

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

**EVALUACIÓN DE LOS REQUISITOS DE LA NVC 1618-1998 PARA
ESTABLECER LA CONDICIÓN COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL
EN PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO**

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela

Por los Brs.:
Dos Ramos Camirra, Sandra Maria
Méndez Casariego, Danielita Kelly

Para optar al Título de
Ingeniero Civil

Caracas, 2014

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

EVALUACIÓN DE LOS REQUISITOS DE LA NVC 1618-1998 PARA ESTABLECER LA CONDICIÓN COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL EN PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO

TUTOR ACADÉMICO: Prof. Angelo Marinilli

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela

Por los Brs.:
Dos Ramos Camirra, Sandra Maria
Méndez Casariego, Danielita Kelly

Para optar al Título de
Ingeniero Civil

Caracas, 2014

ACTA

El día 19 de junio de 2014 se reunió el jurado formado por los profesores:

Prof. Angelo Marinilli

Prof. Antonio Güell

Prof. Ronald Torres

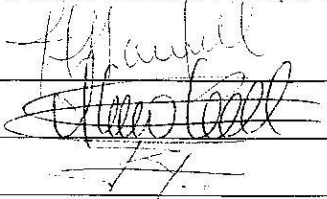
Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado: **EVALUACIÓN DE LOS REQUISITOS DE LA NVC 1618-1998 PARA ESTABLECER LA CONDICIÓN COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL EN PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO** Presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela para optar al Título de **INGENIERO CIVIL**.

Una vez oída la defensa oral que las bachilleres hicieron de su Trabajo Especial de Grado, este jurado decidió las siguientes calificaciones:

NOMBRE	CALIFICACIÓN	
	Números	Letras
Br. Sandra M. Dos Ramos C.	20	VEINTE
Br. Danielita K. Méndez C.	20	VEINTE

Recomendaciones:

FIRMAS DEL JURADO



Caracas, 19 de junio de 2014

DEDICATORIA

A mi papá Joao Luis, mi mamá María Fátima, mi hermano Juan Carlos, a mi familia.

A mi novio Juan Ernesto.

A mi amiga y compañera en este y muchos trabajos, Danielita.

A todos los que han compartido esta grandiosa experiencia vivida en la Ilustre UCV y se han convertido en grandes amigos.

Sandra Dos Ramos

A mi madre Luisa María, mi padre Bartolomé, mi hermana Génesis Oriana y a mi novio Samuel David.

A mi familia, en especial a mi madrina Jeannette Inés y a mi tía Juana María.

A mi amiga Sandra María y a mis amigos.

Danielita Méndez

AGRADECIMIENTOS

A Dios y la Virgen.

Al Tutor Académico, Profesor Angelo Marinilli.

A los profesores José Manuel Velázquez, Antonio Güell, Eliud Hernández, Budimir Spasic, Arnaldo Gutiérrez y Sigfrido Loges.

A los Ingenieros Freddy González, José Jácome y Martin Beyer.

Dos Ramos C. Sandra M.

Méndez C. Danielita K.

EVALUACIÓN DE LOS REQUISITOS DE LA NVC 1618-1998 PARA ESTABLECER LA CONDICIÓN COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL EN PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO

Tutor Académico: Prof. Angelo Marinilli

Trabajo Especial de Grado. Caracas, U.C.V. Facultad de Ingeniería.

Escuela de Ingeniería Civil. 2014, 81 páginas.

Palabras Clave: Ingeniería Sismorresistente, Estructuras de Acero, Pórticos Resistentes a Momento, Norma Venezolana COVENIN 1618-1998, Columna Fuerte-Viga Débil.

Resumen

El diseño sismorresistente de pórticos de acero estructural conlleva a que la principal fuente de disipación de energía sea por medio de la formación de rótulas plásticas en las vigas a una cierta distancia de las caras de las columnas, y a evitar la formación de rótulas plásticas en las columnas, salvo en la base de las columnas del primer nivel. Esta filosofía se conoce como la condición columna fuerte-viga débil.

El objetivo de este trabajo es evaluar la relación de momentos en los nodos propuesta en la Norma Venezolana COVENIN 1618-1998 para la condición columna fuerte-viga débil en pórticos resistentes a momentos pertenecientes a estructuras de baja altura.

Para realizar esta investigación se diseñaron tres pórticos planos de acero estructural de baja altura y con distintas configuraciones. Los pórticos fueron evaluados según el procedimiento del apartado 11.4.7 de la Norma Venezolana COVENIN 1618-1998 y el diseño sismorresistente se llevó a cabo mediante análisis espectral de acuerdo con la Norma Venezolana COVENIN 1756-2001. Para el diseño de cada pórtico se contó con tres etapas esencialmente, y posterior al diseño se realizó la revisión de la relación de momentos entre

columnas y vigas como está establecido en la NVC 1618-1998. En la primera etapa de diseño se utilizaron perfiles que produjeran una desplazabilidad lo más cercana al límite normativo, y relaciones demanda-capacidad de los miembros estructurales próximos a la unidad. En la segunda etapa se realizó un primer acomodo en el cual se adecuaron los perfiles de las columnas para cumplir con el criterio columna fuerte-viga débil con un valor lo más próximo al normativo. Y en la tercera se ajustaron los perfiles de manera tal que pudieran representar una solución desde el punto de vista constructivo.

Luego del diseño estructural se evaluó cada pórtico por análisis estático no lineal o *pushover*, según el documento de la Federal Emergency Management Agency 356-2000, para observar el comportamiento sismorresistente en términos del patrón de formación de rótulas plásticas en los pórticos y del mecanismo de colapso que se presentó en cada estructura. Los análisis estáticos no lineales fueron realizados considerando dos patrones de carga lateral, con la finalidad de evaluar su efecto sobre el comportamiento sismorresistente de los pórticos analizados. Los patrones utilizados fueron distribución vertical uniforme y distribución vertical triangular. Ambos patrones fueron aplicados en la dirección del análisis tanto en sentido positivo como negativo, exceptuando los pórticos absolutamente simétricos.

Los resultados obtenidos mostraron que con valores de relación de momentos en los nodos menores a 1,0 no se presenta el mecanismo ideal en la totalidad de los casos, pudiendo presentarse algún mecanismo de formación de rótulas plásticas diferente al ideal. Con el ajuste para valores de la relación cercanos a 1,0 se presentó el mecanismo de colapso ideal en todos los casos. Y más aún, con valores superiores a 1,0 se obtuvo el mecanismo de falla ideal para la totalidad de los casos estudiados.

En conclusión, para los casos analizados, seguir los lineamientos de la Norma Venezolana COVENIN 1618-1998 generó un resultado que es satisfactorio en cuanto a comportamiento sismorresistente se refiere.

INDICE GENERAL

INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I: FUNDAMENTOS DE LA INVESTIGACIÓN	3
I.1. Planteamiento del Problema	3
I.2. Justificación	5
I.3. Objetivos	5
I.3.1. Objetivo General	5
I.3.2. Objetivos Específicos	5
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	7
II.1. Estructuras de Acero	7
II.1.1. Propiedades del acero	7
II.1.2. Factor de modificación de la tensión de cedencia del acero	8
II.2. Fundamentos del Diseño Sismorresistente	8
II.3. Sistemas Estructurales en Acero. Pórticos Resistentes a Momento	10
II.3.1. Pórticos de Acero con Nivel de Diseño ND1	10
II.3.2. Pórticos de Acero con Nivel de Diseño ND2	10
II.3.3. Pórticos de Acero con Nivel de Diseño ND3	10
II.4. Condición “Columna Fuerte-Viga Débil”	11
II.5. Aspectos Normativos	12
II.5.1. La relación de momentos en los nodos	12
II.5.2. Norma Venezolana COVENIN- 1618-1998	13
II.6. Análisis Estático No Lineal (<i>Pushover</i>)	15
CAPÍTULO III: MÉTODO	17
III.1. Caracterización de los perfiles y materiales	17
III.1.1. Propiedades del acero a utilizar	17
III.1.2. Selección del tipo de perfil	17
III.2. Diseño estructural	18
III.3. Consideraciones para la ejecución de los análisis	23
III.4. Análisis Estáticos No Lineales	25
III.5. Limitaciones	27
III.6. Casos de Estudio	27
III.7. Pórtico 1	28

III.8. Pórtico 2.....	29
III.9. Pórtico 3.....	29
III.10. Identificación de los pórticos a estudiar.....	30
CAPÍTULO IV: RESULTADOS Y ANÁLISIS	31
IV.1. Análisis del pórtico 1	31
IV.1.1. Análisis Pórtico 1.1	32
IV.1.2. Análisis Pórtico 1.2	34
IV.1.3. Análisis Pórtico 1.3	36
IV.2. Análisis del Pórtico 2.....	38
IV.2.1. Análisis Pórtico 2.1	39
IV.2.2. Análisis Pórtico 2.2.....	41
IV.2.3. Análisis Pórtico 2.3.....	44
IV.3. Análisis de pórtico 3	46
IV.3.1. Análisis Pórtico 3.1	47
IV.3.2. Análisis Pórtico 3.2	50
IV.3.3. Análisis Pórtico 3.3	52
IV.4. Criterios adicionales de la AISC 341-2010 aplicada a los pórticos analizados.....	54
IV.4.1. Análisis del Pórtico 1.4.....	55
IV.4.2. Análisis Pórtico 2.4	57
IV.5. Comparación de las relaciones de momentos en los nodos obtenidos de la verificación según la NVC 1618-1998	59
IV.5.1. Pórtico 1.....	59
IV.5.2. Pórtico 2.....	61
IV.5.3. Pórtico 3.....	62
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	64
V.1. CONCLUSIONES	64
V.2. RECOMENDACIONES.....	68
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	69
APÉNDICES	72

LISTA DE TABLAS

Tabla II. 1. Propiedades del Acero Estructural según NVC 1618-1998.	8
Tabla II. 2. Factor de Modificación de la Tensión Cedente Mínima Especificada según NVC 1618-1998.	8
Tabla III. 1. Resultados de consultas a Ingenieros sobre el uso de perfiles estructurales.....	19
Tabla III. 2. Propiedades Mecánicas del Acero Estructural ASTM A36 según NVC 1618-1998.	17
Tabla IV. 1. Cargas permanentes y variables del Pórtico 1.	31
Tabla IV. 2. Parámetros para la determinación del espectro sísmico de diseño del Pórtico 1.	31
Tabla IV. 3. Relación de momentos en los nodos del Pórtico 1.1.....	33
Tabla IV. 4. Relación de momentos en los nodos del Pórtico 1.2.....	35
Tabla IV. 5. Relación de momentos en los nodos del Pórtico 1.3.....	37
Tabla IV. 6. Cargas permanentes y variables del Pórtico 2.	38
Tabla IV. 7. Parámetros para la determinación del espectro sísmico de diseño del Pórtico 2.	39
Tabla IV. 8. Relación de momentos en los nodos del Pórtico 2.1.....	40
Tabla IV. 9. Relación de momentos en los nodos del Pórtico 2.2.....	43
Tabla IV. 10. Relación de momentos en los nodos del Pórtico 2.3.....	45
Tabla IV. 11 Cargas permanentes y variables del Pórtico 3.	46
Tabla IV. 12. Parámetros para la determinación del espectro sísmico de diseño del Pórtico 3	46
Tabla IV. 13. Relación de momentos en los nodos del Pórtico 3.1.....	48
Tabla IV. 14. Relación de momentos en los nodos del Pórtico 3.2.....	51
Tabla IV. 15. Relación de momentos en los nodos del Pórtico 3.3.....	53
Tabla IV. 16. Relación de momentos en los nodos del Pórtico 1.4.....	56
Tabla IV. 17. Relación de momentos en los nodos del Pórtico 2.4.....	58
Tabla IV. 18. Rangos de relaciones de momentos en los nodos del Pórtico 1.....	60
Tabla IV. 19. Rangos de relaciones de momentos en los nodos del Pórtico 2.....	62
Tabla IV. 20. Rangos de relaciones de momentos en los nodos del Pórtico 3.....	63

LISTA DE FIGURAS

Figura II. 1. Deformaciones inducidas por un sismo.	9
Figura II. 2. Mecanismo plástico deseable: rotulación de las vigas.	11
Figura III. 1. Relación carga contra deformación generalizada para elementos de acero.	25
Figura III. 2. Efecto Bauschinger en la respuesta cíclica del acero.	26
Figura III. 3. Geometría del Pórtico 1.	29
Figura III. 4. Geometría del Pórtico 2.	29
Figura III. 5. Geometría del Pórtico 3.	30
Figura IV. 1. Perfiles del Pórtico 1.1.	32
Figura IV. 2. Relaciones de Demanda-Capacidad del Pórtico 1.1.	33
Figura IV. 3. Mecanismo plástico de colapso para el Pórtico 1.1:	34
Figura IV. 4. Perfiles del Pórtico 1.2.	34
Figura IV. 5. Relaciones de Demanda-Capacidad del Pórtico 1.2.	35
Figura IV. 6. Mecanismo plástico para el Pórtico 1.2:	36
Figura IV. 7. Perfiles del Pórtico 1.3.	36
Figura IV. 8. Relaciones de Demanda-Capacidad del Pórtico 1.3.	37
Figura IV. 9. Mecanismo plástico para el Pórtico 1.3:	38
Figura IV. 10. Perfiles del Pórtico 2.1.	39
Figura IV. 11. Relaciones de Demanda-Capacidad del Pórtico 2.1.	40
Figura IV. 12. Mecanismo plástico de colapso para el Pórtico 2.1:	41
Figura IV. 13. Perfiles del Pórtico 2.2.	42
Figura IV. 14. Relaciones de Demanda-Capacidad del Pórtico 2.2.	42
Figura IV. 15. Mecanismo plástico de colapso para el Pórtico 2.2:	43
Figura IV. 16. Perfiles del Pórtico 2.3.	44
Figura IV. 17. Relaciones de Demanda-Capacidad del Pórtico 2.3.	44
Figura IV. 18. Mecanismo plástico de colapso para el Pórtico 2.3:	45
Figura IV. 19. Perfiles del Pórtico 3.1.	47
Figura IV. 20. Relaciones de Demanda-Capacidad del Pórtico 3.1.	48
Figura IV. 21. Mecanismo plástico de colapso para el Pórtico 3.1:	49
Figura IV. 22. Perfiles del Pórtico 3.2.	50

Figura IV. 23 . Relaciones de Demanda-Capacidad del Pórtico 3.2.	50
Figura IV. 24. Mecanismo plástico de colapso 3.2:	51
Figura IV. 25. Perfiles del Pórtico 3.3.	52
Figura IV. 26 . Relaciones de Demanda-Capacidad del Pórtico 3.3.	53
Figura IV. 27. Mecanismo plástico de colapso 3.3:	54
Figura IV. 28. Perfiles del Pórtico 1.4.	55
Figura IV. 29 . Relaciones de Demanda-Capacidad del Pórtico 1.4.	56
Figura IV. 30. Mecanismo plástico para el Pórtico 1.4:.....	57
Figura IV. 31. Perfiles del Pórtico 2.4.	57
Figura IV. 32 . Relaciones de Demanda-Capacidad del Pórtico 2.4.	58
Figura IV. 33. Mecanismo plástico de colapso para el Pórtico 2.4:.....	59

LISTA DE SÍMBOLOS

A = Área de la sección transversal.

A_o = Coeficiente de aceleración horizontal.

CP = Acciones permanentes.

CV = Acciones variables.

E_s = Módulo de elasticidad del acero.

F_u = Resistencia mínima de agotamiento en tracción especificada para el tipo de acero utilizado.

F_y = Resistencia cedente mínima especificada para el tipo de acero utilizado.

F_{ye} = Resistencia de cedencia esperada para el tipo de acero utilizado.

G = Módulo de corte.

M_p = Momento plástico teórico.

M_t = Resistencia teórica a flexión.

M_u = Solicitación mayorada a flexión.

N_t = Resistencia teórica a la compresión.

N_u = Solicitación mayorada de tracción o compresión normal.

N_y = Resistencia teórica a la cedencia en un miembro solicitado por fuerzas normales.

R = Factor de reducción de respuesta.

R_y = Factor de modificación de la resistencia cedente mínima especificada.

S = Acciones sísmicas.

SH (-) = Sismo negativo.

SH (+) = Sismo positivo.

S_h = Distancia donde ocurre la rótula plástica, medida desde la cara de la columna.

T = Período fundamental de la edificación.

V_0 = cortante basal.

W = peso sísmico.

Z = Módulo plástico de sección.

b_f = Ancho del ala.

h = Distancia libre entre las alas de un perfil en la sección considerada.

$(h_i - h_{i-1})$ = Separación entre pisos o niveles consecutivos.

t_f = Espesor del ala.

t_w = Espesor del alma.

α = Factor de importancia.

α_t = Coeficiente de dilatación térmica lineal.

γ_s = Peso unitario del acero.

δ_e = Deriva o diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos suponiendo que la estructura se comporta elásticamente.

δ_i = Deriva inelástica.

λ = Parámetro de esbeltez local de un elemento, definida la esbeltez local como su relación ancho/espesor.

λ_p = Parámetro de esbeltez local límite para clasificar un elemento como de sección compacta.

λ_{pd} = Parámetro de esbeltez local límite para clasificar un elemento como de sección plástica.

ν = Coeficiente de Poisson.

ξ = Factor de amortiguamiento.

φ = Factor de corrección de la forma espectral.

ϕ_b = Factor de minoración de la resistencia teórica a flexión.

ϕ_c = Factor de minoración de la resistencia teórica a compresión.

INTRODUCCIÓN

El principio básico del diseño de edificaciones sismorresistentes ha sido proveer a las estructuras la capacidad de soportar movimientos intensos del suelo sin colapsar, pero sujetas a daños estructurales significantes. Para lograr este objetivo los códigos normativos instan a usar configuraciones arquitectónicas, sistemas estructurales, materiales y detalles capaces de desarrollar ductilidad (FEMA 355C, 2000). Una estructura se dice que se comporta de una manera dúctil si es capaz de soportar grandes deformaciones inelásticas sin degradación significativa en su resistencia, y sin desarrollar la inestabilidad que le ocasione el colapso. Las fuerzas de diseño especificadas por los códigos normativos de construcción para sistemas estructurales están relacionadas a la ductilidad que posea el sistema (FEMA 350, 2000).

La Norma Venezolana COVENIN 1618-1998, adopta la filosofía de columna fuerte-viga débil, la cual plantea como principal fuente de disipación de energía, la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas y en los extremos inferiores de las columnas del primer nivel. El propósito fundamental de esto es evitar el colapso por piso blando de la estructura. Para su verificación se propone una relación de momentos en los nodos de los sistemas resistentes a sismo, cuyo valor está condicionado a que sea mayor o igual a 1,0.

En vista de que se hallaron investigaciones recientes en las cuales proponen un valor mayor de la relación de momentos en los nodos de pórticos de acero, en este trabajo se plantea evaluar la relación de momentos en los nodos propuesta en la NVC 1618-1998.

Para la evaluación se diseñaron tres pórticos planos de baja altura, de acero estructural, con distintas configuraciones basados en los criterios normativos vigentes en el país. Los pórticos fueron evaluados según el procedimiento del apartado 11.4.7 de la Norma Venezolana COVENIN 1618-1998 y el comportamiento sismorresistente fue evaluado mediante análisis espectral de acuerdo con la Norma Venezolana COVENIN 1756. Para el diseño de cada pórtico se contó con tres etapas esencialmente.

Se evaluó su comportamiento sismorresistente por análisis estáticos no lineales o *pushover*, según el documento de la Federal Emergency Management Agency 356-2000, para observar el comportamiento sismorresistente en términos del patrón de formación de rótulas

plásticas en los pórticos, del mecanismo de colapso que se presenta en la estructura. Los análisis estáticos no lineales fueron realizados considerando dos patrones de carga lateral, con la finalidad de evaluar su efecto sobre el comportamiento sismorresistente de los pórticos analizados. Los patrones utilizados fueron distribución vertical uniforme y distribución vertical triangular. Ambos patrones fueron aplicados en la dirección del análisis tanto en sentido positivo como negativo, exceptuando los pórticos absolutamente simétricos.

CAPÍTULO I

FUNDAMENTOS DE LA INVESTIGACIÓN

I.1. Planteamiento del Problema

El acero es un material muy utilizado en el mundo de la construcción debido a que confiere homogeneidad en la calidad y confiabilidad de la misma. Entre las características del acero que lo hacen recomendable para construcciones sismorresistentes, resaltan su elevada resistencia, rigidez y su capacidad de soportar deformaciones plásticas sin disminuir su capacidad resistente, es decir, su ductilidad. En Venezuela se ha adoptado la construcción en acero estructural como una alternativa frente a la construcción de concreto armado, tanto en edificaciones industriales, comerciales y viviendas, por la eficiencia en tiempo y en costos (Roig, 2012).

Para llevar a cabo la construcción de estas edificaciones se debe contar con especificaciones que den una guía sobre el diseño de miembros estructurales y sus conexiones. Estas deben ser revisadas periódicamente y actualizadas en nuevas ediciones (Segui, 1999). En 1982 se publicó la primera Norma Venezolana dedicada específicamente a estructuras de acero, COVENIN 1618 “Estructuras de Acero para Edificaciones. Proyecto, Fabricación y Construcción”, que adoptó los aspectos normativos de las Provisiones Sísmicas para la Construcción en Acero Estructural de 1975, del Instituto Americano de la Construcción de Acero (AISC, por sus siglas en inglés) y fueron adaptadas al ámbito venezolano (NVC 1618, 1998). La versión actual con la que se cuenta en Venezuela es la Norma Venezolana COVENIN 1618-1998 (NVC 1618-1998), “Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites” que de igual forma está influenciada por la Norma AISC-341 de 1997 “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”. Cabe destacar que la versión actual de la Norma AISC es del año 2010 y en Venezuela no se actualiza desde 1998.

La NVC 1618-1998, adopta la filosofía de columna fuerte-viga débil, la cual plantea como principal fuente de disipación de energía, la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas y en los extremos inferiores de las columnas del primer nivel. El propósito fundamental de esto es evitar el colapso por piso blando de la estructura

(Engelhardt, 2007). Para su verificación se propone una relación de momentos en los nodos de los sistemas resistentes a sismo, cuyo valor está condicionado a que sea mayor o igual a 1,0. En la AISC 341-2010 se encuentra esta relación restringida a un valor mayor que 1,0.

En los últimos años se han realizado investigaciones como las de Ono, Zhao e Ito (2000), quienes estudiaron esta relación para varias configuraciones de pórticos, de uno a siete pisos y de dos a cinco vanos, obteniendo valores con los cuales el primer modo de falla en manifestarse era el que permitía la formación de rótulas plásticas en las vigas. La gama de valores obtenida varió desde 1,10 para estructuras de un piso y un vano, hasta 4,09 para siete pisos y cinco vanos. Asimismo, Pu y Zhao (2007) proponen un rango de valores mínimos y óptimos de la relación. Para que el modo de falla deseado sea el primero en ocurrir, obtienen un rango de valores de que va desde 1,245 hasta 1,547. Finalmente, Sharfuddin, Zhao, Idota y Ansary (2010) estudiaron pórticos de cuatro a seis pisos y dos vanos, y hallaron que considerando diversos niveles de confiabilidad el valor teórico de la relación aumenta con el incremento del número de pisos y podía variar entre 1,10 y 1,63. Sin embargo el valor propuesto por la NVC 1618-1998, está por debajo de los hallazgos de las investigaciones citadas y podría ser recomendable un valor mayor.

Es interesante observar que para pórticos de concreto armado, esta relación está condicionada a un valor mínimo de 1,2 según los requerimientos de la NVF 1753-2006 y la ACI 318-2011.

En vista de lo anterior, en este proyecto se plantea evaluar la relación de momentos en los nodos propuesta en la NVC 1618-1998. Para la evaluación se diseñarán modelos de estructuras aporricadas de acero basados en los criterios normativos vigentes en el país y utilizando configuraciones en perfiles y conexiones, similares a las más empleadas en Venezuela. Se evaluará su comportamiento sismorresistente mediante análisis estáticos no lineales, *pushover*, para observar si se producen los mecanismos plásticos de colapso deseados.

I.2. Justificación

La investigación realizada pretende generar un aporte en el campo del diseño sismorresistente de estructuras de acero, más aún cuando hoy por hoy el acero está tomando un rol protagónico como elemento base para edificaciones construidas en poco tiempo. La misma permitirá revisar la relación de momentos en los nodos, la cual busca la formación del mecanismo ideal “columna fuerte-viga débil”, que considera la formación de rótulas plásticas en las vigas para un comportamiento de falla ideal. Posteriormente, se hará una comparación con el valor normativo vigente. La bibliografía consultada arroja indicios de que este valor requiere ser mayor para garantizar el modo de falla idóneo.

Adicionalmente, en la actualidad el Comité Técnico 31 de Fondonorma (ente de Normalización y Certificación de la Calidad en Venezuela) se encuentra en un proceso de revisión de la NVC 1618-1998, con el fin de alcanzar mejores estándares en este ámbito de la construcción, en cuanto a seguridad y economía, empleando para ello investigaciones recientes a nivel nacional e internacional. El proyecto de investigación que se propone permitirá calificar si el valor de la relación de momentos debe incrementarse. Proporcionaría esto un aporte al proceso de revisión de la Norma, y por ende con la seguridad de las edificaciones de acero a construirse posteriormente en el país.

I.3. Objetivos

I.3.1. Objetivo General

Evaluar la relación de momentos en los nodos propuesta en la Norma Venezolana COVENIN 1618-1998 para la condición columna fuerte-viga débil en pórticos resistentes a momentos.

I.3.2. Objetivos Específicos

- Identificar las variables que influyen en la condición columna fuerte-viga débil.
- Caracterizar las propiedades mecánicas del acero y de los perfiles estructurales a ser utilizados.

