



UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ

**EVALUACIÓN DEL CRITERIO COLUMNA  
FUERTE Y VIGA DÉBIL EN EL DISEÑO  
SISMORESISTENTE DE ESTRUCTURAS EN  
ACERO Y CONCRETO ARMADO**

**Autoras:**

Henríquez Karla

CI: 27.927.941

Vargas Esthefany

CI: 25.441.732

Urb. Yuma II, calle N° 3. Municipio San Diego  
Teléfono: (0241) 8714240 (master) – Fax: (0241) 8712394



**REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA**  
**UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA DE CIVIL**

**EVALUACIÓN DEL CRITERIO COLUMNA FUERTE Y VIGA DÉBIL EN EL  
DISEÑO SISMORESISTENTE DE ESTRUCTURAS EN ACERO Y  
CONCRETO ARMADO**

Proyecto del Trabajo de Grado para optar al título de  
**INGENIERO CIVIL**

**Autoras:**

Henríquez Karla

CI: 27.927.941

Vargas Esthefany

CI: 25.441.732

**Tutor:**

Ing. Freddy Lanza

CI. 13.508.901

San Diego, mayo 2022



**ACTA DE APROBACIÓN**

INFORME FINAL DE PASANTÍA

TRABAJO DE GRADO

El jurado designado por la Facultad de Ingeniería Civil para la evaluación del Informe Final de Pasantía o Trabajo de Grado titulado: Evaluación del Criterio columna fuerte y viga débil en el diseño sísmoresistente de estructuras en acero y concreto armado

Realizado por el (la) Br. Estefany Vargas

C.I. N° 25.441.732 cursante de la carrera de Ingeniería Civil

hace constar después de analizar su contenido y oída la exposición oral, considera que el Informe Final o Trabajo de Grado ha obtenido la calificación de:

APROBADO

NO APROBADO

**El Jurado**

[Signature]  
Tutor Académico (Coordinador)  
Nombre: Carlos Rodríguez  
C.I.: 15148806

Jurado  
Nombre: Araceli Hernández  
C.I.:

[Signature]

Jurado  
Nombre: Jose Rodriguez  
C.I.: 527113

Fecha 02/06/22



[Signature]



UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ  
COORDINACIÓN DE PASANTÍA Y TRABAJO DE GRADO

**ACTA DE APROBACIÓN**

INFORME FINAL DE PASANTÍA

TRABAJO DE GRADO

El jurado designado por la Facultad de Ingeniería Civil para la evaluación del Informe Final de Pasantía o Trabajo de Grado titulado: Evaluación del criterio columna fuerte y viga débil en el diseño sísmoresistente de estructuras en acero y concreto armado

Realizado por el (la) Br. Karla Daniela Henríquez Cayama C.I. N° 27.927.941 cursante de la carrera de Ingeniería Civil hace constar después de analizar su contenido y oída la exposición oral, considera que el Informe Final o Trabajo de Grado ha obtenido la calificación de:

APROBADO

NO APROBADO

El Jurado

[Signature]  
Tutor Académico (Coordinador)  
Nombre: Los Rodríguez  
C.I.: 15148806

[Signature]  
Jurado  
Nombre: Ana Henríquez  
C.I.: 20229913

[Signature]  
Jurado José Rodríguez  
Nombre:  
C.I.: 15148806

Fecha: 02/06/22



UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
DECANATO DE INGENIERÍA



FI L 011 2022-ICR TG

Valencia, 27 de abril de 2022

Ciudadanos:

HENRIQUEZ CAYAMA, KARLA DANIELA

27.927.941

VARGAS VARGAS, ESTHEFANY DEL CARMEN

25.441.732

Presente -

Cumplo con informarle que la comisión de Trabajo de Grado y Pasantías de la Facultad de Ingeniería en su reunión N° 2-2022 de fecha 15/02/2022 aprobó el proyecto de grado titulado:

**Evaluación del criterio columna fuerte y viga débil en el diseño sismoresistente de estructura en acero y concreto armado.**

Presentado por ustedes como requisito para optar al título de Ingeniero Civil

Se ratifica la designación del Tutor Académico que los asesorará en el desarrollo de este proyecto a:  
Ing. Freddy José Lanza Silva, titular de la cédula de identidad V-13.508.901

Atentamente



*Francisco G.*  
Dr. Francisco Gelanzé Sevilla.  
Decano de Ingeniería

c.c. Coordinación de Pasantías y Trabajo de Grado

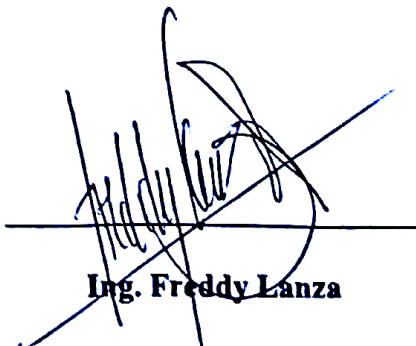


**REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA**  
**UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ**  
**FACULTAD DE INGENIERIA**  
**ESCUELA DE CIVIL**

**CONSTANCIA DE APROBACIÓN PARA LA PRESENTACIÓN PÚBLICA  
DEL TRABAJO DE GRADO**

Quien suscribe, Ing. Freddy José Lanza Silva, portador de la cédula de identidad N.º 13.508.901, en mi carácter de tutor del trabajo de grado presentado por las ciudadanas Henríquez Cayama Karla Daniela, portadora de la cédula de identidad N.º 27.927.941 y Vargas Vargas Esthefany del Carmen, portadora de la cédula de identidad N.º 25.441.732 titulado **EVALUACIÓN DEL CRITERIO COLUMNA FUERTE Y VIGA DÉBIL EN EL DISEÑO SISMORESISTENTE DE ESTRUCTURAS EN ACERO Y CONCRETO ARMADO** presentado como requisito parcial para optar al título de **INGENIERO CIVIL**, considero que dicho trabajo reúne los requisitos y méritos suficientes para ser sometido a la presentación pública y evaluación por parte del jurado examinador que se designe.

En San Diego, a los 2 días del mes de Mayo del año dos mil veintidós.



**Ing. Freddy Lanza**  
**CI. 13,508.901**

## AGRADECIMIENTOS

A Dios por darme sabiduría, guiarme en este camino para llegar a alcanzar con éxito mis metas propuestas, por ser mi guía, proveedor y protector, por ser ese amigo fiel e incondicional que me da fuerzas cada día para seguir en aquellos momentos de dificultad y de debilidad.

Gracias a mis Padres por confiar en mí ya que son ese pilar esencial de confianza y apoyo incondicional en todo momento y por ser parte de este triunfo en mi vida. por su amor incondicional, paciencia, por los consejos, valores y principios que me han inculcado, por el trabajo y sacrificio en todos estos años, gracias a ustedes he logrado llegar hasta aquí y convertirme en la persona que soy. Ha sido un orgullo y privilegio ser su hija, También agradezco a mis hermanos por su apoyo moral cada día, incentivándome a seguir adelante y terminar mi carrera profesional.

A nuestro tutor de Tesis, **Ing. Freddy Lanza**, quien con su experiencia y conocimiento nos orientó en la realización de este trabajo de investigación.

A la **Universidad José Antonio Páez, a la Facultad de Ingeniería Civil**, por haberme aceptado ser parte de ella, por permitirme concluir con una etapa de mi vida; al profesor el **Ing. Manuel Figueira** padrino de nuestra promoción, por sus enseñanzas y apoyo, a la profesora la **Ing. Alicia de Pizzella** por su apoyo metodológico, al profesor el **Ing. Luis Rodríguez** Director de la facultad de ingeniería Civil por su gran entrega y compromiso ante la escuela y a todas las personas que fueron partícipes de este proceso.

A mis amigas y compañeras de estudio **Cassie y Andrea**, hoy culmina esta maravillosa aventura y no puedo dejar de recordar cuantas tardes y horas de trabajo nos juntamos a lo largo de nuestra formación. Hoy nos toca cerrar un capítulo maravilloso en esta historia de vida y no puedo dejar de agradecerles por su apoyo y constancia, al estar en las horas más difíciles, por compartir horas de estudio. Gracias por estar siempre allí.

A mi compañera de tesis **Karla Henríquez**, por su esfuerzo y dedicación en donde compartimos una nueva experiencia de aprendizaje logrando juntas superar las dificultades para así construir y finalizar nuestro trabajo de investigación con éxito.

*Esthefany Vargas*

## AGRADECIMIENTOS

Mi agradecimiento se dirige primeramente a Dios, quien ha forjado mi camino y me ha dirigido por el sendero correcto, por cada detalle y momento durante la realización de la tesis, gracias a Él por ser la base de mi moral, por cada día en el que me permitió continuar con salud, fuerzas y empeño; para que, con cada avance durante mi vida, cada experiencia y momento, surgiera un aprendizaje del cual crecí como persona y profesional.

Gracias a mis padres **Rosa Cayama** y **Carlos Henríquez**, porque son lo más sagrado que tengo en la vida, por ser siempre mis principales motivadores y los formadores de lo que ahora soy como persona, sin ustedes y sus consejos, su amor y su cariño yo no habría llegado hasta donde estoy. No ha sido sencillo el camino hasta ahora, pero gracias a sus aportes, a su amor, a su inmensa bondad y apoyo, lo complicado de lograr esta meta se ha notado menos. Les agradezco, y hago presente mi gran afecto hacia ustedes, mi hermosa familia.

A nuestro tutor académico, **Ing. Freddy Lanza** por haberme guiado en este proyecto, que en base a su experiencia y sabiduría ha sabido direccionar mis conocimientos dentro del mundo de la Ingeniería Sísmica. Mis más sinceros agradecimientos, por permitirme ser partícipe de esta línea de investigación tan interesante y fundamental de la Ingeniería Estructural.

Quiero agradecer también de manera especial al **Ing. José Antonio Rodríguez** por la confianza que depositó en mí, por compartir sus conocimientos y explicarme aquellos detalles que fueron importantes en el desarrollo de este trabajo.

Por último, pero no menos importante, quiero agradecer a mi compañera de tesis **Esthefany Vargas** y a mi gran amigo **Moisés Manríquez** que considero parte de mi familia y que siempre han estado presentes cuando más les he necesitado.

*Karla Henríquez*

## DEDICATORIA

A Dios principalmente por ser mi creador y mayor fortaleza.

A mi madre **Zulay Vargas** que ha sabido formarme con buenos sentimientos, hábitos y valores, lo cual me ha ayudado a salir adelante en los momentos difíciles, por siempre estar en las buenas y en las malas. A mi Padre **Johnny Duarte**, que a pesar de haberlo perdido estuvo siempre apoyándome y guiándome en cada paso y aprendizaje de mi vida, por siempre protegerme y regalarme su amor incondicional. Ustedes han sido siempre el motor que impulsa mis sueños y esperanzas, quienes estuvieron siempre a mi lado en los días y noches más difíciles durante mis horas de estudio. Siempre han sido mis mejores guías de vida. Hoy cuando concluyo mis estudios, les dedico a ustedes este logro amados padres, como una meta más conquistada. Orgullosa de haberlos elegido como mis padres y que estén a mi lado y desde el cielo en este momento tan importante. Gracias por ser y haber sido quienes son y por creer en mí.

A mis hermanos **Jennifer, Sophia y Ender** por ser partes de mi vida, por haberme acompañado en este proceso, por su apoyo incondicional, por compartir alegrías y tropiezos, por su confianza, por creer en mí y permitirme estar en sus vidas, quiero darles las gracias por todo lo que me han brindado y todas sus bendiciones. Muchas gracias por sus múltiples palabras de aliento, cuando más las necesite.

*Esthefany Vargas*

## **DEDICATORIA**

Dedico este trabajo a la Facultad de Ingeniería, Escuela de Civil, a todos aquellos estudiantes y futuros profesionales que sin lugar a duda quieran contribuir a un avance mayor para el cálculo, planificación y construcción de edificios que brinden mayor seguridad y resistencia. El desarrollo de la ingeniería civil y la ingeniería sísmica ha dado valiosos resultados para el desarrollo de construcciones sismorresistentes, por esto, agradezco a los docentes de la carrera por guiar esta investigación y formar parte de otro objetivo alcanzado.

***Karla Henríquez***

# ÍNDICE GENERAL

## CONTENIDO

	<b>pp.</b>
LISTA DE TABLAS .....	viii
LISTA DE GRÁFICOS Y FIGURAS .....	ix
RESUMEN INFORMATIVO.....	xii
INTRODUCCIÓN .....	1
 <b>CAPÍTULO</b>	
<b>I EL PROBLEMA</b>	
1.1 Planteamiento del Problema.....	3
1.2 Formulación del Problema .....	7
1.3 Objetivos de la Investigación .....	7
1.3.1 Objetivo General .....	7
1.3.2 Objetivos Específicos.....	7
1.4 Justificación.....	8
1.5 Alcance y Limitaciones.....	9
 <b>II MARCO TEÓRICO</b>	
2.1 Antecedentes .....	11
2.2 Bases teóricas .....	15
2.2.1 Pórticos de hormigón. ....	16
2.2.2 Resistencia sísmica.....	16
2.2.3 Ductilidad.....	16
2.2.4 Amortiguamiento. ....	18
2.2.5 Modelización de la estructura .....	19
2.2.5.1 Rótula plástica y longitud plástica en elementos de hormigón. .....	19
2.2.6 Diagrama momento – curvatura.....	20
2.2.7 Diseño de estructuras con responsabilidad sísmica .....	20
2.2.8 Diseño sismorresistente basado en resistencia.....	21
2.2.9 Modos de falla frágiles.....	21

2.2.10	Diseño de pilar fuerte – viga débil. ....	22
2.2.11	Métodos de análisis estructural .....	24
2.2.12	Análisis Elástico.....	24
2.2.12.1	Análisis estático elástico. ....	25
2.2.13	Análisis dinámico elástico.....	26
2.2.14	Análisis inelástico .....	28
2.2.15	Análisis estático inelástico .....	30
2.3	Bases Legales .....	32
2.4	Definición de Términos Básicos .....	34
2.5	Cuadro Técnico Metodológico.....	37
<b>III</b>	<b>MARCO METODOLÓGICO</b>	
3.1	Tipo de investigación .....	39
3.2	Diseño de la investigación .....	39
3.3	Nivel de la investigación.....	39
3.4	Población y muestra .....	40
3.4.1	Población.....	40
3.4.2	Muestra.....	40
3.5	Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	41
3.6	Técnicas de análisis de resultados.....	42
3.7	Fases de la investigación.....	43
<b>IV</b>	<b>RESULTADOS</b>	
4.1	Diagnóstico de los fundamentos teóricos y prácticos necesarios para el diseño estructural ysismorresistente en edificaciones.....	45
4.1.1	Descripción de la estructura .....	45
4.1.2	Variable de estudio.....	46
4.1.3	Clasificación según el uso, ocupación y riesgo.....	46
4.1.4	Factor de importancia.....	46
4.1.5	Definición de niveles de diseño .....	47
4.1.6	Clasificación según el tipo estructural .....	47
4.1.7	Construcción Irregular .....	48
4.1.8	Amenaza Sísmica.....	49
4.1.9	Caracterización Del Sitio .....	52

4.1.10 Factores de Desempeño Estructural y Limitaciones de Altura	54
4.1.11 Espectros De Respuesta .....	56
4.2 Análisis de las Normas Venezolana Fondonorma 1753:2006 y Covenin 1756:2019.....	60
4.2.1. NTF 1753:2006 .....	61
4.2.2 NTF 1756-1:2019.....	63
4.2.2 Métodos de análisis .....	65
4.2.3 Control de Derivas y Desplazamientos .....	65
4.3 Evaluación de los modelos analíticos con el criterio de columna fuerte - vigadébil.....	66
4.4 Diseño de una hoja de cálculo para los procedimientos y resultados con las metodologías analizadas.....	71
4.4.1 Análisis estático no lineal.....	71
4.4.2 Fuerzas laterales que simulan el sismo de diseño .....	72
4.4.3 Definición de rotulas .....	73
4.4.4 Curvas de capacidad y puntos de desempeño según ATC 40 y FEMA 440.....	74
4.4.5 Pushover final.....	76
<b>V      CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	
5.1 Conclusiones .....	78
5.1.1 Encuesta .....	79
5.2 Recomendaciones.....	83
REFERENCIAS .....	84
ANEXOS .....	89

## LISTA DE TABLAS

### CONTENIDO

pp.

#### TABLAS

Tabla 1. Definición del modelo estructural .....	56
Tabla 2. Denominación y características de cada modelo .....	57
Tabla 3. Características geométricas de las columnas y vigas modelos .....	57
Tabla 4. Parámetros del espectro de respuesta .....	57
Tabla 5. Comparación Bibliográfica .....	60
Tabla 6. Relaciones de resistencia del pórtico 1A .....	67
Tabla 7. Relaciones de resistencia del pórtico 1B.....	67
Tabla 8. Relaciones de resistencia del pórtico 2A .....	68
Tabla 9. Relaciones de resistencia del pórtico 2B.....	68
Tabla 10. Relaciones de resistencia del pórtico 3A .....	69
Tabla 11. Relaciones de resistencia del pórtico 3B.....	69
Tabla 12. Relaciones de resistencia del pórtico 4A .....	70
Tabla 13. Relaciones de resistencia del pórtico 4B.....	70
Tabla 14. Detalles del armado de acero en vigas y columnas.....	71

# LISTA DE GRÁFICOS Y FIGURAS

## CONTENIDO

	<b>pp.</b>
<b>GRÁFICO</b>	
Gráfico 1. Espectros elásticos .....	57
Gráfico 2. Curva de capacidad Modelo 1A.....	74
Gráfico 3. Curva de capacidad Modelo 2A.....	74
Gráfico 4. Curva de capacidad Modelo 1B.....	74
Gráfico 5. Curva de capacidad Modelo 2B.....	74
Gráfico 6. Curva de capacidad Modelo 3A.....	75
Gráfico 7. Curva de capacidad Modelo 4A.....	75
Gráfico 8. Curva de capacidad Modelo 3B.....	75
Gráfico 9. Curva de capacidad Modelo 4B.....	75
Gráfico 10: Pregunta 1 .....	79
Gráfico 11: Pregunta 2 .....	80
Gráfico 12: Pregunta 4 .....	81
Gráfico 13: Pregunta 5 .....	81
Gráfico 14: Pregunta 7 .....	82
<b>FIGURA</b>	
Figura 1. Relaciones de resistencia de edificio construido en 1960. ....	4
Figura 2. Formación de daño en rotulas charla de la Universidad de Carabobo. .....	4
Figura 3. Definición de ductilidad estructural.....	17
Figura 4. Mecanismos de disipación de energía para pórticos de varios pisos. .....	18
Figura 5. Principales diagramas de momento – curvatura. ....	20
Figura 6. Momentos últimos a flexión de una estructura de hormigón armado. .....	22
Figura 7. Formación de rótulas plásticas en los extremos de vigas .....	23

Figura 8. Métodos de análisis aplicados en ingeniería sísmica.....	24
Figura 9. Simulación de una estructura en un grado de libertad.....	25
Figura 10. Cortante en la base y fuerzas sísmicas equivalente.....	26
Figura 11. Estructura modelizada como edificio de cortante.....	27
Figura 12. Espectro de proyecto tipo.....	28
Figura 13. Formulación típica de las rótulas plásticas.....	29
Figura 14. Análisis con empuje incremental aplicado a un pórtico.....	31
Figura 15. Mecanismo de rotulación.....	32
Figura 16. Vista en Planta y en Elevación.....	45
Figura 17. Niveles de diseño permitidos.....	47
Figura 18. Áreas o componentes del nivel de diseño.....	47
Figura 19. Factor de importancia para Sismo de Diseño.....	50
Figura 20. Factor de importancia para Sismo Extremo.....	50
Figura 21. Coeficiente de aceleración horizontal.....	50
Figura 22. Coeficiente de pseudo aceleración espectral.....	51
Figura 23. Periodo de transición espectral.....	51
Figura 24. Factor de importancia para Sismo Frecuente.....	52
Figura 25. Factores de clase de sitio para periodos cortos.....	53
Figura 26. Factores de clase de sitio para periodos intermedios.....	53
Figura 27. Factores de clase de sitio para periodos largos.....	53
Figura 28. Factores de condición topográfica.....	53
Figura 29. Factores de profundidad del basamento rocoso.....	54
Figura 30. Factor de redundancia.....	54
Figura 31. Factor de Irregularidad.....	55
Figura 32. Factor de reducción, sobrerresistencia y amplificación del desplazamiento de acuerdo al sistema sismorresistente.....	55
Figura 33. Valores del coeficiente q.....	56
Figura 34. Valores del periodo característicos $T^*$ .....	56
Figura 35. Modelo 1.....	59
Figura 36. Modelo 2.....	59
Figura 37. Modelo 3.....	59
Figura 38. Modelo 4.....	59
Figura 39. Combinaciones de carga.....	64

Figura 40. Combinaciones de carga .....	64
Figura 41. Valores límites de la relación de deriva lateral total.....	66
Figura 42. Armado de columnas tipo 1.....	71
Figura 43. Armado de columnas tipo 2.....	71
Figura 44. Armado de vigas.....	72
Figura 45. Fuerzas laterales Modelo 1.....	72
Figura 46. Fuerzas laterales Modelo 2.....	72
Figura 47. Fuerzas laterales Modelo 3.....	72
Figura 48. Fuerzas laterales Modelo 4.....	72
Figura 49. Rótulas Modelo 1.....	73
Figura 50. Rótulas Modelo 2.....	73
Figura 51. Rótulas Modelo 1.....	73
Figura 52. Rótulas Modelo 2.....	73
Figura 53. Formación de rotulas Modelo 1A.....	76
Figura 54. Formación de rotulas Modelo 2A.....	76
Figura 55. Formación de rotulas Modelo 3A.....	76
Figura 56. Formación de rotulas Modelo 4A.....	76
Figura 57. Formación de rotulas Modelo 1A.....	77
Figura 58. Formación de rotulas Modelo 2A.....	77
Figura 59. Formación de rotulas Modelo 1A.....	77
Figura 60. Formación de rotulas Modelo 2A.....	77



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA  
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE CIVIL

**EVALUACIÓN DEL CRITERIO COLUMNA FUERTE Y VIGA DÉBIL EN  
EL DISEÑO SISMORESISTENTE DE ESTRUCTURAS EN ACERO Y  
CONCRETO ARMADO**

**Autoras:** Henríquez Cayama, Karla Daniela  
Vargas Vargas, Esthefany del Carmen  
**Tutor:** Ing. Freddy Lanza  
**Fecha:** mayo, 2022

**RESUMEN INFORMATIVO**

El criterio de columna fuerte-viga débil asegura un mejor comportamiento de las estructuras frente a eventos sísmicos, puesto que impide la falla en columnas y la formación de un mecanismo de piso. En general, el criterio busca que las vigas sean quienes entren al rango inelástico antes que las columnas, ya que una posible falla de estos generaría un mayor riesgo; para lograrlo las diversas normas de diseño sismorresistente usan un factor de sobrerresistencia de valor constante igual a aproximadamente 6/5. Sin embargo, en la literatura existen estudios que afirman que a pesar de usar el factor es imposible evitar la formación de rotulas plásticas en estos elementos. Por tal motivo, el presente estudio tiene como finalidad analizar el comportamiento sísmico de diversas estructuras bidimensionales tipo pórtico que han sido diseñadas con una geometría única. Para lo cual, se emplean diferentes variables como el tipo de material e irregularidades de piso suave. El análisis a realizar es del tipo estático no lineal, también conocido como análisis de fuerza incremental o pushover. Así mismo, para hallar el punto de desempeño sísmico se hace uso de los criterios establecidos en las normas tanto nacionales como internacionales para estructuras de concreto armado y acero estructural. La presente investigación será de tipo aplicada, con un diseño documental bibliográfico, de nivel evaluativo, aplicando técnicas de observación directa, revisión documental y bibliográfica, y con línea de investigación del tipo de ciencias cognitivas y aplicadas.

**Descriptores:** pórticos, columna fuerte- viga débil, sismorresistencia.

## INTRODUCCIÓN

El criterio a evaluar trata de diseñar las columnas con mayor capacidad resistente y de disipación de energía que las vigas, debido que ante una acción sísmica los mecanismos cinemáticos que se formen sean los más deseables. Este criterio de diseño es considerado el aspecto más crítico dentro del diseño sismorresistente de un edificio, sobre todo en aquellas estructuras que carecen de diafragmas u elementos similares capaces de disipar la fuerza sísmica.

De este modo, es primordial que el ingeniero civil considere todas aquellas variables presentes en el proyecto y pueda construir edificaciones que alcancen no solamente los estándares mundiales en lo que se refiere a construcciones, sino que principalmente; sean estructuras preparadas para los tales movimientos sísmicos. Es allí donde toma vital importancia, la relación que tengan cada uno de los elementos que constituyen la edificación para una correcta absorción de la energía liberada de manera que se eviten daños materiales que pongan en peligro a los residentes o habitantes de la edificación.

Es así como se detallará la relación que deben tener estos dos elementos: la viga y la columna, y su interacción que tengan los momentos actuantes entre sí. Se tratará en este documento, como debe de ser dicha relación bajo los dictámenes que fijan ciertos códigos o normas, aunados a las experiencias de ingenieros constructores que han compartido su conocimiento mediante ensayos, obras e informes.

La finalidad del chequeo de la columna fuerte-viga débil permite dos situaciones:

1. Permitir una correcta distribución de la energía sísmica en los elementos de la estructura. Una distribución tal permite ante un eventual sismo que la viga absorba la mayor cantidad de energía y que pueda llegar a su carga nominal crítica antes que la columna, impidiendo así que el acero de la columna llegue a su límite de fluencia con mayor rapidez y ya no pueda soportar los tradicionales esfuerzos a flexión que generan los sismos en las edificaciones.
2. Se entiende que una articulación plástica se consigue cuando el acero sobrepasa su límite de fluencia y no resiste ya a los esfuerzos de tensión. Además, una configuración columna fuerte-viga débil minimiza las uniones plásticas en los distintos nodos que se

lleguen a tener. Ante una viga fuerte y columna débil la fuerza sísmica se concentrará en la columna, específicamente en la unión que esta misma tenga con los demás elementos y producirá su colapso. El diseño sismo resistente dicta como obligatorio el chequeo de tal criterio.

