

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**COMPARACIÓN DE MÉTODOS NORMATIVOS PARA ESTABLECER
LA CONDICIÓN COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL EN PÓRTICOS
PLANOS DE CONCRETO REFORZADO**

Trabajo Especial de Grado

Presentado ante la

UNIVERSIDAD CATOLICA ANDRÉS BELLO

Como parte de los requisitos para optar por el título de

INGENIERO CIVIL

Autores:

Alemán Barajas, Daniel.

Córdova Linares, Michelle.

Tutor:

Ing. Marinilli Angelo.

Caracas, 13 de junio de 2023

Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**“COMPARACIÓN DE MÉTODOS NORMATIVOS PARA
ESTABLECER LA CONDICIÓN COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL
EN PÓRTICOS PLANOS DE CONCRETO REFORZADO”**

ESTE JURADO; UNA VEZ REALIZADO EL EXAMEN DEL PRESENTE TRABAJO HA
EVALUADO SU CONTENIDO CON EL RESULTADO: **20 PUNTOS**

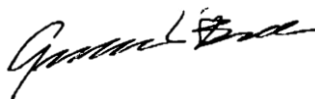
JURADO EXAMINADOR

Nombre: Guillermo Bonilla

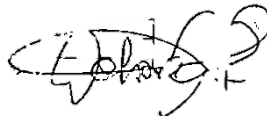
Nombre: Johana Teixeira

Nombre: Angelo Marinilli.

Firma:



Firma:



Firma:



Julio 2023

RESUMEN

Diferentes países han desarrollado códigos y normas de construcción que plantean recomendaciones para el diseño sismorresistente de estructuras de concreto reforzado, evaluando los aspectos que pueden influir en el desempeño de la estructura, como permitir la formación de rotulas plásticas en las vigas y evitarlas en las columnas de pórticos sometidos a momentos durante un evento sísmico, lo anterior se conoce como el criterio columna fuerte viga débil. En este trabajo de grado se busca evaluar y comparar las recomendaciones para garantizar la condición columna fuerte viga débil, planteadas en los procedimientos 1 y 2 de la Norma Venezolana FONDONORMA 1753:2006, y en el diseño por capacidad implementado en el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 de Argentina.

Inicialmente se planteó un diseño preliminar de 3 pórticos planos de concreto reforzado, de diferentes alturas, cumpliendo con los requisitos del nivel de diseño 3 de acuerdo a la Norma Venezolana COVENIN 1756:2001. Luego, se evaluaron los 3 métodos de diseño y se realizaron algunos ajustes para satisfacer los procedimientos individualmente, evaluando en cada uno de ellos su comportamiento sismorresistente y la formación de rotulas plásticas a través de un análisis estático no lineal (*pushover*) con la ayuda del programa de diseño estructural Etabs 20.0.

Con los resultados obtenidos se pudo observar que los 3 procedimientos evitaron el desarrollo de mecanismos de piso en los 3 pórticos de estudio, pero en algunos casos, sobre todo en los pisos superiores, no se logró el desarrollo de las rotulas plásticas en las vigas, destacando que el procedimiento 1 fue el más eficaz y eficiente en el pórtico 1, para garantizar el desarrollo de las rotulas plásticas en las vigas asociadas a la condición columna fuerte viga débil, al no requerir de ningún ajuste en el diseño para lograr su cumplimiento. Sin embargo, para los pórticos 2 y 3, el procedimiento que más se acercó al mecanismo de falla ideal fue el procedimiento 3, pero no fue muy eficiente debido a que requirió un considerable aumento en el acero de refuerzo longitudinal de las columnas para cumplir con los requerimientos del diseño por capacidad.

AGRADECIMIENTOS

A mi mamá, a mi papá, y a mi padrino, por todo el esfuerzo, la paciencia y el apoyo incondicional que me brindaron para poder ser la persona que soy. Por ser un ejemplo de constancia y dedicación, por enseñarme que todo problema tiene solución, a no rendirme y a luchar por lo que quiero. Sin ustedes nada hubiera sido posible.

A mis amigos, quienes fueron una fuente de energía positiva en aquellos momentos difíciles, por enseñarme a ser mejor persona, valorar los pequeños detalles, y que se han vuelto una segunda familia que espero conservar siempre.

Al Ing. Angelo Marinilli, por aceptar ser nuestro tutor de tesis, por guiarnos, orientarnos y apoyarnos de la mejor forma.

A la Universidad Católica Andrés Bello por brindarme las herramientas necesarias para adquirir los conocimientos para llevar a cabo este estudio.

A todos los profesores que formaron parte de mi formación como Ingeniero Civil.

Michelle Córdova.

A mis padres por siempre ser un ejemplo a seguir de esmero y dedicación para lograr todas las metas que me he planteado, superando cada obstáculo que nos pone la vida.

Al Ing. Ángelo Marinilli por su paciencia y dedicación a lo largo del desarrollo de la tesis presente, logrando cumplir con las metas estipuladas.

A mis amigos de clase que me acompañaron durante el trayecto universitario apoyándonos mutuamente para lograr progresar durante la carrera.

A todos los profesores por el conocimiento y experiencias que me transmitieron durante todo este tiempo para formar un profesional íntegro.

Daniel Alemán.

INDICE

CAPITULO I

FUNDAMENTOS DE LA INVESTIGACIÓN	1
I.1. Planteamiento del Problema.	1
I.2. Antecedentes.	2
I.3. Objetivos.	5
I.3.1 Objetivo General.	5
I.3.2 Objetivos Específicos.	5
I.4 Alcance y Limitaciones.	6

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO	7
II.1. Ingeniería Estructural.	7
II.2. Concreto Reforzado.	7
II.3. Diseño Sismo Resistente.	7
II.4. Análisis Sismorresistente.	8
II.4.1. Sismo de Diseño.	8
II.4.2. Caracterización del Sitio.	8
II.4.3. Clasificación de la Construcción.	9
II.4.4. Clasificación del Tipo Estructural.	9
II.4.4.1 Tipo I: Estructuras de Pórticos.	9
II.4.5. Clasificación Según Nivel de Diseño.	9
II.4.5.1 Nivel de Diseño 3 (ND3).	10
II.4.6 Clasificación Según Irregularidad.	10
II.5. Espectros de Respuesta.	10
II.5.1. Espectro de Respuesta Inelástico.	11
II.6. Cargas de Diseño.	11
II.6.1. Cargas Gravitacionales.	12

II.6.1.1. Cargas o Acciones Permanentes.	12
II.6.1.2. Cargas o Acciones Variables.....	12
II.6.2. Cargas o Acciones Accidentales.	12
II.7. Solicitaciones de Cargas.....	12
II.8. Condición Columna Fuerte Viga Débil.	13
II.9. Métodos Normativos.	15
II.9.1. Norma Venezolana FONDONORMA 1753:2006.	15
II.9.1.1. Procedimiento 1. Verificación por Nodo.	15
II.9.1.2. Procedimiento 2. Verificación por Nivel.	16
II.9.2. Norma Argentina. Reglamento INPRES-CIRSOC 103.....	16
II.9.2.1. Diseño por Capacidad.	16
II.10. Análisis Estático No Lineal.	17
CAPITULO III	
MARCO METODOLÓGICO	18
III.1. Búsqueda de Información Base.....	18
III.2. Propiedades de los Materiales.	18
III.3. Análisis de Solicitaciones.....	19
III.3.1. Cargas Permanentes.	19
III.3.2. Cargas Variables.	19
III.3.3. Acciones Sísmicas.	19
III.3.3.1. Características y Ubicación de los Pórticos.	19
III.3.3.2. Espectro de Respuesta Inelástica.	20
III.3.4. Solicitaciones de Carga.....	22
III.4. Diseño de los Pórticos.	24
III.4.1. Predimensionamiento de Miembros Estructurales.....	24
III.4.2. Colocación de Acero.....	25
III.4.3. Chequeos de Diseño.....	26

III.4.3.1. Porcentaje Masa Participativa.....	26
III.4.3.2. Cortante Basal y Coeficiente Sísmico.....	26
III.4.3.3. Derivas y Desplazamientos.....	27
III.5. Verificación de la Condición Columna Fuerte Viga Débil.....	27
III.5.1. Procedimiento 1. Verificación por Nodo.....	28
III.5.2. Procedimiento 2. Verificación por Nivel.....	28
III.5.3. Procedimiento 3. Diseño por Capacidad.....	29
III.6. Ajustes de los Pórticos.....	30
III.7. Análisis Estáticos No Lineales.....	31
III.8. Comparación y Análisis de Resultados.....	31
CAPITULO IV	
ANÁLISIS Y DISCUSION DE RESULTADOS.....	32
IV.1. Diseño de los Pórticos.....	32
IV.1.1. Pórtico 1.....	32
IV.1.1.1. Predimensionado.....	32
IV.1.1.2. Colocación de Acero.....	33
IV.1.2. Pórtico 2.....	33
IV.1.2.1. Predimensionado.....	34
IV.1.2.2. Colocación de Acero.....	34
IV.1.3. Pórtico 3.....	36
IV.1.3.1. Predimensionado.....	36
IV.1.3.2. Colocación de Acero.....	37
IV.2. Verificación Columna Fuerte Viga Débil Pórtico 1.....	38
IV.2.1. Procedimiento 1. Verificación por Nodo.....	38
IV.2.1.1. Ajustes realizados para Cumplir con el Procedimiento 1.....	39
IV.2.1.2. Análisis Estático No Lineal.....	39
IV.2.2. Procedimiento 2. Verificación por Nivel.....	40

IV.2.2.1. Ajustes Realizados para Cumplir con el Procedimiento 2.....	40
IV.2.2.2. Análisis Estático No Lineal.	42
IV.2.3. Procedimiento 3. Diseño por Capacidad.	42
IV.2.3.1. Ajustes Realizados para Cumplir con el Procedimiento 3.....	43
IV.2.3.2. Análisis Estático No Lineal.	44
IV.2.4. Comparación de los Métodos.	44
IV.3. Verificación Columna Fuerte Viga Débil Pórtico 2.....	45
IV.3.1. Procedimiento 1. Verificación por Nodo.....	45
IV.3.1.1. Ajustes Realizados para Cumplir con el Procedimiento 1.....	46
IV.3.1.2. Análisis Estático No Lineal.	46
IV.3.2. Procedimiento 2. Verificación por Nivel.....	47
IV.3.2.1. Ajustes Realizados para Cumplir con el Procedimiento 2.....	47
IV.3.2.2. Análisis Estático No Lineal.	47
IV.3.3. Procedimiento 3. Diseño por Capacidad.	47
IV.3.3.1. Ajustes Realizados para Cumplir con el Procedimiento 3.....	48
IV.3.3.2. Análisis Estático No Lineal.	50
IV.3.4. Comparación de los Métodos.	50
IV.4. Verificación Columna Fuerte Viga Débil Pórtico 3.....	51
IV.4.1. Procedimiento 1. Verificación por Nodo.....	51
IV.4.1.1. Ajustes Realizados para Cumplir con el Procedimiento 1.....	52
IV.4.1.2. Análisis Estático No Lineal.	52
IV.4.2. Procedimiento 2. Verificación por Nivel.....	53
IV.4.2.1. Ajustes Realizados para Cumplir con el Procedimiento 2.....	53
IV.4.2.2. Análisis Estático No Lineal.	54
IV.4.3. Procedimiento 3. Diseño por Capacidad.	54
IV.4.3.1. Ajustes Realizados para Cumplir con el Procedimiento 3.....	55
IV.4.3.2. Análisis Estático No Lineal.	57

IV.4.4. Comparación de los Métodos.	58
CAPITULO V	
CONCLUSIONES.....	59
RECOMENDACIONES	62
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	63
APÉNDICES	66

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla III.1. Características del Sitio.	19
Tabla III.2. Características de la Estructuras.	19
Tabla IV.1. Relación de momentos resistentes según el Procedimiento 1 en el pórtico 1.	39
Tabla IV.2. Relación de momentos resistentes según el Procedimiento 2 en el pórtico 1.	40
Tabla IV.3. Relación de momentos resistentes luego del ajuste para satisfacer el Procedimiento 2 en el pórtico 1.	41
Tabla IV.4. Verificación del cumplimiento del Procedimiento 3 en el pórtico 1.	42
Tabla IV.5. Verificación del cumplimiento del procedimiento 3 con el ajuste en el pórtico 1.	43
Tabla IV.6. Incremento de acero de acuerdo a los procedimientos 1, 2 y 3 para el pórtico 1.	44
Tabla IV.7. Relación de momentos resistentes según el Procedimiento 1 en el pórtico 2.	45
Tabla IV.8. Relación de momentos resistentes según el Procedimiento 2 en el pórtico 2.	47
Tabla IV.9. Verificación del cumplimiento del Procedimiento 3 en el pórtico 2.	47
Tabla IV.10. Verificación del cumplimiento del Procedimiento 3 con el ajuste en el pórtico 2.	49
Tabla IV.11. Incremento de acero de acuerdo a los procedimientos 1, 2 y 3 para el pórtico 2.	50
Tabla IV.12. Relación de momentos resistentes según el Procedimiento 1 en el pórtico 3. ...	51
Tabla IV.13. Relación de momentos resistentes según el Procedimiento 2 en el pórtico 3. ...	53
Tabla IV.14. Verificación del cumplimiento del procedimiento 3 en el pórtico 3.	54
Tabla IV.15. Verificación del cumplimiento del Procedimiento 3 con el ajuste en el pórtico 3.	56
Tabla IV.16. Incremento de acero de acuerdo a los Procedimientos 1, 2 y 3 para el pórtico 3.	58
Tabla A. 1. Análisis de cargas para losa de entre piso.	66
Tabla A. 2. Análisis de cargas para losa de techo.	66
Tabla A. 3. Predimensionamiento pórtico 1	66

Tabla A. 4. Predimensionamiento pórtico 2	67
Tabla A. 5. Predimensionamiento pórtico 3	67
Tabla B. 1. Características del Sitio.....	69
Tabla B. 2. Características de la Estructuras.....	69
Tabla B. 3. Factores para el Espectro de Respuesta Inelástico.....	69
Tabla D. 1. Porcentaje de masa participativa total en los modos de vibración.....	72
Tabla D. 2. Cortante basal.....	72
Tabla D.3. Coeficientes Sísmicos.....	72
Tabla D.4. Relación de derivas máximas.....	72
Tabla E. 1. Momentos resistentes de las vigas pórtico 1.....	73
Tabla E. 2. Momentos resistentes de las vigas pórtico 2	73
Tabla F. 1. Cargas axiales en las columnas pórtico 1.....	74
Tabla F. 2. Cargas axiales en las columnas pórtico 2.....	74
Tabla F. 3. Cargas axiales en las columnas pórtico 3.....	75
Tabla G. 1. Momentos resistentes de las columnas pórtico 1.....	75
Tabla G. 2. Momentos resistentes de las columnas pórtico 2.....	76
Tabla G. 3. Momentos resistentes de las columnas pórtico 3.....	76
Tabla H. 1. Momentos últimos de las columnas del pórtico 1.....	77
Tabla H. 2. Momentos resistentes de las columnas pórtico 1.....	78
Tabla H. 3. Momentos últimos de las columnas del pórtico 2.....	78
Tabla H. 4. Momentos resistentes de las columnas pórtico 2.....	79
Tabla H. 5. Momentos últimos de las columnas del pórtico 3.....	79
Tabla H. 6. Momentos resistentes de las columnas pórtico 3.....	80

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura II.1 Estructuras Tipo I.....	9
Fig. II.2 Mecanismos de Colapso. Rodríguez, S. (2015).....	14
Fig. II.3 Curva de Capacidad en Distintos Modos de Colapso.....	14
Fig. II.4 Relación de momentos a flexión de Columnas y Vigas en los nodos. Para sismo horizontal positivo.	15
a) Momentos en vigas y columnas laterales b) Momentos en vigas y columnas centrales c) Momentos en vigas y columnas en esquinas de techo.....	15
Fig. II.5 Relación de Momentos a Flexión en Columnas y Vigas del mismo Nivel. Para sismo horizontal negativo.....	16
Figura III.1 Diagrama Referencial. Espectro de Respuesta Inelástico.	20
Fig. IV.1 Dimensiones de los elementos estructurales del pórtico 1.	32
Fig. IV.2. Barras de acero comerciales colocadas en el pórtico 1.	33
Fig. IV.3. Área de acero colocadas en cm ² en el pórtico 1.	33
Fig. IV.4. Dimensiones de los elementos estructurales del pórtico 2.....	34
Fig. IV.5. Barras de acero comerciales colocadas en el pórtico 2.	35
Fig. IV.6. Área de acero colocada en cm ² en el pórtico 2.....	35
Fig. IV.7. Dimensiones de los elementos estructurales del pórtico 3.....	36
Fig. IV.8. Barras de acero comerciales colocadas en el pórtico 3.	37
Fig. IV.9. Área de acero colocada en cm ² en el pórtico 3.....	38
Fig. IV.10. Representación gráfica del pushover con la distribución de acero de acuerdo al procedimiento 1 para el pórtico 1, con un patrón de carga lateral y sismo positivo. Obtenido con la herramienta Etabs 20.0.....	40
Fig. IV.11. Barras de acero comerciales colocadas en el pórtico 1 para satisfacer el procedimiento 2.	41
Fig. IV.12 Área de acero en cm ² colocada en el pórtico 1 para satisfacer el procedimiento 2.	41
Fig. IV.13. Representación gráfica del pushover según el procedimiento 2 para el pórtico 1, con un patrón de carga lateral y sismo positivo. Obtenido con la herramienta Etabs 20.0.	42

Fig. IV.14. Barras de acero comerciales colocadas en el pórtico 1 para satisfacer el procedimiento 3.	43
Fig. IV.15 Área de acero en cm ² colocada en el pórtico 1 para satisfacer el procedimiento 3.	43
Fig. IV.16. Representación gráfica del pushover según el procedimiento 3 para el pórtico 1, con un patrón de carga lateral y sismo positivo. Obtenido con la herramienta Etabs 20.0.	44
Fig. IV.17 Representación gráfica del pushover con la distribución de acero de acuerdo al procedimiento 1 para el pórtico 2, con un patrón de carga lateral y sismo positivo. Obtenido con la herramienta Etabs 20.0.	46
Fig. IV.18. Barras de acero comerciales colocadas en el pórtico 2 para satisfacer el procedimiento 3.	48
Fig. IV.19 Área de acero en cm ² colocada en el pórtico 2 para satisfacer el procedimiento 3.	49
Fig. IV.20 Representación gráfica del pushover con la distribución de acero de acuerdo al procedimiento 3 para el pórtico 2, con un patrón de carga lateral y sismo positivo. Obtenido con la herramienta Etabs 20.0.	50
Fig. IV.21 Representación gráfica del pushover con la distribución de acero de acuerdo al procedimiento 1 para el pórtico 2, con un patrón de carga lateral y sismo positivo. Obtenido con la herramienta Etabs 20.0.	53
Fig. IV.22. Barras de acero comerciales colocadas en el pórtico 3 para satisfacer el procedimiento 3.	55
Fig. IV.23 Área de acero en cm ² colocada en el pórtico 3 para satisfacer el procedimiento 3.	56
Fig. IV. 24. Representación gráfica del pushover con la distribución de acero de acuerdo al procedimiento 3 para el pórtico 3, con un patrón de carga lateral y sismo positivo. Obtenido con la herramienta Etabs 20.0.	57
Fig. A. 1. Ubicación del Pórtico 1	68
Fig. A. 2. Ubicación del Pórtico 2.	68
Fig. A.3. Ubicación del Pórtico 3.	68
Fig. B. 1. Espectro de Respuesta Inelástica.	70

Fig. C. 1. Área de acero requerida en cm² en el pórtico 1 de acuerdo al programa Etabs 20.0.
..... 70

Fig. C. 2. Área de acero requerida en cm² en el pórtico 2 de acuerdo al programa Etabs 20.0.
..... 71

Fig. C. 3. Área de acero requerida en cm² en el pórtico 3 de acuerdo al programa Etabs 20.0.
..... 71

CAPITULO I

FUNDAMENTOS DE LA INVESTIGACIÓN

I.1. Planteamiento del Problema.

Con el paso del tiempo, la ingeniería civil se ha vuelto una ciencia primordial para la evolución y el desarrollo de cualquier sociedad, ya que interviene en todos los aspectos de la vida diaria de todo ser humano, es la responsable de todas las infraestructuras en las que se desarrolla la vida laboral, social y personal, es por ello que toda estructura debe ser segura, confiable y de alta calidad, ya que si ocurre alguna falla causaría un gran daño tanto en los bienes, como en la vida del ser humano.

Así mismo, la ingeniería civil además de ser una ciencia sumamente compleja e importante, también es un arte, ya que crea obras a partir del ingenio, intuición y del análisis de cualquier situación, ya que para llevar a cabo un buen diseño se debe considerar tanto los problemas presentes en la actualidad, como también cualquier inconveniente que se pueda presentar en el futuro, como es el caso de los fenómenos naturales como el viento o los sismos.

Siguiendo con la idea anterior, durante la segunda mitad del siglo XX se presentó un incremento de las pérdidas económicas y de vidas en todo el mundo, a causa de los desastres naturales. La respuesta de una estructura ante un evento sísmico depende de muchos factores, entre ellas las características propias del sismo, como la magnitud, distancia focal, profundidad y epicentro, pero el comportamiento de la estructura también depende del diseño estructural y detallado de la misma, ya que, si no se diseña teniendo en cuenta el efecto sísmico, cuando estos ocurran los daños serían de gran extensión.

Para ilustrar la importancia del efecto sísmico, se hace mención de los sucesos del 2015, los cuales, según Ayala, R. Delgadillo, A. y Ferrer, C. en la Revista Geográfica Venezolana, vol. 58 (2017) comenzaron en noviembre con un sismo de magnitud de 5.1 en la escala de Richter, el cual generó al menos 130 movimiento cuya magnitud varió entre 2.5 y 4.2, dando pie a una serie de procesos geológicos tales como caídas de rocas, detritos y suelos, además de algunos deslizamientos, que obstruyeron la vialidad entre Mérida y El Vigía, causando la muerte de una persona, y generando daños estructurales tales como grietas, fracturas y fallas de conexiones entre los elementos estructurales, en otras infraestructuras a lo largo de localidades de los Andes Centrales Venezolanos.

Siguiendo con lo anterior, en esta oportunidad se hará mención a uno de los principales requisitos para un diseño sismorresistente adecuado en cualquier estructura aporticada, este requisito es conocido como la condición “Columna fuerte-viga débil” la cual se basa en la formación de rótulas plásticas en los extremos de todas las vigas, evitando que se formen en las columnas, debido a que “las rótulas plásticas a flexión en las vigas constituyen un mecanismo estable de disipación de energía inelástica, mientras que la presencia de rótulas plásticas en las columnas podría comprometer la estabilidad estructural durante un terremoto” (Marinilli, Ángelo, 2017).

Teniendo en cuenta lo anterior, el propósito principal de este Trabajo Especial de Grado es realizar un análisis comparativo de los procedimientos 1 “Diseño por Nudo” y 2 el “Diseño por Nivel” de la Norma Venezolana FONDONORMA 1753:2006, y el “Diseño por Capacidad” según el Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes para propiciar la condición “Columna fuerte-viga débil” en pórticos planos de concreto reforzado, de baja y mediana altura, que deban cumplir con los requisitos del nivel de diseño 3. Como parte de la evaluación, se hicieron análisis estáticos no lineales (pushover) para analizar el comportamiento de las estructuras diseñadas ante acciones gravitacionales y sísmicas.

I.2. Antecedentes.

En primer lugar, se consultó el trabajo especial de grado titulado “EVALUACIÓN DE LA CONDICIÓN COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL POR NODO EN PÓRTICOS PLANOS DE BAJA ALTURA DE CONCRETO REFORZADO SEGÚN LAS NORMAS: FONDONORMA 1753-2006 y COVENIN 1618-1998” presentado ante la Universidad Central de Venezuela por los estudiantes De Abreu, Cindy M. y Paz Rodríguez, Jorge R. en el año 2015.

En este caso, el trabajo de investigación presentado por los estudiantes De Abreu, Cindy M. y Paz Rodríguez, Jorge R. Es una importante referencia para nuestro trabajo de investigación, ya que tuvieron como objetivo principal evaluar la condición “Columna fuerte-viga débil” en estructuras de concreto reforzado de baja altura, para un nivel de diseño 3, ajustadas según el procedimiento 1 descrito en el capítulo 18 de la Norma Venezolana FONDONORMA 1753-2006, y el método presentado en el capítulo 11 de la Norma Venezolana COVENIN 1618-1998. Luego, compararon los resultados obtenidos en cada método a través de un análisis estático no lineal (*pushover*), para definir la formación de rótulas

plásticas en la estructura al verse afectada por un patrón de carga lateral, simulando un evento sísmico. Después, evaluaron la condición “Columna fuerte-viga débil” para cada caso. En su estudio concluyeron que ambas metodologías presentaron resultados similares para garantizar el mecanismo de falla más adecuado en la estructura. Por lo que, para definir cual procedimiento era más eficaz, tuvieron en cuenta que el ahorro de materiales de construcción siguiendo el procedimiento de la NVC 1618-1998 era mucho menor en comparación con la metodología de la NVF 1753:2006.

En segundo lugar, se consultó el trabajo especial de grado titulado “EVALUACIÓN DE LA CONDICIÓN “COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL” SEGÚN LA NORMA VENEZOLANA FONDONORMA 1753:2006, CONSIDERANDO LA VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO Y DEL ESFUERZO DE CEDENCIA DEL ACERO DE REFUERZO” presentado ante la Universidad Central de Venezuela por los estudiantes Arias Henríquez, Evily J. y Colson Idrogo, Gabriel M. en el año 2014.

En esta oportunidad, se considera que este trabajo de investigación es una importante referencia debido a que tuvo como finalidad evaluar la condición “Columna fuerte-viga débil” en dos pórticos planos de concreto reforzado, según el procedimiento 1 “Diseño por nodo”, y el procedimiento 2 “Diseño por nivel”, de la Norma Venezolana FONDONORMA 1753:2006. En su desarrollo, buscaron ajustar diferentes valores relacionados con la resistencia de la estructura, hasta encontrar el valor más adecuado para propiciar la formación de rótulas plásticas en las vigas, considerando que esta condición representa el mecanismo de falla ideal.

En tercer lugar, se consultó el trabajo especial de grado titulado “ANÁLISIS DE LA CONDICIÓN COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL SEGÚN LA NORMA VENEZOLANA FONDONORMA 1753:2006 TOMANDO EN CUENTA EL ENDURECIMIENTO POR DEFORMACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO.” presentado ante la Universidad Central de Venezuela por los estudiantes Coita S. Alejandro R. y Rojas L, Juan C. en el año 2014.

