



**COEFICIENTES SÍSMICOS DE DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE PÓRTICOS DE
CONCRETO CON ARRIOSTRAMIENTOS DE PANDEO RESTRINGIDO (PAPRs)
CON BASE EN EL REGLAMENTO NSR-10 Y LA METODOLOGÍA DEL FEMA P-695**

TRABAJO DE GRADO

Presentado por

ALZATE VARGAS MAIRA ALEJANDRA

Presentado como requisito parcial para optar al título de

MAGISTER EN INGENIERÍA CIVIL

UNIVERSIDAD MILITAR NUEVA GRANADA

FACULTAD DE INGENIERÍA

MAESTRÍA EN INGENIERIA CIVIL

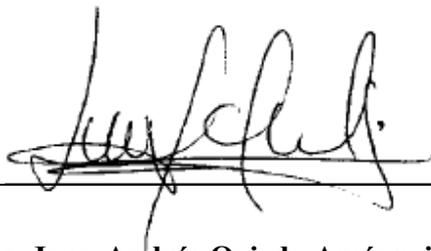
Bogotá D.C., Colombia

(Noviembre de 2020)

**COEFICIENTES SÍSMICOS DE DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE PÓRTICOS DE
CONCRETO CON ARRIOSTRAMIENTOS DE PANDEO RESTRINGIDO (PAPRs)
CON BASE EN EL REGLAMENTO NSR-10 Y LA METODOLOGÍA DEL FEMA P-695**

ALZATE VARGAS MAIRA ALEJANDRA

APROBADO:



Ing. Juan Andrés Oviedo Amézquita.

PhD

Tutor

Ing. Juan Carlos Castro.

Firma

Ing. Miguel Montaña

Firma

Bogotá D.C. 27 de Noviembre de 2020

NOTA DE ADVERTENCIA

“La universidad no se hace responsable de los conceptos emitidos por sus estudiantes en sus proyectos de trabajo de grado, sólo velará por la calidad académica de los mismos, en procura de garantizar su desarrollo de acuerdo a la actualidad del área disciplinar respectiva. En el caso de presentarse cualquier reclamación o acción por parte de un tercero en cuanto a los derechos de autor sobre la obra en cuestión, el estudiante – autor asumirá toda la responsabilidad y saldrá en defensa de los derechos. Para todos los derechos la universidad actúa como un tercero de buena fe”. (Ley 23 de 1982, Ley 44 de 1993, Decisión Andina 351 de 1993, Decreto 460 de 1995)

AGRADECIMIENTOS

Un agradecimiento especial al Doctor Juan Andrés Oviedo, mi tutor, quien me brindó la oportunidad de trabajar en este proyecto sin conocerme. Gracias por el interés, por el apoyo, por los aportes y por transmitirme cada uno de sus conocimientos. También por continuar desarrollando investigaciones en proyectos innovadores para el país.

DEDICATORIA

A la memoria de mi abuelita.

TABLA DE CONTENIDO

1. RESUMEN.....	8
2. ABSTRACT.....	11
3. INTRODUCCIÓN	14
4. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	16
4.1 JUSTIFICACIÓN.....	19
5. OBJETIVOS.....	21
5.1 OBJETIVO GENERAL	21
5.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	21
6. HIPOTESIS.....	22
7. ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE	23
7.1 DISIPADORES HISTERÉTICOS METÁLICOS COMO TÉCNICA DE CONTROL DE RESPUESTA SÍSMICA EN EDIFICACIONES COLOMBIANAS (OVIEDO Y DUQUE, 2009)	23
7.2 NIST GCR 10-917-8 FEMA P-695 EVALUATION OF THE METHODOLOGY FOR QUANTIFICATION OF BUILDING SEISMIC PERFORMANCE FACTORS. (NATIONAL INSTITUTE OF STANDARDS AND TECHNOLOGY (NIST) , 2010).....	24
7.3 CARACTERIZACIÓN MECÁNICA Y MODELAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN DISIPADOR PASIVO DE ENERGÍA DE TIPO ARRIOSTRAMIENTO DE PANDEO RESTRINGIDO. PARTE 1. (CANCELADO 2012).....	26
7.4 CALIBRACIÓN MATEMÁTICA PARA DETERMINAR EL DESEMPEÑO DE UN DISIPADOR DE ENERGÍA POR DEFORMACIÓN TIPO RIOSTRA. (OVIEDO, HOYOS, BUITRAGO, & PATIÑO, MAYO DE 2015)	27
7.5 EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DEL DESEMPEÑO DE UN DISIPADOR DE ENERGÍA POR DEFORMACIÓN TIPO RIOSTRA. (OVIEDO, BUITRAGO, PATIÑO, & HOYOS , 2015)	28
7.6 PREDICCIÓN DE LA DEMANDA GLOBAL DE DEFORMACIÓN SOBRE EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO REFORZADO CON DISIPADORES DE ENERGÍA. (OVIEDO, HENAO, & GÓMEZ, MAYO DE 2017).....	29

7.7	PROCEDIMIENTO PARA LA CUANTIFICACIÓN DE LOS FACTORES SÍSMICOS DE DESEMPEÑO (R, Ω) DE ESTRUCTURAS DISEÑADAS A PARTIR DE MUROS DE CORTANTE CONSTRUIDAS EN GUADUA LAMINADA. (AGUDELO MAYORGA, 2017).....	29
7.8	EFFECTO DE LA SOBRERRESISTENCIA Y EL NIVEL DE DUCTILIDAD SOBRE LA PROBABILIDAD DE FALLA ANTE LA OCURRENCIA DE SISMOS. (SCARAMELLI WHITTLE, 2017)	30
7.9	DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICACIONES CON MARCOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE CON ENLACES CORTOS DISEÑADOS SEGÚN LA NCH433. (CALO CALOTA, 2018)	30
7.10	DESEMPEÑO SÍSMICO DE MARCOS ESPECIALES A MOMENTO COMPUESTOS (C-SMF) CON COLUMNAS TUBULARES CUADRADAS DE ACERO RELLENAS DE HORMIGÓN (CFT) Y VIGAS DE PERFIL W. (AÑAZCO CAMPOVERDE, 2018).....	31
7.11	EVALUACIÓN EXPERIMENTAL BAJO CONDICIONES DE FATIGA DE RIOSTRAS RESTRINGIDAS CONTRA PANDEO FABRICADAS EN COLOMBIA. (OVIEDO AMÉZQUITA, JARAMILLO SANTANA, & BLANDÓN URIBE, 2019)	32
8.	MARCOS REFERENCIALES.....	33
8.1	MARCO TEÓRICO	33
8.1.1	Riostras de pandeo restringido BRB.....	33
8.1.2	Ventajas de las BRB (efe-Prima-ce CONTROL Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS).....	36
8.1.3	Comportamiento estructural de las riostras de pandeo restringido.....	36
8.1.4	Pórticos arriostrados concéntricamente	38
8.1.5	Fabricación y pruebas experimentales en Colombia	38
8.1.6	Proceso de diseño.....	39
8.1.7	Quantification of Building Seismic Performance Factors – FEMA P-695.....	41
8.1.8	Simulación de modos de colapso.....	44
8.1.9	Modos de colapso no simulados	47
8.1.10	Análisis no lineal estático Push-Over	49
8.1.11	Análisis dinámico no lineal cronológico.....	55
8.1.12	Evaluación del desempeño.....	58

8.1.13	Incertidumbre total del colapso β_{TOT}	61
8.1.14	Valores aceptables de la razón de margen de colapso ajustada ACMR	64
9.	DISEÑO METODOLÓGICO.....	65
9.1	ENFOQUE CUANTITATIVO.....	65
9.2	TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	65
10.	METODOLOGÍA FEMA P-695	66
10.1	DESCRIPCIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL	66
10.2	MODELACIÓN ELÁSTICA Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA PAPRs.....	72
10.2.1	Sistema de resistencia sísmica	72
10.2.2	Determinación del periodo fundamental.....	72
10.2.3	Demanda preliminar en las riostras.....	73
10.2.4	Resistencia axial requerida	74
10.2.5	Análisis estructural iterativo	76
10.2.6	Deformaciones axiales de diseño para riostras BRB	77
10.2.7	Resistencia ajustada de las riostras	78
10.2.8	Diseño final de los elementos del pórtico arriostrado.....	79
10.2.9	Diseño final del sistema estructural	80
10.3	MODELACIÓN NO LINEAL ESTÁTICO “PUSH-OVER”	83
10.3.1	Resumen de los parámetros utilizados en la modelación.....	83
10.4	MODELACIÓN NO LINEAL DINÁMICA	88
10.4.1	Resumen de los parámetros utilizados en la modelación.....	88
10.4.2	Intensidad sismo máximo considerado (MCE).....	89
10.4.3	Conjunto de registros sísmicos	89
10.4.4	Normalización de registros sísmicos	90
10.4.5	Análisis Dinámico Incremental I.D.A	91
11.	ANÁLISIS Y RESULTADOS.....	94
11.1	ANÁLISIS: MODELO NO LINEAL ESTÁTICO “PUSH-OVER”	94
11.1.1	Método Del Espectro De Capacidad ATC-40	94
11.1.2	Determinación de los coeficientes sísmicos de diseño	96

11.1.3	Desempeño de la estructura	100
11.1.4	Comportamiento inelástico (Mecanismo de plastificación)	105
11.2	ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL	106
11.2.1	Resultados Curvas I.D.A.....	106
11.2.2	Resultados de estado límite para el colapso no simulado	110
11.2.3	Curvas de histéresis pórtico de concreto arriostrado	112
11.3	EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO Y ESTRUCTURAL	112
11.3.1	Relación margen de colapso ajustada	113
11.3.2	Incertidumbre total del colapso <i>BTOT</i>	113
11.3.3	Valores aceptables de la razón de margen de colapso ajustada ACMR	114
12.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	116
13.	BIBLIOGRAFÍA.....	119

LISTA DE FIGURAS

Figura 1	Propiedades de diseño de sistemas SCBF y BRBF. Tomado FEMA P-695	25
Figura 2	Resumen de la evaluación del desempeño de sistemas SCBF y BRBF. Tomado FEMA P-695.....	26
Figura 3	Detalle de una riostra de pandeo restringido, (Crisafulli 2018).	34
Figura 4	Pórtico de acero con riostras de pandeo restringido, (Crisafulli 2018).	34
Figura 5	Configuraciones del núcleo y encamisado de una riostra de pandeo restringido -BRB, (Cancelado, 2012).	35
Figura 6	Comparación de los ciclos de histéresis (fuerza axial-desplazamiento) de una riostra típica con una riostra de pandeo restringido (BRB). (Crisafulli, 2018).....	37
Figura 7	Modos de falla por pandeo flexional del núcleo de acero. (Crisafulli, 2018)	37
Figura 8	comportamiento histérico de las riostras F'C. (efe-Prima-ce CONTROL Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS)	39
Figura 9	Diagrama de Flujo - Proceso de Diseño. (efe-Prima-ce CONTROL Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS).....	40
Figura 10	Proceso resumido Metodología FEMA P-695	42

Figura 11 Síntesis del apéndice F de la Metodología FEMA P695.....	43
Figura 12 Relaciones carga-deformación para elementos componentes del sistema estructural.	45
Figura 13 Criterios de aceptación	45
Figura 14 Curva de capacidad o pushover: cortante basal frente a desplazamiento de techo ...	50
Figura 15 Conversión del espectro de respuesta. (Ronald, 2015).....	52
Figura 16 Determinación de los factores de evaluación de la respuesta sismorresistente de los edificios. FEMA P695.	53
Figura 17 Curva estática no lineal idealizada. Fuente: (Patricio, 2018).....	53
Figura 18 Procedimiento de evaluación del desempeño.....	59
Figura 19 Planta de piso tipo del sistema principal junto con la ubicación de las riostras BRB.	70
Figura 20 Alzado del sistema principal junto con la ubicación de las riostras BRB	71
Figura 21 Derivas máximas de diseño final.....	77
Figura 22 Riostra Piso 6, BRB 6. Tomado Buckling - Restrained Brace - F'C-BRB.....	81
Figura 23 Riostra Piso 5, BRB5. Tomado Buckling - Restrained Brace - F'C-BRB.....	81
Figura 24 Riostra Piso 4, BRB 4. Tomado Buckling - Restrained Brace - F'C-BRB.....	81
Figura 25 Riostra Piso 3, BRB 3. Tomado Buckling - Restrained Brace - F'C-BRB.....	82
Figura 26 Riostra Piso 2, BRB 2. Tomado Buckling - Restrained Brace - F'C-BRB.....	82
Figura 27 Riostra Piso 1, BRB 1. Tomado Buckling - Restrained Brace - F'C-BRB.....	82
Figura 28 Propiedades no lineales del concreto.....	84
Figura 29 Propiedades no lineales del acero.....	84
Figura 30 casos de carga PUSH_X y PUSH_Y.....	85
Figura 31 Asignación de rotulas plásticas para vigas y columnas.....	86
Figura 32 Modelo 3D estructural con riostras BRB	86
Figura 33 Vista en alzado modelo estructural con riostras BRB	87
Figura 34 Parámetros del dissipador de energía, link plastic Wen de ETABS	87
Figura 35 Propiedades caso de carga no lineal	88
Figura 36 Espectro de respuesta al MCE – Armenia.....	89
Figura 37 Espectros de pseudo aceleración normalizados.....	91
Figura 38 Método de espectro de capacidad ATC-40	94

Figura 39 Coeficientes sísmicos de diseño – Componente en X.....	97
Figura 40 Coeficientes sísmicos de diseño – Componente en Y.....	97
Figura 41 Desempeño de la estructura componente X.....	100
Figura 42 Desempeño de la estructura componente Y.....	101
Figura 43 Nivel de daño en rotulas componentes en X y Y.	102
Figura 44 Pushover X – Análisis BRB.....	103
Figura 45 Pushover X – Limites de comportamiento BRB.....	104
Figura 46 Pushover Y – Limites de comportamiento BRB.....	104
Figura 47 Incursión inelástica, pórtico componente en X.....	105
Figura 48 Análisis incremental IDA – Dirección X.....	107
Figura 49 Análisis incremental IDA – Dirección Y.....	107
Figura 50 Análisis dinámico incremental I.D.A. Registro sísmico: Imperial Valley. Componente Y.....	110
Figura 51 Modos de colapso no simulado BRB. Registro sísmico de Armenia.....	111
Figura 52 Curvas de histéresis pórtico de concreto arriostrado.....	112

LISTA DE ANEXOS

ANEXO 1: Análisis lineal

ANEXO 2: Análisis no lineal estático Pushover

ANEXO 3: Análisis no lineal dinámico

FICHA RESUMEN DE LA PROPUESTA

1. DESCRIPCIÓN DE LA OPCIÓN DE GRADO

TÍTULO DE LA PROPUESTA: COEFICIENTES SÍSMICOS DE DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE PÓRTICOS DE CONCRETO CON ARRIOSTRAMIENTOS DE PANDEO RESTRINGIDO (PAPRs) CON BASE EN EL REGLAMENTO NSR-10 Y LA METODOLOGÍA DEL FEMA P-695	
ÁREA(s): ESTRUCTURAS	
PALABRAS CLAVE: COEFICIENTES SÍSMICOS DE DISEÑO, ARRIOSTRAMIENTO DE PANDEO RESTRINGIDO, METODOLOGÍA FEMA P-695, DISIPADORES DE ENERGIA POR FLUENCIA DE METALES, ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO (PUSH-OVER), ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO, CURVAS I.D.A.	
GRUPO DE INVESTIGACIÓN (Opcional)	
LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: ESTRUCTURAS	
NOMBRE DEL TUTOR DE TESIS: ING. JUAN ANDRÉS OVIEDO AMÉZQUITA	
TÍTULO DE POSGRADO DEL TUTOR DE TESIS	
	¿Convalidado? (en caso de ser extranjero) si <input checked="" type="checkbox"/> X no
NOMBRE DEL CO-TUTOR DE TESIS	
TÍTULO DE POSGRADO DEL CO-TUTOR DE TESIS	
	¿Convalidado? (en caso de ser extranjero) si no

2. PROPONENTE (Datos del estudiante)



No	Código	Nombre	Cédula	Teléfono	E-mail
	20900076	Maira Alejandra Alzate Alzate	1110475452	3166967849	Ing.alealzate@gmail.com

1. RESUMEN

La ingeniería estructural está encaminada a desarrollar especificaciones de la respuesta dinámica de estructuras, las cuales pueden llegar a ser tan exigentes que solo podrán ser cumplidos mediante la implementación del uso de sistemas de control de respuesta sísmica para la protección de estructuras.

Actualmente se han desarrollado investigaciones de diferentes tipos de dispositivos para controlar la respuesta sísmica de estructuras, entre ellos se encuentran las técnicas de control tipo pasivo, la cual cuenta con las riostras metálicas restringidas contra el pandeo, BRB (Buckling-Restrained Brace). Algunas de las grandes ventajas que ofrece las BRB es que sin un alto costo disminuye la vulnerabilidad estructural, garantizando una adecuada resistencia, rigidez y ductilidad.

El interés por la implementación de las BRB en la práctica nacional se ha incrementado gracias a sus ventajas económicas frente a otros sistemas. Desafortunadamente no se han presentado grandes avances en su implementación en edificaciones nuevas. Dentro de las disposiciones de la NSR-10 (Tabla A.3-2) se presentan los requisitos de diseño para implementación de BRB en edificaciones de acero, pero no se cuenta con los parámetros de diseño para edificaciones en concreto reforzado.

Como consecuencia, se evidencia la necesidad de estudiar el comportamiento del sistema estructural de pórticos de concreto con arriostamiento de pandeo restringido, por lo tanto, esta investigación se realiza con el propósito de validar los coeficientes de respuesta sísmica globales (R , Ω) para una estructura de pórticos de concreto localizada en zona de amenaza sísmica alta, con capacidad de disipación de energía especial (DES), regular y de baja altura. Los valores de prueba para el coeficiente de capacidad de disipación de energía básico, R es 7.0 y el coeficiente de sobrerresistencia, Ω es 3.0.

Para el cumplimiento de los objetivos se seguirá el informe denominado Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P-695 realizada por la Federal Emergency

Management Agency (FEMA); especialmente, se tomará en referencia el Apéndice F, “Collapse Evaluation of Individual Buildings”. El FEMA P-695 cuantifica de manera confiable el desempeño sísmico de un sistema estructural aplicando procedimientos no lineales.

Las etapas para validar las necesidades de la investigación son las siguientes:

- Inicialmente se realiza el análisis lineal para el diseño de los elementos estructurales, los cuales cumplen con los requisitos de diseño estipulados en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismoresistente NSR-10. El desarrollo de los modelos matemáticos se realiza por medio del software de análisis y diseño ETABS 2016. La estrategia de modelación para las riostras BRB es el uso de elementos tipo link usando la rigidez total, esto garantiza que la riostra no se va a pandear a esfuerzos de compresión. Los valores de las dimensiones finales de las riostras y su capacidad de deformación fueron evaluados en el programa Buckling - Restrained Brace - F'C-BRB.
- Seguidamente, el sistema estructural es sometido al análisis no lineal estáticos (Pushover), este análisis se realiza bajo fuerzas horizontales mayoradas y distribuidas de manera proporcional de acuerdo a la forma modal fundamental de la estructura aplicadas al centro de masa. A partir de las curvas pushover se obtienen los parámetros sísmicos (R , Ω) y la capacidad de ductilidad de la estructura.
- Posteriormente se realizan análisis no lineales dinámicos incrementales (IDA), usando un conjunto de registros sísmicos de fuente cercana, se consideraron seis (6) pares cada uno incorpora dos componentes horizontales, dando un total de doce (12) registros. Los registros son normalizados hasta alcanzar la intensidad de la aceleración espectral en el sismo máximo considerado, MCE, en el periodo fundamental de la estructura y posteriormente escalados hasta el criterio de colapso. En total se efectuaron 144 análisis sísmicos no lineales con integración directa. En esta etapa se valida el factor de respuesta sísmica R , y el comportamiento del sistema estructural individual.
- Finalmente, se efectúa la evaluación del desempeño sísmico y estructural a través de los criterios de aceptación del FEMA P-695.

Los principales resultados de este estudio se enumeran a continuación:

- El coeficiente de sobrerresistencia $\Omega=1.93$.
- El sistema estructural posee una adecuada ductilidad $\mu T=3.10$.
- el factor de modificación de respuesta sísmica $R = 7$ es adecuado para el sistema estructural evaluado dado que cumple con los criterios de aceptación definidos por el FEMA P-695; sin embargo, los resultados sugieren que se podría utilizar un valor mayor de R (tal vez $R= 8$) ya que el sistema estructural posee mayor capacidad de deformación sin perder resistencia lateral. Este comportamiento se comprobó en el análisis dinámico incremental, donde la razón de margen de colapso, del ACMR, es un 20% mayor que el valor aceptable de la razón de margen de colapso; sin embargo, para comprobar este valor se debe realizar análisis complementarios. Los pórticos de concreto resistente a momentos con arriostramientos de pandeo restringido (PAPRs), tienen una baja y razonable probabilidad al colapso a la intensidad MCE, puesto que el valor obtenido del $ACMR= 2.175$ es mayor que el valor establecido $ACMR_{10\%}= 1.82$ del FEMA P-695. Por otra parte, el resultado del $CMR= 1.638$, es mayor que la unidad, esto significa que la estructura tiene una capacidad igual o mayor a la demanda sísmica correspondiente al sismo máximo considerado MCE.

Keywords: Diagonales de Pandeo Restringido, Metodología FEMA P-695, Análisis no Lineal Estático (Push-over), Análisis no Lineal Dinámico, Curva de capacidad, Curva IDA.

2. ABSTRACT

Many structural engineering efforts are focused on the development of specifications for the dynamic response of structures. However, under these conditions they could be so strict that they may only be fulfilled with the implementation of seismic control systems for the protection of structures. Nowadays, important research has been conducted for different types of structural seismic control devices, including techniques of passive control such as the Buckling-Restrained Braces – BRB's system. One of the main advantages of the BRBs is that it is a low-cost system that can significantly reduce the seismic vulnerability of a structure, while ensuring an adequate strength, stiffness and ductility.

There is a particular interest for the implementation of the BRBs in Colombia, given its economic advantages over other seismic control systems. Unfortunately, there has been no major progress in its implementation on new buildings. In this point it is important to mention that even when among the provisions of the Colombian Seismic Code - NSR-10 (Table A.3-2) the requirements for the design and implementation of the BRBs for steel buildings are available, till today there are no specifications for its use and implementation for the reinforced concrete cases.

As a consequence, there is an evident need for studying the behavior of the Reinforced Concrete Frames with BRBs structural system. This research is conducted with the purpose of validating the global seismic response coefficients (R , Ω) for a regular, low-height, reinforced concrete special moment frame located in a high hazard zone in the country, with a special energy dissipation capacity (DES). The initial testing value for the basic energy dissipation coefficient (R_0) is 7.0, while the value for the overstrength factor (Ω) is 3.0.

For the fulfillment of the objectives of this research, the report Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P-695, from the Federal Emergency Management Agency (FEMA) was followed; in particular, the Appendix F “Collapse Evaluation of Individual Buildings”. This document quantifies in a reliable way the seismic performance of a structural system applying non-linear procedures.

The stages to validate the needs of the research are:

- Initially a linear analysis is conducted for the design of the structural elements; these should comply with the requirements established in the Colombian Seismic Building Code – NSR-10. The development of the mathematical models is done in the ETABS 2016 software for analysis and design of structures. The modeling strategy for the BRB struts consider link elements using total stiffness, ensuring a non-buckling under compression strengths brace. The final brace dimensions and their deformation capacity were evaluated with the F’C-BRB – Buckling Restrained Brace software.
- Subsequently, the structural system is subjected to non-linear static (Pushover) analyses. These analyses are performed under increased lateral loads, distributed in a way proportional to the fundamental mode of the structure and applied to the center of mass in each floor. From the Pushover curves, the seismic parameters (R , Ω) as well as the ductility capacity of the structure can be obtained.
- Afterwards, non-linear incremental dynamic analyses (IDA) are performed, using nearby source seismic records. Six (6) pairs or twelve (12) records where used, each considering the two horizontal components. In total, 144 non-linear seismic analyses were executed under direct integration. In this point the seismic response factor R is validated, as well as the behavior of the individual structural system.
- Finally, the seismic and structural performance evaluation is conducted through the acceptance criteria of the FEMA document.

The main results of the study are shown below:

- The overstrength coefficient was established as $\Omega=1.93$.
- The structural system experiences an adequate ductility $\mu T=3.10$.
- The seismic modification factor ($R=7$), is adequate as it complies with the acceptance criteria defines by FEMA P-695. Nevertheless, more analyses considering a testing value of $R_o: 8$ are recommended as the systems shows it has a larger deformation capacity than the one experienced, without loosing the lateral strength and stability. This behavior was

checked with the incremental dynamic analysis, where the collapse ratio CMR, reached values of 1.638. The special moment reinforced concrete frames with BRBs have a low and reasonable collapse probability under MCE (Maximum Considered Earthquake) intensities. Given the CMR obtained value was higher than one, the structural capacity is above the seismic demand corresponding to the MCE case.

Keywords: Buckling Restrained Braces, FEMA P-695 Methodology, Non-linear static analysis (Pushover), Non-linear Dynamic analysis, Incremental Dynamic Analysis IDA, Capacity curves

3. INTRODUCCIÓN

Las riostras restringidas contra pandeo, BRB (Buckling-Restrained Brace), son dispositivos sísmicos que nacen como una alternativa para el control de la respuesta sísmica de estructuras. Las BRB, son consideradas como riostras avanzadas, las cuales pueden soportar esfuerzos de compresión sin fallar por pandeo, otorgando mayor capacidad de deformación a la edificación.

Una de las configuraciones estructurales que se presenta con la implementación de las BRB, son los pórticos de concreto resistente a momentos con arriostramientos de pandeo restringido (PAPRs). Su comportamiento estructural según la literatura, corresponde a la interacción entre la estructura principal de concreto y el sistema de riostras BRB. Tanto los pórticos como las riostras resisten las fuerzas horizontales del sismo y viento.

A nivel nacional este tipo de sistema estructural no se ha desarrollado ampliamente. El Reglamento NSR-10 indica su uso para edificaciones en acero (literales 3e y 3f del sistema combinado y numeral 3e del sistema dual) mientras que para estructuras en concreto no se encuentra definido explícitamente, por ende, no están establecidos los coeficientes de respuesta sísmica globales necesarios para el diseño estructural.

Actualmente no se cuenta con investigaciones referente a los valores de los parámetros sísmicos de respuesta para el sistema (PAPRs) con condiciones de sitio local. Sin embargo, se han ejecutado estudios que tienden a estimar el desempeño de las riostras BRB.

Entre las investigaciones más relevantes relacionadas se encuentra la realizada por los ingenieros Juan Andrés Oviedo y María del Pilar Duque, en un estudio denominado Disipadores histeréticos metálicos como técnica de control de respuesta sísmica en edificaciones Colombianas, cuyo objeto es presentar un análisis cualitativo de las posibilidades de incorporar los disipadores tipo riostras metálicas con pandeo restringido BRB como una opción viable para la protección sísmica de edificaciones teniendo en cuenta las características locales y la construcción en el país. La investigación estableció aspectos importantes para la implementación y fabricación de disipadores de energía metálicos. Se concluyó que, entre los disipadores metálicos por

deformación, el disipador tipo BRB, son los que mejor se adaptan a las condiciones nacionales, teniendo en cuenta la experiencia dada por las empresas constructoras y de diseño estructural en el país.

En el 2015, se presentó un artículo del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica organizado por la Universidad de los Andes y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, denominado Calibración matemática para determinar el desempeño de un disipador de energía por deformación tipo riostra, el cual tiene como objeto desarrollar una herramienta para la evaluación analítica de disipadores de energía por deformación tipo riostra. Esto se llevó a cabo mediante la simulación y modelación de elementos finitos basados en seis riostras tipo BRB construidos a escala real y con características de construcción local, diseñadas por F'C Control y Diseño de Estructuras S. A. S. utilizando el software Simulation Mechanical. (Oviedo, Hoyos, Buitrago, & Patiño, Mayo de 2015)

En el capítulo 7 de esta tesis, se relacionan algunas investigaciones que se desarrollaron sobre el comportamiento de disipadores histeréticos metálicos tipo riostras con pandeo restringido en edificaciones, de igual forma, se incorporan estudios sobre el desempeño sísmico de edificaciones y procedimientos para cuantificar los factores de respuesta sísmica global para diferentes tipos de sistemas estructurales con base a la metodología del FEMA P-695.