En pocas palabras, es preferible que falle primero una viga, ya que esta afecta de una manera inferior el esqueleto de la estructura, a que una columna lo haga primeramente ya que puede producir el colapso total. Por ende, el presente trabajo busca dar una perspectiva más amplia del criterio para casos de modelos de pórticos más particulares y lograr entender más a fondo los factores de diseño que afectan la eficiencia de este criterio.

Asimismo, la investigación consta de cuatro capítulos, los cuales se desarrollarán de la siguiente manera:

Capítulo I, se desarrolla el planteamiento del problema, destacando a su vez el objetivo general y los objetivos específicos, se expone la justificación y se detallan los alcances y las limitaciones

Capítulo II, se encuentra el marco teórico, donde queda de manifiesto los antecedentes de la investigación, las bases teóricas y la definición de términos básicos del presente trabajo.

Capítulo III, en esta sección se describen los lineamientos metodológicos empleados para realizar el estudio, referidos al tipo y diseño de investigación, instrumentos de recolección de la información y fases de la metodología aplicada.

Capítulo IV, corresponde a todos aquellos recursos presentes en el estudio siendo estos recursos humanos, materiales, económicos y financieros, y a su vez el cronograma de actividades a seguir.

# CAPÍTULO I

## EL PROBLEMA

### 1.1 Planteamiento del Problema

Los sismos exponen una de las más grandes amenazas para la estabilidad de las estructuras. Por tal motivo, desde décadas pasadas se han constituido diversos criterios a seguir para garantizar un adecuado comportamiento frente a estos eventos. Estos criterios han sido agrupados en las normativas que son de carácter obligatorio. Con el paso de los años y la experiencia ganada de eventos sísmicos ocurridos, dichos criterios han ido afinándose. Sin embargo, hasta la fecha algunos de ellos son deficientes y son los responsables de las fallas presentadas alrededor del mundo.

Ahora bien, en diseños sismorresistentes de estructuras de acero y concreto armado representan un aspecto de suma importancia desde el punto de vista del riesgo y vulnerabilidad, en este sentido se hace referencia a Blanco (2012), quien expresa que en muchos países las normas de dicho diseño no son aplicadas, lo que genera vulnerabilidad en las estructuras. Otro aspecto que destaca es que las normas por sí solas no pueden garantizar la existencia de daños ante un terremoto, además algunos de los daños que se han encontrado en columnas de estructuras castigadas por los movimientos sísmicos, pueden ser grietas diagonales causadas por cortante y/o torsión, grietas verticales y aplastamiento del concreto causados por compresión, pandeo de las barras longitudinales por exceso de distanciamiento de las ligaduras, para estructuras metálicas pandeo del alma, pandeo, fractura o laminación del ala, fractura de soldadura, etc.

En este sentido, se evidencia a continuación el análisis sísmico extraído del caso de estudio realizado por Angelo Marinilli de un edificio diseñado y construido en la década de 1960 en la ciudad de Caracas de uso residencial de seis niveles, donde se observa el incumplimiento del factor de sismorresistencia. (Ver figura 1).

Tabla 2. Relaciones de resistencias del Pórtico original.

Procedimiento	Eje	1						2	
		A		B		C		-	-
Nivel / Sismo		$S_{R}(+)$	$S_{R}(-)$	$S_{R}(+)$	$S_{R}(-)$	$S_{R}(+)$	$S_{R}(-)$	$S_{R}(+)$	$S_{R}(-)$
P5		0,25	0,27	0,38	0,38	0,27	0,25	0,32	0,32
P4		1,28	0,58	0,70	0,70	0,58	1,28	0,41	0,41
P3		1,69	0,92	0,95	0,95	0,92	1,69	0,62	0,62
P2		1,87	1,31	1,19	1,19	1,31	1,87	0,69	0,69
P1		1,92	1,61	1,49	1,49	1,61	1,92	0,89	0,89
PB		2,96	2,04	2,12	2,12	2,04	2,96	1,30	1,30

Tabla 3. Relaciones de resistencias del Pórtico R-a.

Procedimiento	Eje	1						2	
		A		B		C		-	-
Nivel / Sismo		$S_{R}(+)$	$S_{R}(-)$	$S_{R}(+)$	$S_{R}(-)$	$S_{R}(+)$	$S_{R}(-)$	$S_{R}(+)$	$S_{R}(-)$
P5		1,56	1,59	0,84	0,84	1,59	1,56	1,20	1,20
P4		1,51	1,11	0,70	0,70	1,11	1,51	0,52	0,52
P3		1,58	1,26	0,81	0,81	1,26	1,58	0,58	0,58
P2		1,61	1,10	1,04	1,04	1,10	1,61	0,67	0,67
P1		2,31	1,65	1,41	1,41	1,65	2,31	0,97	0,97
PB		3,38	2,42	1,90	1,90	2,42	3,38	1,35	1,35

Tabla 4. Relaciones de resistencias del Pórtico R-b.

Procedimiento	Eje	1						2	
		A		B		C		-	-
Nivel / Sismo		$S_{R}(+)$	$S_{R}(-)$	$S_{R}(+)$	$S_{R}(-)$	$S_{R}(+)$	$S_{R}(-)$	$S_{R}(+)$	$S_{R}(-)$
P5		1,56	1,59	1,46	1,46	1,59	1,56	1,51	1,51
P4		1,79	1,31	1,25	1,25	1,31	1,79	0,79	0,79
P3		1,86	1,46	1,36	1,36	1,46	1,86	0,70	0,70
P2		1,89	1,24	1,24	1,24	1,24	1,89	0,77	0,77
P1		2,59	1,80	1,41	1,41	1,80	2,59	0,97	0,97
PB		3,38	2,42	1,90	1,90	2,42	3,38	1,35	1,35

Tabla 5. Relaciones de resistencias del Pórtico R-c.

Procedimiento	Eje	1						2	
		A		B		C		-	-
Nivel / Sismo		$S_{R}(+)$	$S_{R}(-)$	$S_{R}(+)$	$S_{R}(-)$	$S_{R}(+)$	$S_{R}(-)$	$S_{R}(+)$	$S_{R}(-)$
P5		1,56	1,59	0,84	0,84	1,59	1,56	1,20	1,20
P4		2,61	1,87	1,15	1,15	1,87	2,61	1,20	1,20
P3		3,78	2,75	1,68	1,68	2,75	3,78	1,23	1,23
P2		4,09	2,33	1,55	1,55	2,33	4,09	1,21	1,21
P1		4,58	2,77	1,85	1,85	2,77	4,58	1,42	1,42
PB		4,26	2,87	2,18	2,18	2,87	4,26	1,35	1,35

Figura 1. Relaciones de resistencia de edificio construido en 1960.

Fuente: Marinilli, A (2016)

De igual manera, se muestra a continuación el comportamiento sísmico de un pórtico de concreto armado utilizando las normas vigentes, transmitido en la charla de jornadas virtuales de la escuela de ingeniería de la Universidad de Carabobo impartida por el ingeniero estructural Freddy Lanza. (Ver figura 2).

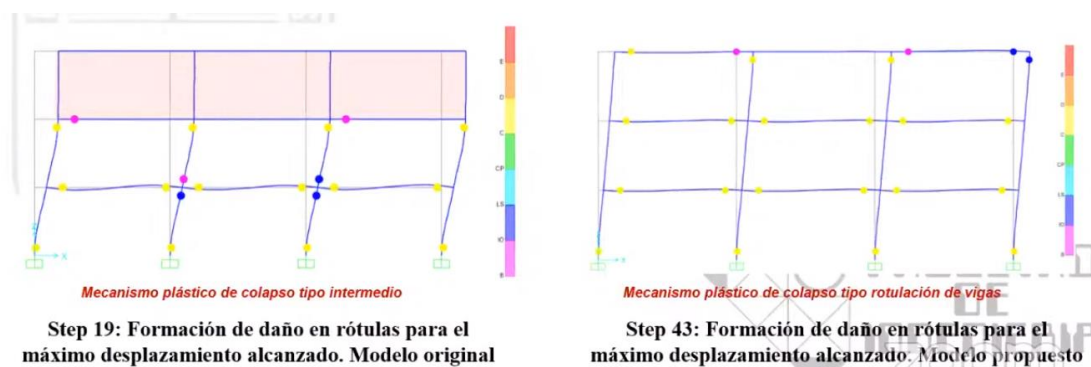


Figura 2. Formación de daño en rotulas charla de la Universidad de Carabobo.

Fuente: Escuela Ingeniería Civil UC (2021)

De acuerdo a lo mostrado, se puede evidenciar que incluso al incluir modificaciones en el pórtico original para cumplir con ciertos criterios, el factor de sobrerresistencia de 6/5 sigue sin cumplir, es así como surge el planteamiento del presente trabajo para

analizar otras estructuras de características diversas y discretizar de mejor manera los criterios de diseño.

En el caso específico de las estructuras compuestas por pórticos se establece una mayor resistencia de los pilares en relación con las vigas que conforman el nudo. Este criterio es denominado columna fuerte-viga débil, que de acuerdo con Marinilli (2017), supone lo siguiente:

Permitir la formación de rótulas plásticas en las vigas y evitarlas durante un terremoto. Para esto la Norma Venezolana Fondorma 1753:2006 propone dos procedimientos para estructuras que requieren nivel de diseño, según la Norma Venezolana Covenin 1756:2001. El procedimiento 1 compara resistencias a flexión de vigas y columnas en los nodos, siendo el de uso más generalizado, el procedimiento 2 compara resistencias de vigas y columnas en los niveles de estructura. Los resultados de ambos procedimientos dependen de la resistencia a compresión del concreto y la resistencia cedente del acero de refuerzo, cuyo efecto puede evaluarse mediante métodos probabilísticos. (p.1)

Es importante mencionar que, la norma AISC-2016 reconoce tres tipos estructurales de marcos rígidos: Marcos Especiales (SMF), Marcos Intermedios (IMF) y Marcos Corrientes (OMF), dependiendo de su capacidad de desarrollar rotaciones en el rango no lineal. Los SMF y los IMF deben ser capaces de desarrollar rotaciones inelásticas de 0,04 y 0,01 radianes respectivamente, los OMF se diseñan para permanecer elásticos con una capacidad mínima de alcanzar deformaciones en el rango inelástico, por esta razón, en zonas de alta actividad sísmica se recomienda el uso de SMF.

Actualmente, conforme a las Normas ANSI/AISC 358-19 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications” y ANSI/AISC 341 “Seismic Provisions for Structural Steel buildings”, se requiere que las conexiones viga-columna resistentes a momento en sistemas SMF se diseñen para las fuerzas resistente máximas probables de la viga a conectar considerando la formación de rotulas plásticas en la misma ante acciones gravitacionales y sísmicas, a fin de permitir que la estructura incurriere de manera estable en el rango inelástico y disipe energía sin que se presente una falla frágil en la

conexión.

De esta manera, los sistemas tienen que ser capaces de desarrollar ductilidad, disipación de energía e incursiones elásticas significativas. Es así, como las disposiciones sismorresistentes establecen requerimientos generales que deben satisfacer las estructuras de acero y requerimientos específicos que deben satisfacer cada sistema estructural, de ahí que los edificios de acero en base a marcos rígidos deben ser diseñados bajo el criterio viga débil-columna fuerte comprobando a su vez todo lo que es tracción, pandeo, corte, soldadura de sus elementos, con el fin de evitar las fallas de piso.

Además, por normativa, todas las uniones viga – columnas usadas en sistemas resistentes al sismo deben satisfacer los siguientes requisitos para un funcionamiento adecuado:

- i. La conexión debe ser capaz de suministrar una deformación angular de entrepiso de al menos 0,04 radianes.
- ii. La resistencia requerida de la conexión en la cara de la columna debe ser por lo menos el 80% del momento plástico nominal de la viga cuando la conexión alcanza una deformación angular de entrepiso de 0,04 radianes.
- iii. La resistencia requerida al corte de la conexión debe ser suministrada usando la combinación de carga  $1,2D + 0,5L + 0,2 S$ , más la fuerza de corte resultante de aplicar un momento de  $2(1,1R_y F_y Z / L')$ .

A pesar de que se ha intentado incorporar estos conceptos en las especificaciones, esto se ha hecho en forma limitada y sin sugerir un método de análisis.

En esta línea, vale aclarar que la importancia del criterio columna fuerte-viga débil, radica en que si se origina una rótula plástica, es preferible que se de en las vigas antes que, en las columnas, ya que estas presentan una mayor responsabilidad estática y dinámica en la estructura. Además, de evitar la formación de un mecanismo de piso. Al respecto, Harmsen (2005), expresa:

Consiste en diseñar la estructura para que las rótulas plásticas se desarrollen primero en los extremos de las vigas y que éstas se presenten en columnas solo bajo sollicitaciones muy fuertes. Así se busca que el sistema portante de la estructura se mantenga hasta que el colapso total sea inminente. (p. 451).

Para garantizar lo antes señalado, las normas plantean un diseño por capacidad de las columnas a través de un factor de sobrerresistencia frente a la capacidad a flexión de las vigas. Vale mencionar que dicho diseño formula una jerarquía en la resistencia de los componentes que conforman el sistema de estructuras para permitir la formación de un adecuado mecanismo de deformación plástica, que es precisamente el mecanismo de falla, evitando así la ocurrencia de fallas frágiles. No obstante, estudios realizados han demostrado que este factor de sobrerresistencia no es aval de estabilidad ni buen comportamiento de la estructura.

Por esta razón, es fundamental comprender el adecuado funcionamiento del criterio de columna fuerte – viga débil para evitar diversos tipos de fallas en las estructuras producto de un sismo. Esto está establecido en el Código ACI-318-02, basado en el reconocimiento que según Harsem (2005), “la estructura puede desarrollar rótulas plásticas en algunos elementos. Por lo tanto, busca orientar su formación de modo que la estructura original no experimente una pérdida excesiva de rigidez y, por ende, el sistema no presente deformaciones exageradas”. (p. 451).

De esta manera, la evaluación comparativa de esta condición servirá para mejorar la formulación de este criterio en las normativas, teniendo en consideración el aspecto económico que conlleva una sobrerresistencia. También, con un diseño basado en desempeño, se podrá observar la evolución de la aparición de rotulas plásticas en los pilares y si estos pueden llegar a ser aceptables o caso contrario representar un riesgo inminente para la estructura.

## **1.2 Formulación del Problema**

¿Cómo evaluar el diseño sismorresistente de una edificación con columnas grandes y vigas pequeñas?

## **1.3 Objetivos de la Investigación**

### **1.3.1 Objetivo General**

Analizar la eficiencia de la aplicación del criterio columna fuerte-viga débil, en el diseño de estructuras de acero y concreto armado con las normativas actuales.

### **1.3.2 Objetivos Específicos**

- Diagnosticar los fundamentos teóricos y prácticos necesarios para el diseño

estructural y sismorresistente en edificaciones de concreto armado mediante la aplicación del Código ACI 318-19 y AISC 358-16, partiendo desde los procesos de respuesta sísmica, filosofía de diseño y recomendaciones constructivas.

- Analizar las Normas Venezolana Fondonorma 1753:2006 y Covenin 1756:2019 para el estudio de los procedimientos que logra la condición columna fuerte viga débil en el diseño sismorresistente de estructuras de acero y concreto armado.
- Evaluar que los modelos analíticos cumplan con el criterio de columna fuerte viga débil contenido en los requerimientos del nivel de diseño 3 de acuerdo a la norma 1756-19
- Diseñar una hoja de cálculo para los procedimientos y resultados con las metodologías analizadas.

#### **1.4 Justificación**

Venezuela es un país que presenta una problemática sísmica, terremotos como el ocurrido en la Ciudad de Caracas en 1967 y el que afectó a la costa oriental en 1998 obligan al gobierno nacional a reglamentar el diseño y construcción de las edificaciones con mayores niveles de seguridad, ya que las víctimas humanas que se presentan durante los sismos, en su gran mayoría están asociadas con problemas en las construcciones. Cabe destacar que el 70% de la población vive en zonas de elevado peligro sísmico, como consecuencia de esta situación, debe garantizarse un estudio estructural y un diseño adecuado que permita reducir los daños materiales y humanos ocasionados por este tipo de situaciones, por lo tanto, para lograr este propósito es necesario respetar los criterios de diseños propuestos por las normas en vigencia.

En la actualidad la ingeniería sismorresistente dispone de soluciones adecuadas tanto para construcciones nuevas como para la rehabilitación de estructuras existentes que no cumplen con los niveles de seguridad, sin embargo, no es suficiente ni satisfactorio que un diseño estructural solo cumpla con los requisitos presentes en los códigos y normas, sino que además requiera de un conocimiento profundo del comportamiento de las estructuras ante las cargas sísmicas.

De tal manera, el criterio de columna fuerte-viga débil, es un criterio que se encuentra en las normativas vigentes con el propósito de asegurar un mejor comportamiento de las estructuras frente a las acciones sísmicas. El objetivo de este trabajo es demostrar que con el diseño por capacidad se puede conseguir una estructura dúctil o extremadamente tolerante a los desplazamientos impuestos por el sismo; evitando el colapso a pesar de haber excedido su resistencia, garantizando de esta manera que la estructura llegue a formar el mecanismo de colapso escogido durante la etapa de diseño (vigas débiles y columnas fuertes). Si bien en el diseño sismorresistente se tolera cierto nivel de daños, se debe prever que si éstos aparecen es preferible que sea en las vigas y no en las columnas, por lo tanto, el diseño Columna fuerte Viga débil, debe verificar que las capacidades mínimas a flexión de las columnas deben ser mayores que las capacidades máximas a flexión de la viga.

De manera que el objetivo de esta metodología es de diseñar las columnas con mayor capacidad resistente y de disipación de energía que las vigas, debido que ante una acción sísmica los mecanismos cinemáticos que se formen sean los más deseables. Este es el propósito por lo que esta investigación tendrá como finalidad el analizar el comportamiento de modelos de pórticos de hormigón bidimensionales, donde a su vez se evaluará una configuración estructural al inducir un efecto de piso suave cumpliendo los criterios sismorresistente propicios para los edificios relacionados con estructura en acero y concreto armado cumpliendo con las normas vigentes para garantizar la estabilidad y seguridad constructiva requerida.

### **1.5 Alcance y Limitaciones**

El presente trabajo se orienta a la aplicación y verificación de los procedimientos de diseño sismorresistentes y sus requisitos mínimos a cumplir en las edificaciones mediante las normas de construcción ya establecidas. De esta manera, el estudio se limitará a la aplicación del método de Análisis No Lineal para estructuras solo de acero y concreto armado induciendo solo un efecto de piso suave como irregularidad estructural, así mismo las verificaciones a tomar en cuenta serán de las siguientes normativas:

- COVENIN 2002

- NTF 1753-2006
- NTF 1756-19
- ACI 318-2019
- NTF 1618-2016
- ANSI AISC 360-16
- ANSI AISC 341-16
- ANSI AISC 358-16
- ASCE 07-16

## CAPÍTULO II

### MARCO TEÓRICO

#### 2.1 Antecedentes

Al desarrollar el marco teórico que sirve de base a toda investigación, es importante considerar los diversos estudios que se han realizado con anterioridad y que directa o indirectamente tienen relación con la temática del trabajo que se está llevando a cabo, además que pueden ser utilizados como soporte al tema de investigación. También es conveniente tomar en cuenta los aportes que pueden suministrar la fundamentación filosófica, bases teóricas, metodología y todos los aspectos investigativos que se consideran válidos para el soporte del estudio.

En este sentido, Tamayo y Tamayo (2006), acota: “en los antecedentes se trata de hacer una síntesis conceptual de las investigaciones o trabajos realizados sobre el problema formulado con el fin de determinar el enfoque metodológico de la investigación”. (p. 103).

Para fundamentar la presente investigación, fue posible encontrar los siguientes trabajos realizados previamente, relacionados al tema de investigación.

Marinilli y Loges (2018) en su investigación basada en la **“Evaluación del procedimiento 2 de la Norma Venezolana FONDONORMA NVF 1753:2006 para generar la condición columna fuerte viga débil mediante análisis no lineales”**, presentada en el Encuentro Académico Industrial JIFI 2018 Jornadas de Investigación de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela. En este trabajo se discute y evalúa dicho procedimiento para garantizar la condición de columna fuerte viga débil en pórticos de concreto reforzado de 3 niveles con y sin variación en la geometría de las columnas, mediante la aplicación de análisis no lineales (pushover e integración de la respuesta en el tiempo). Se comparan los desplazamientos laterales, derivas de piso, cortantes basales y patrones de formulación de rótulas plásticas.

La metodología empleada consistió en que, para los análisis sísmicos de los distintos casos de estudio, se siguieron los lineamientos establecidos en COVENIN 1756-1:2001 [3], con lo cual y mediante un análisis espectral, fue posible verificar si las derivas de piso cumplían con lo establecido en su Capítulo 10, al igual que los valores mínimos de los cortes basales (estático versus dinámico). Se ratificó en los análisis, igualmente, el importante efecto que la carga axial tiene en la resistencia nominal a flexión de las columnas [4], lo cual se evidenció en los resultados de las resistencias nominales a flexión de las columnas, obtenidas de aplicar las combinaciones de carga indicadas en la NVF 1753:2006 que incluyeron variación en el signo de la componente del sismo vertical (SV), calculada como una fracción de la carga permanente (CP), resultando  $SV = \square 0.1404CP$ .

Por consiguiente, se pudo determinar que el cumplimiento del procedimiento 2 permitió garantizar la condición columna fuerte viga débil en la mayoría de los casos analizados. Sin embargo y especialmente al aplicar integración de las respuestas en el tiempo, en algunos registros se formaron articulaciones plásticas en extremo de algunas columnas. Dicho estudio guarda relación, ya que la finalidad es verificar que dicho procedimiento cumpla con las especificaciones de las normas venezolanas vigentes de acuerdo a las secciones de los sistemas aporticados a estudiar.

El aporte de esta investigación radica el énfasis en la Norma Venezolana FONDONORMA NVF 1753:2006 para generar la condición columna fuerte viga débil mediante análisis no lineales, la cual fundamenta a la presente y sirve como guía.

Igualmente, Marinilli y Loges (2018) en su investigación titulada **“Evaluación de la Condición Columna Fuerte Viga Débil Según el Procedimiento 2 de la Norma Venezolana FONDONORMA NVF 1753:2006 en Edificaciones Regulares de Concreto Reforzado”**, presentada en la XXXVI Jornadas de Investigación IDEC de la Facultad de Ingeniería. Universidad Central de Venezuela. El estudio se basa en la evaluación de la incidencia la altura y el cambio de sección de columnas en edificaciones regulares de concreto reforzado, con dicho procedimiento es posible realizar la verificación de CFVD por niveles y no por nodos tomando en cuenta el

cambio de sección transversal de las columnas y el ajuste necesario en las áreas de acero longitudinales de acuerdo con la altura de las edificaciones, donde se estudió mediante análisis espectrales y estáticos no lineales.

Los resultados obtenidos arrojaron que cumplir con el procedimiento 2 de la norma venezolana NVF 1753:2006 en edificaciones a porticadas regulares de concreto reforzado, garantiza en todos los casos de estudiados (pórticos planos de 2 y 7 niveles) la obtención de mecanismos de piso ideales, en donde solamente se presentaron rótulas plásticas en la base de las columnas inferiores y extremos de casi todas las vigas de todos los niveles. Dicho trabajo guarda relación con la investigación ya que el objetivo es el verificar si se forma algún mecanismo de piso que pueda conducir a la inestabilidad de la estructura aun cuando se haya cumplido con el valor mínimo de la resistencia nominal de columnas del (1.20).

La investigación señalada se vincula con la presente porque hace énfasis en el criterio columna fuerte viga débil, la cual aporta bases teóricas y evidencias importantes que contribuyen al desarrollo exitoso de la misma.

Otro antecedente de relevancia lo constituye la investigación de Angola (2017), en su Trabajo Especial de Grado presentado ante la Universidad de Carabobo para optar al título de ingeniero civil, titulado: **“Determinación de la Ductilidad Global de Sistemas Estructurales Aporticados de Concreto Armado, a partir de la Ductilidad Local de los Miembros”**, destaca que:

El comportamiento de una estructura depende de muchos factores, entre ellos, los nodos, ya que estos elementos son los que conectan las vigas y columnas; y debe darse el comportamiento de columna fuerte y viga débil, para que se genere un mecanismo de falla de entrepiso por columna fuerte y viga débil ante un evento sísmico severo. Donde esto no se cumpla, se puede generar una falla de entrepiso por columna débil, dejando la estructura inestable con alta probabilidad de colapso. (p.20)

Sobre este particular, se considera relevante como el análisis de los criterios afecta el valor de los resultados en unos casos más que en otros, con esto, se busca demostrar que a nivel de normativa si se cumplen los requisitos a nivel general, pero a medida que el caso de estudio se vuelve más particular el criterio de sismorresistencia va disminuyendo su eficiencia. Así mismo, la presente investigación pretende ampliar los

conocimientos que se tienen acerca de los factores que incrementan o disminuyen la eficiencia de una estructura a nivel de vulnerabilidad sísmica.

Esta investigación contribuyó aportando ideas, aspectos teóricos de interés que sustentan a la presente, lo que significa una valiosa información de manera directa sobre el tema investigado.

También, Mejía (2017), presenta como tesis para optar al grado de magister ante la Escuela Técnica Superior d'Enginyeria de Camins. Barcelona, con una investigación titulada **“Estudio Sobre la Efectividad del Criterio Pilar Fuerte-Viga Débil en el Diseño Sísmico de Pórticos de Hormigón”**, en donde resalta que los nudos de pilar-viga representan un enorme riesgo, porque se encuentran sometidos a altos esfuerzos durante el sismo, específicamente las caras de los nudos son las más vulnerables, debido a que no se encuentran confinadas por los elementos adyacentes de hormigón.

Cabe destacar que, se realizó el estudio para 27 modelos de pórticos con geometrías distintas, donde se concluyó que “a pesar de haber satisfecho el criterio de pilar fuerte viga débil, fue la sección del pilar la que entro en el rango inelástico”. De esta manera, se busca dar continuidad al estudio de Bairan, pero para geometrías constantes, materiales diferentes e irregularidad de piso blando, dando paso a futuras líneas de investigación más amplias con respecto a los criterios de sismorresistencia y su eficiencia en la construcción.