Ahora bien, se tomó este trabajo como una referencia importante debido a que plantean el análisis de los procedimientos 1 y 2 presentado en la Norma Venezolana FONDONORMA 1753:2006 para garantizar la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas de dos pórticos planos de concreto reforzado, uno asimétrico y otro simétrico, de baja altura y siguiendo el nivel de diseño 3. Además, en esta oportunidad, presentaron especial atención al comportamiento del acero de refuerzo, debido a que a pesar de que en lo referente al diseño la

NVF 1753:2006 considera que el acero se comporta como elástico perfectamente plástico (EPP), en la práctica se busca someter al acero ante ciertas condiciones de carga, de tal forma de propiciar un incremento en su resistencia, al generarse un endurecimiento por deformación, caracteriza ideal para fines sismorresistentes. Entre los resultados que presentaron, se pudo observar que efectuar los procedimientos 1 y 2 de la NVF 1753:2006 no garantiza la formación del mecanismo ideal de falla, para la relación de resistencia entre columnas que proponen de 1.20, dando lugar a que se presenten mecanismos que afecten la estabilidad de la estructura.

En cuarto lugar, se consultó el trabajo especial de grado titulado “EVALUACIÓN DE LA CONDICIÓN COLUMNA FUERTE – VIGA DÉBIL SEGÚN LA NORMA VENEZOLANA FONDONORMA 1753-2006.” presentado ante la Universidad Central de Venezuela por los estudiantes Jaén, Axel y Sergent, Rigel; en el año 2012.

En este caso, el trabajo especial de grado presentado por los estudiantes Jaén A. y Sergent R. es una importante referencia debido a que realizan un análisis comparativo entre los dos procedimientos presentados en la NVF 1753:2006 para la verificación de la resistencia mínima a flexión de las columnas en dos estructuras de concreto reforzado según el cumplimiento del nivel de diseño 3. Luego, con base en los resultados que obtuvieron de los correspondientes ajustes, presentaron recomendaciones sobre el uso y eficacia de los métodos para propiciar la condición columna fuerte-viga débil en la estructura. De manera similar que la referencia anterior, se concluyó que, para garantizar el mecanismo de falla ideal en la estructura, es necesario un aumento en la relación de resistencia de las columnas y vigas superior a 2 para el procedimiento 1, y aproximadamente 1.40 para el procedimiento 2.

En quinto lugar, se consultó el trabajo de ascenso “EVALUACIÓN DE LOS PROCEDIMIENTOS 1 y 2 DE LA NORMA VENEZOLANA FONDONORMA 1753:2006 PARA OBTENER LA RESISTENCIA MÍNIMA A FLEXIÓN DE LAS COLUMNAS EN EDIFICIOS BAJOS DE CONCRETO REFORZADO” presentado ante la Universidad Central de Venezuela por el Prof. Angelo Marinilli; en el año 2011.

El trabajo de ascenso tuvo como finalidad evaluar la eficiencia de los procedimientos 1 y 2 de la Norma Venezolana FONDONORMA 1753:2006 para garantizar la condición columna fuerte-viga débil en 2 edificios bajos de concreto reforzado, diseñados y construidos en la segunda mitad del siglo XX en Venezuela. Cada pórtico fue rediseñado de tal forma que cumplieran con lo planteado en cada uno de los procedimientos de la NVF 1753:2006. Luego,

en su desarrollo se hace alusión de la estrategia adoptada por la Norma Neozelandesa para estructuras de concreto NZS 3101 de 1995, cuyo procedimiento fue adoptado e implementado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11) y en el Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes. En este caso, considera que el factor de resistencia entre las vigas y columnas debe ser como mínimo 1.9 para pórticos planos y 2.2 para pórticos especiales. En el análisis de resultados presentado en el artículo, se puede observar que los valores de resistencias a flexión entre columna/viga pueden estar muy por encima de 1.20 para ambos procedimientos, hace mención además de que el valor de 1.20 solo se presenta en los nodos o niveles donde es necesario ajustar el resultado del diseño para cumplir con los requerimientos normativos. Además, en el análisis estático no lineal se pudo observar que al aplicar ambos procedimientos se puede evitar el desarrollo de mecanismos de piso, pero no garantiza en todos los casos el desarrollo del mecanismo ideal de falla relacionado con la condición columna fuerte-viga débil.

I.3. Objetivos.

I.3.1 Objetivo General.

Comparar los procedimientos de la Norma Venezolana FONDONORMA 1753:2006, y del Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes, para establecer la condición columna fuerte viga débil en pórticos planos de concreto reforzado que cumplan con los requisitos del nivel de diseño 3.

I.3.2 Objetivos Específicos.

1. Diseñar pórticos planos de concreto reforzado de 2, 4 y 6 niveles, de acuerdo con los requisitos para Nivel de Diseño 3 de la Norma Venezolana FONDONORMA 1753:2006 y la Norma Venezolana COVENIN 1756-1:2019.
2. Ajustar el diseño de los diferentes pórticos según las tres metodologías de estudio individualmente.
3. Evaluar el comportamiento sismorresistente de los pórticos mediante análisis estáticos no lineales (*pushover*).
4. Comparar los resultados obtenidos de los pórticos al aplicar cada una de las metodologías de estudio individualmente.

I.4 Alcance y Limitaciones.

El presente trabajo especial de grado tiene como finalidad comparar los procedimientos propuestos en la Norma Venezolana FONDONORMA 1753:2006 y el Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes para garantizar la condición columna fuerte - viga débil en pórticos planos de concreto reforzado que cumplan con los requisitos del ND3, con el objetivo de evitar mecanismo de falla frágiles que puedan afectar la integridad de la estructura. Se busca la formación de rótulas plásticas en los extremos de todas las vigas y evitar que se formen en las columnas, al efectuar dichos procedimientos en las diferentes estructuras de estudio.

Ahora bien, se diseñaron 3 pórticos planos de diferentes alturas, siguiendo las indicaciones de las normas vigentes para el nivel de diseño 3, y se hicieron los respectivos ajustes siguiendo lo propuesto en las normas NVF 1753:2006 y el Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes para cumplir con la condición columna fuerte-viga débil. Se hicieron análisis estáticos no lineales únicamente para verificar la presencia mecanismos de piso en los pórticos de estudio, y el patrón de formación de rótulas plásticas en cada método de estudio.

Además, es importante mencionar que para aplicar la condición columna fuerte-viga débil no se tuvo en cuenta el incremento de la resistencia del acero por endurecimiento para los diferentes casos de estudios, pero si se tomaron en consideración en los análisis estáticos no lineales.

Limitaciones:

- El diseño preliminar de los diferentes pórticos planos de concreto reforzado, se hará cumpliendo los requisitos para Nivel de Diseño 3 de acuerdo a la Norma Venezolana FONDONORMA 1753:2006, Norma Venezolana Covenin 2002-88 y COVENIN 1756-1:2019.
- Se utilizarán cabillas ASTM A615 Grado 60 para el refuerzo de los diferentes pórticos. Cumpliendo con lo establecido en la Norma Venezolana 1616:1998.
- En el diseño se utilizará concreto de resistencia $f'c = 250 \text{ kgf/cm}^2$.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

II.1. Ingeniería Estructural.

Con el paso del tiempo, buscando el desarrollo de la humanidad, el hombre buscó construir elementos que mejoraran sus necesidades básicas, como por ejemplo sus viviendas, caminos y/o carreteras para trasladarse, sistemas de abastecimientos de agua potable, entre otros. Gracias a esa necesidad de prosperar, y con el desarrollo de la ciencia y la tecnología, la ingeniería ha ido evolucionando, hasta llegar a lo que en la actualidad se conoce como ingeniería estructural, la cual es una especialidad de la ingeniería civil, cuyo objetivo es conseguir estructuras resistentes tomando en cuenta aspectos como la seguridad, el funcionamiento, la factibilidad y los costos, evaluando ventajas y desventajas de diferentes composiciones, para presentar la propuesta más óptima de una estructura, como por ejemplo edificios, puentes, presas, túneles, entre otros. Es importante mencionar que el sistema estructural es el conjunto de elementos conectados entre sí, diseñados para dar estabilidad y seguridad a las construcciones ante cualquier evento externo.

II.2. Concreto Reforzado.

El concreto reforzado surge a partir de la necesidad de cubrir los defectos que tenía el concreto al trabajar por sí solo. El concreto es un material constructivo frágil, es decir, tiene poca resistencia a la tracción, por lo que necesita ser reforzado con un material que compense la falta de resistencia a la tracción, y es por ello que se empezó a utilizar estructuras combinadas, en donde se incorporan barras de refuerzo longitudinal y transversal, en la masa del concreto, o visto de otra forma, al concreto se le añade una armadura metálica en toda su sección. Además, es un material que desarrolla una complementariedad mecánica, gracias a la compatibilidad que existe entre el concreto y el acero, de tal forma que cuando uno de éstos se deforma, el otro también lo hace.

II.3. Diseño Sismo Resistente.

Se considera que una estructura es sismorresistente cuando su diseño se basa principalmente en tener elementos estructurales capaces de soportar de forma adecuada, la acción de las fuerzas causadas por sismos frecuentes, con el objetivo de proteger la vida. Sin embargo, debido a que es casi imposible predecir el tiempo y la magnitud de un evento sísmico,

se suele trabajar con fórmulas y modelos matemáticos que buscan acercarse, en la medida de lo posible, a lo que podría ocurrir a lo largo de la vida útil de la edificación.

Con lo anterior, se busca entender que ninguna estructura es totalmente sismorresistente, la sismorresistencia se debe ver como una propiedad o característica que se le otorga a una edificación para evitar que, cuando ocurra un evento de sismo fuerte, se generen los menores daños a la estructura, evitar bajas humanas, pero sobre todo evitar que la edificación colapse.

II.4. Análisis Sismorresistente.

Un análisis sismorresistente es aquel estudio que se realiza a cualquier estructura para determinar si es adecuada para soportar una determinada demanda sísmica. En la actualidad, existen normas de diseño sismorresistente en donde se proponen diversos procedimientos para determinar la demanda sísmica y la respuesta de la estructura ante esa demanda. Ahora bien, para definir un adecuado comportamiento sismorresistente, es importante establecer en cualquier estructura los criterios de resistencia y rigidez, de acuerdo a su ubicación, sistema estructural y su nivel de importancia, debido a que de estas características depende el desempeño que tendrá la edificación ante el evento sísmico.

II.4.1. Sismo de Diseño.

El sismo de diseño es aquel sismo que se utiliza para limitar el daño estructural y no estructural de una construcción, manteniendo su característica de resiliencia.

II.4.2. Caracterización del Sitio.

La normativa vigente considera que las acciones sísmicas de diseño van a variar de acuerdo a la ubicación geográfica de la construcción y de las condiciones del sitio, buscando clasificar el sitio según su rigidez superficial, utilizando como indicador la velocidad de ondas de corte promedio en los primeros 30 metros del perfil geotécnico. Se necesita conocer la profundidad del basamento rocoso, es decir, el espesor de sedimentos hasta llegar a la roca; identificar la condición topográfica, de acuerdo a la pendiente promedio del terreno se puede saber si es leve (menor del 40%), moderada (entre 40 y 75%) o severa (mayor de 75%).

II.4.3. Clasificación de la Construcción.

La clasificación de la construcción se refiere al proceso de determinar aquellas características que contemplan una determinada estructura. En el diseño sismorresistente es importante determinar qué tipo de edificación se va a construir, para definir a que grupo de importancia pertenecen. La normativa a utilizar en la sección 3.2 presenta una clasificación de acuerdo al uso, ocupación y riesgo.

II.4.4. Clasificación del Tipo Estructural.

En la Norma Venezolana COVENIN 1756-1:2019, se contempla que el desempeño sismorresistente depende del tipo de estructura que se va a ejecutar, es por ello que la norma presenta en la sección 3.3 una clasificación de cuatro tipos estructurales. A continuación, se presentará el que corresponde a este trabajo de grado.

II.4.4.1 Tipo I: Estructuras de Pórticos.

Son estructuras compuestas por vigas y columnas que, ante acciones sísmicas se deforman debido a la flexión de sus elementos; en este tipo de sistemas estructurales los elementos están conectados entre sí por juntas que le otorgan una rigidez y resistencia importante, para lograr una adecuada transferencia de tensiones y deformaciones entre ellos.

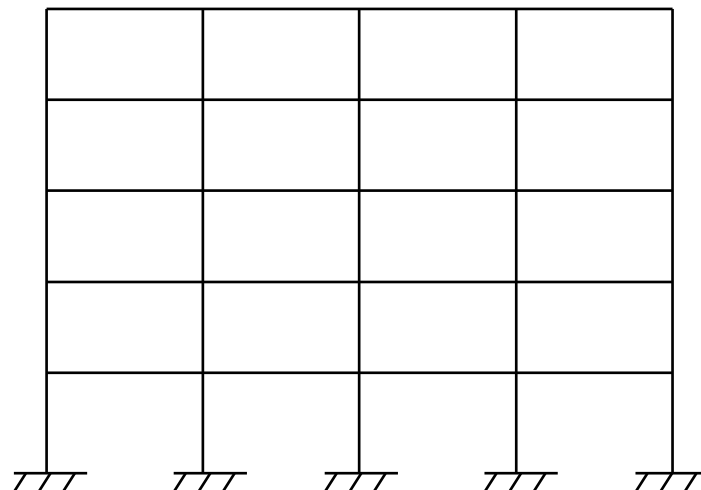


Figura II.1 Estructuras Tipo I

II.4.5. Clasificación Según Nivel de Diseño.

El nivel de diseño de una estructura se refiere al nivel de capacidad que va a tener la estructura para estar, de manera estable, en el rango inelástico, y de esa manera poder disipar energía sin perder su capacidad portante. La clasificación de los niveles de diseño contempla

diversos requerimientos o prescripciones normativas que deben ser tomados en cuenta en el diseño y cálculo de los elementos de un sistema resistente a sismos.

Siguiendo con lo anterior, en este trabajo de grado se pretende trabajar con un ND3, por lo que los otros niveles de diseño no se definirán, pero se pueden encontrar en el apartado 3.4 de la Norma Venezolana COVENIN 1756-1:2019.

II.4.5.1 Nivel de Diseño 3 (ND3).

Este tipo de nivel de diseño es el que proporciona a la estructura una elevada capacidad para entrar de manera estable en el rango inelástico. Es por lo anterior, que, en este tipo de estructuras, es necesario contemplar en el diseño, el cumplimiento de algunos requisitos especiales, debido a que van a tener una gran disipación de energía en el dominio inelástico, bajo sismos muy severos.

II.4.6 Clasificación Según Irregularidad.

Cada estructura debe ser clasificada como regular o irregular, dependiendo de la distribución de sus elementos estructurales, en cada una de las direcciones de análisis. Esto se hace debido a que las irregularidades estructurales pueden ocasionar la concentración de deformaciones y fuerzas internas, generando un daño concentrado y un agotamiento en el comportamiento inelástico de la estructura.

II.5. Espectros de Respuesta.

La Norma Venezolana COVENIN 1756-1:2019 establece que, para hacer un adecuado diseño sismorresistente, es necesario definir los espectros de respuesta, ya que representan la reacción que puede presentar la estructura ante la vibración del suelo que la soporta.

Ahora bien, en la norma se definen 3 tipos de espectros de respuesta, el espectro elástico, el inelástico y el espectro de desplazamientos para las dos componentes horizontales y la componente vertical del movimiento sísmico. Sin embargo, en lo referente a este trabajo de grado, solo se definirá el espectro de respuesta inelástico, ya que es el que se utilizará en el diseño de la respuesta sísmica.

II.5.1. Espectro de Respuesta Inelástico.

El espectro de respuesta inelástico es aquel espectro que se utiliza para diseñar las acciones sísmicas a las que va a estar sometida la estructura, se define a partir del espectro de respuesta elástica, de acuerdo al tipo de suelo, tipo de estructura y de su nivel de importancia, junto con algunos factores de reducción de las fuerzas sísmicas, para de esta manera, considerar que la estructura superara su rango elástico. Teniendo en cuenta que el movimiento sísmico se realiza en un sentido vertical y horizontal.

Para definir el movimiento sísmico en el sentido vertical, la norma propone un espectro de respuesta vertical que debe ser tomado en cuenta en aquellos casos donde la respuesta vertical del sismo es significativa. Sin embargo, en este trabajo de grado se diseñarán pórticos de baja altura, por lo que la respuesta sísmica en el sentido vertical no es muy significativa, y en estos casos la norma propone definir este movimiento como un factor en función de las cargas permanentes presentes en la estructura.

Mientras que la componente sísmica horizontal está conformada por la combinación de dos componentes de aceleración, perpendiculares entre sí; se determina a partir de la aplicación de los métodos expuestos en la NVC1756-1:2019, el método del 30%, o el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas correspondientes a cada componente sísmica (x, y). Es importante mencionar, que cada componente de desplazamiento en el plano horizontal puede variar de acuerdo a las características de la estructura en cada sentido de análisis.

II.6. Cargas de Diseño.

Las cargas de diseño son todas aquellas fuerzas que actúan o se espera que actúen en un futuro, sobre la estructura que se propone diseñar. En el cálculo estructural de cualquier construcción, es importante considerar los diferentes tipos de cargas que actúan sobre ella, para garantizar su seguridad y durabilidad; esta información es necesaria para desarrollar el predimensionamiento, el análisis y diseño de dicha estructura, para garantizar una adecuada distribución de cargas en todos los elementos pensados para resistirlas, permitiendo construcciones resistentes y seguras. Es importante destacar que el tipo de carga que actúa sobre una estructura puede variar en función del uso, de las condiciones geológicas y climáticas. La Norma Venezolana COVENIN 2002-1988 clasifica las cargas que actúan sobre una edificación de la siguiente manera.

II.6.1. Cargas Gravitacionales.

Las cargas gravitacionales son aquellas cargas que actúan sobre una estructura como consecuencia de la acción de la gravedad, pueden presentarse de forma permanente o de forma variable sobre la estructura.

II.6.1.1. Cargas o Acciones Permanentes.

Las cargas permanentes, también conocidas como cargas muertas, se refieren al peso propio de todos los elementos que van a permanecer constantes durante la vida útil de la edificación, como por ejemplo el peso propio de los elementos estructurales y no estructurales, el peso de los muros, losas, vigas, columnas, revestimientos y acabados, además de tener en cuenta los empujes estáticos de los líquidos y tierras con carácter permanente.

II.6.1.2. Cargas o Acciones Variables.

Las cargas variables o vivas, son cargas temporales que actúan sobre la estructura de acuerdo al uso de la edificación, como es el caso del peso de las personas, muebles, equipos y vehículos. Así mismo, pueden cambiar a lo largo del tiempo, pueden aumentar o disminuir, más allá de lo que fueron estipulas al principio del diseño.

II.6.2. Cargas o Acciones Accidentales.

Son cargas dinámicas que tiene poca probabilidad de que ocurran durante la vida útil de la edificación, actuando sobre la estructura en situaciones específicas. Dichas cargas pueden ser generadas por las acciones como por ejemplo sismos, vientos, entre otros. Las cargas provocadas por el viento se generan en función de la velocidad y dirección en la zona y pueden producir esfuerzos en la estructura que pueden comprometer su estabilidad. Por su parte, las cargas sísmicas son producidas por movimientos tectónicos que pueden ser extremadamente peligrosos si no se tienen en cuenta durante el diseño y construcción de la edificación.

II.7. Solicitaciones de Cargas.

En las solicitaciones de carga se toman en cuenta las acciones aplicadas en las estructuras con algunos factores establecidos según el código de construcción aplicado al proyecto. El estudio y análisis de todas las solicitaciones de cargas permite construir la envolvente, que es la situación más desfavorable a la que se verá sometida la estructura; asegurando la integridad estructural y la seguridad durante la vida útil del edificio. Luego,

existen diferentes tipos y arreglos de las solicitaciones, la Norma Venezolana FONDONORMA 1753-2006 y la Norma Venezolana COVENIN 1756-1:2019 estipulan los siguientes.

$$U = 1,4 (CP + CF) \quad \text{Ec.II.1}$$

$$U = 1,2 (CP + CF + CT) + 1,6 (CV + CE) + 0,5 CV_t \quad \text{Ec.II.2}$$

$$U = 1,2 CP + 1,6 CV_t + (\gamma CV \text{ o } \pm 0,8 W) \quad \text{Ec.II.3}$$

$$U = 1,2 CP \pm 1,6 W + \gamma CV + 0,5 CV_t \quad \text{Ec.II.4}$$

$$U = 1,2 CP + \gamma CV \pm S \quad \text{Ec.II.5}$$

$$U = 0,9 CP \pm 1,6 W \quad \text{Ec.II.6}$$

$$U = 0,9 CP \pm S \quad \text{Ec.II.7}$$

$$U = 0,9 CP \pm 1,6 CE \quad \text{Ec.II.8}$$

Información extraída del Capítulo 9 de la FONDONORMA 1753-2006

$$U = 1,2 CP + \gamma CV \pm S_H + 0,3 S_V \quad \text{Ec.II.9}$$

$$U = 0,9 CP \pm S_H - 0,3 S_V \quad \text{Ec.II.10}$$

Información extraída del Capítulo 8 de la COVENIN 1756-1:2019

II.8. Condición Columna Fuerte Viga Débil.

Para que un pórtico de concreto reforzado tenga un adecuado comportamiento sismorresistente, se deben cumplir algunos requisitos de ductilidad, resistencia y rigidez. Adicional a lo anterior, uno de los criterios que se debe garantizar, es la condición columna fuerte viga débil, ya que tiene por objeto propiciar la formación de rótulas plásticas en las vigas para evitar que las columnas entren en el rango inelástico. Las rótulas plásticas a flexión en las vigas es el mecanismo de falla ideal para estructuras aporticadas de concreto reforzado, debido a que proporcionan un mecanismo estable de disipación de energía inelástica, en cambio, la formación de rótulas plásticas en las columnas podría comprometer la estabilidad de la estructura ante un evento sísmico. A continuación, se presentarán las Figuras II.2 y II.3 para ilustrar lo anterior.

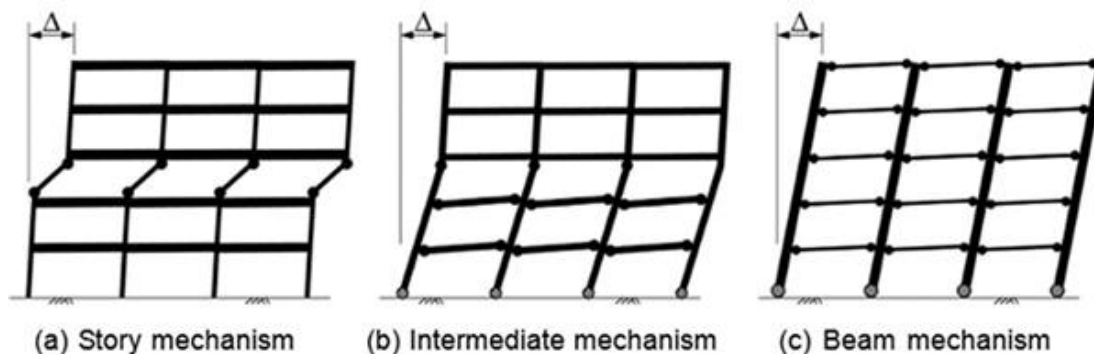


Fig. II.2 Mecanismos de Colapso. Rodríguez, S. (2015)

En la Figura II.2.a se puede observar lo que se conoce como mecanismo de piso, y ocurre cuando se forman rótulas plásticas en los extremos de las columnas, como ocurre en el tercer nivel del pórtico. Por otro lado, en la figura II.2.b se muestra un mecanismo de colapso intermedio, en donde se forman rótulas tanto en vigas como en columnas. Luego, se puede observar en la Figura II.2.c el mecanismo de falla ideal, en donde se forman las rótulas plásticas solo en los extremos de las vigas y se permite únicamente en la base de las columnas del primer piso.

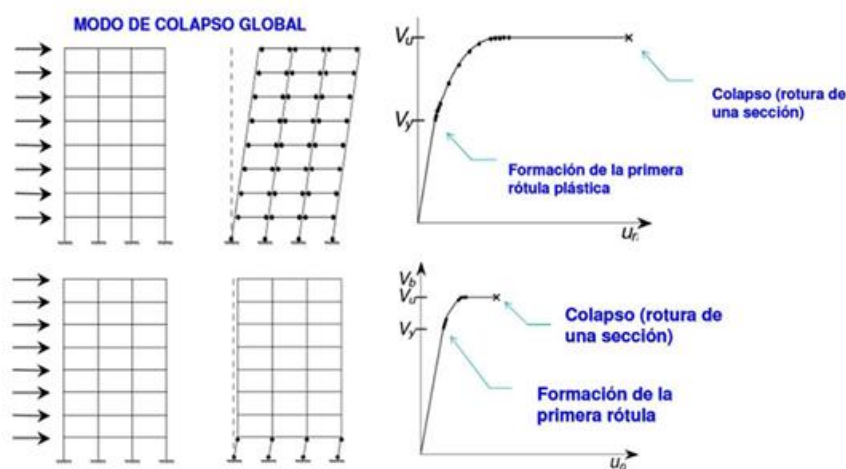


Fig. II.3 Curva de Capacidad en Distintos Modos de Colapso. Rodríguez, S. (2015).

En la figura II.3 se presentan dos curvas de capacidad (Cortante basal vs desplazamiento del techo), en donde se puede observar que debido a la formación de rótulas en las columnas produce sistemas estructurales frágiles, por lo que presentan poca incursión en el rango inelástico, es decir, que poseen poca ductilidad; mientras que, por el contrario, la formación de rótulas en las vigas permite mayores deformaciones, antes de que ocurra el colapso de la estructura.

II.9. Métodos Normativos.

Actualmente, en cada país del mundo existen normas de construcción que cumplen con el objetivo de garantizar estructuras seguras y estables; uno de los criterios que se debe verificar, es la condición columna fuerte viga débil en pórticos de concreto reforzado.

II.9.1. Norma Venezolana FONDONORMA 1753:2006.

La Norma Venezolana FONDONORMA 1753:2006 contempla en el Capítulo 18 criterios adicionales para el diseño sismorresistente de estructuras monolíticas de concreto reforzado. Principalmente, en el apartado 18.4.3 explica la resistencia mínima a flexión de las columnas para un nivel de diseño 3 (ND3), además presenta dos procedimientos para garantizar la condición columna fuerte viga débil, destacando que ambos procedimientos tienen por objeto evitar que se presenten mecanismos de piso en cualquier nivel de la estructura. A continuación, se presentarán las definiciones de cada procedimiento, al igual que algunas imágenes diseñadas por los autores de este trabajo de grado, para ilustrar las relaciones a tomar en cuenta.

II.9.1.1. Procedimiento 1. Verificación por Nodo.

La verificación por nodo fue propuesta por primera vez en el apéndice A del código ACI 318 de 1971, y ha sido modificada y adaptada por otros países con el pasar del tiempo. Este procedimiento consiste en chequear la resistencia mínima de las columnas en cada nodo de la estructura, en cada dirección de análisis y en cada sentido de aplicación de las acciones sísmicas. Relaciona los momentos, debidos a la resistencia a flexión de las columnas y los momentos causados como respuesta a la resistencia a flexión de las vigas.