Como se describió anteriormente, no existen investigaciones acerca de los valores respectivos de los factores de modificación de respuesta empleados para el diseño sísmico para el sistema (PAPRs). Por lo tanto, se propone esta investigación con el propósito de validar los coeficientes de respuesta sísmica globales (R , Ω) para una estructura de pórticos de concreto localizada en zona de amenaza sísmica alta, con capacidad de disipación de energía especial (DES), regular y de baja altura, con base en los requisitos de diseño del Reglamento Colombiano Sismo Resistente NSR-10 y en la metodología del FEMA P-695.

La metodología del FEMA P-695 utiliza técnicas de simulación de colapso no lineal en el cual incluye los factores de resistencia sísmica y evalúa el desempeño del sistema estructural, dando lugar a un nivel de seguridad al colapso ante la ocurrencia de temblores equivalentes a los

previstos por los códigos actuales. Especialmente, se tomará en referencia el Apéndice F, “evaluación del riesgo de colapso de un sistema estructural individual”.

El desarrollo del FEMA P-695, se lleva a cabo por medio de modelos analíticos no lineales estáticos en 3D en el cual proporciona datos de sobrerresistencia y su capacidad de ductilidad, y modelos analíticos no lineales dinámicos en 3D donde se valida el comportamiento del sistema estructural individual y evalúa la relación del margen del colapso del sistema estructural.

De los resultados de los análisis no lineales estáticos se obtienen las curvas pushover, las cuales suministran los valores de los parámetros sísmicos y la capacidad de ductilidad de la estructura. Los análisis no lineales dinámicos validan el factor de respuesta sísmica R , y se efectúa la evaluación del desempeño sísmico y estructural a través de los criterios de aceptación del FEMA P-695.

Finalmente, la investigación permitiría generar un documento teórico técnico base para definir los coeficientes sísmicos globales para el sistema estructural en referencia.

4. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Colombia se encuentra ubicada en una zona de intensa actividad sísmica a bordes del Pacífico en una de las franjas de subducción pertenecientes al denominado cinturón de fuego del Pacífico. Entre el 80% y 90% de la población Colombiana habita en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta. Según la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, el daño parcial o colapso de las construcciones durante y después de un sismo es la mayor causa de víctimas, disturbios sociales y pérdidas económicas. De allí la importancia de diseñar estructuras que tengan un buen desempeño ante un evento sísmico, en el cual se involucren características tales como: resistencia, rigidez y ductilidad.

En los últimos años se han propuesto alternativas para disminuir la vulnerabilidad estructural, para lo cual se han desarrollado distintos dispositivos de control para mejorar la respuesta de

estructuras sometidas a cargas dinámicas. Entre las técnicas de control de respuesta se encuentran, los dispositivos activo, pasivo, híbrido y semiactivo.

Las técnicas de control pasivo cuentan con los disipadores de energía hysteréticos metálicos con pandeo restringido, destacándose las riostras restringidas contra pandeo, BRB (Buckling-Restrained Brace), también consideradas como riostras avanzadas, las cuales pueden soportar esfuerzos de compresión sin fallar por pandeo, otorgando mayor capacidad de deformación a la edificación.

Una de las configuraciones estructurales que se presenta con la implementación de las BRB, son los pórticos de concreto resistente a momentos con arriostramientos de pandeo restringido (PAPRs). Su comportamiento estructural según la literatura, corresponde a la interacción entre la estructura principal de concreto y el sistema de riostras, BRB. Tanto los pórticos como las riostras resisten las fuerzas horizontales del sismo y viento. Las diagonales en estos sistemas presentan un comportamiento más dúctil y en general una mejor capacidad de disipación energía en el rango inelástico de la estructura.

A nivel nacional este tipo de sistema estructural no se ha desarrollado ampliamente, esto se debe al desconocimiento de la metodología de análisis aplicada a los dispositivos de control pasivo, y a los costos asociados a su importación. El Reglamento NSR-10 indica su uso solamente para edificaciones en acero (literales 3e y 3f del sistema combinado y numeral 3e del sistema dual) mientras que, para estructuras en concreto no se encuentra definido explícitamente, por ende, no están establecidos los coeficientes de respuesta sísmica globales, empleados para el diseño estructural.

De acuerdo con Oviedo y Duque, el control pasivo con disipadores hysteréticos metálicos ofrecería mayores beneficios para la fabricación, instalación y mantenimiento de los dispositivos de control, así como también para el análisis y diseño de edificaciones proyectadas con estos dispositivos en Colombia.

Actualmente, se continúan desarrollando investigaciones experimentales con industria y mano de obra local para demostrar el desempeño estructural y el cumplimiento de las disposiciones de la NSR-10, sin embargo, no existen investigaciones acerca de los valores respectivos de los factores de modificación de respuesta empleados para el diseño sísmico para el sistema PAPRs.

Con base en lo anterior, se crea la necesidad de evaluar y cuantificar de forma precisa y confiable los coeficientes de respuesta sísmica (R , Ω) para el sistema estructural PAPRs teniendo en cuenta las características locales del país, por medio de un procedimiento probabilístico como lo es la Metodología del FEMA P-695. Esto permitiría estimar las demandas de resistencia y deformación del sistema estructural en referencia no solo para estructuras nuevas sino para el reforzamiento de estructuras existentes.

4.1 JUSTIFICACIÓN

La ingeniería está encaminada a desarrollar especificaciones de la respuesta dinámica de estructuras, las cuales pueden llegar a ser tan exigentes que solo podrán ser cumplidos mediante la implementación del uso de sistemas de control de respuesta sísmica para la protección de estructuras. Estos sistemas de control tienen como finalidad disminuir las demandas de ductilidad, y por lo tanto el daño, en los elementos del sistema estructural principal.

los pórticos de concreto resistente a momentos con arriostramientos de pandeo restringido (PAPRs), incorpora en su sistema estructural el control pasivo con disipadores histeréticos metálicos, mediante las diagonales de pandeo restringido BRB, “las cuales consiste en un elemento de acero esbelto, denominado núcleo de acero, el cual resiste la carga axial total del arriostramiento, y un mecanismo de restricción que elimina el modo de falla por pandeo del núcleo cuando éste se encuentra bajo fuerzas de compresión altas”. (Rojas, Barros, Aguaguña, & Herrera Ricardo, 2017).

Los Buckling-Restrained Braces BRB, se colocan en la estructura principal de forma estratégica aprovechando su capacidad de disipación de energía localizando el daño estructural. Otras de las ventajas que presenta el sistema es que después de un evento sísmico fuerte, las diagonales de pandeo restringido, se pueden reemplazar de manera rápida sin poner en riesgo la estabilidad y la funcionalidad de la edificación.

Las diagonales en estos sistemas proporcionan un comportamiento más dúctil, y en general presentan mejor capacidad de disipación de energía antes de la ruptura, en consecuencia, los BRB pueden tener factores R más altos en comparación con los sistemas de pórticos de concreto con riostras convencionales. Esto se puede ver reflejado en los numerales 3e y 3a para el sistema dual de la Tabla A.3-2 de la NSR-10, el cual reconoce la superioridad del sistema al usar riostras restringidas a pandeo aumentando el valor de R_o de 6.0 a 7.0.

Por otra parte, el documento ASCE 7-16 en la Tabla 12.2-1, trae especificado su uso en las secciones B.25 y B.26 para sistemas de pórticos de acero arriostrados con BRB, en este caso el

Ro pasa de 6.0 a 8.0 (literales B.25 y B.2) y D.12 corresponde al sistema dual para pórticos de acero arriostrados con BRB en donde también se incrementa el valor de Ro pasando de 7.0 a 8.0 (literales D.12 y D.2).

De acuerdo con el FEMA P-695 “Los coeficientes de respuesta sísmica se emplean en los códigos y estándares de construcción actuales para estimar las demandas de resistencia y deformación en sistemas estructurales que se diseñan utilizando métodos lineales de análisis, pero que están respondiendo en el rango no lineal. Los factores R se introdujeron inicialmente en el informe ATC-3-06, Disposiciones provisionales para el desarrollo de reglamentos sísmicos para edificios (ATC, 1978), y sus valores se han vuelto fundamentales en la especificación de la carga sísmica de diseño”.

Esta investigación busca evaluar analíticamente el desempeño sísmico de un sistema estructural individual de pórticos de concreto con arriostramientos de pandeo restringido (PAPRs) localizada en zona de amenaza sísmica alta, con capacidad de disipación de energía especial (DES), regular y de baja altura desde el estado elástico hasta el estado de inestabilidad dinámica lateral (colapso), para validar los valores adecuados de los coeficientes de respuesta sísmica globales. A partir de la metodología del FEMA P-695, la cual cuantifica de manera fiable el desempeño de un sistema estructural y los parámetros de respuesta sísmica para el análisis sísmico y diseño estructural.

Teniendo en cuenta la diversidad de configuraciones geométricas tanto en planta como en altura y el uso de ocupaciones de estructuras que se desarrollan en el país, se estableció que las estructuras de baja altura son las que se construirán utilizando este tipo de sistema estructural. Por otra parte, se localizó la edificación en zona de amenaza sísmica alta para evaluar el sistema en la categoría de diseño más crítica.

5. OBJETIVOS

5.1 Objetivo General

- Determinar los coeficientes sísmicos de diseño (coeficiente de capacidad de disipación de energía R y el coeficiente de sobrerresistencia Ω) para una estructura de pórticos de concreto con arriostramientos de pandeo restringido (PAPRs) en zona de amenaza sísmica alta, con capacidad de disipación de energía especial (DES), regular y de baja altura, con base en el Reglamento Colombiano Sismo Resistente NSR-10 y en la metodología del FEMA P695.

5.2 Objetivos Específicos

- Determinar la probabilidad de colapso del sistema estructural de pórticos de concreto con arriostramientos de pandeo restringido (PAPRs), a través de análisis no lineales tanto estáticos (Pushover) como dinámicos (Cronológicos),
- Validar los valores de los coeficientes de respuesta sísmica globales a través de la evaluación del desempeño sísmico del sistema estructural de pórticos de concreto con arriostramientos de pandeo restringido (PAPRs), para una edificación en particular.

6. HIPOTESIS

Los edificios de pórticos de concreto con arriostramientos de pandeo restringido (PAPRs) en zona de amenaza sísmica alta, con capacidad de disipación de energía especial (DES), regular y de baja altura presentan un buen desempeño sísmico ante fuerzas laterales de sismo y viento con los valores asumidos para coeficiente de disipación de energía $R=7.0$ y coeficiente de sobrerresistencia $\Omega =3.0$ correspondientes al sistema estructural principal de pórticos de concreto resistente a momento.

7. ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE

En este capítulo se presentan los principales resultados de estudios que se han realizado a nivel nacional e internacional sobre el desempeño de disipadores histeréticos metálicos tipo riostras con pandeo restringido en edificaciones, de igual forma, se incorporan estudios sobre el desempeño sísmico de edificaciones y procedimientos para cuantificar los factores de respuesta sísmica global para diferentes tipos de sistemas estructurales con base a la metodología del FEMA P-695.

Se han realizado varias investigaciones relacionadas con la implementación de técnicas de control de respuesta sísmica en edificaciones; sin embargo, no se cuenta con estudios desarrollados para establecer los factores de desempeño sísmico para sistemas estructurales (PAPRs). Por lo tanto, las investigaciones relacionadas con la metodología del FEMA P-695, están abordadas para otros tipos de sistemas estructurales, esto con el propósito de estudiar las aplicaciones de la metodología a diferentes estructuras.

Así mismo, se mencionan estudios que incluyen conceptos básicos de las técnicas de control de respuesta sísmica y del funcionamiento de las diagonales restringidas al pandeo BRB, aspectos relacionados con la implementación y fabricación de las BRB con características locales. Evaluaciones analíticas y experimentales del desempeño de las BRB fabricados con materias primas de Colombia.

Finalmente, se incluyen estudios donde expresan que, las riostras restringidas contra el pandeo, son una solución económica viable para la protección y control de daño estructural en edificaciones nuevas y existentes en el país.

7.1 Disipadores histeréticos metálicos como técnica de control de respuesta sísmica en edificaciones colombianas (Oviedo y Duque, 2009)

En la investigación realizada por (Oviedo & Duque, 2009), presenta un análisis cualitativo de las posibilidades de incorporar los disipadores tipo riostras metálicas con pandeo restringido BRB's

como una opción viable para la protección sísmica de edificaciones teniendo en cuenta las características locales y de construcción en el país. La investigación estableció aspectos importantes para la implementación y fabricación de disipadores de energía metálicos, así mismo, presentan un cuadro comparativo con tres técnicas de control pasivo con base algunos aspectos deseables para la implementación en edificaciones colombianas, lo cual concluyó que los dispositivos BRB's son los mejores disipadores de tipo histéretico que se adapta a las condiciones nacionales.

(Oviedo & Duque, 2009), resaltan que el desempeño estructural de las edificaciones con disipadores de energía histéreticos depende en gran medida del tipo de sistema estructural principal, arquitectura, efectos locales de sitio, tipo de dispositivo a utilizar, cantidad de dispositivos y su localización en la estructura; por lo tanto, no es una labor sencilla generalizar sobre consideraciones económicas y reducción del daño estructural.

Finalmente, (Oviedo & Duque, 2009), “plantean la necesidad de seguir investigando sobre las nuevas alternativas de restricción al pandeo, con el fin de cumplir los verdaderos objetivos del diseño estructural: salvaguardar vidas de los ocupantes, estructuras durables para la atención de la comunidad tras un sismo y reducción de pérdidas materiales”.

7.2 NIST GCR 10-917-8 FEMA P-695 Evaluation of the Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors. (National Institute of Standards and Technology (NIST) , 2010)

El Instituto Nacional de Estándares y Tecnología (NIST por sus siglas en inglés, National Institute of Standards and Technology) en su informe “Evaluation of the Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors” tiene como objetivo principal ampliar las pruebas del informe FEMA P-695, el cual incluía sistemas seleccionados como, por ejemplo: pórticos especiales resistentes a momento, ordinarios, a sistemas adicionales de resistencia sísmica.

El documento presenta un resumen de los criterios de diseño empleado, las configuraciones de arquetipos, los procedimientos analíticos, la evaluación del colapso y los resultados; entre los cuales se encuentra: Pórticos de acero con diagonales concéntricas (Especial SCBF) y Pórticos de acero con diagonales restringidas al pandeo (Especial BRBF).

Los pórticos especiales de acero con diagonales concéntricas y con diagonales restringidas al pandeo es la tercera prueba de aplicación basada en la metodología del FEMA P695 del informe “Evaluation of the Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors”; este capítulo tiene como propósito probar la aplicación del FEMA P695 con respecto a estos sistemas e identificar posibles mejoras en las disposiciones de diseño sísmico de los BRBF.

En tal sentido, se expuso de forma detallada la identificación de la información del sistema estructural, el desarrollo de configuraciones de arquetipo, el cual consistió en una variedad de alturas de edificios y de parámetros de diseño sísmico, la realización de análisis no lineales utilizando modelos de pórtico bidimensional en el software OpenSees y la evaluación del desempeño del sistema estructural. La Figura 1, enseña el resumen de las propiedades de diseño empleadas en los sistemas SCBF y BRBF.

Table 5-3 Special Steel Concentrically Braced Frame Archetype Design Properties

Archetype Design ID Number	No. of Stories	Key Archetype Design Parameters						
		Analysis Procedure	Seismic Design Criteria					$S_{avg}(T)$ (g)
			SDC	R	T (sec)	T_I (sec)	V/W (g)	
Performance Group No. PG-1SCB								
2SCBFDmax	2	ELF	D _{max}	6	0.26	0.40	0.167	1.50
3SCBFDmax	3	ELF	D _{max}	6	0.49	0.58	0.167	1.50
Performance Group No. PG-2SCB								
6SCBFDmax	6	ELF	D _{max}	6	0.82	1.05	0.122	1.10
12SCBFDmax	12	ELF	D _{max}	6	1.38	1.91	0.073	0.65
16SCBFDmax	16	RSA	D _{max}	6	1.71	3.16	0.059	0.53
Performance Group No. PG-3SCB								
2SCBFDmin	2	ELF	D _{min}	6	0.28	0.55	0.083	0.75
3SCBFDmin	3	ELF	D _{min}	6	0.52	0.80	0.064	0.58
Performance Group No. PG-4SCB								
6SCBFDmin	6	ELF	D _{min}	6	0.88	1.51	0.038	0.34
12SCBFDmin	12	ELF	D _{min}	6	1.47	3.04	0.023	0.20
16SCBFDmin	16	RSA	D _{min}	6	1.83	4.67	0.022	0.16

Table 5-4 Buckling-Restrained Brace Frame Archetype Design Properties

Archetype Design ID Number	No. of Stories	Key Archetype Design Parameters						
		Analysis Procedure	Seismic Design Criteria					$S_{avg}(T)$ (g)
			SDC	R	T (sec)	T_I (sec)	V/W (g)	
Performance Group No. PG-1BRB								
2BRBFDmax	2	ELF	D _{max}	8	0.40	0.50	0.125	1.50
3BRBFDmax	3	ELF	D _{max}	8	0.73	0.80	0.103	1.23
Performance Group No. PG-2BRB								
6BRBFDmax	6	ELF	D _{max}	8	1.23	1.35	0.061	0.73
12BRBFDmax	12	RSA	D _{max}	8	2.06	2.82	0.044	0.44
16BRBFDmax	16	RSA	D _{max}	8	2.56	3.73	0.044	0.35
Performance Group No. PG-3BRB								
2BRBFDmin	2	ELF	D _{min}	8	0.43	0.68	0.059	0.70
3BRBFDmin	3	ELF	D _{min}	8	0.78	1.25	0.032	0.38
Performance Group No. PG-4BRB								
6BRBFDmin	6	ELF	D _{min}	8	1.31	2.34	0.022	0.23
12BRBFDmin	12	RSA	D _{min}	8	2.21	3.49	0.022	0.14
16BRBFDmin	16	RSA	D _{min}	8	2.74	4.83	0.022	0.11

Figura 1 Propiedades de diseño de sistemas SCBF y BRBF. Tomado FEMA P-695

Table 5-9 Summary of Collapse Performance Evaluations of Special Steel Centrically Braced Frame Archetypes

Arch. Design ID No.	Design Configuration		Computed Overstrength and Collapse Margin Parameters					Acceptance Check	
	No. of Stories	SDC	Static Ω	CMR	μ_r	SSF	ACMR	Accept. ACMR	Pass/Fail
Performance Group No. PG-1SCB									
2SCBFDmax	2	D _{max}	1.44	1.00	4.3	1.22	1.22	1.56	Fail
3SCBFDmax	3	D _{max}	1.41	1.60	6.1	1.28	2.05	1.56	Pass
Mean of Performance Group:			1.42				1.63	1.96	Fail
Performance Group No. PG-2SCB									
6SCBFDmax	6	D _{max}	1.28	2.18	2.4	1.21	2.64	1.56	Pass
12SCBFDmax	12	D _{max}	1.60	3.23	3.2	1.32	4.26	1.56	Pass
16SCBFDmax	16	D _{max}	2.11	2.64	1.8	1.21	3.20	1.46	Pass
Mean of Performance Group:			1.67				3.37	1.96	Pass
Performance Group No. PG-3SCB									
2SCBFDmin	2	D _{min}	1.38	1.73	5.8	1.12	1.94	1.56	Pass
3SCBFDmin	3	D _{min}	2.41	3.62	3.0	1.08	3.91	1.56	Pass
Mean of Performance Group:			1.90				2.93	1.96	Pass
Performance Group No. PG-4SCB									
6SCBFDmin	6	D _{min}	1.86	3.53	3.9	1.15	4.06	1.56	Pass
12SCBFDmin	12	D _{min}	2.18	5.00	1.4	1.10	5.50	1.56	Pass
16SCBFDmin	16	D _{min}	1.56	4.38	1.2	1.06	4.64	1.40	Pass
Mean of Performance Group:			1.87				4.73	1.96	Pass

Table 5-9 Summary of Collapse Performance Evaluations of Special Steel Concentrically Braced Frame Archetypes

Arch. Design ID No.	Design Configuration		Computed Overstrength and Collapse Margin Parameters					Acceptance Check	
	No. of Stories	SDC	Static Ω	CMR	μ_r	SSF	ACMR	Accept. ACMR	Pass/Fail
Performance Group No. PG-1SCB									
2SCBFDmax	2	D _{max}	1.44	1.00	4.3	1.22	1.22	1.56	Fail
3SCBFDmax	3	D _{max}	1.41	1.60	6.1	1.28	2.05	1.56	Pass
Mean of Performance Group:			1.42				1.63	1.96	Fail
Performance Group No. PG-2SCB									
6SCBFDmax	6	D _{max}	1.28	2.18	2.4	1.21	2.64	1.56	Pass
12SCBFDmax	12	D _{max}	1.60	3.23	3.2	1.32	4.26	1.56	Pass
16SCBFDmax	16	D _{max}	2.11	2.64	1.8	1.21	3.20	1.46	Pass
Mean of Performance Group:			1.67				3.37	1.96	Pass
Performance Group No. PG-3SCB									
2SCBFDmin	2	D _{min}	1.38	1.73	5.8	1.12	1.94	1.56	Pass
3SCBFDmin	3	D _{min}	2.41	3.62	3.0	1.08	3.91	1.56	Pass
Mean of Performance Group:			1.90				2.93	1.96	Pass
Performance Group No. PG-4SCB									
6SCBFDmin	6	D _{min}	1.86	3.53	3.9	1.15	4.06	1.56	Pass
12SCBFDmin	12	D _{min}	2.18	5.00	1.4	1.10	5.50	1.56	Pass
16SCBFDmin	16	D _{min}	1.56	4.38	1.2	1.06	4.64	1.40	Pass
Mean of Performance Group:			1.87				4.73	1.96	Pass

Figura 2 Resumen de la evaluación del desempeño de sistemas SCBF y BRBF. Tomado FEMA P-695.

La Figura 2, muestra el resumen de los resultados de la evaluación del desempeño para sistemas SCBF y BRBF. Las conclusiones más destacadas son; para los sistemas SCBF, cumplieron con los criterios de aceptación de la metodología del FEMA P-695, excepto para el arquetipo de 2 niveles de nivel de daño sísmico D_{max}. Así mismo, se observa que los valores de CMR son más bajos para estructuras con niveles de 2 y 3 pisos. En el caso de los arquetipos BRBF, las tendencias observadas fueron menos pronunciadas. Los resultados mostraron menos variación en cuanto a los niveles de demanda sísmica.

Por otra parte, los coeficientes de sobrerresistencia obtenidos de ambos sistemas estructurales son equivalentes a los valores proporcionados en ASCE/SEI 7-05.

7.3 Caracterización mecánica y modelamiento estructural de un dissipador pasivo de energía de tipo arriostamiento de pandeo restringido. parte 1. (Cancelado 2012)

El ingeniero Román Andrés Cancelado de la Universidad Nacional de Colombia cuenta con un trabajo de tesis correspondiente al año 2012 titulado caracterización mecánica y modelamiento estructural de un dissipador pasivo de energía de tipo arriostamiento de pandeo restringido, cuyo

objetivo principal es determinar mediante la realización de ensayos cíclicos si el sistema de disipadores tipo riostras metálicas con pandeo restringido BRB, es una solución técnica y económica para ser incorporada en edificaciones nuevas y existentes, contemplando las exigencias del Reglamento NSR-10.

La investigación incluye conceptos básicos de las diferentes técnicas de control de respuesta sísmica. Por otra parte, presenta de manera detallada un recuento de los trabajos de investigación realizados en Colombia, así como de trabajos e investigaciones en otros países.

El capítulo N.5 muestra de manera detallada el diseño, la fabricación y el montaje para ensayos de laboratorio de modelos a escala de las riostras Buckling Restrained Braces, igualmente contiene las ventajas y limitaciones que se deben considerar para la fabricación de las probetas de laboratorio.

La tesis arroja las siguientes conclusiones: según (Cancelado, 2012), “el diseño y la resistencia de la riostra están directamente relacionados con la resistencia nominal y real a la fluencia del acero del núcleo”. Se implementa además una metodología de diseño y fabricación de los BRB. Los ensayos realizados tuvieron en términos generales un comportamiento estable durante los ciclos de tensión compresión, cumpliendo las exigencias del Reglamento NSR-10. Finalmente, el sistema de arriostramientos con barras de pandeo restringido es una solución económica viable para ser incorporada en edificaciones nuevas y existentes en el país.

7.4 Calibración matemática para determinar el desempeño de un disipador de energía por deformación tipo riostra. (Oviedo, Hoyos, Buitrago, & Patiño, Mayo de 2015)

Calibración matemática para determinar el desempeño de un disipador de energía por deformación tipo riostra, es un artículo que hace parte de las memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica organizado por la Universidad de los Andes y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, el cual tiene como objeto desarrollar una herramienta para la evaluación analítica de disipadores de energía por deformación tipo riostra, esto se llevó a cabo mediante la simulación y modelación de elementos finitos basados en seis riostras tipo BRB

construidos a escala real y características de construcción local, diseñadas por F'C Control y Diseño de Estructuras S. A. S. utilizando el software Simulation Mechanical.

Los principales resultados de esta investigación según (Oviedo, Hoyos, Buitrago, & Patiño, Mayo de 2015) es que explican el desarrollo de la simulación paso a paso y determinan las consideraciones que deben ser tomadas para simular futuros modelos de riostras BRB. Por otro lado, se grafica la curva histerética de fuerza – deformación calculada por el software seleccionado y se demuestra la necesidad de utilizar modelos no lineales con mayores capacidades al incluir no linealidades simultáneas de pandeo, deformaciones plásticas, estabilización de partes por contacto y cargas cíclicas en el tiempo.

7.5 Evaluación experimental del desempeño de un disipador de energía por deformación tipo riostra. (Oviedo, Buitrago, Patiño, & Hoyos , 2015)

Este trabajo de investigación plantea una metodología para evaluar experimentalmente el desempeño de un disipador de energía por deformación tipo riostra BRB diseñado y construido con materiales y mano de obra de Colombia.

Las curvas fuerza-deformación arrojaron resultados de un buen comportamiento simétrico a tracción y compresión y un área bajo la curva, la cual muestra la capacidad de disipar energía de las riostras. Así mismo, se encontró que los prototipos tienen una deformación inelástica acumuladas superiores a las del Reglamento NSR-10.

(Oviedo, Buitrago, Patiño, & Hoyos , 2015), resaltan que los dispositivos se pueden fabricar con materias primas de Colombia teniendo un buen desempeño y cumpliendo los requisitos de la NSR-10.

7.6 Predicción de la demanda global de deformación sobre edificaciones aporticadas de concreto reforzado con disipadores de energía. (Oviedo, Henao, & Gómez, Mayo de 2017)

En el marco de un estudio de investigación para edificaciones con disipadores de energía históricos, se presenta una metodología para determinar la demanda de deformación sobre edificaciones de pórticos de concreto reforzado después de instalar disipadores de energía. Para el desarrollo de este objetivo se analizaron un total de 5 estructuras, diseñadas de acuerdo a la NSR-10 y convertidas a un sistema equivalente de un solo grado de libertad. La metodología mostró ser útil para la evaluación preliminar del comportamiento sísmico de edificaciones equipadas con disipadores. “A partir de la estimación de deformación sísmica, el diseñador puede ajustar propiedades mecánicas de los disipadores para lograr un desempeño estructural deseado”. (Oviedo, Henao, & Gómez, Mayo de 2017).

7.7 Procedimiento para la cuantificación de los factores sísmicos de desempeño (R , Ω) de estructuras diseñadas a partir de muros de cortante construidas en guadua laminada. (Agudelo Mayorga, 2017)

Procedimiento para la cuantificación de los factores sísmicos de desempeño (R , Ω) de estructuras diseñadas a partir de muros de cortante construidas en guadua laminada, es un trabajo de grado de la Universidad de los Andes, realizada por el Ingeniero Juan Sebastián Agudelo en el año 2017, en la cual presenta el desempeño sísmico de un sistema estructural diseñado a partir de muros de cortante construidos en guadua laminada con el fin de proporcionar un documento que sirviera como fuente de consulta y que contuviera el procedimiento de la metodología del FEMA P-695.