Esta investigación aporta algunas ideas y evidencias que servirán como guía en el desarrollo del Trabajo de Grado que se proyecta ejecutar, dado que enfoca el tema de criterio pilar fuerte-viga débil en el diseño sísmico, por lo que se relaciona directamente con la que se pretende desarrollar.

Por otro lado, es pertinente mencionar el libro de López, Marinilli y Coronel (2021), titulado **“Reducción del Riesgo Sísmico en Edificaciones Escolares de Venezuela”**, el cual concluyó que las mayores consecuencias sobre dicha infraestructura y sus ocupantes se obtienen para sismos cercanos a la región capital y sus alrededores (Libertador, Miranda, Aragua y Carabobo). De modo que, teniendo en cuenta que nuestra comunidad presenta edificaciones vulnerables a nivel sísmico, es aún más importante estudiar a fondo los procedimientos de diseño como la evaluación de los

criterios ya establecidos.

Dicho libro aporta información relevante para el desarrollo del Trabajo de Grado que se desea ejecutar, contribuirá con ideas para la reducción del riesgo sísmico en edificaciones con criterio pilar fuerte-viga débil como principal variable de esta investigación.

Adicionalmente, Marinilli (2016), en su investigación basada en la “**Aplicación y Eficacia de la Norma Venezolana FONDONORMA 1753:2006 para Generar la Condición Columna Fuerte Viga Débil**”, presentado en la Facultad de Ingeniería. Universidad Central de Venezuela. En dicho trabajo se discute la implementación y se evalúa la eficacia en pórticos resistentes a momento que deban cumplir con el Nivel de Diseño 3 según la Norma Venezolana COVENIN 1756:2001. Vale destacar que el procedimiento 1 establece la resistencia mínima a flexión de las columnas mediante la verificación de cada nodo basada en el código ACI 318 mientras que el procedimiento 2 hace la verificación por cada nivel de piso.

Igualmente, cabe mencionar que los resultados de su aplicación muestran la importancia de considerar la carga axial que actúa sobre una columna para determinar su resistencia a flexión, dicho esto, ambos procedimientos conducen al desarrollo mecanismos plásticos de colapso intermedios para el pórtico de seis niveles seleccionado como caso de estudio.

Dicha investigación guarda relación ya que se busca analizar la eficiencia de la aplicación del criterio columna fuerte-viga débil, en el diseño de estructuras de acero y concreto armado con las normativas actuales, para prevenir la formación de rotulas plásticas en las columnas, al inducir un efecto de piso suave cumpliendo los criterios sismorresistentes en donde en ambos procedimientos anteriormente mencionados tienen como finalidad fundamental evitar la formación de mecanismos de piso durante un sismo.

## **2.2 Bases teóricas**

En las bases teóricas se exponen las variables más relevantes de la investigación. En tal sentido, es pertinente dar una definición concreta de bases teóricas, según

Balestrini (2006):

Las bases teóricas son los resultados de la selección de aquellos aspectos más relacionados del cuerpo teórico epistemológico que se asume, referido al tema específico alegado para su estudio. De allí pues, que su racionalidad, estructura lógica y consistencia interna va a permitir el análisis de los hechos conocidos, así como orientar la búsqueda de otros datos relevantes. (p.86)

En correspondencia con lo citado, al revisar la bibliografía, concretamente las bases que sustentan a la investigación y se exponen en las páginas siguientes

### **2.2.1 Pórticos de hormigón.**

La tipología estructural de un edificio de hormigón está definida dependiendo de su comportamiento bajo las acciones sísmicas horizontales. Pudiendo ser estos: sistema de pórticos, sistema dual, sistema de muros dúctiles, sistema de muros de grandes dimensiones ligeramente armados, sistema de péndulo invertido y sistema flexible a torsión. (EC-8, 2004) (p.74,75)

### **2.2.2 Resistencia sísmica.**

La resistencia de una estructura frente a acciones sísmicas se da por una interacción compleja entre las vigas, columnas y uniones. Estas cargas cíclicas de los sismos producen una pérdida de resistencia de los elementos que conforman la estructura, principalmente una disminución considerable en la capacidad a axil cortante de la resistencia global de la estructura.

Para obtener un buen desempeño de un sistema estructural frente a las acciones sísmicas, considera Marte (2014), que:

Es imprescindible controlar las deformaciones que se generan en la unión viga-columna, ya que se producen daños por pérdida de adherencia entre las barras y el hormigón, y por defecto, una reducción de la capacidad cortante en estas uniones que afecta directamente al desempeño de la estructura. Por otra parte, los desplazamientos relativos de piso se ven afectados mientras mayor es el daño de las uniones en los pórticos. (pp.14,15)

### **2.2.3 Ductilidad**

La ductilidad es una característica que tienen los elementos que conforman una estructura, la cual les permite tener deformaciones en rango inelástico a cambio de una disminución aceptable de su rigidez y resistencia. En tal sentido, se considera relevante

fundamentar este término, al respecto Martes (2014) define la ductilidad como:

Es la habilidad de un elemento o sistema estructural de deformarse más allá del límite elástico con aceptable reducción de la rigidez y resistencia. En la figura, se establece una comparación entre la respuesta estructural de una estructura dúctil y frágil. Se muestra las curvas A (estructura frágil) y curva B (estructura dúctil) se muestra la relación cortante-desplazamiento para sistemas estructurales con la misma rigidez y resistencia, pero como distintos post-pico comportamiento inelástico. Estructuras frágiles fallan a pocas deformaciones inelásticas después de alcanzar su resistencia máxima. El colapso de estas estructuras es repentino y no avisan. Opuestamente, las estructuras dúctiles son capaces de mantener mayor cantidad de deformaciones inelásticas luego de haber alcanzado el pico más alto de resistencia de cortante, manteniendo la rigidez y resistencia en rangos aceptables. (p.15)

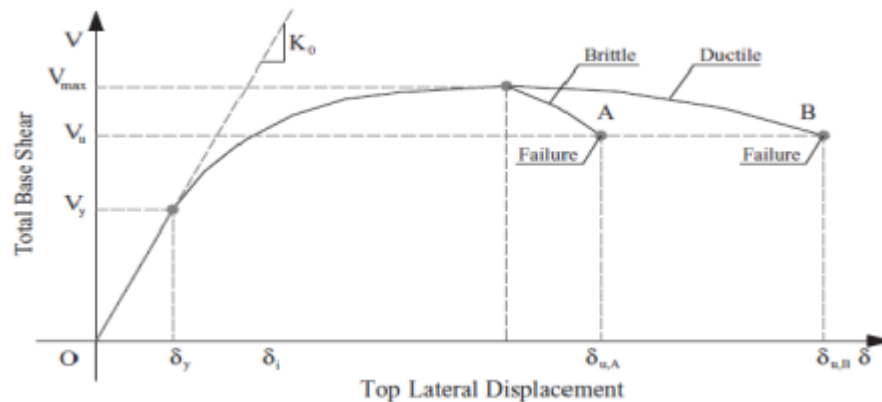


Figura 3. Definición de ductilidad estructural

Fuente: Elnashai (2008).

Definida la ductibilidad (ver figura 3), es de interés explicar cómo son diseñadas las estructuras y precisamente Elnashai (2008), aportan dicha explicación:

Normalmente las estructuras son diseñadas en rango inelásticos para resistir sismos fuertes, ya que esto hace más económica las estructuras. En estructuras diseñadas para eventos sísmicos, la ductilidad es utilizada para que la estructura pueda desarrollar un buen comportamiento formando rótulas plásticas y junto a estas lograr una redistribución de las acciones para permitir la absorción y disipación de la energía del terremoto. (p.88)

Ahora bien, es conveniente saber cómo se logra la distribución de las acciones (ver figura 4), por lo que Elnashai (2008), menciona lo siguiente:

La redistribución de acciones se da por una reducción de rigidez que

presentan los elementos que se encuentra disipando energía, luego estas acciones se trasladan a otro elemento que tienen una rigidez relativa mayor porque no han sido afectadas anteriormente por las acciones del sismo. Esto permite que la estructura tenga mayor vida ya que producen la formación de las rótulas plásticas. (p.20)

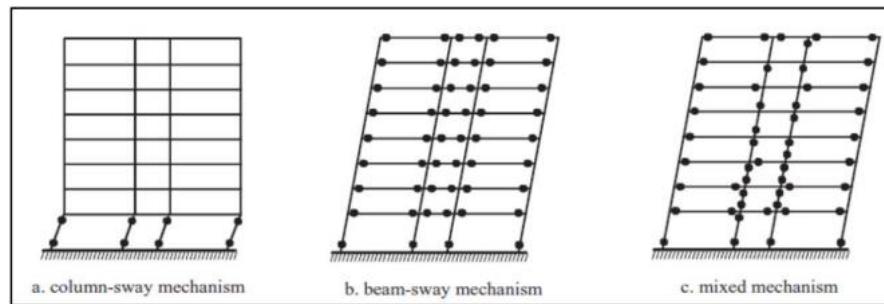


Figura 4. Mecanismos de disipación de energía para pórticos de varios pisos.

Fuente: García, M (2018)

Las estructuras deben de ser capaces de mantener su resistencia inicial mientras es afectada por las grandes deformaciones que el sismo imponga sobre ella, y así poder garantizar la supervivencia de los edificios con resistencia moderada. Cabe resaltar que estas deformaciones pueden estar trabajando en el rango no lineal de la estructura.

#### 2.2.4 Amortiguamiento.

El amortiguamiento es una característica que permite a una estructura disipar energía en el momento en que las acciones dinámicas actúan sobre ella. Esta característica depende de diversos factores como la amplitud de vibración, materiales de construcción, períodos fundamentales de vibración, forma de modo y la configuración estructural.

El amortiguamiento estructural hace que la estructura vuelva a su estado de reposo absorbiendo la energía sísmica, teniendo en cuenta la viscosidad y la fricción generada en materiales de conexiones y soportes.

El amortiguamiento es la manera principal en que la estructura disipa energía sísmica. Esta energía disipada varía con el nivel de desplazamiento, pero a una velocidad constante. Por otra parte, este amortiguamiento dependerá del material con el que se esté trabajando.

## 2.2.5 Modelización de la estructura

### 2.2.5.1 Rótula plástica y longitud plástica en elementos de hormigón.

Las rótulas plásticas se pueden definir como mecanismos localizados en zonas específicas de los elementos estructurales que permiten la disipación de energía, logrando así la redistribución de acciones y junto a esto un mejor comportamiento global de la estructura. Las rótulas plásticas aparecen en el instante en que el momento al que es sometido la sección sobrepasa el momento plástico de dicha sección. La longitud plástica ( $L_p$ ) determina la zona específica donde las rotaciones crecen con mayor rapidez. Esta se define por la ecuación.

$$L_p = \frac{M_u - M_y}{V}$$

**Dónde:**

**Mu:** Momento resistente a flexión.

**My:** Momento de fluencia.

**V:** Fuerza cortante.

Existen varias maneras de calcular la longitud plástica ( $L_p$ ). Una de ellas desarrollada por Park & Priestley

$$L_p = 0.08 * L + 0.022 * \emptyset * f_{yk}$$

Esta luego fue mejorada por la ecuación presentada por el Euro código 8

$$L_p = 0.10 * L + 0.015 * \emptyset * f_{yk}$$

**Dónde:**

**L:** Distancia entre la sección crítica al punto de inflexión.

**∅:** Diámetro menor del refuerzo longitudinal.

**Fyk:** Limite elástico de la armadura longitudinal.

Otra manera posible del cálculo de la longitud plástica es la propuesta por Bou, L

$$L_p = \left(1 - \frac{M_{y,o}}{M_u} + \left(1 - \frac{1}{2} \frac{V_S L_V}{M_u}\right) \frac{z}{L_V} \cot \theta\right) L_V$$

**Dónde:**

**My, o:** Momento elástico sin considerar el efecto cortante.

**Mu:** Momento último resistente de la sección.

**Vs:** Capacidad de la armadura transversal.

$$V_s = \frac{A_{s\alpha}}{\text{espaciado}} \cdot f_{y\alpha} \cdot Z \cdot \cot\theta$$

**Calculado:**

**LV:** Longitud del vano a cortante.

**Z:** Brazo mecánico de la armadura.

**Cotθ:** Cotangente del ángulo de inclinación de las fisuras.

### 2.2.6 Diagrama momento – curvatura

El diagrama momento-curvatura presentado en la Figura 5 permite obtener una información clara sobre el comportamiento de la sección durante todo el tiempo que la sección se encuentra cargada. Además, permite conocer la ductilidad de la sección, el desarrollo de rótulas plásticas y la redistribución de momentos.

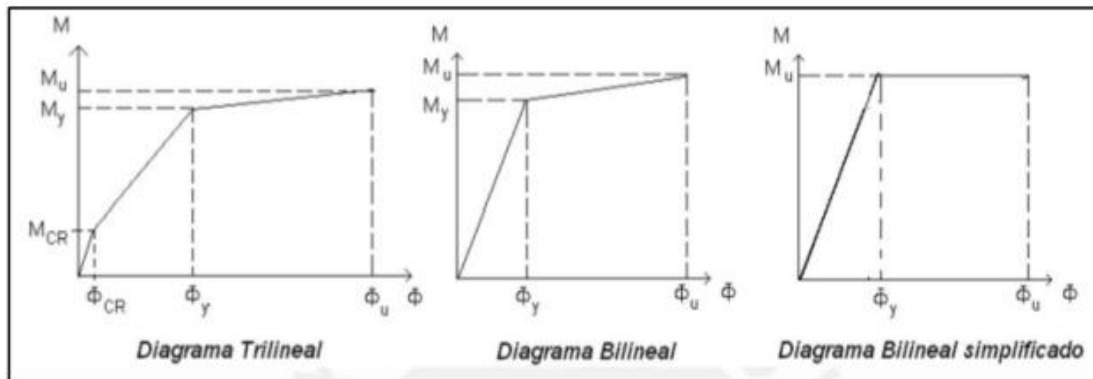


Figura 5. Principales diagramas de momento – curvatura.

Fuente: Ottazzi (2003)

### 2.2.7 Diseño de estructuras con responsabilidad sísmica

El objetivo principal de diseñar estructuras con responsabilidad sísmica es que se garantice que las estructuras no colapsen, soportando las acciones sísmicas que se puedan presentar y junto a esto, poder asegurar vidas humanas. Para esto, se ha ido desarrollando diferentes métodos como: el método basado en resistencia y el método

basado en desplazamiento.

El enfoque del análisis de estructuras sismorresistentes ha ido cambiando de obtener acciones sísmicas producto de aceleraciones sísmicas que afectan directamente la estructura, a fijar desplazamientos que se esperan obtener bajo las acciones sísmicas y así tener un comportamiento deseado en la estructura. (Vielma, 2011) (p.1,2)

### **2.2.8 Diseño sismorresistente basado en resistencia.**

Este tipo de diseño basado en resistencia consiste en lograr tener un comportamiento global de la estructura, en donde su resistencia lateral sea al menos, igual a la resistencia elástica multiplicada por el factor de reducción de respuesta como muestra la ecuación, procurando evitar fallas frágiles en los elementos que componen dicha estructura.

$$\phi RS_i \geq RS_u$$

RS<sub>i</sub> es la resistencia ideal junto a su coeficiente de seguridad. Esta resistencia representa el límite de fallo de una estructura, mientras RS<sub>u</sub> es la resistencia requerida producto de las acciones de normativas. Para un diseño seguro, es obligatorio que la resistencia ideal sea mayor o igual a la resistencia requerida.

De igual manera para los materiales existe una resistencia probable “RS<sub>p</sub>”, en donde, esta debe ser igual o mayor a la resistencia ideal del material afectada por el su coeficiente de seguridad.

$$\phi RS_i = RS_p$$

**Dónde:**

**ØRS<sub>i</sub>:** Resistencia ideal.

**RS<sub>p</sub>:** Resistencia probable.

### **2.2.9 Modos de falla frágiles.**

El tipo de falla frágil para estructuras es la menos deseada, ya que esta al momento de su rotura da menos tiempo para realizar la evacuación en caso de que dicha estructura colapse. Ejemplos de fallas frágiles: fallas por cortante, falla por compresión en pilares o nudos, pandeo de barras de refuerzo longitudinal. La falla por cortante en pilares y vigas es el más importante de todos ya que, si este ocurre produce una disminución de la resistencia a corte de toda la estructura. Además, si llega a ocurrir en

varios pilares de un piso, se puede llegar a un mecanismo de piso y llegar al colapso.

Esta es la falla que produce más colapsos de estructuras al momento del sismo. Por otra parte, está la falla a compresión en pilares que de acuerdo con Mejía (2017), “representa gran riesgo para las estructuras, lo cual hace que los pilares más cercanos a la columna ya fallada queden sobrecargados de igual manera y produzcan el colapso de la estructura”. (p.6)

### 2.2.10 Diseño de pilar fuerte – viga débil.

En la actualidad existen varias reglas y recomendaciones que se encuentran plasmadas en los códigos con el propósito de lograr tener un mejor comportamiento de las estructuras. Una de estas reglas es la relación de resistencia entre pilar fuerte y viga débil. Esta relación de resistencia consiste en que la capacidad de momentos últimos a flexión que actúan sobre las columnas que se encuentran en un nudo sean mayores que la suma de momentos últimos a flexión que actúan sobre las vigas del mismo nudo como se muestra en Figura 6. Para esto, acota Rodríguez (2015), “se utiliza un factor que representa la relación de resistencia entre columnas y vigas según código como se muestra en la ecuación”. (pp.5,6)

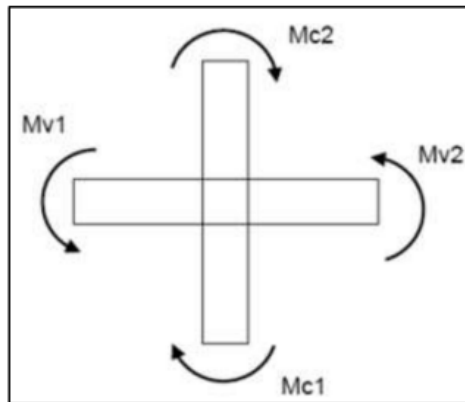


Figura 6. Momentos últimos a flexión de una estructura de hormigón armado.

Fuente: Rodríguez (2015)

El objetivo principal del criterio viga débil - pilar fuerte es que la estructura logre alcanzar un mejor comportamiento disipando las fuerzas sísmicas mediante su ductilidad. Para esto, argumenta Mejía (2017), que

Se debe inducir rótulas plásticas en los extremos de las vigas, que para acciones sísmicas deben de activarse primero que las rótulas de las columnas como se muestra en la Figura 7, de lo contrario, es posible que se produzca un mecanismo de colapso. Por otra parte, las zonas donde se produzcan rótulas deben de resistir su capacidad a cortante hasta desarrollar la flexión de cedencia. (p.6).

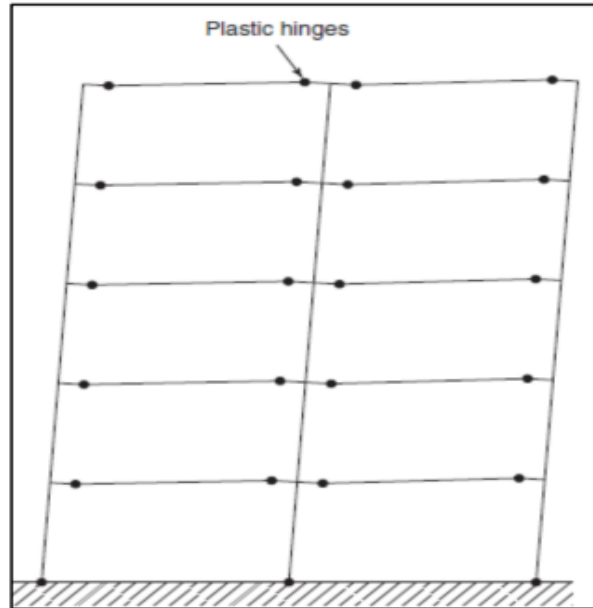


Figura 7. Formación de rótulas plásticas en los extremos de vigas

Fuente: Mejía (2017)

De acuerdo a lo antes mencionado (ver figura 5), la condición columna fuerte-viga débil consiste en la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas antes que en las columnas a la hora de un evento sísmico. Esta condición es objetivo del diseño sismorresistente, pues procura contribuir a la preservación de vidas humanas. En este sentido vale resaltar que en la presente investigación se hace hincapié en los procedimientos expuestos en el Capítulo 18 de la Norma Venezolana Fondonorma 1753:2006 (NVF 1753:2006) para obtener la resistencia mínima a flexión en columnas. En donde se describe que el procedimiento 1 compara los momentos resistentes de vigas y columnas por cada nodo, mientras el procedimiento 2 hace lo propio por cada nivel.

### 2.2.11 Métodos de análisis estructural

Los métodos de análisis son los que nos permiten proyectar estructuras nuevas y evaluar las existentes. Estos métodos se clasifican en elástico e inelástico, en donde la respuesta obtenida de su aplicación depende de la regularidad de la estructura y del nivel de amenaza. Por otra parte, estos métodos de análisis pueden tener diferentes clasificaciones dependiendo de lo que se esté analizando. Si lo analizado es con relación al tipo de carga, el análisis puede ser estático o dinámico. En otro caso, (Vielma, 2011), alude que “si lo analizado es con respecto a la regularidad de la estructura, el análisis puede ser en el plano o tridimensional” (p.3). (Ver Figura 8).

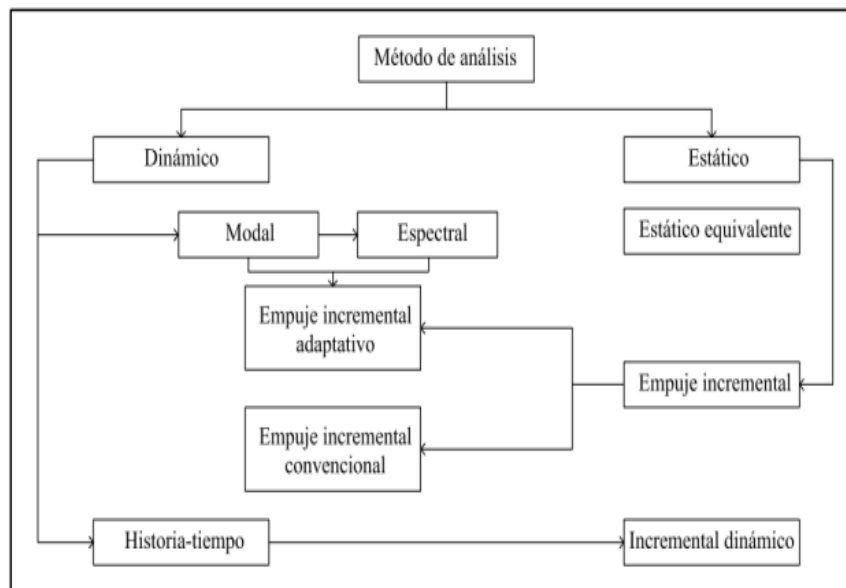


Figura 8. Métodos de análisis aplicados en ingeniería sísmica.

Fuente: Vielma (2011)

### 2.2.12 Análisis Elástico

El análisis elástico presenta dos características principales en el momento en que la estructura es afectada por un sismo. Una de ellas es que la resistencia y rigidez de la estructura se mantienen iguales sin presentar ninguna reducción de estas características. Por otra parte, destaca Mejía (2017), lo siguiente:

La fuerza y el desplazamiento son directamente proporcional. Dentro del

análisis elástico existe el análisis estático elástico que no es más que un análisis de fuerza lateral equivalente y el análisis dinámico elástico que es un análisis modal proveniente de un espectro de respuesta o un análisis tiempo historia. (Mejía, 2017) (p.28).

### 2.2.12.1 Análisis estático elástico.

El análisis estático elástico se idealiza como un sistema de 1 grado de libertad como se muestra en la Figura 9. Este sistema tiene la característica de tener una rigidez elástica lineal y un amortiguamiento equivalente

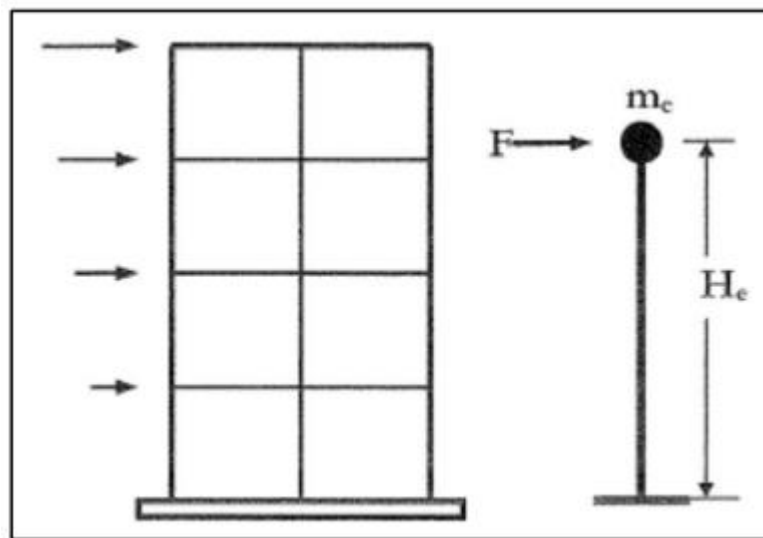


Figura 9. Simulación de una estructura en un grado de libertad.