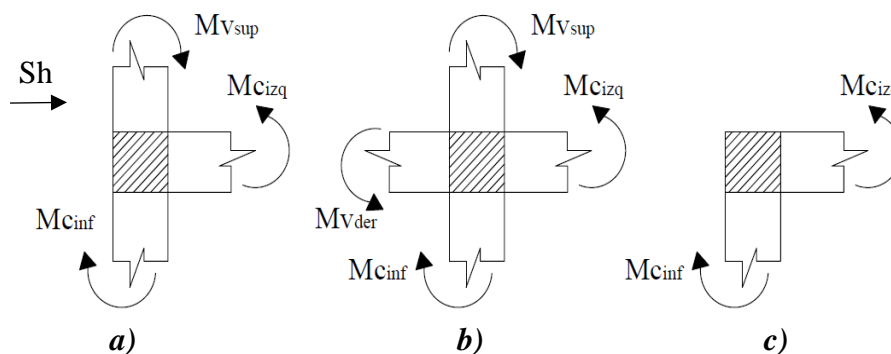


Fig. II.4 Relación de momentos a flexión de Columnas y Vigas en los nodos. Para sismo horizontal positivo.

a) Momentos en vigas y columnas laterales b) Momentos en vigas y columnas centrales c) Momentos en vigas y columnas en esquinas de techo.

II.9.1.2. Procedimiento 2. Verificación por Nivel.

La verificación por nivel se basa en chequear la resistencia mínima a flexión de las columnas, en cada nodo de un determinado nivel de la estructura, de igual forma que en el procedimiento anterior, se realiza en cada dirección de análisis y en cada sentido de aplicación del sismo.

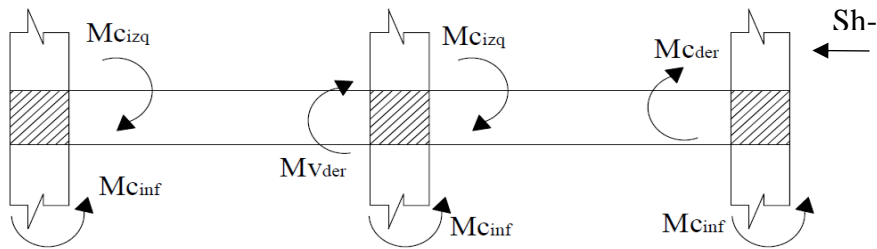


Fig. II.5 Relación de Momentos a Flexión en Columnas y Vigas del mismo Nivel. Para sismo horizontal negativo.

II.9.2. Norma Argentina. Reglamento INPRES-CIRSOC 103.

El Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES) desde sus inicios ha desarrollado distintos reglamentos en el ámbito de construcción, en la actualidad el reglamento vigente para construcciones sismorresistentes es el Reglamento INPRES-CIRSOC 103, en su nombre CIRSOC significa Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles.

II.9.2.1. Diseño por Capacidad.

El Reglamento INPRES-CIRSOC 103 propone el denominado “Diseño por Capacidad”, el cual fue desarrollado durante siglo XX en Nueva Zelanda, y su aplicación ha ido extendiéndose con el pasar del tiempo por todo el mundo. En este método, se tiene especial énfasis en el diseño y detallado de la estructura, en lugar de procedimientos de análisis estáticos sofisticados, debido a que no poseen precisión cuando se espera que la estructura se encuentre en el rango inelástico. Por lo que en este procedimiento se busca que los elementos que no son pensados para que disipen energía, posean la suficiente resistencia para asegurar su comportamiento elástico, mientras que los elementos capaces de disipar energía puedan desarrollar toda su capacidad.

Con lo anterior, para verificar el diseño por capacidad la norma propone definir el momento ultimo de diseño (M_u) de acuerdo a la Ec. II.13 y una carga ultima de diseño (P_u) en base al diagrama de interacción de cada columna y de las solicitaciones de carga que

contemplan el sismo, ambos definidos de acuerdo a los parámetros establecidos en el Reglamento INPRES-CIRSOC 103.

$$M_u = \phi_b^o \omega M_E^c - 0,30 h_b V_u \quad \text{Ec. II. 11}$$

Donde:

ω : factor de amplificación dinámica para el periodo del primer modo de vibración.

ϕ_b^o : factor de sobrerresistencia flexional de las vigas, define la capacidad flexional de las vigas ante la demanda de momento producida únicamente por la acción sísmica horizontal.

M_E^c : momento producido en las columnas debido exclusivamente a la acción sísmica horizontal.

V_u : cortante de diseño.

h_b : altura de la sección transversal de la viga.

II.10. Análisis Estático No Lineal.

Cuando las demandas sísmicas provocan movimientos del terreno, la estructura experimenta desplazamientos laterales y deformaciones en todos sus elementos; de acuerdo a la amplitud del sismo, la estructura puede experimentar deformaciones elásticas o inelásticas; si el sismo es de una magnitud lo suficientemente baja, puede generar deformaciones elásticas, pero sin generar ningún tipo de daño en la estructura; mientras que si la amplitud es mucho mayor, puede incursionar en el rango inelástico, causando que la estructura experimente daños considerables, a tal punto que la edificación no sea segura estructuralmente. Para lograr una mejor estimación de las posibles acciones globales de la estructura, y de cada uno de sus elementos individuales, se recurre a procedimientos de análisis no lineales, obteniendo resultados muy cercanos a los que puede sufrir las edificaciones durante un sismo.

El método estático no lineal o *pushover* aplica patrones laterales en sentido positivo y negativo generando fuerzas inerciales que aumentan de manera constantemente hasta llegar a un desplazamiento estipulado. Además, en el análisis matemático se tiene en cuenta todas las cargas permanentes y variables implementados en el diseño de la estructura. La determinación de las cargas laterales se realiza de acuerdo a los parámetros del ASCE 41-17, en donde se propone que las cargas laterales son aplicadas a la estructura de acuerdo a la distribución de masa en el plano de cada diafragma de piso.

CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO

El proyecto tiene un enfoque metodológico experimental del tipo cuantitativo, debido a que se manipulará el diseño de tres (3) pórticos planos de concreto reforzado, en base al cumplimiento de la condición columna fuerte viga débil, aplicando tres (3) métodos normativos.

III.1. Búsqueda de Información Base.

Es importante buscar información base sobre el tema a desarrollar, para reforzar los conocimientos que se tenían al escoger el tema de estudio, y aclarar las dudas que se puedan presentar durante su desarrollo. Es por ello, que se buscaron algunos trabajos de grado y algunas investigaciones previas sobre el comportamiento sismorresistente de pórticos de concreto reforzado, y la importancia del cumplimiento de la condición columna fuerte viga débil, para garantizar que se produzca el mecanismo ideal de falla en estructuras que pueden ser sometidas a un evento sísmico. Además, la información obtenida inicialmente, sirve como guía para entender la ejecución de los procedimientos matemáticos, que se realizaran para los chequeos y verificaciones de los métodos normativos desarrollados en este trabajo de grado.

III.2. Propiedades de los Materiales.

Los pórticos utilizados son de concreto reforzado, en donde se decidió utilizar un concreto de resistencia a la compresión ($f'c$) de 250 kgf/cm², un peso unitario (γ) de 2500 Kgf/m³; las propiedades del concreto se determinaron de acuerdo al Capítulo 8 de la Norma Venezolana FONDONORMA 1753:2006, de tal forma que el módulo de elasticidad fue determinado con la siguiente relación:

$$E = 15100\sqrt{f'c} \qquad \text{Ec. III.1.}$$

Para las barras de acero de refuerzo, se adoptaron barras estriadas con un límite elástico (f_y) de 4200 kgf/cm² y un módulo de elasticidad (E_s) de 2.1×10^6 Kgf/cm², las otras propiedades se definieron de acuerdo a lo establecido en la Tabla 5.1 del Capítulo 5 de la Norma Venezolana COVENIN 1618-1998.

III.3. Análisis de Solicitaciones.

Inicialmente se procedió a identificar las cargas de diseño y las diferentes combinaciones que se indican tanto en el Capítulo 8 de la Norma Venezolana COVENIN 1756-1:2019 y en el Capítulo 9 de la Norma Venezolana FONDONORMA 1753-2006.

III.3.1. Cargas Permanentes.

Para la determinación de los pesos de cada uno de los elementos se utilizó el Capítulo 4 de la Norma Venezolana COVENIN 2002-1988.

III.3.2. Cargas Variables.

En este caso, las cargas variables se determinan de acuerdo a lo establecido en el la Tabla 5.1 del Capítulo 5 de la Norma Venezolana COVENIN 2002-1988.

III.3.3. Acciones Sísmicas.

Para poder estimar el desempeño de la estructura, es necesario hacer el diseño de los espectros de respuesta, para ello a continuación se presentarán a continuación imágenes para ilustrar el procedimiento de desarrollo del espectro de diseño.

III.3.3.1. Características y Ubicación de los Pórticos.

Para definir la respuesta sismorresistente de la estructura, inicialmente se definieron en las Tablas III.1 y III.2 las características de la estructura y de su ubicación.

Tabla III.1. Características del Sitio.

Ubicación	Caracas
Velocidad de ondas de corte promedio	400 m/s
Clase de sitio del perfil geotécnico	C
Profundidad del basamento rocoso	30 m
Condición topográfica	Leve

Tabla III.2. Características de la Estructuras.

Edificaciones de uso común	Grupo de importancia B2
Estructuras aporricadas	Tipo I. Sub tipo I-a
Se diseñarán las estructuras según	ND3
Las edificaciones serán simétricas	Sin irregularidad

III.3.3.2. Espectro de Respuesta Inelástica.

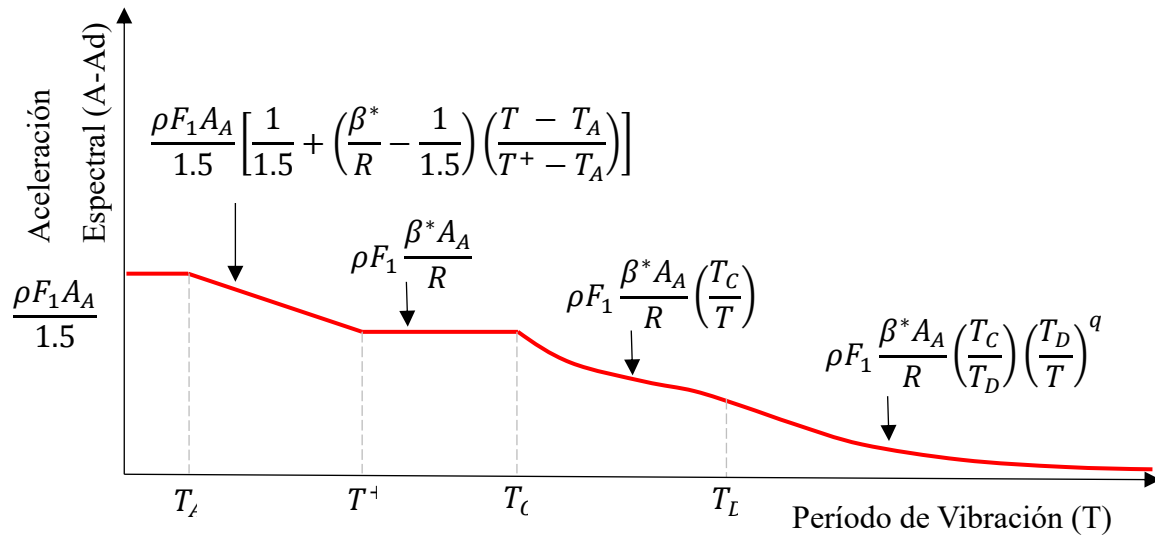


Figura III.1 Diagrama Referencial. Espectro de Respuesta Inelástico.
Diagrama extraído y modificado de las láminas de clase de Proyecto Estructural I.

Para determinar cada una de las ramas de la curva del espectro inelástico se utilizaron las siguientes ecuaciones:

$$A_A = F_A * \alpha * A_0 \quad \text{Ec. III.2.}$$

$$A_V = F_V * \alpha * A_1 \quad \text{Ec. III.3.}$$

$$F_A = F_A^C * F_A^H * F_A^T \quad \text{Ec. III.4.}$$

$$F_V = F_V^C * F_V^H * F_V^T \quad \text{Ec. III.5.}$$

$$F_D = F_D^C * F_D^H * F_D^T \quad \text{Ec. III.6.}$$

$$T_D = T_L \left(\frac{F_D}{F_V} \right) \quad \text{Ec. III.7.}$$

$$T_C = \frac{1}{2.4} \left(\frac{A_V}{A_A} \right) \quad \text{Ec. III.8.}$$

$$T_B = 0,25 * T_C \quad \text{Ec. III.9.}$$

$$T_A = 0,20 * T_C \quad \text{Ec. III.10.}$$

$$\beta^* = \max \left(\beta; \frac{A_V}{A_A} \right) \quad \text{Ec. III.11.}$$

Del conjunto de ecuaciones anteriores se tiene que:

$\beta = 2,4$ para coeficientes de amortiguamiento de 5%

F_A^C, F_V^C, F_D^C : factores de clase de sitio, para periodos cortos, intermedios y largos respectivamente. Se obtienen utilizando las Tablas 8, 9 y 10 del Capítulo 5 de la NVC 1756-1:2019.

F_A^T, F_V^T, F_D^T : factores de la condición topográfica, para periodos cortos, intermedios y largos respectivamente. Se obtienen de la Tabla 11 del Capítulo 5 de la NVC 1756-1:2019.

F_A^H, F_V^H, F_D^H : factores de profundidad del basamento rocoso, para periodos cortos, intermedios y largos respectivamente. Se obtienen de la Tabla 12 del Capítulo 5 de la NVC 1756-1:2019.

α : factor de importancia para el sismo de diseño, dependen del grupo de importancia de la edificación, se encuentran en las Tablas 4, 5 o 6 del Capítulo 5 de la NVC 1756-1:2019, de acuerdo al tipo de sismo de diseño a considerar.

ρ : factor de redundancia, de acuerdo al sistema estructural. Se encuentran en la Tabla 13 del Capítulo 6 de la NVC 1756:2006.

F_1 : factor de irregularidad, en el caso de que la estructura posea algún tipo de las irregularidades descritas en el capítulo anterior. Se obtiene de la Tabla 14 del Capítulo 6 de la NVC 1756-1:2019.

R: factor de reducción de Respuesta (R), dependen del nivel de diseño, del tipo y subtipo de la estructura. Cada uno de los factores mencionados, se define en la Tabla 15 del Capítulo 6 de la NVC 1756-1:2019.

q: coeficiente de la rama espectral para períodos largos, dado en la tabla 17 del Capítulo 6 de la NVC 1756-1:2019.

A_A : intensidad sísmica del sitio, de acuerdo al grupo de importancia, expresada como fracción de la aceleración del terreno.

A_V : coeficiente de aceleración para periodos intermedios, de acuerdo a los efectos de sitio, la amenaza sísmica en roca y la importancia de la construcción.

T_A : periodo, en segundos, característico del espectro elástico en la rama de muy cortos períodos.

T_B : periodo, en segundos, que define el inicio de la rama de máxima aceleración del espectro elástico.

T_C : periodo, en segundos, que define el inicio de la rama de velocidad espectral constante del espectro elástico.

T_D : periodo, en segundos, que define el inicio de la rama de desplazamiento espectral relativamente constante del espectro elástico.

A_0 y A_1 : coeficientes adimensionales de la aceleración del terreno y de la pseudo-aceleración espectral para un período de 1 seg.

T_L : periodo de transición entre periodos intermedios y periodos largos.

Los coeficientes de aceleración y el periodo de transición dependen de la ubicación del terreno, se determinan a partir de mapas referenciales, para un periodo medio de retorno de 475 años. Los mapas utilizados corresponden a las Figuras 4.1, 4.2 y 4.3 del Capítulo 4 de la NVC 1756-1:2019.

Es importante mencionar, que los factores necesarios para el cálculo se definieron a partir de las características de la estructura, el grupo de importancia, el nivel de diseño y el tipo estructural; para ello se utilizó la información descrita en el Capítulo 3 de la NVC 1756-1:2019. Además, se definieron las características de sitio de la construcción, como por ejemplo la clase de sitio, el perfil geotécnico y la condición topográfica, de acuerdo a la información planteada en el Capítulo 5 de la misma norma.

III.3.4. Solicitaciones de Carga.

Para definir las combinaciones se utilizó la Tabla 9.3 del Capítulo 9 de la NVF 1753:2006 y el apartado 8.3.2.1 del Capítulo 8 de la NCV 1756-1:2019.

$$U_1 = 1,4CP \quad \text{Ec. III.12.}$$

$$U_2 = 1,2CP + 1,6CV + 0,5 CV_t \quad \text{Ec. III.13.}$$

$$U_3 = 1,2CP + 1,6CV_t + 0,5CV \quad \text{Ec. III.14.}$$

$$U_4 = 1,2 CP + 0,5CV + 0,5 CV_t \quad \text{Ec. III.15.}$$

$$U_5 = 0,9 CP \quad \text{Ec. III.16.}$$

$$U_6 = 1,2 CP + 0,5CV \pm S_H + 0,3S_V \quad \text{Ec. III.17.}$$

$$U_7 = 0,9 CP \pm S_H - 0,3S_V \quad \text{Ec. III.18.}$$

Donde:

CP: Acciones o solicitaciones debido a cargas permanentes.

CF: Acciones o solicitaciones debidas al peso y a la presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables.

CT: Acciones o solicitaciones debidas a cambios de temperatura, fenómenos geológicos. como la fluencia y la retracción de fraguado, y asentamientos diferenciales.

CV: Acciones o solicitaciones debido a cargas variables.

CV_t: Acciones o solicitaciones debidas a cargas variables en techos y cubiertas.

W: Acciones o solicitaciones debidas al viento.

CE: Acciones o solicitaciones debidas al empuje de tierras u otros materiales, incluyendo la acción de agua contenida en los mismos.

Y: Factor de combinación de solicitaciones, siendo 1,0 en general y 0,5 en pisos y terrazas de viviendas. Aplica solamente para la FONDONORMA 1753-2006

Y: Factor de combinación de solicitaciones, siendo 0,5 cuando $CV < 500 \text{ kgf/m}^2$ con la excepción de sitios de reuniones públicas o de estacionamiento de vehículos y para los demás casos será igual a 1,0. Aplica solamente para la COVENIN 1756-1:2019.

S: Solicitaciones o efectos debido a las acciones sísmicas.

S_v: Efectos de la componente vertical del sismo.

S_h: Efectos de la combinación de las dos componentes horizontales simultaneas del sismo

La respuesta del desempeño estructural ante el evento sísmico de una edificación, se descompone en dos factores, la fuerza sísmica del desplazamiento horizontal y la fuerza sísmica correspondiente al desplazamiento vertical. A continuación, se presentan las ecuaciones utilizadas en el cálculo de cada una de ellas.

Para determinar la componente horizontal se utilizó el método RCSC, la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas a cada componente sísmica.

$$S_h = \sqrt{(S_x^2 + S_y^2)} \quad \text{Ec. III.19.}$$

Donde:

S_x: componente sísmica en la dirección X.

S_y: componente sísmica en la dirección Y.

Ambas componentes sísmicas definidas con los espectros de respuesta inelásticos para cada caso.

Para definir la componente vertical (S_v) se utilizó las siguientes relaciones:

$$S_v = C_{SV} * CP \quad \text{Ec. III.20.}$$

$$C_{SV} = \beta * A_A * \gamma_{max} * \eta_0 \quad \text{Ec. III.21.}$$

Donde:

C_{SV} : Coeficiente sísmico en dirección vertical.

β : Factor de amplificación espectral. Definido en el apartado anterior.

A_A : Coeficiente adimensional de la aceleración horizontal del terreno. Definido en la Ec.

III.2.

$\gamma_{max} * \eta_0$: Parámetros del espectro vertical, depende de la clase de sitio de la estructura, se definen con la Tabla 19 del Capítulo 7 de la NVC 1756-1:2019.

Cada uno de los elementos del diseño del espectro de respuesta inelástico se encuentran en el Apéndice B.

III.4. Diseño de los Pórticos.

Se diseñaron 3 pórticos planos de concreto reforzado con un nivel de diseño 3 (ND3) de acuerdo a lo establecido en la NVC 1756-1:2019, de 2, 4 y 6 niveles, simétricos en ambas direcciones (x, y).

III.4.1. Predimensionamiento de Miembros Estructurales.

Los pórticos están compuestos por vigas, columnas y losas. Para el predimensionado de las vigas se tomó en cuenta las cargas a las que iban a estar sometidas, y los requisitos de análisis propuestos en el Capítulo 18 de la NVF 1753:2006.

El predimensionado de las columnas se hizo tomando en cuenta la resistencia a la compresión del concreto, la carga axial que debe soportar, presentadas en el apéndice A1 y A2, y su ubicación en la estructura de acuerdo a las Fig. A1, A2 y A3 del apéndice A. Con lo cual se aplicó la siguiente ecuación:

$$A = \frac{P}{\vartheta * f'c} \quad \text{Ec. III.22.}$$

Donde:

A: Área de la sección transversal de la columna.

P: Carga axial que debe soportar la columna, de acuerdo al área tributaria y al nivel en que se encuentre.

ϑ : Factor de ubicación de la columna, puede adoptar los siguientes valores:

- ✓ $\vartheta = 0,10$ Para columnas en esquinas.
- ✓ $\vartheta = 0,15$ Para columnas laterales.
- ✓ $\vartheta = 0,20$ Para columnas centrales.

$f'c$: Resistencia a la compresión del concreto.

Con la Ec.III.22 se determinaron las áreas mínimas que deben tener las columnas, para soportar las cargas actuantes y se encuentran presentadas en las Tablas A.3, A.4 y A.5 del apéndice A. Sin embargo, para definir la sección definitiva de las columnas, se tuvo en cuenta que los pórticos fueran simétricos, por lo que se decidió mantener la misma sección transversal en todas las columnas de los pórticos de 2 y 4 niveles; en el caso del pórtico de 6 niveles, se buscó mantener la misma sección transversal de las columnas cada 3 niveles.

Luego, con el predimensionado definitivo de las secciones transversales de los elementos estructurales, se modelaron los pórticos en el programa Etabs 20.0, para verificar que el predimensionado base fuera el adecuado para soportar las cargas de diseño, chequeando las áreas de acero de refuerzo requeridas en cada elemento estructural, para luego definir el detallado de acero longitudinal con barras comerciales.

III.4.2. Colocación de Acero.

Para terminar con el diseño preliminar de los pórticos, se procedió a plantear la distribución de acero para cada elemento estructural. Inicialmente, se analizaron los resultados obtenidos del modelamiento del Etabs presentados en las Fig. C.1, C.2 y C.3 del apéndice C, para definir la demanda de acero que exigían las vigas y las columnas para soportar las cargas aplicadas en el diseño. Luego, a partir de los datos del Etabs, se definió una distribución de acero de acuerdo a lo estipulado en la NVF 1753-2006.

En el detallado de acero de las columnas, se verificó que la cuantía geométrica para las barras de acero longitudinal esté entre el 1% y 6%; por otro lado, en el caso de las vigas, al ser de sección rectangular y al utilizarse un concreto de resistencia a la compresión $f'c$ menor a 315 kgf/cm^2 , se utilizó la Ec. III.23 para determinar el área de acero mínimo que debían tener, mientras que el máximo corresponde a una cuantía no mayor de 2,5%.

$$A_{S_{min}} = \frac{14}{f_y} b_w * d \quad \text{Ec. III.23.}$$

Donde:

f_y = Resistencia cedente nominal del acero de refuerzo.

b_w = Ancho del elemento en cm.

d = Altura útil del elemento en cm.

III.4.3. Chequeos de Diseño.

La Norma Venezolana COVENIN 1756-1:2019 propone una estimación de la respuesta máxima de la estructura ante la acción sísmica, la cual se define a partir del espectro de respuesta inelástica. En la estimación propuesta por la norma, se presentan 3 chequeos que se deben realizar para garantizar que la estructura tenga una adecuada respuesta sismorresistente, para ello, propone valores límites que se pueden presentar de deformaciones, derivas, y porcentaje de participación de masas. Los chequeos de diseño se pueden encontrar en las tablas D.1, D.2 y D.3 del Apéndice D.

III.4.3.1. Porcentaje Masa Participativa.

En esta verificación se comprobó que la masa participativa total de los modos de vibración fuera mayor del 90%, garantizando que cada nivel de la estructura estuviera definido por un diafragma rígido.

III.4.3.2. Cortante Basal y Coeficiente Sísmico.

La cortante en la base de la estructura, obtenida del diseño y el modelamiento (V_e), debe ser mayor que $0.85V_o$, para cada una de las dos direcciones principales de la estructura (x, y). El factor V_o se determina con la siguiente relación:

$$V_o = \mu * A_d * W \quad \text{Ec. III.24.}$$

Ahora bien, en el Capítulo 9.2 de la norma se indica la comprobación del coeficiente sísmico “C” obtenido con la Ec III.25 debe ser menor al coeficiente mínimo “ C_{min} ” dado por la Ec. III.26.

$$C = \frac{V_o}{W} \quad \text{Ec. III.25.}$$

$$C_{min} = \frac{A_A}{R} \geq 0,01 \quad \text{Ec. III.26.}$$

Donde:

A_d : Ordenada del espectro de respuesta inelástica para un periodo fundamental de $T = \sigma T_a$, definido siguiendo lo descrito en el Capítulo 9 de la NVC 1756-1:2019.

W: Peso sísmico de la estructura, obtenido del modelamiento de la estructura en el programa Etabs.

μ : es un factor obtenido de acuerdo a las Ecuaciones 9.4 y 9.5 del Capítulo 9 de la NVC 1756-1:2019

R: factor de reducción de respuesta, utilizado en el espectro de respuesta inelástica.

A_A = Coeficiente de la aceleración del terreno.

III.4.3.3. Derivas y Desplazamientos.

En el Capítulo 10 de la NVC 1756-1:2019 se presentan los valores límites de desplazamientos y derivas que pueden presentarse en el diseño de las estructuras, para garantizar la protección de sus componentes estructurales.

Para realizar esta verificación, se desarrollaron las Ecuaciones 10.1, 10.2, 10.3 y 10.4 de la norma para obtener la deriva lateral total (Δ_i) correspondiente para cada nivel de la estructura, luego el valor obtenido se comparó con los valores límites de deriva total para el sismo de diseño dispuestos en la Tabla 25 de la norma.

En este trabajo, se obtuvo un valor límite de relación de deriva de 0,018 considerando que los componentes no estructurales tendrán un comportamiento dúctil, y serán susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura.

III.5. Verificación de la Condición Columna Fuerte Viga Débil.

Como se mencionó en el capítulo anterior, en el diseño de pórticos de concreto reforzado es importante garantizar un comportamiento sismorresistente, propiciando mecanismos de fallas dúctiles, para que, de esa forma, la estructura logre disipar la energía inelástica producida por el sismo.