La investigación contiene el paso a paso del FEMA P-695 aplicada a un prototipo diseñado con muros de cortante construido en guadua laminada, en tal sentido, el documento es un manual que provee la información detallada del sistema estructural, el desarrollo de arquetipos, la caracterización del comportamiento del sistema, el desarrollo de modelos no lineales con el software SAWS, el análisis no lineal para la evaluación del colapso del sistema a través de

análisis no lineal estático y dinámico y por último, la evaluación de desempeño con una rutina de Matlab, puesto que, según Agudelo se reduce el riesgo de errores y proporciona un manejo adecuado de los datos, todo lo anteriormente expuesto con el fin de establecer el procedimiento y facilitar la obtención iterativa del coeficiente de modificación de respuesta sísmica R.

Se hace necesario resaltar que para establecer las propiedades mecánicas del material y desarrollar los criterios de diseño, se realizaron investigaciones y ensayos que permitieron calibrar y validar el desempeño de los modelos para el sistema de resistencia sísmica propuesto.

7.8 Efecto de la sobrerresistencia y el nivel de ductilidad sobre la probabilidad de falla ante la ocurrencia de sismos. (Scaramelli Whittle, 2017)

En el marco de un trabajo de grado de la Universidad de Chile, el Ingeniero Felipe Scaramelli realizó un estudio en donde evaluó el desempeño sísmico de un sistema estructural aplicado a pórticos de acero arriostrados concéntricamente, esto con el fin de determinar un valor adecuado para el coeficiente de sobrerresistencia Ω_o a partir de 4 valores de prueba ($\Omega_o=2,3,5$ y 10.7), siguiendo la metodología del FEMA P695.

De los resultados que se destacan es el uso de un factor de sobrerresistencia $\Omega_o = 2.0$, para estructuras de acero con un coeficiente de capacidad de disipación de energía $R = 5.0$. Así mismo, (Scaramelli Whittle, 2017) determinó que para los valores de prueba de sobrerresistencia analizados $\Omega_o > 5.0$, la reducción de ductilidad podría deteriorar el desempeño sísmico de la estructura.

7.9 Desempeño sísmico de edificaciones con marcos arriostrados excéntricamente con enlaces cortos diseñados según la NCH433. (Calo Calota, 2018)

El ingeniero Byron Patricio Calo de la universidad de Chile realizó un trabajo de tesis en el cual se analizaron 9 prototipos aplicados al sistema estructural de pórticos arriostrados excéntricamente con base a las disposiciones de diseño sísmico de edificios de la norma Chilena NCH433 y al procedimiento de la metodología del FEMA P695.

Para este sistema estructural se evaluaron pórticos bidimensionales para una gama de alturas, zonas sísmicas y tipos de suelos. El desarrollo de análisis no lineales estáticos y dinámicos se efectuó mediante el procesador OpenSees.

La investigación determinó que los edificios altos diseñados con la NCH433 obtienen razones de colapso bajas en comparación con edificios de menor altura donde predomina el factor de sobrerresistencia, sin embargo, este factor es equivalente al valor proporcionado en la NCH433.

7.10 Desempeño sísmico de marcos especiales a momento compuestos (C-SMF) con columnas tubulares cuadradas de acero rellenas de hormigón (CFT) y vigas de perfil W. (Añazco Campoverde, 2018)

La investigación a cargo del Ingeniero Gilbert Adrián Añazco Campoverde, tiene como objetivo principal evaluar el desempeño sísmico y evaluar el riesgo de colapso de pórticos especiales a momento compuestos (C-SMF), con base en la metodología del FEMA P695. En este estudio se calibraron un total de 30 diseños estructurales, en los cuales se definieron grupos de arquetipos según alturas, zonas sísmicas y tipo de suelos de acuerdo a las disposiciones de la norma Chilena NCh 433.

Según (Añazco Campoverde, 2018) “los factores de desempeño sísmico para uso normativo en C-SMF que se recomiendan son: $\Omega_0=3.0$, $R=6.0$ y $C_d=5.5$; esto aplicando las limitaciones impuestas por el FEMA P695 y ASCE/SEI 7-16. Para todos los grupos de arquetipos, la evaluación de desempeño cumple con los valores aceptables de la relación de margen de colapso, no obstante, estos valores pueden disminuir en un 50% lo que provocaría que las estructuras de 16 pisos no cumplan con los criterios de aceptación. Finalmente, el autor concluye que el sistema estructural puede ser incluido en la normativa chilena con una altura máxima de 12 pisos”.

7.11 Evaluación Experimental bajo Condiciones de Fatiga de Riostras Restringidas contra Pandeo Fabricadas en Colombia. (Oviedo Amézquita, Jaramillo Santana, & Blandón Uribe, 2019)

Este trabajo de investigación presenta los resultados de la fase III de un programa experimental que busca desarrollar y evaluar el desempeño estructural de prototipos de riostras restringidas contra pandeo fabricadas en Colombia. Para este fin se diseñaron y construyeron un total de cinco especímenes de riostras BRB, las cuales se le realizaron pruebas para caracterizar prototipos ante cargas de fatiga.

“Los resultados de esta fase experimental concluyeron lo siguiente: (1) las riostras poseen una gran capacidad de disipación de energía y de deformación inelástica acumulada cuando se someten a cíclicos de fatiga con una amplitud comparable a la que podría esperarse para el sismo de diseño y el máximo considerado; (2) el sistema de restricción al pandeo mostró estabilidad en términos de resistencia y restricción al pandeo bajo cargas de fatiga inelástica, y (3) los dispositivos mostraron un excelente desempeño estructural”. (Oviedo Amézquita, Jaramillo Santana, & Blandón Uribe, 2019).

8. MARCOS REFERENCIALES

8.1 MARCO TEÓRICO

El marco teórico que se aborda en el siguiente capítulo, establece en primera instancia los enfoques teóricos y conceptuales generales de los pórticos de concreto con arriostramiento de pandeo restringido (PAPRs), posteriormente, expone una síntesis de la metodología FEMA P-695, continúa estableciendo los criterios de diseño para el análisis no lineal estático (Push-over), y el análisis no lineal dinámico y finalmente expone los criterios de la evaluación del desempeño de acuerdo al FEMA P-695.

8.1.1 Riostras de pandeo restringido BRB

Los sistemas de arriostramiento con barras de pandeo restringido son disipadores energía por fluencia del acero, incorporados en la misma riostra. Estos dispositivos según (Crisafulli, 2018), tienen su origen en Japón (Watanabe et al., 1988; Wada y Nakashima, 2004) donde desarrollaron un sistema de arriostramiento compuesto de un núcleo de acero colocado en el interior de un perfil hueco de acero relleno de mortero, y han sido aplicados en la actualidad como una buena solución estructural que permite hacer uso de la ductilidad del acero fluyendo tanto en tracción como en compresión.

Las riostras de pandeo restringido están formadas por una barra o núcleo de acero recubierto por una capa deslizante o antiadherente; esta barra se inserta en un tubo exterior, el que se rellena con mortero de cemento (grout), como se ilustra en la Figura 3. De esta forma, se logra que el núcleo de acero fluya tanto en tracción como en compresión, dado que el tubo exterior y el mortero de relleno evitan en pandeo global y local del núcleo. Las ventajas de las riostras de pandeo restringido frente a una riostra típica son significativas, debido a que se logra una respuesta estable y sin la reducción del área de los ciclos de histéresis por problemas de pandeo (Crisafulli, 2018, pág. 74).

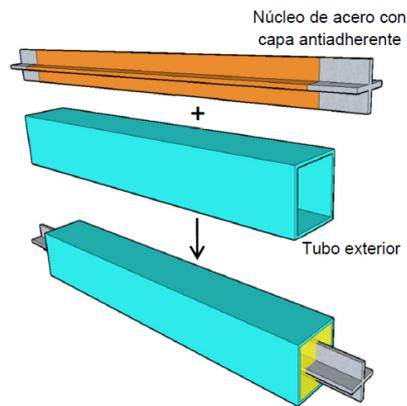


Figura 3 Detalle de una riostra de pandeo restringido, (Crisafulli 2018).

La Figura 4 se muestran algunos ejemplos de las aplicaciones de este sistema estructural:



Figura 4 Pórtico de acero con riostras de pandeo restringido, (Crisafulli 2018).

El núcleo de acero de las riostras proporciona la principal fuente de deformaciones inelásticas del elemento, éstas tienen distintas configuraciones geométricas, pueden ser: cuadrada, rectangular, circular o cruciforme, ver Figura 5. El tubo exterior de acero proporciona el mecanismo de restricción de pandeo del núcleo, la cual rodea al mismo, usualmente tiene sección circular o cuadrada.

La capa de recubrimiento antiadherente del núcleo de acero tiene las siguientes funciones: la capa debe permitir que la barra o elemento central se deforme axialmente sin interferir con el tubo exterior y el relleno de mortero. Adicionalmente, la capa debe tener un cierto espesor y

flexibilidad para permitir la dilatación lateral del núcleo (efecto Poisson) cuando es comprimido por efecto de la acción sísmica. Si dicha dilatación es restringida, se produce una interacción con el mortero de relleno y se transfiere carga axial al tubo exterior, lo que resulta en un aumento de la resistencia a compresión. Sin embargo, la capa antiadherente no puede ser demasiado flexible, caso contrario se podría producir el pandeo global de la barra central o el pandeo local (dependiendo del tipo de sección). De modo que debe llegarse a una situación de compromiso, para permitir la expansión lateral y simultáneamente controlar el pandeo de la barra central. (Crisafulli, 2018, pág. 152).

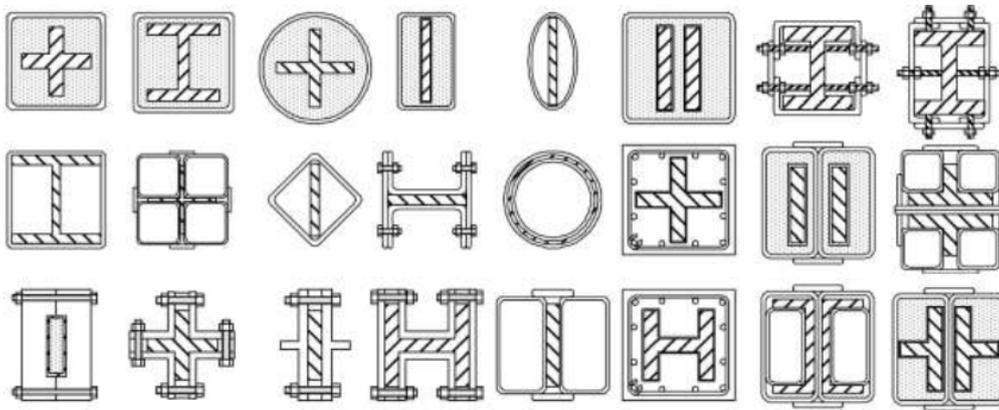


Figura 5 Configuraciones del núcleo y encamisado de una riostra de pandeo restringido -BRB, (Cancelado, 2012).

8.1.1.1 Características principales de las BRB (efe-Prima-ce CONTROL Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS)

- Resistencia a cargas de tracción y compresión.
- Alta ductilidad a tracción y compresión.
- Ciclos de histéresis estables.
- Excelente disipación de energía.
- Excelente desempeño sísmico.
- Poca degradación de rigidez.
- Cumplen con la NSR-10.
- Fácil instalación en edificaciones.

- Fácil manipulación por parte del personal en obra.

8.1.2 Ventajas de las BRB (efe-Prima-ce CONTROL Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS)

- Menor cantidad de arriostramientos y conexiones.
- Mayor libertad arquitectónica al requerirse un menor número de pórticos arriostrados.
- Aumento del desempeño sísmico estructural de las edificaciones.
- Reducción del daño sísmico en elementos estructurales, no estructurales y en contenidos (si el diseño se realizó para tal fin).
- Menor peso muerto de la edificación.
- Reducciones de las fuerzas de diseño, tanto cuando se usa como riostra avanzada como cuando se usa como disipador de energía.
- Reducción en el tamaño de columnas y vigas que no hacen parte de los pórticos arriostrados.
- Reducción de fuerzas de diseño transmitidas a cimentación.
- Aumento en la velocidad de construcción.
- Reducción en la extensión de la intervención en obra para proyectos de reforzamiento o rehabilitación estructural.

8.1.3 Comportamiento estructural de las riostras de pandeo restringido

En la Figura 6, se observa la respuesta histerética de una riostra con pandeo restringido (línea azul) y sin restricción al pandeo (línea roja). Se aprecia que hay un aumento en la resistencia cuando las riostras se someten a compresión.

De acuerdo con (Crisafulli, 2018), la riostra de pandeo restringido presenta un comportamiento casi igual en tracción y compresión, a diferencia de las riostras normales que por efecto del pandeo presentan degradación de rigidez y de resistencia, disminuyendo su capacidad de disipar energía. Así mismo, aclara que “la resistencia a compresión de la riostra puede ser mayor que la resistencia a tracción, debido a que el núcleo de acero se expande cuando es sometido a compresión” (pág.154). Por lo tanto, si la capa de recubrimiento no absorbe la expansión, la

carga se transfiere al mortero de relleno y al tubo exterior, aumentando la resistencia a compresión de la riostra.

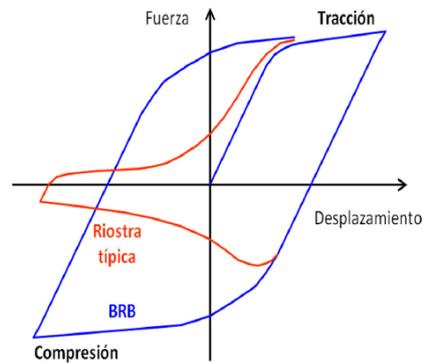


Figura 6 Comparación de los ciclos de histéresis (fuerza axial-desplazamiento) de una riostra típica con una riostra de pandeo restringido (BRB). (Crisafulli, 2018).

A continuación, se relacionan los principales modos de falla que se presentan en una riostra de pandeo restringido. Ver Figura 7:

- Pandeo flexional del núcleo de acero.
- Pandeo flexional del núcleo en modos altos de pandeo
- Pandeo torsional del núcleo en los extremos libres del núcleo o zona de transición.
- Pandeo local en los extremos libres del núcleo o zona de transición.
- Falla de la conexión.

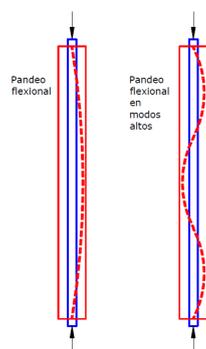


Figura 7 Modos de falla por pandeo flexional del núcleo de acero. (Crisafulli, 2018)

8.1.4 Pórticos arriostrados concéntricamente

Este tipo de estructura se caracteriza porque los ejes centrales de los miembros componentes se cortan en un punto, formando así una estructura reticulada. Es por ello que las acciones laterales de viento y sismo inducen, principalmente, esfuerzos axiales en los miembros del pórtico arriostrado. El sistema se destaca por su elevada rigidez lateral, la que permite controlar adecuadamente los desplazamientos laterales para cumplir los requerimientos de diseño.

El criterio fundamental de diseño se basaba en limitar la ocurrencia del pandeo global en las riostras comprimidas, con lo cual la estructura no tiene posibilidades de disipar energía en forma significativa. Los ensayos cíclicos mostraron que el sistema puede disipar energía luego del pandeo global de las riostras, siempre y cuando se controlen otros modos de falla frágil como el pandeo local y la fractura de las conexiones. Es decir que se comprobó experimentalmente que, mediante un diseño adecuado, se puede lograr una respuesta dúctil y estable, con buena capacidad de disipar energía. (Crisafulli 2018).

8.1.5 Fabricación y pruebas experimentales en Colombia

efe-Prima-ce, es una empresa de diseño estructural y protección sísmica de estructuras en Colombia que ha liderado la fabricación de las riostras BRB con materia prima y mano de obra local cumpliendo con los estándares colombianos de calidad y producción. Las riostras F'C BRB se le han realizado pruebas experimentales en donde los resultados obtenidos obedecen a un buen desempeño estructural cumpliendo con las exigencias del Reglamento NSR-10 y AISC 341.

La Figura 8, muestra el comportamiento histerético de las riostras F'C.

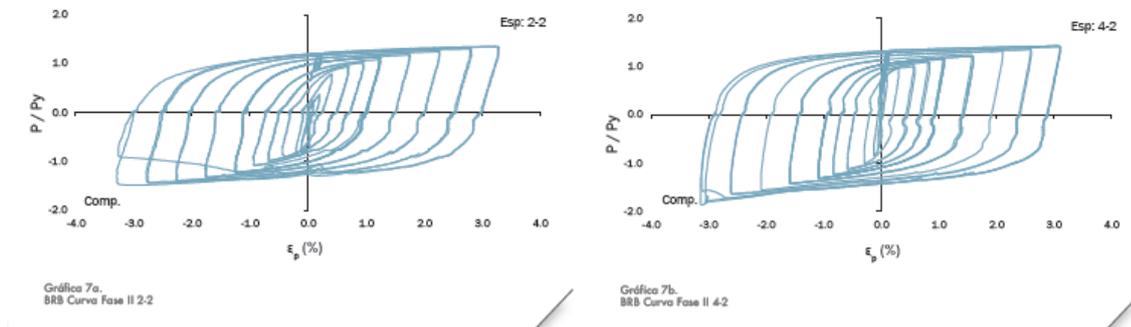


Figura 8 comportamiento hysterético de las riostras F'C. (efe-Prima-ce CONTROL Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS)

En el capítulo 7, de la presente investigación se expone una serie de resultados principales de estudios que se han realizado a nivel nacional sobre el comportamiento de disipadores hysteréticos metálicos tipo riostras con pandeo restringido en edificaciones

8.1.6 Proceso de diseño

La Figura 9, señala el flujograma del proceso general de diseño estructural para edificaciones que incorporan riostras BRB, de acuerdo con (efe-Prima-ce CONTROL Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS).

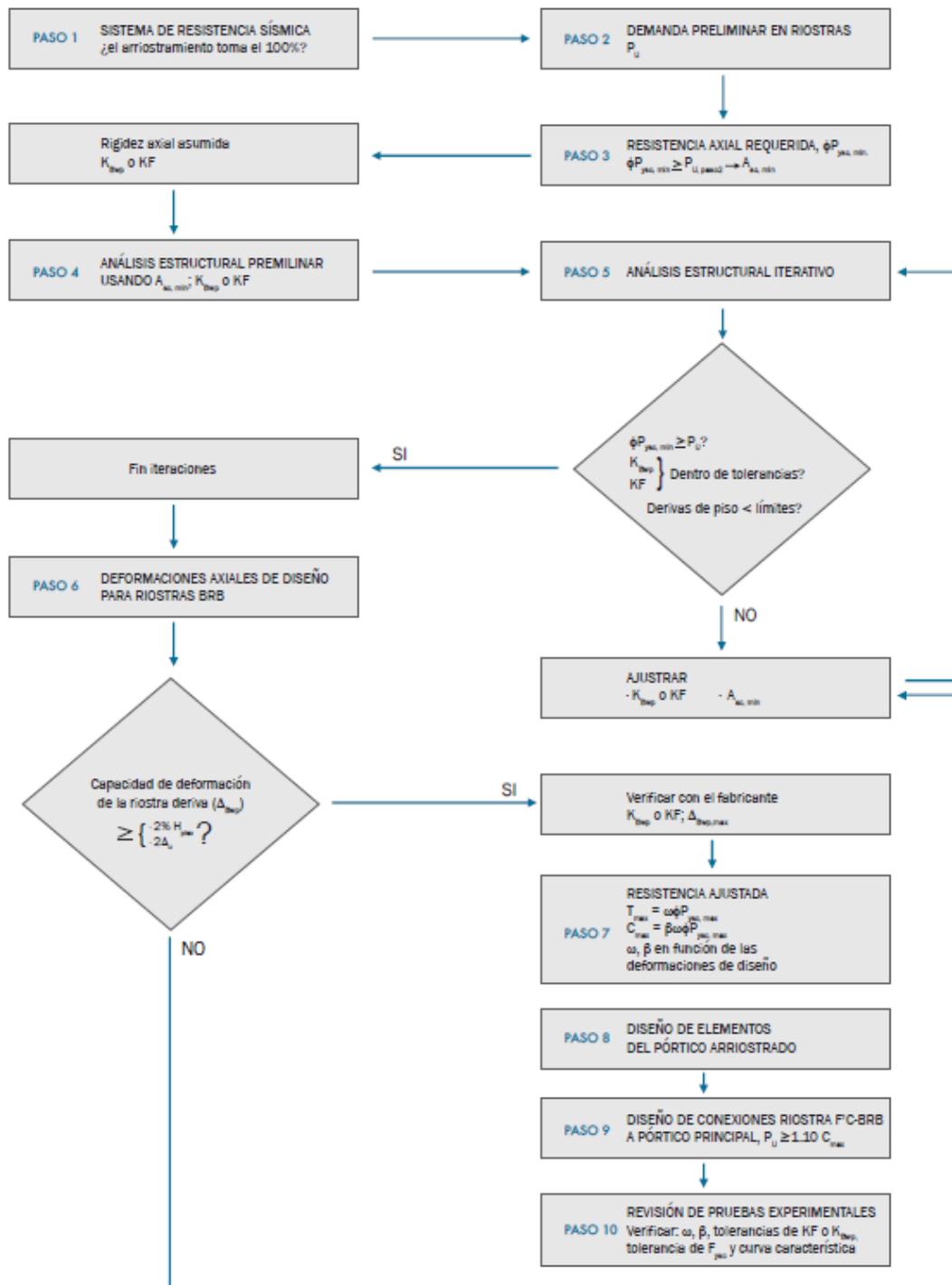


Figura 9 Diagrama de Flujo - Proceso de Diseño. (efe-Prima-ce CONTROL Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS)

8.1.7 Quantification of Building Seismic Performance Factors – FEMA P-695

La metodología usada para el desarrollo de los objetivos corresponde al informe denominado Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P-695 realizada por la Federal Emergency Management Agency (FEMA). La investigación proporciona los pasos para evaluar y determinar de manera cuantitativa los coeficientes de respuesta y el desempeño sísmico de nuevos sistemas de resistencia, dando lugar a un nivel de seguridad al colapso ante la ocurrencia de temblores equivalentes a los previstos por los códigos actuales.

Entre los factores de respuesta sísmica global se encuentran: el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R , el coeficiente de sobrerresistencia, Ω y el factor de amplificación de desplazamientos, C_d .

Según el FEMA P-695, estos factores son empleados en los códigos sismorresistentes de construcción para estimar las demandas de resistencia y deformación en el diseño sísmico de estructuras.

El procedimiento asegura un buen desempeño de seguridad de vida cuando el sistema estructural tiene probabilidad de colapso inferior o igual al 10% al ser sometido al Sismo Máximo Considerado (MCE). La Figura 10, muestra el proceso resumido de la metodología del FEMA P695.

Dado que el objetivo principal de este trabajo de tesis es determinar los coeficientes de respuesta sísmica globales de un edificio de pórticos de concreto con arriostramiento de pandeo restringido (PAPRs), se hará uso de la metodología del FEMA P695 como una herramienta para la evaluación del riesgo del colapso de un sistema estructural individual. Particularmente, se empleará la metodología del Apéndice F; la Figura 11, ilustra una síntesis de este capítulo.

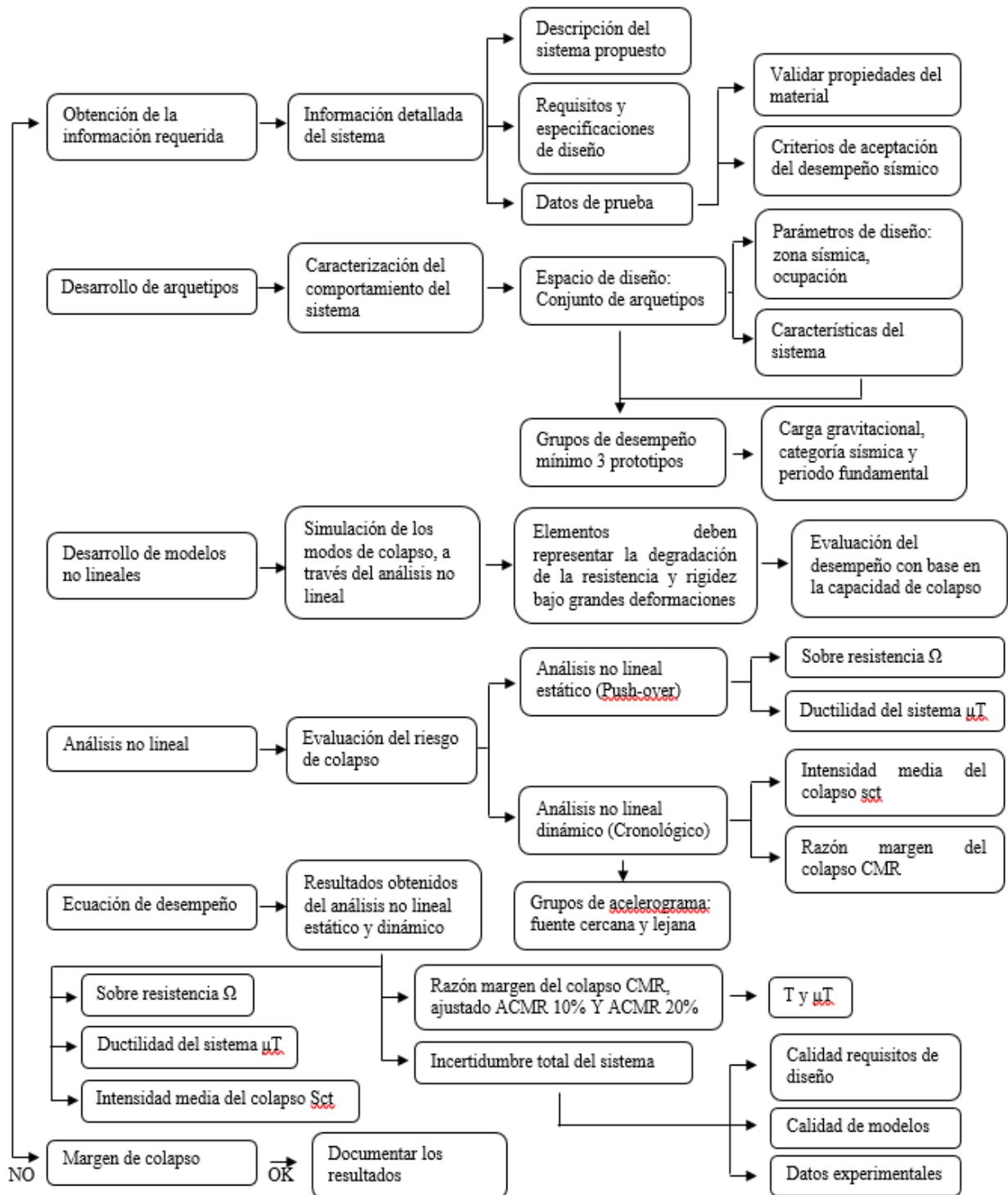


Figura 10 Proceso resumido Metodología FEMA P-695

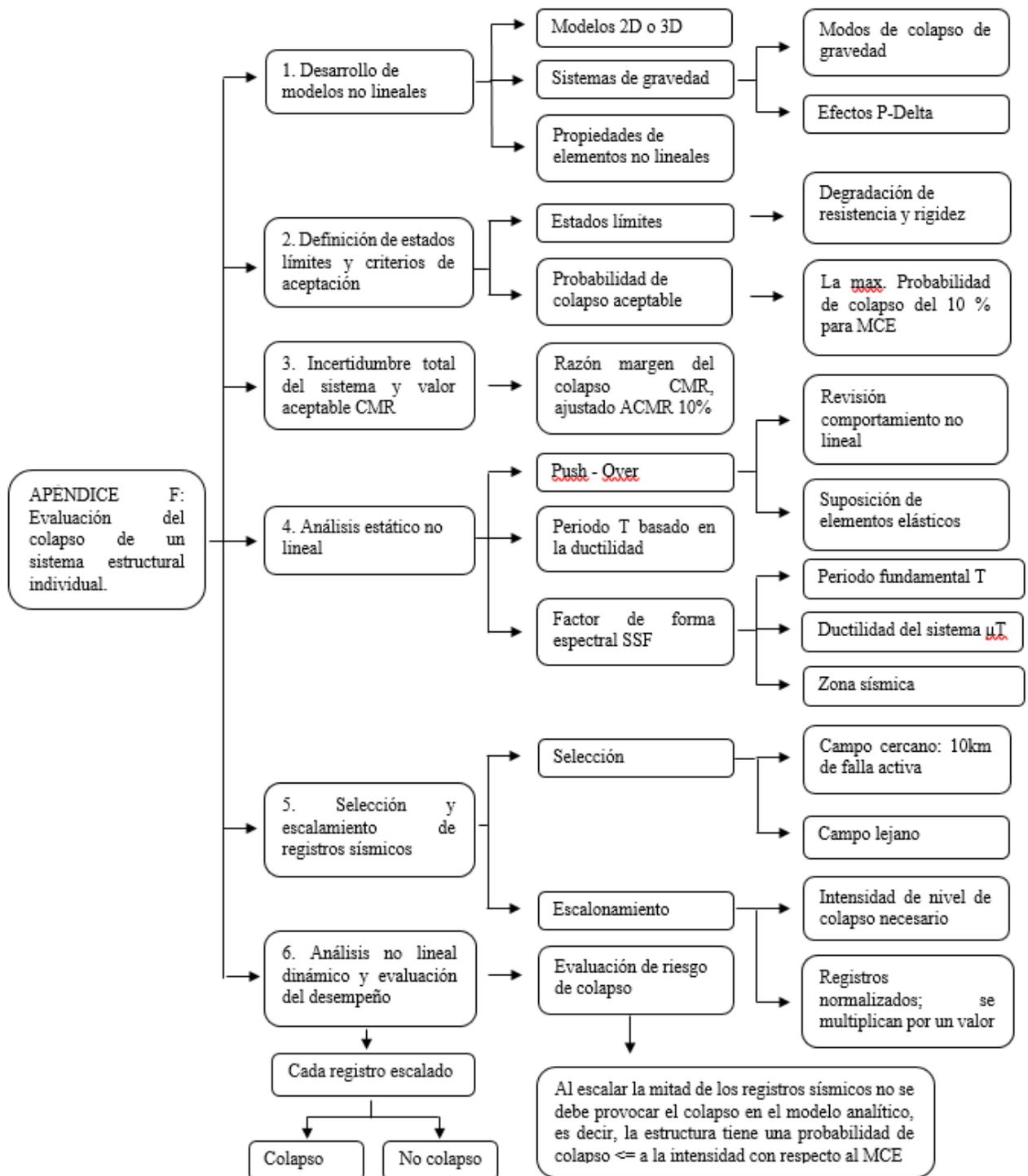


Figura 11 Síntesis del apéndice F de la Metodología FEMA P695

8.1.8 Simulación de modos de colapso

La metodología del FEMA P-695 en la sección 5.4, especifica que los modelos deben simular dentro de lo posible los modos de deterioro que contribuyen al colapso.