Fuente: Bairán, Jesús M. (2012)

Por otra parte, la acción sísmica se representa con unas fuerzas lateral sísmicas equivalentes que se determina a partir del producto de un coeficiente sísmico por el cortante de la base, el cual se distribuye en una dirección y de manera creciente en toda su altura como se muestra en la Figura 10. Al respecto, Vielma (2011), argumentan que:

Mediante este tipo de análisis se pueden obtener los esfuerzos y desplazamientos máximos utilizados para poder controlar la estructura. Por otra parte, estos análisis presentan una limitante con respecto a estructuras irregulares, ya que los resultados obtenidos pueden variar para modos superiores de vibración. (p.5)

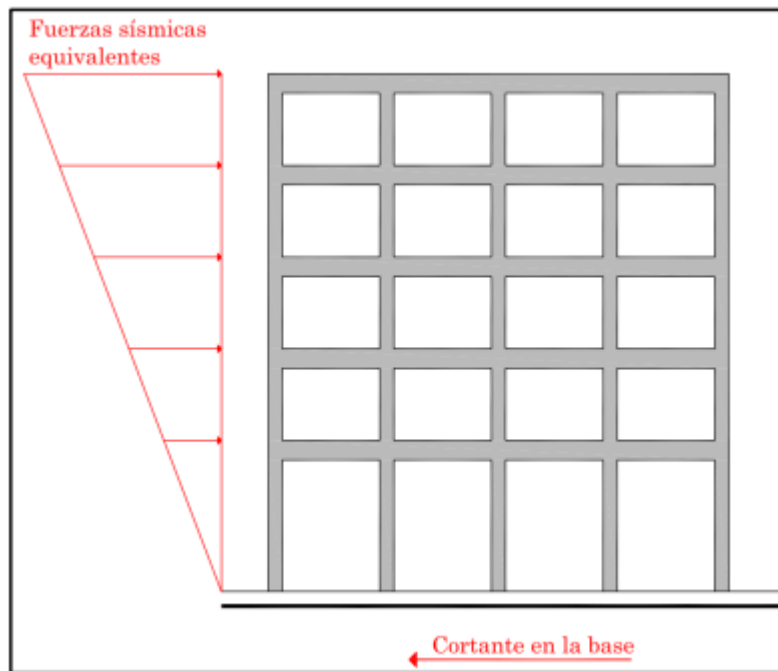


Figura 10. Cortante en la base y fuerzas sísmicas equivalente.

Fuente: Vielma (2011)

### 2.2.13 Análisis dinámico elástico.

El análisis dinámico elástico es uno de los más usuales en la actualidad. Este análisis es recomendado para estructuras irregulares que no pueden ser estudiadas mediante un análisis estático elástico.

Una de las formas más simple de realizar este tipo de análisis es idealizando la estructura como si fuese un edificio de corte, en donde la masa total de cada nivel se encuentra en un único nodo, cada nivel se encuentra conectado por una única columna representando la rigidez del piso y amortiguadores en cada nivel como se muestra en la Figura 11. Cabe destacar que además de este método, también es posible tener resultado mediante un análisis de elementos finitos.

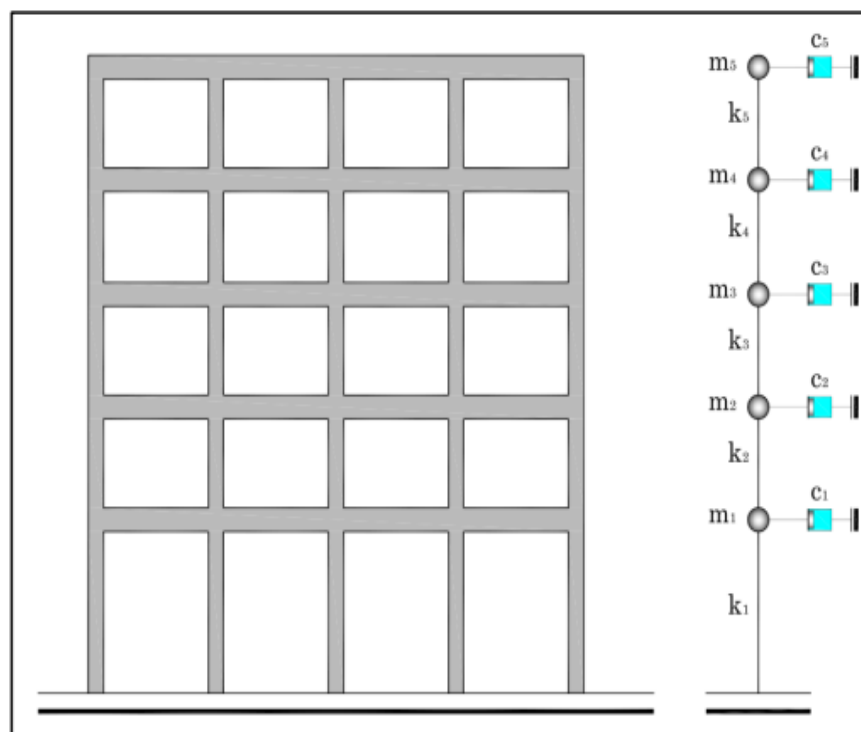


Figura 11. Estructura modelizada como edificio de cortante.

Fuente: Vielma (2011)

Para obtener la fuerza sísmica de cada nivel es necesario utilizar un espectro inelástico de proyecto. Este va a depender del tipo de suelo y de la amenaza sísmica del emplazamiento de la estructura, ver Figura 12. Para utilizar el espectro de proyecto, se debe determinar los periodos de cada modo de vibración mediante la frecuencia natural de cada modo. En este sentido, Vielma, Barbat y Oller (2011), agregan que:

Obtenido los períodos y el espectro de proyecto que se utilizará, se busca la aceleración espectral con la que luego se podrá calcular el cortante basal de cada modo. Este cortante basal será distribuido mediante un patrón que responde a la distribución de desplazamientos modales. (p.7)

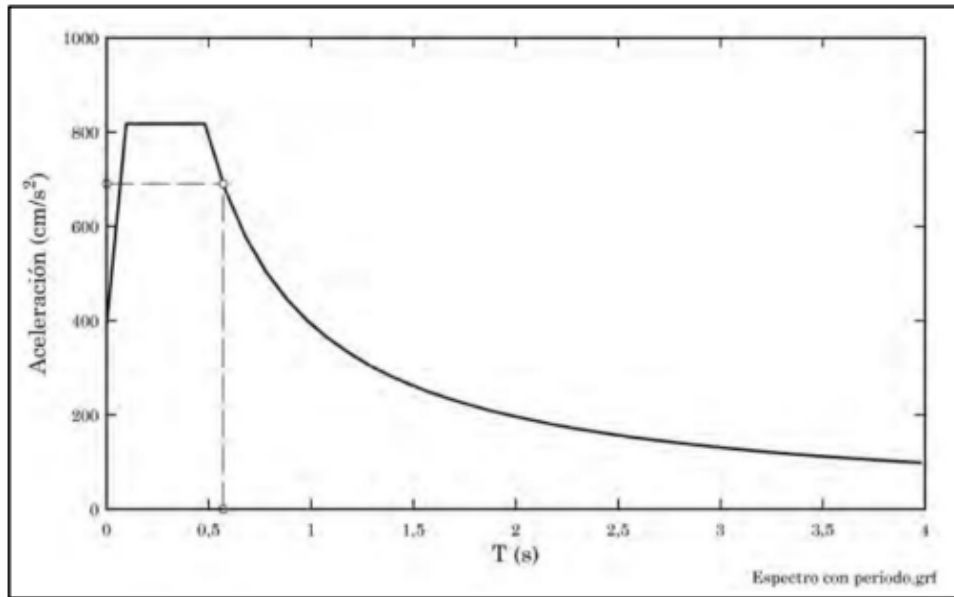


Figura 12. Espectro de proyecto tipo.

Fuente: Vielma (2011)

Por otra parte, según Mejía (2017):

Se pueden obtener fuerzas sísmicas mediante el uso de registros de aceleraciones de sismos reales o simulados. Este tipo de análisis es denominado como análisis elástico de historia-tiempo. Para la aplicación de esto, el Euro código 8 plantea que es necesario emplear mínimo siete registros diferentes de igual intensidad, duración y contenido de frecuencia. (p.29).

#### 2.2.14 Análisis inelástico

El comportamiento inelástico de las estructuras se da básicamente por dos factores: la no linealidad constitutiva que se da por el comportamiento de los materiales, y la no linealidad geométrica a causa de los grandes desplazamientos de la estructura en el rango no lineal. Por medio de esto, es lógico entender que el análisis inelástico permite tener el comportamiento de la estructura en rango no lineal y junto a esto determinar la capacidad de estructuras resistentes. Por otra parte, es importante destacar que esto es gracias a los avances en el desarrollo de los ordenadores se han desarrollado dos métodos de análisis no lineal:

- **Método de inelasticidad concentrada:** Este método permite realizar el análisis de estructuras mediante el uso de rótulas plásticas las cuales se encuentran ubicadas en los extremos de vigas y columnas porque son los puntos que más sufren frente a acciones sísmicas como se muestra en la Figura 13. Estas rótulas tienen la característica de tener un comportamiento no lineal. Además, sostienen Vielma et al (2011) que “se puede prescribir su ubicación y su comportamiento elástico, pero falta determinar la secuencia en que estas aparecen al momento de la carga sísmica es aplicad”. (pp. 8,9)

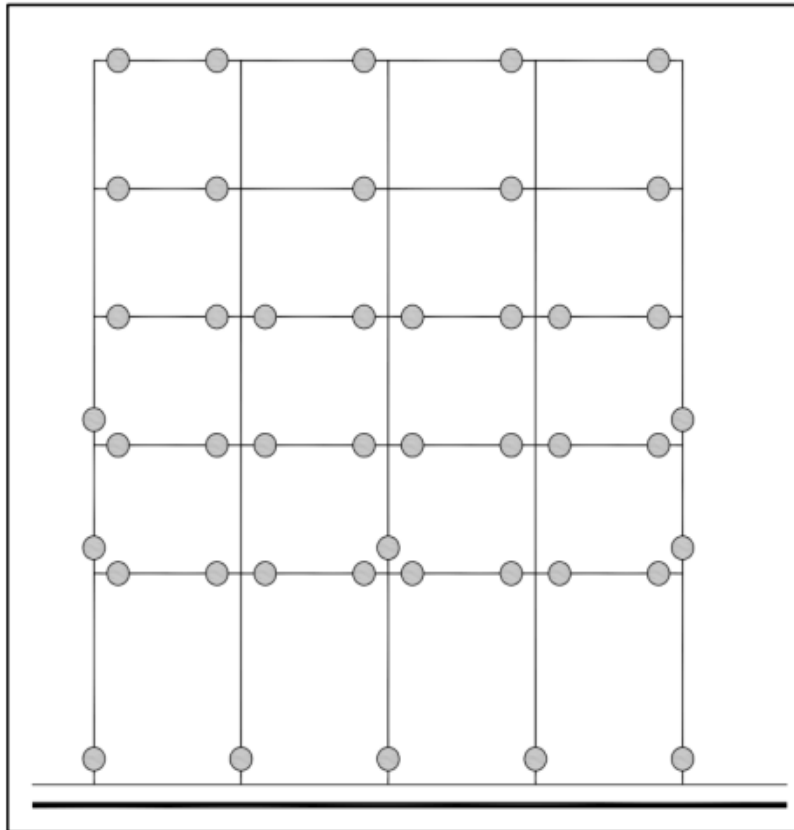


Figura 13. Formulación típica de las rótulas plásticas.

Fuente: Vielma (2011)

- **Método de inelasticidad distribuida:** Este método es más complejo que el método de inelasticidad concentrada, ya que los elementos estructurales se

encuentran discretizados por elementos finitos. La no linealidad de los materiales y geométrica es modelada mediante tensiones y deformaciones o queda repartida sobre una zona de elementos finitos. Esto permite obtener un comportamiento gradual entre el rango elástico, plástico y rotura.

### **2.2.15 Análisis estático inelástico**

El análisis estático no lineal conocido también con el nombre de Pushover (empuje progresivo), se contempla en el capítulo 9 de la Norma Venezolana COVENIN 1756:2001 y consiste en la aplicación de las cargas laterales mientras se observan la formación secuencial de rótulas plásticas en la estructura. Igualmente, a través de este método se puede definir la capacidad resistente de la estructura y compararla con la demanda ante un evento sísmico. La demanda dependerá entonces de la amenaza sísmica y de las características del lugar de emplazamiento de la estructura mientras que la capacidad dependerá de la rigidez, la resistencia y la deformación de cada uno de los miembros que la compone.

Para la aplicación de este método se requiere conocer cierta información de la estructura, entre otras, las características constructivas de los materiales, las dimensiones de las secciones transversales de los miembros, el acero de refuerzo tanto longitudinal como transversal, las acciones de carga actuantes, la resistencia real de las vigas y columnas, las cargas laterales aplicadas en el centro de masa de la estructura y la distribución de las mismas. En este aspecto, Marte (2014), acota:

En este análisis primero actúan las cargas gravitacionales produciendo las primeras deformaciones, posteriormente actúan las cargas laterales la cual se incrementan paulatinamente en una misma dirección hasta forma la primera rótula plástica y se genera una redistribución de la rigidez, proceso que se repite una y otra vez hasta producir el colapso de la estructura.  
(p.25)

Cabe destacar que en el caso de las solicitaciones por sismo se debe considerar las demandas por la componente sísmica horizontal (ver figura 14), en conjunto a los efectos torsionales y las componentes verticales, así como lo recomienda la NVF 1753:2006 en el capítulo 9.

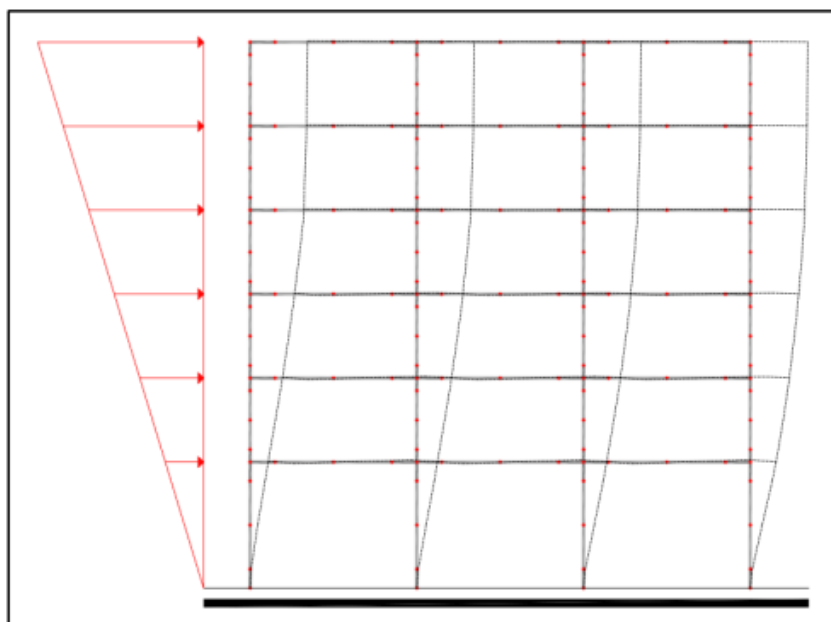


Figura 14. Análisis con empuje incremental aplicado a un pórtico.

Fuente: Vielma (2011)

De acuerdo con Moreno (2006),

Una de las grandes ventajas de este tipo de análisis es que la no linealidad del material es tomada en consideración, mientras que, en el análisis elástico la no linealidad del material es tomada en cuenta de manera aproximada mediante un factor de reducción de espectro “R”, es decir, que las respuestas del Pushover serán más representativos durante el sismo. (p.22).

El mecanismo de rotulación ideal de vigas trata de la plastificación de las mismas como consecuencia de una falla a flexión. La misma conduce a la disipación de energía sísmica por medio de la formación de rótulas plásticas en vigas. Esto ocurre cuando el acero de refuerzo ha alcanzado su punto de cedencia.

Dependiendo de la magnitud del sismo y del nivel de diseño, el mecanismo de rotulación ideal de vigas (también conocido como condición columna fuerte-viga débil), puede garantizar la estabilidad de la estructura durante un evento, procurando así la preservación de vidas humanas e incluso de bienes materiales de interés nacional. Por tal motivo es el mecanismo deseado.

En el análisis de los miembros sometidos a flexión, se supone que una transición

abrupta de elástico con el comportamiento ideal de plástico, se produce a un cierto valor del momento, conocido como, el momento plástico ( $M_p$ ). El comportamiento en los miembros del  $M_p$  se considera elástico. Cuando se alcanza el  $M_p$ , una rótula plástica se forma en el miembro, en contraste con una fricción de la bisagra que permite la rotación libre y ocurre en el momento plástico  $M_p$  de forma constante. Las rotulas plásticas se extienden en los tramos cortos de las vigas, pero los análisis detallados han demostrado que es necesario considerar que las vigas rígidas cuenten con unos nodos con plasticidad limitada en los puntos.

Mediante la inserción de una rótula plástica en un límite de carga y una viga estáticamente determinada, un mecanismo cinemático permite un desplazamiento sin límites que se pueden formar en el sistema, esto es conocido como el mecanismo de colapso (ver figura 15).

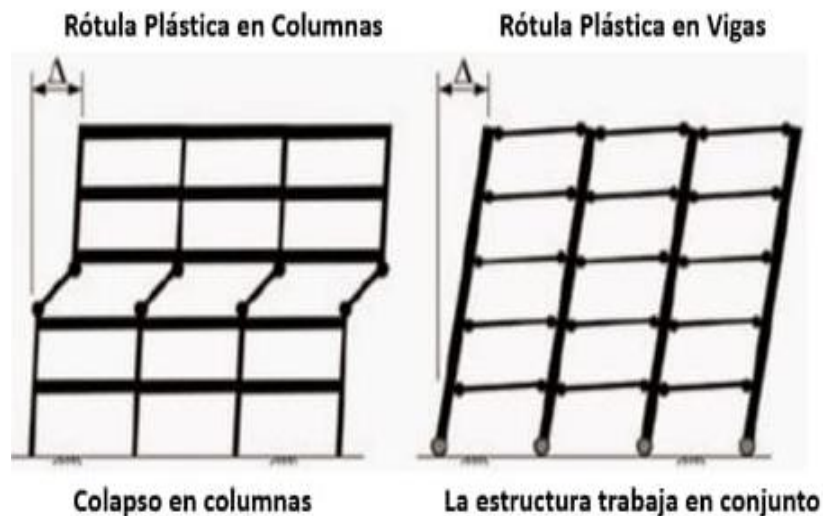


Figura 15. Mecanismo de rotulación.

Fuente: Adaptado de SEAOC (1999)

### 2.3 Bases Legales

El marco legal que sustenta este estudio está relacionado con los criterios y procedimientos mínimos para el análisis, diseño y evaluación de edificaciones

tipificadas sujetas a la acción de movimientos sísmicos. De esta manera, la presente investigación se fundamenta en los principios establecidos de las siguientes normas:

- COVENIN 2002 (Comisión Venezolana de Normas Industriales)
- NTF 1753-2006 (Normas Técnicas Fondonorma)
- NTF 1756-19
- NTF 1618-2016
- ACI 318-2019 (American Concrete Institute)
- ANSI AISC 360-16 (American National Standard Institute / American Institute of Steel Construction)
- ANSI AISC 341-16
- ANSI AISC 358-16
- ASCE 07-16 (American Society of Civil Engineers)

Básicamente, las normas sísmicas para edificaciones permiten a los ingenieros realizar las etapas necesarias para el diseño estructural. Los aspectos que se establecen en los reglamentos de forma general son los siguientes:

- Determinar los objetivos de desempeño y los lineamientos del diseño que aplican para una edificación.
- Describir y cuantificar la amenaza sísmica en el sitio de la construcción
- Determinar las cargas sísmicas de diseño que actuarán sobre la estructura y las combinaciones y casos de carga que deban contemplarse en el análisis.
- Elegir el sistema estructural de la edificación y los parámetros de diseño que aplican en su caso.
- Determinar el modelo matemático adecuado para representar a la estructura
- Seleccionar el método de análisis adecuado para determinar la respuesta sísmica de la estructura en términos de: desplazamientos, deformaciones, fuerzas y solicitaciones sobre los elementos estructurales que se utilizarán para su diseño.
- Verificar los objetivos de desempeño en la estructura diseñada y el

cumplimiento de los requerimientos normativos mínimos de seguridad.

En este orden de ideas, se entiende que el estudio de edificaciones en el ámbito sismorresistente abarca numerosos aspectos a considerar tanto de procedimiento como de diseño, sin embargo, en la presente investigación se hará especial atención a aquellos capítulos y secciones que rigen el criterio de columna fuerte- viga débil como aspecto fundamental de verificación. Así pues, cabe destacar que un código de construcción establece solo los requisitos mínimos necesario para garantizar la salud y la seguridad públicas. Los códigos se basan en este principio, de ahí se busca demostrar que a pesar de que los lineamientos establecidos en la mayoría de códigos ya han sido probados adecuadamente por sus autores, y van nutriéndose año a año del resultado de nuevas investigaciones o estudios experimentales, a veces no basta sólo con cumplir con los criterios mínimos expuestos.

Entre las secciones a considerar cabe destacar a Norma Técnica Fondonorma [NTF] 1756-2006. Capítulo 18: Requisitos adicionales para el diseño sismorresistente, la American Concrete Institute [ACI] 318-2016. Capítulo 15: Nudos Viga-Columna y Losa-Columna y Capítulo 18: Estructuras sismo resistentes, la American Institute of Steel Construction [AISC] 341-2019. sección B1: Requerimientos generales de diseño sísmico, como también la revisión total de la norma COVENIN 1756-1-2019: Construcciones sismorresistentes. Parte 1: Requisitos.

#### **2.4 Definición de Términos Básicos**

**Acción sísmica:** Son acciones accidentales debidas a la ocurrencia de sismos, tales como los movimientos vibratorios del terreno (traslacionales y rotacionales), desplazamientos en fallas geológicas, licuación, inestabilidad del terreno, tsunamis, entre otros.

**Adecuación:** acciones constructivas destinadas a reducir la vulnerabilidad sísmica de una edificación, tales como: modificaciones, rehabilitación, reforzamientos, aislamiento sísmico o el uso de disipadores de energía.

**Análisis dinámico:** en sistemas elásticos es un análisis de superposición modal para obtener la respuesta estructural a las acciones dinámicas, en sistemas inelásticos es un análisis en el cual se calcula la historia en el tiempo de la respuesta estructural a las

acciones dinámicas.

**Análisis Estático Inelástico:** Método de análisis estático no lineal que suministra la máxima respuesta de una estructura con un modelo inelástico. La acción sísmica se describe por un espectro de respuesta.

**Cedencia:** Es la condición caracterizada por la plastificación de por lo menos la región más solicitada del sistema de resistencia a sismo, tal como la formación de la primera rotula plástica en un componente del mismo (Fuente: Acosta, Grimaldi y Rocha 2010).

**Demanda de ductilidad:** Cociente entre el máximo valor del desplazamiento alcanzado por un sistema durante su respuesta sísmica y el desplazamiento cedente.

**Entrepiso suave:** Entrepiso caracterizado por una reducción significativa de su rigidez en relación a la de los entrepisos inmediatamente por encima.

**Espectro de respuesta inelástica:** Espectro de respuesta que incorpora el factor de reducción de respuesta correspondiente al sistema resistente a sismos adoptado. Se obtiene a partir del espectro de respuesta elástica.

**Nivel de diseño:** Conjunto de requisitos normativos asociadas a un determinado factor de reducción de respuesta, que se aplica en el diseño de los miembros del sistema resistente a sismos.

**Piso blando:** irregularidad vertical de una estructura que se manifiesta por medio de una reducción significativa en la rigidez lateral respecto a los demás pisos de la misma.

**Pórtico:** Sistema estructural constituido por vigas y columnas, que se deforma primordialmente por la flexión de sus miembros.

**Rigidez lateral de un entrepiso:** resultado de dividir la fuerza cortante y la diferencia de desplazamiento lateral elásticos entre los pisos del entrepiso en consideración.

**Reforzamiento:** Acciones constructivas para mejorar la capacidad sismorresistente de la edificación mediante la modificación de su resistencia, rigidez, o ductilidad.

**Rotula Plástica:** Zona de cedencia que se forma en una sección de un miembro estructural cuando el acero alcanza el esfuerzo cedente, siendo este el esfuerzo máximo para el cual ocurren grandes deformaciones sin aumento apreciable en el nivel de esfuerzos. En el estado, la sección gira como si estuviera articulada, excepto que permanece sometida al momento cedente (Fuente: Acosta, Grimaldi y Rocha 2010).

**Sismo de diseño:** Sismo para el cual se limita el daño estructural y no estructural de la construcción, manteniéndolos de naturaleza reparable (nivel de desempeño de Daño Estructural Reparable).

## 2.5 CUADRO TÉCNICO METODOLÓGICO

**Tabla de Operacionalización de Variables**

Objetivo de la investigación	Analizar la eficiencia de la aplicación del criterio columna fuerte-viga débil, en el diseño de estructuras de acero y concreto armado con las normativas actuales.				
Variables	Dimensiones	Subdimensiones	Indicadores/ criterios	Instrumento	Ítems
Los fundamentos teóricos y prácticos necesarios para el diseño estructural y sismorresistente.	Clasificación de las construcciones	-Uso, ocupación y riesgo. -Amenaza sísmica. -Irregularidad.	-Ubicación - Tipo de Suelo -Composición estructural	Revisión documental y encuesta no estructurada.	2, 3, 8.
Los procedimientos que logran la condición columna fuerte viga y débil en el diseño sismorresistente.	Resistencia mínima a la flexión de las columnas	-Procedimiento 1 Por Nodo -Procedimiento 2 Por Nivel	-Según el tipo de material Valor mayor a 6/5 Valor mayor a 1	Revisión bibliográfica y encuesta no estructurada.	9, 10.
Modelos analíticos contenidos en los requerimientos del Nivel de Diseño 3.	Tipo de material a usar	-Concreto Secciones simples -Acero Perfiles precalificados	-Predimensionado -Verificación de fallas -Diseño de conexiones y/o confinamiento.	Observación directa y encuesta no estructurada	1, 1.1, 4.
Hoja de cálculo con las metodologías analizadas.	Método de análisis	-Lineal -No lineal	-Más conservador -Más detallado	Cuadro comparativo y encuesta no estructurada.	5, 6, 7, 11.

**Fuente:** Henríquez, C. Karla, D.

Vargas, V. Esthefany, C. (2022)

### **CAPÍTULO III**

#### **MARCO METODOLÓGICO**

Tamayo y Tamayo (2014 p.37) define al marco metodológico como “Un proceso que, mediante el método científico, procura obtener información relevante para entender, verificar, corregir o aplicar el conocimiento”, dicho conocimiento se adquiere para relacionarlo con las hipótesis presentadas ante los problemas planteados. De esta manera, se señalará detalladamente el conjunto de pasos, técnicas y procedimientos a seguir para alcanzar los objetivos previamente establecidos.