Así mismo, para lograr un mecanismo de falla dúctil, se debe garantizar la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas, y evitarlas en las columnas, ya que, como se explicó anteriormente, la formación de rótulas plásticas es un indicativo de incursión en el rango inelástico, y cuando esto ocurre, se puede producir una falla frágil, comprometiendo la estabilidad de la estructura durante el evento sísmico.

Para garantizar el comportamiento ideal en la estructura, en este proyecto se proponen 3 métodos normativos, la verificación por nodo, la verificación por nivel, y el diseño por capacidad. Además, debido a la simetría de las 3 estructuras propuestas, el análisis se hizo en

una sola dirección, ya que los resultados obtenidos también representan el comportamiento en la otra dirección.

III.5.1. Procedimiento 1. Verificación por Nodo.

El procedimiento 1, verificación por nodo, se realizó siguiendo lo descrito en el Capítulo 18 apartado 18.4.3.1 de la Norma Venezolana FONDONORMA 1753:2006. Inicialmente, de acuerdo a lo visto en la asignatura “Concreto Reforzado II”, se determinaron los momentos resistentes de las vigas, de acuerdo al área de acero colocado, y los momentos resistentes de las columnas a partir del diagrama de interacción correspondiente a las características de la sección transversal, de las columnas del acero colocado, y de las combinaciones de cargas planteadas en el apartado III.2.4, priorizando aquellas que consideran la acción del sismo. Luego, se realizó la sumatoria de los momentos resistentes de las vigas y las columnas en las caras de los nodos de cada uno de los pórticos, para cada combinación de carga que contempla la acción del sismo, y se comprobó que se cumpliera la Ec. III.27.

$$\sum M_c \geq 1,2 \sum M_v \quad \text{Ec.III.27.}$$

Donde:

$\sum M_c$: Es la suma de los momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión de las columnas en las caras del nodo.

$\sum M_v$: Es la suma de los momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión de las vigas en las caras del nodo.

En otro orden de ideas, es importante mencionar que de acuerdo a la sección 18.4 de la NVF 1753:2006, la verificación de la condición descrita en la Ec. III.27 puede evitarse en columnas que soportan directamente el techo y, en estos casos, se mantendrá el acero de refuerzo transversal de esas columnas en toda su altura. Debido a lo anterior, en el análisis de los 3 pórticos de estudio, se evaluarán todos los nodos de todos los niveles, a excepción del nivel del techo.

III.5.2. Procedimiento 2. Verificación por Nivel.

El procedimiento 2, verificación por nivel, se realizó siguiendo lo descrito en el Capítulo 18 apartado 18.4.3.2 de la Norma Venezolana FONDONORMA 1753:2006. En primer lugar, de manera similar al procedimiento anterior, se procedió a determinar los

momentos resistentes de las vigas y columnas de acuerdo a lo mencionado en el caso anterior, luego se realizó la sumatoria de los momentos resistentes de las vigas y las columnas de un mismo nivel en las caras de los nodos, de cada uno de los pórticos, y para cada combinación de carga que toma en cuenta la acción del sismo. Posteriormente, de manera similar al procedimiento anterior, se comprobó que se cumpliera la relación entre los momentos resistentes de ambos elementos estructurales, de acuerdo a la Ec. III.28, en todos los niveles de los pórticos, a excepción del nivel de techo.

$$\sum M_{cn} \geq 1,2 \sum M_{vn} \quad \text{Ec.III.28.}$$

Donde:

$\sum M_c$: corresponde la suma de los momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión de las columnas que se conectan por debajo del nivel de estudio. Teniendo en cuenta que los momentos en las columnas se opongan a los momentos de las vigas en la dirección y nivel de análisis.

$\sum M_v$: Es la suma de los momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión en los extremos de las vigas del nivel en la dirección de análisis.

III.5.3. Procedimiento 3. Diseño por Capacidad.

El procedimiento 3, diseño por capacidad, consistió en determinar de acuerdo a lo descrito en la parte 2 del Reglamento INPRES-CIRSOC 103, el momento último de diseño de las columnas a partir del momento flector obtenido del análisis estructural elástico, de la capacidad flexional de las vigas y del cortante ultimo de diseño. Para ello se realizaron los cálculos de las Ec. III.30, 31 y 32, para definir cada uno de los elementos que conforman la Ec.III.39.

$$M_u = \phi_b^o \omega M_E^c - 0,3 h_b V_u \quad \text{Ec.III.29.}$$

$$\phi_b^o = \sum \frac{M_b^o}{M_E^c} \quad \text{Ec.III.30.}$$

Para las columnas de los niveles de entrepiso:

$$1,30 \leq \omega = 0,60 T_1 + 0,85 \leq 1,80 \quad \text{Ec.III.31.}$$

Para las columnas del último piso se considera: $\omega = 1$

$$V_u = 1,30 \phi_b^o V_E^c \quad \text{Ec.III.32.}$$

Donde:

V_E^c : es el esfuerzo cortante producido en las columnas debido a las fuerzas sísmicas horizontales.

M_b^o : es la capacidad resistente de la viga.

M_E^b : momento en vigas producido exclusivamente por la acción sísmica horizontal.

Es importante mencionar que los momentos M_b^o y M_E^b se determinan para la sección de viga que llega al eje de la columna, y no en la sección crítica en la cara del apoyo. Además, se determinó la carga axial resistente o de diseño (P_u), para las diferentes combinaciones de carga que contemplan sismo, debido a que son las más desfavorables. Luego, se determinaron, con los diagramas de interacción de cada columna, los momentos resistentes (M_{Pu}) correspondientes a la carga axial de diseño P_u .

Este procedimiento tiene por objeto garantizar que las columnas posean una resistencia tal que no incurrieren en el rango inelástico, evitando que se formen en ellas las rótulas plásticas, para ello en el diseño por capacidad se busca que la capacidad resistente de las columnas debidas a las cargas axiales sea mayor que los momentos últimos de diseño obtenidos de acuerdo a la Ec. III.33.

$$M_{Pu} \geq M_u \quad \text{Ec.III.33.}$$

III.6. Ajustes de los Pórticos.

Al verificar el cumplimiento de la condición columna fuerte viga débil, siguiendo los 3 métodos normativos mencionados anteriormente, se harán los correspondientes ajustes del diseño de los pórticos según lo establecido en cada método de estudio individualmente, es decir, el cumplimiento de uno de los métodos no interviene de ninguna forma en el cumplimiento de los otros dos métodos, y viceversa.

Además, los ajustes en el diseño consistieron en incrementar la resistencia en los nodos o en los niveles, según cada método, al añadir en las columnas más acero de refuerzo longitudinal. Es importante mencionar, que en ninguno de los ajustes se modificaron las secciones transversales de los miembros estructurales, ni tampoco se modificó el acero de refuerzo de las vigas.

III.7. Análisis Estáticos No Lineales.

Se evaluó el comportamiento sismorresistente de los pórticos, al verificar que no se generen mecanismos de piso en ninguno de los niveles de los pórticos de estudio, y evaluar el patrón de desarrollo de rótulas plásticas generado en cada uno de ellos, a través de un análisis estático no lineal (*pushover*), de acuerdo a los lineamientos del documento ASCE 41-17. En el análisis, se utilizó un patrón de carga lateral proporcional a la distribución de masa en el plano de cada diafragma de piso.

III.8. Comparación y Análisis de Resultados.

Luego de tener los resultados finales de los ajustes de los pórticos para satisfacer el cumplimiento de los procedimientos 1, 2 y 3, se procedió a realizar un análisis comparativo teniendo en cuenta el comportamiento sismorresistente de cada uno de los pórticos y la cuantía de acero necesaria al satisfacer cada uno de los procedimientos individualmente.

CAPITULO IV

ANÁLISIS Y DISCUSION DE RESULTADOS

IV.1. Diseño de los Pórticos.

Se diseñaron 3 estructuras regulares de concreto reforzado para un nivel de diseño 3 (ND3), compuestas por 3 vanos de 5 metros de longitud en ambas direcciones, con una altura de entrepisos de 3 metros, variando en cada una de las estructuras la cantidad de niveles. Se mantuvieron en cada uno de los pórticos las características de los vanos, por lo que las vigas utilizadas en las 3 estructuras poseen las mismas dimensiones, fueron diseñadas siguiendo lo explicado en el Capítulo III de este trabajo de grado, y se obtuvieron vigas de 30 cm de base y 40 cm de altura, tanto para la losa de entre piso, como para la losa del nivel de techo.

En cada pórtico se presentó una serie de imágenes elaboradas por nosotros, para ilustrar los aspectos importantes de sus diseños

IV.1.1. Pórtico 1.

La primera estructura está conformada por 2 niveles, de 3 metros de altura de entrepisos.

IV.1.1.1. Predimensionado.

Como se mencionó anteriormente, se obtuvieron vigas de 30 cm de base y 40 cm de altura. En el caso de las columnas, se obtuvieron secciones de 30x30 cm para las columnas laterales y secciones de 35x35cm para las columnas centrales. Siguiendo con lo mencionado en el capítulo anterior, se decidió adoptar la mayor dimensión para todas las columnas, obteniendo columnas de 35x35 cm, para los 3 tipos de ubicación.

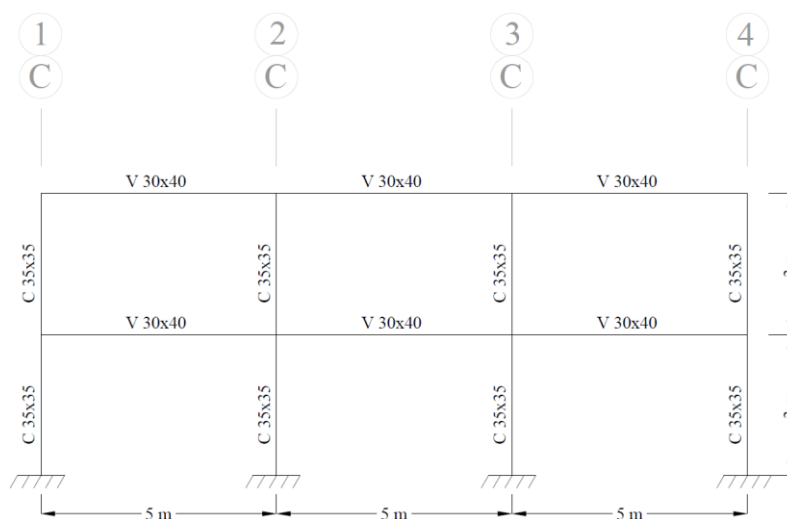


Fig. IV.1 Dimensiones de los elementos estructurales del pórtico 1.

IV.1.1.2. Colocación de Acero.

Se procedió a diseñar el área de acero de refuerzo tanto en vigas como en columnas, de acuerdo a las áreas de barras comerciales que mejor se adaptaran a la demanda. En la figura IV.2 se muestran las barras comerciales colocadas y en la Fig. IV.3 el área de acero en cm^2 que corresponde.

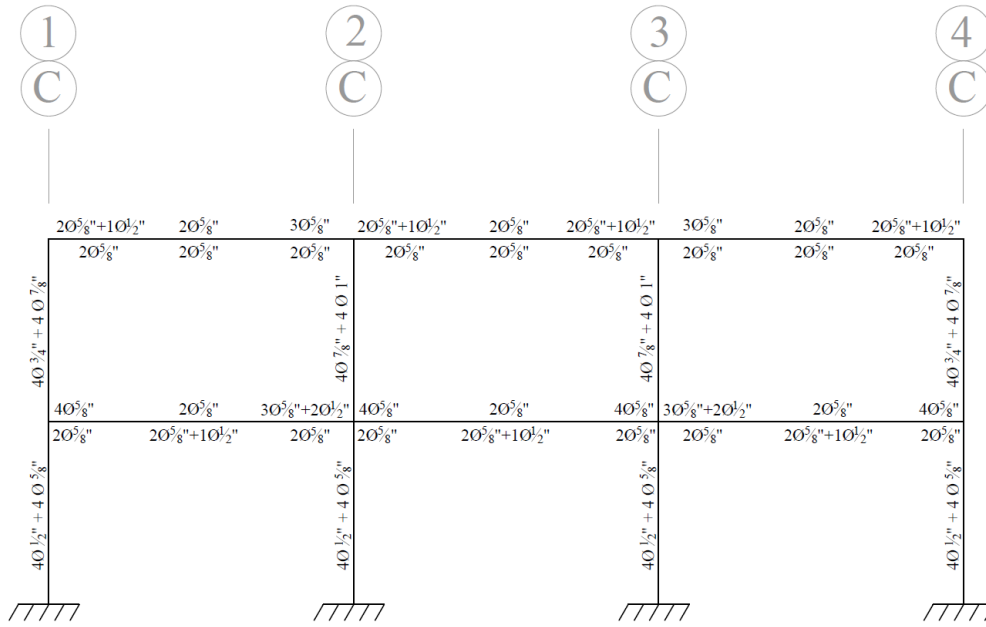


Fig. IV.2. Barras de acero comerciales colocadas en el pórtico 1.

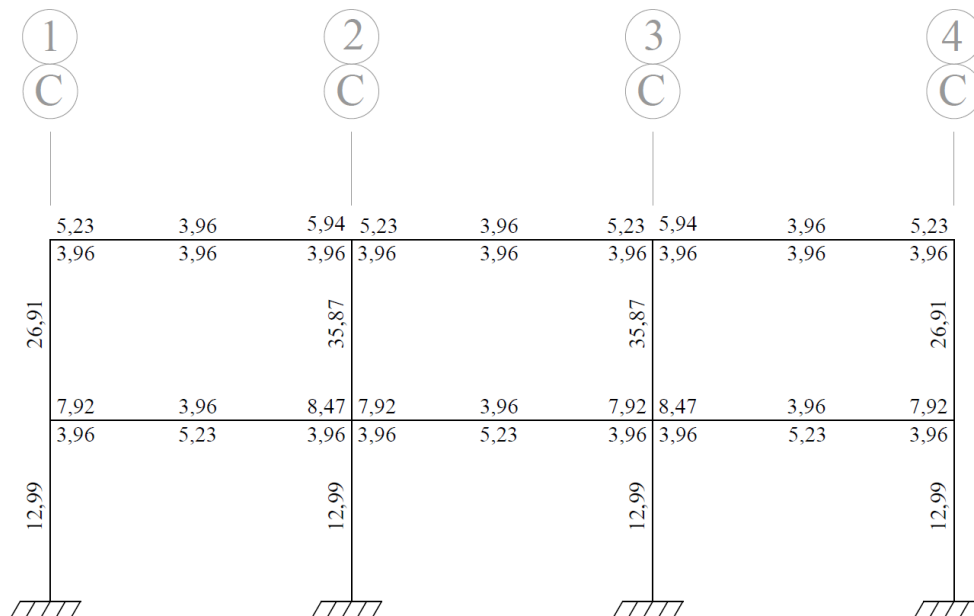


Fig. IV.3. Área de acero colocadas en cm^2 en el pórtico 1.

IV.1.2. Pórtico 2.

La segunda estructura está conformada por 4 niveles.

IV.1.2.1. Predimensionado.

Se utilizaron vigas de 30 cm de base y 40 cm de altura, se obtuvieron secciones de 30x30 cm y de 35x35cm para columnas laterales y de 40x40 cm para columnas centrales, y de igual forma que el pórtico 1, se decidió adoptar la mayor dimensión para todas las columnas y se obtuvieron columnas de 40x 40 cm para los 3 tipos de ubicación de las columnas.

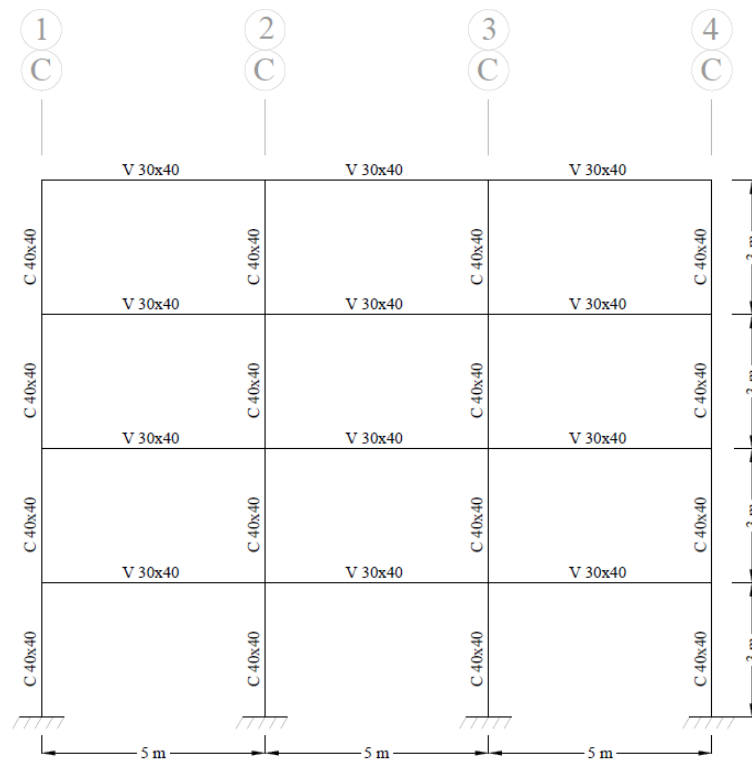


Fig. IV.4. Dimensiones de los elementos estructurales del pórtico 2.

IV.1.2.2. Colocación de Acero.

La colocación de acero se hizo de manera similar al caso anterior. Teniendo en cuenta la demanda de acero obtenido del programa Etabs 20.0. y presentadas en la Fig. C.2 del apéndice C

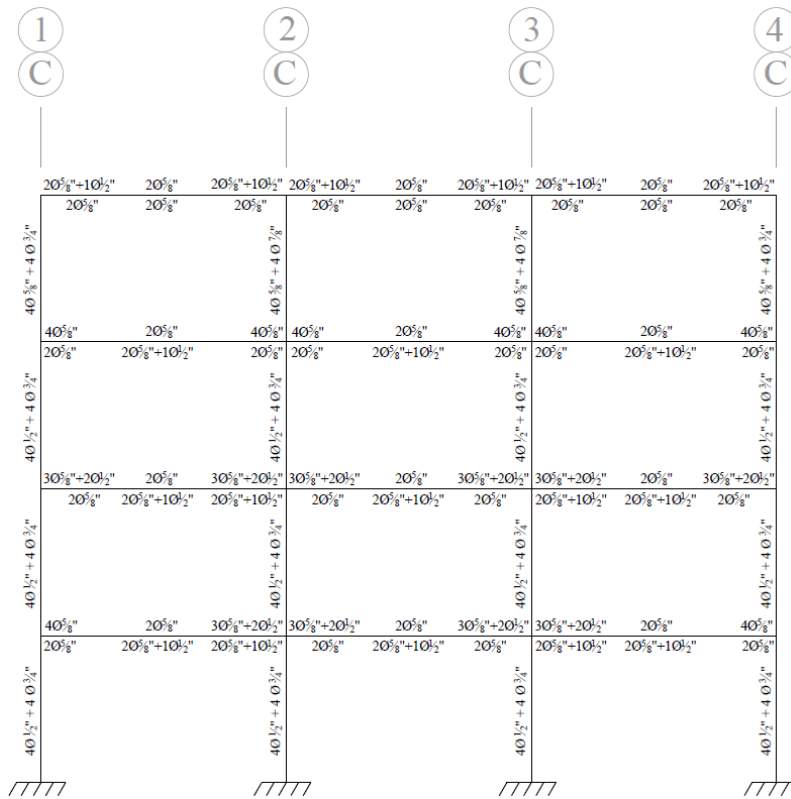


Fig. IV.5. Barras de acero comerciales colocadas en el pórtico 2.

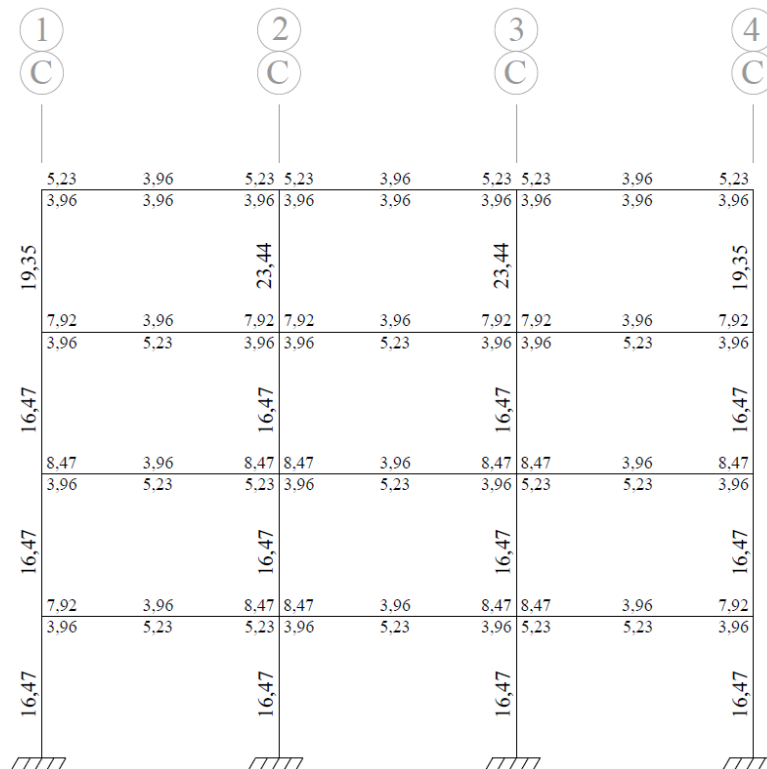


Fig. IV.6. Área de acero colocada en cm^2 en el pórtico 2.

IV.1.3. Pórtico 3.

La tercera estructura está conformada por 6 niveles, de 3 metros de altura de entresijos.

IV.1.3.1. Predimensionado.

De igual forma que en los pórticos 1 y 2, se utilizaron vigas de 30 cm de base y 40 cm de altura. En el predimensionado se obtuvieron secciones desde 30x30cm hasta 40x40 cm para las columnas laterales y de 45x45cm hasta 50x50 cm para las centrales; en este caso al ser un pórtico de una mayor altura que los anteriores, se decidió mantener las dimensiones de las columnas cada 3 pisos, para tener una simetría, y evitar que se pudiera presentar alguna irregularidad.

Con lo anterior, se obtuvieron columnas de 40x40 cm para las columnas laterales y de esquina para los 6 niveles, columnas de 50x50 cm para las columnas centrales de los primeros 3 niveles, y columnas de 45x45 cm para las columnas centrales de los últimos 3 niveles.

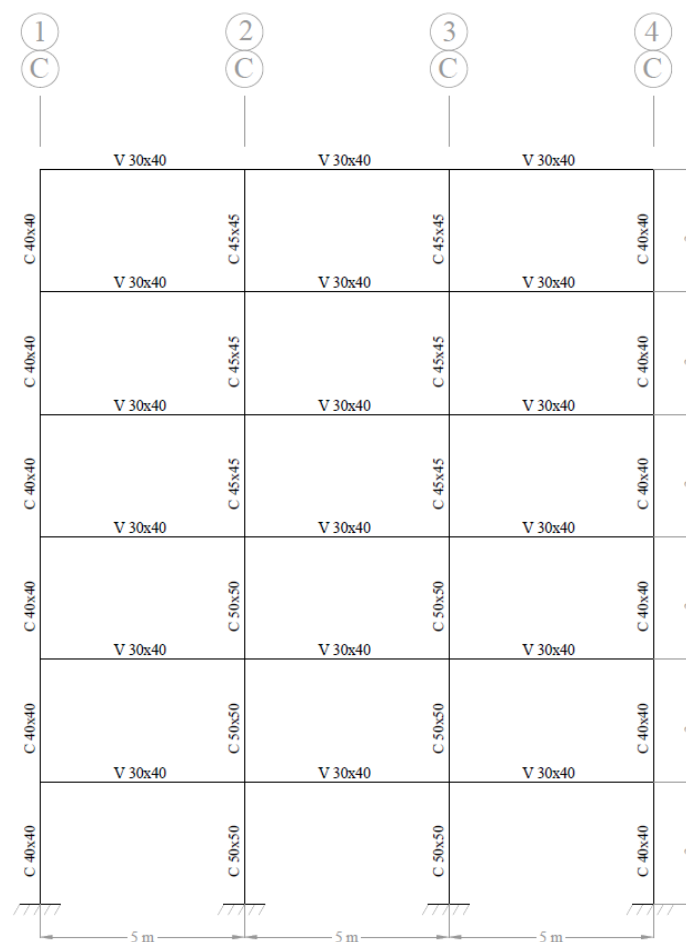


Fig. IV.7. Dimensiones de los elementos estructurales del pórtico 3.

IV.1.3.2. Colocación de Acero.

Se procedió a diseñar el área de acero de refuerzo tanto en vigas como en columnas, de acuerdo a las áreas de barras comerciales que mejor se adaptaran a la demanda, y cumpliendo con la demanda presentada en la Fig. C.3 del apéndice C

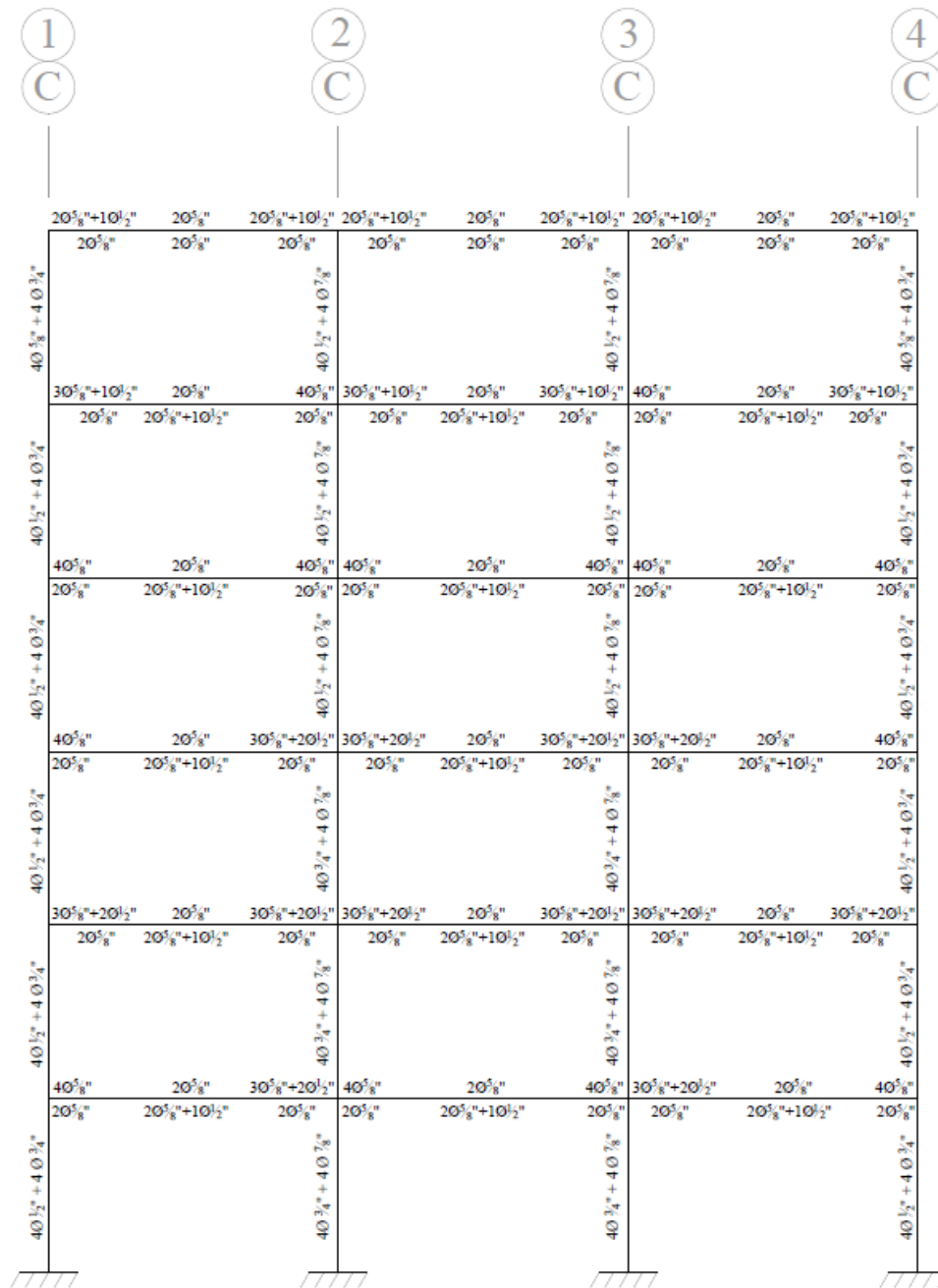


Fig. IV.8. Barras de acero comerciales colocadas en el pórtico 3.