El software de análisis estructural Etabs 2016, posee internamente modelos de deterioro que permiten simular la rigidez, resistencia y deformaciones inelásticas bajo cargas cíclicas reversas de los componentes estructurales.

Para las columnas en concreto, la modelación de la rotulas se realizó a través de las hinge tipo fibra, según CSI, este tipo de articulaciones son mas más precisas ya que la relación del material no lineal de cada fibra realiza la interacción automática, los cambios a lo largo de la curva de rotación de momento y la deformación axial plástica.

Por otra parte, para las vigas de concreto, el programa permite al usuario asignar las rotulas plásticas tipo concentrada de manera automática sobre el elemento a partir de la sección asignada previamente definida según el diseño estructural. Los criterios de aceptación usados por el software corresponden a las Tablas de las ASCE 41-13.

8.1.8.1 Criterios de aceptación

Para llevar esto a cabo el desarrollo del objetivo principal de esta tesis, se requiere evaluar el desempeño sísmico de la estructura. La ASCE 41-13, la ASCE 41-17 y la ATC-40, establecen los límites de desempeño en término de las deformaciones.

La respuesta de un elemento se mide en función del criterio de aceptación establecido; entre los cuales se encuentra: objetivo de rehabilitación sísmica, nivel de desempeño de la edificación y nivel de intensidad sísmica.

- **Objetivo de Desempeño Sísmico:**

La ASCE 41-13, describe tres objetivos específicos de desempeño: objetivo básico de desempeño, objetivo de rehabilitación mejorada y objetivo de desempeño mejorado.

El objetivo de desempeño sísmico seleccionado para este proyecto, es el de objetivo básico de desempeño (BSO). De acuerdo con la ASCE 41-13, se espera que los edificios que cumplan con la BSO experimenten poco daño por sismos moderados y frecuentes y daños significativos por sismos más severos y poco frecuentes.

- **Nivel de Desempeño de la Edificación**

Los documentos ATC-40 y FEMA-273 definen criterios de desempeño en términos de las deformaciones para las rotulas utilizadas en el análisis pushover. La Figura 13, define el comportamiento de desviación de la fuerza para las rotulas en los cinco puntos designados A, B, C, D y se utilizan tres puntos con la etiqueta IO, LS y CP para definir los criterios de aceptación para la rótula. Los valores asignados a cada uno de estos puntos varían según el tipo de elemento.

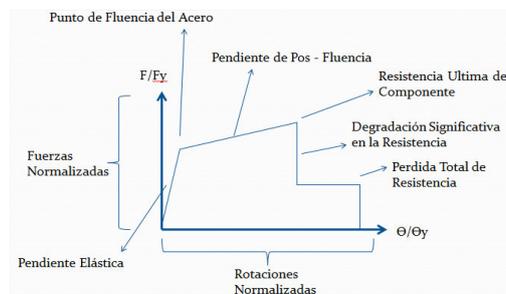


Figura 12 Relaciones carga-deformación para elementos componentes del sistema estructural.

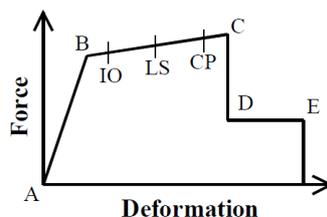


Figura 13 Criterios de aceptación

- Un elemento cuya respuesta este entre B y IO indica que la estructura puede ser ocupada de inmediato luego del sismo.
- Entre IO y LS, criterio usado para establecer la seguridad de las vidas de los ocupantes.
- En CP será necesario prevenir el colapso por medio de rehabilitación al elemento en cuestión.

IO (Ocupación inmediata): Los espacios de la edificación, así como todos sus sistemas primarios y equipamientos permanecen utilizables después del evento. La estructura no sufre daños importantes.

LS (Seguridad a la vida): El nivel de daño de la edificación presenta una baja probabilidad de atentar contra la vida de las personas. Es el nivel de desempeño que se pretende alcanzar con los códigos de diseño.

CP (Colapso preventivo): Para este nivel de daño la estructura no tiene ninguna reserva que le permita soportar una réplica, solo mantiene la estabilidad para cargas verticales, sin embargo, la evacuación debe ser inmediata y probablemente se deba demoler la edificación.

La ASCE 41-13 en las tablas C1-1 a C1-7, clasifica los niveles de desempeño con base al daño al cual puede estar sometido el edificio, describiendo en cada nivel la cantidad de daño estructural y no estructural que el edificio experimentará.

Nivel de Intensidad Sísmica

Los sismos que corresponden para el objetivo básico de desempeño (BSO) según la ASCE 41-13 son Basic Safety Earthquake 1 BSE-1 y BSE-2. La Tabla 1, relaciona los sismos y sus periodos de retorno medio utilizados para el desarrollo de los análisis no lineales:

Sismo de Diseño (DE), es definido probabilísticamente como un evento con 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años y un periodo de retorno de 475 años, y representa a un sismo ocasional que podría experimentar una estructura en su vida útil.

Sismo Máximo Considerado (MCE), es definido determinísticamente como el nivel máximo de sismo que podría experimentar una estructura. También podría ser calculado como un sismo con 2% de probabilidad de ser excedido en 50 años y un periodo de retorno de 2500 años.

NIVELES DE INTENSIDAD SÍSMICA	
INTENSIDAD SÍSMICA - PROBABILIDAD DE EXDENCIA	PERIODO MEDIO DE RETORNO (Años)
BSE 1 - 10% / 50 Años	475
BSE 2 - 2% / 50 Años	2500

Tabla 1 Niveles de intensidad sísmica. ASCE 41-13.

8.1.9 Modos de colapso no simulados

Las riostras de pandeo restringido se modelaron a través del uso de elementos no lineales tipo link, mediante la ecuación de Wen, incorporada en el software, “ya que este modelo es capaz de representar de buena forma leyes constitutivas bilineales histeréticas, como en el caso de disipadores metálicos. La principal ventaja de este modelo es su refinamiento y exactitud, pues al variar sus parámetros es posible emular una gran variedad de comportamientos elastoplásticos que sirven para caracterizar la respuesta de un dispositivo en el tiempo” (Martinez & Maureira, 2017).

Los elementos no lineales tipo link no simulan un modelo de colapso explícito; por lo tanto, se debe monitorear las respuestas máximas de las riostras BRB a través, de los estados límites de los componentes estructurales usando un comportamiento elasto-plástico y por medio de los criterios de aceptación definidos.

8.1.9.1 Criterios de Aceptación para las BRB

Los criterios de aceptación son usados para comparar las relaciones de capacidad demanda de las riostras BRB tanto a tensión como a compresión puesto que las capacidades son relativamente iguales.

Un estudio denominado Collapse Prevention seismic performance assessment of new buckling restrained braced frames using ASCE 41, demostró que los factores de la ASCE 41 indican niveles de desempeño muy variables, esto se debe, a que posiblemente la ASCE 41 contiene una serie de supuestos conservadores para BRB, ya que se basan en pórticos concéntricos arriostrados con riostras convencionales con una capacidad de ductilidad menor que las BRB.

(Speicher & Harris, 2018) investigaron el comportamiento de un conjunto de marcos arriostrados diseñados con ASCE 7, en el cual concluyeron que los BRB pueden alcanzar deformaciones axiales por fluencia de $20\Delta y$ o más. En contraste, la deformación inelástica permisible de ASCE 41, CP es $13.3\Delta y$.

A nivel nacional, los ingenieros (Oviedo Amézquita, Jaramillo Santana, & Blandón Uribe, 2019), a través de un programa experimental llamado, Evaluación experimental bajo condiciones de fatiga de riostras restringidas contra pandeo fabricadas en Colombia, demostraron que la “deformación acumulada resultó mayor que límites establecidos para diferentes niveles de intensidad sísmica (sismo de diseño y máximo), indicando suficiente capacidad de disipación de energía”. En la Fase I de este estudio, los especímenes tuvieron deformaciones máximas en promedio de 2.1%. En la Fase II, Oviedo-A JA (2017), obtuvieron deformaciones unitarias máximas hasta del 3%.

El uso de los criterios de aceptación no lineales de acuerdo al ASCE 41-17 correspondientes a riostras de pandeo restringido en tensión limitaría la demanda a 3, 10 y 13.3 veces la deformación axial de fluencia para Ocupación inmediata, IO, Seguridad de vida, LS y Prevención de colapso, CP, respectivamente.

Con base en los datos de prueba proporcionados por (Speicher & Harris, 2018), así como en estudios experimentales previos resumidos por (Oviedo Amézquita, Jaramillo Santana, & Blandón Uribe, 2019), se puede concluir que los BRB son capaces de alcanzar capacidades de ductilidad máximas significativas de hasta 20 Δy .

De acuerdo con las investigaciones antes mencionadas y con el fin de determinar el desempeño de las riostras BRB, los criterios de aceptación considerados para esta tesis se derivan de los datos experimentales y del código ASCE 41-17. Particularmente, la Prevención de colapso, CP se evaluará a través de los datos de los resultados experimentales, 20 Δy . La Tabla 2 enumera los factores.

	CRITERIOS DE ACEPTACIÓN	
	ASCE 41-17	CRITERIO DESARROLLADO
		BRB
Ocupación Inmediata, IO	3 Δy	3 Δy
Seguridad de viga, LS	10 Δy	10 Δy
Colapso preventivo, CP	13.3 Δy	20 Δy

Tabla 2 Criterios de aceptación BRB.

8.1.10 Análisis no lineal estático Push-Over

El análisis estático no lineal o análisis push over, es una metodología basada en el diseño por desempeño, la cual determina la respuesta no lineal de un sistema estructural. Las características no lineales fuerza vs deformación de la estructura se representan por medio de la curva de capacidad.

De acuerdo con (Navarro Cieza, 2014), los espectros de respuesta inelástico se utilizan para determinar el máximo desplazamiento que puede experimentar una estructura durante un sismo dado. El modelo matemático se modifica para tener en cuenta la degradación de resistencia de los elementos que ceden, posteriormente se aplica un patrón de cargas laterales que se incrementa en cada iteración hasta llevar la estructura más allá del rango elástico y, posteriormente, al colapso o hasta una deformación máxima. (Zabala Jorquera, 2017).

Utilizando esta metodología, es posible identificar la secuencia del agrietamiento, fluencia y fallo de los componentes, los estados límites de servicio y la historia de deformaciones y cortes en la estructura que corresponde a la curva de capacidad (Ver Figura 14).

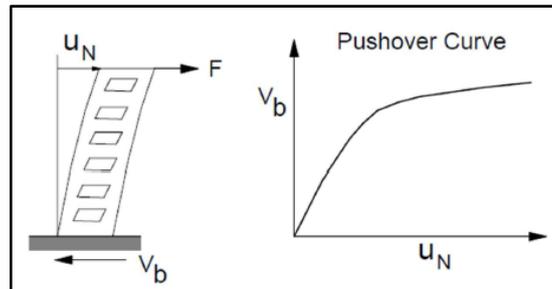


Figura 14 Curva de capacidad o pushover: cortante basal frente a desplazamiento de techo

Graficando la curva de capacidad y el espectro de diseño en forma de aceleración vs desplazamiento espectral, se determina el punto de desempeño de la estructura por medio del punto de corte de las dos gráficas, permitiendo además realizar un análisis de los mecanismos de falla.

Los procedimientos de análisis no lineal tal como el método de capacidad-espectro, requiere de tres conceptos fundamentales: capacidad, demanda y desempeño.

Capacidad

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y capacidad de deformación de sus componentes individuales. La capacidad hace referencia al punto de desempeño del elemento o la curva de capacidad estructural.

Demanda

Es la cantidad de fuerza o deformación impuesta en un elemento o componente. (FEMA 356, 2000).

Desempeño

La verificación del desempeño verifica que los componentes estructurales y no estructurales no estén dañados más allá de los límites aceptables del desempeño objetivo.

En los códigos de sismo resistencia se encuentra varios métodos para el análisis pushover, entre los cuales se encuentra:

- Método de Capacidad Espectral (CSM) de la Norma ATC-40
- Método N2 (MN2) del EC8 o EN 1998
- Método del Coeficiente de Desplazamiento (MCD) de ASCE-41 y FEMA 273

A continuación, se define el método de la capacidad espectral (CSM), el cual será desarrollado para el cumplimiento de los objetivos de esta investigación.

8.1.10.1 Método de Capacidad Espectral (CSM) de la Norma ATC-40

De acuerdo con la ATC-40 “la curva de capacidad es útil porque permite conocer las características de desempeño de la edificación, sin embargo, para determinar si es aceptable respecto a un objetivo de desempeño, es necesario estimar el desplazamiento máximo probable asociado a una sollicitación sísmica”

Por consiguiente, una de las metodologías desarrolladas para determinar el desplazamiento máximo probable es el método de capacidad espectral. (Zabala Jorquera, 2017) “Este método consiste en comparar la curva pushover y el espectro de diseño, representados ambos en formato aceleración-desplazamiento espectral”.

Los siguientes son los pasos resumidos para desarrollar el método:

- Desarrollar la respuesta espectral al 5% de amortiguación
- Convertir la curva de capacidad (V-d), a una curva denominada espectro de diseño (Sa-Sd) y superponer las gráficas.

- Conversión del espectro de respuesta (S_a-T) a una curva de espectro de aceleración-desplazamiento (S_a-S_d). Ver Figura 15.

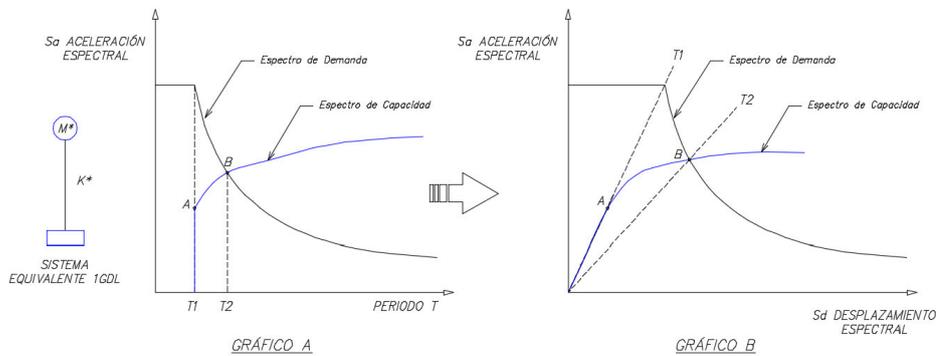


Figura 15 Conversión del espectro de respuesta. (Ronald, 2015)

Debido a que se considera un sistema de 1GDL, La transformación del espectro de aceleraciones (S_a-T), al formato mencionado se puede realizar mediante la ecuación:

$$S_d = \frac{S_a T^2}{4\pi^2}$$

- Determinación del punto de desempeño.
- Convertir el espectro de capacidad a una representación bilineal.
- Calcular los factores de reducción espectral.
- Establecer si el espectro de la demanda se intercepta con el espectro de la capacidad en el punto de desempeño, o si el desplazamiento en que se cruzan los espectros se encuentra dentro de valores aceptables; para cual este punto representa el desplazamiento máximo probable asociado a una sollicitación sísmica; de lo contrario se selecciona un nuevo punto de desempeño y se repiten los pasos.

8.1.10.2 Determinación de los coeficientes sísmicos de diseño

El factor de sobrerresistencia, Ω_0 y la ductilidad basada en el periodo μT se determina con base a la curva idealizada pushover. Ver Figura 16. De acuerdo con FEMA P-695, “el cortante basal

máximo V_{max} se toma como la resistencia máxima en cualquier punto de la curva pushover y el desplazamiento último δ_u , se registra cuando el desplazamiento de cubierta pierde un 20% de la capacidad del corte basal ($0.8V_{max}$)”, como se ilustra en la Figura 17.

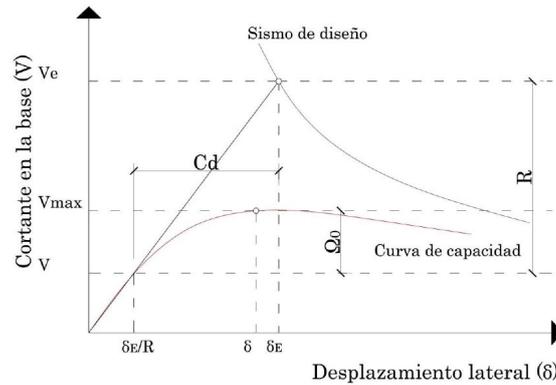


Figura 16 Determinación de los factores de evaluación de la respuesta sismorresistente de los edificios. FEMA P695.

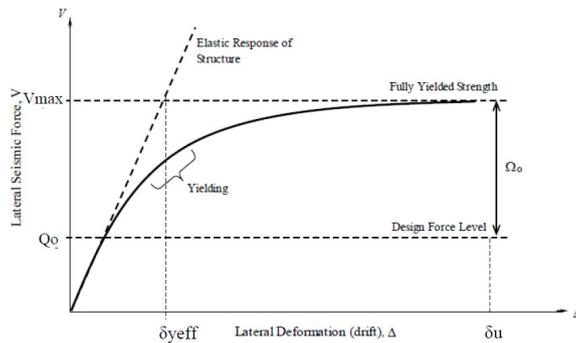


Figura 17 Curva estática no lineal idealizada. Fuente: (Patricio, 2018)

De la figura anterior, se define el factor de reducción de respuesta:

$$R = \frac{V_E}{V}$$

Ecuación 1

Donde V_E es el valor de la fuerza que debería desarrollar el sistema si este se mantuviese elástico y V es el valor del cortante prescrito para el diseño.

La reserva de resistencia se define mediante:

$$\Omega_0 = \frac{V_{max}}{V}$$

Ecuación 2

Siendo V_{max} el valor máximo del cortante en el base alcanzado durante el análisis con empuje incremental o máxima resistencia lateral de la estructura.

La ductilidad (μ_T) y el desplazamiento efectivo de fluencia δ_{yeff} queda definido por:

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{yeff}}$$

Ecuación 3

$$\delta_{yeff} = C_o \frac{V_{max}}{W} \left[\frac{g}{4\pi^2} \right] T^2$$

Ecuación 4

Donde C_o está relacionada al modo fundamental del desplazamiento de techo, V_{max}/W es el corte máximo normalizado respecto al peso del edificio, g es la constante de gravedad y T es el periodo fundamental del modelo.

8.1.10.3 Parámetros de diseño

Para el caso de estudio en referencia, se utiliza un modelo no lineal estático de plastificación progresiva conocido en inglés con el nombre de “push-over”, se incluye los efectos torsionales y el efecto p-delta. Un análisis p-delta depende del momento secundaria $P\Delta$, por lo tanto, los efectos p-delta son causados debido a la no linealidad geométrica. Así mismo, se consideran los efectos de fisuración de la sección en el caso de las propiedades de rigidez, de elementos de concreto, para la simulación del colapso, los elementos deben capturar la degradación de resistencia y rigidez bajo grandes deformaciones.

La norma NSR-10 en el capítulo C.10.10.4.1 establece los siguientes porcentajes de agrietamiento para los elementos de concreto. Ver Tabla 3:

PARAMETROS DE DISEÑO	PROPIEDAS ELEMENTOS EN LA ESTRUCTURA
Rigidez asumida	
Vigas	0.35 EI_g
Columnas	0.70 EI_g
Tipo de diafragma	Rigido

Tabla 3 Rigidez asumida para elementos de concreto, de acuerdo con la NSR-10.

El análisis será realizado definiendo un caso de carga gravitacional estática no lineal, la combinación empleada se plantea de la siguiente forma:

$$1.0 D + 1.0L$$

Ecuación 5

donde D es la carga muerta de la estructura y la carga muerta superpuesta, y L es la carga viva.

Las fuerzas laterales deben ser aplicadas al centro de masa y las fuerzas horizontales son distribuidas de manera proporcional de acuerdo a la forma modal fundamental de la estructura. Las cargas laterales se deben incrementar en cada iteración llevando la estructura desde la zona elástica hasta entrar en la zona inelástica.

8.1.11 Análisis dinámico no lineal cronológico

“La esencia de la acción sísmica es la naturaleza dinámica de la carga, lo que conlleva a la variabilidad en el tiempo de las fuerzas internas del sistema y su estado (definido en términos de desplazamientos y deformaciones). Por lo tanto, mientras un problema estático tiene una única solución independiente del tiempo, la solución de un problema dinámico requiere la descripción del sistema en todos los instantes dentro del período en estudio, lo cual conlleva a grandes esfuerzos analíticos y numéricos que pueden, a su vez, implicar el uso de una herramienta computacional”. (Villalba, Mora, & Maldonado, 2006).

Los análisis dinámicos no lineales se realizan teniendo en cuenta los factores de carga presentados en la Ecuación 5 y mediante los registros sísmicos presentados en la sección 10.5.3.

Estos análisis, permiten determinar la intensidad media de colapso, \bar{S}_{CT} y la relación de margen de colapso CMR. El FEMA P-695, define la intensidad del movimiento del suelo, S_T como, la intensidad media espectral del conjunto de registros sísmicos a partir del periodo fundamental de la estructura.

8.1.11.1 Intensidad sismo máximo considerado (MCE)

De acuerdo con la ASCE/SEI 7-05 y la metodología del FEMA P-695, la evaluación del riesgo de colapso se calcula a partir de la intensidad del movimiento del suelo asociadas al sismo máximo considerado (Maximun Considered Earthquake, MCE, por sus siglas en inglés).

8.1.11.2 Conjunto de registros sísmicos

La metodología del FEMA P-695, requiere un conjunto de registros sísmicos que pueden ser de fuente lejana o cercana, los primeros, entre otras características, se refieren a movimientos del suelo registrados en sitios ubicados a igual o a más de 10 km de la ruptura de la falla y los últimos registran movimientos de suelo en sitios menores de 10 km de la ruptura de la falla. Estas familias de acelerogramas se utilizan para llevar a cabo el análisis dinámico no lineal cronológico y la evaluación del riesgo de colapso.

De acuerdo con las disposiciones sísmicas del reglamento NSR-10, cuando se utilice un análisis contra el tiempo, obtenidas integrando paso a paso la ecuación de movimiento, los registros sísmicos deben cumplir una serie de requisitos entre los cuales se encuentran: un mínimo de tres (3) acelerogramas diferentes, todos ellos representativos de los movimientos esperados del terreno. Los registros deben ser consistentes con los movimientos sísmicos de diseño prescritos para el lugar, pero que cumplan la mayor gama de frecuencias y amplificaciones posible.

La información de fondo sobre la selección de los registros sísmicos se presenta de forma detallada en el Apéndice A, de la metodología del FEMA P-695; no obstante, es necesario mencionar que, el objetivo de esta tesis no es la selección de los registros sísmicos, como consecuencia, queda fuera del alcance del desarrollo de esta investigación; sin embargo, son representativos de las características locales del sitio de estudio.

8.1.11.3 Normalización de registros sísmicos

Para el análisis de respuesta contra el tiempo, el FEMA P-695, establece que los registros sísmicos individuales deben ser normalizados y escalados por el mismo factor, este factor representa una intensidad de colapso de una estructura dada. Para llevar a cabo este proceso se escala de manera colectiva los registros sísmicos a una intensidad específica que garantiza que la aceleración media espectral de la familia de acelerogramas coincida con la aceleración espectral del MCE en el período fundamental, T , del arquetipo analizado.

8.1.11.4 Análisis Dinámico Incremental IDA

La evaluación de colapso requiere definir los parámetros CMR, el cual se define como, la relación entre la intensidad media de colapso, \bar{S}_{CT} , este parámetro consiste en escalar colectivamente a intensidades crecientes el conjunto de registros sísmicos normalizados hacia arriba o hacia abajo hasta que el 50% de los registros considerados provoquen en la estructura el colapso definido y la intensidad del sismo máximo considerado, S_{MT} obtenida del espectro del MCE en el periodo fundamental de la estructura. Estos parámetros se pueden representar a través del concepto de análisis dinámico incremental (IDA).

El CMR, es considerado el parámetro principal para caracterizar la seguridad contra el colapso de una estructura.

$$CMR = \frac{\bar{S}_{CT}}{S_{MT}}$$

Ecuación 6

El análisis dinámico incremental (Incremental dynamic analysis, IDA, por sus siglas en inglés), consiste en someter una estructura a una sucesión de análisis no lineales de respuesta en el tiempo, donde se va aumentando la intensidad; es decir, se amplifica continuamente la aceleración del terreno representado por medio de un acelerograma, hasta alcanzar algún estado límite predefinido.

Los siguientes son los conceptos fundamentales para un estudio IDA

- **Factor de Escala (SF):** Es quien escala el acelerograma monotónicamente a partir de un valor bajo que tiene una respuesta elástica hasta un valor en donde se puede observar el comportamiento no lineal de la estructura. Este escalar no puede ser negativo. Para un valor de $SF=1$ corresponde al acelerograma natural, un $SF<1$ pertenece a la reducción del acelerograma y un $SF>1$ corresponde a una amplificación del acelerograma. Cada factor genera un punto en el análisis IDA. (García Zúñiga & Calderón Cari, 2018).
- **Medida de la intensidad del suelo (IM):** Se establece como un escalar no negativo aplicado a los factores de escala. De acuerdo con la literatura muchas variables del movimiento del suelo no pueden ser escaladas, tales como la magnitud y la duración del sismo, no obstante, existen algunos ejemplos escalables como: la aceleración pico efectiva, la velocidad pico y la aceleración espectral amortiguada al primer modo de vibración de la estructura. (Fadul & Tomás, 2016).
- **Medida de daño (DM):** De acuerdo con (Vamvatsikos & Cornell, 2001), DM es una cantidad observable que es parte de, o se puede deducir, de la salida del análisis dinámico no lineal. La selección adecuada de un DM está relacionada con la estructura misma, ya que esta permite evaluar diferentes características de respuesta, estados límite o modos de falla de interés en una evaluación basada en el desempeño. Las posibles selecciones de un DM pueden ser: cortante de piso, rotaciones en los nodos, deriva máxima de piso, entre otros.

