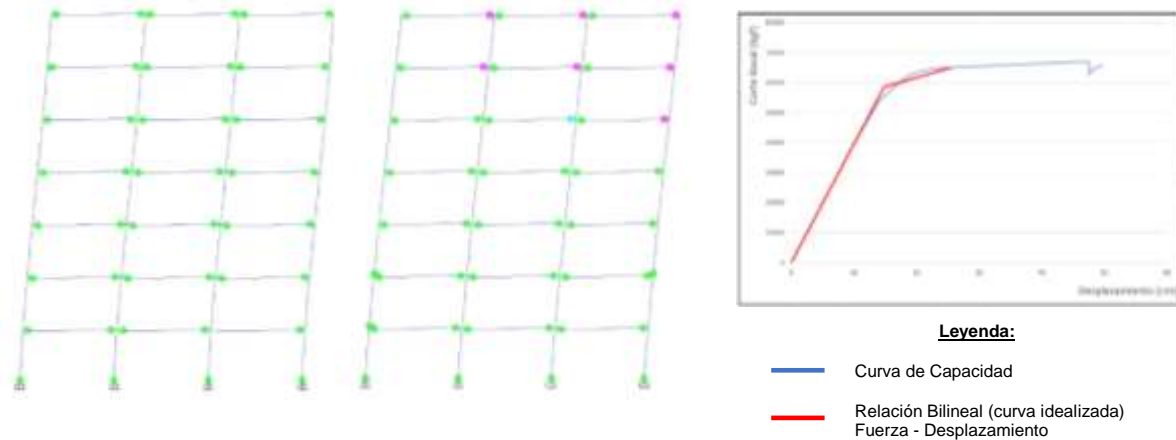


Figura 9: Modelo 7 Niveles (C/C). Patrón de formación de rótulas plásticas para las condiciones del desplazamiento objetivo (izq.) y último (der.) y curvas del pushover.

En lo referente a la cantidad y peso de los materiales (concreto y acero de refuerzo longitudinal) del diseño estructural definitivo de los miembros (vigas y columnas) de cada modelo analizado, resultó lo indicado en la Tabla 4:

Tabla 4: Cantidades de materiales de los modelos estudiados

Modelo Analizado	Concreto (m ³)	Concreto (kgf)	Acero (kgf)	Peso Total (kgf)
3 Niveles (S/C)	10.35	24840	1106.14	25946.14
3 Niveles (C/C)	8.75	21000	1419.41	22419.41
7 Niveles (S/C)	37.45	89880	3625.22	93505.22
7 Niveles (C/C)	35.94	86256	3399.85	89655.85

4. ANALISIS DE RESULTADOS

- 1) Al cumplir con el valor mínimo del Procedimiento 2 de la Norma Venezolana NVF 1753:2006 para la verificación de la CFVD, se garantizó que no se formaron mecanismos de piso que pudieran propiciar una falla por inestabilidad de las estructuras analizadas en este estudio. Los mecanismos de piso obtenidos en su mayoría fueron los “ideales”, con la formación de rótulas plásticas en los extremos de casi todas las vigas de todos los niveles y en la base de las columnas del nivel

inferior para el desplazamiento objetivo. Solamente se presentó un mecanismo intermedio, con el extremo superior de las columnas centrales del nivel techo articuladas, en el modelo de 3 Niveles (C/C), para el desplazamiento objetivo, y en el modelo de 7 Niveles (C/C), en algunos extremos de las columnas exteriores de los niveles 1 y 2 para la condición de desplazamiento último.

- 2) En los modelos de 3 Niveles (S/C y C/C), la reducción de la sección de las columnas permitió disminuir la cantidad de concreto empleado (16%), pero con un aumento de la cantidad de acero de refuerzo longitudinal (28%) necesario para garantizar el cumplimiento del Procedimiento 2 en la evaluación de la condición CFVD. Asimismo, el peso total del pórtico de 3 Niveles (C/C) fue menor al modelo de 3 Niveles (S/C) (13.6%). Para el modelo de 7 Niveles (C/C), se observó una reducción en la cantidad de concreto (4%) y de la cantidad de acero de refuerzo longitudinal (6.2%) en comparación con el modelo de 7 Niveles (S/C), y una reducción del peso total (4%).
- 3) La demanda de ductilidad presentó comportamientos con tendencias distintas en los modelos de 3 y 7 Niveles. En el modelo de 3 Niveles (C/C) aumentó en base al modelo de 3 Niveles (S/C), sin embargo, la ductilidad global fue menor. Para el modelo de 7 Niveles (C/C), la demanda de ductilidad disminuyó al igual que la ductilidad global en comparación con el de 7 Niveles (S/C). En vista de que se estudiaron modelos con solo dos alturas (3 y 7 Niveles), resultaría conveniente aumentar los casos de estudio y evaluar los resultados obtenidos con un número de niveles intermedios entre estos dos, con lo cual se pudiera estimar en qué caso la tendencia observada de la demanda de ductilidad obtenida de los modelos de 3 Niveles comienza a presentar variación.