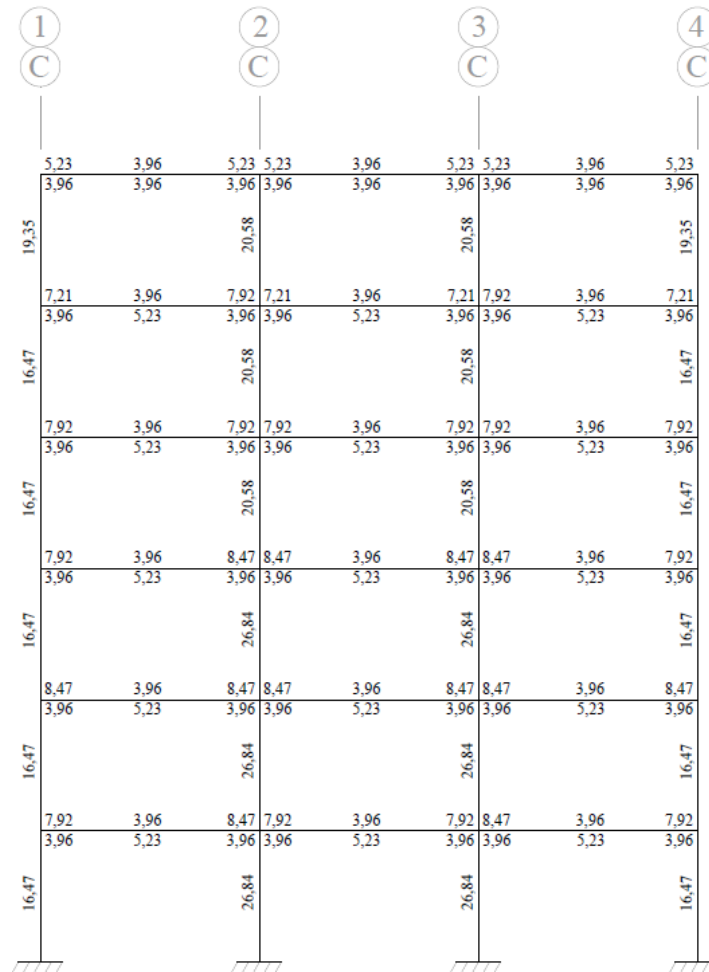


Fig. IV.9. Área de acero colocada en cm^2 en el pórtico 3.

IV.2. Verificación Columna Fuerte Viga Débil Pórtico 1.

Los análisis del cumplimiento de la condición columna fuerte viga débil, se hicieron únicamente para el primer nivel del pórtico, debido a lo mencionado en el punto III.5.1.

Debido a que el objetivo principal de este trabajo de grado es realizar la comparación de los 3 métodos normativos que buscan satisfacer la condición columna fuerte viga débil, en los resultados no se presentaran los cálculos realizados para desarrollar cada procedimiento. Sin embargo, se presentarán en los Apéndices E, F, G y H los aspectos generales, y los momentos utilizados para verificar cada uno de los métodos propuestos.

IV.2.1. Procedimiento 1. Verificación por Nodo.

De acuerdo a lo descrito en el capítulo anterior, se aplicó la Ec. III.27 para verificar que la relación entre los momentos resistentes de las columnas y las vigas sea mayor o igual de 1,2, para las combinaciones de carga U6 y U7 que contemplan la acción del sismo.

Tabla IV.1. Relación de momentos resistentes según el Procedimiento 1 en el pórtico 1.

Nivel	Eje	$\Sigma Mc / \Sigma Mv$							
		U ₆		U ₆		U ₇		U ₇	
		Sh ⁺	Sv ⁺	Sh ⁻	Sv ⁺	Sh ⁺	Sv ⁻	Sh ⁻	Sv ⁻
P1	1	4,93		2,62		4,21		2,26	
	2	2,07		2,16		1,79		1,88	
	3	2,16		2,07		1,88		1,79	
	4	2,62		4,93		2,26		4,21	

Como se puede observar en la Tabla IV.1 los 4 nodos pertenecientes al nivel 1 del pórtico 1 satisfacen la relación columna fuerte viga débil de acuerdo al procedimiento 1. Es posible que al aumentar las secciones las columnas laterales del pórtico, para mantener la simetría y evitar alguna irregularidad, las columnas desarrollaron una mayor resistencia a las cargas axiales y a su vez, unos mayores momentos resistentes, de tal forma que lograran satisfacer en su totalidad los requerimientos propuestos en el procedimiento 1.

Además, se destaca que la relación es mayor en los nodos de los ejes 1 y 4, correspondientes a las columnas laterales, y esto se debe a que esos nodos solo reciben los momentos de una viga, mientras que en el caso de los nodos de los ejes 2 y 3, al ser columnas centrales, reciben los momentos provenientes de dos vigas.

IV.2.1.1. Ajustes realizados para Cumplir con el Procedimiento 1.

En este caso, como cada nodo del nivel P1 cumplen con la relación mínima de 1,2 que exige el Procedimiento 1 de la NVF 1753:2006, no es necesario realizar ningún ajuste en las columnas del pórtico 1.

IV.2.1.2. Análisis Estático No Lineal.

En este caso, como no fue necesario ningún ajuste en el pórtico 1 para que cumpliera con lo propuesto en el procedimiento 1, a continuación, se presentara el análisis estático no lineal (*pushover*) para corroborar que la distribución de acero inicial del pórtico 1 es la adecuada para evitar la formación de mecanismos de piso en el pórtico.

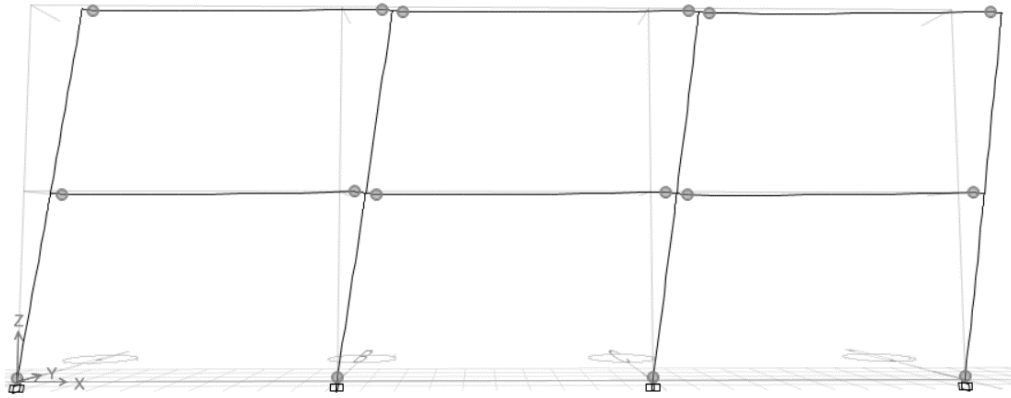


Fig. IV.10. Representación gráfica del pushover con la distribución de acero de acuerdo al procedimiento 1 para el pórtico 1, con un patrón de carga lateral y sismo positivo. Obtenido con la herramienta Etabs 20.0.

En la Fig. IV.10 se observa que aplicando el procedimiento 1 de la NVF 173:2006 se genera el mecanismo de falla ideal para la condición columna fuerte viga débil, se forman las rótulas plásticas en los extremos de las vigas y solo en las bases de las columnas de P1.

IV.2.2. Procedimiento 2. Verificación por Nivel.

De acuerdo a lo descrito en el capítulo anterior, se aplicó la Ec. III.28 para verificar que la relación entre los momentos resistentes de las columnas y las vigas del nivel P1 sea mayor o igual de 1,2, para las combinaciones de carga U6 y U7.

Tabla IV.2. Relación de momentos resistentes según el Procedimiento 2 en el pórtico 1.

Nivel	$\Sigma M_{cn} / \Sigma M_{vn}$							
	U ₆		U ₆		U ₇		U ₇	
	Sh ⁺	Sv ⁺	Sh ⁻	Sv ⁺	Sh ⁺	Sv ⁻	Sh ⁻	Sv ⁻
P1	1,04		1,04		0,79		0,79	

Como se puede observar en la Tabla IV.16 para ninguna de las combinaciones de carga se cumple la relación de 1,2 propuesta por el procedimiento 2 de la NVF 1753:2006, siendo el caso más desfavorable la combinación U7.

IV.2.2.1. Ajustes Realizados para Cumplir con el Procedimiento 2.

Buscando satisfacer la condición columna fuerte viga débil, de acuerdo al procedimiento 2 de la NVF 1753:2006, se realizó un ajuste en la distribución de acero presentada en el diseño del pórtico 1.

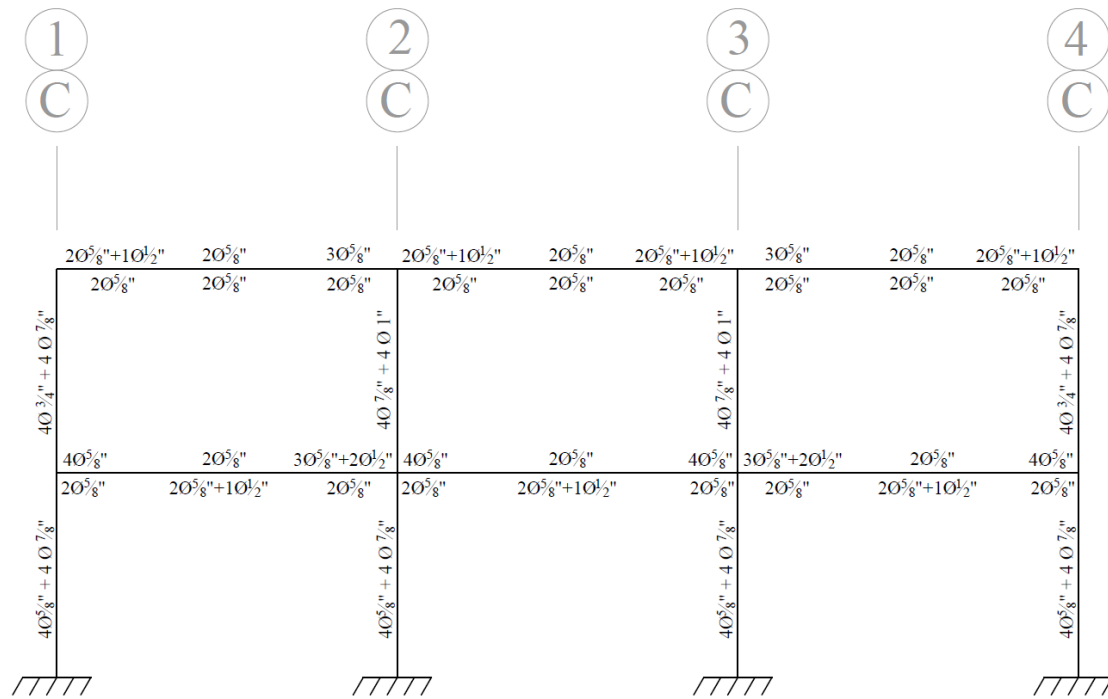


Fig. IV.11. Barras de acero comercial colocadas en el pórtico 1 para satisfacer el procedimiento 2.

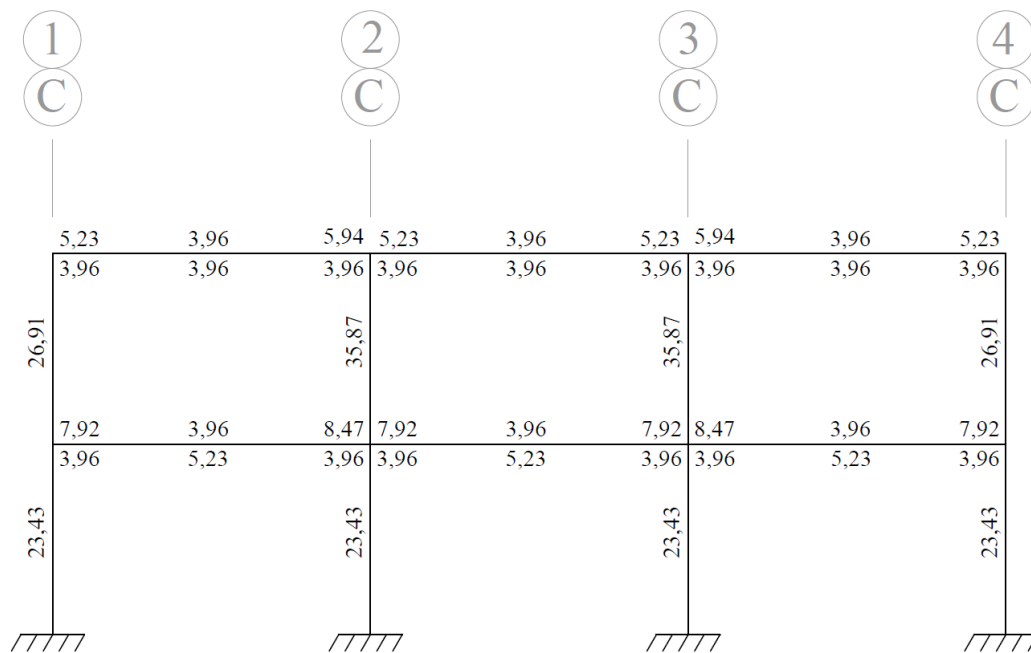


Fig. IV.12 Área de acero en cm^2 colocada en el pórtico 1 para satisfacer el procedimiento 2.

Tabla IV.3. Relación de momentos resistentes luego del ajuste para satisfacer el Procedimiento 2 en el pórtico 1.

Nivel	$\Sigma Mc / \Sigma Mv$			
	U ₆		U ₇	
	Sh ⁺	Sv ⁺	Sh ⁺	Sv ⁺
P1	1,42	1,42	1,21	1,21

IV.2.2.2. Análisis Estático No Lineal.

Luego de garantizar que la relación entre los momentos resistentes de las vigas y columnas fuera mayor o igual a 1,2, se procedió a realizar un análisis estático no lineal (*pushover*) para determinar los mecanismos de desarrollo de rótulas plásticas que se desarrollan en el pórtico.

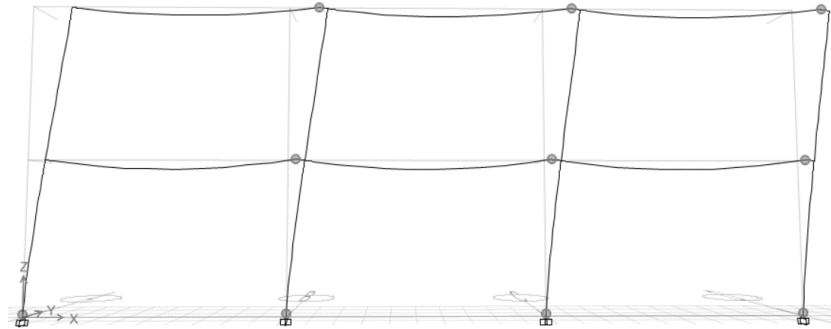


Fig. IV.13. Representación gráfica del pushover según el procedimiento 2 para el pórtico 1, con un patrón de carga lateral y sismo positivo. Obtenido con la herramienta Etabs 20.0.

En la Fig. IV.13 se puede observar que de igual forma que el procedimiento 1, al hacer los ajustes para satisfacer el procedimiento 2 no ocurren mecanismos de piso en el pórtico. Pero en esta oportunidad no se forma el mecanismo de falla ideal.

IV.2.3. Procedimiento 3. Diseño por Capacidad.

Para determinar si este procedimiento cumple se comparó el momento último y el momento resistente de las columnas, presentados en el Apéndice H. Considerando que el procedimiento cumple si el momento último es menor al momento resistente de las columnas.

Tabla IV.4. Verificación del cumplimiento del Procedimiento 3 en el pórtico 1.

PISO	COLUMNA	VERIFICACION							
		U6				U7			
		Sh ⁺	Sv ⁺	Sh ⁻	Sv ⁺	Sh ⁺	Sv ⁻	Sh ⁻	Sv ⁻
1	1	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE
	2	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	3	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	4	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
2	1	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	2	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	3	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	4	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

Como se puede observar en la tabla IV.4 las columnas laterales del P1 no cuenta con la resistencia suficiente para resistir el momento ultimo de diseño.

IV.2.3.1. Ajustes Realizados para Cumplir con el Procedimiento 3.

Para satisfacer la condición columna fuerte viga débil, de acuerdo al procedimiento 3, se realizó un ajuste en la distribución de acero presentada en el diseño del pórtico 1.

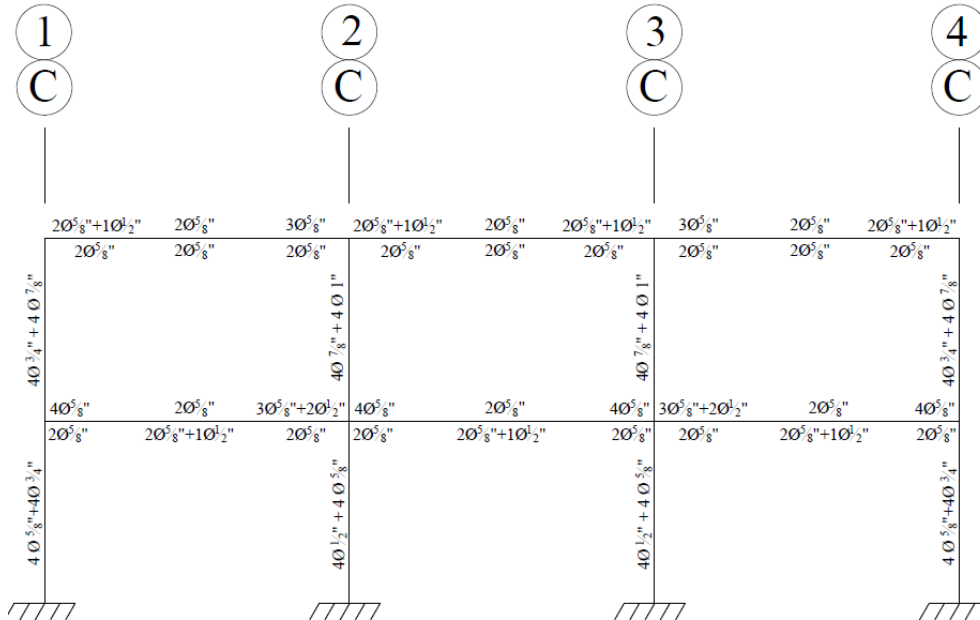


Fig. IV.14. Barras de acero comercial colocadas en el pórtico 1 para satisfacer el procedimiento 3.

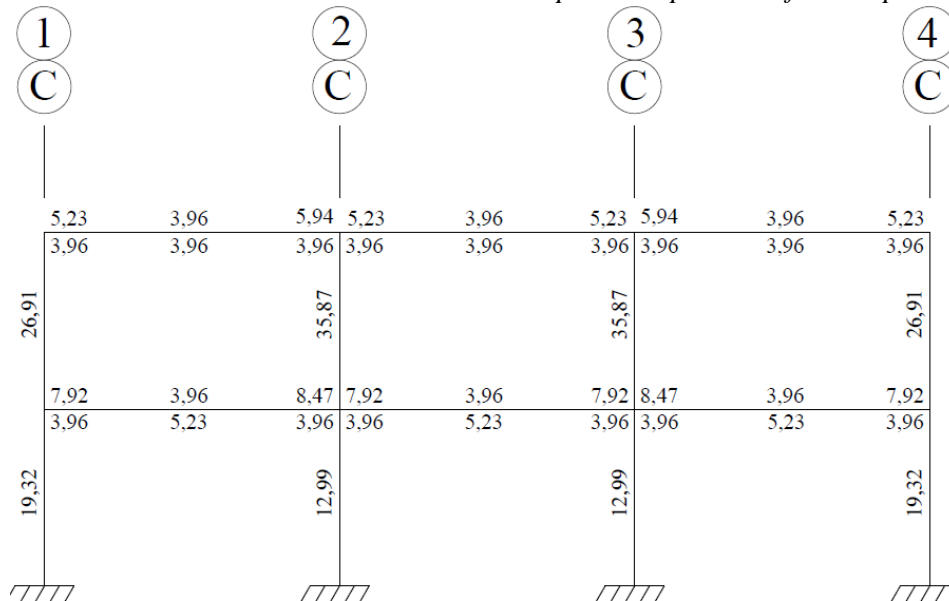


Fig. IV.15 Área de acero en cm^2 colocada en el pórtico 1 para satisfacer el procedimiento 3.

Tabla IV.5. Verificación del cumplimiento del procedimiento 3 con el ajuste en el pórtico 1.

PISO	COLUMNA	VERIFICACION							
		U6				U7			
		Sh ⁺	Sv ⁺	Sh ⁻	Sv ⁺	Sh ⁺	Sv ⁻	Sh ⁻	Sv ⁻
1	1	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	2	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	3	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	4	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

2	1	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	2	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	3	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	4	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

IV.2.3.2. Análisis Estático No Lineal.

De igual forma que en los casos anteriores, se realizó un análisis estático no lineal para observar el mecanismo de falla ideal.

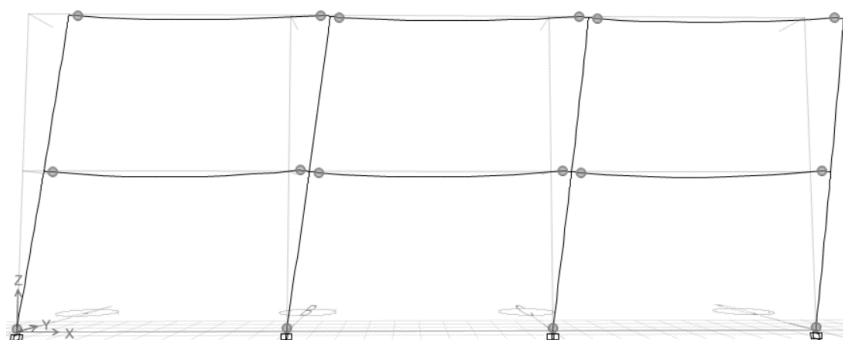


Fig. IV.16. Representación gráfica del pushover según el procedimiento 3 para el pórtico 1, con un patrón de carga lateral y sismo positivo. Obtenido con la herramienta Etabs 20.0.

Como se puede observar en la Fig. IV.16 al realizar el ajuste del pórtico 2 de acuerdo al procedimiento 3, se logró la formación del mecanismo de falla ideal, al generarse las rótulas plásticas en los extremos de las vigas.

IV.2.4. Comparación de los Métodos.

Tabla IV.6. Incremento de acero de acuerdo a los procedimientos 1, 2 y 3 para el pórtico 1.

Piso	Columna	Procedimiento 1	Procedimiento 2	Procedimiento 3
1	1	0%	80%	49%
	2		80%	0%
	3		80%	0%
	4		80%	49%
2	1	0%	0%	0%
	2	0%	0%	0%
	3	0%	0%	0%
	4	0%	0%	0%

Como se observa en la tabla IV.6, al aplicar cada uno de los métodos de estudio se pudo observar que el procedimiento 2, verificación por nivel, fue el más exigente debido a que para cumplir con la relación de 1,2 fue necesario colocar más acero longitudinal en todas las columnas del P1, pero a pesar del ajuste, no se garantizó el desarrollo del mecanismo de falla ideal; mientras que de acuerdo al procedimiento 1, con el acero propuesto en el diseño fue

suficiente para garantizar que no se generen mecanismos de piso, además de desarrollarse el mecanismo ideal.

Por otro lado, al ajustar el pórtico 1 de acuerdo al procedimiento 3, para garantizar que la capacidad resistente de las columnas fuera la adecuada para que soportaran los momentos últimos de diseño, fue necesario menos acero longitudinal que en el caso del procedimiento 2, y garantizando el desarrollo del mecanismo ideal de patrón de rótulas plásticas en las vigas, necesitando solo aumentar un poco el área de acero en las columnas laterales del P1.

IV.3. Verificación Columna Fuerte Viga Débil Pórtico 2.

IV.3.1. Procedimiento 1. Verificación por Nodo.

De manera similar que con el pórtico 1, se utilizó la Ec. III.27

Tabla IV.7. Relación de momentos resistentes según el Procedimiento 1 en el pórtico 2.

Nivel	Eje	$\Sigma M_c / \Sigma M_v$							
		U ₆		U ₆		U ₇		U ₇	
		Sh ⁺	Sv ⁺	Sh ⁻	Sv ⁺	Sh ⁺	Sv ⁻	Sh ⁻	Sv ⁻
P1	1	7,12		3,80		5,39		2,94	
	2	2,86		2,60		2,08		1,91	
	3	2,60		2,86		1,91		2,08	
	4	3,80		7,12		2,94		5,39	
P2	1	6,31		3,16		5,10		2,58	
	2	2,53		2,31		1,90		1,73	
	3	2,31		2,53		1,73		1,90	
	4	3,16		6,31		2,58		5,10	
P3	1	5,56		2,94		4,86		2,59	
	2	2,39		2,40		1,95		1,96	
	3	2,40		2,39		1,96		1,95	
	4	2,94		5,56		2,59		4,86	

Como se puede observar en la Tabla IV.16 los 4 nodos pertenecientes a los niveles P1, P2 y P3 del pórtico 2 satisfacen la relación columna fuerte viga débil de acuerdo al procedimiento 1, y de manera similar al caso anterior, es posible que las columnas por si solas presenten momentos resistentes mayores debido al aumento de sección que se decidió hacer en el diseño.