8.1.12 Evaluación del desempeño

La Figura 18, describe el procedimiento del capítulo 7 del FEMA P-695, para la evaluación del desempeño.

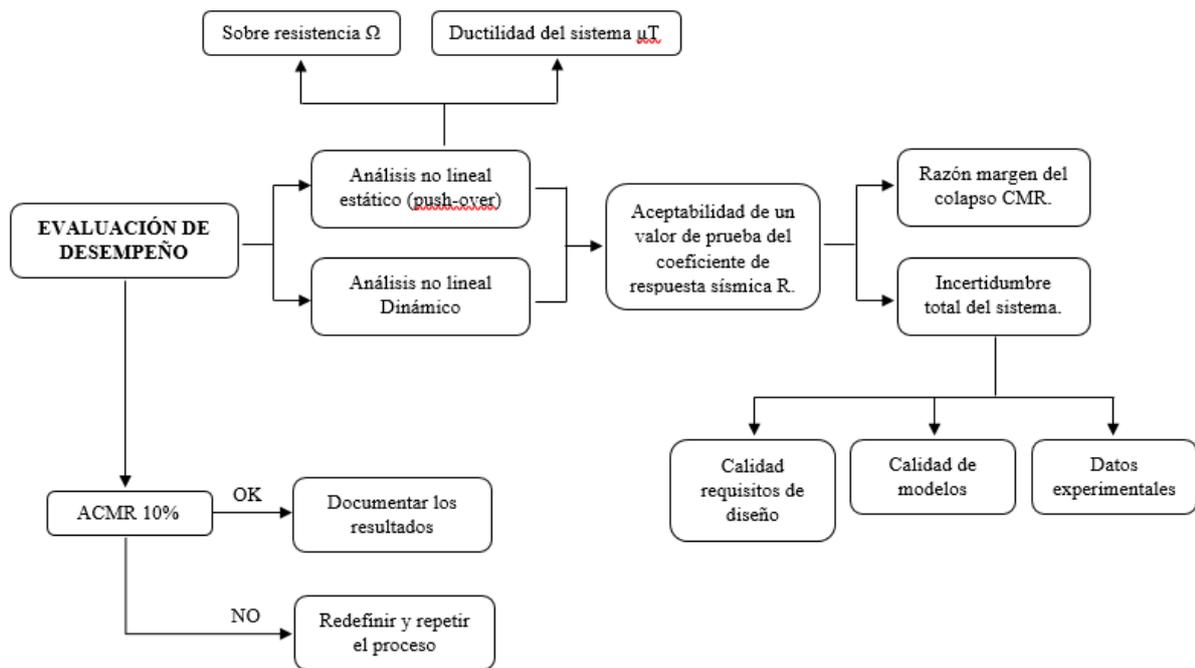


Figura 18 Procedimiento de evaluación del desempeño

Así mismo, el proceso de evaluación se realizó conforme con el Apéndice F del FEMA P-695, el cual determina que un sistema estructural individual cumple con los objetivos de evaluación del riesgo de colapso cuando la relación de margen de colapso ajustada ACMR tiene valores aceptables con respecto al sismo máximo considerado (MCE).

Por otra parte, la mitad de los registros sísmicos no deben provocar el colapso al modelo matemático de diseño. Si estos valores no son aceptables, el sistema debe ser redefinido, reanalizado y reevaluado repitiendo todo el proceso anteriormente descrito en la sección 8.1.9.

Finalmente, la metodología sugiere que, la probabilidad de colapso debido al sismo máximo considera (MCE) se limite al 10%, para sistemas que representan un solo sistema estructural individual.

8.1.12.1 Relación margen de colapso ajustada

De acuerdo con la metodología, la relación del margen del colapso CMR se puede ver afectada significativamente por el contenido de frecuencias (forma espectral) de los registros sísmicos; por lo tanto, la relación del margen del colapso CMR, se modifica para obtener la relación del margen de colapso ajustado ACMR para cada prototipo. El factor de forma espectral SSF es función del período fundamental T, de la ductilidad μT y de la zona sísmica.

Los resultados de análisis tridimensionales han demostrado tener en promedio un 20% menos que la intensidad media del colapso como resultado de análisis bidimensionales. En otras palabras, los análisis tridimensionales son más exactos en comparación con los análisis bidimensionales; por lo tanto, la metodología sugiere aplicar un factor multiplicador de 1.2 además del factor de forma espectral.

$$ACMR_i = SSF_i \times CMR_i \times 1.2$$

Ecuación 7

Los factores de forma espectral, SFF, se encuentran especificados en las tablas 7-1a y 7-1b del FEMA P-695 para diferentes categorías sísmicas conforme a la normativa norteamericana. Los SSF son aplicables para Estados Unidos; por lo tanto, el criterio tomado para este estudio es tomar el factor más desfavorable para el cálculo del ACMR, el cual corresponde a la Tabla 7-1a del FEMA P-695.

De acuerdo con el FEMA P-695, la utilización de determinados acelerogramas al realizar los análisis dinámicos no lineales, puede conducir a un efecto de pérdida de rigidez del sistema estructural cuando este se comporta inelásticamente. Todo esto hace que se reduzca la capacidad destructiva del sismo aplicado, es por ello que se recomienda aplicar los factores de ajuste de la Tabla 4 (Tabla 7-1 a del FEMA P695) que se muestra a continuación.

T	PERIODO BASADO EN LA DUCTILIDAD, μ_r							
s	1.00	1.10	1.50	2.00	3.00	4.00	6.00	8.00
0.50	1.00	1.02	1.04	1.06	1.08	1.09	1.12	1.14
0.60	1.00	1.02	1.05	1.07	1.09	1.11	1.13	1.16
0.70	1.00	1.03	1.06	1.08	1.10	1.12	1.15	1.18
0.80	1.00	1.03	1.06	1.08	1.11	1.14	1.17	1.20
0.90	1.00	1.03	1.07	1.09	1.13	1.15	1.19	1.22
1.00	1.00	1.04	1.08	1.10	1.14	1.17	1.21	1.25
1.10	1.00	1.04	1.08	1.11	1.15	1.18	1.23	1.27
1.20	1.00	1.04	1.09	1.12	1.17	1.20	1.25	1.30
1.30	1.00	1.05	1.10	1.13	1.18	1.22	1.27	1.32
1.40	1.00	1.05	1.10	1.14	1.19	1.23	1.30	1.35
1.50	1.00	1.05	1.11	1.15	1.21	1.25	1.32	1.37

Tabla 4 SSF, para arquetipos SDC B, C, D min. Modificado Tabla 7-1a FEMA P-695

8.1.13 Incertidumbre total del colapso β_{TOT}

La incertidumbre total de colapso, debe tener en cuenta todas las fuentes de incertidumbre en la respuesta del colapso, tales como: **incertidumbre de registro a registro (β_{RTR})**, **incertidumbre de requisitos de diseño (β_{DR})**, **incertidumbre calidad de datos de la investigación experimental (β_{TD})**, **incertidumbre calidad de modelado (β_{MDL})**. Con la combinación de las incertidumbres anteriores se obtiene la incertidumbre total de colapso.

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2}$$

Ecuación 8

Donde:

- β_{TOT} = incertidumbre de colapso total del sistema (0.275 – 0.950).
- β_{RTR} = incertidumbre de colapso registro a registro (0.20 – 0.40).
- β_{DR} , β_{TD} , β_{MDL} = incertidumbre relacionada a los requerimientos de diseño, datos experimentales y calidad del modelado respectivamente. (0.10 – 0.50).

Las siguientes son las fuentes de incertidumbre consideradas en el proceso de evaluación del colapso:

Incertidumbre de registro a registro (β_{RTR})

De acuerdo con el FEMA P-695, esta incertidumbre se debe a la variabilidad en la respuesta de los arquetipos de índice a diferentes movimientos de registros sísmicos. Estudios advierten que los valores de variabilidad se encuentran desde 0.35 a 0.45 para edificios típicos. La metodología fija el valor de 0.40 para sistemas estructurales con ductilidades basadas en periodo $\mu T \geq 3$.

$$0.20 \leq [\beta_{RTR} = 0.1 + 0.1\mu_T] \leq 0.40$$

Ecuación 9

Incertidumbre de requisitos de diseño (β_{DR})

Se encuentra relacionada con la integridad y robustez de los requisitos de diseño. Ver Tabla 5.

INTEGRIDAD Y ROBUSTEZ	CONFIANZA BASADA EN REQUERIMIENTOS DE DISEÑO		
	ALTA	MEDIA	BAJA
Alta: Extensa garantía contra modos de falla imprevistos. Se abordan todos los temas importantes de diseño y garantía de calidad.	(A) <i>Superior</i> $\beta_{DR} = 0.10$	(B) <i>Bueno</i> $\beta_{DR} = 0.20$	(C) <i>Justa</i> $\beta_{DR} = 0.35$
Media: Garantía razonable contra modos de falla imprevistos. Se abordan la mayoría de los importantes relacionadas con el diseño y la garantía de calidad.	(B) <i>Bueno</i> $\beta_{DR} = 0.20$	(C) <i>Justa</i> $\beta_{DR} = 0.35$	(D) <i>Pobre</i> $\beta_{DR} = 0.50$
Baja: Garantía cuestionable contra modos de falla imprevistos. Muchos problemas importantes de diseño y garantía de calidad no se abordan.	(C) <i>Justa</i> $\beta_{DR} = 0.35$	(D) <i>Pobre</i> $\beta_{DR} = 0.50$	

Tabla 5 Calidad para requisitos de diseño. Modificado Tabla 3-1 FEMA P-695

Calidad de datos de la investigación experimental (β_{TD})

Fuente relacionada con la integridad y robustez de la calidad de datos experimentales usados para determinar las características de los arquetipos de índice. Ver Tabla 6.

INTEGRIDAD Y ROBUSTEZ	CONFIANZA BASADA EN REQUERIMIENTOS DE DISEÑO		
	ALTA	MEDIA	BAJA
Alta: Materiales, conexiones, ensamblaje y el comportamiento del sistema es entendido y explicado. Todos, o la mayoría, de problemas importantes de los ensayos son abordados.	(A) <i>Superior</i> $\beta_{TD} = 0.10$	(B) <i>Bueno</i> $\beta_{TD} = 0.20$	(C) <i>Justa</i> $\beta_{TD} = 0.35$
Media: Materiales, conexiones, ensamblaje y comportamiento del sistema es entendido y explicado. Los problemas más importantes de los ensayos son abordados.	(B) <i>Bueno</i> $\beta_{TD} = 0.20$	(C) <i>Justa</i> $\beta_{TD} = 0.35$	(D) <i>Pobre</i> $\beta_{TD} = 0.50$
Baja: Materiales, conexiones, ensamblaje y comportamiento del sistema bastante no son entendidos y explicados. Varios problemas importantes de los ensayos no son abordados.	(C) <i>Justa</i> $\beta_{TD} = 0.35$	(D) <i>Pobre</i> $\beta_{TD} = 0.50$	

Tabla 6 Calidad de datos de la investigación experimental. Modificado Tabla 3-2 FEMA P-695

Calidad de modelado (β_{MDL})

Fuente relacionada con cuan bien los arquetipos representan el colapso estructural y los parámetros de diseño, así mismo, la capacidad que tienen los modelos de capturar el comportamiento de colapso estructural a través de estados límites simulados o no simulados. Ver Tabla 7.

Para sistemas que representan una estructura individual, la medida en que un modelo captura toda la gama del "espacio de diseño" se consideraría "Alto", porque la configuración del edificio es una cantidad conocida.

REPRESENTACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE COLAPSO	PRECISIÓN Y ROBUSTEZ DE LOS MODELOS		
	ALTA	MEDIA	BAJA
Alta: Los modelos de arquetipos índices capturan la gama completa del espacio de diseño y el efecto del comportamiento estructural que contribuyen al colapso.	(A) <i>Superior</i> $\beta_{MDL} = 0.10$	(B) <i>Bueno</i> $\beta_{MDL} = 0.20$	(C) <i>Justa</i> $\beta_{MDL} = 0.35$
Media: Los modelos de arquetipos índices son generalmente completos y representativos del espacio de diseño, y captura el comportamiento estructural que contribuye al colapso.	(B) <i>Bueno</i> $\beta_{MDL} = 0.20$	(C) <i>Justa</i> $\beta_{MDL} = 0.35$	(D) <i>Pobre</i> $\beta_{MDL} = 0.50$
Baja: Significantes aspectos del espacio de diseño y/o comportamiento contra colapso no son capturados en los modelos índices.	(C) <i>Justa</i> $\beta_{MDL} = 0.35$	(D) <i>Pobre</i> $\beta_{MDL} = 0.50$	

Tabla 7 Calidad de los modelos de arquetipo. Modificado Tabla 5-3 FEMA P-695

8.1.14 Valores aceptables de la razón de margen de colapso ajustada ACMR

Los valores aceptables de la razón de margen de colapso ajustada, ACMR están basadas en la incertidumbre de colapso del sistema, β_{TOT} y en valores aceptables de probabilidad de colapso establecidos en la metodología FEMA P-695. Los valores obtenidos del estudio deben ser mayores a los reportados en la Tabla 8, según la Ecuación 10. Si en la evaluación de los valores de ACMR se obtienen resultados que resulten inaceptables, el sistema estructural debería ser redefinido, lo que conlleva, a efectuarse nuevos análisis y a un nuevo proceso de evaluación.

$$ACMR_i > ACMR_{10\%}$$

Ecuación 10

INCERTIDUMBRE TOTAL DE COLAPSO	PROBABILIDAD DE COLAPSO				
	5%	10% ACMR _{10%}	15%	20% ACMR _{20%}	25%
0.40	1.93	1.67	1.51	1.40	1.31
0.43	2.01	1.72	1.55	1.43	1.33
0.45	2.10	1.78	1.59	1.46	1.35
0.48	2.18	1.84	1.64	1.49	1.38
0.50	2.28	1.90	1.68	1.52	1.40
0.53	2.37	1.96	1.72	1.56	1.42
0.55	2.47	2.02	1.77	1.59	1.45
0.58	2.57	2.09	1.81	1.62	1.47
0.60	2.68	2.16	1.86	1.66	1.50
0.63	2.80	2.23	1.91	1.69	1.52
0.65	2.91	2.30	1.96	1.73	1.55

Tabla 8 Valores mínimos aceptables de la relación de margen de colapso ACMR. Mod. Tabla 7-3 FEMA P-695

Evaluación del factor de sobrerresistencia, Ω .

Se determina el valor promedio del factor de sobrerresistencia, Ω , para cada grupo de desempeño. El FEMA P-695 recomienda que, el factor de sobrerresistencia no debe exceder 1.5 veces el factor de modificación de respuesta, R; y tiene un límite de Ω igual a 3 aunque algún arquetipo alcance valores mayores.

9. DISEÑO METODOLÓGICO

9.1 Enfoque Cuantitativo

El análisis del desempeño sísmico del sistema estructural de pórticos de concreto con arriostramientos de pandeo restringido (PAPRs), tema de investigación del presente trabajo de grado se debe realizar mediante el enfoque cuantitativo, ya que se usa la recolección de datos para probar una hipótesis con base en la medición numérica y el análisis estadístico para establecer estándares de comportamiento.

9.2 Tipo de Investigación

Este trabajo pretende determinar los coeficientes sísmicos de diseño para una estructura de pórticos de concreto con arriostramientos de pandeo restringido (PAPRs), por medio de la investigación aplicada; puesto que se evalúa el sistema de resistencia sísmica a partir una metodología precisa y fiable denominada FEMA P-695 Quantification of Building Seismic Performance Factors (FEMA 2009).

10. METODOLOGÍA FEMA P-695

En el siguiente capítulo se expone de manera detallada la implementación del sistema estructural de Pórticos de concreto con arriostramientos de pandeo restringido (PAPRs) a la metodología del FEMA P-695.

10.1 DESCRIPCIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

El proyecto arquitectónico consta de una edificación de seis (6) niveles, cinco (5) pisos aéreos y cubierta, con una altura típica de piso de 3.50 m y un área en planta de aproximadamente de 661 m², localizada en la ciudad de Armenia. De acuerdo con la Norma Sismo-Resistente NSR-10 la zona de amenaza sísmica es alta. La estructura está destinada para uso hospitalario.

El sistema estructural utilizado para resistir cargas verticales y laterales del sismo y viento, es el de pórticos de concreto resistente a momentos con arriostramientos de pandeo restringido de capacidad de disipación de energía especial (DES). El comportamiento estructural corresponde a la interacción entre la estructura principal de concreto y el sistema de riostras.

Este sistema estructural no se encuentra definido explícitamente en la NSR-10; no obstante, para mantenerse dentro de los requisitos existentes de la normativa para estructuras de concreto, se plantea un valor de prueba para el coeficiente de capacidad de disipación de energía básico, R igual a 7.0 y el coeficiente de sobrerresistencia, Ω igual a 3, el cual pertenece al del sistema de la estructura principal. La estructura no presenta irregularidades ni en planta, $\phi_a=1$, ni en altura, $\phi_p=1$, ni en su grado de redundancia, $\phi_r=1$, por lo que, el coeficiente de disipación de energía es $R=7.0$.

La edificación cuenta con entrepisos de altura $h= 0.55$ m, placa aligerada armada en dos direcciones con casetón recuperable de dimensiones de 1.30 m x 1.30 m. Las vigas tienen una sección en la base de $b= 0.40$ m y en altura $h= 0.55$ m, con una resistencia a la compresión del concreto de $f'_c= 210$ kgf/cm². Las columnas que conforman los pórticos tienen una sección de 0.60 m x 0.60 m, con una resistencia a la compresión del concreto de $f'_c= 280$ kgf/cm². En la

Figura 19 y Figura 20 se presenta la configuración estructural en planta y en alzado de la estructura.

Para el dimensionamiento del sistema de riostras Buckling Restrained Braces BRB, se consideraron dos pórticos arriostrados por nivel en cada dirección de estudio (Dir-X y Dir-Y). Figura 19 y Figura 20, muestran la ubicación de las riostras. Para efectos de diseño de las riostras se utilizó acero ASTM A-36 con $F_{ys} = 250$ MPa, por tanto, $F_{ysmin} = 225$ MPa.

El efecto de conexión entre los elementos estructurales y la riostra se tiene en cuenta para el análisis sísmico; sin embargo, en la presente tesis el estudio de la conexión queda fuera del alcance ya que el objetivo es evaluar el comportamiento global del sistema y no el comportamiento local donde existen las conexiones.

Las cargas gravitacionales súper impuestas que se consideraron de acuerdo con los requisitos del Título B de la Normativa NSR-10 son las siguientes:

- Carga de acabados: 130 kgf/m^2 .
- Carga de elementos no estructurales: 200 kgf/m^2
- Carga viga: 400 kgf/m^2

El método de diseño es el de la resistencia última, el análisis y diseño de la estructura se realizó mediante el software ETABS 2016 y manualmente utilizando las fórmulas descritas en las memorias de cálculo. El diseño de elementos estructurales vigas, columnas y viguetas se realizó mediante el programa DC-CAD-2010. En este último se consideró el cortante máximo probable en columnas y vigas (cortante plástico) que es una opción del programa DC-CAD. El análisis estructural se realizó mediante el método dinámico espectral cumpliendo con los requisitos del Reglamento NSR-10.

La Tabla 9 a la Tabla 13 muestran un resumen de los requisitos y especificaciones de diseño del sistema estructural propuesto. Cabe señalar que las especificaciones de materiales y

dimensionamiento de las riostras BRB están determinadas de acuerdo con la variación dada por el fabricante de la riostra.

PARAMETROS SÍSMICOS DE DISEÑO		
Método utilizado	=	Dinámico Espectral
Normativa de diseño	=	Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.
Ciudad o Municipio	=	Armenia
Departamento	=	Quindío
Sistema estructural	=	Pórticos de Concreto con Diagonales Restringidas al Pandeo
Zona de amenaza sísmica	=	Alta
Capacidad de disipación de energía	=	Especial (DES)
Coefficiente aceleración pico efectiva	Aa=	0.25
Coefficiente velocidad pico efectiva	Av=	0.25
Coefficiente de amplificación en periodos cortos	Fa=	1.15
Coefficiente de amplificación en periodos largos	Fv=	1.55
Perfil del suelo	=	C
Grupo de uso	=	IV
Coefficiente de importancia	I=	1.50
Coefficiente de amortiguamiento crítico	=	5%
Periodo de vibración de inicial	To=	0.13s
Periodo de vibración Corto	Tc=	0.65s
Periodo de vibración largo	Tl=	3.72s
Coefficiente aceleración pico efectiva UD	Ad=	0.10
Coefficiente de sitio UD	S=	1.94
Periodo de vibración de inicial UD	Tod=	0.25s
Periodo de vibración Corto UD	Tcd=	0.97s
Periodo de vibración largo UD	Tld=	4.65s
Coefficiente de amortiguamiento crítico UD	=	2%

Tabla 9 Parámetros sísmicos de diseño.

CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA		
Sistema estructural	=	Pórticos de Concreto con Diagonales Restringidas al Pandeo
Coefficiente de disipación de energía básico	R _o =	7.00
Coefficiente de sobrerresistencia	W=	3.00
Irregularidad en planta	f _s =	1.00
Irregularidad en altura	f _p =	1.00
Irregularidad en altura	f _r =	1.00
Coefficiente de disipación de energía	R=	7.00
Tipo de diafragma	=	Rígido
Tipo de conexión	=	Conexiones rígidas
Placa de entrepiso	=	Placa aligerada armada en dos direcciones
Altura de entrepiso	=	0.55 m
Niveles	=	6.0 niveles
Altura libre	=	2.95 m
Sección típica de vigas bxh	=	0.40 m x 0.55 m
Sección típica de columnas bxh	=	0.60 m x 0.60 m

Tabla 10 Configuración geométrica de la estructura principal.

DEFINICIÓN DE CARGAS GRAVITACIONALES		
Uso de la edificación	=	Hospitalario
Carga viva de entrepiso	LL=	400.00 kgf/m ²
Carga viva de cubierta	LR=	400.00 kgf/m ²
Carga de acabados	LD=	130.00 kgf/m ²
Carga elementos no estructurales	LD=	200.00 kgf/m ²

Tabla 11 Definición de cargas gravitacionales.

DEFINICIÓN DE RESISTENCIA DE MATERIALES VIGAS Y COLUMNAS		
Resistencia a la compresión para columnas	f _c :	28.0 MPa
Resistencia a la compresión para vigas	f _c :	21.0 MPa
Resistencia a la fluencia del acero	f _y :	420.0 MPa

Tabla 12 Resistencia de materiales de la estructura principal.

DEFINICIÓN DE RESISTENCIA DE MATERIALES RIOSTRAS		
Resistencia de concreto para nucleo de los BRB	f _c :	28.0 MPa
Tipo de acero BRB	:	ASTM A-36
Resistencia a la fluencia del acero	f _{ysc} =	250.0 MPa
Resistencia a la fluencia del acero	f _{ysc,min} =	225.0 MPa
Resistencia a la fluencia del acero	f _{ysc,max} =	275.0 MPa

Tabla 13 Resistencia de materiales de las riostras BRB.

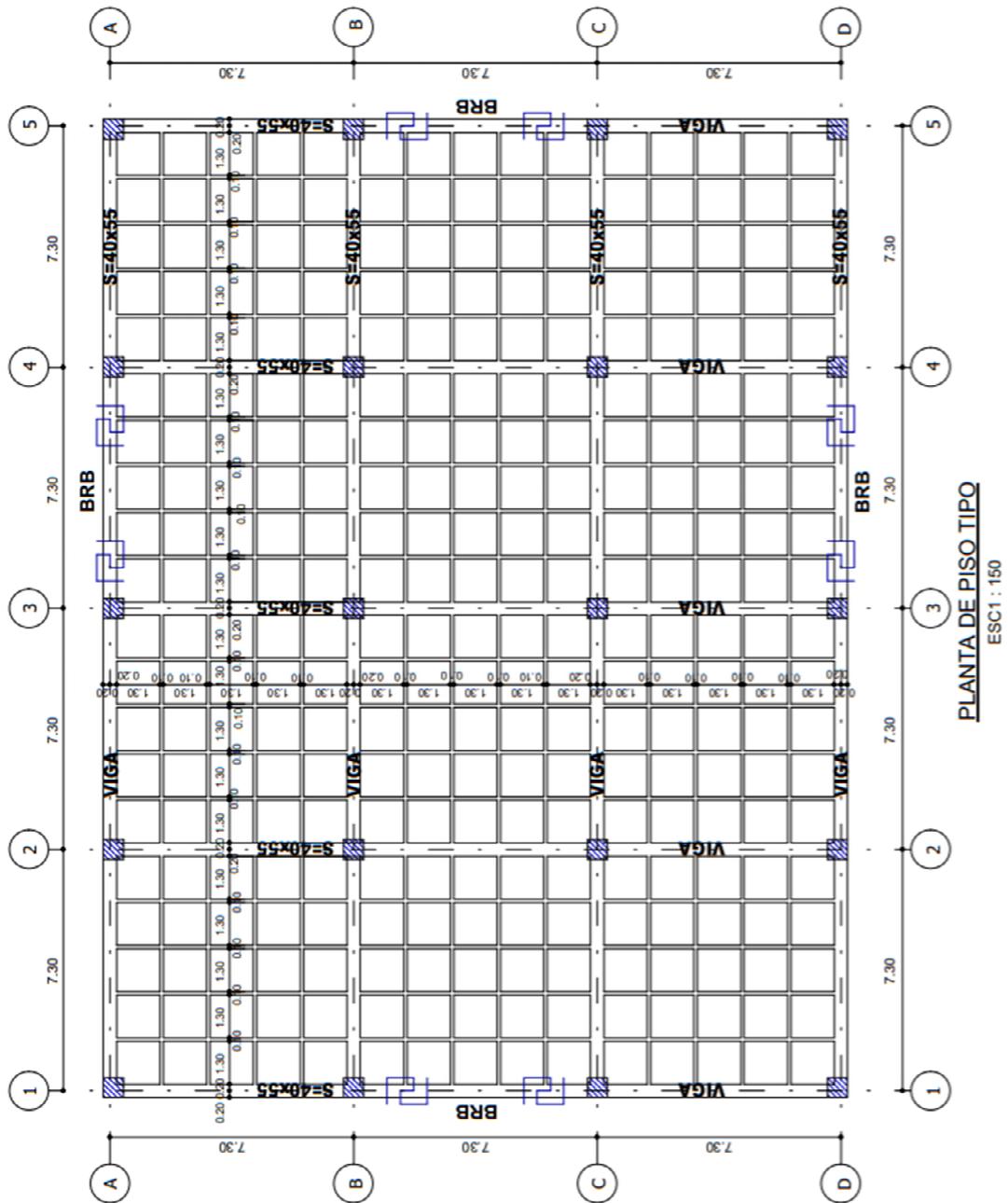
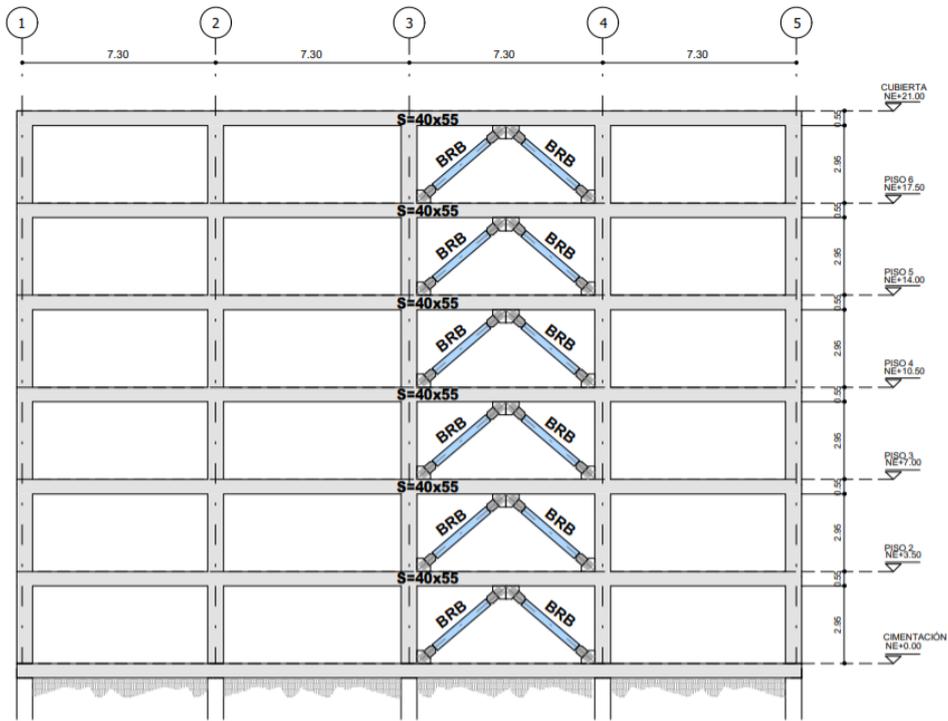


Figura 19 Planta de piso tipo del sistema principal junto con la ubicación de las riostras BRB.