- Analizar el comportamiento sismorresistente de un conjunto de estructuras diseñadas siguiendo las recomendaciones de la Norma Venezolana COVENIN 1618-1998.
- Analizar el comportamiento sismorresistente de un conjunto de estructuras diseñadas con un rango propuesto de relaciones de momentos mayores al de la Norma Venezolana COVENIN 1618-1998.
- Comparar el comportamiento de las estructuras con respecto a la relación de momentos propuesto por la norma y los valores sugeridos en la investigación para generar la condición columna fuerte-viga débil.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

II.1. Estructuras de Acero

Las estructuras de acero son sistemas constituidos por miembros vinculados entre sí mediante conexiones, de tal manera que todo el conjunto cumpla con los requisitos de estabilidad, resistencia y rigidez requeridas para un apropiado desempeño. El acero es el material más dúctil entre aquellos de uso estructural, sin embargo, es un error grave considerar que esta propiedad inherente al material se traslada automáticamente al sistema estructural (Crisafulli, 2013). Para asegurar el comportamiento dúctil de las estructuras es necesario suministrar adecuada ductilidad no sólo a nivel del material, sino también a nivel de secciones y de los miembros que componen el sistema: columnas, vigas, arriostramientos y conexiones. Para lograrlo, primeramente es necesario identificar y conocer las condiciones que puedan inducir a que se produzca un mecanismo de falla frágil; y posteriormente adoptar estrategias de diseño para obtener una respuesta estable y con adecuada disipación de energía. El diseño general de la estructura, y también de sus conexiones, es un aspecto de fundamental importancia para alcanzar este fin.

Para el diseño de estructuras sismorresistentes el control sobre los fenómenos de inestabilidad resulta más importante que en estructuras comunes, dado que la ocurrencia de movimientos sísmicos degrada la respuesta en términos de resistencia y rigidez, disminuyendo así su capacidad de disipar energía. En las especificaciones de diseño se incluyen requerimientos específicos al respecto, especialmente para aquellas zonas donde se espera que se desarrollen deformaciones plásticas, por ejemplo las rótulas plásticas en vigas.

II.1.1. Propiedades del acero

En el diseño se utilizarán las propiedades del acero según la NVC 1618-1998, estas son dadas en la Tabla II. 1. Los valores de la tensión de cedencia F_y , y resistencia a la tracción, F_u , a emplear en el diseño de acero serán los mínimos valores especificados en las correspondientes normas y especificaciones de los materiales y productos considerados.

Tabla II. 1. Propiedades del Acero Estructural según NVC 1618-1998.

Módulo de elasticidad	$E = 2,1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$
Módulo de corte	$G = E/2,6 \approx 808.000 \text{ kgf/cm}^2$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,3$
Peso unitario	$\gamma_s = 7.850 \text{ kgf/cm}^3$
Coefficiente de dilatación térmica lineal	$\alpha_t = 11.7 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$

II.1.2. Factor de modificación de la tensión de cedencia del acero

Uno de los factores reconocidos, considera que la tensión cedente en las vigas suele ser mayor que la tensión cedente mínima especificada, F_y , lo cual puede incrementar la demanda sobre la conexión. Los valores dados al factor de modificación, R_y , se han determinado estadísticamente a partir de información experimental obtenida del ensayo de probetas de acero. Sus valores se presentan en la Tabla II. 2. Cuando sea exigido por la NVC 1618-1998, las solicitaciones en las conexiones o las de sus miembros conexos se calcularán con la resistencia cedente esperada, F_{ye} , del miembro conectado, según la Ecuación II. 1.

$$F_{ye} = R_y F_y \quad \text{Ecuación II. 1}$$

Dónde:

- F_y = Resistencia cedente mínima especificada para el tipo de acero a ser utilizado.
- R_y = Factor de modificación de la tensión cedente mínima especificada.

Tabla II. 2. Factor de Modificación de la Tensión Cedente Mínima Especificada según NVC 1618-1998.

Productos y calidades de acero	R_y
Perfiles laminados y barras, ASTM A36	1,5
Perfiles laminados y barras, ASTM A572-42	1,3
Perfiles laminados y barras de otras calidades Planchas	1,1

II.2. Fundamentos del Diseño Sismorresistente

Los movimientos causados por sismos no corresponden a fuerzas de acción directa a diferencia de otras solicitaciones actuantes sobre las estructuras tales como empujes del

terreno, presiones del viento, cargas variables y otras sobrecargas. El movimiento del suelo que ocurre durante un terremoto se transmite a la edificación a través de las fundaciones, induciendo desplazamientos dinámicos en las estructuras (Aguirre, 2006). En la Figura II. 1 se esquematiza el movimiento de una estructura ante un movimiento horizontal del suelo, el cual es transmitido desde las fundaciones a la superestructura. La fuerza resultante dependerá de las características sísmicas y de las propiedades mecánicas de la estructura: masa, rigidez, amortiguamiento y ductilidad, que están asociadas al uso de la edificación, el material empleado, geometría, tipología estructural y el detalle con el que se ejecuta la estructura.

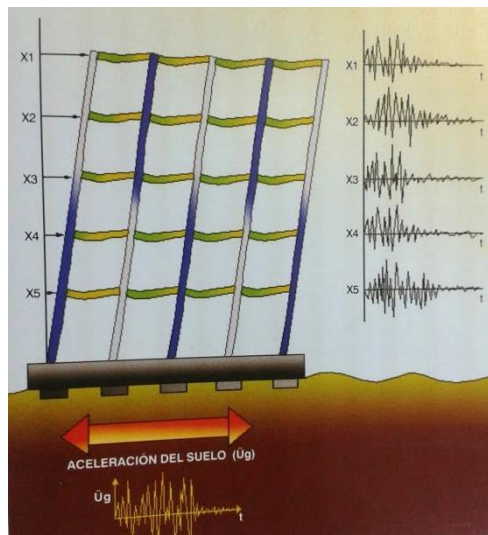


Figura II. 1. Deformaciones inducidas por un sismo.
Tomado de Aguirre (2006).

El principio básico del diseño de edificaciones sismorresistentes ha sido proveer a las estructuras la capacidad de soportar el intenso movimiento del suelo sin colapsar, pero sujetas a daño estructural significativo. Para lograr este objetivo los códigos normativos instan a usar configuraciones arquitectónicas, sistemas estructurales, materiales y detalles capaces de desarrollar ductilidad (FEMA 355C, 2000). Una estructura se dice que se comporta de una manera dúctil si es capaz de soportar grandes deformaciones inelásticas sin degradación significativa en su resistencia, y sin desarrollar la inestabilidad que le ocasione el colapso. Las fuerzas de diseño especificadas por los códigos normativos de construcción para sistemas estructurales están relacionadas a la ductilidad que posea el sistema (FEMA 350, 2000).

II.3. Sistemas Estructurales en Acero. Pórticos Resistentes a Momento

Los pórticos resistentes a momento de acero se clasifican en tres tipos dependiendo de la ductilidad que son capaces de alcanzar (Aguirre, 2006).

La NVC 1618-1998 utiliza una tipología de clasificación de los pórticos de acero que forman parte del sistema resistente a sismo según Niveles de Diseño asociados a requisitos mínimos de diseño sismorresistente. A su vez estos tipos están asociados a su correspondiente clasificado en la AISC 341-2010.

II.3.1. Pórticos de Acero con Nivel de Diseño ND1

En los pórticos diseñados bajo el ND1 se espera que sus miembros, juntas y conexiones sean capaces de soportar limitadas deformaciones inelásticas cuando sean sometidos a las fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño que actúan conjuntamente con otras acciones (NVC 1618, 1998). En este Nivel no se espera la formación de rótulas plásticas pues no se desarrolla ductilidad, por lo que sus deformaciones deberían permanecer en el rango elástico. En la norma sísmica AISC 341-2010 son definidos como Pórticos Ordinarios a Momento (OMF).

II.3.2. Pórticos de Acero con Nivel de Diseño ND2

En los pórticos diseñados con el ND2 se concibe que los miembros, juntas y conexiones sean capaces de soportar deformaciones inelásticas moderadas cuando sean sometidos a las fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño que actúan conjuntamente con otras acciones (NVC 1618, 1998). Estos pórticos son de baja ductilidad, por lo cual el uso sismorresistente queda limitado a zonas de bajo peligro sísmico y generalmente a estructuras de menor importancia (Aguirre, 2006). En la norma sísmica AISC 341 son definidos como Pórticos Intermedios de Momento (IMF).

II.3.3. Pórticos de Acero con Nivel de Diseño ND3

Los sistemas aporticados diseñados bajo los requisitos del ND3 estarán en la capacidad de soportar deformaciones inelásticas significativas cuando sean sometidos a las fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño que actúan conjuntamente con otras acciones, haciéndolos sistemas dúctiles confiables ante los grandes movimientos sísmicos

tanto en edificaciones altas como bajas (NVC 1618, 1998). Para este sistema se considera como fuente principal de disipación de la energía inelástica el comportamiento dúctil de los miembros del pórtico, particularmente la formación de rótulas plásticas en las vigas separadas a cierta distancia de la cara de la columna para prevenir una fractura frágil y el pandeo severo en la zona de plastificación. Se estipula que las columnas serán diseñadas para ser más fuertes que las vigas cuando estas hayan alcanzado la cedencia. También se permite la cedencia a la flexión de las columnas en la base de la estructura. En la norma sísmica AISC 341 son definidos como Pórticos Especiales de Momento (SMF).

Para los fines de esta investigación este será el tipo de pórtico a emplear para los análisis propuestos.

II.4. Condición “Columna Fuerte-Viga Débil”

Es un requisito que se debe cumplir en estructuras aporticadas, el cual consiste en propiciar la formación de rótulas plásticas en las vigas antes que en la columnas, como se observa en la Figura II. 2, para así garantizar evitar el colapso total de la estructura o bien retrasar el colapso de la misma.

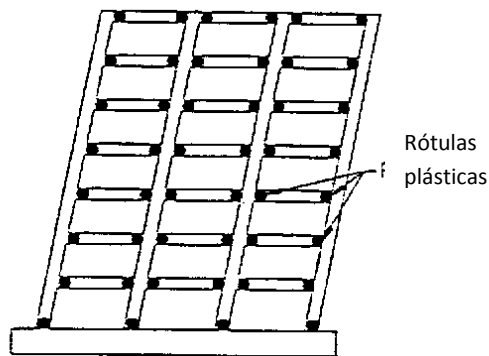


Figura II. 2. Mecanismo plástico deseable: rotulación de las vigas.

Adaptado de SEAOC (1999).

La intención del mecanismo de colapso ideal consiste en la formación de rótulas plásticas dentro de las vigas, alejado de las conexiones a las columnas y es teóricamente capaz de dar como resultado la disipación de la energía suministrada al edificio por el terremoto (FEMA 350, 2000).

En Venezuela para cumplir con esta condición de columna fuerte-viga débil, según la NVC 1618-1998 el valor de la relación de momentos viga-columna deber ser mayor o igual a 1,0.

II.5. Aspectos Normativos

Las normas y provisiones sísmicas para edificaciones de acero estructural presentan diversos requisitos de obligatorio cumplimiento para favorecer la condición columna fuerte-viga débil en pórticos resistentes a momentos. En la NVC 1618-1998 los requisitos que deben cumplir los sistemas capaces de soportar deformaciones inelásticas son: (1) relaciones ancho/espesor de las alas y almas de los perfiles, (2) área de las alas de las vigas, (3) arriostramiento lateral de las vigas, (4) conexiones y juntas viga – columna, (5) zona del panel en conexiones viga – columna, (6) planchas de continuidad, (7) relación de momentos en los nodos y (8) arriostramiento lateral de las conexiones viga – columna. En general, estos requisitos tienen como objetivo tener sistemas dúctiles y confiables que mantengan la estabilidad de las estructuras ante grandes movimientos sísmicos tanto en edificaciones altas como bajas (NVC 1618, 1998). En particular, el requisito (7) es el estudiado en el presente trabajo.

II.5.1. La relación de momentos en los nodos

En este requisito se propone determinar la resistencia mínima de las columnas, en cada uno de los nodos de los sistemas resistentes a sismo y en cada una de las direcciones de análisis, respecto a las vigas que llegan al mismo nodo. Esta relación busca forzar que, en la respuesta inelástica de la estructura de acero, predomine la cedencia en las vigas antes que en las columnas como mecanismo ideal de disipación de energía. La determinación se hace mediante la siguiente expresión:

$$\sum M_{pc}^* \geq \eta \sum M_{pb}^* \quad \text{Ecuación II. 2}$$

Dónde:

- η = Parámetro que indica cuánto mayor debe ser la resistencia de las columnas con respecto a la resistencia de las vigas que se conectan al nodo para garantizar la condición columna fuerte viga débil.

Los otros términos son explicados en el punto II.5.2.

Este requisito es impulsado fundamentalmente por las investigaciones del Instituto Americano de Construcción en Acero en su código ASCI 341-2010 y es adoptada directa o indirectamente por la norma venezolana y las de otros países.

II.5.2. Norma Venezolana COVENIN- 1618-1998

La NVC 1618-1998 indica en la sección 11.4.7 del capítulo 11 que la relación mínima entre los momentos de las columnas y las vigas por nodo para un pórtico ND3 tendrá un valor igual a 1,0.

Adicionalmente, quedan excluidas del alcance de la aplicación de esta norma las estructuras conformadas por perfiles tubulares, perfiles formados en frío y vigas de alma abierta (*joists*), los cuales se regirán por otras normas específicas.

La NVC 1618-1998 refiere textualmente lo siguiente respecto a la relación de momentos en los nodos:

“En los nodos de los sistemas resistentes a sismo se cumplirá con la siguiente condición:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} \geq 1.0 \quad (11.2)$$

Donde

$\sum M_{pc}^*$ = *La sumatoria de los momentos en el punto de intersección de los ejes baricéntricos de la viga y la columna, determinado como la proyección de la suma de la resistencia teórica a flexión plástica de la columna en los extremo superior e inferior de la conexión a momento de la viga, incluyendo las cartelas cuando existan, menos las fuerzas normales en la columna. Se permitirá tomar $\sum M_{pc} = \sum Z_c (F_{yc} - N_{uc} / A)$ donde no coincidan los ejes de las vigas concurrentes en un mismo plano, se tomará como eje el valor promedio.*

$\sum M_{pb}^*$ = *Sumatoria de los momentos en el punto de intersección de los ejes baricéntricos de las vigas y la columna determinado por la proyección de la suma de las*

resistencias esperadas a flexión en la rótula plástica sobre el eje de la columna. Se permitirá tomar $\Sigma M_{pb} = \Sigma(1.1R_y M_p + M_v)$, donde M_v es el momento adicional que se produce al trasladar el cortante en la rótula plástica al centro de la columna. Alternativamente, se permite tomar ΣM_{pb}^* de los resultados de ensayos que satisfagan los requisitos de la Subsección 11.4.4.1 o por análisis basado en los resultados de ensayos. En las conexiones con vigas de sección reducida, se permitirá tomar $\Sigma M_{pb}^* = \Sigma(1.1R_y M_p + M_v)$, donde Z es el menor módulo de sección plástico de la viga de sección reducida.

En la fórmula (11. 2) las variables tiene el siguiente significado:

A = Área de la columna, cm^2 .

F_{yc} = Tensión cedente mínima especificada del acero de la columna, kgf/cm^2 .

N_{uc} = Solicitación mayorada de compresión normal de la columna (un número positivo), kgf .

Z_c = Módulo de sección plástico de la columna, cm^3 .

Los requisitos de esta Sección no se aplicarán en cualquiera de los casos cubiertos por las Subsecciones 11.4.7.1 y 11.4.7.2, siempre que las columnas cumplan con los requisitos de las Secciones 11.4.1 y 11.4.2.

11.4.7.1 Columnas sometidas a $N_{uc} < 0.3 A F_{yc}$ para todas las combinaciones de solicitaciones diferentes a las (10-9) y (10-10) que se encuentren en las siguientes situaciones:

1. Columnas de edificaciones de un piso o del último entrepiso de una estructura de múltiples entrepisos.

2. Columnas donde:

(1) La suma de las resistencias minoradas de corte de todas las columnas exentas sea menos del veinte por ciento (20%) de la demanda por corte en el entrepiso; y

(2) La suma de las resistencias minoradas a corte de todas las columnas exentas en cada una de las líneas de columnas dentro de ese entrepiso sea menor que el treinta y tres por ciento (33%) de la solicitaciones mayoradas de corte en esa línea de columna. Para los propósitos de esta excepción, se define línea de columnas como una sola línea de columnas o

líneas de columnas paralelas comprendidas dentro del diez por ciento (10%) de la dimensión en planta perpendicular a la línea de columnas.

11.4.7.2 En cualquier entrepiso donde la relación resistencia minorada / solicitaciones mayoradas de corte sea mayor que el cincuenta por ciento (50%) del entrepiso superior contiguo.”

II.6. Análisis Estático No Lineal (*Pushover*)

Este método también conocido como *pushover* (empuje progresivo), está contemplado en el artículo 9.9 de la Norma de Edificaciones Sismorresistentes (NVC 1756, 2001) consiste en un procedimiento que permite obtener información sobre los mecanismos de falla, las demandas locales y globales de ductilidad, y la identificación de zonas críticas. La distribución de cargas estáticas laterales que se aplican, actúan en forma monotónica y creciente, hasta alcanzar la falla o estado de agotamiento de la estructura.

Las cargas laterales deben ser aplicadas al modelo numérico de la estructura en proporción a la distribución de las fuerzas inerciales en el plano de cada diafragma de piso. El documento FEMA 356 (2000), indica que se deben aplicar al menos dos distribuciones verticales de cargas laterales, esto con el fin de acotar el rango de acciones de diseño que puede ocurrir durante la respuesta dinámica real, seleccionando un patrón de cargas de cada uno de los siguientes grupos:

- 1) Un patrón modal seleccionado de alguno de los siguientes:
 - Distribución vertical proporcional a las cargas que se emplean para realizar el análisis estático equivalente de la estructura.
 - Distribución vertical proporcional a la forma del primer modo de vibración de la estructura en la dirección de análisis.
 - Distribución vertical proporcional a la distribución de corte por nivel obtenida del análisis espectral del edificio en la dirección de análisis.
- 2) Un segundo patrón seleccionado de alguno de los siguientes:

- Distribución uniforme consistente de fuerzas laterales en cada nivel proporcionales a la masa total de cada nivel.
- Distribución adaptiva de cargas laterales que se modifica a medida que la estructura es deformada e incursiona en el rango de comportamiento inelástico.

Adicionalmente, las cargas laterales deben ser aplicadas en la dirección del análisis tanto en sentido positivo como en sentido negativo (FEMA 356, 2000).

A pesar de que el análisis no lineal no se usa comúnmente para el diseño estructural, es importante para el diseño sísmico por varias razones. En primer lugar, mientras que las disposiciones sísmicas de diseño de varias normas de construcción se basan en conceptos lineal-elásticos, estos se basan en respuesta inelástica. El comportamiento sísmico de estructuras durante grandes terremotos depende del comportamiento no lineal del material causado por la cedencia del acero. Adicionalmente, la reducción de la rigidez debido a la cedencia hace que la estabilidad de las estructuras de gran envergadura requiera de la consideración de posibles no linealidades geométricas. El análisis no lineal permite el tratamiento de esta situación mediante el efecto P- Δ .

En segundo lugar, métodos de diseño tales como el diseño por factores de carga y resistencia fomentan el uso de conexiones flexibles, parcialmente restringidas. Tales conexiones son inherentemente no lineales en su respuesta. Por lo tanto, es necesario analizar las estructuras con atención a la contribución de la flexibilidad de la conexión. Además el comportamiento no lineal puede ocurrir debido a los efectos de la flexibilidad de la conexión en pórticos estables y efectos P- Δ . Los programas de computador están disponibles para modelar el comportamiento no lineal del pórtico y su uso es cada vez mayor (Roeder, 1999).

CAPÍTULO III

MÉTODO

A continuación se describe la metodología empleada para el desarrollo de este trabajo.

III.1. Caracterización de los perfiles y materiales.

III.1.1. Propiedades del acero a utilizar

Se estableció la diferenciación de las propiedades nominales y las reales del tipo de acero utilizado, el ASTM A36, según el procedimiento en la que serían tomadas en cuenta. Las propiedades nominales deben ser usadas en conjunto con procedimientos estáticos lineales y dinámicos; y las reales o esperadas, determinadas de ensayos o tablas, deben ser utilizadas en procedimientos no lineales (FEMA 273, 1997). En este sentido, se consideraron la tensión cedente mínima especificada y la tensión mínima de agotamiento en tracción especificada para el tipo de acero seleccionado para el procedimiento de diseño. La tensión de cedencia esperada fue considerada para el análisis estático no lineal o *pushover*. Se realizó una búsqueda bibliográfica en relación a la variabilidad de los parámetros nominales de los reales con el fin de compararlos con el factor de modificación que establece la norma y de esta forma observar su dispersión. Los valores hallados en la bibliografía se exponen en el Apéndice 1 y los propuestos por la norma se representan en la Tabla III. 1. Finalmente, las propiedades del acero estructural A36 consideradas en esta investigación fueron las establecidas por la norma.

Tabla III. 1. Propiedades Mecánicas del Acero Estructural ASTM A36 según NVC 1618-1998.

F_y	2.530 kgf/cm ²
F_u	4.080 kgf/cm ²
R_y	1,5

III.1.2. Selección del tipo de perfil

A fin de seleccionar el tipo de perfiles a utilizar se consultaron a profesionales y académicos con experiencia en la elaboración de proyectos de estructuras de acero. Sus

opiniones sobre cuáles eran los perfiles más utilizados en Venezuela se representan en la Tabla III. 2.

De los nueve consultados, todos coincidieron en el uso de perfiles europeos IPE para vigas y HEA para columnas como primera opción. No obstante, seis de los consultados indicaron como frecuentemente usados, los perfiles tubulares de la empresa nacional UNICON tanto para vigas como para columnas; los perfiles europeos HEB para columnas; y los perfiles VP para vigas de la empresa Properca. Seguidamente, cinco de los consultados también sugirieron los perfiles CP para columnas de la empresa Properca. Uno de los perfiles menos sugeridos fueron los norteamericanos WF, que según el Prof. Antonio Güell actualmente se están usando para obras donde se requieren en gran cantidad. Por último los IPN sólo fueron referidos por el Ing. Freddy González, quien añadió que es uno de los perfiles que menos se emplean. Como recomendación adicional, los Profesores Sigfrido Loges y Budimir Spasic, señalaron que los perfiles VP y CP quedan reservados para estructuras con cargas livianas y luces pequeñas, en general estructuras muy pequeñas o de un nivel, debido a los reducidos tamaños de estos perfiles.

Cabe destacar que la totalidad de los consultados coincidió en que la selección del tipo de perfil a usar depende de la disponibilidad de los mismos así como también de la geometría de la estructura.

III.2. Diseño estructural

Fueron seleccionados tres configuraciones estructurales de pórticos planos resistentes a momento para evaluar la condición columna fuerte-viga débil en diversas situaciones. Los dos primeros son de dos niveles y el último de tres niveles, por lo que se pueden considerar como estructuras de baja altura. Se calcularon las cargas gravitatorias provenientes de las cargas permanentes y variables según la NVC 2002-1988.

Los pórticos fueron evaluados según el procedimiento del apartado 11.4.7 de la Norma Venezolana COVENIN 1618 (NVC 1618, 1998) y el análisis sismorresistente fue evaluado mediante análisis espectral de acuerdo con la Norma Venezolana COVENIN 1756 (NVC 1756, 2001).

Tabla III. 2. Resultados de consultas a Ingenieros sobre el uso de perfiles estructurales.

Profesional Consultado	Filiación	Perfiles Electrosoldados		Perfiles Tubulares	Perfiles Europeos				Perfiles Norteamericanos
		CP ¹	VP ²	ECO ^{1,2}	IPE ²	IPN ²	HEA ¹	HEB ¹	WF ^{1,2}
1. Prof. Ing. José Manuel Velázquez	UCV-UCAB	X	X	X	X		X		
2. Prof. Ing. Antonio Güell	UCV								
	A490 Ingenieros Consultores C. A.				X		X	X	X
3. Prof. Ing. Eliud Hernández	UCV								
	Ingenieros Estructurales Asociados INESA C.A.	X	X	X	X		X	X	X
4. Prof. Ing. Arnaldo Gutiérrez	UCAB				X		X	X	
5. Prof. Ing. Sigfrido Loges	UCAB	X	X	X	X		X	X	
6. Prof. Ing. Budimir Spasic	UCV	X	X	X	X		X	X	
7. Ing. Freddy González	Empresas UNICON			X	X	X	X	X	
8. Ing. José Jácome	Oficina de Proyectos		X		X		X		
9. Ing. Martin Beyer	Oficina de Proyectos	X	X	X	X		X		X
¹ Perfiles usualmente empleados para columnas ² Perfiles usualmente empleados para vigas									

Los modelos numéricos y los análisis elásticos e inelásticos fueron realizados con el programa comercial ETABS versión 9.7.2. (Computers and Structures, 2005).

Cada diseño, según su configuración estructural, contó con tres etapas esencialmente:

- Etapa 1: Se utilizaron perfiles de sección compacta para columnas y perfiles de sección plástica para vigas, tal como lo plantea la NVC 1618-1998 para ND3, que produjeran una desplazabilidad lo más cercana a la límite según el caso, y unas relaciones demanda-capacidad de los perfiles lo más próximo posible al 100%. Se revisó la relación de momentos entre columnas y vigas según los requisitos de la NVC 1618-1998. Los perfiles de las vigas obtenidas en esta etapa se mantuvieron en las etapas sucesivas, y las columnas sí se fueron ajustando para cumplir con el criterio columna fuerte-viga débil en los modelos posteriores.
- Etapa 2: Correspondió a un primer ajuste, en el cual se ajustaron los perfiles de las columnas para cumplir con el criterio columna fuerte-viga débil, de forma tal que la relación se aproxime en lo posible al límite mínimo de 1,0 y no se utilizó necesariamente el mismo perfil para las columnas en toda su altura. Se hizo la revisión de la relación de momentos entre columnas y vigas como está establecido en la NVC 1618-1998.
- Etapa 3: Consistió en el diseño definitivo, que pudiera representar una solución constructiva, usando el mismo perfil en toda su altura y cumpliendo con el criterio columna fuerte-viga débil en todos sus nodos.