Así mismo, se puede notar que las situaciones más desfavorables ocurren para los nodos de las columnas centrales, y esto se debe, igual que en el pórtico 1, a que a esos nodos llegan

los momentos de dos vigas, pero a pesar de eso, la resistencia de las columnas es lo suficientemente grande para resistir las cargas de ambas vigas.

IV.3.1.1. Ajustes Realizados para Cumplir con el Procedimiento 1.

En este caso, como cada nodo de los niveles P1, P2 y P3 cumplen con la relación mínima de 1,2 que exige el Procedimiento 1 de la NVF 1753:2006, no es necesario realizar ningún ajuste en las columnas del pórtico 2 para satisfacer el procedimiento 1.

IV.3.1.2. Análisis Estático No Lineal.

Debido a que no fue necesario ningún ajuste en el pórtico 2 para que cumpliera con lo propuesto en el procedimiento 1, se presentara el análisis estático no lineal (*pushover*) para corroborar que la distribución de acero inicial del pórtico 2 es la adecuada para evitar que se generen mecanismos de piso.

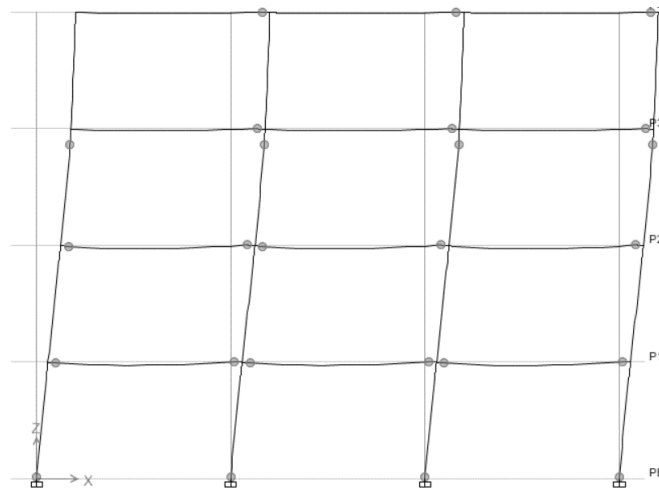


Fig. IV.17 Representación gráfica del pushover con la distribución de acero de acuerdo al procedimiento 1 para el pórtico 2, con un patrón de carga lateral y sismo positivo. Obtenido con la herramienta Etabs 20.0.

Como se puede observar en la Fig. IV.17, con la distribución de acero propuesta para el procedimiento 1, no se desarrolló el mecanismo ideal, mientras que, si se desarrollaron rótulas en las columnas del tercer nivel, sin generar del todo un mecanismo de piso, pero presentando una situación desfavorable, debido a que se generó primero ese patrón de rótulas en las columnas antes de poderse desarrollar en las vigas de ese mismo nivel.

IV.3.2. Procedimiento 2. Verificación por Nivel.

Se aplicó la Ec. III.28 para verificar que la relación entre los momentos resistentes de las columnas y las vigas del nivel P1 sea mayor o igual de 1,2.

Tabla IV.8. Relación de momentos resistentes según el Procedimiento 2 en el pórtico 2.

Nivel	$\Sigma M_c / \Sigma M_v$							
	U ₆		U ₆		U ₇		U ₇	
	Sh ⁺	Sv ⁺	Sh ⁻	Sv ⁺	Sh ⁺	Sv ⁻	Sh ⁻	Sv ⁻
P1	1,79		1,79		1,33		1,33	
P2	1,61		1,61		1,21		1,21	
P3	1,49		1,49		1,20		1,20	

De acuerdo a lo presentado en la Tabla IV.8 los niveles P1, P2 y P3 del pórtico 2 satisfacen la relación columna fuerte viga débil de acuerdo al procedimiento 2.

IV.3.2.1. Ajustes Realizados para Cumplir con el Procedimiento 2.

En esta oportunidad, como los P1, P2 y P3 cumplen con la relación mínima de 1,2 que exige el Procedimiento 2 de la NVF 1753:2006, no es necesario realizar ningún ajuste en las columnas del pórtico 2 para satisfacer el procedimiento 2.

IV.3.2.2. Análisis Estático No Lineal.

Gracias a que no fue necesario ningún ajuste en el pórtico 2 para que cumpliera con lo propuesto en el procedimiento 2, el análisis estático no lineal corresponde al presentado en el procedimiento 1.

IV.3.3. Procedimiento 3. Diseño por Capacidad.

Se verifico el cumplimiento del procedimiento 3 considerando que cumple si el momento último es menor al momento resistente de las columnas, presentados en el Apéndice

Tabla IV.9. Verificación del cumplimiento del Procedimiento 3 en el pórtico 2.

PISO	COLUMNA	VERIFICACION							
		U ₆				U ₇			
		Sh ⁺	Sv ⁺	Sh ⁻	Sv ⁺	Sh ⁺	Sv ⁻	Sh ⁻	Sv ⁻
1	1	CUMPLE		CUMPLE		CUMPLE		CUMPLE	
	2	CUMPLE		CUMPLE		CUMPLE		CUMPLE	
	3	CUMPLE		CUMPLE		CUMPLE		CUMPLE	
	4	CUMPLE		CUMPLE		CUMPLE		CUMPLE	

2	1	CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE
	2	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE
	3	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE
	4	NO CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE
3	1	CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE
	2	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	NO CUMPLE
	3	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	NO CUMPLE
	4	NO CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE
4	1	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	2	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	3	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	4	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

Como se puede observar en la tabla IV.9 las columnas laterales y centrales de los pisos 2 y 3 no cuenta con la resistencia suficiente para resistir el momento último de diseño. Siendo el caso más desfavorable el de la solicitación de carga U7.

IV.3.3.1. Ajustes Realizados para Cumplir con el Procedimiento 3.

Para satisfacer la condición columna fuerte viga débil, de acuerdo al procedimiento 3, se realizó un ajuste en la distribución de acero presentada en el diseño del pórtico 2.

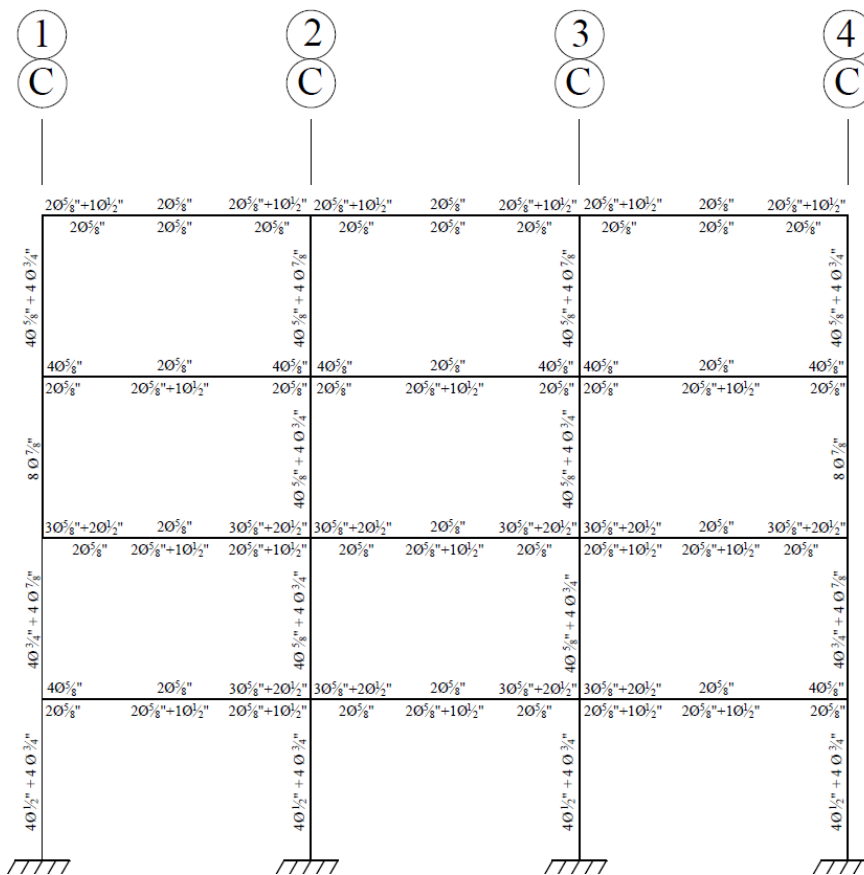


Fig. IV.18. Barras de acero comerciales colocadas en el pórtico 2 para satisfacer el procedimiento 3.

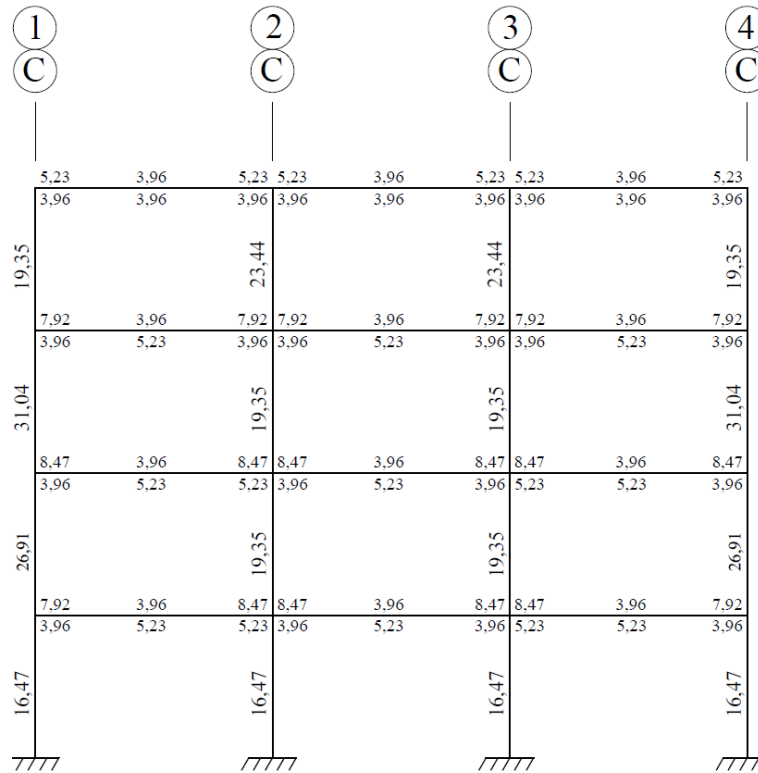


Fig. IV.19 Área de acero en cm^2 colocada en el pórtico 2 para satisfacer el procedimiento 3.

Tabla IV.10. Verificación del cumplimiento del Procedimiento 3 con el ajuste en el pórtico 2.

PISO	COLUMNA	VERIFICACION							
		U6				U7			
		Sh ⁺	Sv ⁺	Sh ⁻	Sv ⁺	Sh ⁺	Sv ⁻	Sh ⁻	Sv ⁻
1	1	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	2	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	3	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	4	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
2	1	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	2	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	3	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	4	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
3	1	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	2	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	3	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	4	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
4	1	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	2	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	3	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	4	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

IV.3.3.2. Análisis Estático No Lineal.

De igual forma que en los casos anteriores, se realizó un análisis estático no lineal para observar el mecanismo de falla presentado.

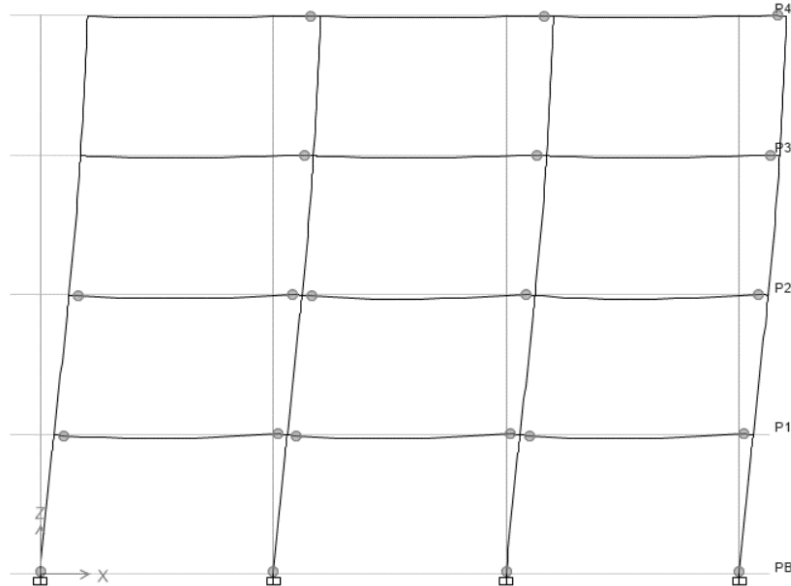


Fig. IV.20 Representación gráfica del pushover con la distribución de acero de acuerdo al procedimiento 3 para el pórtico 2, con un patrón de carga lateral y sismo positivo. Obtenido con la herramienta Etabs 20.0.

De acuerdo a la Fig. IV.20 se observa que de acuerdo al acero colocado para el procedimiento 3, se genera el mecanismo de falla ideal en los primeros 2 pisos del pórtico, pero no se llegan a formar en los últimos 2.

IV.3.4. Comparación de los Métodos.

Tabla IV.11. Incremento de acero de acuerdo a los procedimientos 1, 2 y 3 para el pórtico 2.

Piso	Columna	Procedimiento 1	Procedimiento 2	Procedimiento 3
1	1			
	2			
	3			0%
	4			
2	1			63%
	2			17%
	3			17%
	4	0%	0%	63%
3	1			88%
	2			17%
	3			17%
	4			88%
4	1			
	2			
	3			0%
	4			

En base a los resultados obtenidos al aplicar cada uno de los métodos de estudio se pudo observar que el procedimiento 1 y 2, con el acero propuesto en el diseño fue suficiente para garantizar que no se generen mecanismos de piso. Sin embargo, en el análisis estático no lineal se puede observar que se empiezan a formar las rotulas plásticas en las columnas en el P3.

Por su parte, al ajustar el pórtico 2 de acuerdo al procedimiento 3, para garantizar que la capacidad resistente de las columnas fuera la adecuada para que soportaran los momentos últimos de diseño, se obtuvo que fue necesario más acero longitudinal en las columnas de los pisos 2 y 3. Debido al ajuste del pórtico según el procedimiento 3, se puede observar en el análisis estático no lineal, que a diferencia de lo que ocurre con los procedimientos 1 y 2, en este caso no hay inicios de formación de rótulas plásticas en las columnas.

IV.4. Verificación Columna Fuerte Viga Débil Pórtico 3.

De la misma manera que los pórticos anteriores, los análisis del cumplimiento de la condición columna fuerte viga débil, se hicieron para todos los niveles, a excepción del nivel de techo, siguiendo con lo descrito en la sección III.5.1.

IV.4.1. Procedimiento 1. Verificación por Nodo.

De manera similar que con el pórtico 1 y 2, se utilizó la Ec. III.27 para verificar que la relación entre los momentos resistentes de las columnas y las vigas sea mayor o igual de 1,2.

Tabla IV.12. Relación de momentos resistentes según el Procedimiento 1 en el pórtico 3.

Nivel	Eje	$\Sigma M_c / \Sigma M_v$			
		U ₆		U ₇	
		Sh ⁺	Sv ⁺	Sh ⁻	Sv ⁻
P1	1	8,31	4,46	5,94	3,33
	2	5,80	6,04	4,43	4,61
	3	6,04	5,80	4,61	4,43
	4	4,46	8,31	3,33	5,94
P2	1	7,77	3,91	5,66	2,94
	2	5,51	5,51	4,15	4,15
	3	5,51	5,51	4,15	4,15
	4	3,91	7,77	2,94	5,66
P3	1	7,11	3,79	5,39	2,93
	2	4,84	4,85	3,58	3,59
	3	4,85	4,84	3,59	3,58
	4	3,79	7,11	2,93	5,39
P4	1	6,27	3,34	5,11	2,73
	2	3,56	3,55	2,59	2,58

	3	3,55	3,56	2,58	2,59
	4	3,34	6,27	2,73	5,11
P5	1	5,54	3,20	4,86	2,79
	2	2,87	3,03	2,28	2,41
	3	3,03	2,87	2,41	2,28
	4	3,20	5,54	2,79	4,86

Como se puede observar en la Tabla IV.12 los 4 nodos pertenecientes a los niveles P1, P2, P3, P4 y P5 del pórtico 3 satisfacen la relación columna fuerte viga débil de acuerdo al procedimiento 1, y de manera similar a los casos anterior, es posible que las columnas por si solas presenten momentos resistentes mayores debido al aumento de sección que se decidió hacer en el diseño.

Así mismo, como se ha mencionado en los pórticos anteriores, en este caso también se puede notar que las situaciones más desfavorables ocurren para los nodos de las columnas centrales, destacando que a esos nodos llegan los momentos de dos vigas, pero a pesar de eso, la resistencia de las columnas en todos los niveles es lo suficientemente grande para resistir las cargas de ambas vigas.

IV.4.1.1. Ajustes Realizados para Cumplir con el Procedimiento 1.

En este caso, como cada nodo de los niveles P1, P2, P, P4 y P5 cumplen con la relación mínima de 1,2 que exige el Procedimiento 1 de la NVF 1753:2006, no es necesario realizar ningún ajuste en las columnas del pórtico 3 para satisfacer el procedimiento 1.

IV.4.1.2. Análisis Estático No Lineal.

Al no realizar ningún ajuste en el pórtico 3 para que cumpliera con lo propuesto en el procedimiento 1, se determinó el análisis estático no lineal (pushover), y se pudo observar que el mecanismo de falla ideal solo ocurre en los primeros 3 niveles, en el piso 4 se empiezan a formar las rotulas plásticas en algunos extremos de las vigas, pero no llega a ser el patrón esperado, y en los últimos dos niveles no se llega a presentar ninguna rótula plástica.

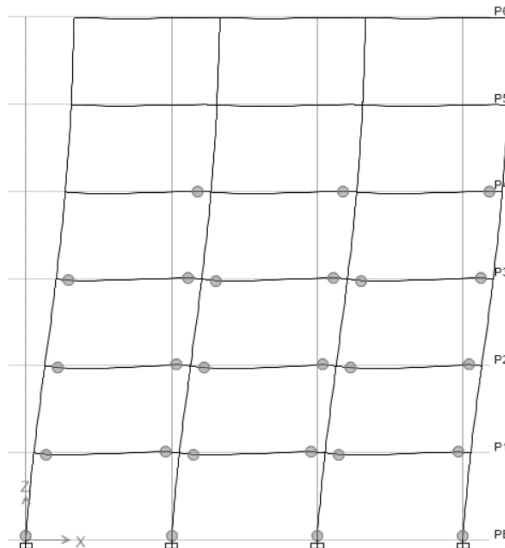


Fig. IV.21 Representación gráfica del pushover con la distribución de acero de acuerdo al procedimiento 1 para el pórtico 2, con un patrón de carga lateral y sismo positivo. Obtenido con la herramienta Etabs 20.0.

IV.4.2. Procedimiento 2. Verificación por Nivel.

Se aplicó la Ec. II.2 para verificar que la relación entre los momentos resistentes de las columnas y las vigas sea mayor o igual de 1,2.

Tabla IV.13. Relación de momentos resistentes según el Procedimiento 2 en el pórtico 3.

Nivel	$\Sigma Mc / \Sigma Mv$							
	U ₆		U ₆		U ₇		U ₇	
	Sh ⁺	Sv ⁺	Sh ⁻	Sv ⁺	Sh ⁺	Sv ⁻	Sh ⁻	Sv ⁻
P1	3,01		3,01		2,28		2,28	
P2	2,78		2,78		2,09		2,09	
P3	2,65		2,65		1,98		1,98	
P4	2,06		2,06		1,53		1,53	
P5	1,83		1,83		1,43		1,43	

De acuerdo a lo presentado en la Tabla IV.13 los niveles P1, P2, P3, P4 y P5 del pórtico 3 satisfacen la relación columna fuerte viga débil de acuerdo al procedimiento 2.

IV.4.2.1. Ajustes Realizados para Cumplir con el Procedimiento 2.

En esta oportunidad, como cada nodo de los niveles P1, P2, P, P4 y P5 cumplen con la relación mínima de 1,2 que exige el Procedimiento 1 de la NVF 1753:2006, no es necesario realizar ningún ajuste en las columnas del pórtico 3 para satisfacer el procedimiento 2.

IV.4.2.2. Análisis Estático No Lineal.

Debido a que no fue necesario ningún ajuste en el pórtico 3 para que cumpliera con lo propuesto en el procedimiento 2, el análisis estático no lineal corresponde al presentado en el procedimiento 1.

IV.4.3. Procedimiento 3. Diseño por Capacidad.

Se verifico el cumplimiento del procedimiento 3 considerando que cumple si el momento último es menor al momento resistente de las columnas, los momentos utilizados en la verificación se presentan en el Apéndice H.

Tabla IV.14. Verificación del cumplimiento del procedimiento 3 en el pórtico 3.

PISO	COLUMNA	VERIFICACION							
		U6				U7			
		Sh ⁺	Sv ⁺	Sh ⁻	Sv ⁺	Sh ⁺	Sv ⁻	Sh ⁻	Sv ⁻
1	1	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	2	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	3	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	4	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
2	1	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE
	2	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	3	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	4	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
3	1	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE
	2	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	3	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	4	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
4	1	CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE
	2	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	NO CUMPLE	NO CUMPLE	NO CUMPLE
	3	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	NO CUMPLE	NO CUMPLE	NO CUMPLE
	4	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
5	1	CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE
	2	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	3	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	NO CUMPLE
	4	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
6	1	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	2	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	3	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	4	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

Como se puede observar en la tabla IV.14 las columnas laterales y centrales de los pisos 2, 3, 4 y 5 no cuenta con la resistencia suficiente para resistir el momento ultimo de diseño. Siendo el caso más desfavorable el de la sollicitación de carga U7.

IV.4.3.1. Ajustes Realizados para Cumplir con el Procedimiento 3.

Para satisfacer la condición columna fuerte viga débil, de acuerdo al procedimiento 3, se realizó un ajuste en la distribución de acero presentada en el diseño del pórtico 3.

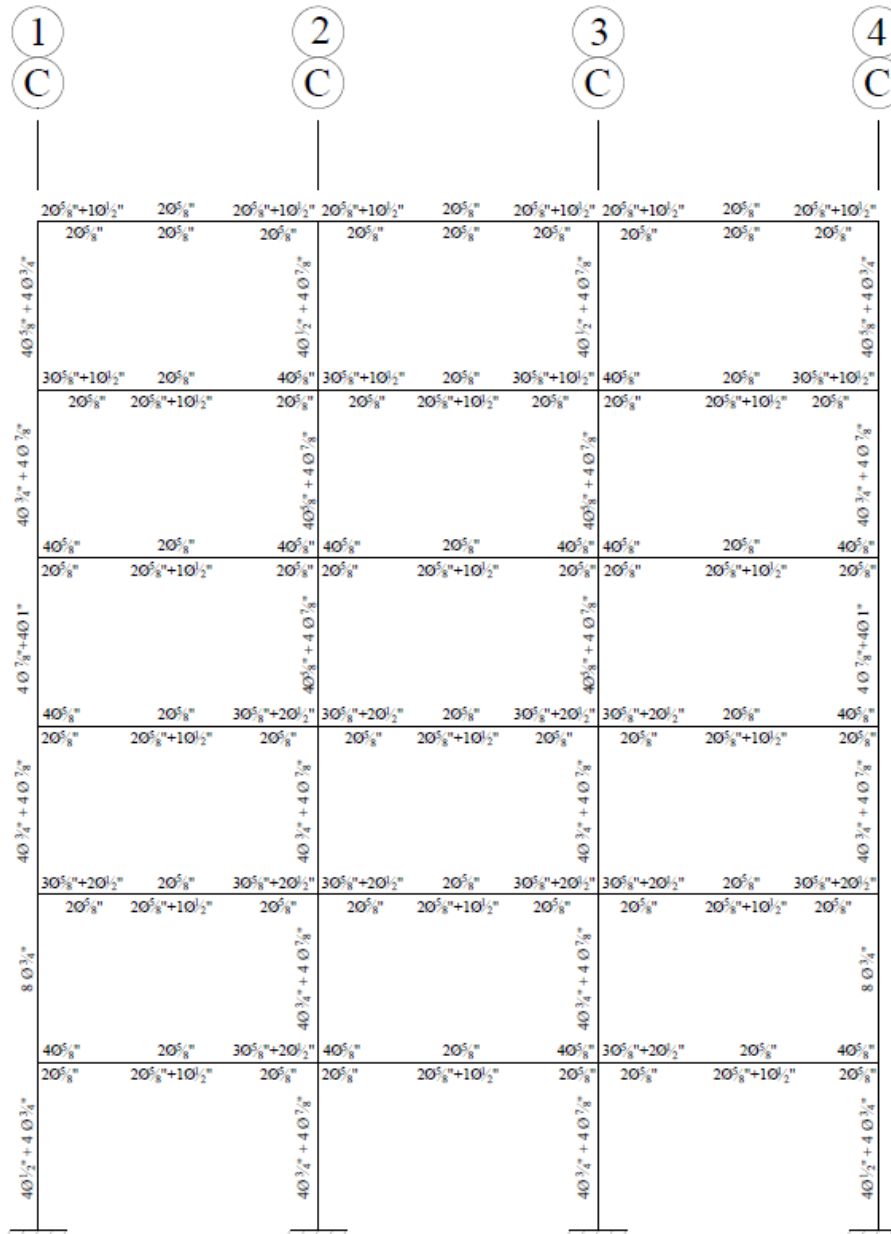


Fig. IV.22. Barras de acero comerciales colocadas en el pórtico 3 para satisfacer el procedimiento 3.