5. CONCLUSIONES

Cumplir con el Procedimiento 2 de la Norma Venezolana NVF 1753:2006 en edificaciones aporricadas regulares de concreto reforzado, garantizó, en todos los casos estudiados (pórticos planos de 3 y 7 Niveles S/C y C/C), la obtención de mecanismos de piso “ideales”, en donde solamente se presentaron rótulas plásticas en la base de las columnas inferiores y extremos de casi todas las vigas de todos los niveles para el caso del desplazamiento objetivo. Se obtuvieron ahorros en la cantidad de concreto requerido de los modelos (C/C) pero para el modelo de 3 Niveles (C/C), hubo aumento en la cantidad del acero de refuerzo longitudinal, lo cual no se presentó en el modelo de 7 Niveles (C/C), en donde hubo economía tanto

del concreto como del acero de refuerzo longitudinal de las columnas. La ductilidad global disminuyó en ambos casos (C/C) en relación con los que mantuvieron las secciones de columnas con la altura (S/C), pero la demanda de ductilidad presentó tendencias distintas, siendo mayor en el modelo de 3 Niveles (C/C) que en el de 3 Niveles (S/C), pero menor en el modelo de 7 Niveles (C/C) que en el de 7 Niveles (S/C).

6. REFERENCIAS

American Society of Civil Engineers. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings ASCE/SEI 41-17*. Virginia.

Barros, J., Santa María, H. (2015). *Criterio columna fuerte viga débil en edificios de baja altura*. II Congreso de Internacional de Ingeniería Sísmica (pp. 70-75). Ecuador.

Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN). (1988). *Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones 2002-88*. Caracas.

Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN). (2001). *Edificaciones Sismorresistentes 1756-1:2001*. Caracas.

Fondonorma. *Norma Venezolana NVF 1753:2006 (2006). Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural*. Caracas.

Marinilli, Angelo (2006). *Aplicación y Eficacia de la Norma Venezolana Fondonorma 1753:2006 para Generar la Condición "Columna Fuerte – Viga Débil"*. Área Temática: Ambiente, Infraestructura y Servicios (A17-KWBO). Jornadas de Investigación (JIFI) del 14 al 18 de noviembre de 2006, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela (s/p). Caracas.

Moehle, J. P., Hooper, J. D., Lubke, C. D. (2008). *Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers*. NIST GCR 8-917-1. National Institute of Standards and Technology. Estados Unidos.

Structural Engineers Association of California (SEAOC). (1999). *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*. California.

APÉNDICE (Presentación)



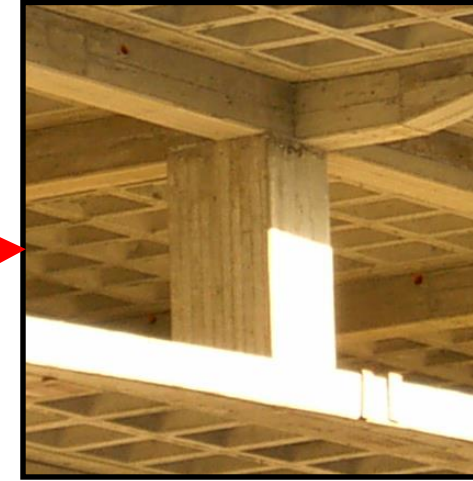
EVALUACION DE LA CONDICION COLUMNA
FUERTE VIGA DEBIL SEGUN EL PROCEDIMIENTO
2 DE LA NORMA VENEZOLANA FONDONORMA
NVF 1753:2006 EN EDIFICACIONES REGULARES
DE CONCRETO REFORZADO

Autores: Sigfrido Loges (IDEC-FAU-UCV)