En la evaluación de las respuestas obtenidas en cada etapa, se prestó especial atención en no infringir los límites de esbeltez, relaciones demanda-capacidad y distorsiones establecidas en las normas respectivas.

Los parámetros de esbeltez para ND3 según la NVC 1618-1998 en su Capítulo 11, sobre los requisitos sismorresistentes para pórticos de acero, establece que las vigas cumplirán con los valores límites ancho/espesor para secciones para diseño plástico, λ_{pd} , y las columnas

con los valores límites ancho/espesor para secciones compactas λ_p , tal como se muestra en las siguientes ecuaciones:

• **Para vigas**

a) Alas

$$\lambda \leq \lambda_{pd} \quad \text{Ecuación III. 1}$$

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \quad \text{Ecuación III. 2}$$

$$\lambda_{pd} = 0,30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad \text{Ecuación III. 3}$$

b) Alma

$$\lambda \leq \lambda_{pd} \quad \text{Ecuación III. 4}$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad \text{Ecuación III. 5}$$

$$\lambda_{pd} = 3,0 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad \text{Ecuación III. 6}$$

• **Para columnas**

a) Alas

$$\lambda \leq \lambda_p \quad \text{Ecuación III. 7}$$

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \quad \text{Ecuación III. 8}$$

$$\lambda_p = 0,376 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad \text{Ecuación III. 9}$$

b) Alma

$$\lambda \leq \lambda_p \quad \text{Ecuación III. 10}$$

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \quad \text{Ecuación III. 11}$$

Para $Nu / \phi_b N_y \leq 0,125$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \left[1 - 2,75 \frac{Nu}{\phi_b N_y} \right] \quad \text{Ecuación III. 12}$$

Para $Nu / \phi_b N_y > 0,125$

$$\lambda_p = 1,12 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \left[2,33 - \frac{Nu}{\phi_b N_y} \right] \geq 1,46 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ecuación III. 13}$$

Donde:

- λ = Parámetro de esbeltez local de un elemento, definida la esbeltez local como su relación ancho/espesor.
- λ_{pd} = Parámetro de esbeltez local límite para clasificar un elemento como de sección plástica.
- λ_p = Parámetro de esbeltez local límite para clasificar un elemento como de sección compacta.
- b_f = Ancho de ala.
- t_f = Espesor del ala.
- h = Distancia libre entre las alas de una viga en la sección considerada.
- t_w = Espesor del alma.
- N_y = resistencia teórica a la cedencia en un miembro solicitado por fuerzas normales.
- N_u = Solicitación mayorada a compresión normal.
- ϕ_b = Factor de minoración de la resistencia teórica a flexión, $\phi_b = 0,90$.

La relación demanda capacidad viene dada según la formulación presentada en la NVC 1618-1998 en su Capítulo 18 para el diseño de miembros simétricos sometidos a flexión y fuerzas normales. En el cual se establece que los miembros estructurales serán diseñados para satisfacer las siguientes ecuaciones de interacción de fuerzas axiales y momentos:

a) Cuando $\frac{N_u}{\phi N_t} \geq 0,2$

$$\frac{N_u}{\phi N_t} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{tx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ty}} \right) \leq 1,0 \quad \text{Ecuación III. 14}$$

b) Cuando $\frac{N_u}{\phi N_t} < 0,2$

$$\frac{N_u}{2\phi N_t} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{tx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ty}} \right) \leq 1,0 \quad \text{Ecuación III. 15}$$

Donde:

- N_t = Resistencia teórica a la compresión.
- M_t = Resistencia teórica a flexión.
- M_u = Solicitación mayorada a flexión.
- ϕ_c = Factor de minoración de la resistencia teórica a compresión; $\phi_c = 0,85$.

En los casos de esta investigación al tratarse con pórticos planos las ecuaciones se limitan únicamente a los momentos alrededor del eje de flexión correspondiente.

Las valores máximos de las distorsiones inelásticas son los establecidos en el Capítulo 10 sobre el control de desplazamientos de la NVC 1756-2001. Para todos los casos en estudio en este trabajo se consideró que los elementos no estructurales son susceptibles de sufrir daños a causa de deformaciones de la estructura. De los modelos numéricos se obtuvo la distorsión elástica y para transformarla en la inelástica se multiplicó por el factor de ductilidad, quedando expresado como:

$$\frac{\delta_e}{(h_i - h_{i-1})} * 0,8 * R = \frac{\delta_i}{(h_i - h_{i-1})} \quad \text{Ecuación III. 16}$$

Donde:

- δ_e = Deriva o diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos suponiendo que la estructura se comporta elásticamente.
- R = Factor de reducción de respuesta.
- $(h_i - h_{i-1})$ = Separación entre pisos o niveles consecutivos.
- δ_i = deriva inelástica.

III.3. Consideraciones para la ejecución de los análisis

Para realizar las evaluaciones sismorresistentes mediante análisis espectrales, según la NVC 1756-2001, las estructuras se modelaron con comportamiento elástico lineal. De la misma manera, para el diseño de las estructuras según los lineamientos de la NVC 1618-1998 y la NVC 1756-2001 se consideró que los modelos numéricos tenían comportamientos

elásticos lineales; no obstante, el comportamiento de dicha estructura se supone no lineal, al reducir el espectro por efecto del factor de reducción de respuesta (R) y al multiplicar los desplazamientos elásticos por el 80% de este factor para así obtener el desplazamiento total. En todos los casos se supuso que las estructuras tenían una fracción de amortiguamiento crítico $\xi = 0,05$.

Las combinaciones de carga utilizadas se muestran a continuación:

$$U = 1,4 \text{ CP} \quad (\text{Ecuación III. 17})$$

$$U = 1,2 \text{ CP} + 1,6 \text{ CV} + 0,5 \text{ CVt} \quad (\text{Ecuación III. 18})$$

$$U = 1,2 \text{ CP} + 0,5 \text{ CV} + 1,6 \text{ CVt} \quad (\text{Ecuación III. 19})$$

$$U = 1,2 \text{ CP} + 0,5 \text{ CV} \pm S \quad (\text{Ecuación III. 20})$$

$$U = 0,9 \text{ CP} \pm S \quad (\text{Ecuación III. 21})$$

$$S = \pm S_H \pm S_V \quad (\text{Ecuación III. 22})$$

$$S_V = \pm 0,2\alpha\phi\beta A_o \text{ CP} \quad (\text{Ecuación III. 23})$$

Donde:

- U= Solicitaciones resultantes.
- CP= Cargas permanentes.
- CV= Cargas variables.
- CVt= Cargas variables en el techo
- S= Cargas producidas por sismo, considerando la acción conjunta del sismo horizontal S_H y el sismo vertical S_V .

Las cargas permanentes y variables actuantes en la estructura fueron estimadas según lo establecido en la Norma Venezolana COVENIN 2002-1998 (NVC 2002-1988). Se consideró que el peso unitario del acero estructural es $\gamma_s = 7.850 \text{ kgf/m}^3$. Las acciones sísmicas horizontales y verticales fueron determinadas según la NVC 1756-2001.

III.4. Análisis Estáticos No Lineales

Luego del diseño estructural, cada pórtico en sus tres etapas de diseño; Etapa 1, Etapa 2 y Etapa 3; se evaluó por análisis estático no lineal o *pushover*, según el documento de la Federal Emergency Management Agency 356 (FEMA 356, 2000) para observar el comportamiento sismorresistente en términos del patrón de formación de rótulas plásticas en los pórticos y del mecanismo de colapso que se presenta en la estructura.

Para implementar los análisis estáticos no lineales de los pórticos analizados, sólo se consideró la posibilidad de formación de rótulas plásticas por flexión en las vigas y por interacción de flexión y carga axial en las columnas. La ubicación de rótulas plásticas sólo se consideró posible en los extremos de los miembros estructurales. En las vigas a una separación S_h medida desde la cara de la columna. En las columnas a 30 cm de su base y a 30 cm desde la cara inferior de las vigas en su tope.

Para modelar el comportamiento de las rótulas plásticas de las vigas y las columnas se usaron los valores de los parámetros a , b y c , mostrados en la Figura III. 1, propuestos por el documento de la FEMA 356 en su tabla 5-6. El valor a representa qué tanto puede deformarse plásticamente el miembro de acero en términos de rotación, b la rotación plástica hasta el agotamiento y c la resistencia residual.

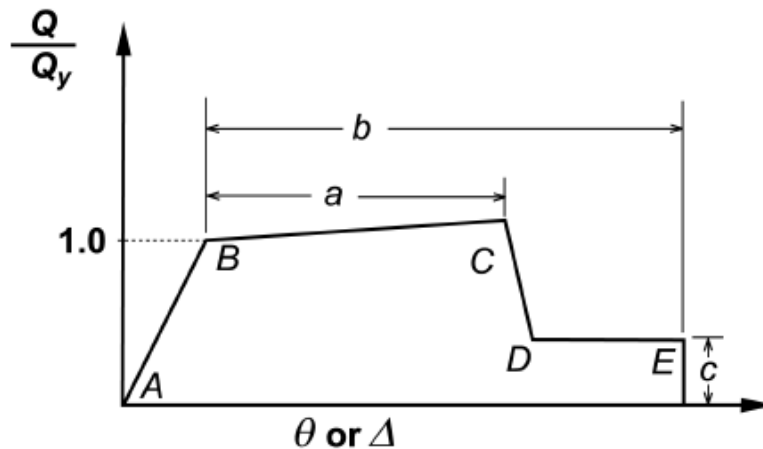


Figura III. 1. Relación carga contra deformación generalizada para elementos de acero. (FEMA 356, 2000).

En la ejecución de los análisis estáticos no lineales o *pushover*, se consideró que el acero tenía un comportamiento inelástico, por tanto se utilizaron las propiedades esperadas del acero. Además se consideró que el comportamiento tensión-deformación del acero se basa en el Efecto Bauschinger que establece que cuando las cargas se aplican en forma cíclica, tal como las producidas por un sismo, y luego de incursionar en rango plástico, el paso de la rama de carga o recarga (con pendiente proporcional al módulo de elasticidad E) a la rama de cedencia se produce en forma gradual, sin mostrar un quiebre marcado del diagrama inicial (Crisafulli, 2013), como se indica en la Figura III. 2.

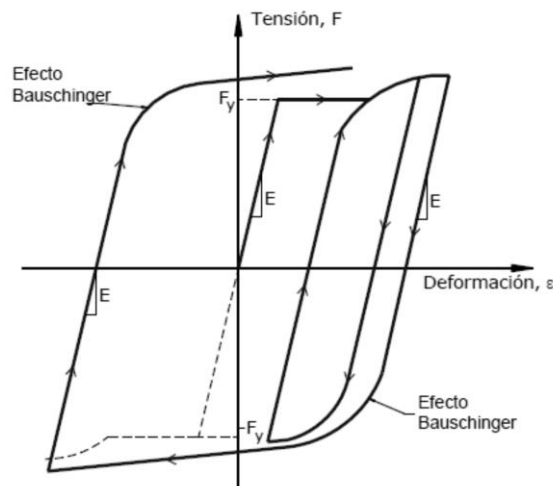


Figura III. 2. Efecto Bauschinger en la respuesta cíclica del acero. (Crisafulli, 2013).

Los análisis estáticos no lineales fueron realizados considerando dos patrones de carga lateral, con la finalidad de evaluar su efecto sobre el comportamiento sismorresistente de los pórticos analizados. Los patrones utilizados fueron los siguientes:

- 1) Distribución vertical uniforme consistente de cargas laterales de la misma magnitud en cada nivel.
- 2) Distribución vertical “triangular” consistente de cargas laterales proporcionales a la altura del nivel medida desde la base.

Ambos patrones fueron aplicados en la dirección del análisis tanto en sentido positivo como negativo, exceptuando los pórticos absolutamente simétricos.

III.5. Limitaciones

Entre las limitaciones establecidas para este trabajo están:

- No se utilizaron perfiles especiales, sólo los ofrecidos comercialmente y específicamente en este trabajo, IPE para vigas y HEA para columnas.
- Se consideró una curva bilineal esfuerzo-deformación del acero, debido a que la estructura es sometida a sismo, y se considera un comportamiento inelástico, por tanto se puede aplicar la analogía con lo estudiado por Bauschinger.
- Para el análisis estático no lineal se consideró la posible formación de rótulas plásticas en las vigas por flexión y en las columnas por flexión y carga axial, no se consideraron fallas por corte ni fallas en las conexiones.
- Se consideró una conexión a momento tipo plancha extrema extendida con pernos sin rigidizar (*bolted unstiffened extended end plate*) a fines de calcular la distancia desde la cara de la columna a la cual se supone la formación de la rótula plástica, S_h .
- Se despreció el corte en la cara de la columna, tal como lo permite la norma, en la verificación de la relación columna fuerte-viga débil.

III.6. Casos de Estudio

Los casos de estudio para el desarrollo de este trabajo fueron tres pórticos planos de acero estructural. Dos de los pórticos son de dos niveles, siendo uno de configuración simétrica y el otro asimétrico. Y el último de tres niveles de configuración simétrica. Todos los pórticos tienen como función soportar tanto las cargas gravitatorias, provenientes de su peso propio y de las cargas permanentes y variables transmitidas por las losas de entrepiso y techo, así como las cargas sísmicas. Los pórticos fueron enumerados para su descripción como Pórtico 1, Pórtico 2, Pórtico 3. A continuación se presentan los aspectos que son comunes a todas las estructuras.

Las losas de entrepiso y techo son de sofito metálico de 10 cm de espesor, se apoyan sobre correas y éstas se apoyan sobre las vigas del pórtico analizado.

En lo referente a cargas gravitacionales de acción permanente se consideró que el acabado superior de las losas de entepiso era granito artificial de espesor 5 cm. En la losa de techo se empleó un mortero de nivelación de espesor 4 cm con impermeabilización de manto asfáltico y acabado exterior. El acabado inferior de las losas correspondió a cielo raso colgante de paneles livianos. Se supuso el peso de la tabiquería como una carga distribuida equivalente de 150 kgf/m^2 sobre las losas de entepiso de acuerdo a lo establecido en la NVC 2002-1988.

Las cargas gravitacionales de acción variable para las losas de los entepisos variaron según el uso de la estructura, siendo para los Pórticos 1 y 2 destinados a vivienda, y para el Pórtico 3 a uso escolar. Para la losa del techo se consideró que era visitable y que poseía una pendiente menor al 15%. Para ver el análisis de carga detallado referirse al Apéndice 2.

Las acciones sísmicas se definieron según la ubicación, uso y tipo de la estructura, y de las características del suelo de fundación que correspondían a una forma espectral S2 con factor de corrección $\phi = 0,95$. La ubicación de los Pórticos 1 y 2 es Caracas perteneciendo así a la Zona 5 cuyo coeficiente de aceleración sísmica es 0,30g. El Pórtico 3 está ubicado en Cumaná correspondiéndole la Zona 7 cuyo coeficiente de aceleración sísmica es 0,40g. Según sus usos los dos primeros pórticos pertenecen al Grupo B2 y el último al Grupo A. Se consideró un factor de reducción de respuesta $R = 6$ en todos los casos.

III.7. Pórtico 1

La estructura está compuesta por un pórtico de dos (2) vanos de 7 metros cada uno y posee dos niveles con una altura de entepiso de 3,00 metros, como se muestra en la Figura III. 3. Este representa un pórtico intermedio en una estructura con vanos de 7,00 m medidos en su dirección perpendicular.

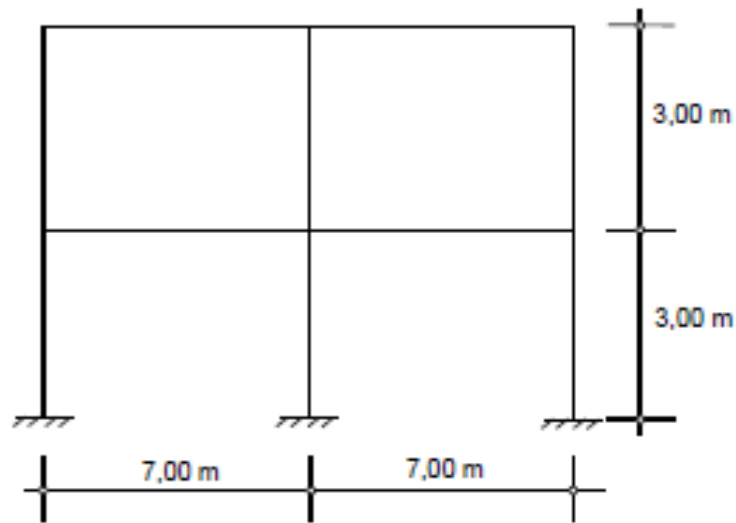


Figura III. 3. Geometría del Pórtico 1.

III.8. Pórtico 2

La estructura está compuesta por un pórtico de dos (2) vanos de 4 y 8 metros respectivamente, y posee dos niveles con una altura de entrepiso de 3,00 metros, como se muestra en la Figura III. 4. Este representa un pórtico intermedio en una estructura con vanos de 7,00 m medidos en su dirección perpendicular.

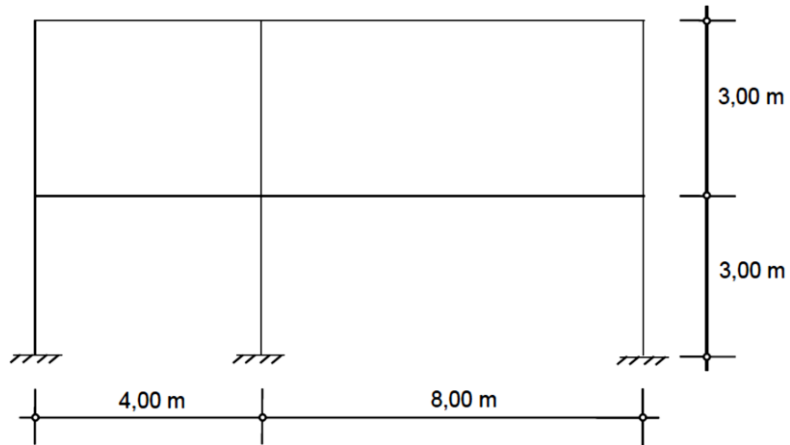


Figura III. 4. Geometría del Pórtico 2.

III.9. Pórtico 3

La estructura está compuesta por un pórtico de cinco (5) vanos de 7,20 y 3,60 m intercalados entre sí. Posee dos niveles con una altura de entrepiso de 3,10 metros, y uno con

3,00 m como se muestra en la Figura III. 5. Éste representa un pórtico intermedio en una estructura con vanos de 7,20 m medidos en su dirección perpendicular.

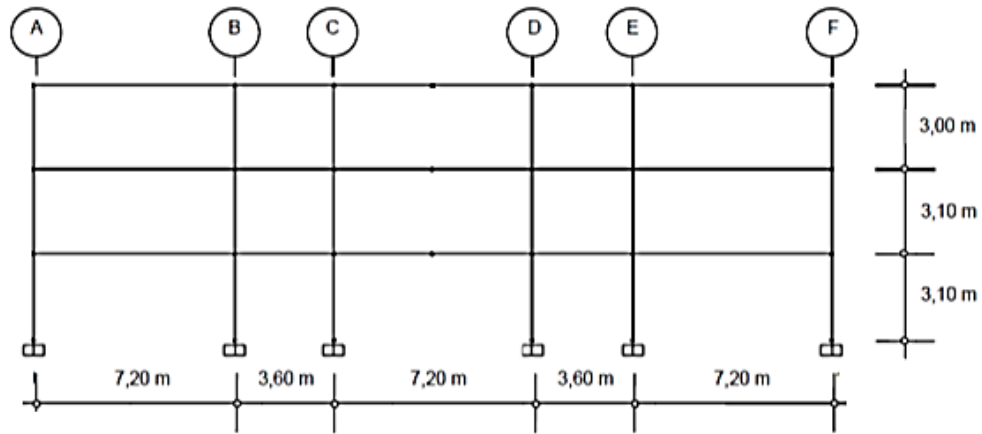


Figura III. 5. Geometría del Pórtico 3.

III.10. Identificación de los pórticos a estudiar

Para efectos de numerar los tres modelos de cada diseño se le asignó el número uno para el primer diseño, el número dos para el segundo diseño y el número tres para el tercer diseño. En este mismo orden, estos se subdividen para indicar la etapa correspondiente a dicho diseño; es decir; Etapa 1, Etapa 2 y Etapa 3. Quedando así los nueve modelos designados como Pórtico 1.1, Pórtico 1.2, Pórtico 1.3, Pórtico 2.1, Pórtico 2.2, Pórtico 2.3, Pórtico 3.1, Pórtico 3.2 y Pórtico 3.3.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y ANÁLISIS

IV.1. Análisis del pórtico 1

Las cargas gravitatorias obtenidas del análisis de carga basado en la NVC 2002-1988 para el Pórtico 1 se muestran en la Tabla IV. 1. Estas corresponden a cargas puntuales que son transferidas a las vigas por tres correas perpendiculares a estas y fueron empleadas en los tres modelos de este pórtico.

Tabla IV. 1. Cargas permanentes y variables del Pórtico 1.

Nivel Techo

Cargas (P)	Correas (kgf)	Columna Central (kgf)	Columnas Laterales (kgf)
CP	3.767,40	3.805,20	2.028,95
CV_t	1.225,00	1.225,00	612,50

Nivel Entrepiso

Cargas (P)	Correas (kgf)	Columna Central (kgf)	Columnas Laterales (kgf)
CP	5.752,95	5.843,95	3.093,83
CV	2.143,75	2.143,75	1.071,88

El espectro sísmico de diseño se determinó según los lineamientos de la NVC 1756-2001 con los parámetros expuestos en la Tabla IV. 2. El efecto del sismo vertical empleado en las combinaciones que lo ameritan resultó $S_v = \pm 0,1482CP$.

Tabla IV. 2. Parámetros para la determinación del espectro sísmico de diseño del Pórtico 1.

Zonificación Sísmica	Zona Sísmica 5
Coefficiente de Aceleración horizontal	$A_0 = 0,30$
Clasificación según el uso	Grupo B2
Factor de importancia	$\alpha = 1,00$
Forma Espectral	S2
Factor de Corrección	$\phi = 0,95$
Nivel de Diseño	ND3
Tipo de Estructura	Tipo I
Factor de Reducción de Respuesta	$R = 6,00$

Para este pórtico en sus tres etapas (Pórtico 1.1, Pórtico 1.2 y Pórtico 1.3), se realizó el análisis estático no lineal o *pushover* con los dos patrones de carga solamente en el sentido positivo de las cargas sísmicas, pues es simétrico tanto en geometría como en disposición de los perfiles y las cargas.

IV.1.1. Análisis Pórtico 1.1

En este primer diseño se obtuvieron los perfiles que se muestran en la Figura IV. 1 siendo los de las columnas perfiles de sección compacta y los de las vigas de sección plástica.

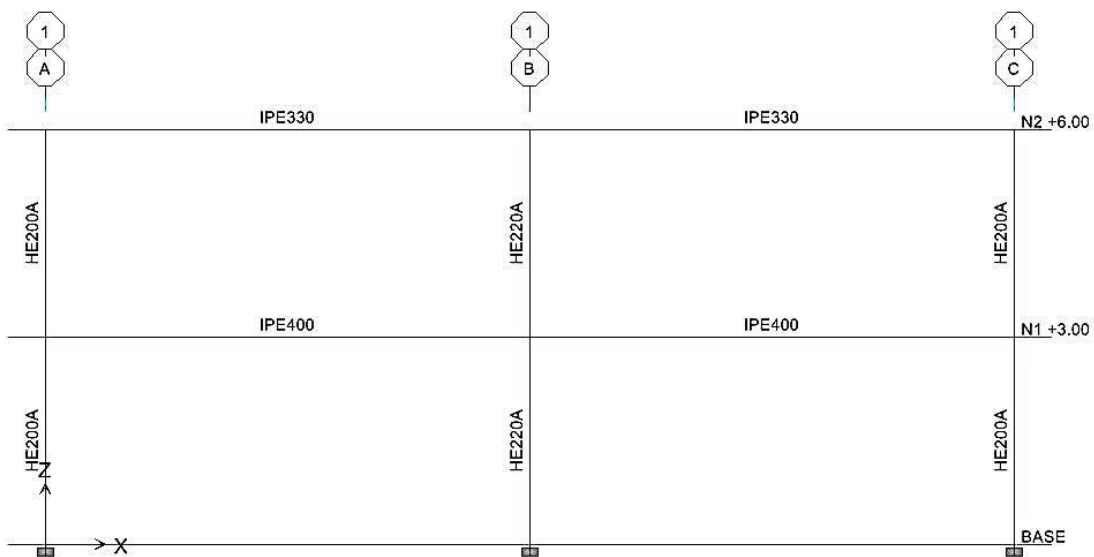


Figura IV. 1. Perfiles del Pórtico 1.1.

El peso sísmico total del pórtico fue $W = 83,51$ tf, el cortante basal $V_o = 9,93$ tf y el cociente $V_o/W = 0,12$ (mayor a $\alpha A_o/R = 0,05$). Los períodos de vibración obtenidos fueron $T_1 = 0,62$ s y $T_2 = 0,24$ s para el primer y segundo modo de vibración respectivamente.

En este diseño se buscó llevar al límite la relación demanda-capacidad de los miembros estructurales, mostradas en la Figura IV. 2, y la distorsión lo más cercana a 0,018 que es la máxima distorsión permitida por la norma para estructuras correspondientes al Grupo B2, en este caso se obtuvo 0,0133 en el nivel N1 +3.00.