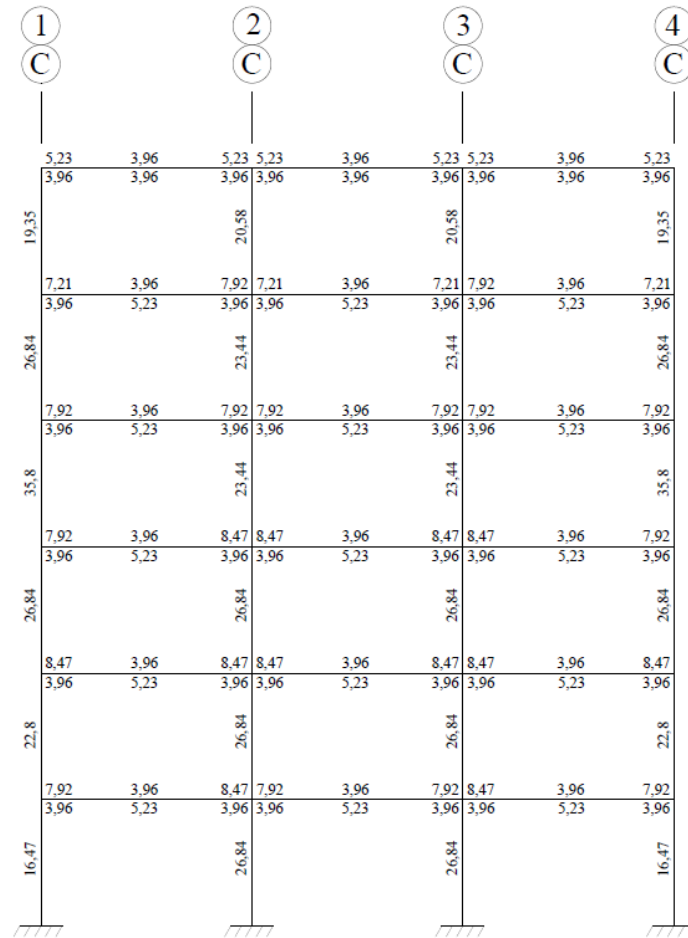


Fig. IV.23 Área de acero en cm² colocada en el pórtico 3 para satisfacer el procedimiento 3.

Tabla IV.15. Verificación del cumplimiento del Procedimiento 3 con el ajuste en el pórtico 3.

PISO	COLUMNA	VERIFICACION							
		U6				U7			
		Sh ⁺	Sv ⁺	Sh ⁻	Sv ⁺	Sh ⁺	Sv ⁻	Sh ⁻	Sv ⁻
1	1	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	2	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	3	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	4	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
2	1	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	2	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	3	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	4	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
3	1	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	2	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	3	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	4	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
4	1	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	2	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	3	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	4	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

5	1	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	2	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	3	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	4	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
6	1	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	2	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	3	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
	4	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

IV.4.3.2. Análisis Estático No Lineal.

De igual forma que en los casos anteriores, se realizó un análisis estático no lineal para observar el mecanismo de falla presentado.

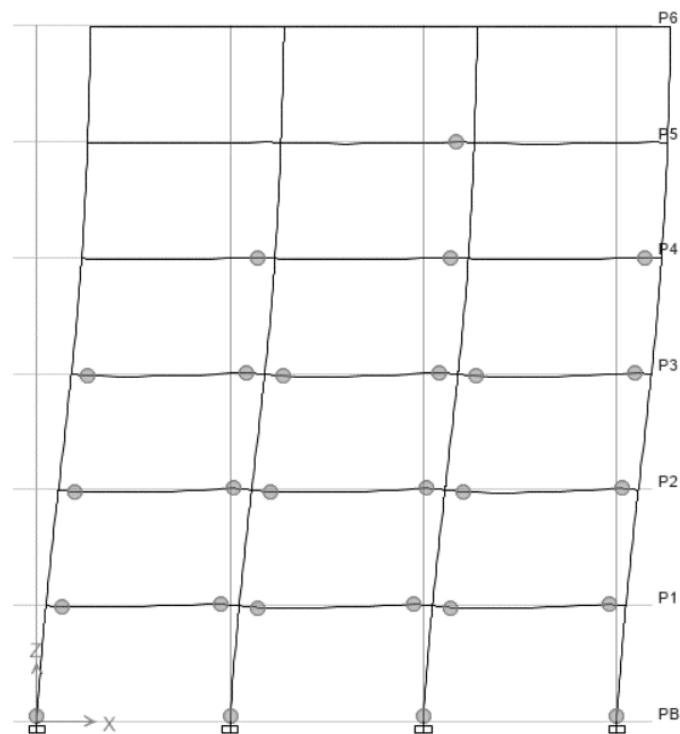


Fig. IV. 24. Representación gráfica del pushover con la distribución de acero de acuerdo al procedimiento 3 para el pórtico 3, con un patrón de carga lateral y sismo positivo. Obtenido con la herramienta Etabs 20.0.

Como se puede observar en la Fig. IV.24 con el acero longitudinal propuesto para satisfacer el procedimiento 3 ocurre un comportamiento similar al presentado en la Fig. IV.21, solo se llega a generar el mecanismo ideal en los primero 3 niveles.

IV.4.4. Comparación de los Métodos.

Tabla IV.16. Incremento de acero de acuerdo a los Procedimientos 1, 2 y 3 para el pórtico 3.

Piso	Columna	Procedimiento 1	Procedimiento 2	Procedimiento 3
1	1			
	2			
	3			0%
	4			
2	1			38%
	2			0%
	3			0%
	4			38%
3	1			63%
	2			0%
	3			0%
	4			63%
4	1	0%	0%	117%
	2			14%
	3			14%
	4			117%
5	1			63%
	2			14%
	3			14%
	4			63%
6	1			
	2			
	3			0%
	4			

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos al aplicar cada uno de los métodos de estudio se pudo observar que el procedimiento 1 y 2, con el acero propuesto en el diseño fue suficiente para garantizar que no se generen mecanismos de piso. Sin embargo, en el análisis estático no lineal se puede observar que se empiezan a formar las rótulas plásticas en las columnas en el P3.

Por su parte, al ajustar el pórtico 3 de acuerdo al procedimiento 3, para garantizar que la capacidad resistente de las columnas fuera la adecuada para que soportaran los momentos últimos de diseño, se obtuvo que fue necesario más acero longitudinal en las columnas de los Pisos 2, 3, 4 y 5. Debido al ajuste del pórtico según el procedimiento 3, se puede observar en el análisis estático no lineal, que a diferencia de lo que ocurre con los procedimientos 1 y 2, en este caso no hay inicios de formación de rótulas plásticas en las columnas.

CAPITULO V

CONCLUSIONES

En este trabajo de grado se compararon los Procedimientos 1 y 2 de la Norma Venezolana FONDONORMA 1753:2006 y el diseño por capacidad propuesto inicialmente por la norma neozelandesa NZS 3101 de 1995, adaptado y presentado en el Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes (INPRES-CIRSOC 103), para establecer la condición columna fuerte viga débil de 3 pórticos de concreto reforzado de 2, 4 y 6 niveles cumpliendo con los requisitos del ND3.

Inicialmente se realizó un predimensionado y modelado de los pórticos, teniendo en cuenta las relaciones mínimas de diseño de acuerdo a las normativas venezolanas consultadas; se tomó la decisión de aumentar las dimensiones de algunas columnas para mantener la simetría de las secciones en los pórticos de 2 y 4 niveles, y variar las cada 3 niveles para el pórtico de 6 pisos, con esa decisión de diseño las columnas propuestas fueron capaces de resistir mayores cargas axiales y momentos flectores.

Ahora bien, para los procedimientos propuestos por la NVF 1753:2006 se obtuvieron valores de las relaciones de la resistencia a flexión entre las columnas y vigas mayores al valor 1,2 propuesto por la norma, a excepción del pórtico 1 que fue el único que requirió un ajuste para satisfacer el procedimiento 2. Se puede destacar que el procedimiento 2 resultó más exigente, ya que los valores de las relaciones resultaron ser muchos más cercanos al valor utilizado como límite, en comparación con el procedimiento 1, donde los resultados son mucho más elevados.

Por otro lado, el procedimiento 3, basado en el diseño por capacidad, propuesto en el Reglamento INPRES-CIRSOC 103, le da una mayor importancia a la acción del sismo horizontal para determinar el momento último de diseño de las columnas, debido a que varios de los parámetros utilizados se obtienen a partir exclusivamente de la acción del sismo en las vigas y columnas.

Así mismo, se pudo observar que este procedimiento suele ser mucho más exigente a la hora de evaluar la capacidad resistente de las columnas, lo cual concuerda con el objeto de este método, que es diseñar los elementos estructurales que no son capaces de disipar energía inelástica, de una manera tan eficiente como las vigas, con una resistencia lo suficientemente elevada para garantizar su comportamiento elástico. Debido a lo anterior, para la aplicabilidad de este procedimiento se realizó un ajuste en el diseño de los 3 pórticos, ya que fue necesario

dotar a las columnas de una mayor área de acero longitudinal en comparación con los métodos anteriores. Es importante mencionar, que a pesar de que el reglamento argentino considera colocar el mismo acero de refuerzo longitudinal superior e inferior de las vigas, entre nuestras limitaciones contemplamos que únicamente se harían modificaciones en el diseño de la distribución de acero de las columnas, por lo que se aplicó el método argentino sin llevar a cabo ningún cambio en las vigas.

En términos generales, se constató la importancia de considerar el efecto de las cargas axiales sobre la resistencia a flexión de las columnas, sobre todo se debe tomar en cuenta la acción y dirección de las acciones debidas al sismo, ya que, se puede dar el caso de que para una misma combinación de carga se cumpla la relación de resistencia a flexión en un sentido del sismo, pero puede fallar en el otro sentido.

Finalmente, como parte de la evaluación de los pórticos, se realizaron análisis estáticos no lineales (*pushover*) con la herramienta de diseño Etabs 20.0, para analizar su comportamiento sismorresistente. Teniendo en cuenta que en cada análisis se evaluó la eficacia y la eficiencia de cada uno de los procedimientos propuestos, considerándolos eficaz si lograron garantizar el mecanismo de falla ideal, y eficiente de acuerdo a la cantidad de acero longitudinal que requirieron para garantizar su cumplimiento.

Además, estos análisis permitieron verificar que al cumplir con los procedimientos 1 y 2 de la NVF 1753:2006 y el método de diseño por capacidad planteado en la norma argentina, se puede evitar la formación de mecanismos de piso, pero en algunos casos, sobre todo en los pisos superiores, no se logró el desarrollo de las rótulas plásticas en las vigas, haciendo mención que para los pórticos 2 y 3, el procedimiento 3 fue el que más se acercó al desarrollo del mecanismo ideal, pero no fue muy eficiente debido a que requirió un considerable aumento en el acero de refuerzo longitudinal de las columnas. Además, es importante resaltar que el pórtico 2 diseñado de acuerdo al procedimiento 1 y 2, presenta un desarrollo de rótulas plásticas en los extremos superiores de las columnas del tercer nivel, sin llegar a generar del todo un mecanismo de piso, pero presentando una situación desfavorable, debido a que se generó primero ese patrón de rótulas en las columnas antes de poderse desarrollar en las vigas de ese mismo nivel.

Por su parte, para el pórtico 1 el procedimiento 1 y 3 garantizaron el mecanismo de falla ideal, siendo el primero de ellos el más eficaz y eficiente a la hora de garantizar el desarrollo de las rótulas plásticas en las vigas asociados a la condición columna fuerte viga débil, al no

requerir de ningún ajuste en el diseño para lograr su cumplimiento. Sin embargo, el procedimiento 1 no fue igual de eficiente para los pórticos de mayor altura, en donde a pesar de cumplir con la relación de resistencia de 1,2 y de no generar mecanismos de piso, no garantizaron la formación del mecanismo ideal para el criterio de columna fuerte viga débil.

RECOMENDACIONES

Al realizar el análisis de los 3 pórticos de concreto reforzado se pudo observar que para al aplicar los procedimientos 1 y 2 de la NVF 1753: 2006, valores de las relaciones de resistencia a flexión entre las columnas y vigas de 2 y 4, se lograban generar los mecanismos de falla ideal en los pórticos para los procedimientos 1 y 2, por lo que se recomienda en futuras comparaciones de estos métodos, plantear como límite de la relación un valor mayor de 1,2, y observar si de esa forma se garantiza el desarrollo del mecanismo de falla ideal en pórticos de mediana altura.

Debido a lo observado en el pórtico 1, se recomienda tomar en consideración el método propuesto por el reglamento argentino en el diseño de estructuras de bajos niveles, debido a que con un ajuste mínimo se logró cumplir con los requerimientos de diseño, y se presentó el mecanismo de falla ideal para la condición columna fuerte viga débil.

Además, se destaca que en el procedimiento 3, el reglamento hace una importante aclaratoria de que los momentos y cargas se deben definir en el eje de las columnas y vigas, y no en las caras de los apoyos que es lo que se conoce como la sección crítica del elemento. Se recomienda, para un futuro análisis, comparar que pasaría si se desarrolla el procedimiento 3 considerando los momentos y cargas en la cara de los apoyos.

Así mismo, en otra oportunidad en donde se busque hacer la comparación de los métodos planteados por la norma venezolana, con el método de diseño por capacidad de la norma argentina, se recomienda realizar los ajustes de acero de refuerzo en las vigas planteado en el reglamento argentino, para de esa manera poder hacer una comparación más precisa del método.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Norma Venezolana COVENIN 1756. (2001). *Edificaciones sismorresistentes*. Primera Revisión. Comisión Venezolana de Normas Industriales y Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas. Caracas.
- Norma Venezolana COVENIN 1756. (2019). *Edificaciones sismorresistentes*. Segunda Revisión. Comisión Venezolana de Normas Industriales y Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas. Caracas.
- Norma Venezolana COVENIN 2002. (1988). *Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones*. Comisión Venezolana de Normas Industriales. Caracas.
- Norma Venezolana FONDONORMA 1753. (2006). *Proyecto y construcción de obras en concreto estructural*. Fondo para la Normalización y Certificación de la Calidad. Caracas.
- Norma Venezolana 1618. (1998). *Estructuras de Acero para edificaciones. Método de los estados límites*. Caracas: Covenin.
- Reglamento INPRES-CIRSOC 103 (2005). *Reglamento argentino para construcciones sismorresistentes*. Instituto Nacional de Prevención Sísmica, Instituto Nacional de Tecnología Industrial y Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles. Argentina.
- Amado, J & Yañez, D. (2013). *Ejemplo de diseño sísmico de un edificio estructurado con pórticos de hormigón armado, según el reglamento argentino para construcciones sismorresistentes INPRES-CIRSOC 103, PARTE II, edición 2005*.
- ASCE SEI-41. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers and Structural Engineering Institute. Reston.
- FEMA 356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Federal Emergency Management Agency. Washington, D. C.
- Park, R. (2003). *Some Controversial Aspects of the Seismic Design of Reinforced Concrete Building Structures*. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering. Vol. 36, No. 3.
- Marinilli, A. (2017). *Evaluación de los procedimientos de la norma venezolana*

FONDONORMA 1753:2006 para determinar la resistencia mínima a flexión de columnas. Revista de la Facultad de Ingeniería de la UCV, Vol. 32, N° 4.

Pautasso, O. (2013). *Diseño Sismorresistente Por Capacidad De Un Edificio.* [Prácticas supervisadas, Universidad Nacional De Córdoba Facultad De Ciencias Exactas Físicas y Naturales].

Ayala, R. Delgadillo, A. & Ferrer, C. (2017) *Amenaza Sísmica en Latinoamérica.* Revista Geográfica Venezolana, vol. 58. Obtenido de <http://www.saber.ula.ve/handle/123456789/44173>

Hernández, A. (2010). Estático “pushover” Base Teórica y Aplicación Usando el Programa ETABS. Obtenido de www.udocz.com.

De Abreu, C. & Paz, J. (2015). *Evaluación de la condición columna fuerte-viga débil por nodo en pórticos planos de baja altura de concreto reforzado según las normas: FONDONORMA 1753-2006 y COVENIN 1618-1998.* [Tesis de grado para optar por el título de Ing. Civil, Universidad Central de Venezuela].

Arias, H. & Colson, G. (2014). *Evaluación de la condición columna fuerte-viga débil SEGÚN LA NORMA VENEZOLANA FONDONORMA 1753:2006, considerando la variación de la resistencia a compresión del concreto y del esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo.* [Tesis de grado para optar por el título de Ing. Civil, Universidad Central de Venezuela].

Arias, H. & Colson, G. (2014). *Evaluación de la condición columna fuerte-viga débil SEGÚN la Norma Venezolana FONDONORMA 1753:2006, considerando la variación de la resistencia a compresión del concreto y del esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo.* [Tesis de grado para optar por el título de Ing. Civil, Universidad Central de Venezuela].

Coita, A. & Rojas, J. (2014). *Análisis de la condición columna fuerte-viga débil según la Norma Venezolana FONDONORMA 1753:2006 tomando en cuenta el endurecimiento por deformación del acero de refuerzo.* [Tesis de grado para optar por el título de Ing. Civil, Universidad Central de Venezuela].

Jaén, A. & Sargent, R. (2012). *Evaluación de la condición columna fuerte – viga débil según*

la Norma Venezolana FONDONORMA 1753-2006. [Tesis de grado para optar por el título de Ing. Civil, Universidad Central de Venezuela].

Rodríguez, S. (2015) *ANÁLISIS DE LA RELACION DE RESISTENCIA DE VIGAS Y COLUMNAS QUE CONCURREN A UN NODO EN ESTRUCTURAS APORTICADAS DE HORMIGON ARMADO.* [Master en Ingeniería Sísmica: Dinámica de Suelos y Estructuras. Universidad Politécnica de Madrid].

APÉNDICES

APÉNDICE A. Predimensionamiento.

Tabla A. 1. Análisis de cargas para losa de entre piso.

CARGAS PERMANENTES		
Losa Nervada e = 30cm	470	(Kgf/m ²)
Tabiquería	150	(Kgf/m ²)
Acabado superior (Espesor total e = 5 cm)	100	(Kgf/m ²)
Acabado inferior (Friso cal y cemento e = 2cm)	38	(Kgf/m ²)
CARGAS VARIABLES		
Edificio de Viviendas	175	(Kgf/m ²)
TOTAL	933	(Kgf/m²)

Tabla A. 2. Análisis de cargas para losa de techo.

CARGAS PERMANENTES		
Losa Nervada e = 30cm	470	(Kgf/m ²)
Impermeabilización de manto asfáltico con acabado exterior (e= 5mm)	6	(Kgf/m ²)
Acabado inferior (Friso cal y cemento e = 2cm)	38	(Kgf/m ²)
CARGAS VARIABLES		
Techo visitable con pendiente menor al 15%	100	(Kgf/m ²)
TOTAL	614	(Kgf/m²)

Tabla A. 3. Predimensionamiento pórtico 1

Predimensionamiento							
Columna	Piso	Tipo	Axial total	Sección por calculo		Sección adoptada	
			kgf	B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)
A1 - A4	2	Esquina	3.837,50	30	30	30	30
D1 - D4	1		9.668,75	30	30	30	30
A2 - A3	2	Laterales	7.675,00	30	30	35	35
B1 - B4	1		19.337,50	30	30	35	35
C1 - C4			38.675,00	30	30	35	35
D2 - D3	1	Centrales	15.350,00	30	30	35	35
B2 - B3	2		38.675,00	30	30	35	35
C2 - C3	1						

Tabla A. 4. Predimensionamiento pórtico 2

Predimensionamiento							
Columna	Piso	Tipo	Axial total	Sección por calculo		Sección adoptada	
			kgf	B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)
A1 - A4 D1 - D4	4	Esquina	3.837,50	30	30	30	30
	3		9.668,75	30	30	30	30
	2		15.500,00	30	30	30	30
	1		21.331,25	30	30	30	30
A2 - A3 B1 - B4 C1 - C4 D2 - D3	4	Laterales	7.675,00	30	30	35	35
	3		19.337,50	30	30	35	35
	2		31.000,00	30	30	40	40
	1		42.662,50	35	35	40	40
B2 - B3 C2 - C3	4	Centrales	15.350,00	30	30	35	35
	3		38.675,00	30	30	35	35
	2		62.000,00	35	35	40	40
	1		85.325,00	40	40	40	40

Tabla A. 5. Predimensionamiento pórtico 3

Predimensionamiento modelo de 6 pisos							
Columna	Piso	Tipo	Axial total	Sección por calculo		Sección adoptada	
			kgf	B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)
A1 - A4 D1 - D4	6	Esquina	3.837,50	30	30	30	30
	5		9.668,75	30	30	30	30
	4		9.668,75	30	30	30	30
	3		15.500,00	30	30	35	35
	2		21.331,25	30	30	35	35
	1		27.162,50	35	35	35	35
A2 - A3 B1 - B4 C1 - C4 D2 - D3	6	Laterales	7.675,00	30	30	35	35
	5		11.662,50	30	30	35	35
	4		23.325,00	30	30	35	35
	3		34.987,50	30	30	40	40
	2		46.650,00	35	35	40	40
	1		58.312,50	40	40	40	40
B2 - B3 C2 - C3	6	Centrales	15.350,00	30	30	45	45
	5		38.675,00	30	30	45	45
	4		62.000,00	35	35	45	45
	3		85.325,00	40	40	50	50
	2		108.650,00	45	45	50	50
	1		131.975,00	50	50	50	50

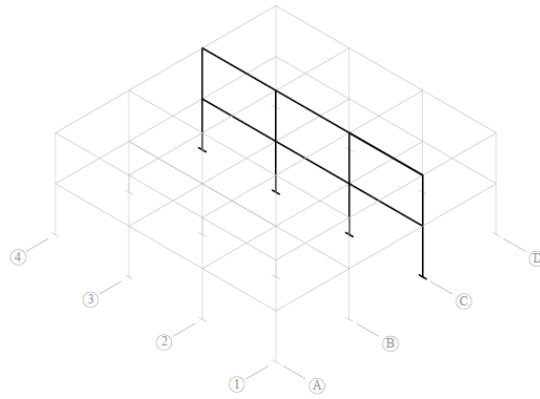


Fig. A. 1. Ubicación del Pórtico 1

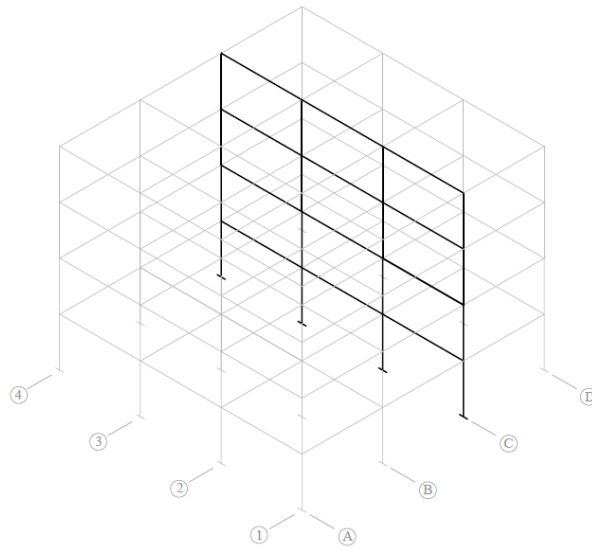


Fig. A. 2. Ubicación del Pórtico 2.

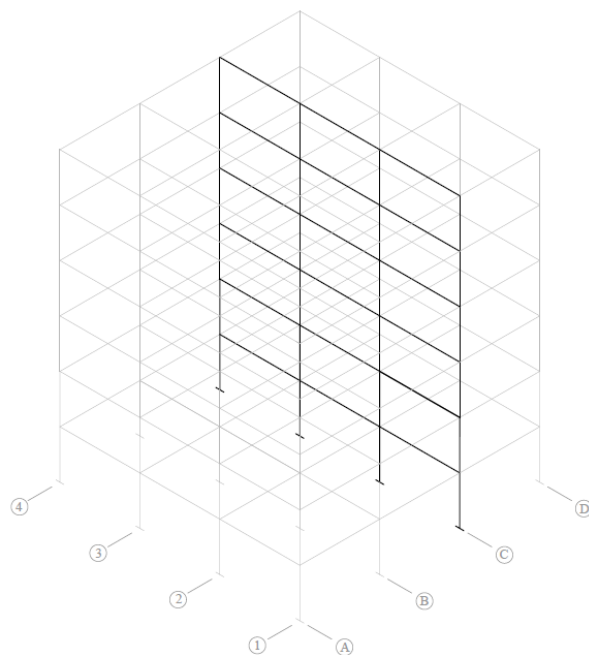


Fig. A.3. Ubicación del Pórtico 3.

APÉNDICES B. Características del sismo.

Tabla B. 1. Características del Sitio.

Ubicación	Caracas
Velocidad de ondas de corte promedio	400 m/s
Clase de sitio del perfil geotécnico	C
Profundidad del basamento rocoso	30 m
Condición topográfica	Leve

Tabla B. 2. Características de la Estructuras.

Edificaciones de uso común	Grupo de importancia B2
Estructuras aporticadas	Tipo I. Sub tipo I-a
Se diseñarán las estructuras según	ND3
Las edificaciones serán simétricas	

Tabla B. 3. Factores para el Espectro de Respuesta Inelástico.

A₀	0,27	Fig. 4.1
A₁	0,21	Fig. 4.2
TL	3,9	Fig. 4.3
α	1	Tabla 4
F_A^C	1,2	Tabla 8
F_V^C	1,4	Tabla 9
F_D^C	1,2	Tabla 10
F_A^T	1	Tabla 11
F_V^T	1	
F_D^T	1	
F_A^H	1	Tabla 12
F_V^H	1	
F_D^H	1	
q	1,7	Tabla 17
R	6	Tabla 15
FI	1	Tabla 14
T+	0,4 sg	Tabla 18
ρ	1	Tabla 13
A_A	0,324	Ec. III.2.
A_V	0,29	Ec. III.3.
F_A	1,2	Ec. III.4.
F_V	1,4	Ec. III.5.
F_D	1,2	Ec. III.6.
T_D	3,34 sg	Ec. III.7.
T_C	0,38 sg	Ec. III.8.

T_B	0,09 sg	Ec. III.9.
T_A	0,02 sg	Ec. III.10.
β*	2,4	Ec. III.11.

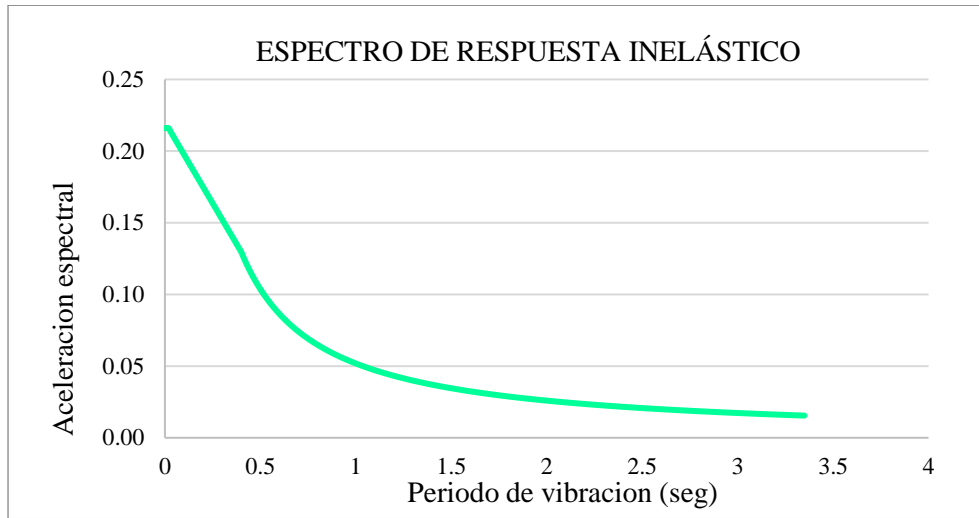


Fig. B. 1. Espectro de Respuesta Inelástica.