ALZADO LONGITUDINAL
ESC 1 : 150



ALZADO TRANSVERSAL
ESC 1 : 150

Figura 20 Alzado del sistema principal junto con la ubicación de las riostras BRB

10.2 MODELACIÓN ELÁSTICA Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA PAPRS

El diseño estructural cumple con los requisitos del Reglamento NSR-10 tales como: respuesta espectral modal, periodo fundamental, ajuste de resultados, evaluación de derivas y diseño de los elementos estructurales.

El Anexo 1, contiene las memorias de cálculo del diseño de análisis lineal del edificio de pórticos de concreto con riostras BRB.

10.2.1 Sistema de resistencia sísmica

De acuerdo con la ASCE 7-16 en el capítulo 18, cuando se considera una estructura que contiene un sistema de disipador sísmico, establece que el sistema de resistencia de fuerzas laterales para el pórtico principal no debe ser menor que el 75% de la fuerza lateral del sistema principal sin tener en cuenta la disipación de energía de las riostras con pandeo restringido.

Para efectos de este estudio se determina que la participación de las riostras BRB para las fuerzas laterales (sismo principalmente) es de al menos el 25% y el pórtico principal toma el 75% restante.

10.2.2 Determinación del periodo fundamental

De acuerdo con el FEMA P695, el periodo fundamental de la edificación se debe obtener para determinar la aceleración básica de diseño, para definir la intensidad espectral del acelerograma y para establecer la relación del margen de colapso (CMR) cuando se aplica el análisis no lineal dinámico. Según numeral 5.2.5 del FEMA, el período se determinará como:

$$T = C_u T_a = C_u C_t h_n^x \geq 0.25 \text{ s}$$

Cu se define con la ecuación A.4.2-2 de la NSR-10:

$$C_u = 1.75 - 1.2(0.25)(1.55) = 1.29$$

El periodo fundamental (T_a) se calcula con la ecuación A.4.2-2 de la NSR-10:

$$T_a = 0.049(21^{0.90}) = 0.73 \text{ s}$$

$$C_u T_a = (1.29)(0.73) = 0.935 \text{ s}$$

10.2.3 Demanda preliminar en las riostras

Para estimar las fuerzas axiales del sistema de arriostramiento se toma como referencia el diseño de la edificación sin riostras BRB. Se asume que conserva el mismo periodo fundamental, se relaciona la cortante de base de diseño por medio de la fuerza horizontal equivalente, ver Tabla 14 (Tabla 8. – Anexo 1). Los espectros elásticos de diseño y de derivas se ilustran en el Anexo 1, de la Tabla 1 a la 3.

De esta manera, se realiza una distribución de cargas horizontales por cada piso de acuerdo al método de la FHE, teniendo en cuenta la participación de las riostras dentro del sistema de resistencia sísmica, ver Tabla 15 (Tabla 9. – Anexo 1).

Cortante de base de diseño preliminar y distribución vertical preliminar de la cortante sísmica reducida para el sistema de arriostramiento

El resultado del cortante dinámico total en la base se ajusta al 80% del cortante sísmico calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente por tratarse de una estructura regular, esto es:

ANALISIS SISMICO - FHE -A.5.4.5.a.-					
$A_h =$	0.25	$C_r =$	0.047	$T_x =$	0.935 s
$A_v =$	0.25	$\alpha =$	0.9	$T_y =$	0.935 s
$F_d =$	1.15	$C_u =$	1.29	$K_x =$	1.218
$F_v =$	1.55	$T_d =$	0.73 s	$K_y =$	1.218
$I =$	1.5	$C_u * T_d =$	0.935 s	$S_{a_x} =$	0.746 g
$T_0 =$	0.13 s			$S_{a_y} =$	0.746 g
$T_c =$	0.65 s	$T_{X(ETABS)} =$	1.087 s	$V_{S_y} =$	22858.47 kN
$T_L =$	3.72 s	$T_{Y(ETABS)} =$	1.080 s	$V_{S_y} =$	22858.47 kN

NIVEL	Hn m	Wi kN	FUERZAS SISMICAS X			FUERZAS SISMICAS Y		
			Wx*Hx ^{xx}	Cvx	Fx kN	Wy*Hy ^{yy}	Cvy	Fy kN
CU	21.00	4852.23	646538.3	0.271	6186.74	646538.3	0.271	6186.74
P5	17.50	5160.55	580754.0	0.243	5557.24	580754.0	0.243	5557.24
P4	14.00	5160.55	464603.2	0.194	4445.80	464603.2	0.194	4445.80
P3	10.50	5160.55	348452.4	0.146	3334.35	348452.4	0.146	3334.35
P2	7.00	5160.55	232301.6	0.097	2222.90	232301.6	0.097	2222.90
P1	3.50	5160.55	116150.8	0.049	1111.45	116150.8	0.049	1111.45
s		30655.000	2388800.5	1.000	22858.47	2388800.5	1.000	22858.47

Tabla 14 Cortante de base de diseño preliminar

R= 7.0	Pórtico= 75 %	Riostras= 25 %
--------	---------------	----------------

NIVEL	Hn m	Wi kN	FUERZAS SISMICAS PÓRTICOS		FUERZAS SISMICAS RIOSTRAS		CORTANTE SÍSMICO RIOSTRAS	
			Fx kN	Fy kN	F _{XBRB} kN	F _{YBRB} kN	V _{XBRB} kN	V _{YBRB} kN
CU	21.00	4852.23	883.82	883.82	220.95	220.95	220.95	220.95
P5	17.50	5160.55	793.89	793.89	198.47	198.47	419.43	419.43
P4	14.00	5160.55	635.11	635.11	158.78	158.78	578.21	578.21
P3	10.50	5160.55	476.34	476.34	119.08	119.08	697.29	697.29
P2	7.00	5160.55	317.56	317.56	79.39	79.39	776.68	776.68
P1	3.50	5160.55	158.78	158.78	39.69	39.69	816.37	816.37
s		30655.00	3265.50	3265.50	816.37	816.37		

Tabla 15 Distribución vertical preliminar de la cortante sísmica reducida para el sistema de arriostramiento

10.2.4 Resistencia axial requerida

La Tabla 16 y 17, muestran las demandas y la resistencia aproximada de las cargas axiales Pu sobre cada riostra de cada pórtico arriostrado.

Para la resistencia de diseño de las riostras, se realizó por medio de la Ecuación 11, de la NSR-10.

$$P_u = \pm \frac{V}{2 \cos \theta}$$

Ecuación 11 Resistencia de diseño. Tomado NSR-10 F.3.6.4-1.

$$Pu \leq \phi P_{y_{sc}} = 0.9 A_{sc} F_{y_{sc},min}$$

Ecuación 12

Demandas y resistencia preliminar sobre riostra por piso.

DATOS DE ENTRADA DE LA RIOSTRA

Mód. Elasticidad acero	E=	204000	MPa	$\theta=$	45
Longitud nodo a nodo	$L_{Bwp}=$	5000	mm	$\cos \theta=$	0.71
Esf. fluencia núcleo acero	$F_{y_{sc}}=$	250	MPa	$\phi=$	0.90
Esf. min fluencia núcleo	$F_{y_{sc},min}=$	225	MPa	$Pu \leq \phi P_{y_{sc}} = 0.9 A_{sc} F_{y_{sc},min}$ $K_{Bwp} = \frac{A_{sc} E}{L} \quad \Delta = \delta B \frac{L_B}{L}$	
Número de riostras por piso	# BRB piso=	2.0	und		
Factor de ajuste de rigidez	KF=	1.6			
Longitud del vano	L=	7300	mm		

NIVEL	Res. Lateral piso V_{BRB} kN	Carga axial P_u kN	Area nucleo acero Asc cm ²	Rigidez axial K_{Bwp} kN/mm	Def unitaria axial $\epsilon_{y_{sc}}$ %	Deformación axial $\delta_{y_{sc}}$ mm	Deriva piso Δ_{By} mm	Rigidez lateral K_{Bwp} kN/mm
CU	110.48	78.12	3.47	14.166	0.1225%	6.127	8.394	13.16
P5	209.71	148.29	6.59	26.890	0.123%	6.127	8.394	24.98
P4	289.10	204.43	9.09	37.069	0.123%	6.127	8.394	34.44
P3	348.65	246.53	10.96	44.704	0.123%	6.127	8.394	41.54
P2	388.34	274.60	12.20	49.794	0.123%	6.127	8.394	46.27
P1	408.19	288.63	12.83	52.339	0.123%	6.127	8.394	48.63

Tabla 16 Demandas preliminares sobre riostra por piso para un pórtico arriostrado en el piso

NIVEL	Carga axial P_u kN	A. min nucleo acero $A_{sc,min}$ mm ²	Espesor laminas t_{sc} mm	Ancho min nucleo $b_{sc,min}$ mm	Ancho lam nucleo b_{sc} mm	Area nucleo acero Asc mm ²	Resistencia riostra $\phi P_{y_{sc}}$ kN
CU	78.12	385.77	9	43	80	720.0	145.8
P5	148.29	732.30	12	62	100	1200.0	243.0
P4	204.43	1009.52	12	85	140	1680.0	340.2
P3	246.53	1217.43	12	102	170	2040.0	413.1
P2	274.60	1356.04	15	91	150	2250.0	455.6
P1	288.63	1425.34	15	96	160	2400.0	486.0

NIVEL	Resistencia riostra $\phi P_{y_{sc}}$ kN	Def unitaria axial $\epsilon_{y_{sc}}$ %	Deformación axial $\delta_{y_{sc}}$ mm	Deriva piso Δ_{By} mm	Rigidez axial K_{Bwp} kN/mm	Rigidez axial K_{Bmodel} kN/mm
CU	145.8	0.099%	4.963	6.80	29.376	47.0
P5	243.0	0.099%	4.963	6.80	48.960	78.3
P4	340.2	0.099%	4.963	6.80	68.544	109.7
P3	413.1	0.099%	4.963	6.80	83.232	133.2
P2	455.6	0.099%	4.963	6.80	91.800	146.9
P1	486.0	0.099%	4.963	6.80	97.920	156.7

Tabla 17 Resistencia mínima preliminar de riostra por piso para un pórtico arriostrado en el piso

10.2.5 Análisis estructural iterativo

Usando las características definidas de las riostras con base a los pasos anteriores se construye el modelo matemático. La estrategia de modelación se realizó a través del uso de elementos tipo link usando la rigidez total nodo a nodo K_{Bwp} .

Con los resultados del análisis estructural se realizó la verificación de las fuerzas internas de las riostras, las derivas máximas, la estabilidad global y la resistencia de la estructura.

Para la verificación de las fuerzas axiales internas de las riostras tanto a compresión como a tracción, se presentan las cargas de una combinación envolvente de las combinaciones de diseño, teniendo en cuenta lo prescrito en el reglamento NSR-10.

La Tabla 12, del Anexo 1, presenta la revisión iterativa de demanda – capacidad de las riostras BRB. Se realizaron tres iteraciones, en la última iteración se puede observar que todas las riostras cumplen por resistencia $P_u < \phi P_{y_{sc}}$ en todos los niveles.

10.2.5.1 Derivas de Diseño

La Figura 21 muestra la verificación de derivas máximas tanto para la condición del espectro sísmico de diseño como para el de umbral de daño, dando cumplimiento a las exigencias de la norma NSR-10.

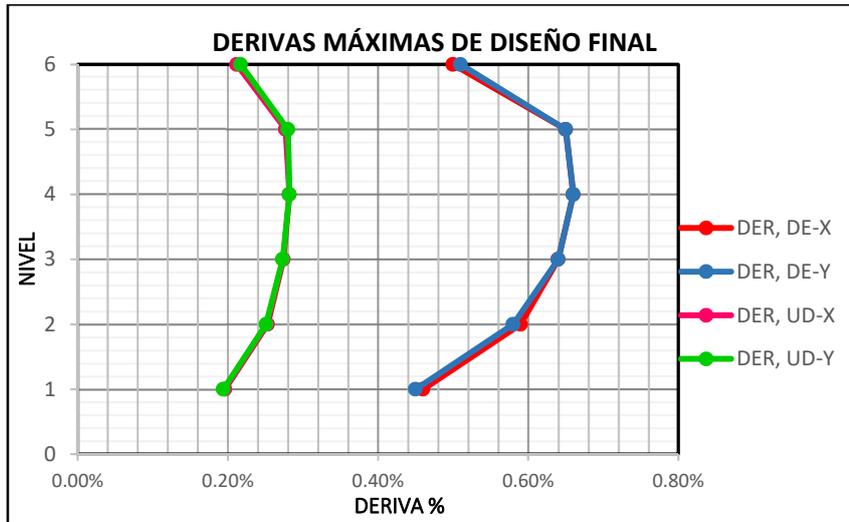


Figura 21 Derivas máximas de diseño final

10.2.6 Deformaciones axiales de diseño para riostras BRB

La Tabla 18 y 19, señalan los parámetros finales de diseño de las riostras, así como el cumplimiento de las bases de diseño tanto de la NSR-10 F.3.6.4.2 y como lo especifica el AISC 341-10, “las riostras deben diseñarse, ensayarse y detallarse para cumplir las deformaciones esperadas. Las deformaciones corresponden a una deriva de piso de al menos 2% de la altura de piso o dos veces la deriva de piso de diseño”. En la Tabla 19, se puede observar la capacidad de deformación de la riostra Δ_{BWP} alcanza una deriva de 2.41% para una deformación unitaria $\epsilon_p = 2.5$ dando cumplimiento a los requisitos de la norma.

Por otra parte, muestra la cortante de base no reducida de diseño y los periodos de la estructura con el sistema de arriostramiento.

Cabe señalar que los valores de las dimensiones finales de las riostras y su capacidad de deformación fueron evaluados en el programa Buckling - Restrained Brace - F'C-BRB.

Mód. Elasticidad acero	E=	204000	MPa	Capacidad mínima deformación riostra ϵ_p =	0.123	%
Longitud nodo a nodo	L_{Bwp} =	5000	mm	Deriva piso cuando el nucleo empieza a fluir Δ_{Bp} =	5.38	mm
Altura del vano	H=	3500	mm	ϕ =	0.90	
Longitud del vano	L=	7300	mm	Cortante x	V_{sx} =	28932.03 kN
Esf. fluencia núcleo acero	F_{ysc} =	250	MPa	Cortante y	V_{sy} =	27979.20 kN
Esf. min fluencia núcleo	$F_{ysc,min}$ =	225	MPa	Periodo x	$T_{X(ETABS)}$ =	0.674 s
Factor de ajuste de rigidez	KF=	1.6		Periodo y	$T_{Y(ETABS)}$ =	0.667 s

NIVEL	Carga axial $P_{u,i-1}$ kN	Espesor laminas t_{sc} mm	Ancho lam nucleo b_{sc} mm	Area nucleo acero Asc mm ²	Resistencia riostra ϕP_{ysc} kN	$P_u < \phi P_{ysc}$ $P_u / \phi P_{ysc}$	Rigidez axial K_{Bwp} kN/mm	Rigidez axial K_{Bmodel} kN/mm
CU	119.26	9	80	720.0	145.80	0.818	29.38	47.00
P5	337.62	12	140	1680.0	340.20	0.992	68.54	109.67
P4	698.17	15	240	3600.0	729.00	0.958	146.88	235.01
P3	875.76	18	250	4500.0	911.25	0.961	183.60	293.76
P2	1150.59	18	330	5940.0	1202.85	0.957	242.35	387.76
P1	723.42	15	260	3900.0	789.75	0.916	159.12	254.59

Tabla 18 Resistencia final para un pórtico arriostrado.

NIVEL	Resistencia riostra ϕP_{ysc} kN	Deriva piso $\Delta_{u,i-1}$ mm	NSR-10 F.3.6.4.2 $2 \times \Delta_{u,i-1}$ mm	NSR-10 F.3.6.4.2 2% H_{piso} mm	Def unitaria plastica ϵ_p %	Capacidad deformación riostra Δ_{Bwp} mm	Capacidad deformación máxima $\epsilon_p = 2.5\%$ Δ_{Bwp} mm	CUMPLE
CU	145.80	17.50	35.00	70.00	1.10%	37.87	84.42	CUMPLE
P5	340.20	22.75	45.50	70.00	1.35%	46.18	84.42	CUMPLE
P4	729.00	23.10	46.20	70.00	1.40%	47.84	84.42	CUMPLE
P3	911.25	22.40	44.80	70.00	1.40%	47.84	84.42	CUMPLE
P2	1202.85	20.65	41.30	70.00	1.25%	42.86	84.42	CUMPLE
P1	789.75	16.10	32.20	70.00	1.00%	34.54	84.82	CUMPLE

Tabla 19 Cumplimiento bases de diseño según NSR-10

10.2.7 Resistencia ajustada de las riostras

Las resistencias máximas ajustadas tanto a tracción como a compresión están dadas por las siguientes ecuaciones:

$$T_{m\acute{a}x} = \omega P_{ysc,max}$$

Ecuación 13 Resistencia máxima de tracción ajustada

$$C_{m\acute{a}x} = \beta \omega P_{ysc,max}$$

Ecuación 14 Compresión máxima de tracción ajustada

Donde, ω , β , están en función de las deformaciones de diseño.

La Tabla 20 muestra la capacidad máxima ajustada, piso a piso, para las riostras.

Mód. Elasticidad acero	E=	204000	MPa	<i>Resistencia máxima de tracción ajustada</i> $T_{m\acute{a}x} = \omega P_{yisc,max}$
Longitud nodo a nodo	$L_{\theta wp}$ =	5000	mm	
Esf. fluencia núcleo acero	$F_{yisc,min}$ =	225	MPa	<i>Compresión máxima de tracción ajustada</i> $C_{m\acute{a}x} = \beta \omega P_{yisc,max}$
Esf. máx fluencia núcleo	$F_{yisc,max}$ =	275	MPa	
Longitud del vano	L=	7300	mm	
	ϕ =	1.00		

NIVEL	Espesor laminas t_{sc} mm	Ancho lam nucleo b_{sc} mm	Area nucleo acero Asc mm ²	Resistencia riostra ϕP_{yisc} kN	Deriva piso $2 \times \Delta_U$ mm	Deriva piso Δ_{By} mm
CU	9	80	720.0	198.00	35	37.87
P5	12	140	1680.0	462.00	46	46.18
P4	15	240	3600.0	990.00	46	47.84
P3	18	250	4500.0	1237.50	45	47.84
P2	18	330	5940.0	1633.50	41	42.86
P1	15	260	3900.0	1072.50	32	34.54

NIVEL	Def unitaria axial ϵ_p %	F. ajuste resistencia deformación ω	$\beta\omega$	β^* ($\beta\omega/\omega$)	Tracción $T_{max} = \omega\phi P_{yisc}$ kN	Compresión $C_{max} = \beta\omega\phi P_{yisc}$ kN
CU	1.10%	1.30	1.48	1.14	257.30	292.6
P5	1.35%	1.35	1.54	1.15	621.79	713.0
P4	1.40%	1.35	1.56	1.15	1340.55	1539.5
P3	1.40%	1.35	1.56	1.15	1675.69	1924.4
P2	1.25%	1.33	1.52	1.14	2170.02	2480.7
P1	1.00%	1.28	1.45	1.13	1370.60	1551.8

Tabla 20 Capacidad máxima ajustada de las riostras

10.2.8 Diseño final de los elementos del pórtico arriostrado

Una alternativa para revisar los elementos que soportan la resistencia ajustada de las riostras es a través del factor de ajuste de resistencia ω y $\beta\omega$ como factores de amplificación sísmica. Para efectos académicos se realiza el caso de carga sísmica amplificada para la capacidad a compresión. Para ello se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones. Ver Tabla 21:

1	Factor promedio de ω y $\beta\omega$	1.52
2	Límite máximo de F_{ysc} ($F_{ysc,max}$)	1.22
3	Factor ϕ	1.11
	Coefficiente de amplificación	2.06

Tabla 21 Coeficiente de amplificación para elementos del pórtico arriostrado

10.2.9 Diseño final del sistema estructural

La Tabla 22 muestra las dimensiones geométricas finales de las riostras piso a piso y las Figura 22 a la Figura 27, el comportamiento de las riostras. La Tabla 22 del Anexo 1, muestra el acero requerido y las dimensiones finales de los elementos estructurales en concreto.

Dimensiones geométricas de las riostras

NIVEL	Longitud total L_B mm	Long. Zona 1 L_1 mm	Long. Zona 2 L_2 mm	Long. Zona 3 L_p mm	L_1 / L_B λ_1	L_2 / L_B λ_2	L_p / L_B λ_p
CU	4000	400	400	2400	0.10	0.10	0.60
P5	4000	400	400	2400	0.10	0.10	0.60
P4	4000	400	400	2400	0.10	0.10	0.60
P3	4000	400	400	2400	0.10	0.10	0.60
P2	4000	400	400	2400	0.10	0.10	0.60
P1	4000	400	400	2400	0.10	0.10	0.60

NIVEL	A. conexión pórtico - riostra A_c mm ²	Área Zona 1 A_{c1} mm ²	Área Zona 2 A_{c2} mm ²	Área Zona 3 $A_p = A_{sc}$ mm ²	A_{c1} / A_p α_1	A_{c2} / A_p α_1	A_c / A_p α_c
CU	4800	3600	1300	720	5.00	1.8	6.7
P5	11500	8500	3000	1680	5.06	1.8	6.8
P4	25000	18000	6500	3600	5.00	1.8	6.9
P3	32000	22500	8000	4500	5.00	1.8	7.1
P2	41000	30000	10500	5940	5.05	1.8	6.9
P1	27000	19500	7000	3900	5.00	1.8	6.9

Tabla 22 Dimensiones geométricas de las riostras

10.2.9.1 Curvas esqueletos

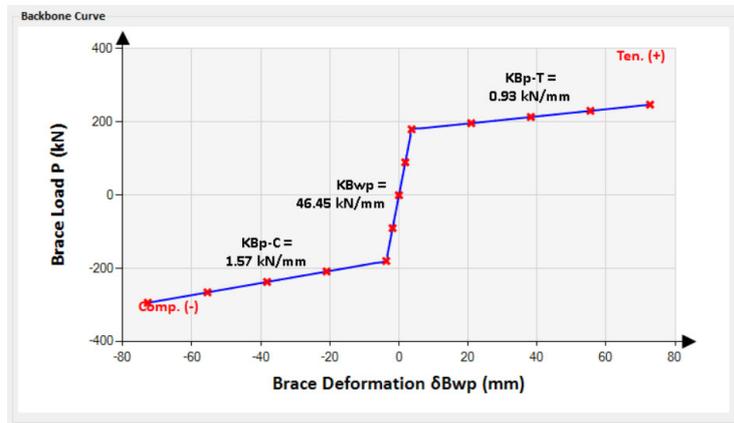


Figura 22 Riostra Piso 6, BRB 6. Tomado Buckling - Restrained Brace - F'C-BRB.

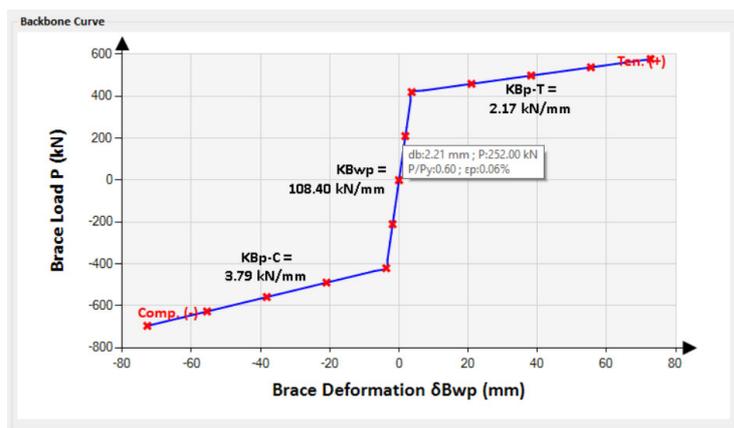


Figura 23 Riostra Piso 5, BRB 5. Tomado Buckling - Restrained Brace - F'C-BRB.

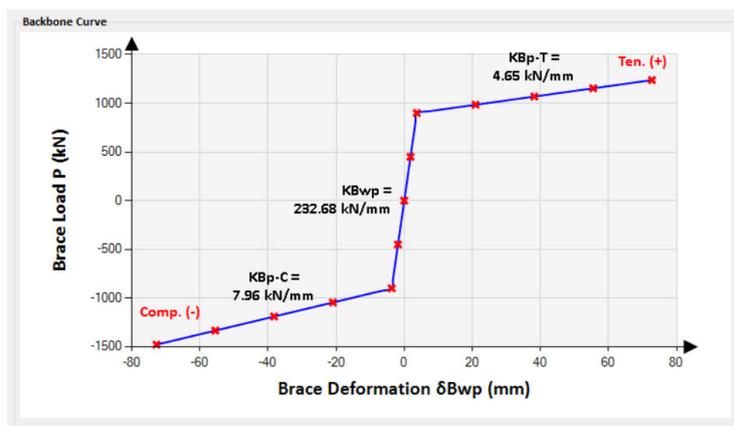


Figura 24 Riostra Piso 4, BRB 4. Tomado Buckling - Restrained Brace - F'C-BRB.

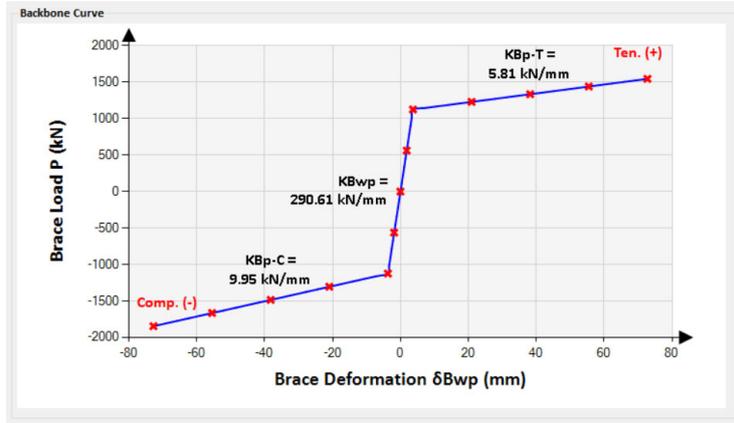


Figura 25 Riostra Piso 3, BRB 3. Tomado Buckling - Restrained Brace - F'C-BRB.

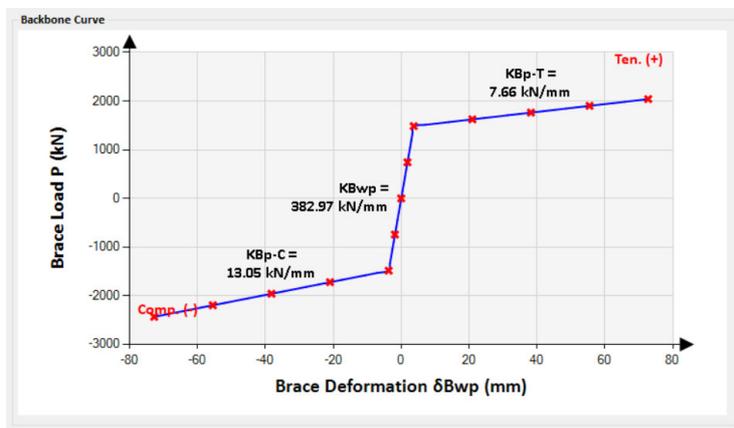


Figura 26 Riostra Piso 2, BRB 2. Tomado Buckling - Restrained Brace - F'C-BRB.