De este modo, la investigación constará de tres fases: un seguimiento bibliográfico de las distintas normas acerca del criterio, un estudio descriptivo, y, finalmente, la identificación de los factores que determinan el grado de eficiencia del criterio en cuestión. La primera etapa consistirá en un levantamiento y una revisión bibliográfica. Esto nos dará los elementos que sirvan de base conceptual e instrumental para las etapas siguientes. Los temas abordados serán los siguientes: conceptos de formación de rotulas plásticas en columnas, irregularidad de piso suave, conceptos de sismorresistencia de acuerdo al material a utilizar, entre otros. Esta revisión las abarcará las normas previamente mencionadas.

La segunda etapa consistirá en una investigación descriptiva para el análisis de un modelo de pórtico de geometría única. En este trabajo, el estudio servirá principalmente para entender los diferentes procesos constructivos y de diseño que se dan en las obras de edificaciones, y, de esta manera, tratar de identificar los factores claves de eficiencia y seguridad a nivel de sismorresistencia. En esta etapa también se desarrollarán los respectivos cálculos y requerimientos básicos para las diferentes edificaciones, de modo que den resultados acerca de los factores que sean importantes considerar. Finalmente, con la información colectada tanto en hojas de cálculo como programas matemáticos y basados en las herramientas obtenidas en la revisión bibliográfica, se

procederá a la tercera etapa, en la que se definirán los indicadores objetos de esta investigación, los cuales regirán la eficiencia del criterio en cuestión.

### **3.1 Tipo de investigación**

El estudio se considera con propósito de investigación cualitativa, como bien definen los autores Blasco y Pérez (2007), la investigación cualitativa estudia la realidad en su contexto natural y cómo sucede, sacando e interpretando fenómenos de acuerdo con las personas implicadas, que se caracteriza por estudiar el problema presente en el contexto de su pasado y las situaciones actuales en que se encuentran.

De este modo, el objetivo de la investigación cualitativa es explicar, predecir, describir o explorar la naturaleza de los vínculos entre la información no estructurada. En sí, la investigación cualitativa tiene como foco es el proceso inductivo en lugar del resultado deductivo. Además, es importante para el campo educativo porque se trata de educar para la comprensión e interpretación de la realidad que se expresa en los fenómenos de estudio.

### **3.2 Diseño de la investigación**

La investigación con diseño documental se puede comprender citado en Méndez (2008) como:

(...) un proceso mediante el cual recopilamos conceptos con el propósito de obtener un conocimiento sistematizado. El objetivo es procesar los escritos principales de un tema particular. Este tipo de investigación adquiere diferentes nombres: de gabinete, de biblioteca, documental, bibliográfica, de la literatura, secundaria, resumen, etc. (...) (p. 16).

De esta manera lo que se pretende es realizar un estudio bibliográfico particular para todas aquellas normativas que rigen el criterio de sismorresistencia en estudio, teniendo un alcance específico solo para los códigos de edificaciones de concreto armado y acero estructural.

### **3.3 Nivel de la investigación**

En lo que respecta al diseño, según Sabino (1986) “La investigación de tipo descriptiva trabaja sobre realidades de hechos, y su característica fundamental es la de presentar una interpretación correcta. Para la investigación descriptiva, su

preocupación primordial radica en descubrir algunas características fundamentales de conjuntos homogéneos de fenómenos, utilizando criterios sistemáticos que permitan poner de manifiesto su estructura o comportamiento. De esta forma se pueden obtener las notas que caracterizan a la realidad estudiada”.

### **3.4 Población y muestra**

#### **3.4.1 Población**

Según Arias (2006) se entiende por población “Un conjunto finito o infinito de elementos con características comunes para los cuales serán extensivas las conclusiones de la investigación. Esta queda delimitada por el problema y por los objetivos del estudio.” (p. 81). Es la totalidad del fenómeno a estudiar, donde las entidades de la población poseen una característica común la cual se estudia y da origen a los datos de la investigación. De este modo, se puede considerar que la totalidad del caso de estudio va referido a todos aquellos expertos en el área de análisis, diseño y calculo estructural.

Además, es importante señalar que el tipo de población es de tipo finita, ya que es aquella en la que el número de valores que la componen tiene un fin. Para el estudio se puede considerar la cantidad de expertos en Carabobo, incluso toda Venezuela. Es cierto que puede variar con el tiempo, pero en el instante determinado del estudio es finita, tiene fin.

#### **3.4.2 Muestra**

La muestra es la que puede determinar la problemática ya que le es capaz de generar los datos con los cuales se identifican las fallas dentro del proceso. Según Tamayo, T. Y Tamayo, M (1997), afirma que la muestra “es el grupo de individuos que se toma de la población, para estudiar un fenómeno estadístico” (p.38). Por consiguiente, la muestra característica del estudio vendrá definida por tres expertos en el área de estructuras.

Es importante señalar que según Cuesta (2009) El muestreo no probabilístico es una técnica de muestreo donde las muestras se recogen en un proceso que no brinda a todos los individuos de la población iguales oportunidades de ser seleccionados. De esta manera, se entiende que los expertos a seleccionar, no representan a todo el conjunto

de ingenieros civiles.

### **3.5 Técnicas e instrumentos de recolección de datos**

Según lo plantea Bavaresco (2006, p. 95) “la investigación no tiene significado sin las técnicas de recolección de datos. Estas técnicas conducen a la verificación del problema planteado. Cada tipo de investigación determina las técnicas a utilizar y cada técnica establece sus herramientas, instrumentos o medios que serán empleados”

#### **3.5.1 Técnicas de Recolección de Datos**

Las técnicas y los instrumentos de investigación son los medios o formas de recolectar información que utiliza el investigador para medir el comportamiento o los atributos de las variables, Según Hurtado (2007) la técnica tiene que ver con los procedimientos utilizados para la recolección de los datos. La misma, depende en gran parte del tipo de investigación y del problema planteado para la misma y puede efectuarse desde la simple ficha bibliográfica, observación, entrevista, cuestionario o encuesta y aun mediante la ejecución de investigaciones para este fin”

Para lograr los objetivos de la investigación se debe elegir la técnica y el instrumento de recolección de datos. Conscientes de esto, para efecto de esta investigación, las técnicas de recolección de datos utilizadas serán: La Observación directa, Revisión documental, y Revisión Bibliográfica.

##### **3.5.1.1 Observación Directa**

De este modo Tamayo y Tamayo (2007, p. 184) define la observación directa como “se presenta esta técnica cuando el investigador corrobora los datos que ha tomado de otros, ya sea de testimonios orales o escritos de personas que han tenido contacto de primera mano con la fuente que proporciona los datos”

En este mismo orden de ideas, Sampieri (1997), la Observación Directa Es una técnica de recolección de información muy importante y “consiste en el registro sistemático, válido y confiable de comportamientos o conducta. Puede utilizarse como instrumento de medición en muy diversas circunstancias”

##### **3.5.1.2 Revisión Documental**

Según Hurtado (2008, p 427) La Revisión Documental Es una técnica en la cual se recurre a información escrita, ya sea bajo la toma de datos que pueden haber sido

producto de mediciones hechas por otros o como texto que en sí mismo constituyen los eventos de estudio.

Para esta investigación se aplicó la técnica de revisión documental, consultando textos asociados a la información, con el fin de obtener una base de conocimiento.

### **3.5.1.3 Revisión bibliográfica**

Según GEOCITIES (2005) es un conjunto de técnicas, y estrategias que se emplean para localizar, identificar y acceder a documentos que sirvan para obtener información para la investigación.

## **3.6 Técnicas de análisis de resultados**

Para Hurtado (2008, p. 153), representa la herramienta con la cual se va a recoger, filtrar y codificar la información, es decir el con qué. Los instrumentos pueden estar ya elaborados e incluso normalizados.

### **3.6.1 Registro Fotográfico**

Según Wright (2005, p.90) presenta la definición de documental fotográfico como un modo de observación que busca crear evidencias de un hecho mediante un documento, que a su vez actúa como canal en el sentido más realista posible, buscando que la cámara permanezca discreta permitiendo de esta manera que el espectador disfrute de lo que observa sin sentir algún tipo de mediación. Por tal razón, considerando lo antes expuesto se cree conveniente utilizar este instrumento para recolectar datos que les permitan a los investigadores entretener, informar o documentar el proceso de investigación.

### **3.6.2 Ficha bibliográfica**

Según Alazraki (2007), una ficha bibliográfica corresponde a un documento breve que contiene la información clave de un texto utilizado en una investigación. Puede referirse a un artículo, libro o capítulos de este. Todo esto correspondiente, a los capítulos referentes al criterio de columna fuerte- viga débil ilustrados en las normas a considerar de acuerdo a los materiales que se establecieron en el estudio.

### **3.6.3 Cuadro comparativo**

Según Pérez y Gardey (2017) Un cuadro comparativo, por lo tanto, es una herramienta gráfica que se utiliza para comparar. Los elementos que se comparan

se ubican en columnas y luego, en distintas filas, se mencionan los datos en cuestión. Es así, como en el presente trabajo se utiliza esta técnica de análisis para organizar la información, facilitando de este modo la identificación de características semejantes y diferentes en los conceptos. Por eso resultan útiles para la adquisición de conocimientos y para la memorización de contenidos.

#### **3.6.4 Encuesta no estructurada**

Sabino (1992), agrega que, una entrevista semiestructurada (no estructurada o no formalizada) es aquella en que existe un margen más o menos grande de libertad para formular las preguntas y las respuestas. La técnica de la entrevista se utiliza en esta investigación aplicando el enfoque cualitativo a los resultados de la investigación. (Ver Anexo A). Cabe destacar que, Tamayo y Tamayo (1998) considera que validar es determinar cualitativa y/o cuantitativamente un dato. Esta investigación requirió de un tratamiento científico con el fin de obtener un resultado que pudiera ser apreciado por la comunidad científica como tal y los expertos que la conforman. (Ver Anexo B)

### **3.7 Fases de la investigación**

Los objetivos son una pieza clave para desarrollar y llevar a cabo cualquier proyecto. Por este motivo, es fundamental definirlos en distintas fases para poder centralizar de manera ordenada las metodologías a seguir. Es así, como se entiende que el marco primordial de este estudio se basa en analizar la eficiencia de la aplicación del criterio columna fuerte-viga débil en el diseño de estructuras de acero y concreto armado con las normativas actuales, de este modo se detallaran las siguientes fases para alcanzar dicho propósito.

#### **Fase I: Diagnostico de los fundamentos teóricos y prácticos necesarios para el diseño estructural ysismorresistente en edificaciones**

Se precisa entender en primera instancia, como se rigen los procedimientos tanto a nivel ideal como real, es por eso que se comenzara con la valoración de dichos fundamentos.

#### **Fase II: Análisis de las Normas Venezolana Fondonorma 1753:2006 y Covenin 1756:2019**

Una vez, evaluado los modelos de pórticos estos pasaran por un procedimiento de verificación con respecto al criterio de sismorresistencia señalado, de este modo luego se podrá comparar con las normas en fases posteriores.

**Fase III: Evaluación de los modelos analíticos con el criterio de columna fuerte vigadébil**

Aquí, se procederá a hacer un estudio bibliográfico con respecto a las normativas correspondientes a las edificaciones de concreto armado y acero estructural, con el fin de poder comparar y dar un seguimiento de los procedimientos ya calculados en las fases anteriores.

**Fase IV: Diseño de una hoja de cálculo para los procedimientos y resultados con las metodologías analizadas.**

Finalmente, se dará paso a la eficacia y validación de todos los pasos e información recolectados durante todo el estudio, de este modo se podrá tener una idea clara del nivel de eficiencia de los procedimientos y criterios considerados a lo largo de la investigación.

## CAPÍTULO IV

### RESULTADOS

Para conseguir los objetivos planteados en el capítulo 1, se han desarrollado diferentes estructuras que fueron analizadas para determinar su respuesta sísmica ante un sismo de diseño planteado. En esta sección se describen los casos de estudios realizados con la intención principal de evitar la formación de mecanismos de piso que pudieran afectar la estabilidad de las edificaciones de tipo irregular.

#### 4.1 Diagnóstico de los fundamentos teóricos y prácticos necesarios para el diseño estructural y sísmorresistente en edificaciones

##### 4.1.1 Descripción de la estructura

La estructura corresponde al pórtico B (Ver figura 16) diseñado con 5 niveles ubicado en el Edo. Carabobo para uso de vivienda, con longitud entre columnas de 6 metros para 3 vanos y una altura en cada nivel de 3 metros a excepción del tercer nivel que es variable. Así mismo, está conformado íntegramente por columnas y vigas de secciones pre-dimensionadas para cumplir una deriva normalizada máxima para el grupo B2 con elementos no estructurales susceptibles a sufrir daños por deformaciones de la estructura (0.018 cm/cm).

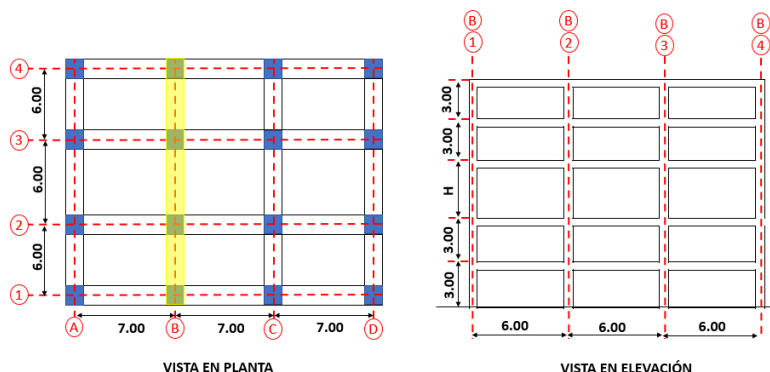


Figura 16. Vista en Planta y en Elevación

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

Las características del concreto armado que ha sido usado son las siguientes:

- Resistencia característica a compresión de 250 kgf/cm<sup>2</sup>.
- Masa por unidad de volumen de 2500 kgf/m<sup>3</sup>.
- Módulo de elasticidad de 38752 kgf/m<sup>2</sup>.
- Coeficiente de Poisson de 0.20.

Las características del acero estructural que ha sido usado son las siguientes:

- Material A36, con factor de sobre resistencia igual a 1.5
- Perfiles IPE y HEB.
- $F_y=2530$  kgf/cm<sup>2</sup>

#### **4.1.2 Variable de estudio**

A partir de la estructura descrita anteriormente, se elaboraron diferentes modelos por medio de la combinación de una variable. La única variable que fue considerada ha sido la altura de entrepiso para el tercer nivel, donde, se está induciendo de esta manera la irregularidad de piso débil. Por lo cual, se optó por tener alturas de entrepiso de 3.5, 3.8, 4.4 y 4.6 metros. En adelante, se referirá a los modelos de concreto seguidos de la letra “A” y a los de acero con la letra “B”.

Para el diagnóstico de los fundamentos necesarios para el diseño sismorresistente, se hizo consideración de la norma COVENIN 1756-1:2019, haciendo especial énfasis en los capítulos 3, 4, 5, 6 y 7, donde se identificaron los parámetros sísmicos básicos de análisis del caso de estudio. A continuación, se detallan todos los factores considerados:

#### **4.1.3 Clasificación según el uso, ocupación y riesgo**

Grupo B2: Construcciones Comunes: Las edificaciones indicadas del Grupo B1 que no cumplen con las condiciones dadas de alta ocupación.

#### **4.1.4 Factor de importancia**

Se asignará un Factor de Importancia ( $\alpha$ ,  $\alpha_E$ ,  $\alpha_F$ ) respectivamente para cada tipo de Sismo (de Diseño, Extremo o Frecuente) de acuerdo con el Grupo de Importancia. Su valor se asignará o determinará de acuerdo con los lineamientos dados en norma. Este factor se aplicará en la construcción de los espectros de respuesta.

#### 4.1.5 Definición de niveles de diseño

El Nivel de Diseño ND3 es aquel que proporciona a la estructura una elevada capacidad para incursionar de manera estable en el rango inelástico, disipando energía sin pérdida de su capacidad portante. Requiere del cumplimiento de requisitos especiales de diseño sísmico especificados en las normas de materiales. Los Niveles de Diseño permitidos para cada Grupo de Importancia se indican en la figura 17. A continuación se muestran, los valores de la intensidad sísmica de diseño en el sitio expresada como Coeficiente de Aceleración,  $A_A$ . Cabe destacar que cada tipo o subtipo estructural debe satisfacer la limitación del número de pisos según norma y de acuerdo a la irregularidad presentada se tendrá el área de nivel de diseño (Figura 18).

TABLA 2. Niveles de Diseño permitidos

Grupo de Importancia	Intensidad sísmica de diseño en el sitio, $A_A$		
	$A_A \leq 0,10$	$0,10 < A_A \leq 0,20$	$A_A > 0,20$
A1	ND3	ND3	ND3
A2	ND2, ND3	ND3	ND3
B1	ND2, ND3	ND2, ND3	ND3
B2	ND1, ND2, ND3	ND2, ND3	ND2, ND3
C	ND1, ND2, ND3	ND1, ND2, ND3	ND2, ND3

Figura 17. Niveles de diseño permitidos.

Fuente: COVENIN 1756 (2019)

TABLA 3. Áreas y/o Componentes en los cuales debe extenderse el cumplimiento de los requerimientos del Nivel de Diseño ND3

Tipo de Irregularidad (ver 3.6.3)	Áreas o Componentes
Vertical	Todos los componentes del entrecimso y de los dos entrecimso adyacentes.
a) Entrecimso blando.	
b) Entrecimso débil.	

Figura 18. Áreas o componentes del nivel de diseño.

Fuente: COVENIN 1756 (2019)

#### 4.1.6 Clasificación según el tipo estructural

##### Tipo I

Estructuras de vigas y columnas que ante las acciones sísmicas se deforman principalmente por la flexión de sus elementos, y que cumplen con las relaciones dimensionales establecidas en las normas de diseño para cada Nivel de Diseño. Los

miembros están conectados por juntas con la rigidez y resistencia necesarias para garantizar la transferencia de tensiones y deformaciones entre ellos. El Tipo I indicado tiene el siguiente subtipo:

#### **Subtipo I-a**

Estructuras constituidas por pórticos, con vigas y columnas conectadas por juntas, de concreto armado, de acero estructural, mixtos acero-concreto o de madera, que satisfacen los siguientes requerimientos:

- a) En el caso de pórticos de concreto armado, no se consideran como vigas o columnas aquellos elementos que no poseen refuerzo transversal adecuadamente detallado, en especial en lo referido al confinamiento, tales como nervios de losas o muros en su dirección transversal.
- b) En el caso de pórticos de acero deben utilizarse las secciones y conexiones precalificadas, correspondientes al Nivel de Diseño, de acuerdo con las normas NTF 1618-1 y AISC 358, o bien verificarse su idoneidad mediante experimentos adecuados cumpliendo con la norma NTF 1618-2 o AISC 341.
- c) Las conexiones parcialmente restringidas no se consideran parte del sistema resistente a sismos para las estructuras en los Niveles de Diseño ND2 y ND3, a menos que se justifique mediante resultados de ensayos el cumplimiento de los requisitos establecidos en la norma NTF 1618-2.
- d) Si en una dirección dada se tiene más de un Nivel de Diseño, se deben aplicar parámetros de la sección 6.8.2 de dicha norma.

#### **4.1.7 Construcción Irregular**

El análisis de las construcciones irregulares debe incluir el Factor de Irregularidad (Figura 31) y debe efectuarse con el método de Análisis Dinámico Elástico o uno superior. Se considera irregular en una dirección, la construcción que posee las características siguientes:

##### **Irregularidades Verticales: Entrepiso Débil**

Cuando la resistencia lateral de algún entrepiso, es menor que 0,70 veces la correspondiente resistencia del entrepiso superior, o 0,80 veces el promedio de las resistencias de los tres entrepisos superiores. En el cálculo de estas resistencias se debe

incluir la contribución de la tabiquería y otros elementos no estructurales adosados a los elementos verticales. En este caso se debe considerar la posibilidad de que la tabiquería pierda su resistencia en alguno de los entrepisos durante su respuesta sísmica o sea suprimida por razones de cambio de uso.

#### **4.1.8 Amenaza Sísmica**

##### **Parámetros Sísmicos Básicos**

a) Para el lugar geográfico de la construcción se especifican como parámetros sísmicos básicos:

$A_0$  = Coeficiente de la aceleración horizontal del terreno en la clase de sitio referencial para un periodo medio de retorno de 475 años, obtenido de los mapas de la figura 21.

$A_1$  = coeficiente de aceleración espectral horizontal para periodo estructural de 1 segundo en la clase de sitio referencial, para coeficiente de amortiguamiento de 5% y un periodo medio de retorno de 475 años, obtenido de los mapas de la figura 22.

$T_L$  = período de transición entre periodos intermedios y periodos largos del espectro elástico de respuesta horizontal, en la clase de sitio referencial para coeficiente de amortiguamiento de 5% y un periodo medio de retorno de 475 años, obtenido de los mapas de la figura 23.

b) La clase de sitio referencial es la clase de sitio BC con  $V_{s30} = 760$  m/s, profundidad de 30 metros del basamento rocoso y condición topográfica leve.

c) Para cada parámetro sísmico básico, en el lugar geográfico del proyecto se seleccionará el mayor valor dado por las curvas adyacentes al lugar en el mapa correspondiente o bien se interpolará entre ellas.

##### **Sismo de Diseño**

a) El Sismo de Diseño especificado se define para los distintos Grupos de Importancia con las probabilidades de excedencia y los periodos medios de retorno (PMR) indicados en la figura 19.

**TABLA 4. Factor de Importancia y Períodos Medios de Retorno para el Sismo de Diseño**

Grupo de Importancia	Probabilidad de excedencia	PMR (años)	$\alpha$
A1	2,5% en 50 años	1.975	2,0
A2	5% en 50 años	975	1,5
B1	7% en 50 años	689	1,2
B2	10% en 50 años	475	1,0
C	20% en 50 años	225	0,7

Figura 19. Factor de importancia para Sismo de Diseño.

Fuente: COVENIN 1756 (2019)

### Sismo Extremo

a) El Sismo Extremo especificado se define para los Grupos de Importancia A1, A2, B1 y B2 con las probabilidades de excedencia y los periodos medios de retorno (PMR) indicados en la figura 20.

**TABLA 5. Factor de Importancia de referencia y Períodos Medios de Retorno para el Sismo Extremo**

Grupo de Importancia	Probabilidad de excedencia	PMR (años)	$\alpha_E$
A1	0,5% en 50 años	9.975	3,5
A2	1% en 50 años	4.975	2,8
B1	1,5% en 50 años	3.309	2,4
B2	2% en 50 años	2.475	2,2

Figura 20. Factor de importancia para Sismo Extremo.

Fuente: COVENIN 1756 (2019)

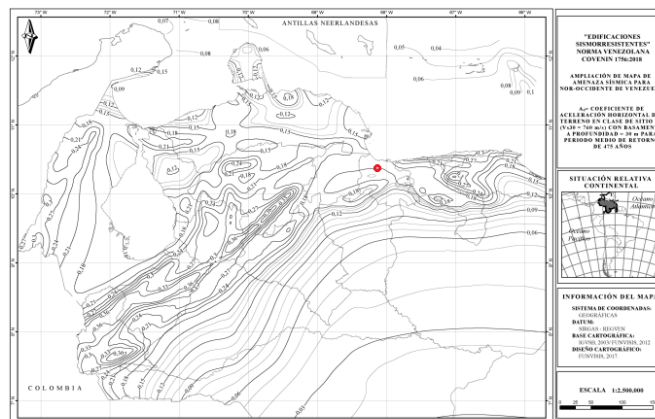


FIGURA 4.1.a. Ampliación para Nor-occidente (ver definiciones en el punto 4.2)

Figura 21. Coeficiente de aceleración horizontal.

Fuente: COVENIN 1756 (2019)

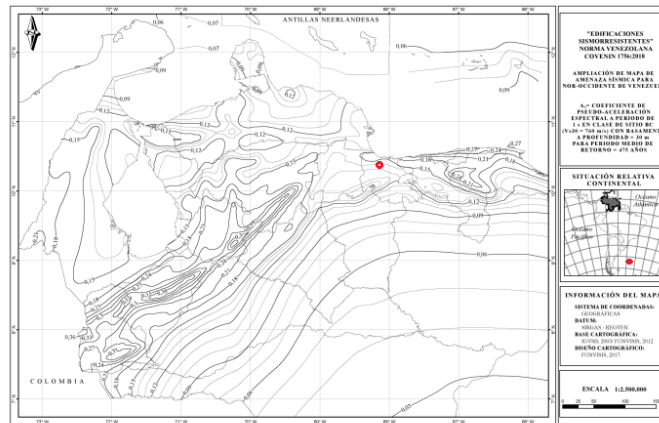


FIGURA 4.2.asec. A, ampliación para Nor-occidente (ver definiciones en el punto 4.2)

Figura 22. Coeficiente de pseudo aceleración espectral.

Fuente: COVENIN 1756 (2019)

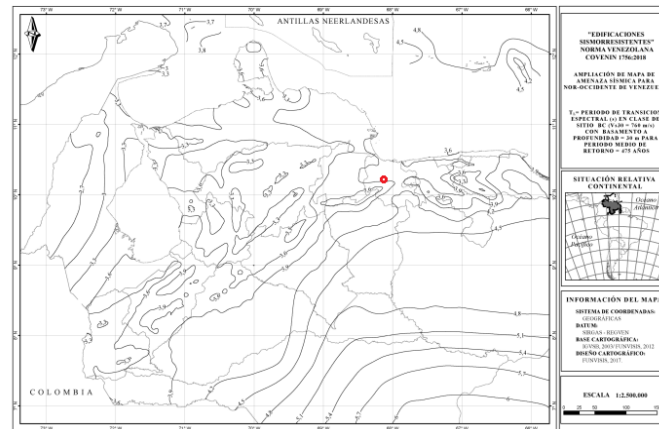


FIGURA 4.3.asec. T1, ampliación para Nor-occidente (ver definiciones en el punto 4.2)

Figura 23. Periodo de transición espectral.

Fuente: COVENIN 1756 (2019)

## Sismo Frecuente

a) El Sismo Frecuente especificado se define para los Grupos de Importancia A1 y A2 con las probabilidades de excedencia y los periodos medios de retorno (PMR) indicados en la figura 24.

**TABLA 6. Factor de Importancia y Períodos Medios de Retorno para el Sismo Frecuente**

Grupo de Importancia	Probabilidad de excedencia	PMR (años)	$\alpha_F$
A1	50% en 50 años	72	0,45
A2	50% en 25 años	36	0,3

Figura 24. Factor de importancia para Sismo Frecuente.