APENDICES C. Demanda de acero requerida

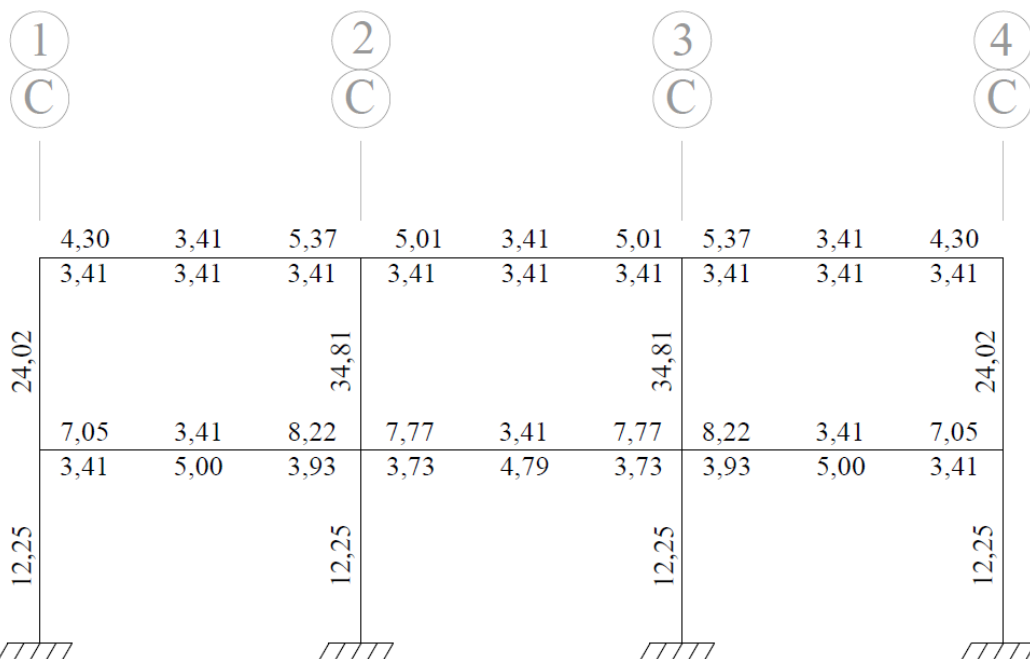


Fig. C. 1. Área de acero requerida en cm² en el pórtico 1 de acuerdo al programa Etabs 20.0.

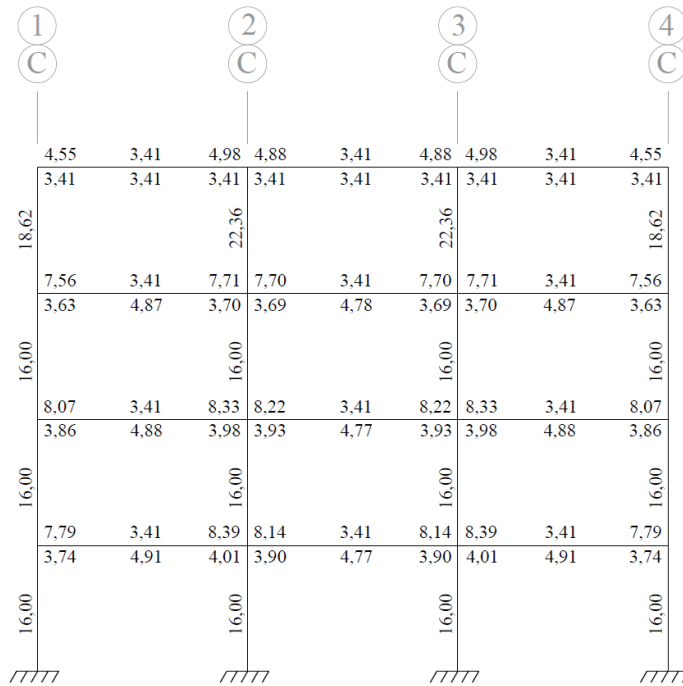


Fig. C. 2. Área de acero requerida en cm² en el pórtico 2 de acuerdo al programa Etabs 20.0.

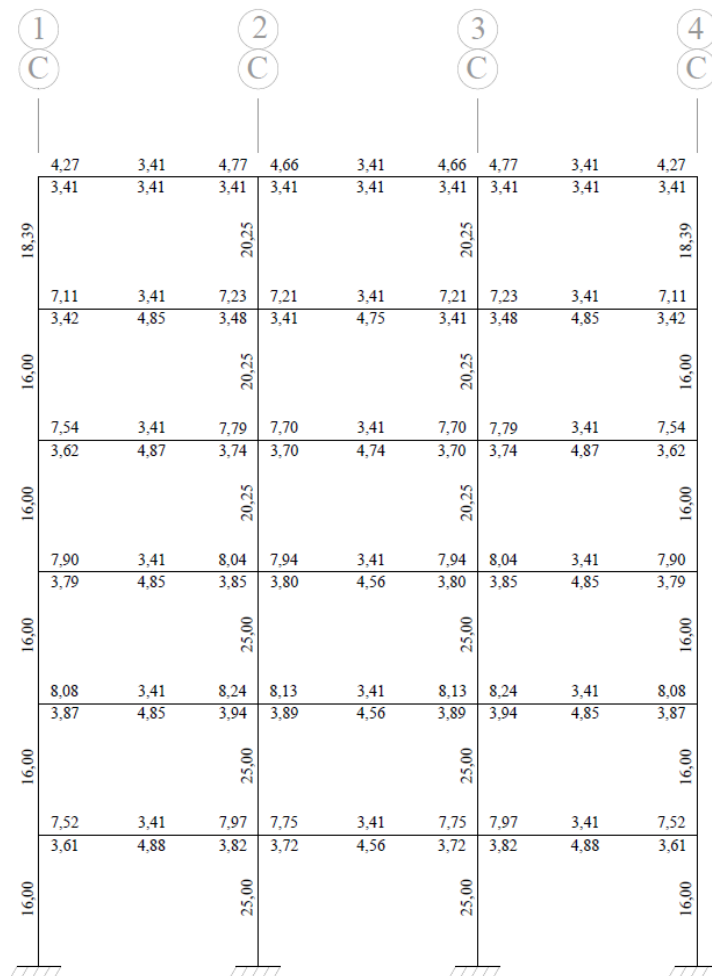


Fig. C. 3. Área de acero requerida en cm² en el pórtico 3 de acuerdo al programa Etabs 20.0.

APÉNDICE D. Chequeo de diseño

Tabla D. 1. Porcentaje de masa participativa total en los modos de vibración.

Pórtico	Sum Ux	Sum Ux
1	100%	100%
2	100%	100%
3	100%	100%

Tabla D. 2. Cortante basal.

Cortante basal						
Niveles	Tc	μ	W	Ad	0.85*Vo	Ve
2	0,3780864	0,9625	96361,12	0,1341343	10574,536	31265,83
4	0,3780864	0,91	209282,25	0,0822857	13320,397	38623,62
6	0,3780864	0,875	324768,37	0,0602791	14560,197	36717,48

Tabla D.3. Coeficientes Sísmicos.

Coeficiente sísmico						
Niveles	V ₀	W	C	A _A	R	C _{min}
2	312605,83	96361,12	3,24410748			
4	38623,62	209282,25	0,18455278	0,324	6	0,054
6	36717,48	324768,37	0,11305744			

Tabla D.4. Relación de derivas máximas

Deriva total							
Niveles	PISO	δ_{ei}	Cd	Δ_{ei}	Δ_{ti}	Δ_i	Δ_i limite
2	2	0,818000	4 1/4	0,427800	1,818150	0,006061	0,018
	1	0,390200	4 1/4	0,390200	1,658350	0,005528	0,018
4	4	2,006000	4 1/4	0,359106	1,526201	0,005087	0,018
	3	1,646894	4 1/4	0,555857	2,362392	0,007875	0,018
	2	1,091037	4 1/4	0,666149	2,831133	0,009437	0,018
	1	0,424888	4 1/4	0,424888	1,805774	0,006019	0,018
6	6	2,807630	4 1/4	0,249317	1,059597	0,003532	0,018
	5	2,558313	4 1/4	0,395412	1,680501	0,005602	0,018
	4	2,162901	4 1/4	0,537340	2,283695	0,007612	0,018
	3	1,625561	4 1/4	0,628844	2,672587	0,008909	0,018
	2	0,996717	4 1/4	0,635365	2,700301	0,009001	0,018
	1	0,361352	4 1/4	0,361352	1,535746	0,005119	0,018

APÉNDICE E. Momentos resistentes en vigas.

Tabla E. 1. Momentos resistentes de las vigas pórtico 1.

Momento resistente en vigas					
Nivel	Viga	Nodo	Mn+ Kgf*m	Mn- Kgf*m	
1	1-2	1	5.437,92	10.441,92	
		2	5.437,92	11.102,60	
	2-3	2	5.437,92	10.441,92	
		3	5.437,92	10.441,92	
	3-4	3	5.437,92	11.102,60	
		4	5.437,92	10.441,92	
	2	1-2	1	5.437,92	7.090,00
			2	5.437,92	7.994,16
2-3		2	5.437,92	7.090,00	
		3	5.437,92	7.090,00	
3-4		3	5.437,92	7.994,16	
		4	5.437,92	7.090,00	

Tabla E. 2. Momentos resistentes de las vigas pórtico 2

Momento resistente en vigas					
Nivel	Viga	Nodo	Mn+ Kgf*m	Mn- Kgf*m	
1	1-2	1	5.437,92	10.441,92	
		2	7.090,00	11.102,60	
	2-3	2	5.437,92	11.102,60	
		3	5.437,92	11.102,60	
	3-4	3	7.090,00	11.102,60	
		4	5.437,92	10.441,92	
	2	1-2	1	5.437,92	11.102,60
			2	7.090,00	11.102,60
2-3		2	5.437,92	11.102,60	
		3	5.437,92	11.102,60	
3-4		3	7.090,00	11.102,60	
		4	5.437,92	11.102,60	
3		1-2	1	5.437,92	10.441,92
			2	5.437,92	10.441,92
	2-3	2	5.437,92	10.441,92	
		3	5.437,92	10.441,92	
	3-4	3	5.437,92	10.441,92	
		4	5.437,92	10.441,92	
	4	1-2	1	5.437,92	7.090,00
			2	5.437,92	7.090,00
2-3		2	5.437,92	7.090,00	

	3	5.437,92	7.090,00
3-4	3	5.437,92	7.090,00
	4	5.437,92	7.090,00

APÉNDICE F. Fuerza axial en columnas generadas por las combinaciones U6 y U7

Tabla F. 1. Cargas axiales en las columnas pórtico 1.

PISO	COLUMNA	Carga axial Pu (kgf)							
		U5				U7			
		Sh ⁺	Sv ⁺	Sh ⁻	Sv ⁺	Sh ⁺	Sv ⁻	Sh ⁻	Sv ⁻
1	1	32.126,91	35.051,85	11.716,76	14.641,70				
	2	61.766,41	62.235,73	24.004,31	24.473,63				
	3	62.235,73	61.766,41	24.473,63	24.004,31				
	4	35.051,85	32.126,91	14.641,70	11.716,76				
2	1	13.385,18	14.569,98	5.073,05	6.257,85				
	2	25.224,34	25.466,10	10.163,71	10.405,47				
	3	25.466,10	25.224,34	10.405,47	10.163,71				
	4	14.569,98	13.385,18	6.257,85	5.073,05				

Tabla F. 2. Cargas axiales en las columnas pórtico 2.

PISO	COLUMNA	Carga axial Pu (kgf)							
		U6				U7			
		Sh ⁺	Sv ⁺	Sh ⁻	Sv ⁺	Sh ⁺	Sv ⁻	Sh ⁻	Sv ⁻
1	1	71.074,40	78.356,76	25.326,24	32.608,60				
	2	134.969,04	135.529,74	51.884,94	52.445,64				
	3	135.529,74	134.969,04	52.445,64	51.884,94				
	4	78.356,76	71.074,40	32.608,60	25.326,24				
2	1	52.057,21	57.249,77	18.677,76	23.870,32				
	2	98.293,56	98.688,88	37.959,82	38.355,14				
	3	98.688,88	98.293,56	38.355,14	37.959,82				
	4	57.249,77	52.057,21	23.870,32	18.677,76				
3	1	33.074,01	36.030,89	12.087,68	15.044,56				
	2	61.778,41	62.024,39	24.089,98	24.335,96				
	3	62.024,39	61.778,41	24.335,96	24.089,98				
	4	36.030,89	33.074,01	15.044,56	12.087,68				
4	1	13.860,45	15.015,59	5.274,34	6.429,48				
	2	25.303,82	25.455,46	10.223,65	10.375,29				
	3	25.455,46	25.303,82	10.375,29	10.223,65				
	4	15.015,59	13.860,45	6.429,48	5.274,34				

Tabla F. 3. Cargas axiales en las columnas pórtico 3.

PISO	COLUMNA	Carga axial Pu (kgf)							
		U6				U7			
		Sh ⁺	Sv ⁺	Sh ⁻	Sv ⁺	Sh ⁺	Sv ⁻	Sh ⁻	Sv ⁻
1	1	109.057,94	119.631,96	38.875,02	49.449,04				
	2	212.900,65	213.073,43	81.807,87	81.980,65				
	3	213.073,43	212.900,65	81.980,65	81.807,87				
	4	119.631,96	109.057,94	49.449,04	38.875,02				
2	1	90.000,76	98.673,32	32.153,27	40.825,83				
	2	175.164,14	175.295,46	67.417,04	67.548,36				
	3	175.295,46	175.164,14	67.548,36	67.417,04				
	4	98.673,32	90.000,76	40.825,83	32.153,27				
3	1	71.116,77	77.531,43	25.608,11	32.022,77				
	2	137.568,72	137.647,20	53.083,11	53.161,59				
	3	137.647,20	137.568,72	53.161,59	53.083,11				
	4	77.531,43	71.116,77	32.022,77	25.608,11				
4	1	52.192,22	56.469,76	19.010,17	23.287,71				
	2	99.977,59	100.006,55	38.749,98	38.778,94				
	3	100.006,55	99.977,59	38.778,94	38.749,98				
	4	56.469,76	52.192,22	23.287,71	19.010,17				
5	1	33.123,01	35.547,23	12.269,60	14.693,82				
	2	62.884,12	62.926,64	24.597,92	24.640,44				
	3	62.926,64	62.884,12	24.640,44	24.597,92				
	4	35.547,23	33.123,01	14.693,82	12.269,60				
6	1	13.850,56	14.818,02	5.327,71	6.295,17				
	2	25.874,19	25.896,93	10.493,01	10.515,75				
	3	25.896,93	25.874,19	10.515,75	10.493,01				
	4	14.818,02	13.850,56	6.295,17	5.327,71				

APÉNDICE G. Momentos resistentes en las columnas. Procedimiento 1 y 2

Tabla G. 1. Momentos resistentes de las columnas pórtico 1.

Piso	Eje	Momentos Resistentes (kgf*m)							
		U6				U7			
		Sh ⁺	Sv ⁺	Sh ⁻	Sv ⁺	Sh ⁺	Sv ⁻	Sh ⁻	Sv ⁻
1	1 sup	15530		15720		14410		14600	
	1 inf	11300		11610		8460		8950	
	2 sup	20450		20480		19350		19420	
	2 inf	13750		13760		10200		10360	
	3 sup	20480		20450		19420		19350	
	3 inf	13760		13750		10360		10200	
	4 sup	15720		15530		14600		14410	
	4 inf	11610		11300		8950		8460	

Tabla G. 2. Momentos resistentes de las columnas pórtico 2.

Momentos Resistentes (kgf*m)									
Nivel	Eje	U6				U7			
		Sh⁺	Sv⁺	Sh⁻	Sv⁺	Sh⁺	Sv⁻	Sh⁻	Sv⁻
1	1 sup	18340		18820		14280		14850	
	1 inf	20400		20900		15050		15820	
	2 sup	22520		22600		16340		16450	
	2 inf	24750		24750		18050		18280	
	3 sup	22600		22520		16450		16340	
	3 inf	24750		24750		18280		18050	
	4 sup	18820		18340		14850		14280	
	4 inf	20900		20400		15820		15050	
2	1 sup	15950		16280		13450		13820	
	1 inf	18340		18820		14280		14850	
	2 sup	19280		19410		14950		14920	
	2 inf	22550		22640		16480		16580	
	3 sup	19410		19280		14920		14950	
	3 inf	22640		22550		16580		16480	
	4 sup	16280		15950		13820		13450	
	4 inf	18820		18340		14850		14280	
3	1 sup	14300		14510		13050		13180	
	1 inf	15950		16220		13360		13820	
	2 sup	18650		18720		16180		16220	
	2 inf	19280		19350		14860		14920	
	3 sup	18720		18650		16220		16180	
	3 inf	19350		19280		14920		14860	
	4 sup	14510		14300		13180		13050	
	4 inf	16220		15950		13820		13360	

Tabla G. 3. Momentos resistentes de las columnas pórtico 3.

Momentos Resistentes (kgf*m)									
Nivel	Eje	U6				U7			
		Sh⁺	Sv⁺	Sh⁻	Sv⁺	Sh⁺	Sv⁻	Sh⁻	Sv⁻
1	1 sup	21820		22530		15780		16820	
	1 inf	23380		24050		16530		17920	
	2 sup	46910		46850		35460		35480	
	2 inf	48980		49020		37820		37720	
	3 sup	46850		46910		35480		35460	
	3 inf	49020		48980		37720		37820	
	4 sup	22530		21820		16820		15780	
	4 inf	24050		23380		17920		16530	

2	1 sup	20420	20850	15010	15780
	1 inf	21820	22530	15780	16820
	2 sup	44310	44350	33150	33200
	2 inf	46910	46850	35460	35480
	3 sup	44350	44310	33200	33150
	3 inf	46850	46910	35480	35460
	4 sup	20850	20420	15780	15010
	4 inf	22530	21820	16820	15780
3	1 sup	18240	18720	14300	14830
	1 inf	20420	20850	15010	15780
	2 sup	35800	35850	26050	26100
	2 inf	44310	44350	33150	33200
	3 sup	35850	35800	26100	26050
	3 inf	44350	44310	33200	33150
	4 sup	18720	18240	14830	14300
	4 inf	20850	20420	15780	15010
4	1 sup	15850	16150	13480	13680
	1 inf	18240	18720	14300	14830
	2 sup	25950	25890	19310	19280
	2 inf	30510	30520	21850	21720
	3 sup	25890	25950	19280	19310
	3 inf	30520	30510	21720	21850
	4 sup	16150	15850	13680	13480
	4 inf	18720	18240	14830	14300
5	1 sup	14300	14500	12950	13080
	1 inf	15850	16150	13480	13680
	2 sup	19650	19670	16850	16870
	2 inf	25950	25890	19310	19280
	3 sup	19670	19650	16870	16850
	3 inf	25890	25950	19280	19310
	4 sup	14500	14300	13080	12950
	4 inf	16150	15850	13680	13480

APÉNDICE H. resistentes y últimos en las columnas. Procedimiento 3.

Tabla H. 1. Momentos últimos de las columnas del pórtico 1.

Piso	Col	ϕ^{ob}		ω	M_{CE}	V_U		M_U	
		Sh^+	Sh^-			Sh^+	Sh^-	Sh^+	Sh^-
1	1	3,61	6,93	1,30	1.455,03	9.285,04	17.829,17	5.707,58	10.959,73
	2	6,06	5,82			15.600,58	14.977,44	9.589,80	9.206,75
	3	5,82	6,06			14.977,44	15.600,58	9.206,75	9.589,80
	4	6,93	3,61			17.829,17	9.285,04	10.959,73	5.707,58
2	1	5,34	6,96	1,00	2.137,30	10.161,20	13.248,26	10.192,73	13.289,37
	2	7,99	7,45			15.198,09	14.175,06	15.245,25	14.219,04
	3	7,45	7,99			14.175,06	15.198,09	14.219,04	15.245,25
	4	6,96	5,34			13.248,26	10.161,20	13.289,37	10.192,73

Tabla H. 2. Momentos resistentes de las columnas pórtico 1.

PISO	COLUMNA	Mpu (kgf*m)							
		U6				U7			
		Sh+	Sv+	Sh-	Sv+	Sh+	Sv-	Sh-	Sv-
1	1	11300		11610		8460		8950	
	2	13750		13760		10200		10360	
	3	13760		13750		10360		10200	
	4	11610		11300		8950		8460	
2	1	15530		15720		14410		14600	
	2	20450		20480		19350		19420	
	3	20480		20450		19420		19350	
	4	15720		15530		14600		14410	

Tabla H. 3. Momentos últimos de las columnas del pórtico 2.

Nivel	Col	ϕ^{ob}		ω	M_{CE}	V_U		M_U	
		Sh+	Sh-			Sh+	Sh-	Sh+	Sh-
1	1	2,62	5,03	1,30	1.146,96	9.096,92	17.467,95	2.812,55	5.400,67
	2	4,24	4,67			14.740,95	16.213,29	4.557,55	5.012,76
	3	4,67	4,24			16.213,29	14.740,95	5.012,76	4.557,55
	4	5,03	2,62			17.467,95	9.096,92	5.400,67	2.812,55
2	1	2,55	5,21	1,50	2.769,07	8.277,14	16.899,45	9.604,91	19.610,35
	2	4,10	4,51			13.287,05	14.614,17	15.418,48	16.958,49
	3	4,51	4,10			14.614,17	13.287,05	16.958,49	15.418,48
	4	5,21	2,55			16.899,45	8.277,14	19.610,35	9.604,91
3	1	3,32	6,37	1,30	2.664,15	8.549,11	16.416,04	10.465,01	20.094,96
	2	5,06	5,06			13.037,31	13.037,31	15.959,03	15.959,03
	3	5,06	5,06			13.037,31	13.037,31	15.959,03	15.959,03
	4	6,37	3,32			16.416,04	8.549,11	20.094,96	10.465,01
4	1	5,16	6,73	1,00	2.138,59	9.487,55	12.369,95	9.903,99	12.912,90
	2	6,59	6,59			12.111,14	12.111,14	12.642,73	12.642,73
	3	6,59	6,59			12.111,14	12.111,14	12.642,73	12.642,73
	4	6,73	5,16			12.369,95	9.487,55	12.912,90	9.903,99

Tabla H. 4. Momentos resistentes de las columnas pórtico 2.

PISO	COLUMNA	Mpu (kgf*m)							
		U6				U7			
		Sh+	Sv+	Sh-	Sv+	Sh+	Sv-	Sh-	Sv-
1	1	20400		20900		14270		15540	
	2	24720		24750		18200		18250	
	3	24750		24720		18250		18200	
	4	20900		20400		15540		14270	
2	1	18230		18780		13170		14050	
	2	22470		22550		16350		16400	
	3	22550		22470		16400		16350	
	4	18780		18230		14050		13170	
3	1	15600		16100		12120		12590	
	2	19300		19350		14100		14120	
	3	19350		19300		14120		14100	
	4	16100		15600		12590		12120	
4	1	14340		14470		13000		13180	
	2	18650		18700		16180		16220	
	3	18700		18650		16220		16180	
	4	14470		14340		13180		13000	

Tabla H. 5. Momentos últimos de las columnas del pórtico 3.

Nivel	COL	ϕ^o_b		ω	M^C_E	V_U		M_U	
		Sh+	Sh-			Sh+	Sh-	Sh+	Sh-
1	1	2,83	5,43	1,30	740,47	7.729,30	14.841,85	1.796,41	3.449,47
	2	4,34	4,17		1.692,17	21.658,99	20.793,86	6.953,56	6.675,81
	3	4,17	4,34		1.692,17	20.793,86	21.658,99	6.675,81	6.953,56
	4	5,43	2,83		740,47	14.841,85	7.729,30	3.449,47	1.796,41
2	1	2,43	4,96	1,80	2.273,59	7.220,63	14.742,37	9.074,27	18.526,93
	2	3,72	3,72		3.032,36	14.598,38	14.598,38	18.565,80	18.565,80
	3	3,72	3,72		3.032,36	14.598,38	14.598,38	18.565,80	18.565,80
	4	4,96	2,43		2.273,59	14.742,37	7.220,63	18.526,93	9.074,27
3	1	2,60	4,99	1,80	2.490,43	7.035,98	13.510,52	10.809,94	20.757,31
	2	4,01	4,01		3.534,80	13.720,45	13.720,45	23.840,79	23.840,79
	3	4,01	4,01		3.534,80	13.720,45	13.720,45	23.840,79	23.840,79
	4	4,99	2,60		2.490,43	13.510,52	7.035,98	20.757,31	10.809,94
4	1	3,10	5,96	1,80	2.467,55	7.730,12	14.843,41	12.851,61	24.677,73
	2	4,63	4,63		2.924,61	12.264,87	12.264,87	22.913,80	22.913,80
	3	4,63	4,63		2.924,61	12.264,87	12.264,87	22.913,80	22.913,80
	4	5,96	3,10		2.467,55	14.843,41	7.730,12	24.677,73	12.851,61

5	1	4,15	7,31	1,30	2.087,21	8.171,42	14.390,60	10.283,12	18.109,49
	2	6,14	5,80		2.682,43	13.971,92	13.210,62	19.724,36	18.649,63
	3	5,80	6,14		2.682,43	13.210,62	13.971,92	18.649,63	19.724,36
	4	7,31	4,15		2.087,21	14.390,60	8.171,42	18.109,49	10.283,12
6	1	6,30	8,21	1,00	1.699,68	9.282,89	12.103,11	9.586,13	12.498,47
	2	7,46	7,46		1.955,81	11.591,31	11.591,31	13.202,40	13.202,40
	3	7,46	7,46		1.955,81	11.591,31	11.591,31	13.202,40	13.202,40
	4	8,21	6,30		1.699,68	12.103,11	9.282,89	12.498,47	9.586,13

Tabla H. 6. Momentos resistentes de las columnas pórtico 3.

PISO	COLUMNA	Mpu (kgf*m)							
		U6				U7			
		Sh+	Sv+	Sh-	Sv+	Sh+	Sv-	Sh-	Sv-
1	1	23330		24030		16490		17920	
	2	48550		48570		37600		37690	
	3	48570		48550		37690		37600	
	4	24030		23330		17920		16490	
2	1	21780		22530		15450		16780	
	2	46300		46350		35290		35370	
	3	46350		46300		35370		35290	
	4	22530		21780		16780		15450	
3	1	20350		20850		14370		15390	
	2	43820		43850		33000		33050	
	3	43850		43820		33050		33000	
	4	20850		20350		15390		14370	
4	1	18260		18740		13250		14000	
	2	30540		30560		21880		21900	
	3	30560		30540		21900		21880	
	4	18740		18260		14000		13250	
5	5	15580		16000		12150		12580	
	6	25900		25950		19200		19250	
	7	25950		25900		19250		19200	
	8	16000		15580		12580		12150	
6	9	14340		14480		12970		13140	
	10	19400		19430		16600		16620	
	11	19430		19400		16620		16600	
	12	14480		14340		13140		12970	