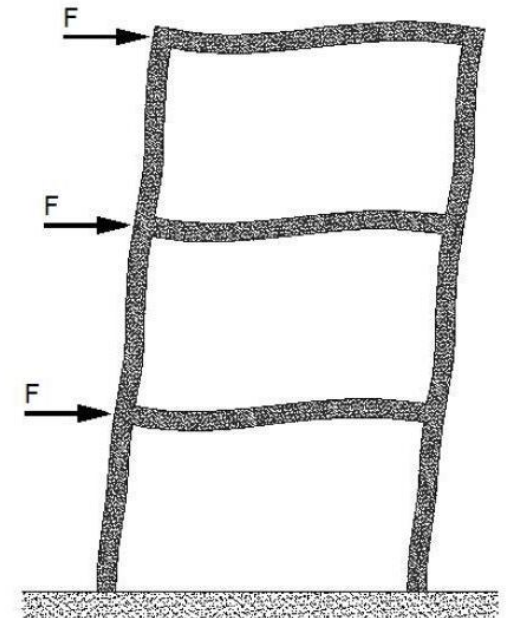
Angelo Marinilli (IMME-FI-UCV)



Edificios aporticados de concreto reforzado



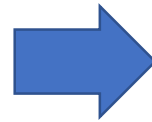
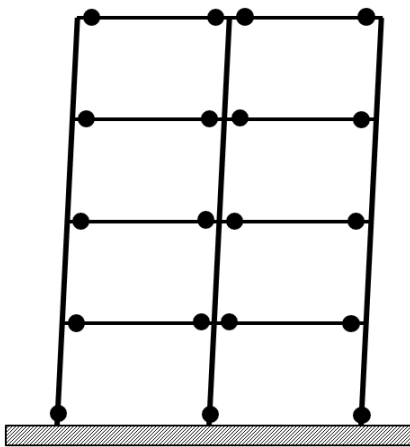
Sismo