Fuente: COVENIN 1756 (2019)

#### **4.1.9 Caracterización Del Sitio**

##### **Condición Topográfica**

Para la condición topográfica se distingue entre sitios de poca pendiente y situaciones de ladera o cima. Los pendientes promedios topográficas se medirán en una malla rectangular seleccionada dentro de la ladera, con celdas de proyección horizontal máxima de 30 metros. Para cada sitio se determinará su condición topográfica entre las siguientes para la selección de los factores de la figura 28:

a) Condición topográfica leve: pendiente promedio menor de 40% o situado en la parte media inferior de una ladera con pendiente mayor a 40%.

##### **Profundidad al Basamento Rocoso**

La profundidad al basamento rocoso H se define como el espesor de sedimentos hasta la roca de  $V_s \geq 1.000$  m/s y que ofrezca un contraste de impedancia con la capa sedimentaria mayor o igual que 1,5. Para cada sitio se definirá el valor de H para la selección de los factores de la figura 29.

##### **Factores de Sitio**

A los fines de la construcción de los espectros de respuesta, o bien para servir de referencia en caso de requerirse, se utilizarán los factores dados en las figuras 25 a la 27, interpolando para valores intermedios de  $\alpha_{A0}$  y  $\alpha_{A1}$  y de H. En caso de definición para el sismo extremo o el sismo frecuente, en las tablas indicadas  $\alpha$  se sustituirá por  $\alpha_E$  y  $\alpha_F$ , respectivamente.

TABLA 8. Factor de clase de sitio para periodos cortos,  $F_A^C$

$\alpha A_0^*$	CLASE DE SITIO								
	A	AB	B	BC	C	CD	D	DE	E
$\leq 0,01$	0,80	0,85	0,90	1,00	1,30	1,60	1,90	2,40	2,70
0,05	0,80	0,85	0,90	1,00	1,30	1,50	1,75	2,05	2,20
0,1	0,80	0,85	0,90	1,00	1,25	1,45	1,60	1,75	1,85
0,2	0,80	0,85	0,90	1,00	1,25	1,35	1,40	1,35	1,35
0,3	0,80	0,85	0,90	1,00	1,20	1,25	1,25	1,10	1,00
0,4	0,80	0,85	0,90	1,00	1,20	1,20	1,15	0,95	0,85
$\geq 0,5$	0,80	0,85	0,90	1,00	1,15	1,15	1,00	0,80	0,70

\* Para sismo extremo o sismo frecuente,  $\alpha$  se sustituirá por  $\alpha_E$  o  $\alpha_F$ , respectivamente.

Figura 25. Factores de clase de sitio para periodos cortos.

Fuente: COVENIN 1756 (2019)

TABLA 9. Factor de clase de sitio para periodos intermedios,  $F_V^C$

$\alpha A_1^*$	CLASE DE SITIO								
	A	AB	B	BC	C	CD	D	DE	E
$\leq 0,01$	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,80	2,30	3,30	4,00
0,05	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,75	2,20	3,00	3,30
0,1	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,75	2,10	2,70	3,00
0,2	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,70	2,00	2,50	2,70
0,3	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,70	1,95	2,30	2,45
0,4	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,65	1,90	2,15	2,30
$\geq 0,5$	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,65	1,85	2,00	2,15

\* Para sismo extremo o sismo frecuente,  $\alpha$  se sustituirá por  $\alpha_E$  o  $\alpha_F$ , respectivamente.

Figura 26. Factores de clase de sitio para periodos intermedios.

Fuente: COVENIN 1756 (2019)

TABLA 10. Factor de clase de sitio para periodos largos,  $F_D^C$

CLASE DE SITIO								
A	AB	B	BC	C	CD	D	DE	E
0,85	0,90	0,95	1,00	1,20	1,40	1,70	2,25	2,65

Figura 27. Factores de clase de sitio para periodos largos.

Fuente: COVENIN 1756 (2019)

TABLA 11. Factores de condición topográfica

Condición topográfica (Ver 5.2.2)	$F_A^T$	$F_V^T$	$F_D^T$
Leve	1,00	1,00	1,00
Moderada	1,20	1,10	1,05
Severa	1,40	1,20	1,10

Figura 28. Factores de condición topográfica.

Fuente: COVENIN 1756 (2019)

**TABLA 12. Factores de profundidad del basamento rocoso**

H (m)	$F_A^H$	$F_V^H$	$F_D^H$
0	1,00	0,98	0,93
10	1,00	1,00	0,96
30	1,00	1,00	1,00
60	1,00	1,02	1,05
100	1,01	1,05	1,10
200	1,02	1,08	1,20
300	1,03	1,10	1,30
500	1,05	1,20	1,60
750	1,07	1,30	2,10
$\geq 1.000$	1,10	1,40	2,80

Figura 29. Factores de profundidad del basamento rocoso.

Fuente: COVENIN 1756 (2019)

#### 4.1.10 Factores de Desempeño Estructural y Limitaciones de Altura

##### Factor de Reducción de Respuesta

El Factor de Reducción de Respuesta  $R$  depende del Tipo/Subtipo Estructural, del sistema sismorresistente, del material y del Nivel de Diseño. Sus valores se presentan en la figura 32, acompañados de la norma de diseño a ser utilizada en cada caso. Ver punto 4.1.5 para la correspondencia entre los Niveles de Diseño y las normas de materiales. En el caso de estructuras existentes se aplicará lo indicado en el capítulo 12 de la norma.

##### Factor de Redundancia

El Factor de Redundancia ( $\rho$ ) para los tipos estructurales I, II y III está dado en la figura 30. Cabe destacar que una construcción puede tener factores de redundancia diferentes en sus dos direcciones horizontales de análisis.

**TABLA 13. Factor de Redundancia  $\rho$**

Sistema Estructural*	$\rho$
Posee al menos tres planos sismorresistentes en la dirección de análisis, cada uno de ellos con al menos tres vanos.	1,0
Posee al menos dos planos sismorresistentes en la dirección de análisis, cada uno de ellos con al menos dos vanos.	1,2
Posee al menos dos planos sismorresistentes en la dirección de análisis, con un sólo vano.	1,5
Posee un sólo plano sismorresistente en la dirección de análisis.	2,0

\* No se permite interpolar entre casos intermedios.

Figura 30. Factor de redundancia.

Fuente: COVENIN 1756 (2019)

## Factor de Irregularidad

El Factor de Irregularidad (FI) asociado a cada tipo de irregularidad estructural se determina así:

- FI está dado en la figura 31. Una construcción puede tener factores de irregularidad diferentes en sus dos direcciones horizontales de análisis.
- Si la construcción tiene más de una de las irregularidades indicadas en la figura 31, FI será el producto de los factores asociados a cada irregularidad, pero no mayor que 1,4.
- Si la construcción no tiene ninguna de las irregularidades indicadas en la figura 31, el valor de FI es igual a uno.

**TABLA 14. Factor de Irregularidad**

		Irregularidad (ver 3.6.3)		F <sub>I</sub>
Vertical	Crítica	a) Entrepiso blando		1,3
	Crítica	b) Entrepiso débil		1,3
	Global	c) Distribucion irregular de masas de uno de los pisos contiguos		1,1
	Global	d) Aumento de las masas con la elevación		1,1
	Global	e) Esbeltez excesiva		1,1
	Local	f) Variaciones en las dimensiones del sistema estructural		1,1
	Local	g) Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales		1,3
	Local	h) Falta de conexión entre planos resistentes		1,2
En planta	Crítica	a) Gran excentricidad		1,3
	Crítica	b) Riesgo torsional elevado		1,3
	Global	c) Sistema no ortogonal		1,1
	Global	d) Diafragma flexible		1,1

Figura 31. Factor de Irregularidad.

Fuente: COVENIN 1756 (2019)

**TABLA 15. Norma de Diseño, Factor de Reducción (R), Factor de Sobrerresistencia ( $\Omega_s$ ) y Factor de Amplificación del Desplazamiento ( $C_d$ ) para los Tipos/Subtipos estructurales de acuerdo al Sistema Sismorresistente, Material y Nivel de Diseño. (na=no aplica).**

Tipo Subtipo	Sistema Sismorresistente	Material / Norma (ver 6.2.1)	R			$\Omega_s$	$C_d$		
			ND3	ND2	ND1		ND3	ND2	ND1
I-a	Pórticos de concreto armado (vigas y columnas).	Concreto / C1	6	4	2	3	4%	3%	1½
	Pórticos de acero estructural (vigas y columnas).	Acero / A	6	3½	2½	3	4%	3%	2½
	Pórticos mixtos restringidos (vigas y columnas).	Ac. – conc. / A	6	4	2½	3	4%	3%	2
	Pórticos mixtos parcialmente restringidos (vigas y columnas).	Ac. – conc. / A	na	4½	na	3	na	4%	na
	Pórticos de madera con espigas y pernos ( vigas y columnas).	Madera / MD	4	2½	na	3	4	2½	na
	Pórtico prefabricados de concreto armado.	Concreto / C2	4½	3	1½	3	4½	3	1½

Figura 32. Factor de reducción, sobrerresistencia y amplificación del desplazamiento de acuerdo al sistema sismorresistente.

Fuente: COVENIN 1756 (2019)

#### 4.1.11 Espectros De Respuesta

##### Espectro de Respuesta Elástica

q: Coeficiente de la rama espectral para periodos largos, dado en la tabla 17.

TABLA 17. Valores del coeficiente q

Clase de Sitio	q
A, AB, B	1,5
BC, C	1,7
CD, D	1,9
DE, E	2,0

Figura 33. Valores del coeficiente q.

Fuente: COVENIN 1756 (2019)

##### Espectro de Respuesta Inelástica

TABLA 18. Valores del periodo característico  $T^*$  en segundos

R	$T^*$
$R < 5$	$0,1 (R-1)$
$R \geq 5$	0,4

El valor de  $T^*$  está acotado según la fórmula (7.23):

$$0,25 T_c \leq T^* \leq T_c \quad (7.23)$$

Figura 34. Valores del periodo característicos  $T^*$ .

Fuente: COVENIN 1756 (2019)

A manera de resumen, se definen los fundamentos necesarios para el diseño estructural y sísmorresistente en las edificaciones de los casos de estudio anteriormente señalados.

Tabla 1. Definición del modelo estructural

<b>Grupo Estructural</b>	B2	<b>A0</b>	0.15
<b>Tipo Estructural</b>	I	<b>A1</b>	0.14
<b>Subtipo Estructural</b>	I-a	<b>TL (seg)</b>	3.9
<b>Clase de Sitio</b>	C	$\xi_s$	5%
<b>Condición topográfica</b>	Leve	<b>R</b>	6
<b>Prof. de basamento rocoso H(m)</b>	30	<b>Nivel de diseño</b>	ND3
$\alpha$	1	<b><math>\alpha F</math></b>	0
$\alpha E$	2.2	<b>FI</b>	1.3

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

**Tabla 2. Denominación y características de cada modelo**

Denominación	N.º de niveles	Altura (m)
Modelo 1	5.00	15.5
Modelo 2	5.00	15.8
Modelo 3	5.00	16.4
Modelo 4	5.00	16.6

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

**Tabla 3. Características geométricas de las columnas y vigas modelos**

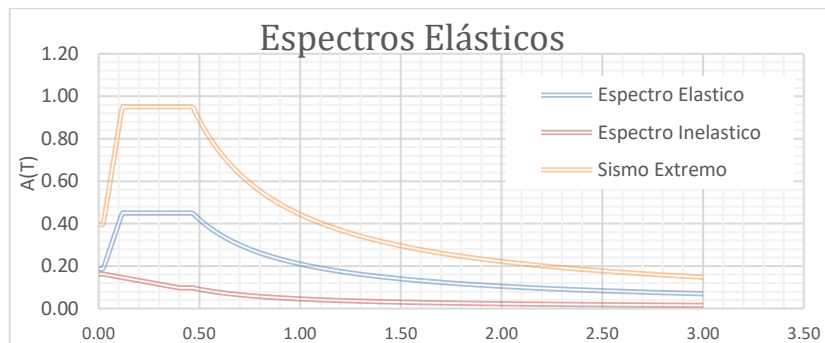
Denominación	A		B	
	Columnas (m)	Vigas (m)	Columnas	Vigas
Modelo 1	0.70 x 0.70	0.40 x 0.60	HE800B	IPE360
Modelo 2	0.70 x 0.70	0.40 x 0.60	HE800B	IPE360
Modelo 3	0.70 x 0.70	0.40 x 0.60	HE800B	IPE360
Modelo 4	0.70 x 0.70	0.40 x 0.60	HE800B	IPE360

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

**Tabla 4. Parámetros del espectro de respuesta**

$T_A$	$T_B$	$T_C$	$T_D$	$q$	$\beta'$
0.023	0.117	0.467	3.343	1.70	2.40

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)



**Gráfico 1. Espectros elásticos**

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

## Diseño de los elementos estructurales

Para el diseño de los elementos estructurales se tomaron en cuenta las siguientes acciones:

Pórticos de Concreto

### a) Losa de Entrepiso

#### -CARGAS PERMANENTES:

Peso propio losa nervada de e:25cm.....	315kgf/m <sup>2</sup>
Baldosa de gres sobre mortero de cemento:.....	80kgf/m <sup>2</sup>
Friso.....	24kgf/m <sup>2</sup>
Tabiquería mínima.....	<u>150kgf/m<sup>2</sup></u>

**TOTAL CP: 569kgf/m<sup>2</sup>~570**

**-CARGAS VARIABLES:** son iguales para ambos materiales.

Vivienda.....	<b>175kgf/m<sup>2</sup></b>
---------------	-----------------------------

### b) Losa de techo

#### -CARGAS PERMANENTES:

Peso propio de losa nervada e:20cm.....	270kgf/m <sup>2</sup>
Friso.....	<u>44kgf/m<sup>2</sup></u>

**TOTAL CPt: 314kgf/m<sup>2</sup>**

**-CARGAS VARIABLES:** son iguales para ambos materiales

En techos.....	<b>100kgf/m<sup>2</sup></b>
----------------	-----------------------------

Pórticos de Acero

### a) Losa de entrepiso

#### -CARGAS PERMANENTES:

Sofito metálico con losa de concreto de espesor 10cm.....	179kgf/m <sup>2</sup>
Granito artificial con un espesor total de 5cm.....	100kgf/m <sup>2</sup>
Cielos rasos colgantes de paneles livianos.....	20kgf/m <sup>2</sup>
Tabiquería mínima.....	150kgf/m <sup>2</sup>
Peso propios correas.....	<u>15kgf/m<sup>2</sup></u>

**TOTAL CP: 464kgf/m<sup>2</sup>~470**

**b) Losa de techo**

**-CARGAS PERMANENTES:**

Sofito metálico con losa de concreto de espesor 10cm.....	179kgf/m <sup>2</sup>
Manto asfáltico en una sola capa, reforzada interiormente y con acabado exterior 4mm de espesor.....	5kgf/m <sup>2</sup>
Cielos rasos colgantes de paneles livianos.....	20kgf/m <sup>2</sup>
Mortero de nivelación de cemento, espesor 4cm.....	86kgf/m <sup>2</sup>
Peso propio correas.....	15kgf/m <sup>2</sup>

**TOTAL Cpt: 305kgf/m<sup>2</sup>**

**MODELO 1 (15.5m)**

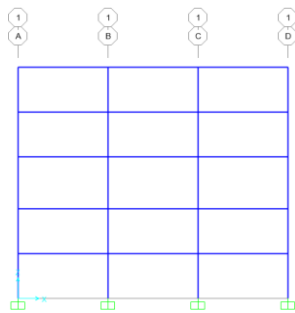


Figura 35. Modelo 1

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

**MODELO 2 (15.8m)**

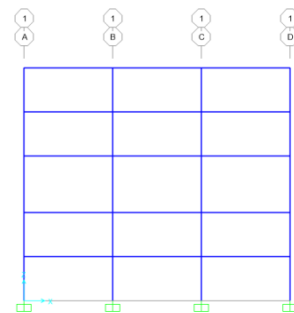


Figura 36. Modelo 2

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

**MODELO 3 (16.4m)**

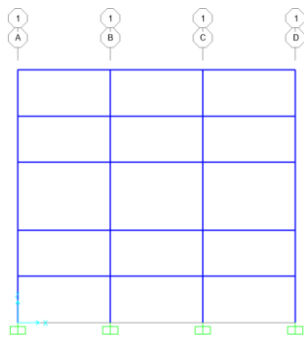


Figura 37. Modelo 3

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

**MODELO 4 (16.6m)**

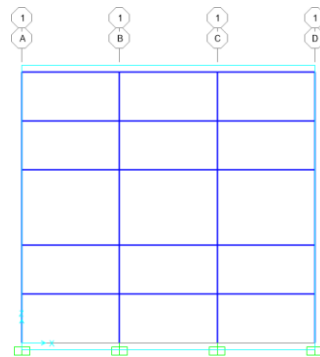


Figura 38. Modelo 4

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

## 4.2 Análisis de las Normas Venezolana Fondonorma 1753:2006 y Covenin 1756:2019

Se desarrollo este objetivo, estudiando a detalle todos aquellos aspectos relacionados a los procedimientos aplicados al criterio de columna fuerte y viga débil, dando énfasis en el procedimiento por nodo, siendo este el aplicable a ambos materiales de estudio. Además, se mencionan también todos los aspectos claves que se deben considerar de acuerdo al método de análisis propuesto.

<b>Tabla 5. Comparación Bibliográfica</b>	
Acero	Concreto
<p>NTF 1618-2:(R). Norma Fondonorma. Edificaciones. Estructuras de acero. Parte 2: Especificaciones sísmicas para el diseño. Equivalente con (bibliografía base): AISC 341-16. American Institute of Steel Construction. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.</p>	<p>Norma Venezolana. 1753-2006. Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural. Está basada en el Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) y Commentary (ACI 318R-05) del American Concrete Institute.</p>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• <u>NTF 1618-2:(R)</u>: En revisión.</li> <li>• <u>NTF 1618-98</u>:</li> </ul> <p><b>Capítulo 11.</b> <i>Requisitos Sismorresistentes para Pórticos de Acero.</i></p> <p><b>11.4</b> <i>Requisitos para Pórticos de Acero con Nivel de Diseño ND3</i></p> <p><b>11.4.7</b> <i>Relación de momentos en los nodos.</i> Ecuación. (11-2)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <u>AISC 341-16</u>:</li> </ul> <p><b>Capítulo E.</b> <i>Sistemas de Marcos a Momento</i></p> <p><b>E3.</b> <i>Marcos Especiales a Momento (SMF)</i></p> <p><b>4.</b> <i>Requisitos del Sistema.</i></p> <p><b>4a.</b> <i>Relación de momentos.</i></p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <u>NTF 1573-06</u>:</li> </ul> <p><b>Capítulo 18.</b> <i>Requisitos Adicionales para el Diseño Sismorresistente.</i></p> <p><b>18.4</b> <i>Nivel de Diseño ND3. Miembros Solicitados a Flexión y Carga Axial: Columnas.</i></p> <p><b>18.4.3</b> <i>Resistencia mínima a la flexión de las columnas.</i></p> <p><b>18.4.3.1</b> <i>Procedimiento 1. Verificación por nodo.</i> Ecuación (18-3a)</p> <p><b>18.4.3.2</b> <i>Procedimiento 2. Verificación por nivel.</i> Ecuación (18-3b)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <u>ACI 318-19</u>:</li> </ul>

<p>Ecuaciones. (E3-1, E3-2, E3-3, E3-5)</p> <p>E3-2: <math>\sum M^*_{pc} = \sum Z_c (F_{yc} - \alpha_s P_r / A_g)</math></p> <p>E3-3: <math>\sum M^*_{pb} = \sum (M_{pr} - \alpha_s M_v)</math></p> <p>E3-5: <math>P_c = F_{yc} A_g / \alpha_s</math></p>	<p><b>Capítulo 18. Estructuras Sismorresistentes.</b></p> <p><b>18.7 Columnas de Marcos Especiales a Momentos.</b></p> <p><b>18.7.3. Resistencia mínima a la flexión de las columnas.</b></p> <p>Ecuación (18.7.3.2) <math>\sum M_{nc} \geq (6/5) \sum M_{nb}</math></p>
---	--

#### 4.2.1. NTF 1753:2006

##### **Procedimiento 1: por Nodo en Concreto Armado.**

En cada nodo se verificará que se satisfaga la fórmula

$$\sum M_c \geq 1,20 \sum M_v \quad (18-3a)$$

$\sum M_c$  = Suma de momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión de las columnas que se conectan en las caras del nodo, de tal manera que se opongan a los momentos de las vigas concurrentes. La resistencia a la flexión de las columnas debe calcularse para la carga axial mayorada, que sea consistente con la dirección de la fuerza lateral considerada, y que resulte en la menor resistencia a flexión.

$\sum M_v$  = Suma de momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión de las vigas que se conectan en las caras del nodo, de tal manera que se opongan a los momentos de las columnas concurrentes.

La verificación de la fórmula, podrá obviarse cuando se demuestre analítica o experimentalmente que no se formará un mecanismo tal que comprometa la estabilidad del entrepiso en consideración. Cabe destacar que, en el caso de reubicación de articulaciones plásticas en las vigas, se deberá justificar analítica o experimentalmente las modificaciones a los métodos contemplados en la norma Covenin 2002.

##### **Procedimiento 1: por Nodo en Acero Estructural.**

En cada nodo se verificará que se satisfaga la fórmula

$$\sum M^*_{pc} \geq 1,00 \sum M^*_{pb} \quad (11-2) \text{ y } (E3-1)$$

$\sum M^*_{pc}$  = determinado como la proyección de la suma de la resistencia teórica a flexión plástica de la columna en los extremo superior e inferior de la conexión a momento de la viga, incluyendo las cartelas cuando existan, menos las fuerzas normales en la

columna.

$\sum M^*_{pb}$  = determinado por la proyección de la suma de las resistencias esperadas a flexión en la rótula plástica sobre el eje de la columna. Se permitirá tomar:

$$\sum M_{pb} = \sum (1.1R_y M_p + M_v)$$

Donde  $M_v$  es el momento adicional que se produce al trasladar el cortante en la rótula plástica al centro de la columna.

En este caso, se aplican los mismos principios anteriormente mencionados. Por otro lado, es importante hacer notar que el acero estructural tiene un mejor desempeño sísmico al ser un material más dúctil, además, al tener perfiles precalificados estos ya están diseñados para las acciones que se presentan, y algunos factores geométricos de estos perfiles y el tipo de acero pueden determinar con más facilidad si el criterio cumplirá a la hora de verificarlo haciendo que el proceso sea más práctico tanto en sismorresistencia como aspectos de predimensionado básico.

### **Procedimiento 2: por Nivel**

Las resistencias a flexión de las columnas en cada nivel, para las condiciones establecidas en el Artículo 18.4.3, deberán satisfacer la condición:

$$\sum M_{cn} \geq 1.20 \sum M_{vn} \quad (18-3b)$$

$\sum M_{cn}$  = Suma de los momentos correspondientes a las resistencias teóricas a flexión de todas las columnas que se conectan por debajo del nivel en consideración.

$\sum M_{vn}$  = Suma de los momentos correspondientes al menos a las resistencias teóricas a flexión en los extremos de cada una de las vigas del nivel en la dirección bajo consideración. Los momentos de las columnas se deben sumar de tal manera que se opongan a los momentos de las vigas según sea la dirección de análisis.

El procedimiento 2 tiene su origen en el comentario del Blue Book de la SEAOC (1999) y de acuerdo con la información disponible solo ha sido adoptada por la NVF 1753:2006. Es importante aclarar que cualquiera de los dos procedimientos tiene como finalidad evitar la formación de mecanismos de piso y no necesariamente favorecer la formación de mecanismos plásticos de colapso ideales.

#### **4.2.2 NTF 1756-1:2019**

##### **Requisitos de Modelado, Análisis y Diseño.**

##### **Diafragmas de tipo rígido**

Los diafragmas deben estar apropiadamente conectados al sistema resistente a carga lateral de manera de poder transmitirle las fuerzas sísmicas inerciales, de acuerdo con la rigidez y resistencia de los elementos que lo constituyen. Además, los diafragmas se pueden modelar como rígidos cuando no clasifiquen como diafragmas flexibles. El movimiento del diafragma rígido en su plano se describe por tres grados de libertad, asociados a las dos traslaciones ortogonales en el plano del diafragma y a la rotación alrededor del eje normal a dicho plano. Para todos los casos de estudio se establecen 5 diafragmas rígidos.

##### **Peso Sísmico**

El peso sísmico efectivo de la estructura ( $W$ ) es el peso de las cargas permanentes y de la fracción de las cargas variables que contribuyen a la respuesta sísmica, estas vienen definidas en la norma COVENIN 2002. Para la aplicación de los métodos de análisis dados en 4.2.2, el peso sísmico efectivo  $W$  se discretizará de acuerdo a las hipótesis asociadas a cada método.

Es importante mencionar, que en los casos de estudio se trabajó con pórticos y no estructuras propiamente en el espacio (3D), por ende, se asumió parte de los demás elementos como cargas puntuales dentro de la estructura con el fin de poder simular a los demás miembros estructurales. Además, los pesos sísmicos no variaron considerablemente ya que el único factor que lograba una diferencia de peso era la altura de entrepiso para el tercer nivel.

##### **Cortante Basal**

Es la suma de las fuerzas sísmicas que actúan por encima del nivel de base de la estructura en una determinada dirección horizontal. Para cada caso, obligatoriamente siguiendo lo establecido en norma, se verificaron cada uno de los cortantes en la base para cumplir con el mínimo estipulado en norma y en concordancia con el coeficiente sísmico mínimo. De esta manera, se tuvo que considerar factores de corrección para todos los casos y lograr cumplir con el cortante mínimo estipulado.

## Combinación de cargas

Las acciones pueden actuar en diferentes combinaciones, por lo que las fundaciones, la estructura, y todos sus componentes, deberán analizarse o revisarse para la envolvente de las solicitaciones que produzcan los efectos más desfavorables en la edificación; éstos pueden ocurrir cuando algunas acciones no están actuando. Cuando sea aplicable, se podrá considerar una reducción en las acciones variables.