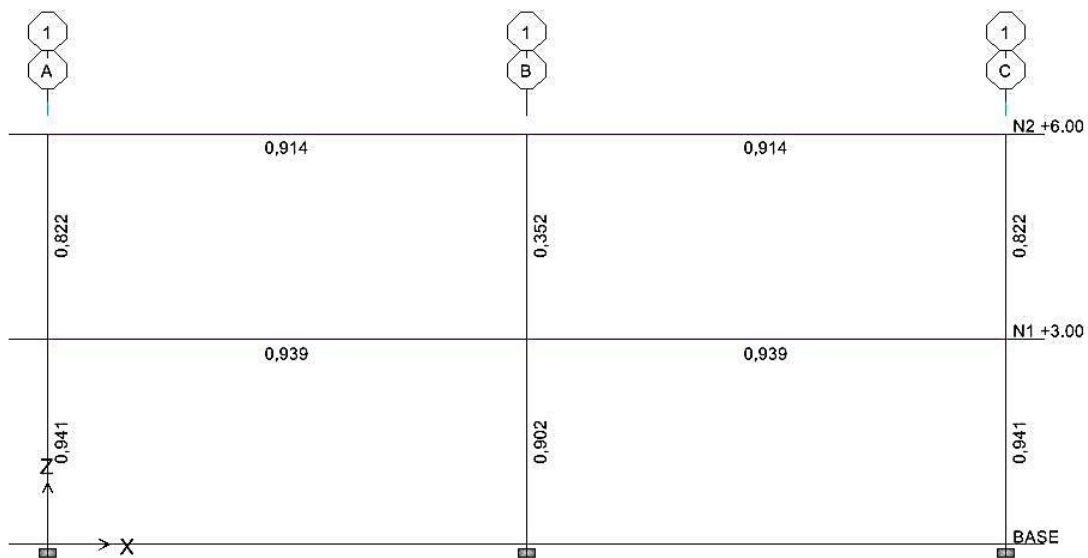


Figura IV. 2 . Relaciones de Demanda-Capacidad del Pórtico 1.1.

- **Evaluación de la relación de momentos en los nodos según la NVC 1618-1998**

Tras realizar la aplicación del procedimiento presentado en la NVC 1618-1998 se obtuvieron los resultados para la condición columna fuerte-viga débil contenidos en la Tabla IV. 3.

Tabla IV. 3. Relación de momentos en los nodos del Pórtico 1.1.

Nivel	Eje A		Eje B		Eje C	
	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)
N2 +6.00	0,295	0,262	0,170	0,170	0,262	0,295
N1 +3.00	0,342	0,293	0,177	0,177	0,293	0,342

- **Análisis estático no lineal**

El mecanismo de colapso observado para ambos patrones de carga correspondió a la doble rotulación de las columnas del primer nivel, y se produjo únicamente una rótula plástica en la viga del primer nivel en el tramo B-C, como se muestra en la Figura IV. 3.

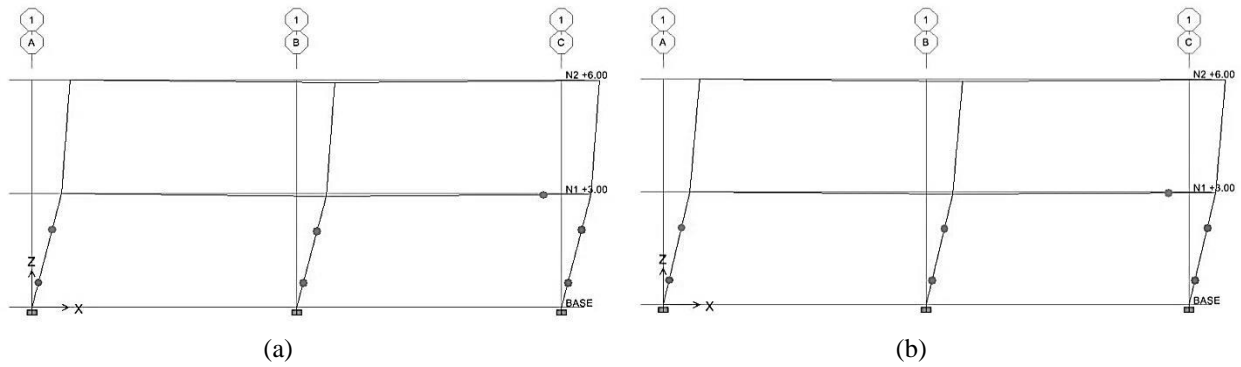


Figura IV. 3. Mecanismo plástico de colapso para el Pórtico 1.1:
 (a) patrón de carga uniforme y (b) patrón de carga triangular.

IV.1.2. Análisis Pórtico 1.2

En este segundo diseño se ajustaron los perfiles de las columnas obtenidos en el pórtico anterior para cumplir con la relación de momentos en los nodos exigida en la norma y además, aproximarla lo máximo posible a este límite, por lo cual se permitió utilizar diferentes perfiles en toda la altura de la estructura. De esta manera se obtuvieron los perfiles mostrados en la Figura IV. 4.

Como era de esperar las relaciones demanda-capacidad de las columnas, mostrada en la Figura IV. 5, disminuyeron en este caso al asignarles perfiles de mayor tamaño. La distorsión máxima en este pórtico fue de 0,0052 en el nivel N2 +6.00.

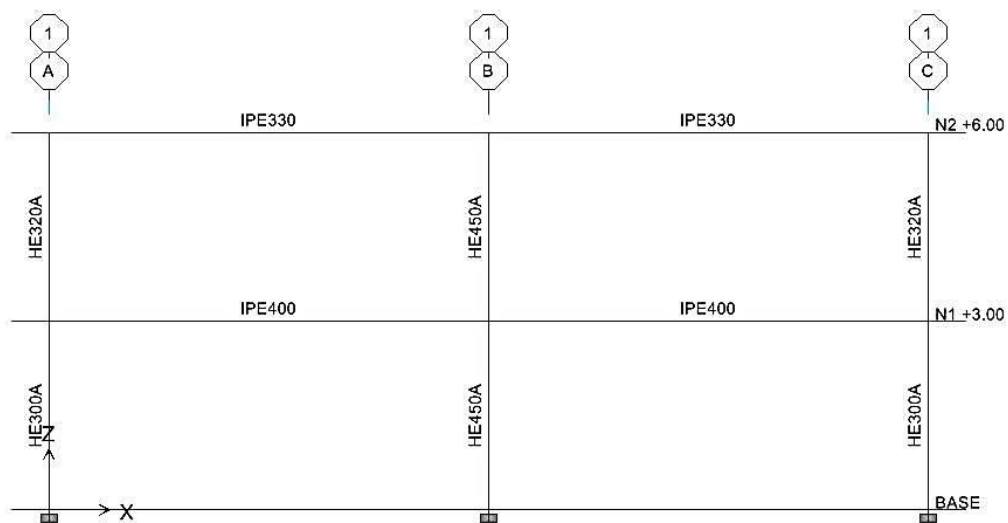


Figura IV. 4. Perfiles del Pórtico 1.2.

El peso sísmico total del pórtico fue $W = 84,34$ tf, el cortante basal $V_0 = 10,03$ tf y el cociente $V_0/W = 0,12$ (mayor a $\alpha A_0/R = 0,05$). Los períodos de vibración obtenidos fueron $T_1 = 0,37$ s y $T_2 = 0,11$ s para el primer y segundo modo de vibración respectivamente.

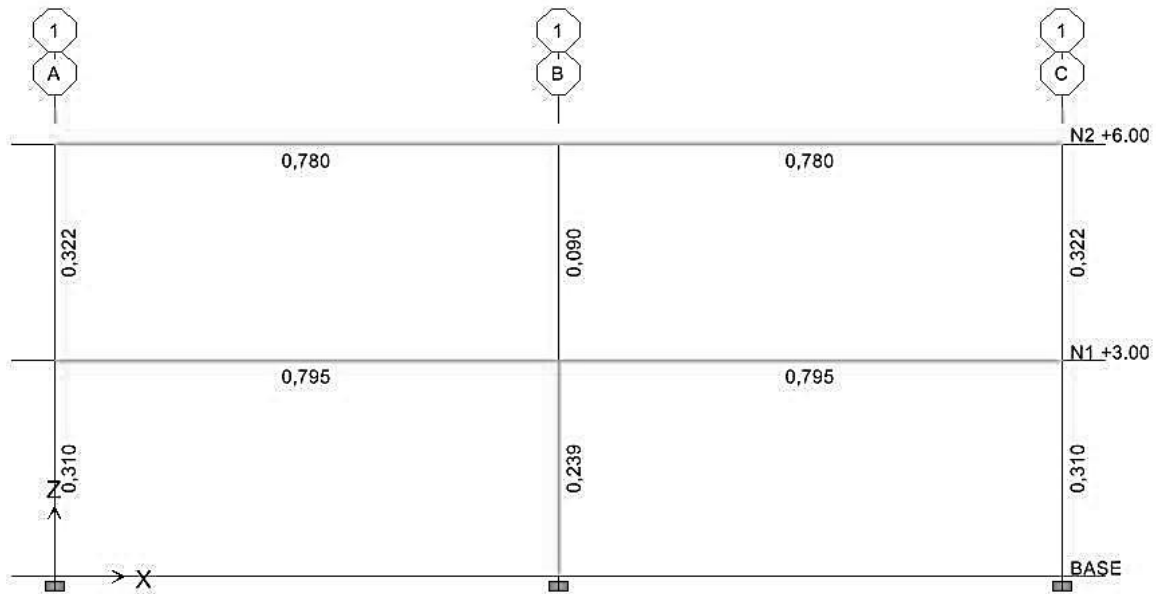


Figura IV. 5 . Relaciones de Demanda-Capacidad del Pórtico 1.2.

- **Evaluación de la relación de momentos en los nodos según la NVC 1618-1998**

Tras realizar la aplicación del procedimiento presentado en la NVC 1618-1998 se obtuvieron los resultados para la condición columna fuerte-viga débil contenidos en la Tabla IV. 4.

Tabla IV. 4. Relación de momentos en los nodos del Pórtico 1.2.

Nivel	Eje A		Eje B		Eje C	
	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)
N2 +6.00	1,142	1,004	1,027	1,027	1,004	1,142
N1 +3.00	1,273	1,087	1,194	1,194	1,087	1,273

- **Análisis estático no lineal**

El mecanismo plástico de colapso observado para ambos patrones de carga correspondió al mecanismo ideal, donde las rótulas se forman en los extremos de las vigas y en las bases de las columnas del primer nivel, tal como se muestra en la Figura IV. 6.

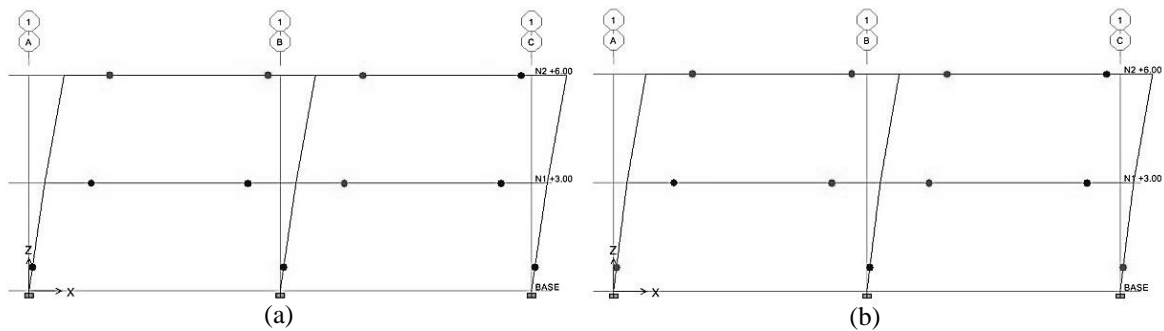


Figura IV. 6. Mecanismo plástico para el Pórtico 1.2:
(a) patrón de carga uniforme y (b) patrón de carga triangular.

IV.1.3. Análisis Pórtico 1.3

En este tercer diseño se ajustaron los perfiles de las columnas obtenidos en el pórtico anterior, colocando perfiles iguales en toda su altura. En la Figura IV. 7 se muestran los perfiles obtenidos y sus relaciones de demanda capacidad en la Figura IV. 8. La distorsión máxima en este pórtico fue de 0,0051 en el nivel N2 +6.00.

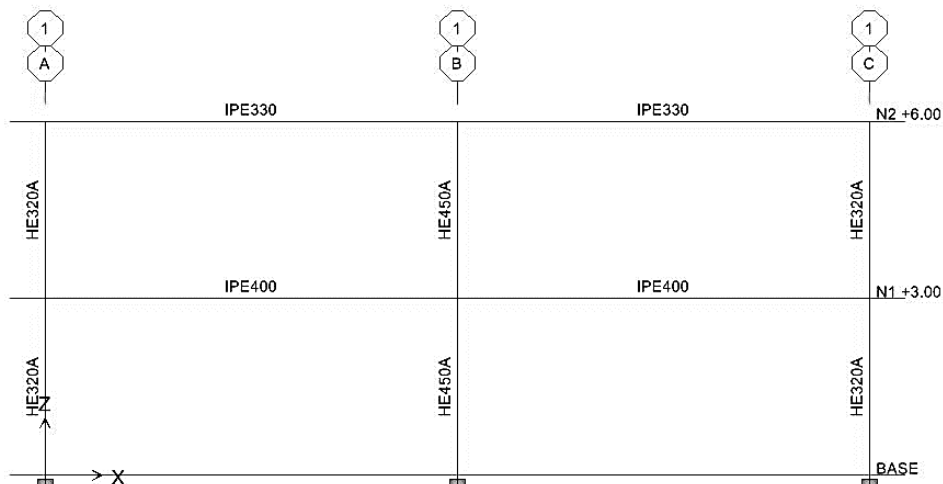


Figura IV. 7. Perfiles del Pórtico 1.3.

El peso sísmico total del pórtico fue $W = 84,37$ tf, el cortante basal $V_o = 10,03$ tf y el cociente $V_o/W = 0,12$ (mayor a $\alpha A_o/R = 0,05$). Los períodos de vibración obtenidos fueron $T_1 = 0,36$ s y $T_2 = 0,11$ s para el primer y segundo modo de vibración respectivamente.

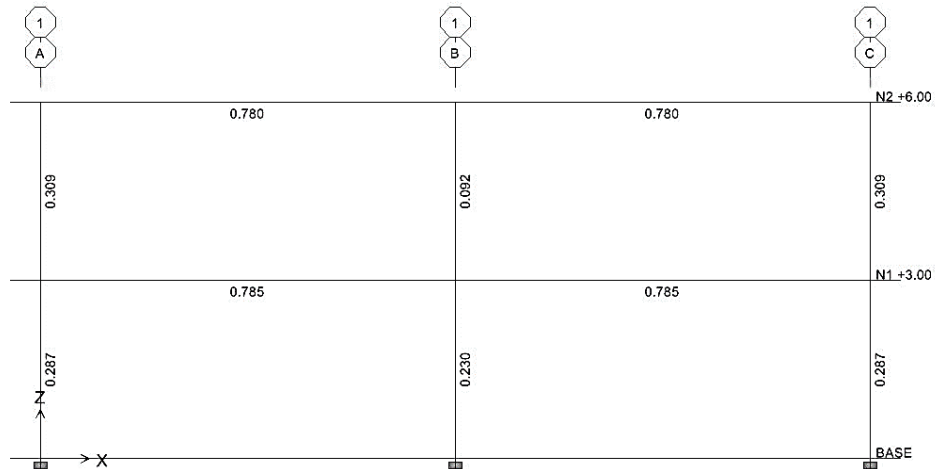


Figura IV. 8 . Relaciones de Demanda-Capacidad del Pórtico 1.3.

- **Evaluación de la relación de momentos en los nodos según la NVC 1618-1998**

Tras realizar la aplicación del procedimiento presentado en la NVC 1618-1998 se obtuvieron los resultados para la condición columna fuerte-viga débil contenidos en la Tabla IV. 5.

Tabla IV. 5. Relación de momentos en los nodos del Pórtico 1.3.

Nivel	Eje A		Eje B		Eje C	
	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)
N2 +6.00	1,142	1,004	1,027	1,027	1,004	1,142
N1 +3.00	1,375	1,171	1,194	1,194	1,171	1,375

- **Análisis estático no lineal**

El mecanismo plástico de colapso presentado para ambos patrones de carga correspondió al mecanismo ideal, donde las rótulas se forman en los extremos de las vigas y en las bases de las columnas del primer nivel, tal como se muestra en la Figura IV. 9.

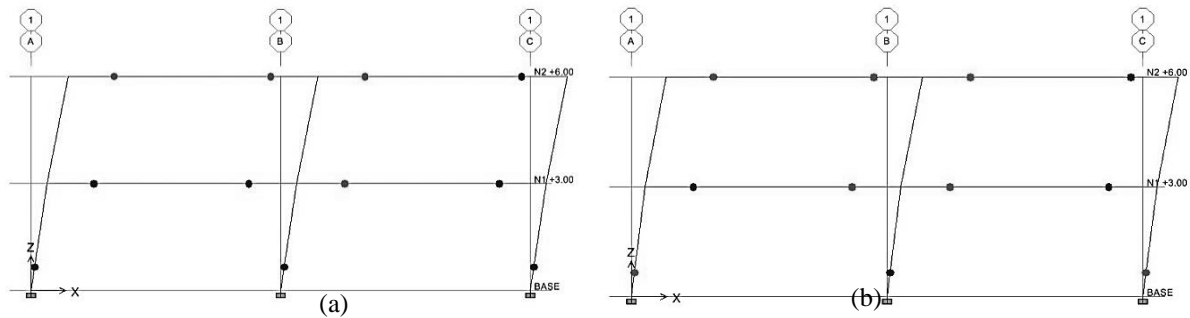


Figura IV. 9. Mecanismo plástico para el Pórtico 1.3:
(a) patrón de carga uniforme y (b) patrón de carga triangular.

IV.2. Análisis del Pórtico 2

Las cargas gravitatorias obtenidas del análisis de carga basado en la NVC 2002-1988 para el Pórtico 2 se muestran en la Tabla IV. 6. Estas corresponden a cargas puntuales que son transferidas a las vigas por dos correas en el vano A-B y cinco en el vano B-C perpendiculares a las vigas y espaciadas cada 1,33 m. Estas cargas fueron empleadas en los tres modelos correspondientes a este pórtico.

Tabla IV. 6. Cargas permanentes y variables del Pórtico 2.

Nivel Techo

Cargas (P)	Correas (kgf)	Columna Eje B (kgf)	Columnas A y C (kgf)
CP	2.883,30	2.952,60	1.602,65
CV _T	931,00	931,00	465,50

Nivel Entrepiso

Cargas (P)	Correas (kgf)	Columna Eje B (kgf)	Columnas A y C (kgf)
CP	4.432,89	4.523,89	2.433,80
CV	1.629,25	1.629,25	814,63

El espectro sísmico de diseño se determinó según los lineamientos de la NVC 1756-2001 con los parámetros expuestos en la Tabla IV. 7. El efecto del sismo vertical empleado en las combinaciones que lo ameritan resultó $S_v = \pm 0,1482CP$.

Tabla IV. 7. Parámetros para la determinación del espectro sísmico de diseño del Pórtico 2.

Zonificación Sísmica	Zona Sísmica 5
Coefficiente de Aceleración horizontal	$A_0 = 0,30$
Clasificación según el uso	Grupo B2
Factor de importancia	$\alpha = 1,00$
Forma Espectral	S2
Factor de Corrección	$\varphi = 0,95$
Nivel de Diseño	ND3
Tipo de Estructura	Tipo I
Factor de Reducción de Respuesta	$R = 6,00$

Para el Pórtico 2, en sus tres etapas, se realizó el análisis por *pushover* bajo la acción de los dos patrones de carga, tanto en el sentido positivo como en el sentido negativo de las cargas sísmicas, pues es asimétrico tanto en geometría como en disposición de los perfiles y de las cargas.

IV.2.1. Análisis Pórtico 2.1

En este primer diseño se obtuvieron los perfiles que se muestran en la Figura IV. 10.

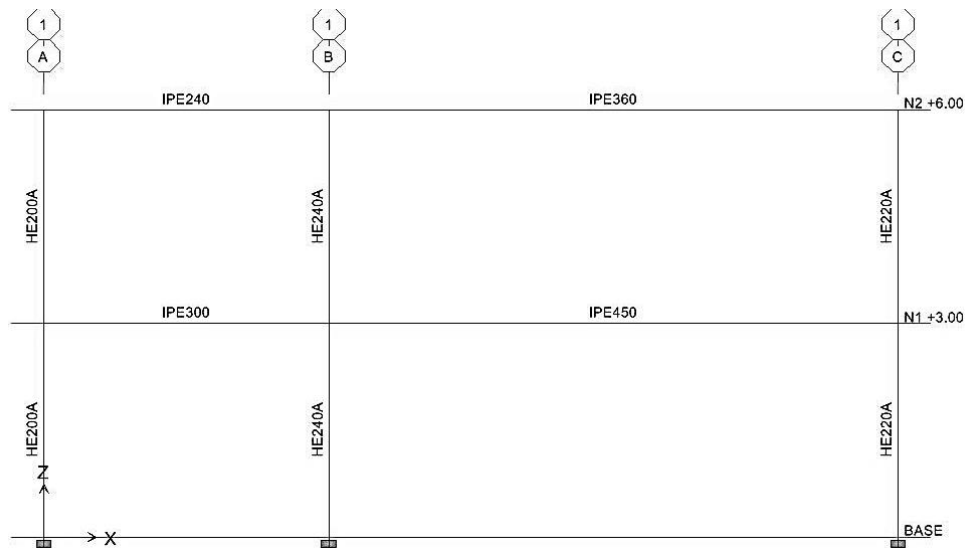


Figura IV. 10. Perfiles del Pórtico 2.1.

El peso sísmico total del pórtico fue $W = 72,47$ tf, el cortante basal $V_o = 8,61$ tf y el cociente $V_o/W = 0,12$ (mayor a $\alpha A_o/R = 0,05$). Los períodos de vibración obtenidos fueron $T_1 = 0,53$ s y $T_2 = 0,20$ s para el primer y segundo modo de vibración respectivamente.

En este diseño se buscó llevar al límite la relación demanda-capacidad de los miembros estructurales, mostradas en la Figura IV. 11, y la distorsión lo más cercana a 0,018 que es la máxima distorsión permitida por la norma para estructuras correspondientes al Grupo B2, en este caso se obtuvo 0,0093 en el nivel N1 +3.00.

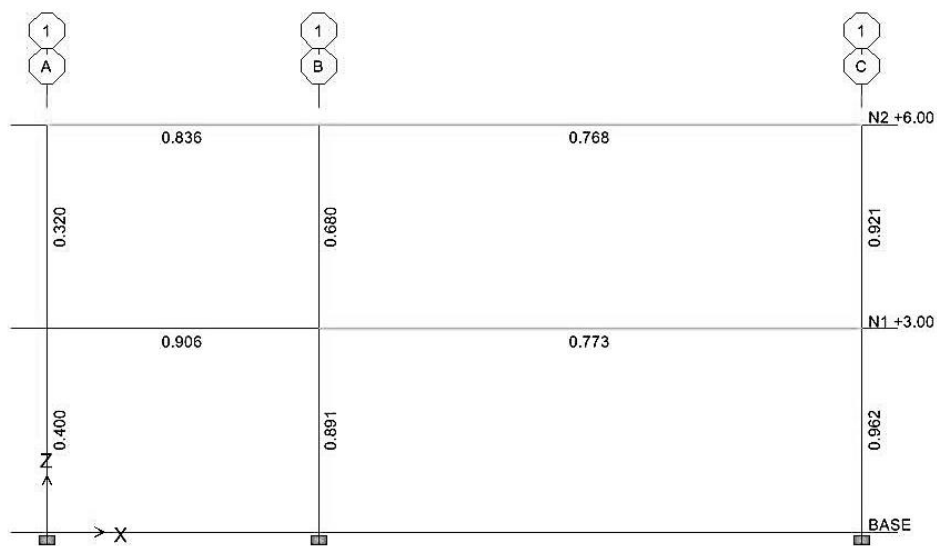


Figura IV. 11 . Relaciones de Demanda-Capacidad del Pórtico 2.1.

- **Evaluación de la relación de momentos en los nodos según la NVC 1618**

Posterior a la aplicación del procedimiento presentado en la NVC 1618-1998 se obtuvieron los resultados para la condición columna fuerte-viga débil contenidos en la Tabla IV. 8.

Tabla IV. 8. Relación de momentos en los nodos del Pórtico 2.1.

Nivel	Eje A		Eje B		Eje C	
	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)
N2 +6.00	0,639	0,578	0,276	0,260	0,272	0,312
N1 +3.00	0,720	0,633	0,297	0,283	0,295	0,351

- **Análisis estático no lineal**

El mecanismo plástico de colapso observado para ambos patrones de carga correspondió a un mecanismo diferente al ideal, como se muestra en la Figura IV. 12.