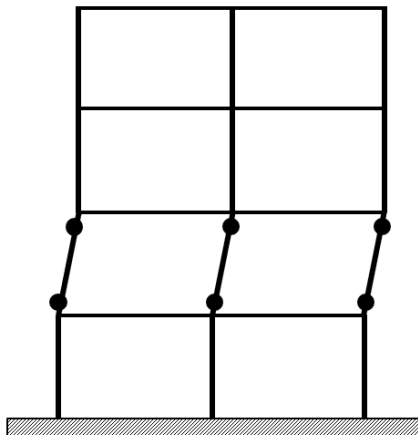


*Mecanismos de disipación de energía
inelástica en pórticos*

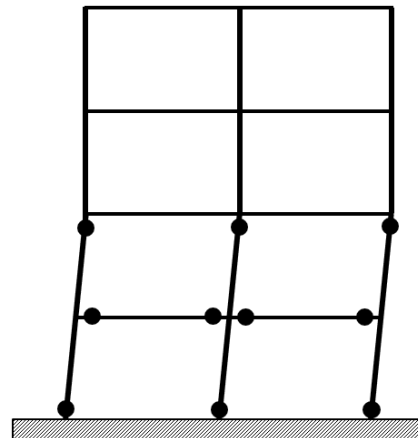
Ideal



De piso



Intermedio

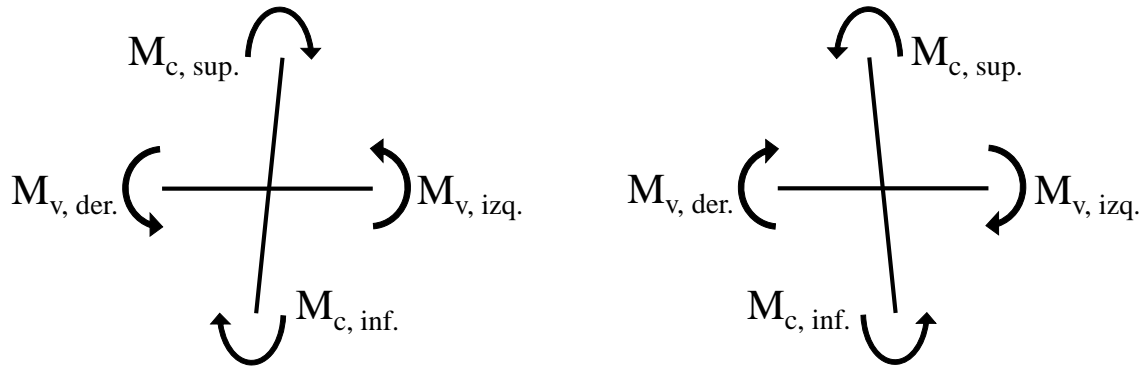




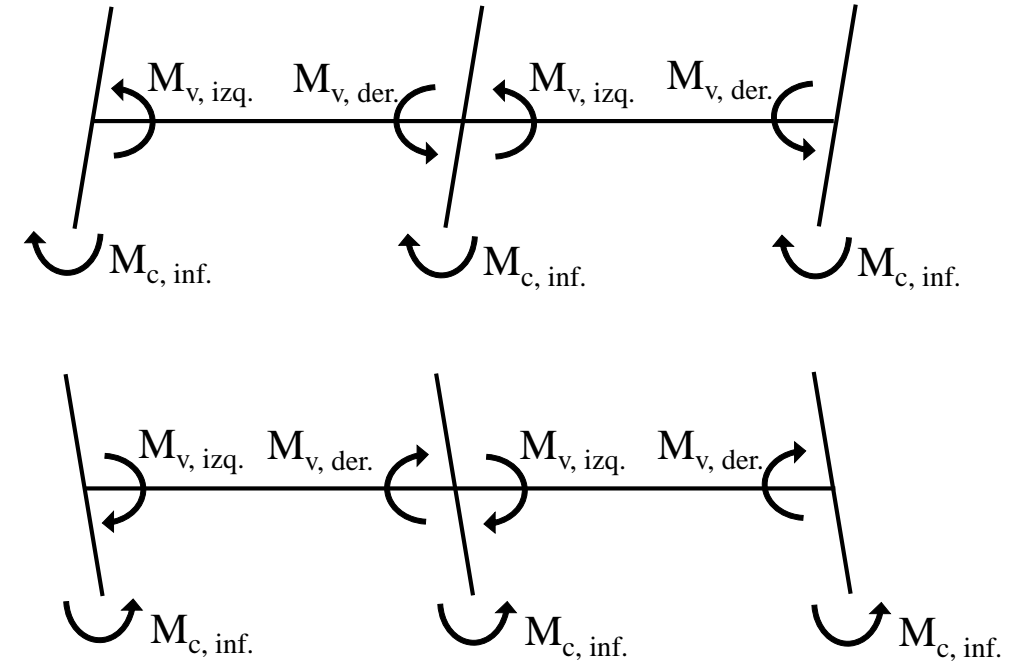
Condición Columna Fuerte –Viga Débil
(según NVF 1753:2006)



Procedimiento 1 (por nodos)



Procedimiento 2 (por nivel)



$$\Sigma M_{cn} \geq 1.20 * \Sigma M_{vn}$$





Objetivo y Casos de Estudio



Objetivo del Estudio

Evaluar la incidencia que tiene la altura y el cambio de sección de columnas de edificaciones regulares de concreto reforzado, en el desarrollo de la condición columna fuerte viga débil (CFVD), de acuerdo al Procedimiento 2 indicado en la Norma Venezolana Fondonorma NVF 1753:2006.



Casos de Estudio

3 niveles

3 S/C

3 C/C

30x40	30x40	30x40	
40x40	40x40	40x40	40x40
30x40	30x40	30x40	
40x40	40x40	40x40	40x40
30x40	30x40	30x40	
40x40	40x40	40x40	40x40

30x40	30x40	30x40	
30x30	30x30	30x30	30x30
30x40	30x40	30x40	
30x30	35x35	35x35	30x30
30x40	30x40	30x40	
35x35	40x40	40x40	35x35

7 niveles

7 S/C

7 C/C

	30x40	30x40	30x40
50x50	65x65	65x65	50x50
	30x40	30x40	30x40
50x50	65x65	65x65	50x50
	30x40	30x40	30x40
50x50	65x65	65x65	50x50
	30x40	30x40	30x40
50x50	65x65	65x65	50x50
	30x40	30x40	30x40
50x50	65x65	65x65	50x50
	30x40	30x40	30x40
50x50	65x65	65x65	50x50

	30x40	30x40	30x40
40x40	50x50	50x50	40x40
	30x40	30x40	30x40
45x45	55x55	55x55	45x45
	30x40	30x40	30x40
50x50	60x60	60x60	50x50
	30x40	30x40	30x40
55x55	65x65	65x65	55x55
	30x40	30x40	30x40
55x55	65x65	65x65	55x55
	30x40	30x40	30x40
55x55	65x65	65x65	55x55
	30x40	30x40	30x40
55x55	65x65	65x65	55x55