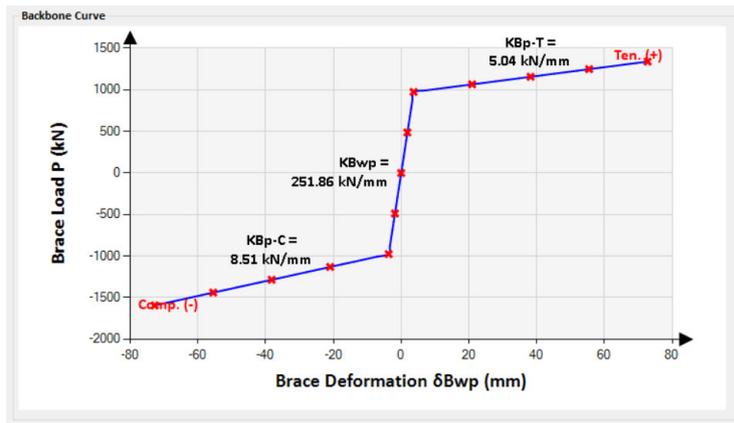


Figura 27 Riostra Piso 1, BRB 1. Tomado Buckling - Restrained Brace - F'C-BRB.

10.3 MODELACIÓN NO LINEAL ESTÁTICO “PUSH-OVER”

10.3.1 Resumen de los parámetros utilizados en la modelación

Previo a los análisis y resultados se dará una descripción de las propiedades y suposiciones de diseño ingresadas al modelo matemático en el programa de análisis estructural ETABS 2016:

- Se incluye los efectos torsionales y el efecto P-delta.
- Se consideran los efectos de fisuración de la sección para elementos de concreto; los porcentajes de fisuración fueron tomados de la Tabla 4, Rigidez asumida para elementos de concreto, de acuerdo con la norma NSR-10 del capítulo C.10.10.4.1.
- El refuerzo longitudinal de columnas se muestra en la Tabla 23. El refuerzo longitudinal y transversal de vigas fue tomado directamente de los resultados del análisis lineal.

NIVEL	EJES		SECCIÓN		CUANTÍA
	ALFABETICO	NUMERICO	B (cm)	H (cm)	%
P1	A-D	1-5	60	60	2.16
P2 A CU	A-D	1-5	60	60	1.00
P1	C-B	1-5	80	80	3.96
P2	C-B	1-5	60	60	2.82
P3	C-B	1-5	60	60	2.16
P4	C-B	1-5	60	60	1.58
P5 A CU	C-B	1-5	60	60	1.00
P1	A-D	2	60	60	2.16
P2 A CU	A-B-C-D	2	60	60	1.00
P1	A-D	3-4	80	80	3.87
P2	A-D	3-4	60	60	2.82
P3	A-D	3-4	60	60	2.16
P4 A CU	A-D	3-4	60	60	1.00
P1	C-B	3-4	60	60	1.58
P2 A CU	C-B	3-4	60	60	1.00

Tabla 23 Refuerzo longitudinal de columnas

- Propiedades no lineales del concreto se realizó con el modelo de Mander confinado para garantizar una mejor capacidad de resistencia y deformación en compresión. Figura 28.

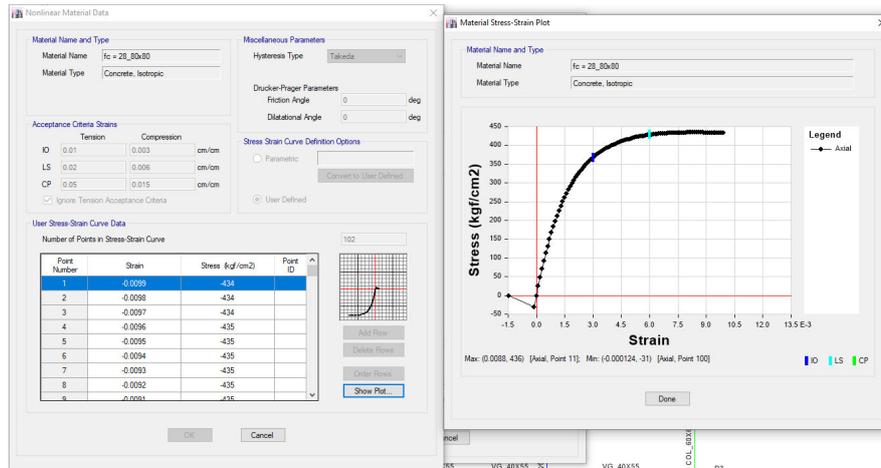


Figura 28 Propiedades no lineales del concreto

- Propiedades no lineales del acero. Figura 29.

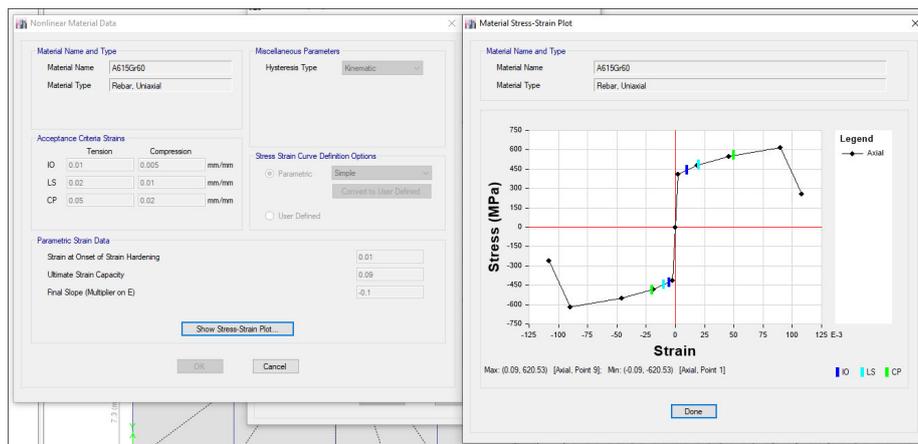


Figura 29 Propiedades no lineales del acero

- Los casos de carga PUSH_X y PUSH_Y, se utilizaron como fuerzas horizontales distribuidas de manera proporcional de acuerdo a la forma modal fundamental de la estructura aplicadas al centro de masa. Figura 30.

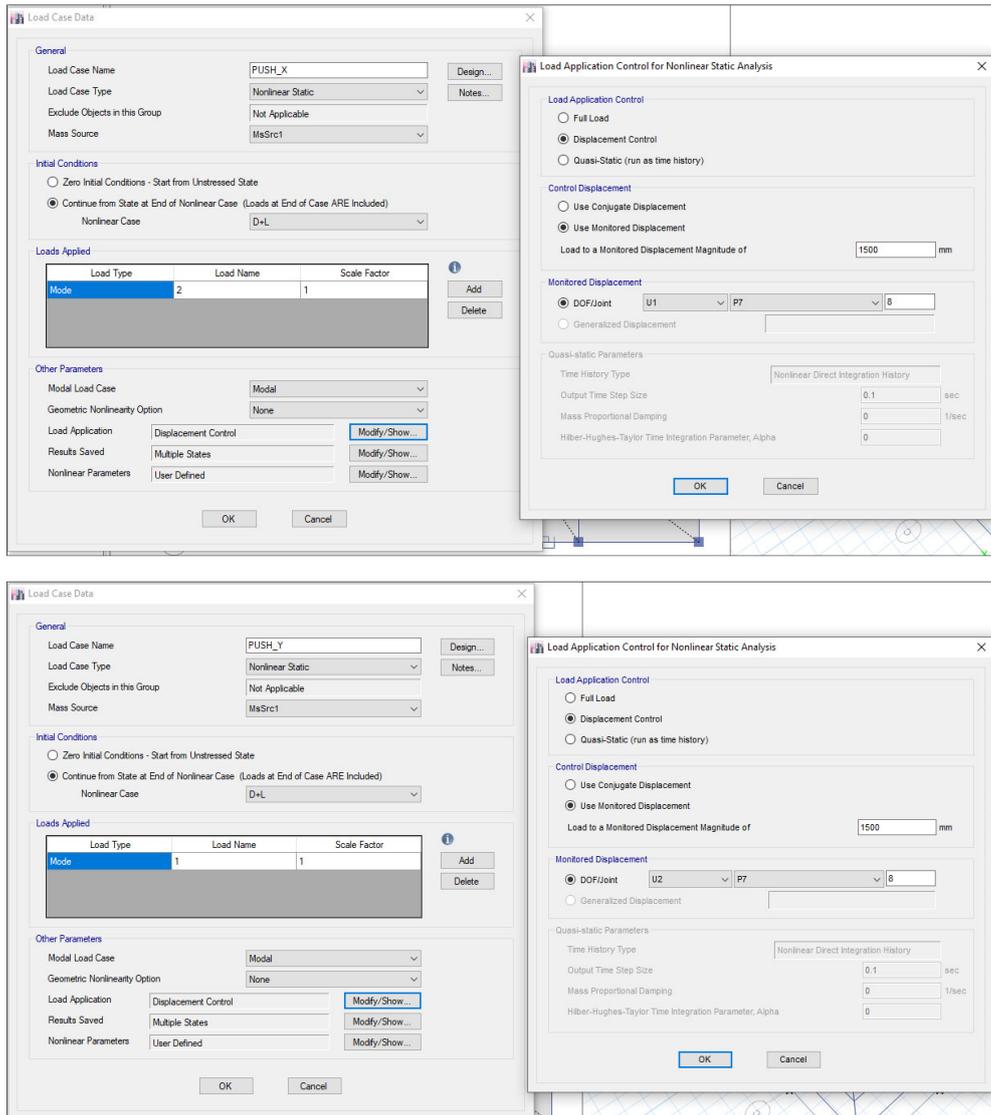


Figura 30 casos de carga PUSH_X y PUSH_Y

- Las rotulas plásticas para las columnas se consideraron tipo fibra y para las vigas tipo clásicas, las cuales se encuentran asignadas automáticamente de acuerdo con la Tabla ASCE 41-13 a una distancia 0.1 y 0.9 de la longitud del elemento. Figura 31.

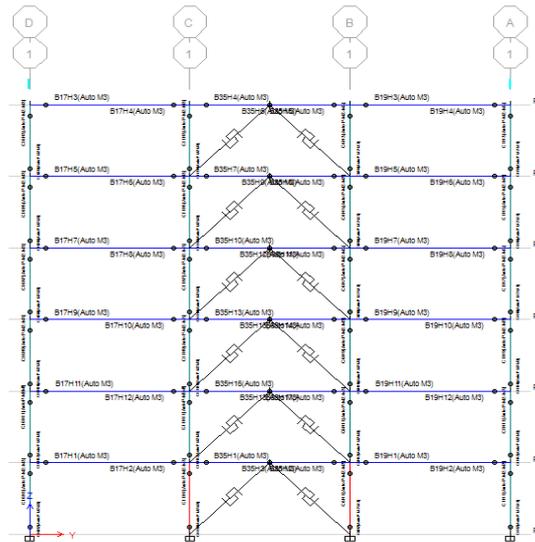


Figura 31 Asignación de rotulas plásticas para vigas y columnas

- Las riostras de pandeo restringido se modelaron a través del uso de elementos no lineales tipo link. Se utiliza este tipo de elemento ya que se considera que el fabricante está en la capacidad de diseñar un dispositivo de riostra capaz de atender los requerimientos del proyecto. Así mismo, se considera que el link es elemento más adecuado para la modelación, ya que el programa de análisis tiene una lectura tal que hace que la riostra no presente deformación por pandeo ante esfuerzos de compresión.

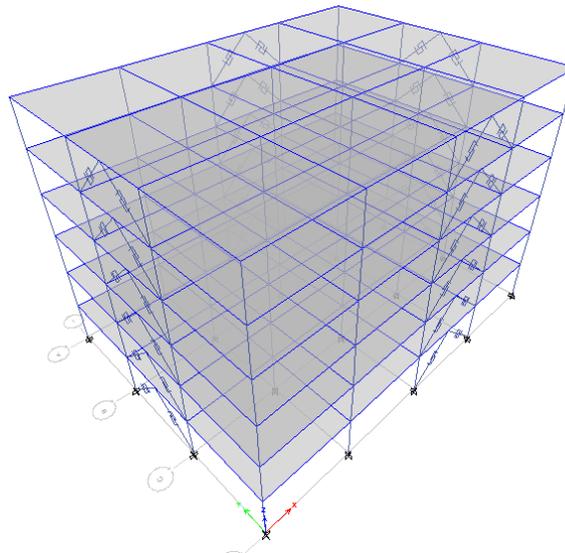


Figura 32 Modelo 3D estructural con riostras BRB

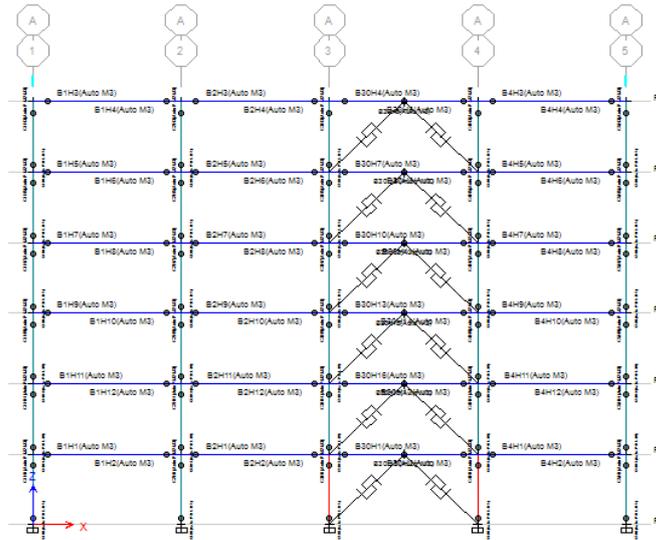


Figura 33 Vista en alzado modelo estructural con riostras BRB

- El tipo de regla de histéresis usado en el software Etabs2016 para las riostras BRB corresponde al de Plastic Wen, capaz de modelar disipadores metálicos por fluencia. Los parámetros requeridos son los que se muestran en Figura 34 y están directamente relacionados con la curva esqueletos obtenidas del analisis lineal, las cuales se encuentran mostradas en la Figura 22 a la Figura 27.

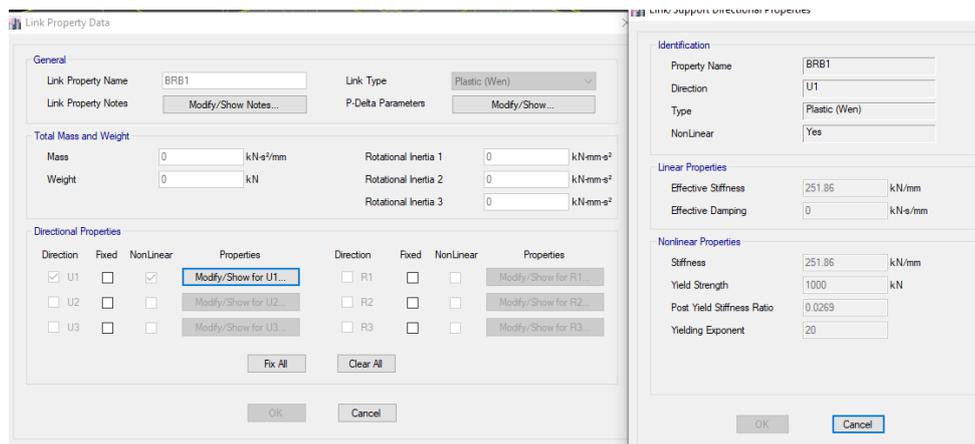


Figura 34 Parámetros del disipador de energía, link plastic Wen de ETABS

- Las respuestas de los elementos estructurales se midieron en función del criterio de aceptación establecidos en el numeral 8.1.9.

10.4 MODELACIÓN NO LINEAL DINÁMICA

10.4.1 Resumen de los parámetros utilizados en la modelación

Previo a los análisis y resultados se dará una descripción de las propiedades y suposiciones de diseño ingresadas al modelo matemático en el programa de análisis estructural ETABS 2016:

- El análisis dinámico incremental IDA, se realizó a partir del análisis no lineal estático "push-over".
- La definición del caso de carga utilizado corresponde al Nonlinear Direct Integration, CSI lo define como un método de análisis dinámico no lineal en el que las ecuaciones de equilibrio del movimiento se integran completamente a medida que una estructura está sujeta a la carga dinámica. La integración se realiza en cada paso del registro de entrada, independientemente del incremento de salida.
- Los intervalos de tiempo para los análisis dependen de cada acelerograma y se encuentra entre los 0.005s y 0.01s.
- Método de integración de Newmark
- Amortiguamiento: se supone un amortiguamiento inherente del 2%.

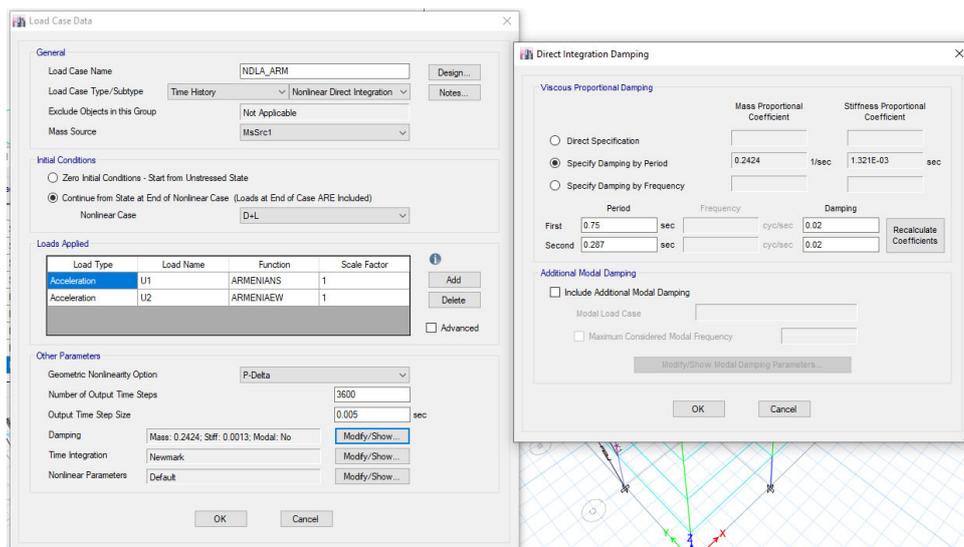


Figura 35 Propiedades caso de carga no lineal

10.4.2 Intensidad sismo máximo considerado (MCE)

La Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS, realizó un documento denominado AIS 180-13 “Recomendaciones para requisitos sísmicos de estructuras diferentes de edificaciones”, en el cual establece una adaptación al medio colombiano las partes correspondientes del documento ASCE 07/10.

De acuerdo, con el documento mencionado el Sismo Máximo Considerado, (MCE), se define como un sismo que produce movimientos sísmicos 50% más fuertes que los de diseño. (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2013). Ver Figura 36.

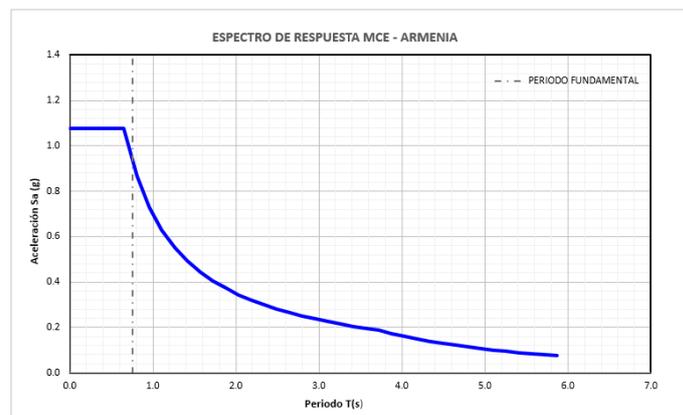


Figura 36 Espectro de respuesta al MCE – Armenia

10.4.3 Conjunto de registros sísmicos

Para la presente investigación se utilizaron seis (6) pares, doce (12) registros sísmicos de fuente cercana, cada uno incorpora dos componentes horizontales, y no se considera la componente vertical del sismo. Los registros sísmicos seleccionados son representativos del perfil del suelo tipo C.

Las señales originales de la familia de acelerogramas se obtuvieron de la base de datos del Pacific Engineering Earthquake Research, PEER. El sismo de Armenia se adquirió de la base de datos

de la Universidad del Quindío. En la Tabla 24 y 25, resumen las características principales de los registros sísmicos empleados.

ID	Nombre Evento Sísmico	Año	Estación	Duración s	Δt s	Aceleración Máxima PGA g	Nombre Componentes	Clasificación del Suelo
3	Imperial Valley	1979	CERRO PRIETO	63.80	0.010	0.557	164_267_NS	D
4						0.649	164_147_EW	D
5	Loma Prietta	1989	CORRALITOS	39.98	0.005	2.177	753_000_NS	
6						1.384	753_090_EW	
7	Friuli Italia	1976	TOLMEZZO	36.38	0.005	1.131	125_0_NS	
8						1.040	125_270_EW	
9	San Fernando	1971	LAKE HUGHES	60.18	0.010	0.408	70_021_NS	D
10						0.363	70_111	C
11	Park Field	2004	CHOLAME	21.31	0.005	0.723	4150_090_NS	
12						1.193	4150_360_EW	

Tabla 24 Listado de registros sísmicos. (Pacific Engineering Earthquake Research, PEER, s.f.)

ID	Nombre Evento Sísmico	Año	Estación	Duración s	Δt s	Aceleración Máxima PGA g	Nombre Componentes	Clasificación del Suelo
1	Armenia	1999	UNIVERSIDAD DEL QUINDIO	17.99	0.005	1.584	A_NS	
2				19.92		1.834	A_EW	

Tabla 25 Registro sísmico de Armenia. (Universidad del Quindío)

10.4.4 Normalización de registros sísmicos

El primer paso para evaluar el riesgo de colapso, es la normalización de registros sísmicos. Este proceso consiste en escalar la aceleración media espectral de los 12 registros sísmicos hasta alcanzar la intensidad de la aceleración espectral en el sismo máximo considerado, MCE, en el periodo fundamental de la estructura.

El arquetipo en estudio le corresponde los siguientes parámetros sísmicos:

- Periodo Fundamental T: 0.75 s
- Zona sísmica alta
- Perfil del suelo: Tipo C

- Aceleración espectral en el MCE en el periodo fundamental de la estructura
 Sa_{MCET} : 0.93 g
- Media geométrica de la aceleración espectral de los 12 registros sísmicos Sa_M : 0.518 g

$$FE = \frac{Sa_{MCET}}{Sa_M} = 1.797$$

Ecuación 15

El factor de normalización es de 1.797, obtenido de la media geométrica de los valores de la aceleración espectral de ambas componentes. Este valor se utiliza para normalizar la amplitud de los registros antes de comenzar el análisis incremental dinámico no lineal, IDA. Ver Figura 37.

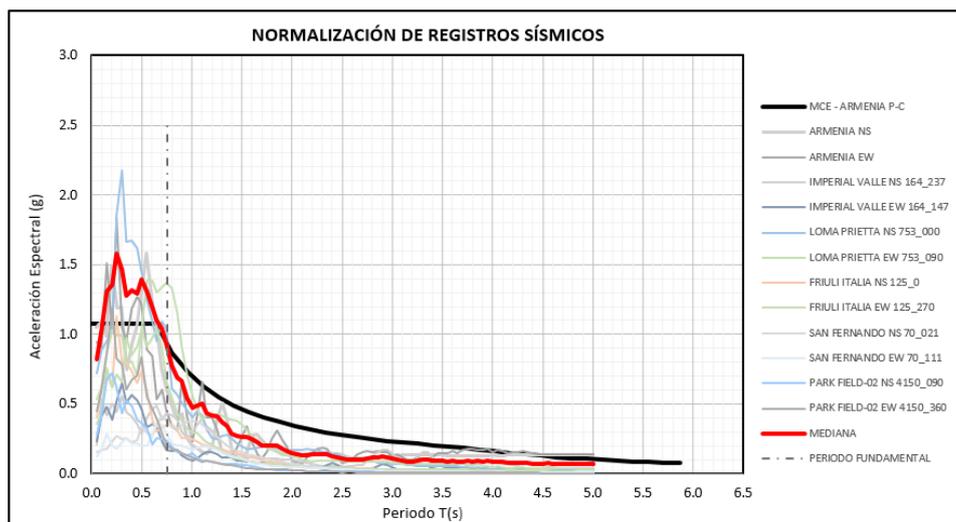


Figura 37 Espectros de pseudo aceleración normalizados

10.4.5 Análisis Dinámico Incremental I.D.A

La evaluación de capacidad de colapso es juzgada a través de la teoría y la experiencia en ingeniería. se consideraron los siguientes criterios de colapso global como local:

- Formación de inestabilidad local dado por aumentos excesivos en la deformación a bajas intensidades de fuerza. Como medida de daño se seleccionó:

- Para el sistema sismorresistente, la deriva máxima de piso, con un valor límite el 0.03 (3%) de la altura de entrepiso.
- Para las riostras BRB, el límite de colapso corresponde a 20 veces la deformación de la fluencia, de acuerdo a los estudios experimentales comentados en la sección 8.1.11. Los elementos tipo link con los cuales se realizó la modelación de las BRB no son capaces de representar la degradación de rigidez una vez llega al estado límite de colapso; por lo tanto, la estructura no pierde resistencia, es por esta razón que se asume que una vez la riostra llega al límite de colapso antes mencionado el sistema estructural tiene una probabilidad de perder una capacidad de resistencia importante y llegar al colapso.
- Por último, se validó la inestabilidad dinámica con la inestabilidad numérica, es decir, cuando se localizaban daños en una zona de la estructura, la cual generaba una probabilidad de mecanismo de colapso parcial o global del sistema, se validaba el criterio de colapso a través de la no convergencia de integración temporal en los modelos.

Factor de Escala (SF): Los intervalos de factor de escala que se utilizaron para multiplicar la amplitud de cada registro hasta alcanzar el colapso se dividieron en: para intensidades sísmicas entre 0 y 1, un factor de incremento de 0.20 y para intensidades mayores 1 se utilizó un factor de incremento de 0.25; llegando a un total de 144 análisis sísmicos no lineales con integración directa. A manera de ejemplo la Tabla 26, presenta los intervalos de escala efectuados para el sismo de San Fernando en la componente en X. Los casos de no convergencia evidenciados, se solucionaron variando los parámetros del método de integración de Newmark y revisando la inestabilidad dinámica de la estructura.

REGISTRO SISMICO SAN FERNANDO COMPONENTE X			
INTERVALOS DE ESCALA	Escala	Sa g	SAN FERNANDO %
$\Delta e = 0.2$	0.000	0.000	0.000%
	0.200	0.137	0.203%
	0.400	0.275	0.385%
	0.600	0.412	0.555%
	0.800	0.549	0.725%
	1.000	0.687	0.875%
$\Delta e = 0.25$	1.250	0.858	1.096%
	1.500	1.030	1.267%
	1.750	1.201	1.292%
	2.000	1.373	1.490%
	2.250	1.545	1.793%
	2.500	1.716	2.250%
	2.750	1.888	2.740%

Tabla 26 Intervalos de escala, registro sísmico de San Fernando, componente en X.

Medida de la intensidad del suelo (IM): La medida para caracterizar la intensidad del suelo corresponde a la aceleración espectral amortiguada al 5% en el periodo fundamental de la estructura.

Medida de daño (DM): Se determinó que el DM que mejor describe el comportamiento del análisis de respuesta de la curva IDA corresponde a la deriva máxima de entrepiso, ya que con este dato de salida del análisis es posible observar y cuantificar los desplazamientos relativos entre los pisos. Finalmente, estos son los que mejor permiten ver las deformaciones de cada uno de los elementos constitutivos de la estructura.

11. ANÁLISIS Y RESULTADOS

En el siguiente capítulo, muestra los análisis y resultados de los análisis no lineales estáticos y dinámicos y la evaluación del desempeño sísmico estructural.

11.1 ANÁLISIS: MODELO NO LINEAL ESTÁTICO “PUSH-OVER”

Para mayor comprensión de los análisis, resultados y conclusiones de esta investigación, se sugiere leer paralelamente el Anexo 2, el cual contiene las memorias de cálculo completas de esta sección.