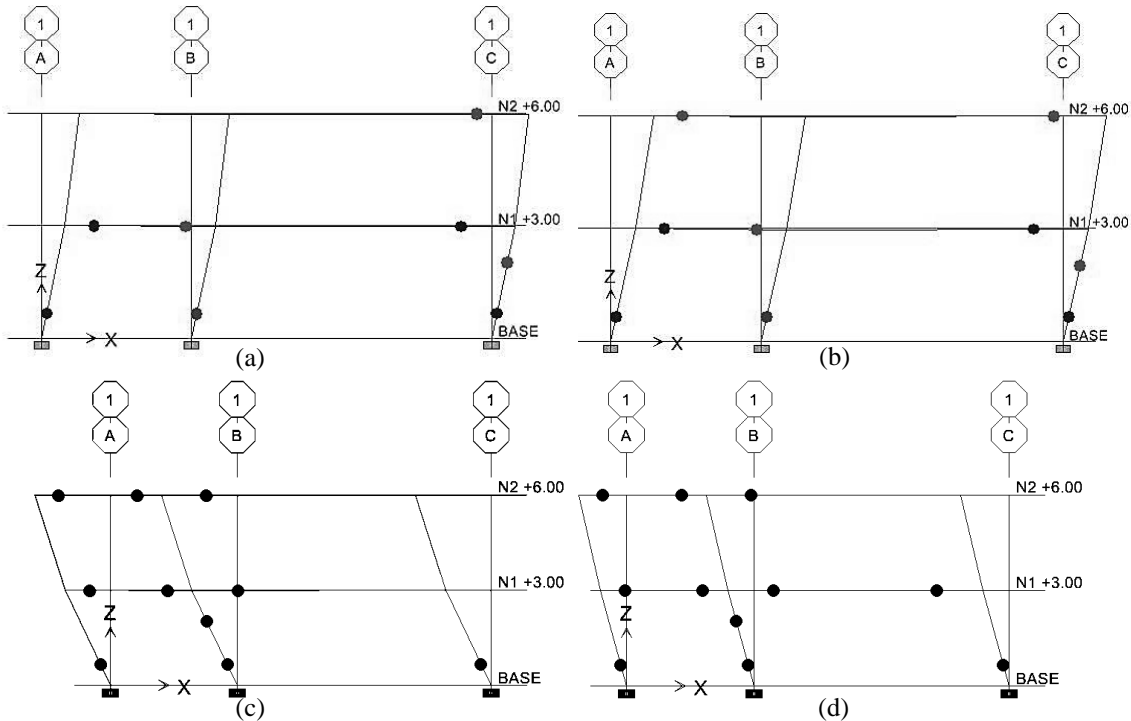


Figura IV. 12. Mecanismo plástico de colapso para el Pórtico 2.1:

(a) patrón de carga uniforme en sentido positivo, (b) patrón de carga triangular en sentido positivo, (c) patrón de carga uniforme en sentido negativo y (d) patrón de carga triangular en sentido negativo.

IV.2.2. Análisis Pórtico 2.2

En este segundo diseño se ajustaron los perfiles de las columnas obtenidos en el pórtico anterior para cumplir con la relación de momentos en los nodos exigida en la norma. De esta manera se obtuvieron los perfiles mostrados en la Figura IV. 13. Además se aceptó el uso de perfiles diferentes en toda la altura de la estructura con fines académicos y no constructivos. Como era de esperar las relaciones demanda-capacidad de las columnas, mostrada en la Figura IV. 14, disminuyeron en este caso al asignarles perfiles de mayor tamaño. La distorsión máxima en este pórtico fue de 0,0050 en el nivel N2 +6.00.

- **Evaluación de la relación de momentos en los nodos según la NVC 1618-1998**

Tras realizar la aplicación del procedimiento presentado en la NVC 1618-1998 se obtuvieron los resultados para la condición columna fuerte-viga débil contenidos en la Tabla IV. 9.

Tabla IV. 9. Relación de momentos en los nodos del Pórtico 2.2.

Nivel	Eje A		Eje B		Eje C	
	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)
N2 +6.00	1,105	0,991	1,237	1,141	1,010	1,165
N1 +3.00	1,260	1,099	1,266	1,159	1,082	1,287

- **Análisis estático no lineal**

El mecanismo plástico de colapso observado para ambos patrones de carga y ambas direcciones correspondió al mecanismo ideal, donde las rótulas se forman en los extremos de las vigas y en las bases de las columnas del primer nivel, tal como se muestra en la Figura IV. 15.

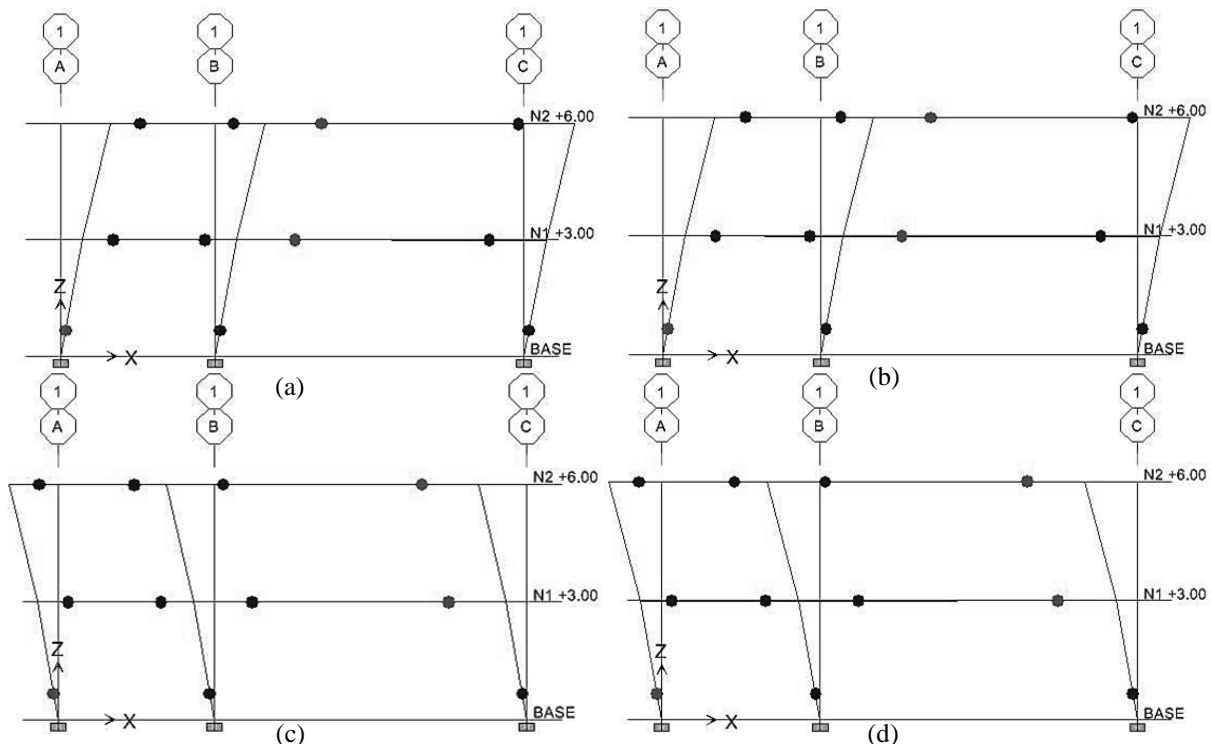


Figura IV. 15. Mecanismo plástico de colapso para el Pórtico 2.2:

(a) patrón de carga uniforme en sentido positivo, (b) patrón de carga triangular en sentido positivo, (c) patrón de carga uniforme en sentido negativo y (d) patrón de carga triangular en sentido negativo.

IV.2.3. Análisis Pórtico 2.3

En este tercer diseño se ajustaron los perfiles de las columnas obtenidos en el pórtico anterior para representar una solución constructiva, colocando perfiles iguales en toda su altura y cumpliendo con el criterio columna fuerte-viga débil. En la Figura IV. 16 se muestran los perfiles obtenidos y sus relaciones de demanda capacidad en la Figura IV. 17. La distorsión máxima en este pórtico fue de 0,0048 en el nivel N2 +6.00.

El peso sísmico total del pórtico fue $W = 73,18$ tf, el cortante basal $V_0 = 8,70$ tf y el cociente $V_0/W = 0,12$ (mayor a $\alpha A_0/R = 0,05$). Los períodos de vibración obtenidos fueron $T_1 = 0,34$ s y $T_2 = 0,11$ s para el primer y segundo modo de vibración respectivamente.

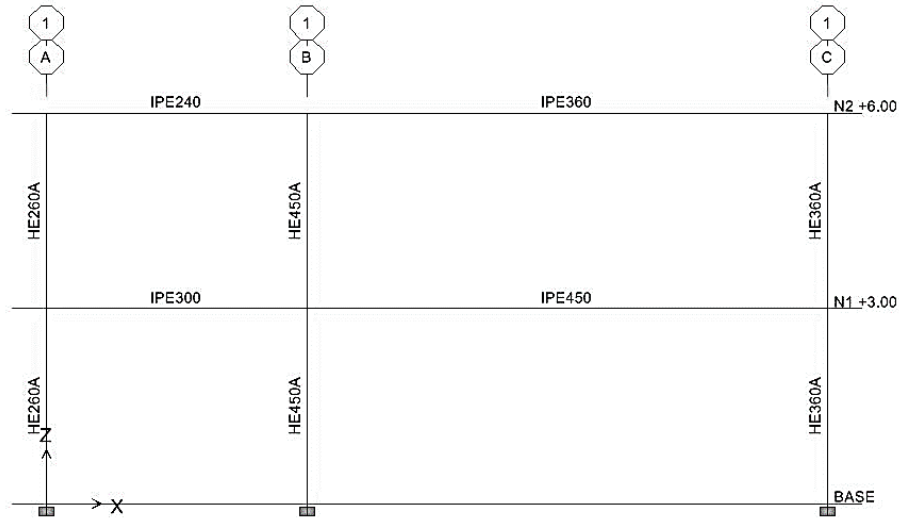


Figura IV. 16. Perfiles del Pórtico 2.3.

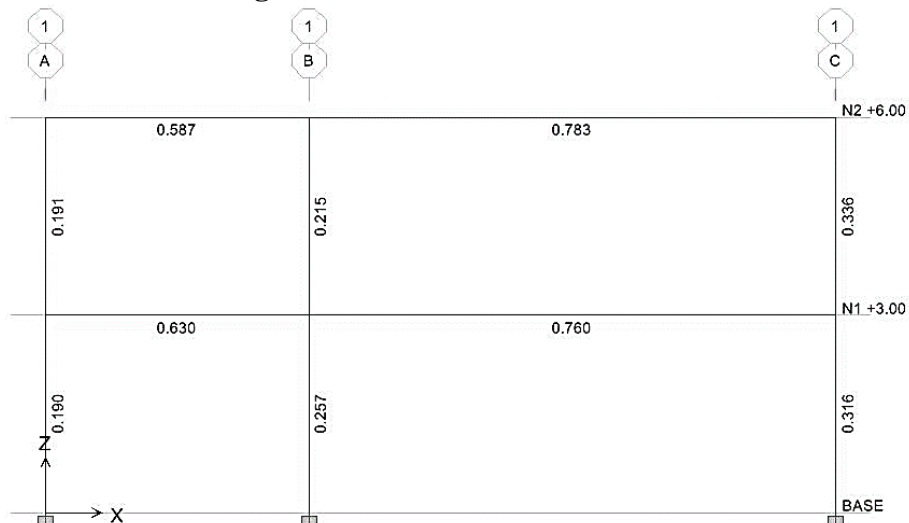


Figura IV. 17 . Relaciones de Demanda-Capacidad del Pórtico 2.3.

- **Evaluación de la relación de momentos en los nodos según la NVC 1618-1998**

Tras realizar la aplicación del procedimiento presentado en la NVC 1618-1998 se obtuvieron los resultados para la condición columna fuerte-viga débil contenidos en la Tabla IV. 10.

Tabla IV. 10. Relación de momentos en los nodos del Pórtico 2.3.

Nivel	Eje A		Eje B		Eje C	
	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)
N2 +6.00	1,361	1,219	1,237	1,142	1,010	1,165
N1 +3.00	1,551	1,355	1,403	1,280	1,144	1,362

- **Análisis estático no lineal**

El mecanismo plástico de colapso observado para ambos patrones de carga y ambas direcciones de análisis correspondió al mecanismo ideal, donde las rótulas se forman en los extremos de las vigas y en las bases de las columnas del primer nivel, tal como se muestra en la Figura IV. 18.

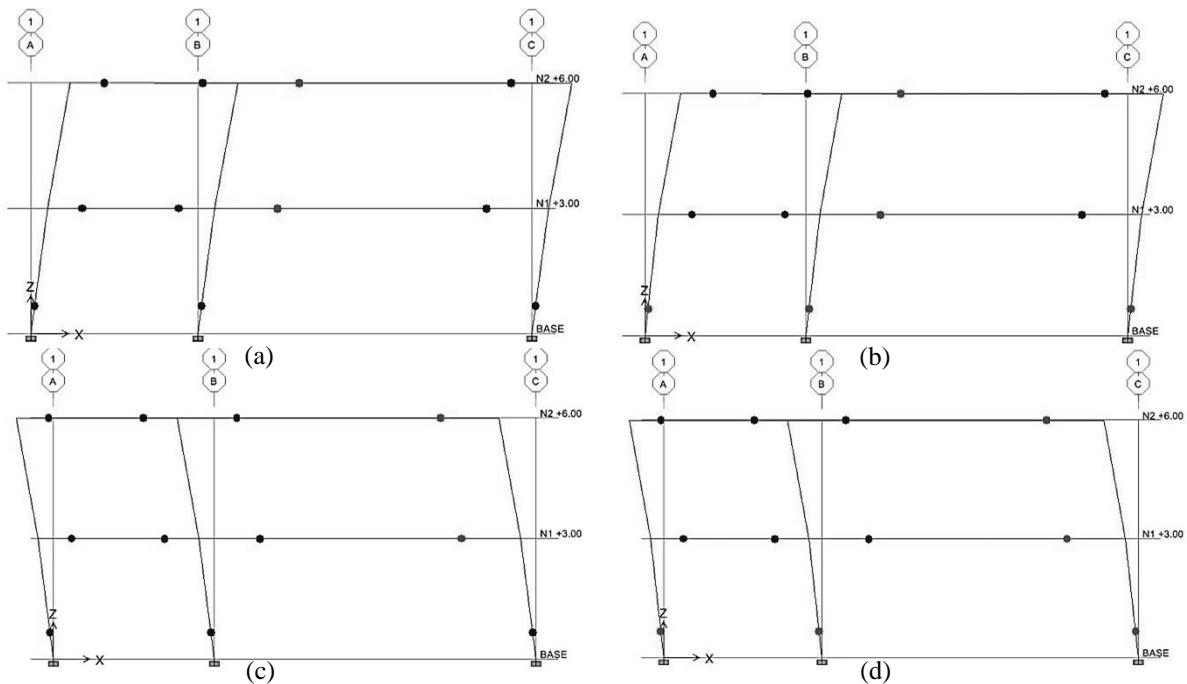


Figura IV. 18. Mecanismo plástico de colapso para el Pórtico 2.3:

(a) patrón de carga uniforme en sentido positivo, (b) patrón de carga triangular en sentido positivo, (c) patrón de carga uniforme en sentido negativo y (d) patrón de carga triangular en sentido negativo.

IV.3. Análisis de pórtico 3

Las cargas gravitatorias obtenidas del análisis de carga basado en la NVC 2002-1988 para el Pórtico 3 se muestran en la Tabla IV. 11. Estas corresponden a cargas puntuales que son transferidas a las vigas por las correas perpendiculares a estas y fueron empleadas en los tres modelos de este pórtico. En los tramos de 7,20 m se colocaron 5 correas y en los tramos de 3,60 m se colocaron 2 correas, en ambos casos separadas a 1,20 m.

Tabla IV. 11 Cargas permanentes y variables del Pórtico 3.

Nivel techo

Cargas (P)	Correas (kgf)	Columnas eje D, C, B y E (kgf)	Columnas eje A y F (kgf)
SCP	2.666,88	2.765,52	1.512,72
CV	864,00	864,00	432,00

Nivel entresiso

Cargas (P)	Correas (kgf)	Columnas eje D, C, B y E (kgf)	Columnas eje A y F (kgf)
SCP	4.139,28	4.232,88	2.293,20
CV	3.456,00	3.456,00	1.728,00

El espectro sísmico de diseño se determinó según los lineamientos de la NVC 1756-2001 con los parámetros expuestos en la Tabla IV. 12. El efecto del sismo vertical empleado en las combinaciones que lo ameritan resultó $S_v = \pm 0,2568CP$.

Tabla IV. 12. Parámetros para la determinación del espectro sísmico de diseño del Pórtico 3.

Zonificación Sísmica	Zona Sísmica 7
Coefficiente de Aceleración horizontal	$A_0 = 0,40$
Clasificación según el uso	Grupo A
Factor de importancia	$\alpha = 1,30$
Forma Espectral	S2
Factor de Corrección	$\varphi = 0,95$
Nivel de Diseño	ND3
Tipo de Estructura	Tipo I
Factor de Reducción de Respuesta	$R = 6,00$

Para el Pórtico en sus tres etapas, se realizó el análisis de los dos patrones de carga solamente en el sentido positivo de las cargas sísmicas debido a la simetría tanto en geometría como en disposición de los perfiles y las cargas.

IV.3.1. Análisis Pórtico 3.1

En este primer diseño se obtuvieron los perfiles que se muestran en la Figura IV. 19.

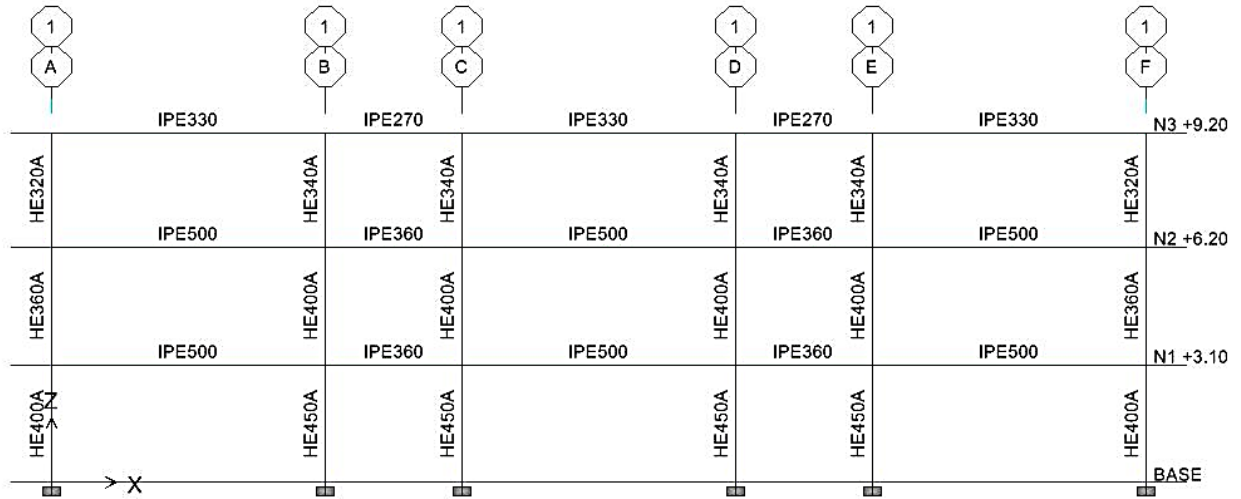


Figura IV. 19. Perfiles del Pórtico 3.1.

El peso sísmico total del pórtico fue $W = 359,18$ tf, el cortante basal $V_0 = 71,76$ tf y el cociente $V_0/W = 0,20$ (mayor a $\alpha A_0/R = 0,09$). Los períodos de vibración obtenidos fueron $T_1 = 0,48$ s, $T_2 = 0,18$ s, $T_3 = 0,10$ s para el primer, segundo y tercer modo de vibración respectivamente.

En este diseño se buscó llevar al límite la relación demanda-capacidad de los miembros estructurales, mostradas en la Figura IV. 20, y la distorsión lo más cercana a 0,012 que es la máxima distorsión permitida por la norma para estructuras correspondientes al Grupo A, en este caso se obtuvo 0,0106 en el nivel N2 +6.20.

En este caso el control de desplazabilidad del pórtico dominó el diseño sobre las relaciones demanda-capacidad.

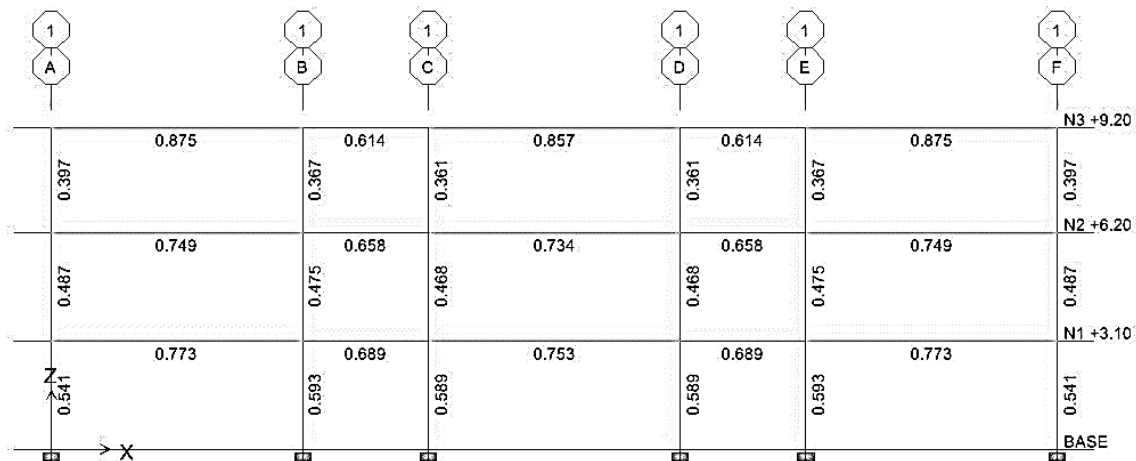


Figura IV. 20 . Relaciones de Demanda-Capacidad del Pórtico 3.1.

- **Evaluación de la Relación de momentos en los nodos según la NVC 1618-1998**

Tras realizar la aplicación del procedimiento presentado en la NVC 1618-1998 se obtuvieron los resultados para la condición columna fuerte-viga débil contenidos en la Tabla IV. 13.

Tabla IV. 13. Relación de momentos en los nodos del Pórtico 3.1.

Nivel	Eje A		Eje B		Eje C		Eje D		Eje E		Eje F	
	SH(+)	SH(-)	SH(+)	SH(-)	SH(+)	SH(-)	SH(+)	SH(-)	SH(+)	SH(-)	SH(+)	SH(-)
N3 +9.20	1,072	0,851	0,624	0,657	0,657	0,626	0,626	0,657	0,657	0,624	0,851	1,072
N2 +6.20	0,893	0,712	0,584	0,620	0,620	0,585	0,585	0,620	0,620	0,584	0,712	0,893
N1 +3.10	1,113	0,872	0,734	0,776	0,776	0,737	0,737	0,776	0,776	0,734	0,872	1,113

- **Análisis estático no lineal**

En este diseño, a diferencia de los Pórticos 1.1 y 2.1, el mecanismo plástico de colapso observado al aplicar ambos patrones de cargas, correspondió al mecanismo de disipación de energía que se busca en la NVC 1618-1998; es decir, se formaron rótulas plásticas en la base de las columnas del primer nivel y en los extremos de todas las vigas, como se muestra en la Figura IV. 21. Este resultado se debe a que la máxima distorsión permitida para este pórtico es más exigente debido al uso de la estructura y a la zonificación sísmica, por tanto, aunque los

perfiles de las columnas podrían ser de menor tamaño y tener relaciones demanda capacidad más elevadas no se cumpliría con las deformaciones máximas permitidas (0,012).

Por otra parte, en los pórticos 1 y 2 correspondientes a esta misma etapa de diseño, donde la distorsión máxima permitida es de 0,018, la estructura pudo ser más flexible y los perfiles de las columnas tener relaciones demanda capacidad más elevadas, por tanto al aplicar el *pushover* se forman mecanismos de colapso no deseado.

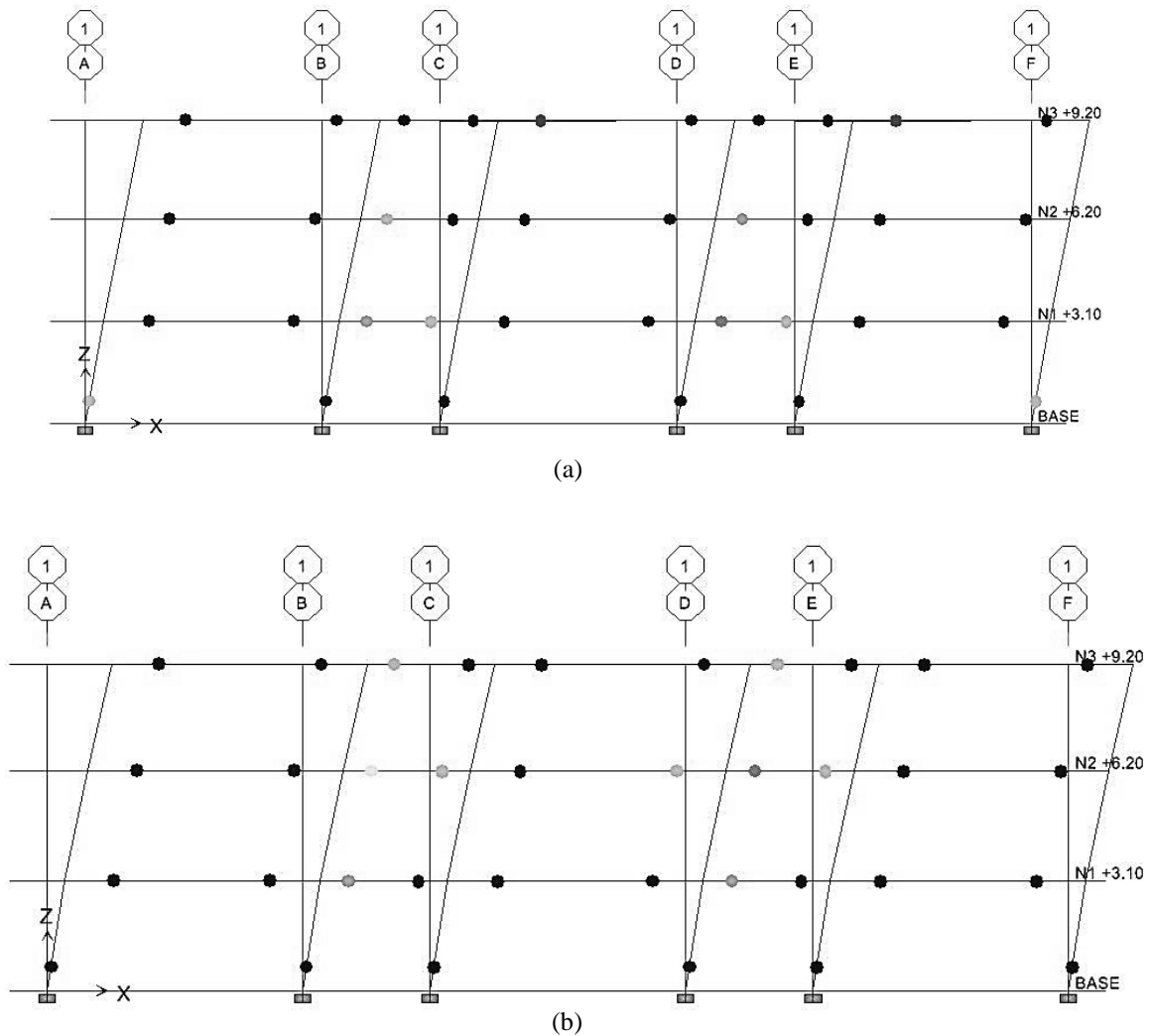


Figura IV. 21. Mecanismo plástico de colapso para el Pórtico 3.1:

(a) patrón de carga uniforme y (b) patrón de carga triangular.