Resultados

Condición columna fuerte viga débil
(relación de resistencias)

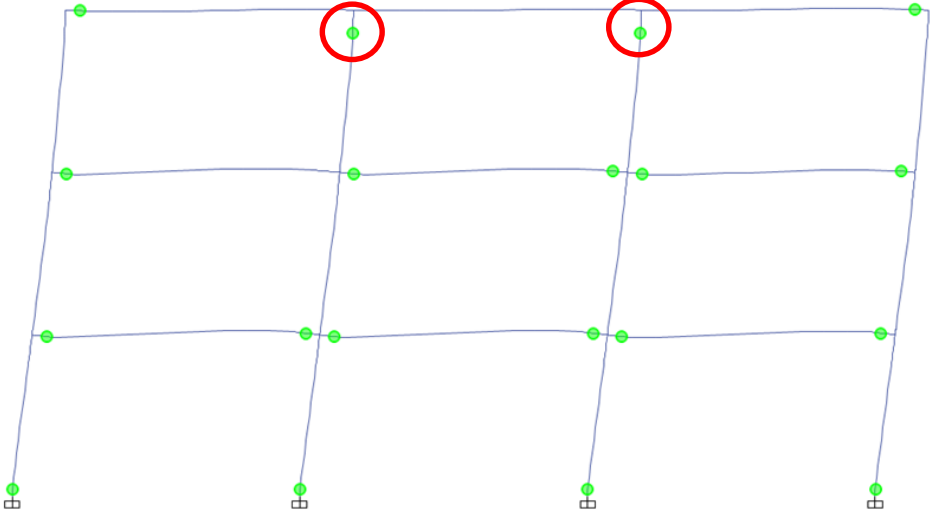
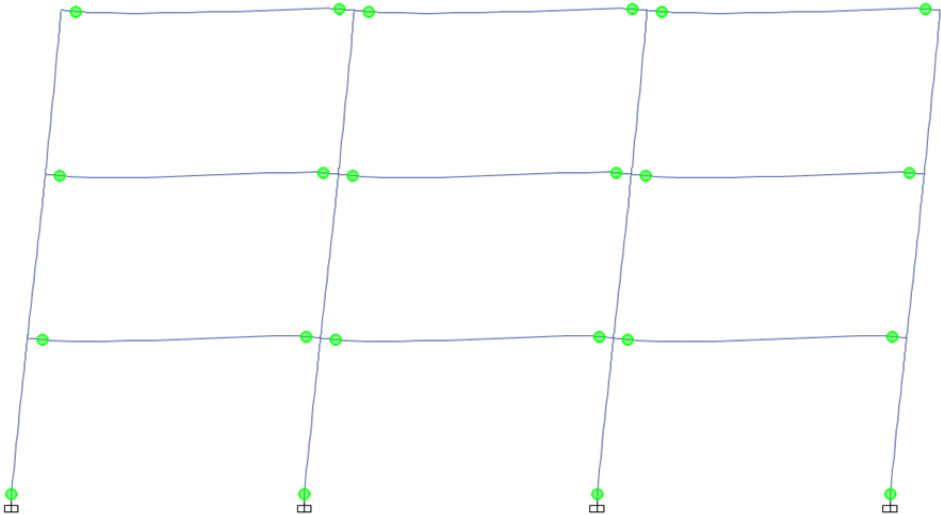
Nivel	3 niveles (S/C)	3 niveles (C/C)	7 niveles (S/C)	7 niveles (C/C)
	$\Sigma M_{cn} / \Sigma M_{vn} \geq 1.20$			
Piso 7	-	-	3.50	1.88
Piso 6	-	-	2.28	1.73
Piso 5	-	-	2.63	2.12
Piso 4	-	-	2.62	2.51
Piso 3	1.22	1.33	2.74	2.64
Piso 2	1.28	1.25	3.03	2.93
Piso 1	1.28	1.23	3.67	3.56