Las acciones se combinarán en la forma establecida en las normas aplicables al material utilizado y a los estados límites considerados. En ausencia de disposiciones específicas para determinar los efectos más desfavorables se tomarán en cuenta las siguientes combinaciones: 1) Acciones permanentes; 2) Acciones permanentes y acciones variables; 3) Acciones permanentes y acciones accidentales; 4) Acciones permanentes y acciones variables conjuntamente con acciones accidentales

TABLA 9-3 COMBINACIONES DE SOLICITACIONES PARA EL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE

$U = 1.4 (CP + CF)$	(9-1)
$U = 1.2 (CP + CF + CT) + 1.6 (CV + CE) + 0.5 CV_t$	(9-2)
$U = 1.2 CP + 1.6 CV_t + (\gamma CV \text{ ó } \pm 0.8 W)$	(9-3)
$U = 1.2 CP \pm 1.6 W + \gamma CV + 0.5 CV_t$	(9-4)
$U = 1.2 CP + \gamma CV \pm S$	(9-5)
$U = 0.9 CP \pm 1.6 W$	(9-6)
$U = 0.9 CP \pm S$	(9-7)
$U = 0.9 CP \pm 1.6 CE$	(9-8)

Figura 39. Combinaciones de carga

Fuente: FONDONORMA 1753 (2006)

### B.2.2 Combinaciones de cargas:

- 1,4 CP (B.2-1)
- 1,2 CP + 1,6 CV + 0,5 CV<sub>t</sub> (B.2-2)
- 1,2 CP + (γ CV ó 0,8 W) + 1,6 CV<sub>t</sub> (B.2-3)
- 1,2 CP + γ CV ± 1,3 W + 0,5 CV<sub>t</sub> (B.2-4)
- 0,9 CP ± 1,3 W (B.2-5)
- 1,2 CP + γ CV ± S (B.2-6)
- 0,9 CP ± S (B.2-7)
- (1,2 + 0,3 A<sub>V0</sub>) CP + γ CV ± Ω<sub>0</sub>S<sub>H</sub> (B.2-8)
- (0,9 - 0,3 A<sub>V0</sub>) CP ± Ω<sub>0</sub>S<sub>H</sub> (B.2-9)

Figura 40. Combinaciones de carga

Fuente: FONDONORMA 1618 (2016)

#### **4.2.2 Métodos de análisis**

##### **Análisis Elástico No Lineal: Pushover**

El análisis deberá cumplir con lo siguiente:

- a) La curva de capacidad de la estructura que relaciona la fuerza cortante en la base con el desplazamiento en el centro de masas del último nivel, será determinada mediante la aplicación estática en los centros de masas de cargas laterales crecientes que empujan la estructura progresivamente hasta alcanzar el desplazamiento último. Previamente se aplican las cargas gravitatorias sobre el edificio. Se harán los análisis considerando las cargas laterales aplicadas en cada sentido y en cada dirección, de donde se seleccionarán los efectos más desfavorables. Para definir el último nivel no se tomarán en cuenta los apéndices que puedan estar presentes.
- b) Para estructuras irregulares en planta, se usará un modelo espacial (3D) en el análisis. Para estructuras regulares en planta se pueden analizar los planos resistentes en cada dirección por separado.
- c) Las cargas laterales se distribuyen verticalmente sobre la estructura de manera de ajustarse a la distribución vertical de las fuerzas cortantes calculadas mediante un análisis dinámico elástico. Alternativamente se podrá usar una distribución de fuerzas proporcionales a las fuerzas del primer modo de vibración.
- d) La curva de capacidad obtenida del análisis estático no lineal se sustituye por una curva idealizada multilínea de donde se obtiene el período efectivo y la fuerza cedente efectiva de la estructura a ser utilizadas en la determinación de la demanda sísmica de desplazamientos.
- e) La demanda de desplazamiento en el centro de masas del último nivel de la estructura inducido por la acción sísmica se determina considerando las características dinámicas e inelásticas del sistema estructural. La demanda sísmica se determina para el espectro de respuesta elástica definido asociado al tipo de sismo.
- f) Los efectos torsionales se añadirán según se especifica en la norma.
- g) Los efectos P-Delta se incluirán en el análisis según se especifica en la norma.

##### **4.2.3 Control de Derivas y Desplazamientos**

Los desplazamientos de cada nivel y las derivas de cada entrepiso en cada plano

resistente y en cada punto de la planta deberán satisfacer los requerimientos indicados. Dando a consideración, el tipo y disposición de los elementos no estructurales como componentes no susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura, siendo esta de un grupo de importancia B2 señalado anteriormente.

TABLA 25. Valores límites de la relación de deriva lateral total  $\bar{\Delta}_i$  para el Sismo de Diseño

Tipo y disposición de los elementos no estructurales	Grupo de Importancia		
	A1, A2	B1	B2, C
Componentes frágiles susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0,008	0,010	0,012
Componentes dúctiles susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0,012	0,016	0,018
Componentes no susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0,016	0,020	0,022

Figura 41. Valores límites de la relación de deriva lateral total

Fuente: COVENIN 1756 (2019)

### 4.3 Evaluación de los modelos analíticos con el criterio de columna fuerte -viga débil

Una vez definido todas las características, combinaciones de carga, verificaciones en cuanto al cortante basal y las derivas laterales máximas permitidas de los pórticos de estudio, se procedió al cálculo de relaciones de resistencia para la verificación del criterio columna fuerte- viga débil. A continuación, se ilustran los resultados para el procedimiento 1 y 2 de la Norma Venezolana FONDONORMA 1753-2006, tanto para los casos de concreto armado tipo “A” y acero estructural de tipo “B”. Asimismo, se reflejan los resultados considerando el sismo de diseño en dirección positiva y negativa respectivamente para cada eje y/o nivel definido en la descripción inicial de la estructura durante la fase I de fundamentos básicos en el diseño sismorresistente.

<b>Tabla 6. Relaciones de resistencia del pórtico 1A</b>										
<b>Procedimiento</b>	<b>1</b>								<b>2</b>	
<b>Eje</b>	<b>A</b>		<b>B</b>		<b>C</b>		<b>D</b>		<b>-</b>	<b>-</b>
<b>Nivel / Sismo</b>	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)
N5	1.28	4.77	1.21	1.21	1.21	1.21	4.77	1.28	1.28	1.28
N4	2.41	8.89	2.24	2.24	2.24	2.24	8.89	2.41	1.48	1.48
N3	2.75	10.13	2.62	2.62	2.62	2.62	10.13	2.75	1.71	1.71
N2	3.09	11.39	2.55	2.55	2.55	2.55	11.39	3.09	1.61	1.61
N1	3.35	12.36	2.50	2.50	2.50	2.50	12.36	3.35	1.82	1.82

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

<b>Tabla 7. Relaciones de resistencia del pórtico 1B</b>									
<b>Procedimiento</b>	<b>1</b>								
<b>Eje</b>	<b>A</b>		<b>B</b>		<b>C</b>		<b>D</b>		
<b>Nivel / Sismo</b>	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)	
N5	2.51	3.10	1.21	1.21	1.21	1.21	3.10	2.51	
N4	5.21	6.44	2.62	2.62	2.62	2.62	6.44	5.21	
N3	4.84	5.99	2.21	2.21	2.21	2.21	5.99	4.84	
N2	4.47	5.53	1.81	1.81	1.81	1.81	5.53	4.47	
N1	4.10	5.07	1.41	1.41	1.41	1.41	5.07	4.10	

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

<b>Tabla 8. Relaciones de resistencia del pórtico 2A</b>										
<b>Procedimiento</b>	<b>1</b>								<b>2</b>	
<b>Eje</b>	<b>A</b>		<b>B</b>		<b>C</b>		<b>D</b>		<b>-</b>	<b>-</b>
<b>Nivel / Sismo</b>	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)
N5	1.28	4.71	1.22	1.22	1.22	1.22	4.71	1.28	1.29	1.29
N4	2.41	8.89	2.25	2.25	2.25	2.25	8.89	2.41	1.48	1.48
N3	2.74	10.11	2.62	2.62	2.62	2.62	10.11	2.74	1.71	1.71
N2	3.07	11.33	2.55	2.55	2.55	2.55	11.33	3.07	1.60	1.60
N1	3.34	12.32	2.50	2.50	2.50	2.50	12.32	3.34	1.82	1.82

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

<b>Tabla 9. Relaciones de resistencia del pórtico 2B</b>									
<b>Procedimiento</b>	<b>1</b>								
<b>Eje</b>	<b>A</b>		<b>B</b>		<b>C</b>		<b>D</b>		
<b>Nivel / Sismo</b>	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)	
N5	2.51	3.11	1.21	1.21	1.21	1.21	3.11	2.51	
N4	5.21	6.44	2.62	2.62	2.62	2.62	6.44	5.21	
N3	4.84	5.98	2.21	2.21	2.21	2.21	5.98	4.84	
N2	4.47	5.53	1.81	1.81	1.81	1.81	5.53	4.47	
N1	4.09	5.07	1.40	1.40	1.40	1.40	5.07	4.09	

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

<b>Tabla 10. Relaciones de resistencia del pórtico 3A</b>										
<b>Procedimiento</b>	<b>1</b>								<b>2</b>	
<b>Eje</b>	<b>A</b>		<b>B</b>		<b>C</b>		<b>D</b>		<b>-</b>	<b>-</b>
<b>Nivel / Sismo</b>	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)
N5	1.28	4.73	1.21	1.21	1.21	1.21	4.73	1.28	1.28	1.28
N4	2.41	8.89	2.24	2.24	2.24	2.24	8.89	2.41	1.48	1.48
N3	2.75	10.13	2.62	2.62	2.62	2.62	10.13	2.75	1.71	1.71
N2	3.08	11.35	2.55	2.55	2.55	2.55	11.35	3.08	1.60	1.60
N1	3.34	12.32	2.50	2.50	2.50	2.50	12.32	3.34	1.81	1.81

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

<b>Tabla 11. Relaciones de resistencia del pórtico 3B</b>									
<b>Procedimiento</b>	<b>1</b>								
<b>Eje</b>	<b>A</b>		<b>B</b>		<b>C</b>		<b>D</b>		
<b>Nivel / Sismo</b>	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)	
N5	2.55	3.15	1.21	1.21	1.21	1.21	3.15	2.55	
N4	5.24	6.49	2.62	2.62	2.62	2.62	6.49	5.24	
N3	4.87	6.03	2.21	2.21	2.21	2.21	6.03	4.87	
N2	4.54	5.61	1.81	1.81	1.81	1.81	5.61	4.54	
N1	4.17	5.16	1.40	1.40	1.40	1.40	5.16	4.17	

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

<b>Tabla 12. Relaciones de resistencia del pórtico 4A</b>										
<b>Procedimiento</b>	<b>1</b>								<b>2</b>	
<b>Eje</b>	<b>A</b>		<b>B</b>		<b>C</b>		<b>D</b>		<b>-</b>	<b>-</b>
<b>Nivel / Sismo</b>	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)
N5	1.28	4.71	1.21	1.21	1.21	1.21	4.71	1.28	1.28	1.28
N4	2.40	8.87	2.23	2.23	2.23	2.23	8.87	2.40	1.47	1.47
N3	2.74	10.12	2.61	2.61	2.61	2.61	10.12	2.74	1.71	1.71
N2	3.08	11.36	2.55	2.55	2.55	2.55	11.36	3.08	1.61	1.61
N1	3.44	12.35	2.50	2.50	2.50	2.50	12.35	3.44	1.82	1.82

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

<b>Tabla 13. Relaciones de resistencia del pórtico 4B</b>									
<b>Procedimiento</b>	<b>1</b>								
<b>Eje</b>	<b>A</b>		<b>B</b>		<b>C</b>		<b>D</b>		
<b>Nivel / Sismo</b>	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)	<b>S<sub>H</sub></b> (+)	<b>S<sub>H</sub></b> (-)	
N5	2.55	3.15	1.21	1.21	1.21	1.21	3.15	2.55	
N4	5.26	6.51	2.64	2.64	2.64	2.64	6.51	5.26	
N3	4.93	6.09	2.21	2.21	2.21	2.21	6.09	4.93	
N2	4.59	5.68	1.81	1.81	1.81	1.81	5.68	4.59	
N1	4.17	5.15	1.4	1.4	1.4	1.4	5.15	4.17	

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

Entre las observaciones, cabe destacar que todos los casos presentan resultados similares donde el nivel último es el más comprometido al tener una relación de resistencia al límite del establecido en el criterio, además la zona central del pórtico es la más solicitada, es por esto que también tiene relaciones de resistencia menores comparadas a las zonas laterales. En sí, todos los casos tienen un diseño muy competente debido a las dimensiones seleccionadas para las columnas robustas y vigas

esbeltas.

#### 4.4 Diseño de una hoja de cálculo para los procedimientos y resultados con las metodologías analizadas.

##### 4.4.1 Análisis estático no lineal

La evaluación sísmica de los modelos se realizó por medio de un análisis estático no lineal (pushover), donde las cargas laterales que se distribuyen verticalmente sobre la estructura de manera de ajustarse a la distribución vertical de las fuerzas cortantes fueron calculadas mediante un análisis dinámico elástico. A su vez, se definieron los siguientes armados para vigas y columnas para cuantías menores de 2.5% y 3% respectivamente.

Tabla 14. Detalles del armado de acero en vigas y columnas.					
Elemento	Acero longitudinal		Zona confinada	Zona no confinada	Estribos 3 ramas
Vigas	As.sup: 6 $\phi$ 1''	As.inf: 3 $\phi$ 5/8''+2 $\phi$ 3/8''	S c/15cm	S c/30cm	$\phi$ 3/8''
Columnas centrales nivel 1	4 $\phi$ 7/8''+18 $\phi$ 1''		S c/15cm	S c/15cm	$\phi$ 5/8''
Columnas restantes	4 $\phi$ 1''+8 $\phi$ 7/8''		S c/15cm	S c/15cm	$\phi$ 5/8''

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

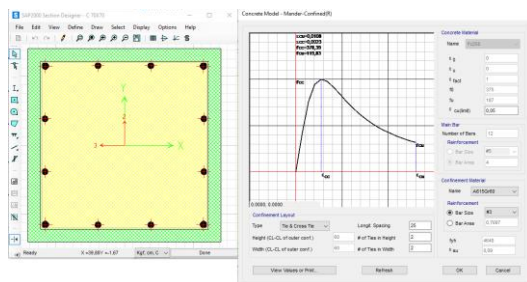


Figura 42. Armado de columnas tipo 1.

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

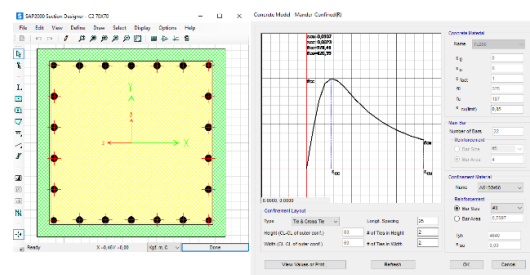


Figura 43. Armado de columnas tipo 2.

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

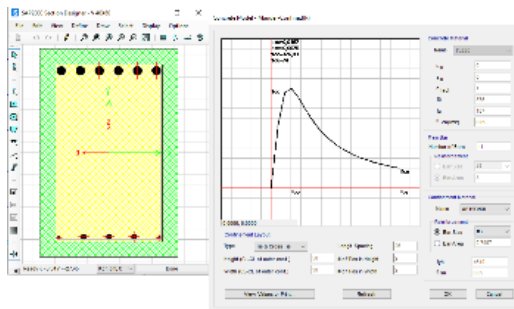


Figura 44. Armado de vigas.

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

#### 4.4.2 Fuerzas laterales que simulan el sismo de diseño

**MODELO 1**

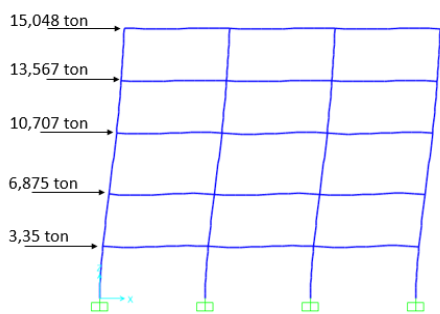


Figura 45. Fuerzas laterales Modelo 1.

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

**MODELO 2**

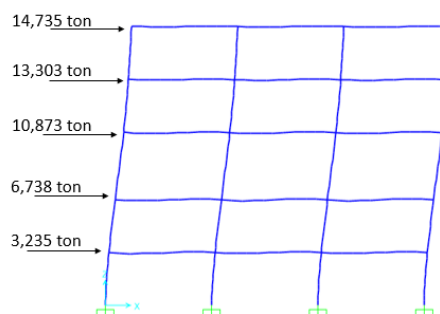


Figura 46. Fuerzas laterales Modelo 2.

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

**MODELO 3**

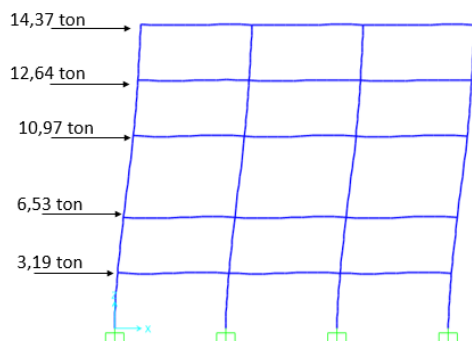


Figura 47. Fuerzas laterales Modelo 3.

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

**MODELO 4**

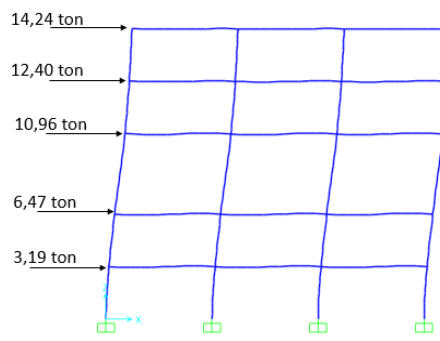


Figura 48. Fuerzas laterales Modelo 4.

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

En todos los modelos se ha asumido que los elementos horizontales poseen una gran rigidez axial. Por lo cual, es indistinto considerar como punto de control cualquier nudo del último nivel. Para fines prácticos se ha seleccionado en todos los modelos, como punto de control, el nodo derecho (Joint 6). La ubicación de la no linealidad por medio de las rotulas plásticas fue considerada a 0.1 y 0.9 como distancia relativa para cada elemento.

### 4.4.3 Definición de rotulas

**MODELO 1**



Figura 49. Rótulas Modelo 1.

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

**MODELO 2**

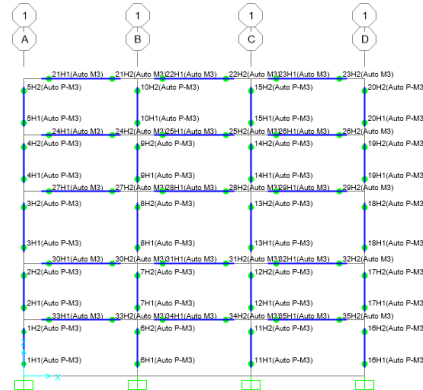


Figura 50. Rótulas Modelo 2.

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

**MODELO 3**

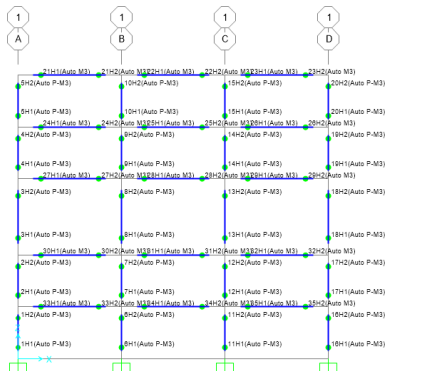


Figura 51. Rótulas Modelo 1.

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

**MODELO 4**



Figura 52. Rótulas Modelo 2.

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

#### 4.4.4 Curvas de capacidad y puntos de desempeño según ATC 40 y FEMA 440

##### MODELO 1A

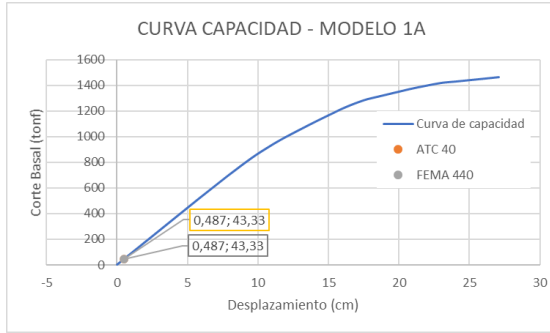


Gráfico 2. Curva de capacidad Modelo 1A.

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

##### MODELO 2A

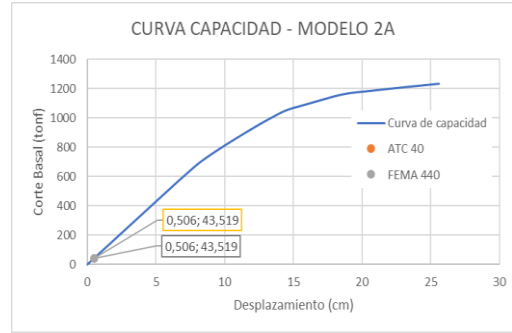


Gráfico 3. Curva de capacidad Modelo 2A.

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

##### MODELO 1B

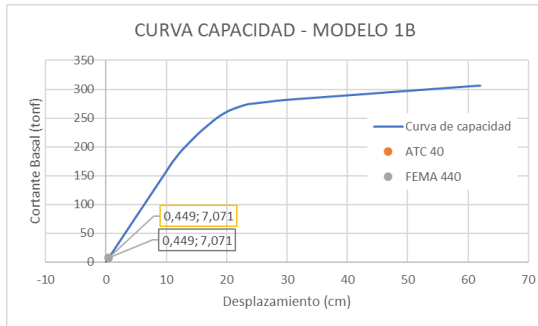


Gráfico 4. Curva de capacidad Modelo 1B.

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

##### MODELO 2B

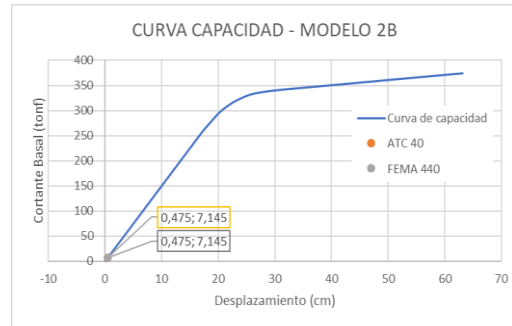


Gráfico 5. Curva de capacidad Modelo 2B.

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

### MODELO 3A

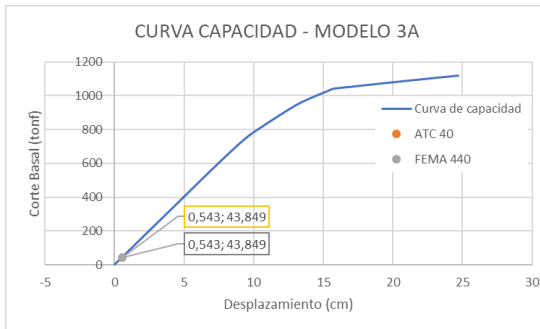


Gráfico 6. Curva de capacidad Modelo 3A.

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

### MODELO 4A

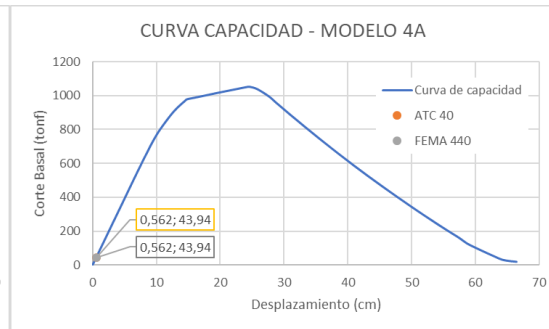


Gráfico 7. Curva de capacidad Modelo 4A.

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

### MODELO 3B

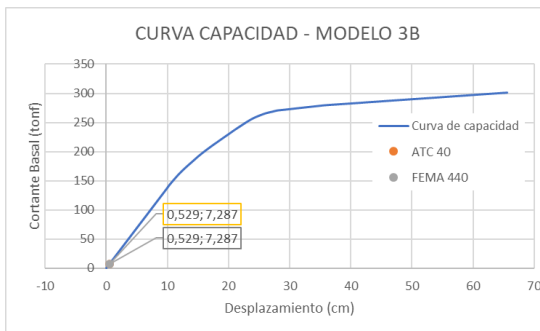


Gráfico 8. Curva de capacidad Modelo 3B.

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

### MODELO 4B

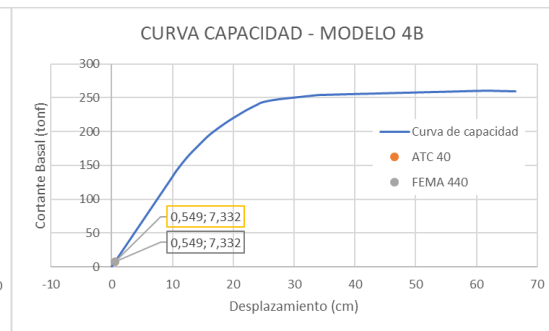


Gráfico 9. Curva de capacidad Modelo 4B.

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

Para todos los casos se revisaron los desplazamientos y derivas de acuerdo a los puntos de desempeño, donde se observó que en ningún pórtico indico daños para el sismo de diseño al estar en un punto muy bajo del rango elástico.