IV.3.2. Análisis Pórtico 3.2

En este segundo diseño se ajustaron los perfiles de las columnas obtenidos en el pórtico anterior para cumplir con la relación de momentos en los nodos exigida en la norma, por lo que se permitió utilizar diferentes perfiles en toda la altura de la estructura con el fin de aproximarse en lo posible al límite mínimo de esta relación. De esta manera se obtuvieron los perfiles mostrados en la Figura IV. 22.

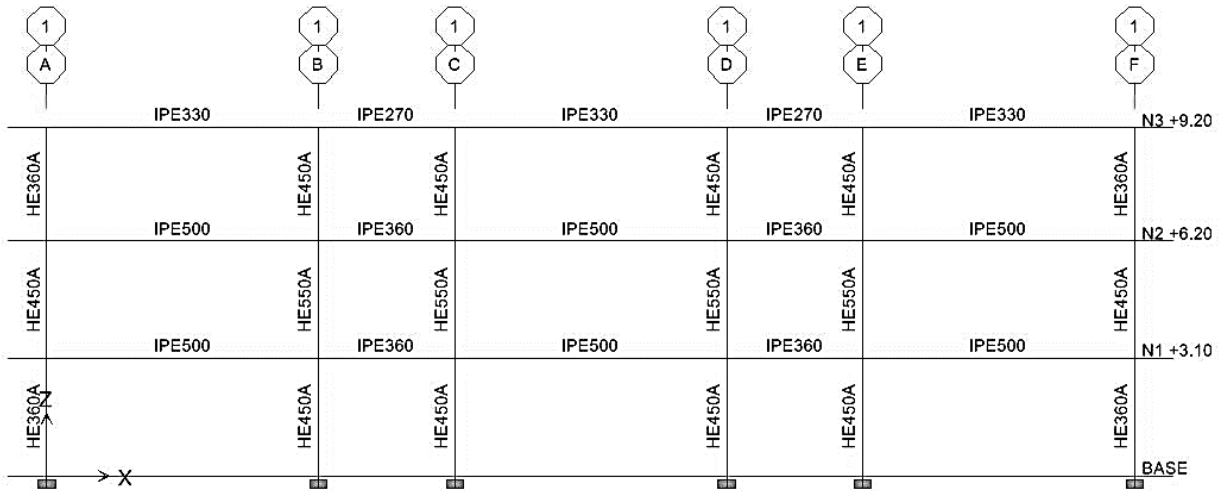


Figura IV. 22. Perfiles del Pórtico 3.2.

El peso sísmico total del pórtico fue $W = 360,27$ tf, el cortante basal $V_0 = 74,23$ tf y el cociente $V_0/W = 0,21$ (mayor a $\alpha A_0/R = 0,09$). Los períodos de vibración obtenidos fueron $T_1 = 0,46$ s, $T_2 = 0,15$ s, $T_3 = 0,08$ s para el primer, segundo y tercer modo de vibración, respectivamente.

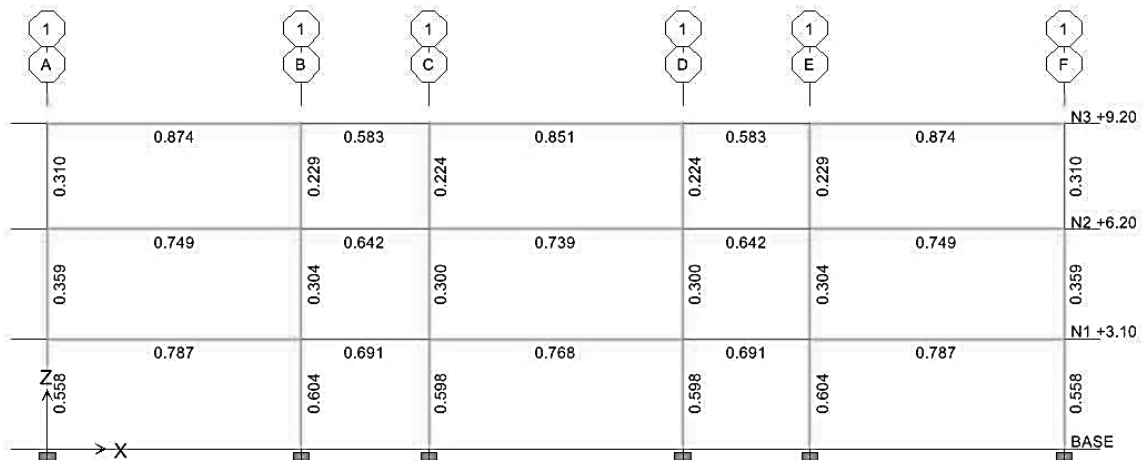


Figura IV. 23 . Relaciones de Demanda-Capacidad del Pórtico 3.2.

Las relaciones demanda-capacidad de las columnas no variaron significativamente debido a que en el primer nivel solo aumentaron los perfiles de las columnas laterales, pero en los niveles 2 y 3 disminuyó la relación demanda capacidad, tal como se muestra en la Figura IV. 23. La distorsión máxima en este pórtico fue de 0,0089 en el nivel N2 +6.20.

- **Evaluación de la relación de momentos en los nodos según la NVC 1618-1618**

Aplicando el procedimiento presentado en la NVC 1618-1618 se obtuvieron los resultados para la condición columna fuerte-viga débil contenidos en la Tabla IV. 14.

Tabla IV. 14. Relación de momentos en los nodos del Pórtico 3.2.

Nivel	Eje A		Eje B		Eje C		Eje D		Eje E		Eje F	
	SH(+)	SH(-)	SH(+)	SH(-)	SH(+)	SH(-)	SH(+)	SH(-)	SH(+)	SH(-)	SH(+)	SH(-)
N3 +9.20	1,478	1,249	1,206	1,283	1,282	1,207	1,207	1,282	1,283	1,206	1,249	1,478
N2 +6.20	1,313	1,071	1,081	1,155	1,155	1,082	1,082	1,155	1,155	1,081	1,071	1,313
N1 +3.10	1,286	1,023	1,111	1,012	1,015	1,110	1,110	1,015	1,011	1,111	1,023	1,286

- **Análisis estático no lineal**

El mecanismo de disipación de energía observado, al igual que en el Pórtico 3.2, para ambos patrones de carga correspondió al mecanismo de falla ideal planteado en la norma, donde las rótulas se forman en los extremos de las vigas y en las bases de las columnas del primer nivel, tal como se muestra en la Figura IV. 24.

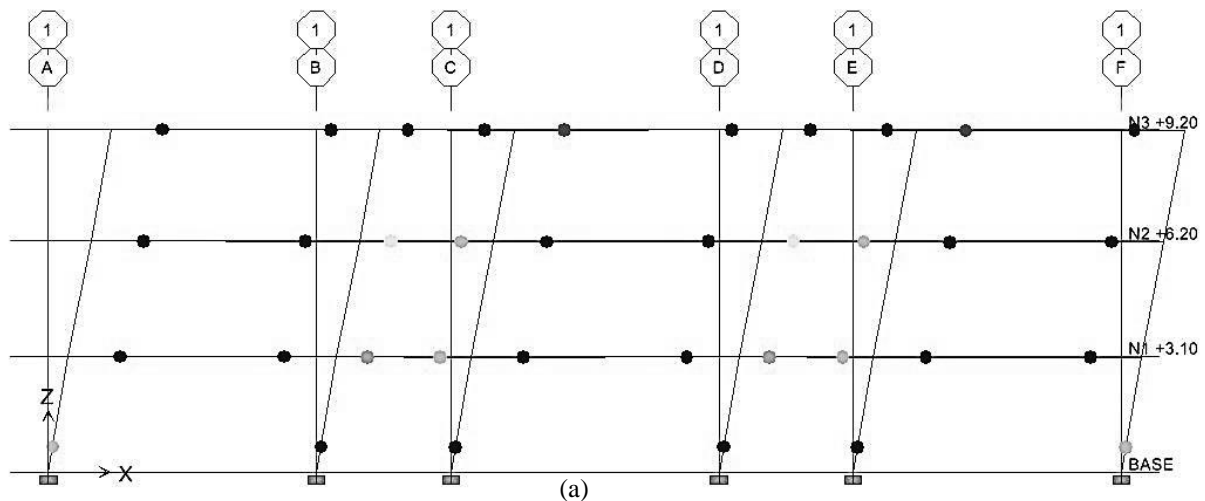


Figura IV. 24. Mecanismo plástico de colapso 3.2:

(a) patrón de carga uniforme y (b) patrón de carga triangular.

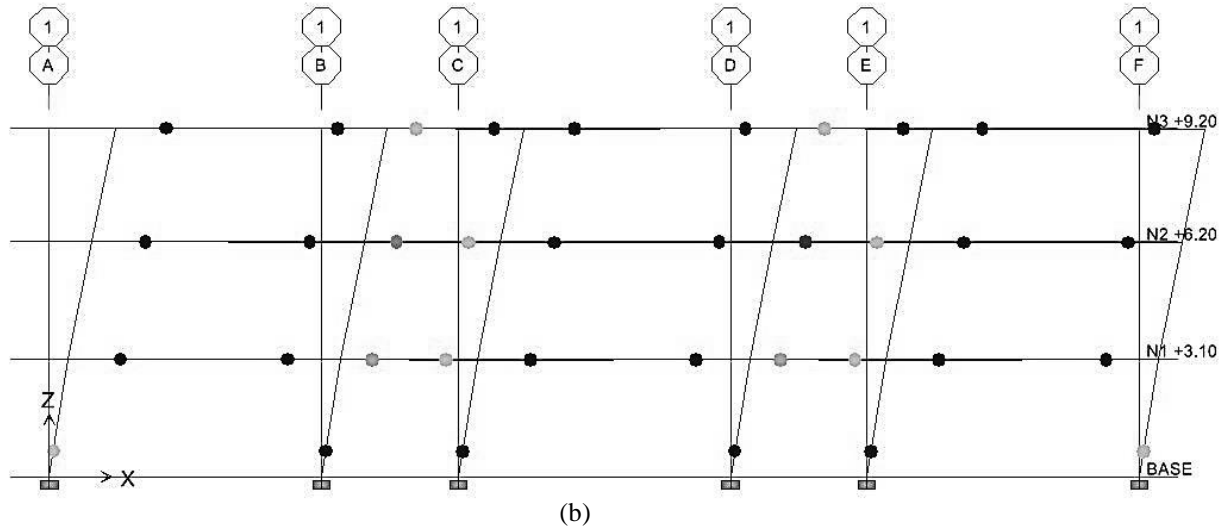


Figura IV.24. (Continuación) Mecanismo plástico de colapso 3.2:

(a) patrón de carga uniforme y (b) patrón de carga triangular.

IV.3.3. Análisis Pórtico 3.3

En este tercer diseño se ajustaron los perfiles de las columnas obtenidos en el pórtico anterior, colocando los perfiles iguales en toda su altura. En la Figura IV. 25 se muestran los perfiles obtenidos y sus relaciones de demanda capacidad en la Figura IV. 26. La distorsión máxima en este pórtico fue de 0,0087 en el nivel N2 +6.20.

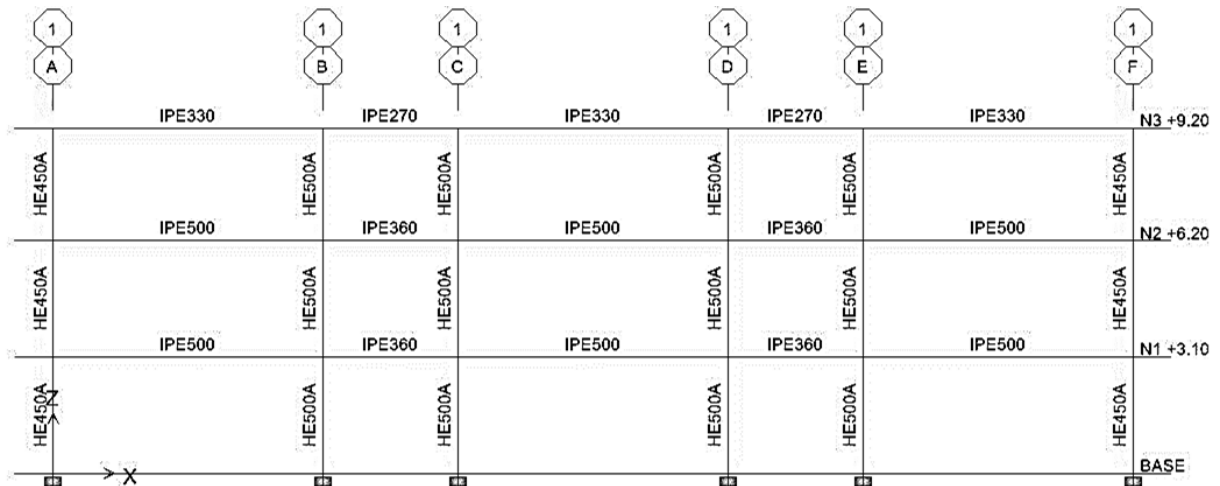


Figura IV. 25. Perfiles del Pórtico 3.3.

El peso sísmico total del pórtico fue $W = 360,64$ tf, el cortante basal $V_0 = 74,31$ tf y el cociente $V_0/W = 0,21$ (mayor a $\alpha A_0/R = 0,09$). Los períodos de vibración obtenidos fueron $T_1 = 0,44$ s y $T_2 = 0,1427$ s, $T_3 = 0,08$ s para el primer, segundo y tercer modo de vibración respectivamente.

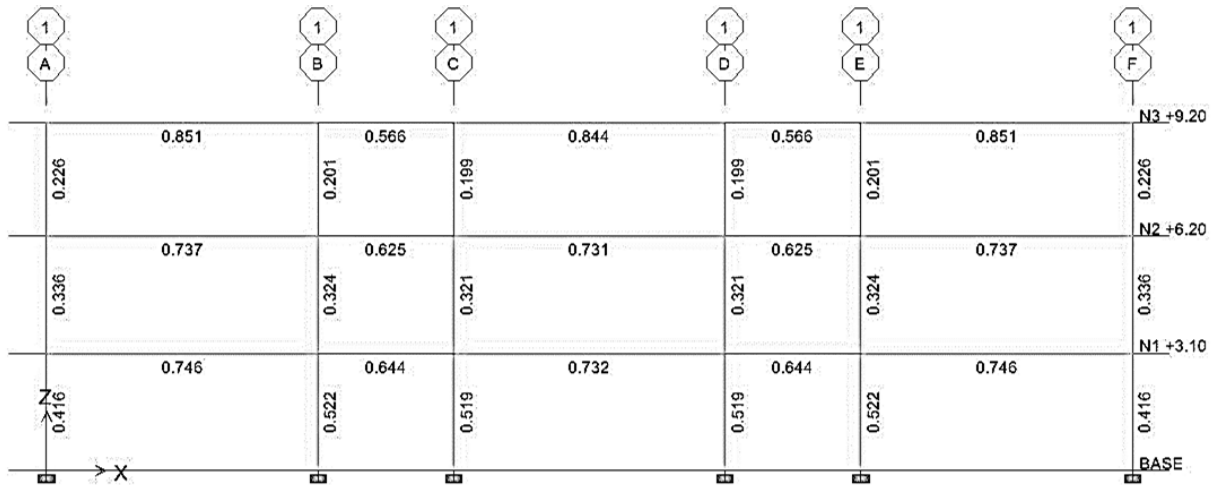


Figura IV. 26 . Relaciones de Demanda-Capacidad del Pórtico 3.3.

- **Evaluación de la relación de momentos en los nodos según la NVC 1618-1998**

Tras realizar la aplicación del procedimiento presentado en la NVC 1618-1998 se obtuvieron los resultados para la condición columna fuerte-viga débil contenidos en la Tabla IV. 15.

Tabla IV. 15. Relación de momentos en los nodos del Pórtico 3.3.

Nivel	Eje A		Eje B		Eje C		Eje D		Eje E		Eje F	
	SH(+)	SH(-)	SH(+)	SH(-)	SH(+)	SH(-)	SH(+)	SH(-)	SH(+)	SH(-)	SH(+)	SH(-)
N3 +9.20	2,211	1,721	1,359	1,447	1,447	1,361	1,361	1,447	1,447	1,359	1,721	2,211
N2 +6.20	1,582	1,252	1,064	1,136	1,136	1,066	1,066	1,136	1,136	1,064	1,252	1,582
N1 +3.10	1,560	1,224	1,105	1,006	1,008	1,104	1,104	1,008	1,006	1,105	1,224	1,560

- **Análisis estático no lineal**

El mecanismo plástico de colapso observado para ambos patrones de carga correspondió al mecanismo de falla ideal, donde las rótulas plásticas se formaron en los

extremos de las vigas y en las bases de las columnas del primer nivel, tal como se muestra en la Figura IV. 27.

Para este tercer y último pórtico analizado se pudo observar que la variable determinante en la selección de los perfiles desde el primer modelo, fue el control de desplazamientos de la estructura.

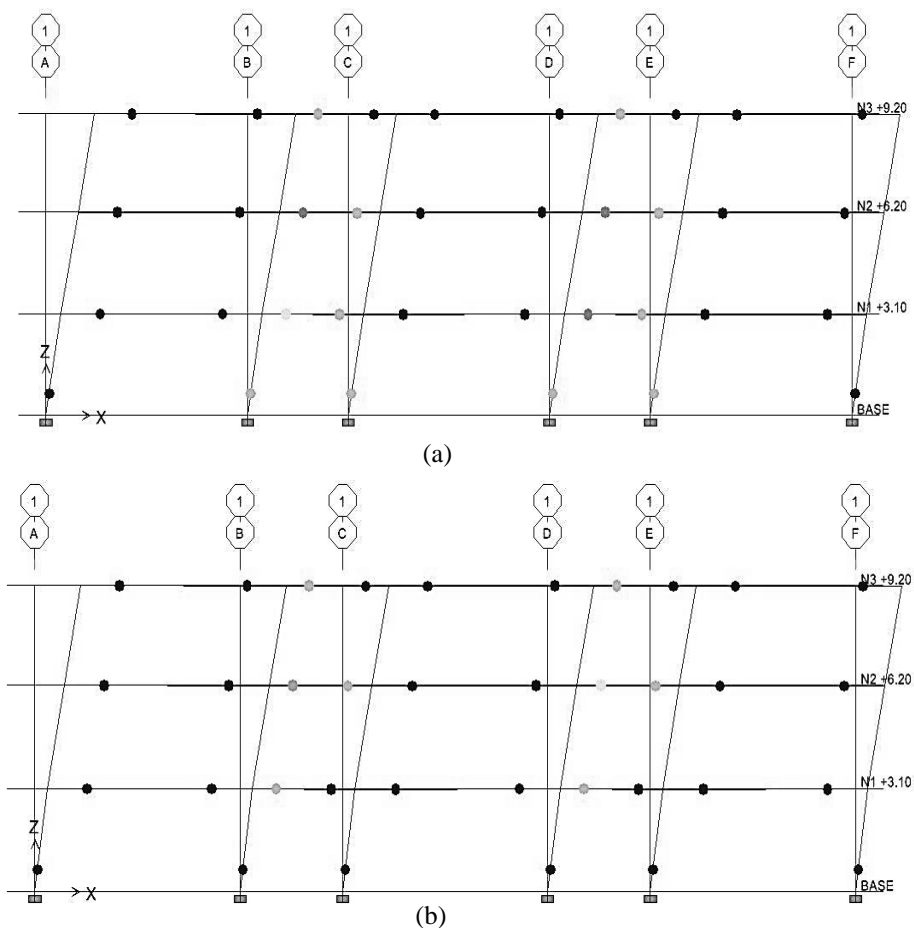


Figura IV. 27. Mecanismo plástico de colapso 3.3:
(a) patrón de carga uniforme y (b) patrón de carga triangular.

IV.4. Criterios adicionales de la AISC 341-2010 aplicada a los pórticos analizados

Los Pórticos 1.3, 2.3 y 3.3 cumplieron con todos los requisitos exigidos por la NVC 1618-1998 para ND3; sin embargo al realizar una revisión de un documento normativo más actualizado, como lo es *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (AISC 341, 2010), se notó diferencia en la exigencia de relación de esbeltez de las secciones de las columnas.

Mientras la NVC 1618-1998 establece que las columnas deben ser de sección compacta, la AISC 341-2010 fija como requisito que sean secciones de alta ductilidad o el equivalente en la norma venezolana, secciones plásticas. Aplicar este requisito a los modelos analizados significó aumentar las columnas de los Pórticos 1.3 y 2.3; el Pórtico 3.3 tal como estaba configurado en esta etapa de diseño cumple con el requisito de la AISC.

A continuación se presentan, a manera de aporte adicional, el comportamiento obtenido en estos nuevos modelos, denominados Pórtico 1.4 y Pórtico 2.4 para seguir con la nomenclatura utilizada hasta ahora.

IV.4.1. Análisis del Pórtico 1.4

En este diseño se ajustaron los perfiles de las columnas obtenidos en el Pórtico 1.3 para cumplir con perfiles de sección plástica o de alta ductilidad, tal como se exige en la norma AISC 341-2010. En la Figura IV. 28 se muestran los perfiles obtenidos y sus relaciones de demanda capacidad en la Figura IV. 29. La distorsión máxima en este pórtico fue de 0,0049 en el nivel N2 +6.00.

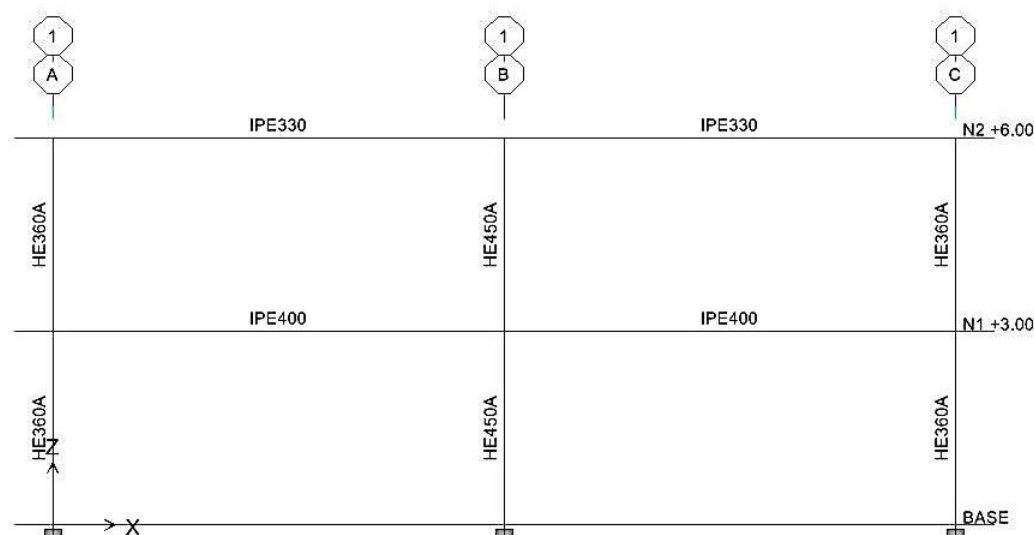


Figura IV. 28. Perfiles del Pórtico 1.4.

El peso sísmico total del pórtico fue $W = 84,50$ tf, el cortante basal $V_0 = 10,04$ tf y el cociente $V_0/W = 0,12$ (mayor a $\alpha A_0/R = 0,05$). Los períodos de vibración obtenidos fueron $T_1 = 0,35$ s y $T_2 = 0,10$ s para el primer y segundo modo de vibración respectivamente.

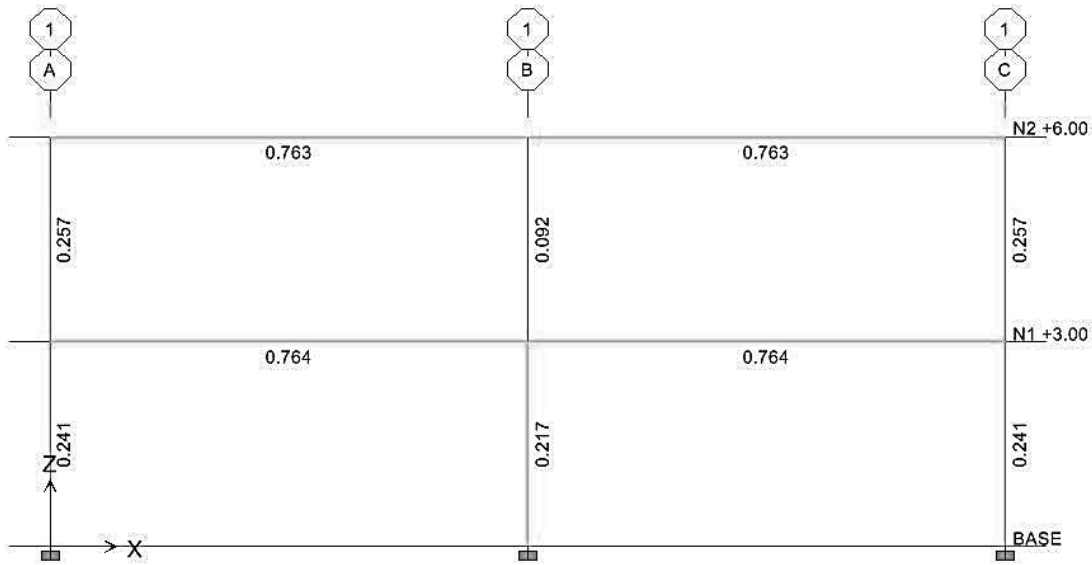


Figura IV. 29 . Relaciones de Demanda-Capacidad del Pórtico 1.4.