Análisis estático no lineal (pushover) para D_{obj}

3 niveles

3 S/C

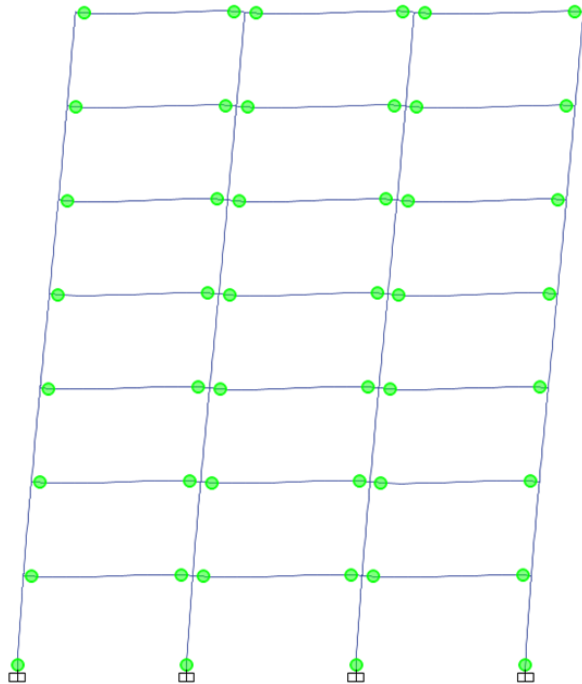
3 C/C



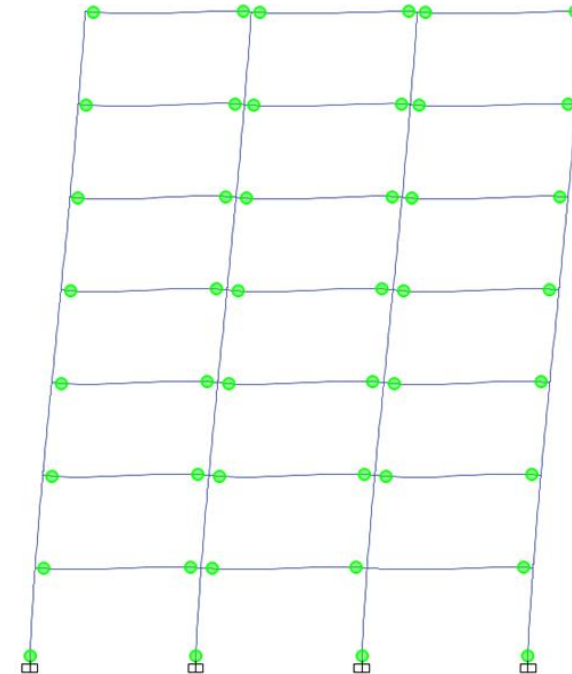
Análisis estático no lineal (pushover) para D_{obj}

7 niveles

7 S/C



7 C/C



Análisis estático no lineal (pushover)

Modelo Analizado	Corte Cedente V_y (kgf)	Desplaz. Cedente D_y (cm)	Cortante Objetivo V_{obj} (kgf)	Desplaz. Objetivo D_{obj} (cm)	Desplaz. Último D_u (cm)	Ductilidad Objetivo (D_{obj}/D_y)	Ductilidad Global (D_u/D_y)
3 (S/C)	34762	3.57	40855	9.29	18.96	2.60	5.31
3 (C/C)	27977	3.47	35683	10.85	17.04	3.13	4.91
7 (S/C)	50239	10.74	54042	24.28	40.42	2.26	3.76
7 (C/C)	59879	12.40	65098	23.13	46.05	1.87	3.71

Cantidad de material (acero y concreto)

Modelo Analizado	Concreto (m^3)	Concreto (kgf)	Acero (kgf)	Peso Total (kgf)
3 (S/C)	10.35	24840	1106.14	25946.14
3 (C/C)	8.75	21000	1419.41	22419.41
7 (S/C)	37.45	89880	3625.22	93505.22
7 (C/C)	35.94	86256	3399.85	89655.85



Conclusiones

- Aplicar el Procedimiento 2 de la NVE 1753:2006 garantizó, en todos los casos estudiados, la generación de la condición columna fuerte viga débil en todos los niveles para el desplazamiento objetivo.
- Se obtuvieron ahorros en la cantidad de concreto requerido de los modelos (C/C) pero para el modelo de 3 Niveles (C/C), hubo aumento en la cantidad del acero de refuerzo longitudinal, lo cual no se presentó en el modelo de 7 Niveles (C/C), en donde hubo economía tanto del concreto como del acero de refuerzo longitudinal de las columnas.
- La ductilidad global disminuyó en ambos casos (C/C) en relación con los que mantuvieron las secciones de columnas con la altura (S/C), pero la ductilidad objetivo presentó tendencias distintas, siendo mayor en el modelo de 3 Niveles (C/C) que en el de 3 Niveles (S/C), pero menor en el modelo de 7 Niveles (C/C) que en el de 7 Niveles (S/C).

*Gracias por su
atención...*