#### 4.4.5 Pushover final

**MODELO 1A**

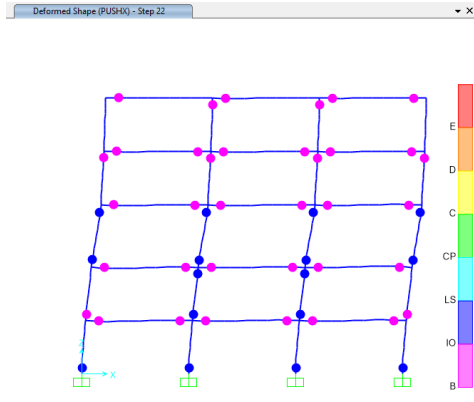


Figura 53. Formación de rotulas

Modelo 1A

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

**MODELO 2A**

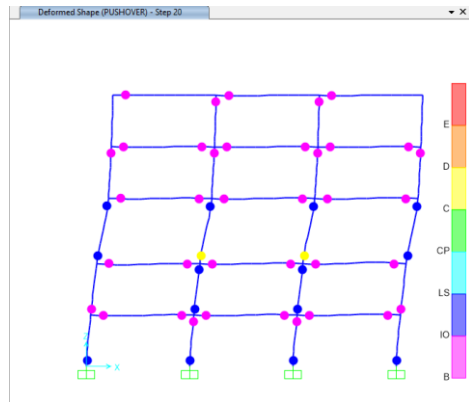


Figura 54. Formación de rotulas

Modelo 2A

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

**MODELO 3A**

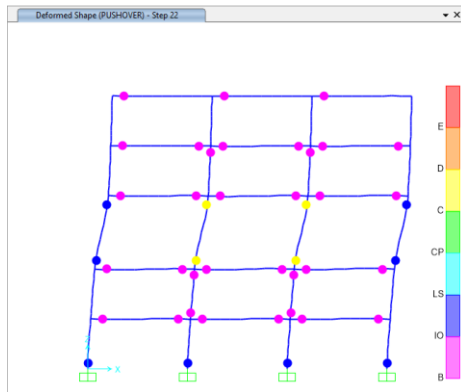


Figura 55. Formación de rotulas

Modelo 3A

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

**MODELO 4A**

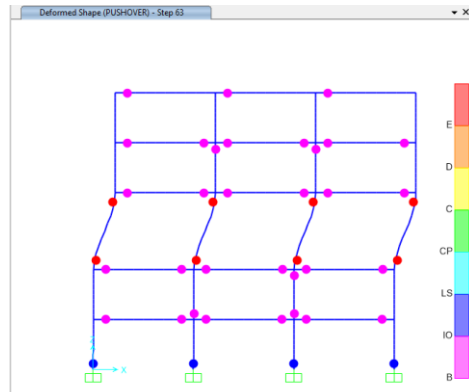


Figura 56. Formación de rotulas

Modelo 4A

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

### MODELO 1B

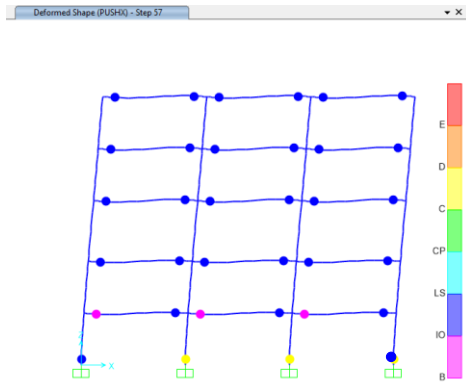


Figura 57. Formación de rotulas  
Modelo 1A  
Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

### MODELO 2B

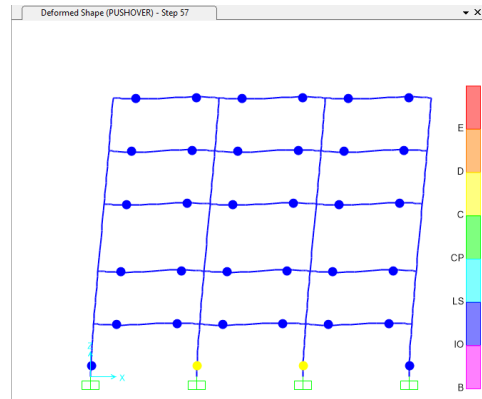


Figura 58. Formación de rotulas  
Modelo 2A  
Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

### MODELO 3B

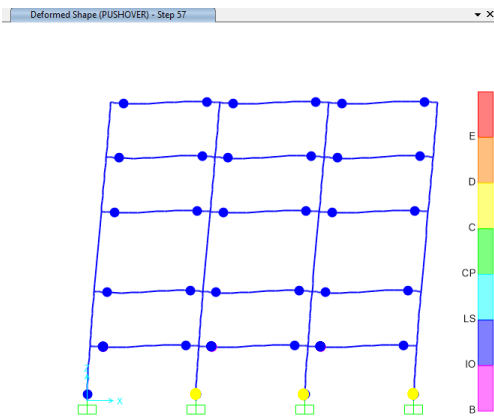


Figura 59. Formación de rotulas  
Modelo 1A  
Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

### MODELO 4B

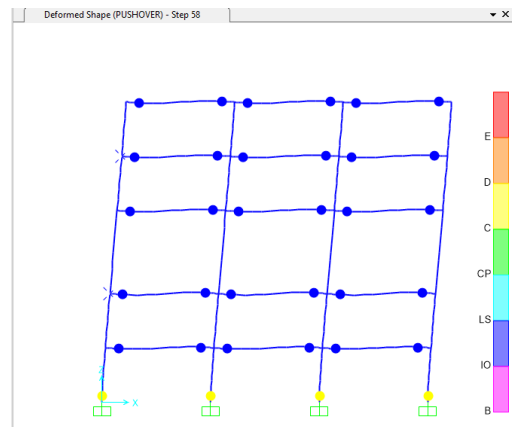


Figura 60. Formación de rotulas  
Modelo 2A  
Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

## CAPÍTULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.1 Conclusiones

Se ha observado mediante las curvas de capacidad que todos los modelos de 5 niveles no presentan ningún daño ante los puntos de desempeño del sismo de diseño, sin embargo, al analizar el último paso en el tiempo del caso de empuje (pushover) en los pórticos de concreto armado se puede observar que a medida que se incrementa la altura de entrepiso para el tercer nivel, es decir, se incrementa la irregularidad de piso débil, la formación de rotulas en columnas se vuelve más acentuada de manera que para el pórtico de mayor altura se presentan mayores daños en las columnas antes que las vigas, creando a su vez mecanismos de colapso intermedio vinculados a la última fase de la curva de capacidad.

Mientras que el acero estructural, ha resultado ser el material que más se acerca a un comportamiento linealmente elástico en lo respecta a la curva de capacidad. Sin embargo, esta propiedad inherente al material no se traslada automáticamente al sistema estructural. Como se puede apreciar en los resultados, en estas estructuras el control de los fenómenos de inestabilidad resulta más importante que en las estructuras comunes, dado que su ocurrencia degrada la respuesta en términos de resistencia y rigidez, disminuyendo su capacidad de disipar energía.

Es importante señalar, que en la filosofía de columnas fuertes y vigas débiles el ingeniero proyectista tenga presente más el comportamiento global del pórtico de la estructura en estudio que a la interacción individual de vigas y columnas, por lo que el uso de la formula  $\Sigma M_c / \Sigma M_v > 1.2$  y  $\Sigma M_c / \Sigma M_v > 1$  no constituye garantía de que las columnas individualmente cedan, aun cuando las conexiones satisfagan los requisitos.

El análisis no lineal demuestra que la distribución de momentos, localización de puntos de inflexión y las deformaciones inelásticas difieren de las condiciones

idealizadas. Sin embargo, el cumplimiento de las relaciones de resistencias de acuerdo al criterio forzara a que en la respuesta inelástica predomine la cedencia en las vigas antes que, en las columnas como mecanismo de disipación de energía, tal y como se muestra en los primeros modelos.

También es importante destacar que, en el caso del diseño sismorresistente de estructuras metálicas se incorporan además los requerimientos de la ANSI/AISC 341-16 Provisiones sísmicas para edificios de acero estructural y la ANSI/AISC 358-16, que analiza las conexiones precalificadas para su uso en pórticos especiales de momentos e intermedios, que son ensayadas por la FEMA y han demostrado que tienen un buen desempeño sísmico, lo que da lugar a que su uso esté cada vez más extendido.

### 5.1.1 Encuesta

Para finalizar e indagar sobre el proyecto de investigación se realizó una encuesta virtual abierta de 11 preguntas dirigida a todos aquellos especialistas y profesionales en el área de la ingeniería sismorresistente para así conocer y compartir su conocimiento y opinión acerca del tema. Los resultados son de acuerdo a una muestra de 5 expertos en el área. A continuación, se describen las opiniones personales, para mejor visualización ver Anexo A.

#### Preguntas 1 y 1.1

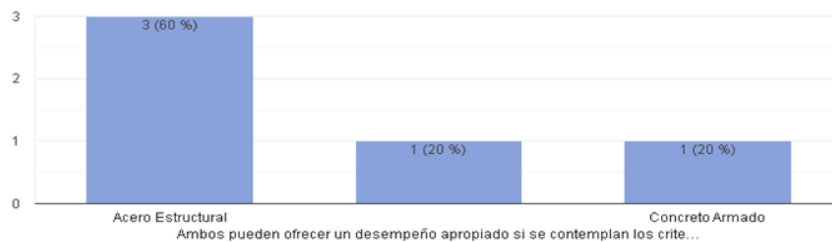


Gráfico 10: Pregunta 1

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

Considerando cuales de los elementos aporta un mejor desempeño a nivel sismorresistente entre el concreto armado y acero, el 60% considera que es el Acero Estructural, el 20% el Concreto Armado, mientras que el otro 20% considera que son ambos. Concluyendo así, que el acero proporciona un mejor desempeño ya que

proporciona mayor estabilidad y disipación de energías con mayor facilidad ante las sollicitaciones causadas por las ondas sísmicas.

### **Pregunta 2**



Gráfico 11: Pregunta 2

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

Ante una irregularidad de entrepiso débil el 40% considera que no sería capaz de que la estructura evite este tipo de mecanismo aun así cumpliendo con los requisitos mínimos de dicho criterio ya que mientras se carezca de rigidez en algún espacio de la edificación se tendrá una irregularidad de entrepiso débil, Sin embargo, un 20% considera que si, el otro 20% considera que hay que diseñar la edificación considerando las irregularidades dentro del modelo matemático y los requisitos normativos, mientras que el otro 20% difieren en otras opiniones.

### **Pregunta 3**

Los expertos consideran que los aspectos fundamentales a la hora de realizar un diseño sismorresistente en una estructura irregular son: 1) identificar los tipos de irregularidades presentes en la estructura 2) una vez identificada establecer los parámetros para evitar dicha irregularidad o en función del tipo irregularidad evaluar múltiples opciones 3) evaluar el tipo de irregularidad para establecer el método de análisis a utilizar conforme a la normativa y realizar las consideraciones en el modelo (importante dentro de este paso cumplir con todos los requerimientos normativos en el análisis sísmico).

#### **Pregunta 4**



Gráfico 12: Pregunta 4

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

El 100% considera que, entre varios factores, el criterio de columna fuerte - viga débil es uno de los más importantes en el diseño sismorresistente, ya que, tiene como finalidad evitar que las columnas entren al rango inelástico y, por el contrario, sean las vigas las que desarrollen rotulas plásticas y disipen energía para evitar el colapso total ante acciones sísmicas.

#### **Pregunta 5**



Gráfico 13: Pregunta 5

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

Se estima que desde el punto de vista económico el 60% considera que el ahorro no sería significativo, ya que el análisis pushover es solo un método para estimar la posibilidad del daño que se puede producir y hasta donde podemos exigir nuestras estructuras para solventar ciertos problemas pero no como método de optimización, mientras que un 40% considera que el método de pushover ofrece la posibilidad de

conocer la respuesta no lineal de la edificación y así conocer de manera más precisa las oportunidades de aprovechamiento no lineal traduciéndose en ahorro.

### **Pregunta 6**

Los expertos consideran que es indispensable el método de pushover en todas aquellas estructuras con un alto grado de irregularidades, ya que es indispensable la evaluación en dichas estructuras para evaluar el comportamiento ante las acciones sísmicas.

### **Pregunta 7**

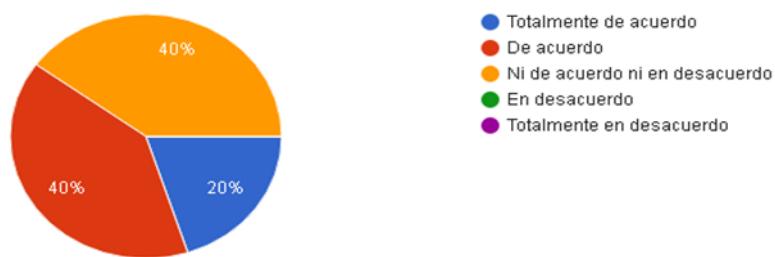


Gráfico 14: Pregunta 7

Fuente: Henríquez y Vargas (2022)

De acuerdo a los resultados, la gran mayoría considera que el análisis no lineal es sumamente importante porque permite visualizar en que sitio ocurren las fallas de los miembros estructurales (rotulas), y por ende facilita la inspección y reparación de la estructura.

### **Pregunta 8**

Con respecto a la nueva actualización de la nueva norma sobre las amenazas sísmicas, los ingenieros expertos en el área consideran que si es importante anexar un capítulo o artículo sobre confiabilidad estructural para aportar a la evaluación de vulnerabilidad de estructuras ya que, al disminuir la incertidumbre, disminuye la vulnerabilidad, que es la variable que podemos "controlar", haciendo entonces que el riesgo sísmico disminuya.

### **Pregunta 9**

Se cree que los futuros profesionales no se verán afectados con la actualización de la norma ya que sería indispensable que se conozca y se imparte estos nuevos y

mejorados métodos para ampliar la capacidad del profesional a desarrollar criterios y entender el lenguaje de la respuesta de una edificación.

### **Pregunta 10**

Los ingenieros apoyan iniciativas de investigaciones de este tipo para elaborar planes viables en estructuras vulnerables ya que la educación es la clave para la innovación y está es la clave para la reducción de riesgos.

### **Pregunta 11**

Se considera que los softwares de cálculo como SAP2000 o programas como Mathcad son herramientas fundamentales para cualquier ingeniero en la actualidad en la rama de la ingeniería estructural para la solución de problemas asociados al análisis sismorresistente.

## **5.2 Recomendaciones**

Para seguir con la línea de investigación de este proyecto se recomiendan los siguientes trabajos:

1. Realizar un estudio del comportamiento sísmico incluyendo acelerogramas de manera que se puedan estimar los desplazamientos probables, los cuales se pueden asociar al peligro de deslizamiento.
2. Realizar un estudio del comportamiento sísmico de edificios de acero de gran altura para analizar la influencia de los modos altos de vibración utilizando el análisis estático no lineal o pushover.
3. Realizar un análisis historia en el tiempo no lineal para los diversos pórticos, en especial para los de mayor altura, con la finalidad de comprender a mayor detalle la importancia de las respuestas de los modos de vibración altos.
4. Proponer mejoras a nivel de diseño en la aplicación del criterio de diseño por capacidad para evitar la formación de rotulas en las columnas.
5. Analizar el comportamiento de la evaluación del criterio columna fuerte- viga débil con el procedimiento 1 y 2 para un sistema estructural diferente como tipo muro o mixto de concreto armado y con arriostramientos concéntricos o excéntricos en acero estructural.

## REFERENCIAS

- Angola, G. (2017). **Determinación de la Ductilidad Global de Sistemas Estructurales Aperticados de Concreto Armado, a partir de la Ductilidad Local de los Miembros.** Trabajo de Grado no publicado. Universidad de Carabobo, Bárbula.
- Arias, (2006) **Metodología de la investigación. Población.** Disponible en: <http://virtual.urbe.edu/tesispub/0092660/cap03.pdf> [Consulta: 2021, octubre 22].
- Balestrini, M. (2006) **La investigación Científica.** (4ta Ed) Caracas: Trillas.
- Bavaresco (2006). (Consulta 14 de junio del 2015). Disponible en: <Virtual.urbe.edu/tesispub/0093186/cap03.pdf> (p.95). [Consulta: 2021, octubre 23].
- Blanco, Marianela (2012). **Criterios Fundamentales para el Diseño Sismorresistente.** Disponible en: [ve.cielo.org/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S078-40652012000300008](http://ve.cielo.org/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S078-40652012000300008) [Consulta: 2021, octubre 24].
- Cuesta, M. (2009). **Introducción al muestreo. Universidad de Ovideo.** Disponible en: <http://www.editorialkamar.com/et/archivo04.pdf>. [Consulta: 2021, octubre 25].
- Elnashai, D. (2008). **Fundamentals of Earthquake Engineering.** Chichester, John Wiley and Sons, United Kingdom.

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

Harsem, Teodoro (2005). **Diseño de Estructuras de Concreto Armado**. Pontificia Universidad Católica del Perú. Fondo Editorial. Perú.

Hurtado, (2007) **Metodología de la investigación. Técnicas Recolección de Datos**. Disponible en: <http://virtual.urbe.edu/tesispub/0094733/cap03.pdf>. [Consulta: 2021, octubre 28].

Loges, S. y Marinili, A. (2018). **Evaluación del Procedimiento 2 de la Norma Venezolana FONDONORMA NVF 1753:2006 Para Generar la Condición Columna Fuerte Viga Débil Mediante Análisis No Lineales**. Disponible en: <http://www.ing.ucv.ve/jifi2018/documentos/ambiente/AIS002.pdf> [Consulta: 2021, noviembre 14].

Loges, S. y Marinili, A. (2018). **Evaluación de la condición columna fuerte viga débil según el procedimiento 2 de la norma venezolana FONDONORMA NVF 1753:2006 en edificaciones regulares de concreto reforzado**. Disponible en: <http://saber.ucv.ve/bitstream/10872/19243/1/DT-07.pdf> [Consulta: 2021, noviembre 14].

López O., Marinilli A. y Coronel G. (2021). **Reducción del Riesgo Sísmico en Edificaciones Escolares de Venezuela**. file:///C:/Users/Familia/Downloads/tesis%20sismo%20(1).pdf [Consulta: 2021, noviembre 15].

Marinilli, A. (2016). **Aplicación y Eficacia de la Norma Venezolana FONDONORMA 1753:2006 para Generar la Condición Columna Fuerte Viga Débil**. Disponible en: file:///C:/Users/Familia/Downloads/Marinilli-

Columna%20fuerte-viga%20debil-JIFI%202016%20(final).pdf\_[Consulta: 2021, noviembre 20].

Marte Jiménez, C. J. (2014). **Calibración de umbrales de daño sísmico para el análisis de fragilidad sísmica de estructuras de hormigón armado mediante análisis estático no lineal ("Pushover")**. Barcelona: Departamento de Ingeniería de la Construcción. <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/21138/Tesis%20Celio.pdf>. [Consulta: 2021, noviembre 22].

Martinelli, Ángelo (2005). **Evaluación Probabilística de la Condición Columna Fuerte - Viga Débil**. Disponible en: [http://trienal.fau.ucv.ve/2017/publicación/artículos/TC/resumen/TIFAU2017\\_Resum\\_en\\_TC-01\\_AMartinelli.pdf](http://trienal.fau.ucv.ve/2017/publicación/artículos/TC/resumen/TIFAU2017_Resum_en_TC-01_AMartinelli.pdf) [Consulta: 2021, octubre 30].

Mejía, R. (2017). **Estudio Sobre la Efectividad del Pilar Fuerte-Viga Débil en el Diseño Sísmico de Pórticos de Hormigón**. Disponible en: <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/116230> [Consulta: 2021, noviembre 20].

Méndez (2008). **La investigación en la era de la información**. Disponible en: <http://www.economia.unam.mx/academia/inae/pdf/inae1/u115.pdf>. [Consulta: 2021, noviembre 20].

Murillo, W. (2008). **La investigación científica. Consultado el 18 de abril de 2008**. Disponible en: <http://www.monografias.com/trabajos15/investigacion/investigacion.shtm>. [Consulta: 2021, noviembre 22].

Otazzi, G. (2003). **Material de Apoyo para la Enseñanza de los Cursos de Diseño y Comportamiento del Concreto Armado**. Disponible en: <http://hdl.handle.net/20.500.12404/1055> [Consulta: 2021, noviembre 20].

Rodríguez, S. (2015). **Análisis de la relación de resistencias de vigas y columnas que concurren a un nudo en estructuras porticadas de hormigón armado.**

Disponible en:

[https://oa.upm.es/39684/1/TFM\\_SERGIO\\_RODRIGUEZ\\_MORALES.pdf](https://oa.upm.es/39684/1/TFM_SERGIO_RODRIGUEZ_MORALES.pdf)

[Consulta: 2021, noviembre 20].

Ruthmann, L **Métodos de investigación de evaluación una guía básica, sage 1977.**

Disponible en: [file:///C:/Users/Familia/Downloads/Dialnet-](file:///C:/Users/Familia/Downloads/Dialnet-InvestigacionEvaluativa-250536.pdf)

[InvestigacionEvaluativa-250536.pdf](file:///C:/Users/Familia/Downloads/Dialnet-InvestigacionEvaluativa-250536.pdf). [Consulta: 2021, noviembre 14].

Sabino (1996) **Instrumentos de recolección de datos en la investigación cualitativa**

**según autores.** Disponible en: <https://idoc.pub/documents/idocpub-klzz99qj5vlg>

Sampieri (1997) **La Observación, Discusión Y Demostración.** Disponible en:

<https://www.redalyc.org/pdf/761/76111892003.pdf>. [Consulta: 2021, octubre 22].

Tamayo y Tamayo, M. **Tesis de Investigación. Población y Muestra. El Proceso de la Investigación científica.** Editorial Limusa S.A. México.1997.

[Blog Internet] Venezuela Disponible:

<http://tesisdeinvestig.blogspot.com/2011/06/poblacion-y-muestra-tamayo-y-tamayo.html>. [Consulta: 2021, noviembre 15].

Tamayo, Tamayo, M (2006). **Proceso de la Investigación Científica.** Disponible en:

<https://cucjonline.com/biblioteca/files/original/874e481a4235e3e6a8e3e4380d7adb1c.pdf>. [Consulta: 2021, noviembre 14].

Tamayo, Tamayo, M (2007). **Capítulo III Marco Metodológico** Disponible en:

<https://es.calameo.com/read/0068608632ec45c1a5600> [Consulta: 2021, noviembre 14].

Tamayo, Tamayo, M (2012). **Capítulo III Marco Metodológico** Disponible en: <https://metinvest.jimdofree.com/marco-metodo%C3%B3gico/> [Consulta: 2021, noviembre 14].

Urbe, (2020). **Capítulo III Marco Metodológico**. Disponible en: <http://virtual.urbe.edu/tesispub/0094262/cap03.pdf>. [Consulta: 2021, noviembre 15].

Vielma, J., Barbat, A., & Oller, S. (2011). **Proyecto sismorresistente de estructuras porticadas**. Barcelona: A.H Barbat [https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/21172/Monografia\\_IS%20Vielma%2C%20Barbat%2C%20Oller%2C%202011.pdf](https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/21172/Monografia_IS%20Vielma%2C%20Barbat%2C%20Oller%2C%202011.pdf). [Consulta: 2021, octubre 22].

Wright, M. (2005). **Método de investigación bibliográfica**. Disponible en: <http://www.oocities.org/zaguan2000/metodo.html#:~:text=En%20sentido%20m%C3%A1s%20espec%C3%ADfico%20el,informaci%C3%B3n%20pertinente%20para%20la%20investigaci%C3%B3n>. [Consulta: 2021, octubre 22].

## **ANEXOS**

## ANEXO A

### EVALUACIÓN DEL CRITERIO COLUMNA FUERTE Y VIGA DÉBIL EN EL DISEÑO SISMORESISTENTE DE ESTRUCTURAS EN ACERO Y CONCRETO ARMADO

Nombre del entrevistado:

Autores: Henríquez, Karla y Vargas, Esthefany

#### Preguntas:

1. Tomando en cuenta que los materiales más comunes en la construcción son el concreto armado y el acero estructural. ¿Cuál considera Ud. que aporta un mejor desempeño a nivel sismorresistente?

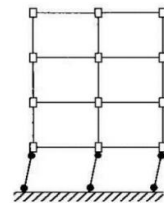
R:

- 1.1 De acuerdo a su respuesta anterior, explique de manera breve ¿Por qué considera que ese es el mejor material en el diseño sismorresistente?

R:

2. Si se considera una estructura irregular, como por ejemplo un entrepiso débil como el que se muestra en la siguiente figura. ¿Cree Ud. que cumpliendo el requisito mínimo del criterio columna fuerte y viga débil, la estructura será completamente capaz de evitar este tipo de mecanismo?

- Si
- No
- Otro:



3. ¿Qué aspectos considera Ud. fundamentales a la hora de realizar un diseño sismorresistente en una estructura irregular?

R:

4. Al realizar un diseño sismorresistente se deben verificar varios factores, entre

ellos el criterio de columna fuerte - viga débil. ¿Qué tan importante cree que es este criterio con respecto a los demás factores?

- Poco importante
- Algo importante
- Importante
- Muy importante

5. Desde el punto de vista económico, ¿Cree Ud. que debería preferirse el método de pushover por encima de los demás métodos de análisis?

- Si
- No
- Otro:

6. ¿En qué tipo de estructuras considera indispensable el método de pushover?

R:

7. El análisis estático no lineal es sumamente importante porque permite visualizar en que sitio ocurren las fallas de los miembros estructurales (rotulas), y por ende facilita la inspección y reparación de la estructura.

- Totalmente de acuerdo
- De acuerdo
- Ni de acuerdo ni en desacuerdo
- En desacuerdo
- Totalmente en desacuerdo

8. La nueva norma representa una actualización de la amenaza sísmica del País, ¿Cree Ud. que anexar un capítulo o artículo sobre confiabilidad estructural sería un gran aporte a la evaluación de vulnerabilidad de estructuras? ¿Por qué?

R:

9. A nivel académico de pregrado, las universidades imparten métodos mayormente de tipo estático. Con la actualización de la norma ¿Cree que los futuros profesionales se verán afectados en la adaptación de estos nuevos avances normativos? ¿Por qué?

R:

10. ¿Considera Ud. que la realización de este tipo de investigaciones constituye una herramienta clave para elaborar planes viables en estructuras vulnerables? ¿Por qué?

R:

11. ¿Considera que los softwares de cálculo como SAP2000 o programas como Mathcad son herramientas de gran ayuda cuando se realizan métodos no lineales? ¿Por qué?

R:

## ANEXO B

### Validación del instrumento (Ítems de Encuesta)

Coloque con una (X), en la alternativa que corresponda según opinión sobre los aspectos planteados, anote las observaciones que considere necesario en el recuadro destinado para ello.

Ítems	Redacción de ítems			Pertinencia de los objetivos		Observaciones
	Clara	Confusa	Tendenciosa	Pertinente	No pertinente	
1	X			X		
2	X			X		
3	X			X		
4	X			X		
5	X			X		
6	X			X		
7	X			X		
8	X			X		
9	X			X		
10	X			X		
11	X			X		

Fecha: 02/05/2022

Firma del especialista:

Breve descripción del perfil del especialista: Dra. Milbet Rodríguez.