- **Evaluación de la relación de momentos en los nodos**

Tras realizar la aplicación del procedimiento presentado en la NVC 1618-1998, considerado de igual manera que al de la AISC 341-10, se obtuvieron los resultados para la condición columna fuerte-viga débil contenidos en la Tabla IV. 16.

Tabla IV. 16. Relación de momentos en los nodos del Pórtico 1.4.

Nivel	Eje A		Eje B		Eje C	
	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)
N2 +6.00	1,463	1,280	1,027	1,027	1,280	1,463
N1 +3.00	1,764	1,498	1,194	1,194	1,498	1,764

- **Análisis estático no lineal**

El mecanismo plástico de colapso presentado para ambos patrones de carga correspondió al mecanismo ideal, donde las rótulas se forman en los extremos de las vigas y en las bases de las columnas del primer nivel, tal como se muestra en la Figura IV. 30.

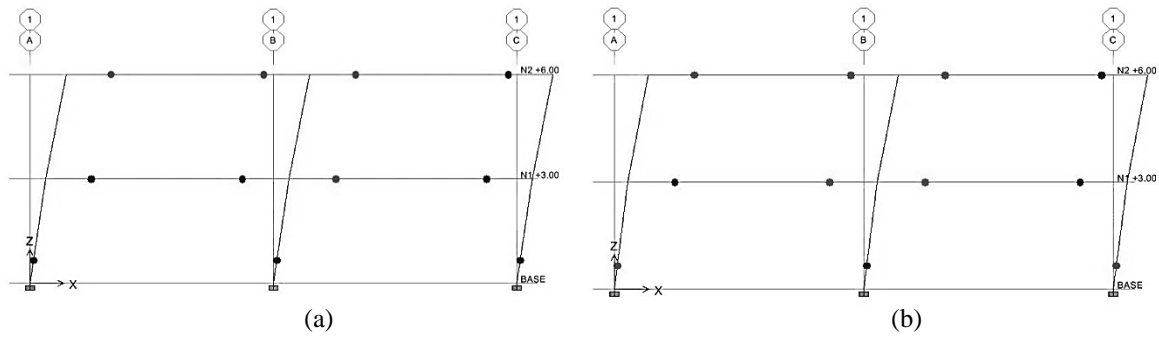


Figura IV. 30. Mecanismo plástico para el Pórtico 1.4:
(a) patrón de carga uniforme y (b) patrón de carga triangular.

Para la configuración estructural empleada para este pórtico, el hecho de utilizar perfiles de sección plástica, favoreció en la obtención de una relación de momentos en los nodos mayor a la normativa y un comportamiento sismorresistente acorde a la filosofía de columna fuerte-viga débil.

IV.4.2. Análisis Pórtico 2.4

De igual forma que en el pórtico del punto anterior, en este diseño se ajustaron los perfiles de las columnas obtenidos en el Pórtico 2.3 para cumplir con perfiles de sección plástica o de alta ductilidad. En la Figura IV. 31 se muestran los perfiles obtenidos y sus relaciones de demanda capacidad en la Figura IV. 32. La distorsión máxima en este pórtico fue de 0,0045 en el nivel N2 +6.00.

El peso sísmico total del pórtico fue $W = 73,38$ tf, el cortante basal $V_0 = 8,72$ tf y el cociente $V_0/W = 0,12$ (mayor a $\alpha A_0/R = 0,05$). Los períodos de vibración obtenidos fueron $T_1 = 0,33$ s y $T_2 = 0,10$ s para el primer y segundo modo de vibración respectivamente.

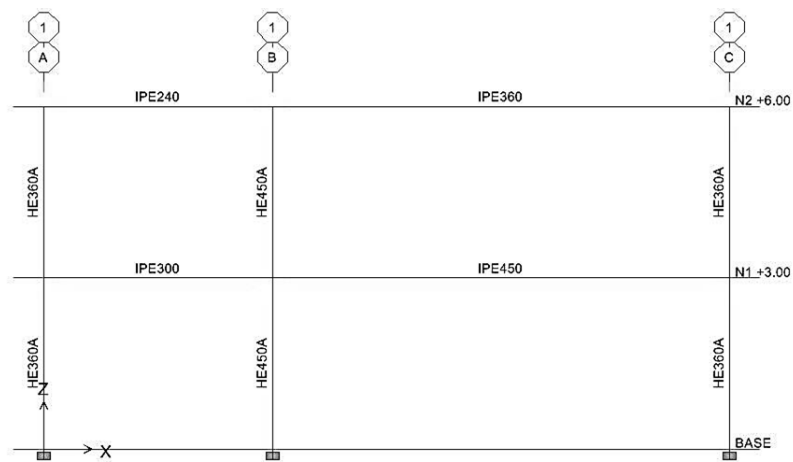


Figura IV. 31. Perfiles del Pórtico 2.4.

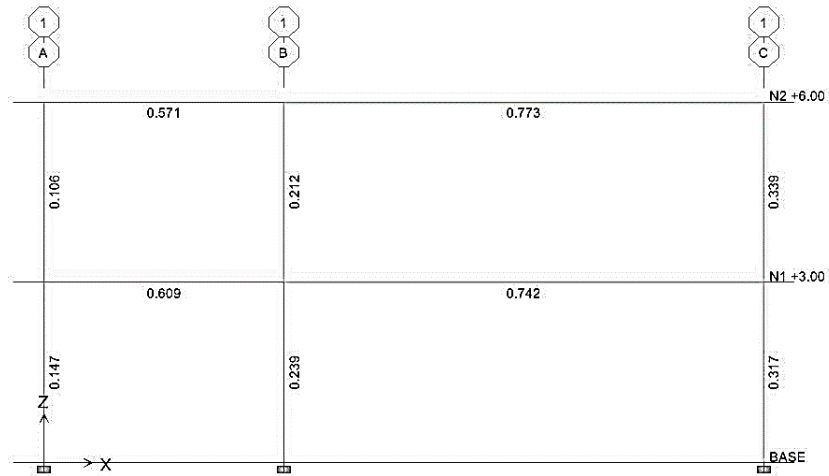


Figura IV. 32 . Relaciones de Demanda-Capacidad del Pórtico 2.4.

- **Evaluación de la relación de momentos en los nodos**

Tras realizar la aplicación del procedimiento presentado en la NVC 1618-1998 se obtuvieron los resultados para la condición columna fuerte-viga débiles contenidos en la Tabla IV. 17.

Tabla IV. 17. Relación de momentos en los nodos del Pórtico 2.4.

Nivel	Eje A		Eje B		Eje C	
	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)
N2 +6.00	3,045	2,688	1,237	1,141	1,010	1,165
N1 +3.00	3,478	3,016	1,404	1,280	1,144	1,362

- **Análisis estático no lineal**

El mecanismo plástico de colapso observado para ambos patrones de carga y ambas direcciones de análisis correspondió al mecanismo ideal, donde las rótulas se forman en los extremos de las vigas y en las bases de las columnas del primer nivel, tal como se muestra en la Figura IV. 33.

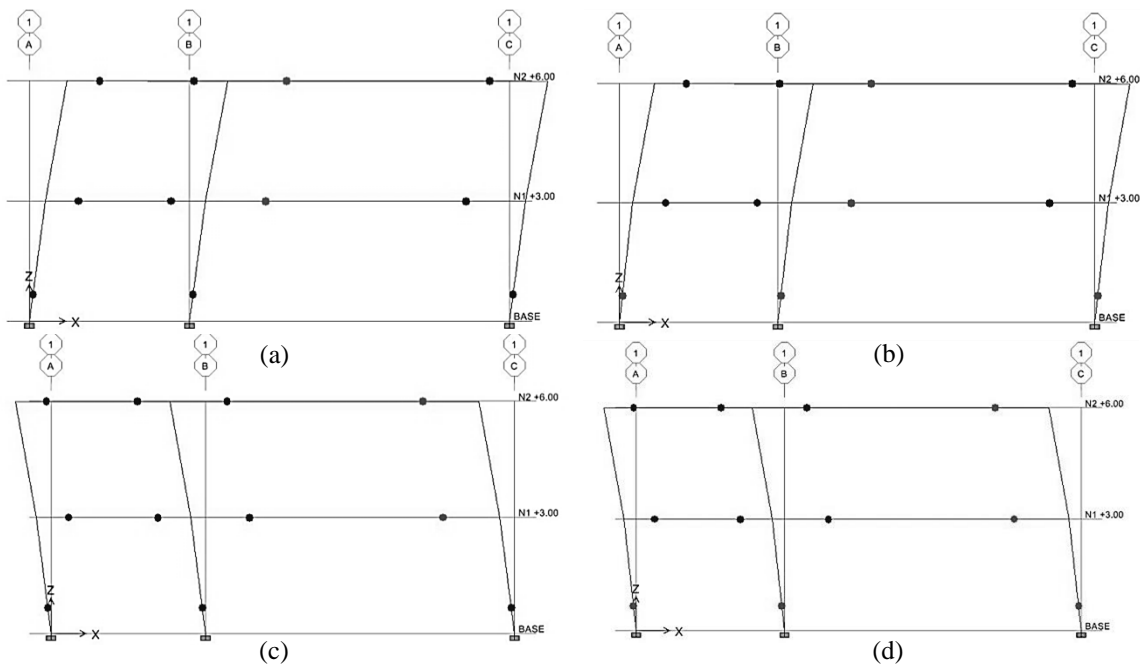


Figura IV. 33. Mecanismo plástico de colapso para el Pórtico 2.4:

(a) patrón de carga uniforme en sentido positivo, (b) patrón de carga triangular en sentido positivo, (c) patrón de carga uniforme en sentido negativo y (d) patrón de carga triangular en sentido negativo.

Así como sucedió con el Pórtico 1.4, para la estructura empleada para este diseño la utilización de perfiles de sección plástica en las columnas favoreció la obtención de una relación de momentos en los nodos mayor a la normativa y un comportamiento sismorresistente acorde a la filosofía de columna fuerte-viga débil.

IV.5. Comparación de las relaciones de momentos en los nodos obtenidos de la verificación según la NVC 1618-1998

IV.5.1. Pórtico 1

En la primera etapa de este diseño correspondiente al Pórtico 1.1, tal como se puede observar en la Tabla IV. 18, el valor mínimo de la relación de momentos en los nodos, considerando los resultados obtenidos de los seis nodos de la estructura al aplicar tanto sismo positivo como sismo negativo, fue de 0,170 y el máximo 0,342. En tal sentido tomando el valor medio, 0,257; se puede observar que se encuentra por debajo del valor propuesto en la norma. Luego de aplicar el *pushover* la respuesta del mecanismo de colapso plástico no fue el ideal, formándose así un mecanismo de piso.

De la segunda etapa de este diseño asociado al Pórtico 1.2, se obtuvo un rango de los valores de momentos en los nodos, señalados en la Tabla IV. 18, el valor medio obtenido fue de 1,121. Como resultado del *pushover* se observó que el mecanismo de colapso plástico fue el ideal, es decir, las rótulas se formaron en los extremos de las vigas y en las bases de las columnas del primer nivel. En general, en esta etapa, se buscaba obtener relaciones de momentos lo más próximas pero por encima al límite mínimo establecido en la norma; para lograr esta proximidad los perfiles usados para las columnas fueron diferentes en toda su altura. En general los resultados obtenidos fueron satisfactorios en cuanto al mecanismo plástico de colapso plástico que se observó y al rango obtenido de relaciones de momentos en los nodos el cual varió entre 1,004 y 1,273.

Por último, en la tercera etapa de este diseño correspondiente al Pórtico 1.3, el cual representa una posible solución constructiva debido a que se ajustó el pórtico anterior colocando el mismo perfil en toda su altura, el valor medio de relaciones de momentos en los nodos fue de 1,152; un poco superior del mínimo valor establecido en la norma, debido a que los perfiles de las columnas provenientes del Pórtico 1.2 se aumentaron. De igual manera el mecanismo de colapso plástico luego de aplicar el *pushover* fue el ideal. Cabe destacar que este valor medio no se alejó considerablemente del obtenido en el Pórtico 1.2 debido a que sólo se cambiaron los perfiles de columna del primer piso de HEA300 a HEA320.

Adicionalmente, se obtuvo del diseño con la AISC 341-2010, un valor mínimo de relaciones de momentos de 1,027, un máximo de 1,764 y un valor medio de 1,371. Tal como se puede observar, el ser más exigentes con la esbeltez de la sección hizo obtener una relación mayor a la normativa y la obtenida con el Pórtico 1.3.

Tabla IV. 18. Rangos y valor medio de relaciones de momentos en los nodos del Pórtico 1.

Etapa de diseño	$\Sigma M_{pc}^* / \Sigma M_{pb}^*$		
	Mínimo	Máximo	Valor medio
Pórtico 1.1	0,170	0,342	0,257
Pórtico 1.2	1,004	1,273	1,121
Pórtico 1.3	1,004	1,375	1,152
Pórtico 1.4	1,027	1,764	1,371

IV.5.2. Pórtico 2

En la primera etapa de este diseño correspondiente al Pórtico 2.1 el valor mínimo de relación de momentos en los nodos fue de 0,260; este valor mínimo se obtuvo en el nodo del segundo nivel de la columna central, como era de esperarse, pues en esta conexión llegan dos vigas y una columna. El mayor valor de relación fue de 0,720; por lo cual el valor medio de 0,410 se encuentra por debajo del valor límite mínimo propuesto en la norma. Como resultado del *pushover* se pudo observar que el mecanismo plástico de colapso no fue el ideal ya que se formó un mecanismo distinto del ideal.

De la segunda etapa de este diseño asociado al Pórtico 2.2, se obtuvo un rango de los valores de momentos en los nodos, señalados en la Tabla IV. 19, el valor medio obtenido fue de 1,150. Como resultado del *pushover* se observó que el mecanismo de colapso plástico fue el ideal; es decir, las rótulas se formaron en los extremos de las vigas y en las bases de las columnas del primer nivel. En general, en esta etapa, se buscaba obtener relaciones de momentos lo más próximas pero por encima del límite mínimo establecido en la norma. No obstante, en el nodo A del segundo nivel, al aplicar el sismo negativo la relación de momentos fue de 0,991, valor por debajo pero muy próximo al límite mínimo. Si bien se pudo aumentar el perfil de la columna y cumplir con el límite, se consideró como válido, debido al hecho de que aumentar de perfil, llevaría a obtener un valor de relación de momentos viga-columna mayor y lo que se buscaba en esta etapa era evaluar el comportamiento de la estructura con valores muy próximos al límite.

En la tercera etapa de este diseño correspondiente al Pórtico 2.3, el cual representa una posible solución constructiva debido a que se ajustó el pórtico anterior colocando el mismo perfil para columna en toda su altura, el valor medio de relaciones de momentos en los nodos fue de 1,269. Este valor está un poco más alejado y por encima del mínimo valor establecido en la norma, debido a que los perfiles de las columnas provenientes del Pórtico 2.3, se aumentaron tanto en el eje A como en el eje B. De igual manera el mecanismo plástico de colapso luego de aplicar el *pushover* fue el ideal.

De manera adicional, se obtuvo de la aplicación de diseño con respecto a la AISC 341-2010, un valor mínimo de relaciones de momentos de 1,010, un máximo de 3,478 y

un valor medio de 1,831. Tal como se puede observar, el ser más exigentes con la esbeltez de la sección hizo obtener una relación mucho mayor a la normativa y a la obtenida con el Pórtico 2.3.

Tabla IV. 19. Rangos y valor medio de relaciones de momentos en los nodos del Pórtico 2.

Etapa de diseño	$\Sigma M_{pc}^* / \Sigma M_{pb}^*$		
	Mínimo	Máximo	Valor medio
Pórtico 2.1	0,260	0,720	0,410
Pórtico 2.2	0,991	1,287	1,150
Pórtico 2.3	1,010	1,551	1,269
Pórtico 2.4	1,010	3,478	1,831

IV.5.3. Pórtico 3

En la Etapa 1 el valor medio de relación de momentos en los nodos fue de 0,750, tal como se muestra en la Tabla IV. 20, este valor está por debajo del valor límite mínimo establecido en la norma. Como valor mínimo de relación de momentos se obtuvo 0,584 y máximo 1,113. A diferencia de los pórticos 1.1 y 2.1, en donde para esta etapa no se cumplió en ningún nodo con este criterio, en este caso se cumplió en dos nodos bajo la aplicación del sismo en una sola dirección. Esto se debe a la variedad de perfiles usados para las columnas, ya que se buscaba alcanzar el uso de perfiles con mayor demanda-capacidad y máximo desplazamiento. Este resultado se vio influenciado por la máxima distorsión permitida para este pórtico de 0,0012 que limita la flexibilidad de la estructura y obliga a usar perfiles de mayor tamaño. Como resultado del *pushover* se observó que el mecanismo plástico de colapso fue el ideal; es decir, las rótulas se formaron en los extremos de las vigas y en las bases de las columnas del primer nivel.

En la segunda etapa de este diseño, debido al ajuste de los perfiles de las columnas se logró cumplir con el criterio columna fuerte-viga débil en cada nodo, obteniendo como valor mínimo 1,011 y máximo 1,478, y el valor medio característico del pórtico de 1,173, como se muestra en la Tabla IV. 20. Luego de aplicar el *pushover*, y como era de esperarse por el comportamiento del pórtico en la etapa anterior, el mecanismo plástico de colapso fue el ideal.

Por último, en la tercera etapa de este diseño correspondiente al Pórtico 3.3, el cual representa una posible solución constructiva debido a que se ajustó el pórtico anterior colocando el mismo perfil de columna en toda su altura, el valor medio de relaciones de momentos en los nodos fue de 1,322; manteniendo el mínimo muy cercano al límite propuesto en la norma y el máximo un poco más alejado en comparación al Pórtico 3.2, tal como se observa en la Tabla IV. 20. Este pórtico a su vez, también cumplió con el requisito adicional de esbeltez de secciones de la AISC 341-2010.

Tabla IV. 20. Rangos de relaciones de momentos en los nodos del Pórtico 3.

Etapa de diseño	$\Sigma M_{pc}^* / \Sigma M_{pb}^*$		
	Mínimo	Máximo	Valor medio
Pórtico 3.1	0,584	1,113	0,750
Pórtico 3.2	1,011	1,478	1,173
Pórtico 3.3	1,006	2,211	1,322

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

V.1. CONCLUSIONES

En este trabajo se evaluó el procedimiento contenido en el punto 11.4.7 de la Norma Venezolana COVENIN 1618-1998. El requisito descrito en ese punto tiene como objeto determinar la resistencia mínima a flexión de las columnas, bajo el fundamento de la filosofía de columna fuerte-viga débil en el que predomina la cedencia en los extremos de las vigas antes que en las columnas como medio de disipación de energía mediante la formación de rótulas plásticas.

Para realizar la evaluación fueron seleccionados tres pórticos planos resistentes a momento de acero estructural con tres configuraciones diferentes. Su análisis y diseño se realizó con análisis espectral y su comportamiento sismorresistente se evaluó con análisis estático no lineal o *pushover* en tres etapas de diseño sucesivas. Los análisis estáticos no lineales fueron realizados considerando dos patrones de carga y su acción fue tomada en cuenta tanto en sentido positivo como negativo del sismo.

A continuación se exponen las conclusiones procedentes de los análisis realizados con los pórticos que fueron seleccionados para el desarrollo del trabajo.

Durante el proceso de desarrollo del trabajo se logró identificar qué aspectos deben estar perfectamente definidos para poder aplicar la metodología de la revisión del criterio columna fuerte-viga débil. Entre ellos se pueden indicar los siguientes propiedades nominales y esperadas de los materiales, el tipo de perfil, características de la estructura y tipo de conexión viga-columna.

Las propiedades nominales del material están involucradas en las fases de análisis y diseño de la estructura y las esperadas solo en algunas verificaciones exigidas por la norma. Mientras que las esperadas están implicadas en el análisis estático no lineal pues intentan representar el comportamiento sismorresistente de la estructura lo más cercano a lo que ocurre en la realidad. Las propiedades de los perfiles influyen directamente en los parámetros

involucrados en la evaluación del criterio columna fuerte-viga débil, y el hecho de haber utilizado perfiles comerciales limitó qué tan cerca se podía llegar al valor normativo de la relación de momentos. El tipo de conexión viga-columna condiciona a qué distancia de la cara de la columna se forma la rótula en la viga.

De la misma manera, se identificaron otros aspectos que tuvieron algún efecto sobre el diseño y su consecuente influencia en la selección del perfil, por ende en la evaluación del criterio columna fuerte-viga fuerte. Tales aspectos fueron los requisitos de relación de ancho/espesor de las alas y almas de las secciones, y las exigencias sísmicas de la estructura. Las exigencias sismorresistentes del pórtico como cambio de zonificación, que significó aumento de las cargas sísmicas, y cambio de grupo de la estructura debido a su uso, que limitó de manera más exigente la desplazabilidad, conllevaron a tener una estructura más rígida y favoreció a que la relación de momentos en los nodos aumentara.

Las propiedades nominales del material empleado, acero A36, y los factores que convierten a estas en las propiedades reales, se basaron según lo estipulado en la norma; sin embargo, se respaldaron mediante una búsqueda bibliográfica, concluyendo que las recomendaciones de la NVC 1618-1998 son adecuadas. Las propiedades empleadas en el trabajo fueron $F_y = 2.530 \text{ kgf/cm}^2$, $F_{ye} = 3.795 \text{ kgf/cm}^2$ obtenida al emplear el factor $R_y = 1,5$.

Para la selección de los perfiles se realizó una consulta a profesionales sobre qué perfiles empleaban en sus proyectos estructurales. En base a la consulta se decidió utilizar perfiles IPE para vigas y perfiles HEA para columnas, debido a que fueron los perfiles más recomendados en cuanto a disponibilidad y uso. Las propiedades de los perfiles estructurales son obtenidas de bibliografía técnica.

Se analizaron tres configuraciones estructurales, dos simétricas, Pórtico 1 y Pórtico 3, y una asimétrica, Pórtico 2. Las estructuras fueron de baja altura, las del Pórtico 1 y Pórtico 2 eran de dos niveles, y el Pórtico 3 de tres niveles. Para todos los casos se supuso una conexión viga-columna de plancha extrema empernada no rigidizada. Cada uno de ellos se diseñó en tres etapas siguiendo los lineamientos de la NVC 2002-1988 para el cálculo de las cargas gravitatorias, de la NVC 1756-2001 para las exigencias sísmicas, y en específico se realizó la evaluación del procedimiento del apartado 11.4.7 de la NVC 1618-1998 para la verificación

del cumplimiento o no de la condición columna fuerte-viga débil. Posteriormente se observó el comportamiento sismorresistente por análisis estático no lineal o *pushover* en cada caso.

En la primera etapa de diseño se utilizaron perfiles que produjeran una desplazabilidad lo más cercana al límite normativo, y relaciones demanda-capacidad de los miembros estructurales próximos a la unidad. En la segunda etapa se realizó un primer acomodo en el cual se adecuaron los perfiles de las columnas para cumplir con el criterio columna fuerte-viga débil con un valor lo más próximo al normativo. Y en la tercera se ajustaron los perfiles de manera tal que pudieran representar una solución desde el punto de vista constructivo.

Adicionalmente, se presentó una cuarta etapa que contempló la aplicación de los requisitos de relación ancho/espesor de las secciones de un documento normativo más actualizado, el AISC 341-2010 y se observó cómo influyó en el diseño y en el comportamiento sismorresistente.

En la Etapa 1 se obtuvieron resultados de relaciones de momento columna-viga que iban desde un mínimo de 0,170 hasta un máximo de 1,113 y con un valor medio de 0,583; obteniéndose mecanismos diferentes al ideal en los Pórticos 1.1 y 2.1, y el ideal con rotulación en los extremos de las vigas y únicamente en la base de las columnas del primer nivel en el Pórtico 3.1.

En la Etapa 2 se obtuvo un rango de valores de relación de momentos de 0,991 a 1,478, con un valor medio de 1,158 y se presentó, en todos los casos, la formación de rótulas plásticas acorde a la filosofía de columna fuerte-viga débil, con rotulación en los extremos de las vigas y en la base de las columnas del primer nivel.

En la Etapa 3 se obtuvo un rango de valores de relación de momentos comprendido entre 1,004 a 2,211, y con un valor medio de 1,277 y se presentó, al igual que en la etapa anterior, la formación de rótulas plásticas acorde a la filosofía de columna fuerte-viga débil, con rotulación en los extremos de las vigas y en la base de las columnas del primer nivel en todos los casos.

Por último en la Etapa 4, que se realizó el ajuste con los lineamientos de la AISC 341-2010, se obtuvieron un rango de valores con un mínimo de 1,010 y un máximo de

3,478, con un valor medio de 1,601. El hecho de tener una exigencia mayor en la condición de las secciones de los perfiles de las columnas favoreció a obtener relaciones de momento mayores a las obtenidas con las exigencias de la NVC 1618-1998.

Tomando en cuenta los valores de relación de momentos obtenidos en sentido positivo y negativo del sismo en las distintas etapas de diseño, y la comparación de los comportamientos sismorresistentes de los casos estudiados, se concluye que, con valores menores a 1,0 no se presenta el mecanismo ideal en la totalidad de los casos. Pudiendo presentarse mecanismos diferentes a los adecuados. Con el ajuste para valores cercanos a 1,0 se presentó el mecanismo plástico de colapso ideal en todos los casos. Y más aún con valores superiores a 1,0 se obtuvo el mecanismo de falla ideal. La filosofía columna fuerte-viga débil busca la rotulación siguiendo el patrón ideal ya comentado; cualquier otro mecanismo diferente, en especial uno que conduzca a un piso blando, resulta indeseado.

Los pórticos presentaron un comportamiento similar por análisis estático no lineal o *pushover*, en cuanto a la formación de rótulas plásticas y al mecanismo plástico de colapso alcanzado, bajo la acción de los dos patrones de carga considerados. De igual manera al realizarlo en sentido positivo y negativo del sismo se presentó una respuesta similar en la formación de los mecanismos de disipación de energía.

Para los casos analizados, el cumplir con el procedimiento del apartado 11.4.7 de la Norma Venezolana COVENIN 1618-1998, generó un resultado que es satisfactorio en cuanto a comportamiento sismorresistente debido a que se obtuvo la formación de las rótulas plásticas en los extremos de las vigas y en las bases de las columnas del primer nivel.

V.2. RECOMENDACIONES

A continuación se muestran algunas recomendaciones surgidas del desarrollo del trabajo.

Para poder generalizar las conclusiones obtenidas y extender el alcance de la investigación, es necesario considerar otros aspectos que fueron limitados en este trabajo, tales como estructuras de mediana y elevada altura, perfiles de familias distintas a las empleadas y diferentes calidades de acero. Así mismo, se pueden considerar otros tipos de conexiones viga-columna pues estas condicionan directamente la ubicación de la rótula plástica. De igual forma se podrían emplear otros métodos de análisis para la observación del comportamiento sismorresistente, como método de análisis dinámico con acelerogramas.

El hecho de cumplir con los requisitos de la norma favorece el cumplimiento de la relación de momentos en los nodos y su consecuente comportamiento sismorresistente con la presencia del mecanismo de falla ideal.

Si bien se obtuvo un resultado satisfactorio en todos los casos con el empleo de los requisitos de la NVC 1618-1998, al realizar una comparación con la AISC 341-2010 durante el desarrollo de este trabajo, se lograron identificar algunas diferencias en estos requisitos. Uno de ellos es la condición de la AISC de establecer que tanto las vigas como las columnas de un sistema SMF, equivalente a un ND3, deben ser de alta ductilidad o como lo denomina la norma venezolana, perfiles de sección plástica. De emplearse los lineamientos de la AISC 341-2010 el menor perfil que se pudiera emplear para las columnas estaría condicionado a secciones de mayor tamaño a las empleadas en los casos estudiados. Debido a estas diferencias de exigencias en cuanto a esbeltez entre ambas normas, y debido a la antigüedad de la NVC 1618-1998 se recomienda incluir en la revisión del Comité Técnico estas consideraciones para futuras versiones de la NVC 1618.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI 318. (2008). *Building Code Requirements for Structural Concrete*. Oakland: American Concrete Institute.

Aguirre, C. (2006). Los Sismos y el Diseño de Estructuras de Acero. In L. Andrade de Mattos Dias, *Estructuras de Acero. Conceptos, Técnicas y Lenguaje* (pp. 175-185). Sao Paulo: Zigurate Editora.

AISC 341. (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago: American Institute of Steel Construction.

Carvalho Castro, C. A. (2007). *Estudo do Comportamento à Fadiga de Metais Dentro e Fora da Água na Presença da Pressão Hidrostática*. Belo Horizonte: Tesis presentada al Programa de Postgrado en Ingeniería Mecánica de la Universidade Federal de Minas Gerais.

Computers and Structures. (2005). *ETABS: Integrated Building Design Software*. California: Berkeley Inc.

Crisafulli, F. (2013). *Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero* (Tercera ed.). Santiago de Chile: Asociación Latinoamericana del Acero.

Engelhardt, M. D. (2007). Moment Resisting Frames. *Design of Seismic Resistant Steel Building Structures*. Austin: American Institute of Steel Construction.

Favilla, S. (2010). *Tensile Testing Laboratory*.

FEMA 273. (1997). *Seismic Rehabilitation Guidelines*. Washington D.C.: Federal Emergency Management Agency.

FEMA 350. (2000). *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Building*. Washington D.C.: Federal Emergency Management Agency.

FEMA 355C. (2000). *State of the Art Report on Systems Performance of Steel Moment Frames Subject to Earthquake Ground Shaking*. Washington D.C.: Federal Emergency Management Agency.

- FEMA 356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- Hernández, H., & Delgado, H. (n.d.). Estudio Metalúrgico de Causas de Falla del Puente Pescadero. *Ingeniería e Investigación*, 12-28.
- Krawinkler, H. (1996). Earthquake Design and Performance of Steel Structures. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol, Nro 4, 229-241.
- Malley, J., & Frank, K. (2000). Materials and Fracture Investigations in the FEMA/SAC Phase 2 Steel Project. *Brief Report on the 12th World Conference on Earthquake Engineering (12WCEE)*, (p. 7). Auckland.
- Mazzolani, F., Rides, J., & Sause, R. (2009). *Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas*. Londres: Taylor & Francis Group.
- NVC 1618. (1998). *Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites*. Caracas: Covenin.
- NVC 1756. (2001). *Edificaciones Sismorresistentes*. Caracas: Covenin-Funvisis.
- NVC 2002. (1988). *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones*. Caracas: Covenin.
- NVF 1753. (2006). *Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural*. Caracas: Fondonorma.
- Ono, T., Zhao, Y.-G., & Ito, T. (2000). Probabilistic Evaluation of Column Overdesign Factors for Frames. *Journal of Structural Engineering*, 126(5), 605-611.
- Pu, W.-C., & Zhao, Y.-G. (2007). Load Level and Target COF of Frames with Given Reliability Indices. *Journal of Asian Architecture and Building Engineering*, 6(2), 347-354.
- Roeder, C. (1999). Lateral-Force Design. In R. Brockenbrough, & F. Merritt, *Structural Steel Designer's Handbook* (pp. 38-39). Pittsburgh: Mc Graw Hill, Inc.
- Roig, J. (2012). Tiempos de preparación para hacer mejor las cosas. *Venezuela Metalúrgica y Minera*, 39(152), 5.

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

SEAOC, ATC, & CUREe. (1999). *Interim Guidelines Advisory Nro. 2*. Sacramento: SAC Joint Venture.

Segui, W. T. (1999). *Diseño de Estructuras de Acero de LRFD*. México: International Thomson Editores.

Sharfuddin, M., Zhao, Y., Idota, H., & Ansary, M. (2010). Probabilistic Evaluation of Column Over-Design Factor for Frame Structures Considering Seismic Base Shear Distribution of BNBC. *Journal of Civil Engineering*, 38(2), 109-119.

Zamora García, M. A. (2007). *Comportamiento Mecánico en Especímenes de Acero Estructural Expuestos a una Condición Marina*. México D.F.

APÉNDICES

Apéndice 1. Análisis de cargas empleados en los pórticos

ANÁLISIS DE CARGAS. PÓRTICO 1.

CARGA PERMANENTE

Nivel de Entrepiso

Sofito metálico con losa de concreto de espesor 10 cm	179 kgf/m ²
Granito artificial con un espesor total de 5 cm	100 kgf/m ²
Cielos rasos colgantes de paneles livianos	20 kgf/m ²
Tabiquería	150 kgf/m ²
Peso Propio Correas	15 kgf/m ²
TOTAL CP	464 kgf/m²

Nivel Techo

Sofito metálico con losa de concreto de espesor 10 cm	179 kgf/m ²
Manto asfáltico en una sola capa, reforzada interiormente y con acabado exterior 4 mm de espesor	5 kgf/m ²
Cielos rasos colgantes de paneles livianos	20 kgf/m ²
Mortero de nivelación de cemento, espesor 4 cm	86 kgf/m ²
Peso Propio Correas	13 kgf/m ²
TOTAL CP	303 kgf/m²

CARGA VARIABLE

Nivel de Entrepiso

Uso: Vivienda Multifamiliar	175 kgf/m²
-----------------------------	------------------------------

Nivel Techo

Techo visitable con pendiente menor del 15 %	100 kgf/m²
--	------------------------------

ANÁLISIS DE CARGAS. PÓRTICO 2.

CARGA PERMANENTE

Nivel de Entrepiso

Sofito metálico con losa de concreto de espesor 10 cm	179 kgf/m ²
Granito artificial con un espesor total de 5 cm	100 kgf/m ²
Cielos rasos colgantes de paneles livianos	20 kgf/m ²
Tabiquería	150 kgf/m ²
Peso Propio Correas	15 kgf/m ²
TOTAL CP	464 kgf/m²

Nivel Techo

Sofito metálico con losa de concreto de espesor 10 cm	179 kgf/m ²
Manto asfáltico en una sola capa, reforzada interiormente y con acabado exterior 4 mm de espesor	5 kgf/m ²
Cielos rasos colgantes de paneles livianos	20 kgf/m ²
Mortero de nivelación de cemento, espesor 4 cm	86 kgf/m ²
Peso Propio Correas	11 kgf/m ²
TOTAL CP	301 kgf/m²

CARGA VARIABLE

Nivel de Entrepiso

Uso: Vivienda Multifamiliar	175 kgf/m²
-----------------------------	------------------------------

Nivel Techo

Techo visitable con pendiente menor del 15 %	100 kgf/m²
--	------------------------------

ANÁLISIS DE CARGAS. PÓRTICO 3.

CARGA PERMANENTE

Nivel de Entrepiso

Sofito metálico con losa de concreto de espesor 10 cm	179 kgf/m ²
Granito artificial con un espesor total de 5 cm	100 kgf/m ²
Cielos rasos colgantes de paneles livianos	20 kgf/m ²
Tabiquería	150 kgf/m ²
Peso Propio Correas	15 kgf/m ²
TOTAL CP	464 kgf/m²

Nivel Techo

Sofito metálico con losa de concreto de espesor 10 cm	179 kgf/m ²
Manto asfáltico en una sola capa, reforzada interiormente y con acabado exterior 4 mm de espesor	5 kgf/m ²
Cielos rasos colgantes de paneles livianos	20 kgf/m ²
Mortero de nivelación de cemento, espesor 4 cm	86 kgf/m ²
Peso Propio Correas	10 kgf/m ²
TOTAL CP	300 kgf/m²

CARGA VARIABLE

Nivel de Entrepiso

Uso: Escolar	400 kgf/m²
--------------	------------------------------

Nivel Techo

Techo visitable con pendiente menor del 15 %	100 kgf/m²
--	------------------------------

Apéndice 2. Resultados de ensayos de tracción de acero A36.

RESULTADOS DE ENSAYOS										
Fuente	Fy Promedio			Fu Promedio			Ry	Rt	Tipo de ensayo	Nro de ensayos
	Ksi	Mpa	Kg/cm ²	Ksi	Mpa	Kg/cm ²	Adim.	Adim.		
Interim Guidelines Advisory No. 2 Supplement to FEMA-267. SAC 99-01.	49,2	339,234	3459,104	68,5	472,308	4816,030	1,4	1,2	Mill	36.570
Hector Hernandez, Héctor Delgado.	42,49	293	2987,665	62,55	431,25	4397,374	1,2	1,1	Según la ASTM A370, ensayos en probetas planas de perfil de pendolon.	1
	42,49	293	2987,665	61,89	426,73	4351,284	1,2	1,1		1
	38,00	262,010	2671,666	52,00	358,540	3655,964	1,1	0,9	Probeta cilíndrica de ϕ 6mm	3
FEMA 273, Steel and Cast Iron.	37	255,115	2601,359	54	372,330	3796,578	1,0	0,9	Mill	-
	35	241,325	2460,745	52	358,540	3655,964	1,0	0,9		-
	32	220,640	2249,824	52	358,540	3655,964	0,9	0,9		-
	30	206,850	2109,210	53	365,435	3726,271	0,8	0,9		-
	35	241,325	2460,745	61	420,595	4288,727	1,0	1,1		-
Krawinkler H., 1995.	48,6	335,097	3416,920	-	-	-	1,4	-	Mill	36.570
Zamora García, 2007.	37,07	255,60	2606,294	53,54	369,19	3764,509	1,0	0,9	Pruebas a tensión según ASTM 2001.	1
Carlos Carvalho, 2007.	46,99	324	3303,766	65,70	453	4619,155	1,3	1,1	No se especifica. Probetas cilíndricas.	3
Malley y Frank, 2000.	46,8	322,686	3290,368	-	-	-	1,3	-	Mill: 3 del alma y dos de cada ala.	6
Stephan Favilla, 2010.	51,57	355,6	3625,985	76,56	527,9	5382,896	1,4	1,3	No se especifica. Se ensayaron probetas cilíndricas.	3
Gonzalo Gabriel Aedo Rodríguez, 2008.	48,92	337,3	3439,384	65,74	453,29	4622,112	1,4	1,1	No se especifica. Ensayos de probetas. Resultados de dichos ensayos mostrando el valor promedio de las propiedades del material entre las direcciones paralela y perpendicular a la laminación del acero.	-
	43,82	302,11	3080,558	62,23	429,05	4374,941	1,2	1,1		-
	43,52	300,07	3059,757	61,59	424,65	4330,075	1,2	1,1		-
	43,38	299,11	3049,968	69,12	476,58	4859,595	1,2	1,2		-
	47,64	328,51	3349,754	73,45	506,45	5164,174	1,3	1,3	-	

Apéndice 3. Verificación de la relación de momentos en los nodos según la NVC 1618-1998

Cálculo tipo presentado: Pórtico 2.2.

$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ $R_y = 1,5E_s = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$

NODO A

VIGA ENTREPISO

Tramo	Sección	Zx (cm ³)	L (cm)	Sh (cm)	Lh (cm)	Mp (kgf.m)	Mpr (kgf.m)
A - B	IPE-300	628	400	15,0	339,0	15.888,40	26215,86

Sismo Positivo

Nivel	Ncp (kg)	Ncv (kgf)	Ns (kgf)	Nu1-COMB4 (kgf)	Nu2-COMB5 (kgf)
Superior	4.339,45	43,28	-615,09	5.257,00	2.647,31
Inferior	10.810,37	2.187,50	-1.803,80	13.864,49	6.323,44

1) Evaluación con Nu1

Posición	Sección	Zc (cm ³)	A (cm ²)	Nuc (kgf)
Superior	HEA-240	745	76,8	5.257,00
Inferior	HEA-240	745	76,8	13.864,49

VG (kgf)	Vuv (kgf)	Mv (kgf-m)
7.045,02	8.421,56	2.231,71

Nodo	M*pb Izq (kgf-m)	M*pb der (kgf-m)	M*pc sup (kgf-m)	M*pc Inf (kgf-m)	Σ M*pb (kgf-m)	Σ M*pc (kgf-m)	Σ M*pc/Σ M*pb	Σ M*pc/Σ M*pb ≥ 1
N ₁ -A1	N/A	28.447,57	18.338,54	17.503,57	28.447,57	35.842,12	1,260	Cumple

2) Evaluación con Nu2

Posición	Sección	Zc (cm ³)	A (cm ²)	Nuc (kgf)
Superior	HEA-240	745	76,8	2.647,31
Inferior	HEA-240	745	76,8	6.323,44

VG (kgf)	Vuv (kgf)	Mv (kgf-m)
4087,04	11.379,54	3.015,58

Nodo	M*pb Izq (kgf-m)	M*pb der (kgf-m)	M*pc sup (kgf-m)	M*pc Inf (kgf-m)	Σ M*pb (kgf-m)	Σ M*pc (kgf-m)	Σ M*pc/Σ M*pb	Σ M*pc/Σ M*pb ≥ 1
N1-A1	N/A	29.231,44	18.591,70	18.235,09	29231,44	36.826,79	1,260	Cumple

Sismo Negativo

Nivel	Ncp (kg)	Ncv (kgf)	Ns (kgf)	Nu1-COMB4 (kgf)	Nu2-COMB5 (kgf)
Superior	4.339,45	43,28	615,09	6487,18	3.877,49
Inferior	10.810,37	2.187,50	1.803,80	17.472,09	9.931,04

3) Evaluación con Nu1

Posición	Sección	Zc (cm ³)	A (cm ²)	Nuc (kgf)
Superior	HEA-240	745	76,8	6.487,18
Inferior	HEA-240	745	76,8	17.472,09

VG (kgf)	Vuv (kgf)	Mv (kgf-m)
7.045,02	22.511,60	5.965,58

Nodo	M*pb Izq (kgf-m)	M*pb der (kgf-m)	M*pc sup (kgf-m)	M*pc inf (kgf-m)	ΣM^*pb (kgf-m)	ΣM^*pc (kgf-m)	$\Sigma M^*pc/\Sigma M^*pb$	$\Sigma M^*pc/\Sigma M^*pb \geq 1$
N1-A1	N/A	32.181,44	18.219,21	17.153,62	32.181,44	35.372,83	1,099	Cumple

4) Evaluación con Nu2

Posición	Sección	Zc (cm ³)	A (cm ²)	Nuc (kgf)
Superior	HEA-240	745	76,8	3.877,49
Inferior	HEA-240	745	76,8	9.931,04

VG (kgf)	Vuv (kgf)	Mv (kgf-m)
4087,04	19553,62	5181,71

Nodo	M*pb Izq (kgf-m)	M*pb der (kgf-m)	M*pc sup (kgf-m)	M*pc inf (kgf-m)	ΣM^*pb (kgf-m)	ΣM^*pc (kgf-m)	$\Sigma M^*pc/\Sigma M^*pb$	$\Sigma M^*pc/\Sigma M^*pb \geq 1$
N1-A1	N/A	31.397,57	18.472,36	17885,14	31.397,57	36.357,50	1,158	Cumple

NODO B**VIGA ENTREPISO**

Tramo	Sección	Zx (cm ³)	L (cm)	Sh (cm)	Lh (cm)	Mp (kg-m)	Mpr (kg-m)
A - B	IPE-300	628	400	15,0	339,0	15.888,40	26.215,86
B - C	IPE-450	1.702	800	22,5	719,0	43.060,60	71.049,99

Sismo Positivo

Nivel	Ncp (kgf)	Ncv (kgf)	Ns (kgf)	Nu1-COMB4 (kgf)	Nu2-COMB5 (kgf)
Superior	14.323,44	-66,84	-33,5	19.243,94	10.734,86
Inferior	36.110,14	7.705,43	-83,43	52.452,98	27.064,17

1) Evaluación con Nu1

Posición	Sección	Zx (cm ³)	A (cm ²)	Nuc (kg)	VG (kg)	Vuv (kg)	Mv (kg-m)
Superior	HEA-450	3216	178	19.243,94	9.122,74	24.589,32	8.483,32
Inferior	HEA-400	2562	159	52.452,98	19.102,12	661,44	277,80

Nodo	M*pb izq (kg-m)	M*pb der (kg-m)	M*pc sup (kg-m)	M*pc inf (kg-m)	Σ M*pb	Σ M*pc	Σ M*pc/Σ M*pb	Σ M*pc/Σ M*pb ≥ 1
N1-B1	34.699,18	71.327,79	77.887,92	56.366,74	106.026,97	134.254,66	1,266	Cumple

2) Evaluación con Nu2

Posición	Sección	Zx (cm ³)	A (cm ²)	Nuc (kg)	VG (kg)	Vuv (kg)	Mv (kg-m)
Superior	HEA-450	3.216	178	10.734,86	5.078,54	20.545,12	7.088,07
Inferior	HEA-400	2.562	159	27.064,17	10.028,62	9.734,94	4.088,67

Nodo	M*pb izq (kg-m)	M*pb der (kg-m)	M*pc sup (kg-m)	M*pc inf (kg-m)	Σ M*pb	Σ M*pc	Σ M*pc/Σ M*pb	Σ M*pc/Σ M*pb ≥ 1
N1-B1	33.303,93	75.138,66	79.425,29	60.457,69	108.442,59	139.882,98	1,290	Cumple

Sismo Negativo

Nivel	Ncp (kgf)	Ncv (kgf)	Ns (kgf)	Nu1-COMB4 (kgf)	Nu2-COMB5 (kgf)
Superior	14.323,44	-66,84	33,5	19.310,94	10.801,86
Inferior	36.110,14	7.705,43	83,43	52.619,84	27.231,03

1) Evaluación con Nu1

Posición	Sección	Zx (cm ³)	A (cm ²)	Nuc (kg)	VG (kg)	Vuv (kg)	Mv (kg-m)
Superior	HEA-450	3.216	178	19.310,94	9.122,74	6.343,84	2.188,63
Inferior	HEA-400	2.562	159	52.619,84	19.102,12	38.865,68	16.323,58

Nodo	M*pb izq (kg-m)	M*pb der (kg-m)	M*pc sup (kg-m)	M*pc inf (kg-m)	Σ M*pb	Σ M*pc	Σ M*pc/Σ M*pb	Σ M*pc/Σ M*pb ≥ 1
N1-B1	28.404,49	87.373,57	77.875,81	56.339,86	115.778,06	134.215,67	1,159	Cumple

2) Evaluación con Nu2

Posición	Sección	Zx (cm ³)	A (cm ²)	Nuc (kg)	VG (kg)	Vuv (kg)	Mv (kg-m)
Superior	HEA-450	3.216	178	10.801,86	5.078,54	10.388,04	3.583,88
Inferior	HEA-400	2.562	159	27.231,03	10.028,62	29.792,18	12.512,71

Nodo	M*pb izq (kg-m)	M*pb der (kg-m)	M*pc sup (kg-m)	M*pc inf (kg-m)	Σ M*pb	Σ M*pc	Σ M*pc/Σ M*pb	Σ M*pc/Σ M*pb ≥ 1
N1-B1	29.799,74	83.562,70	79.413,18	60.430,81	113.362,44	13.9843,99	1,234	Cumple

NODO C**VIGA ENTREPISO**

Tramo	Sección	Zx (cm ³)	L (cm)	Sh (cm)	Lh (cm)	Mp (kg-m)	Mpr (kg-m)
B - C	IPE-450	1.702	800	22,5	719,0	43.060,60	71.049,99

Sismo Positivo

Nivel	Ncp (kgf)	Ncv (kgf)	Ns (kgf)	Nu1-COMB4 (kgf)	Nu2-COMB5 (kgf)
Superior	9.194,26	23,57	648,56	13.056,05	7.560,80
Inferior	23.016,28	4.770,33	1.887,23	35.302,94	19.190,87

1) Evaluación con Nu1

Posición	Sección	Zc (cm ³)	A (cm ²)	Nuc (kg)
Superior	HEA-360	2.088	143	13.056,05
Inferior	HEA-340	1.850	133	35.302,94

VG (kg)	Vuv (kg)	Mv (kg-m)
18108,30	37.871,86	14.770,02

Nodo	M*pb Izq (kg-m)	M*pb der (kg-m)	M*pc sup (kg-m)	M*pc inf (kg-m)	ΣM^*pb	ΣM^*pc	$\Sigma M^*pc/\Sigma M^*pb$	$\Sigma M^*pc/\Sigma M^*pb \geq 1$
N1-C1	85.820,01	N/A	50.920,03	41.894,44	85.820,01	92.814,47	1,082	Cumple

2) Evaluación con Nu2

Posición	Sección	Zc (cm ³)	A (cm ²)	Nuc (kg)
Superior	HEA-360	2.088	143	7.560,80
Inferior	HEA-340	1.850	133	19.190,87

VG (kg)	Vuv (kg)	Mv (kg-m)
9.553,06	29.316,62	11.433,48

Nodo	M*pb Izq (kg-m)	M*pb der (kg-m)	M*pc sup (kg-m)	M*pc inf (kg-m)	ΣM^*pb	ΣM^*pc	$\Sigma M^*pc/\Sigma M^*pb$	$\Sigma M^*pc/\Sigma M^*pb \geq 1$
N1-C1	8.2483,47	N/A	51.722,42	44.135,59	82.483,47	95.858,01	1,162	Cumple

Sismo x Negativo

Nivel	Ncp (kgf)	Ncv (kgf)	Ns (kgf)	Nu1-COMB4 (kgf)	Nu2-COMB5 (kgf)
Techo	9.194,26	23,57	-648,56	11.758,93	6.263,68
Entrepiso	23.016,28	4.770,33	-1887,23	31.528,48	15.416,41

3) Evaluación con Nu1

Posición	Sección	Zc (cm ³)	A (cm ²)	Nuc (kg)
Superior	HEA-360	2.088	143	11.758,93
Inferior	HEA-340	1.850	133	31.528,48

VG (kg)	Vuv (kg)	Mv (kg-m)
18.108,30	1.655,26	645,55

Nodo	M*pb Izq (kg-m)	M*pb der (kg-m)	M*pc sup (kg-m)	M*pc inf (kg-m)	Σ M*pb	Σ M*pc	Σ M*pc/Σ M*pb	Σ M*pc / Σ M*pb ≥ 1
N1-C1	71.695,54	N/A	51.109,43	42.419,46	71.695,54	93.528,89	1,305	Cumple

4) Evaluación con Nu2

Posición	Sección	Zc (cm ³)	A (cm ²)	Nuc (kg)
Superior	HEA-360	2.088	143	6.263,68
Inferior	HEA-340	1.850	133	15.416,41

VG (kg)	Vuv (kg)	Mv (kg-m)
9.553,06	10.210,50	3.982,09

Nodo	M*pb Izq (kg-m)	M*pb der (kg-m)	M*pc sup (kg-m)	M*pc inf (kg-m)	Σ M*pb	Σ M*pc	Σ M*pc/Σ M*pb	Σ M*pc / Σ M*pb ≥ 1
N1-C1	75.032,08	N/A	51.911,81	44.660,61	75.032,08	96.572,43	1,287	Cumple