11.1.1 Método Del Espectro De Capacidad ATC-40

El método del espectro de capacidad, es un procedimiento estático no lineal que proporciona una representación de la curva de capacidad fuerza-desplazamiento y la compara con las representaciones de espectros de respuesta de las demandas del sismo. La intersección entre la curva de espectro de capacidad y espectro de demanda reducido, se denomina punto de desempeño, el cual significa el máximo desplazamiento de la estructura esperado para una determinada demanda sísmica. La Tabla 1 del Anexo 2, muestra el detallamiento del cálculo del punto de desempeño. A continuación, se relacionan los resultados obtenidos del método del espectro de capacidad:

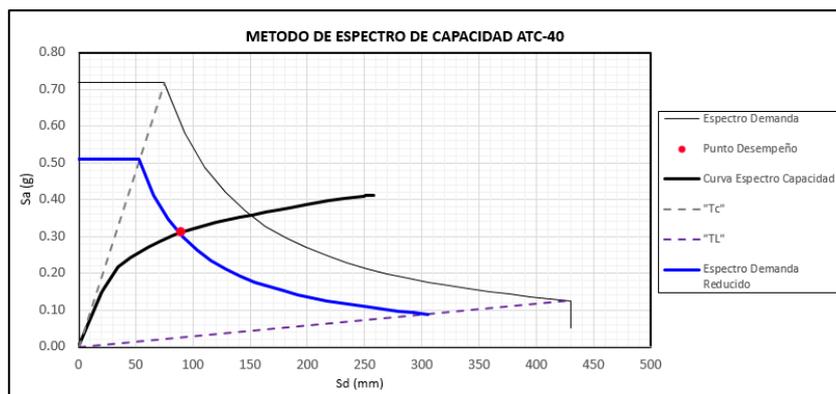


Figura 38 Método de espectro de capacidad ATC-40

El desempeño fue evaluado conforme al espectro de diseño de la NSR-10 el cual corresponde a un nivel de intensidad sísmica de un sismo de diseño con 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años, es decir, un periodo de retorno de 475 años.

Los siguientes valores fueron registrados para el punto desempeño: Sa: 0.32g; Sd: 90.85 mm y el periodo efectivo calculado para este punto es de T:1.081 s. Basados en la localización del punto de desempeño para este caso particular, la demanda sísmica ha llevado a la estructura al rango no lineal.

La Figura 38, además, muestra el espectro de demanda reducido, el cual se obtiene por medio de factores que están en función del amortiguamiento efectivo. Este amortiguamiento se encuentra relacionado con el amortiguamiento viscoso y el histerético. El amortiguamiento histerético puede ser representado por un amortiguamiento viscoso equivalente, de modo que el amortiguamiento β_{eq} , asociado al desplazamiento (d_{pi}) pueda ser estimado mediante la siguiente ecuación:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05$$

El termino β_0 , es el amortiguamiento histerético representado como amortiguamiento viscoso.

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 = \frac{2(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{\pi a_{pi} d_{pi}} + 0.05 = 0.1619$$

Este amortiguamiento equivalente es utilizado para calcular los factores empleados para reducir el espectro de demanda con un amortiguamiento mayor a 5% del amortiguamiento crítico:

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eq}(\%))}{2.12} = 0.62$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eq}(\%))}{1.65} = 0.70$$

El efecto no lineal del sistema estructural, se considera reduciendo el espectro elástico a uno inelástico por medio de los factores antes calculados, este espectro se reduce ya que la estructura experimenta daño, cambios en su rigidez, los cuales se ven reflejado en el amortiguamiento viscoso del sistema principal. Por otra parte, hay un amortiguamiento adicional dado por las BRB, ya que estas brindan un alto grado de disipación de energía impuesta por el sismo por medio de la concentración inelástica. Esto permite proteger la estructura principal ya que permanece en el estado elástico o con incursiones inelásticas bajas que se traduce en menor daño estructural.

Así pues, se puede evidenciar que para el mismo desplazamiento S_d : 90.90 mm, se presenta una reducción del valor de la pseudo aceleración S_a :0.57 del espectro de diseño respecto al obtenido en la gráfica de desempeño S_a :0.32. Dicha reducción se estima en más del 40%, validando el fenómeno antes descrito.

Para la estructura analizada con un periodo T :1.08s, en el espectro de diseño se espera un S_a : 0.46g, la respuesta encontrada en la curva de desempeño es de S_a :0.32g, la cual corresponde a un 70% de la esperada, la diferencia encontrada del 30% sugiere una menor demanda sobre la estructura, lo que conlleva a un menor daño para la misma. Esto se ve reflejado que para la demanda del sismo de diseño de la NSR-10 el S_d : 150mm y con un amortiguamiento equivalente baja a S_d :100mm.

11.1.2 Determinación de los coeficientes sísmicos de diseño

El coeficiente de respuesta sísmica, R , el factor de sobrerresistencia, Ω y la ductilidad basada en el periodo μT se determina con base a la curva idealizada pushover.

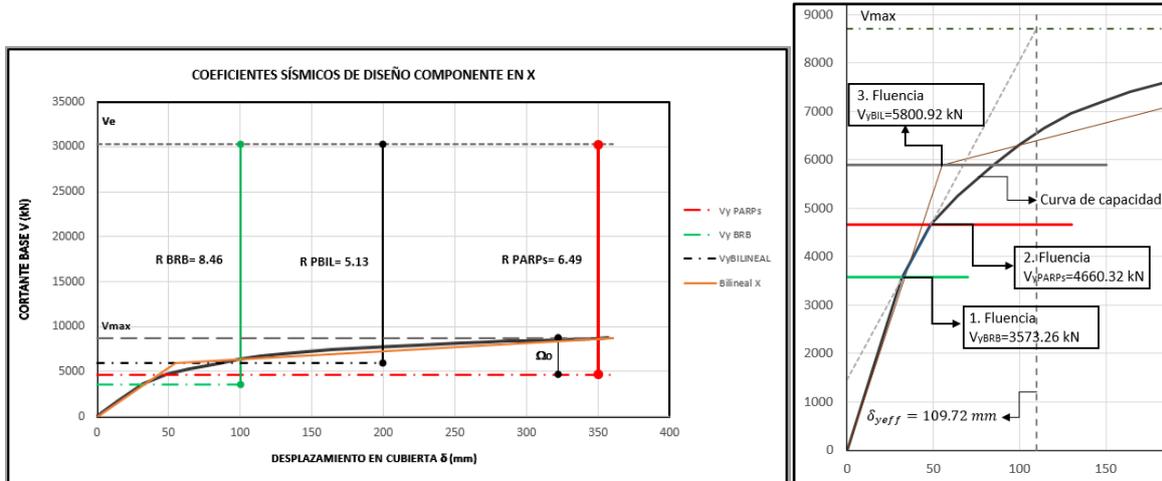


Figura 39 Coeficientes sísmicos de diseño – Componente en X

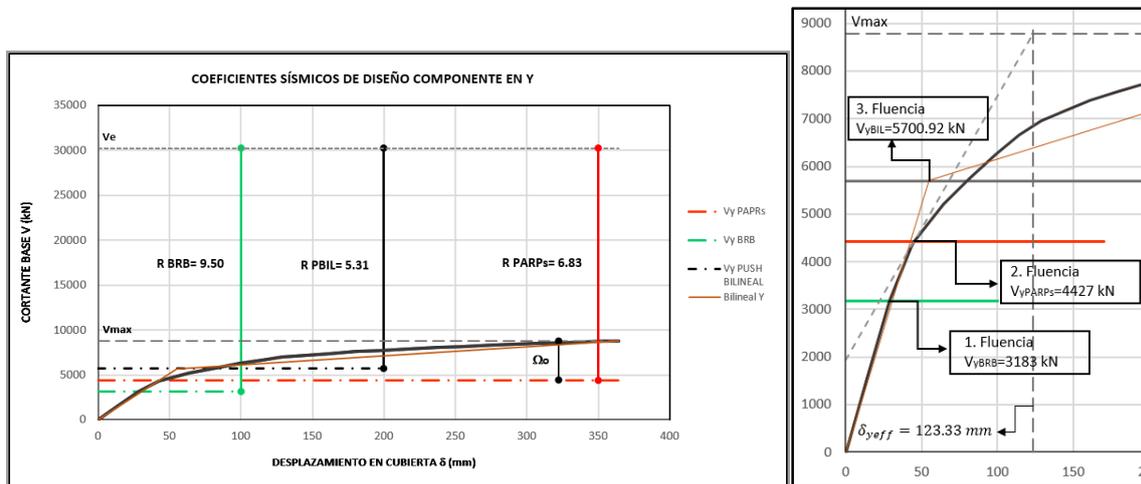


Figura 40 Coeficientes sísmicos de diseño – Componente en Y

Las figuras 39 y 40 son las curvas de capacidad en cada componente principal, las cuales están definidas por el cortante basal, V , versus desplazamiento de cubierta, δ .

De acuerdo con estas figuras, para este caso de estudio se pudieron registrar 3 valores del cortante para la componente en X y la componente en Y, los cuales están dados por: un primer ligero cambio de rigidez el cual indica el punto de fluencia de las riostras, ya que estas fluyen antes que el pórtico principal; el valor obtenido, $V_{yBRBX} = 3573$ kN; $V_{yBRBY} = 3183$ kN sin embargo, no hay cambios considerables en la ductilidad y, por lo tanto, el comportamiento global de la estructura es esencialmente elástico. Posteriormente, se registra un segundo punto de fluencia

que al trazar una rigidez secante es la misma rigidez encontrada en el primer punto de fluencia; lo que sugiere que el sistema estructural tanto de pórticos de concreto y de riostras BRB alcanzaron la fluencia; $V_{yPARPs_x} = 4660$ kN; $V_{yPARPs_y} = 4427$ kN y un tercer punto de fluencia que se obtiene a través del modelo bilineal $V_{yBILINEALX} = 5892$ kN; $V_{yBILINEALY} = 5700$ kN. La Tabla 27, registran los valores de los puntos de fluencia antes mencionados y a partir de estos se determina el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R.

Con base en lo anterior, el valor que mejor representa el punto de fluencia del sistema estructural PARPs para hallar los coeficientes sísmicos de diseño es el correspondiente al llamado cortante de fluencia V_{yPARPs} con los siguientes valores de cortante: V_{yx} : 4660 kN y V_{yy} : 4427 kN.

COMPONENTE	CORTANTE				FACTORES SÍSMICOS DE DISEÑO		
	ELÁSTICO	FLUENCIA BRB	FLUENCIA PAPRS	FLUENCIA PUSH BILINEAL	RESPUESTA SÍSMICA BRB	RESPUESTA SÍSMICA PAPRS	RESPUESTA SÍSMICA PUSH BILINEAL
	V_e (Kn)	V_{yBRB} (Kn)	V_{yAPRS} (Kn)	V_y (Kn)	R_{BRB}	R_{APRS}	R
X	30244.80	3573.26	4660.32	5892.00	8.46	6.49	5.13
Y	30244.80	3183.20	4427.07	5700.00	9.50	6.83	5.31

Tabla 27 Valores del Factor de modificación de respuesta sísmica, R.

Como se describió en la sección 8.1.16, el factor de sobrerresistencia Ω , se determina con el valor promedio para cada grupo de desempeño; no obstante, por tratarse de un sistema tridimensional se decide para esta investigación que los valores resultantes para la sobrerresistencia, Ω , y el factor de modificación de respuesta estructural, R, se calculan promediando los valores de cada una de las direcciones principales de carga.

El factor de respuesta sísmica obtenido es de, $R_x = 6.49$ y $R_y = 6.83$, El valor promedio calculado, $R = 6.66$, este factor muestra una pequeña diferencia respecto al factor de reducción empleado en el diseño $R = 7.0$, sin embargo, es importante mencionar, que es un análisis tridimensional con múltiples grados de libertad, lo que justifica dicha diferencia. El factor de respuesta sísmica R, se confirma con los resultados del análisis no lineal dinámico de la siguiente sección.

El factor de sobrerresistencia del sistema hallada para la componente en X y la componente en Y es de, $\Omega_x = 1.87$ y $\Omega_y = 1.98$, respectivamente. El valor promedio calculado, $\Omega = 1.93$, el cual es

un 64% del factor establecido para un sistema estructural de pórticos de concreto por el reglamento NSR-10; esto se debe a que, para llevar a cabo el análisis pushover, el diseño de la estructura se realizó con cuantías y secciones requeridas; es decir, la práctica de tipificar secciones se realizó en un determinado número de pisos y las cuantías ingresadas al modelo matemático son las demandadas de acuerdo al diseño realizado al sistema conforme a los requisitos de la NSR-10. Así mismo, la rigidez de las riostras BRB fue determinada a partir de las demandas resistencia sobre cada pórtico arriostrado y considerando que el fabricante tiene la capacidad de diseñar un dispositivo de riostra capaz de atender los requerimientos del proyecto.

La ductilidad (μ_T) y el desplazamiento efectivo de fluencia δ_{yeff} queda definido por:

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{yeff}}$$

$$\mu_{TX} = \frac{356.87 \text{ mm}}{109.72 \text{ mm}} = 3.25 \quad \mu_{TY} = \frac{346.12 \text{ mm}}{123.33 \text{ mm}} = 2.95$$

El valor promedio de la ductilidad (μ_T)= 3.10

COMPONENTE	CORTANTE			DESPLAZAMIENTOS		FACTORES SÍSMICOS DE DISEÑO			FACTORES SÍSMICOS DE DISEÑO	
	ELÁSTICO	MÁXIMO	FLUENCIA	ULTIMO	EFFECTIVO DE FLUENCIA	SOBRERESISTENCIA	RESPUESTA SÍSMICA	DUCTILIDAD DEL SISTEMA	RESPUESTA SÍSMICA	SOBRERESISTENCIA
	V_e (Kn)	V_{max} (Kn)	V_y (Kn)	δ_o (mm)	δ_{yeff} (mm)	Ω_o	R	μ_T	\bar{R}	$\bar{\Omega}$
X	30244.80	8705.86	4660.32	356.87	109.72	1.87	6.49	3.25	6.66	1.93
Y	30244.80	8774.58	4427.07	364.12	123.33	1.98	6.83	2.95		

Tabla 28 Coeficientes sísmicos de diseño.

La Tabla 28, presenta los parámetros de desempeño sísmico: el factor de sobrerresistencia, Ω , la ductilidad basada en periodo, μ_T , y el factor de modificación de respuesta estructural, R , obtenidos del análisis estructural no lineal estático.

11.1.3 Desempeño de la estructura

El desempeño general de la estructura, se obtuvo a partir de los datos recopilados de las componentes individuales a lo largo de los dos ejes principales del modelo y se compararon con los criterios de aceptación para evaluar su desempeño. Esta evaluación se realizó comparando el desplazamiento de cubierta con los criterios de aceptación para un nivel de desempeño dado. Los criterios de aceptación para los pórticos de concreto (vigas y columnas) y riostras de pandeo restringido se evaluaron de acuerdo con la descripción de la sección 8.1.9.

La Tabla 4 y 5 del Anexo 3, presenta los resultados obtenidos del análisis estático no lineal pushover mediante el software de análisis y diseño Etabs 2016. En estas tablas se puede apreciar los niveles de desempeño alcanzados por la estructura en términos de las deformaciones en las rotulas utilizadas en el análisis. Cabe resaltar que, los criterios de aceptación del Etabs 2016, son tomados de la Tabla ASCE 41-13.

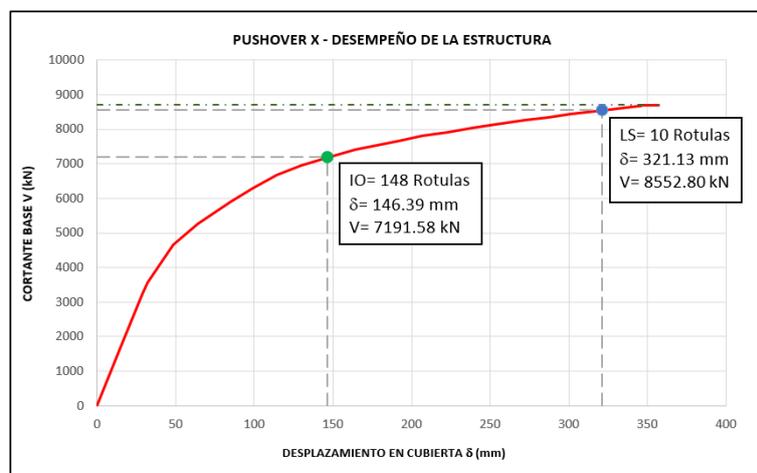


Figura 41 Desempeño de la estructura componente X

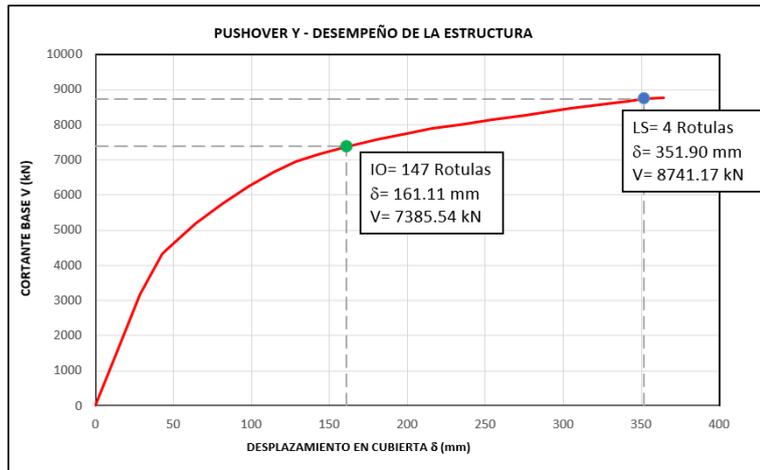


Figura 42 Desempeño de la estructura componente Y

En la Figura 41 y 42 se puede observar los niveles de daño en términos de las deformaciones, los puntos graficados en azul y verde representan el comienzo para el cual las rotulas pasan un nivel de desempeño dado en la deformación en cubierta. De esta manera, la etiqueta en verde corresponde al criterio de aceptación definido como ocupación inmediata, IO, y la azul como seguridad de vida, LS.

Los valores registrados son los siguientes: Cortante en la base, V, y desplazamiento en cubierta, δ , para el PUSHX, en ocupación inmediata, IO, es de V: 7191.58 kN y δ :146.39 mm y seguridad de vida, LS, V: 8552.80 kN y δ :321.13 mm. Para el análisis de PUSHY, los resultados de IO son: V: 7385.54 kN y δ :161.11 mm y para LS son: V: 8741.17 kN y δ :351.90 mm. De acuerdo con los resultados anteriores se puede inferir que los valores son ligeramente mayores para el análisis de la componente en Y, esto se debe a que en este sentido el sistema estructural es menos rígido comparado con la componente en X, dando lugar a mayores desplazamientos.

la Figura 41 y 42 muestran que la estructura alcanzo una deriva de cubierta en la componente en X de 1.70% y en Y de 1.73%. La deformación se detuvo cuando la estructura alcanza una formación de inestabilidad local presentadas en las vigas de cubierta, lo conllevó a un colapso parcial del sistema estructural.

Adicionalmente, la Figura 43, muestra porcentualmente el nivel de daño en las rotulas para la componente en X y Y, para un total de 660 rotulas, clasificando a la estructura entre IO y LS, criterio de aceptación usado para establecer la seguridad de las vidas de los ocupantes.

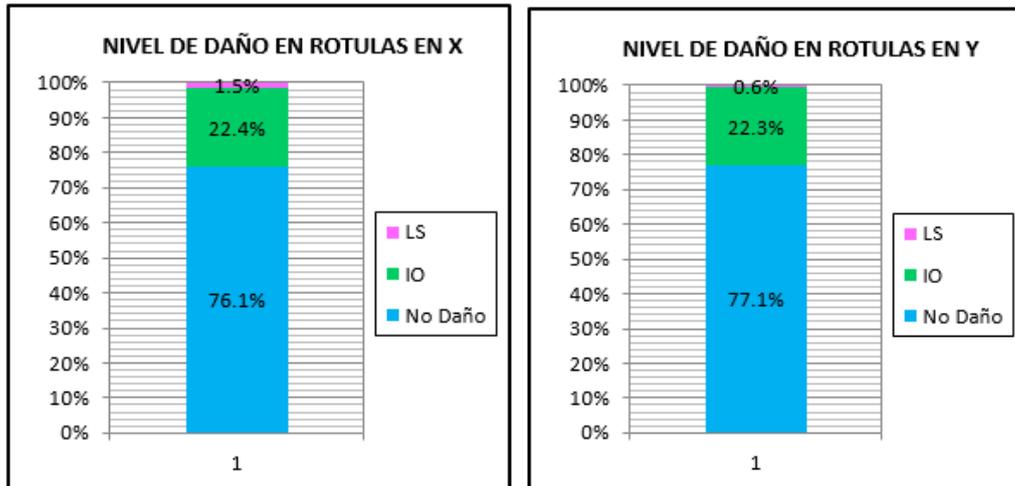


Figura 43 Nivel de daño en rotulas componentes en X y Y.

3.1.4 Resultados del estado límite para el colapso no simulado

Como se ha comentado en capítulos anteriores, las riostras de pandeo restringido, BRB, fueron modeladas a través del uso de elementos no lineales tipo link y con la regla histéretica de Wen, incorporada en el software. Este tipo de elementos no simula un modelo de colapso explícito. Por lo tanto, se evaluarán los estados límites de los componentes estructurales con los criterios de aceptación, en los cuales se tomó el punto de colapso 20 veces la deformación de fluencia de la riostra. Dicho criterio se controló a partir de los resultados del análisis estructural.

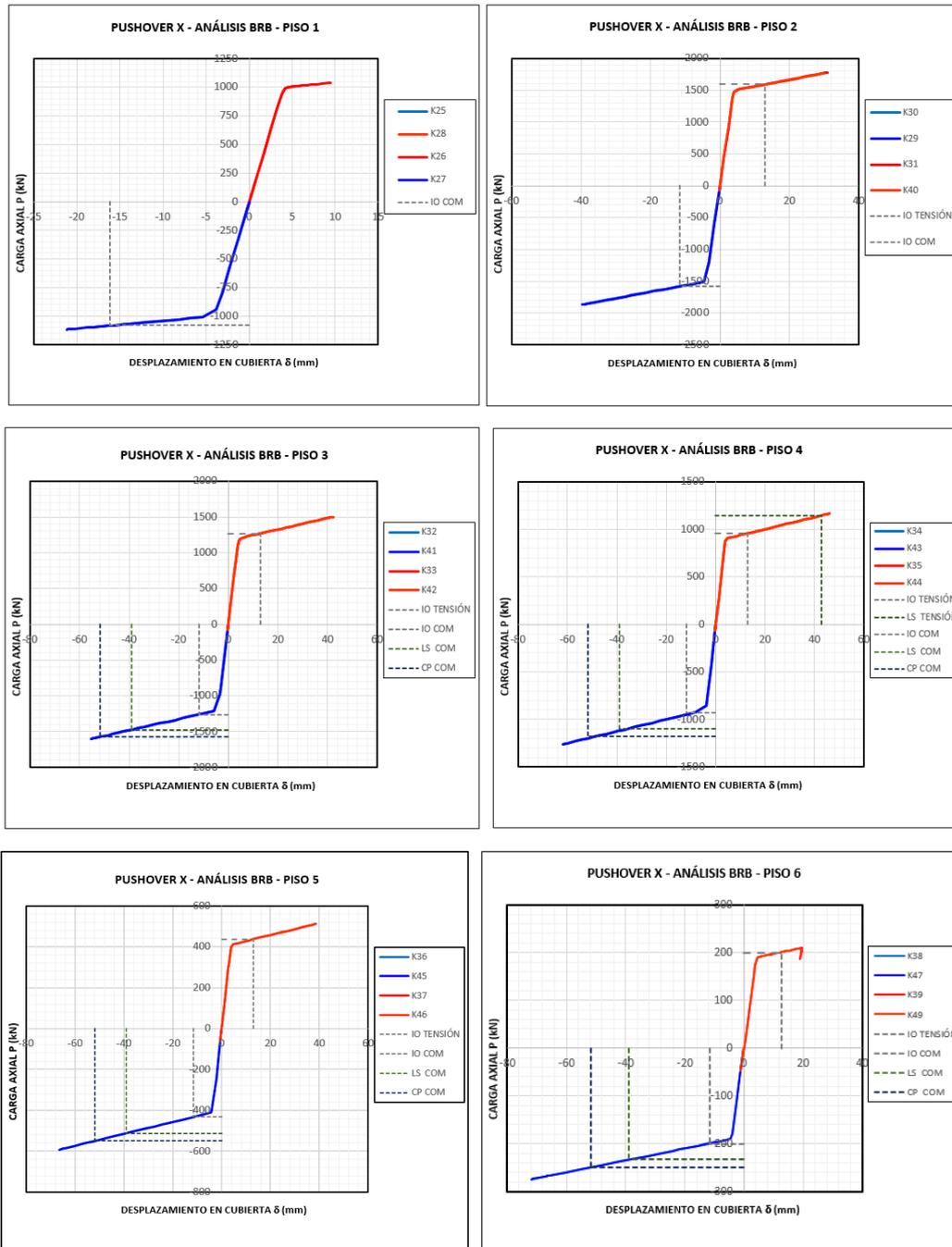


Figura 44 Pushover X – Análisis BRB

A manera de ejemplo, las gráficas de la Figura 44, presentan el análisis pushover en la componente en X, en donde se ilustran las riostras por piso tanto a tracción como a compresión.

En las figuras se observa que la fluencia para las riostras ocurre para una deformación entre 4 y 5 mm, mientras que para las columnas y vigas se presenta la incursión por fluencia en deformaciones de 110 mm. Así, se cumple uno de los requisitos de diseño el cual dice que para que las riostras disipen energía efectivamente se requiere que estas sean más rígidas que el pórtico principal, pero que a su vez fluyan primero que éste.

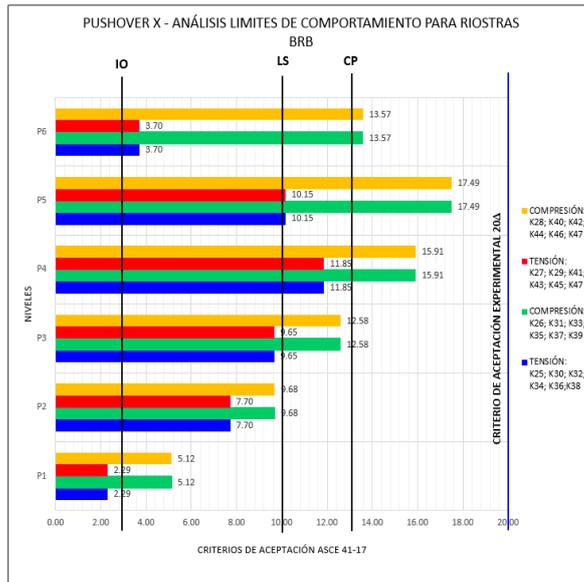


Figura 45 Pushover X – Límites de comportamiento BRB

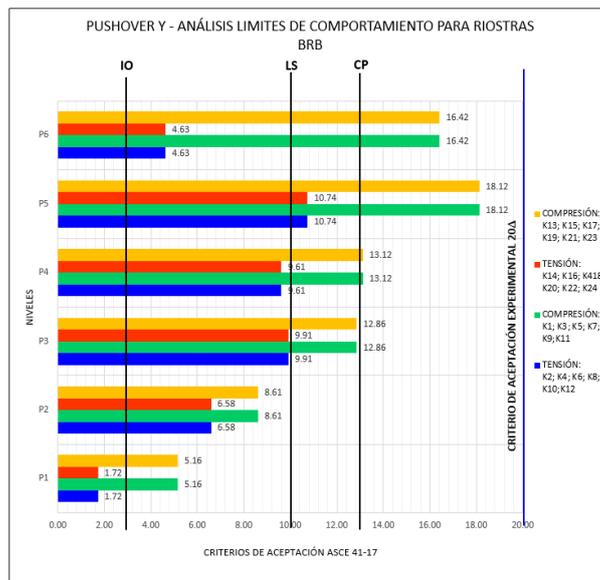


Figura 46 Pushover Y – Límites de comportamiento BRB

Con base en los resultados obtenidos, la Figura 45 y 46, presenta los límites de comportamiento para el colapso no simulado en las BRB en cada piso. Cada pórtico contiene 2 riostras BRB, para un total de 4 BRB por piso, 48 riostras en total en la edificación. Los esfuerzos fueron revisados tanto compresión como a tensión.

De manera general se puede observar que las riostras BRB en cubierta alcanzaron una ductilidad de 16.8 veces la deformación axial, es decir, las riostras no llegan al colapso.

Otro de los análisis que se puede inferir, es que de un total de 48 riostras BRB, 4 BRB de estas no presentaron daño, 22 BRB alcanzan el límite de ocupación inmediata, IO, con una deformación máxima de 5 veces el de la fluencia y 22 BRB logran el límite de seguridad de vida, LS, con una deformación máxima 16.75 veces el de la fluencia.

11.1.4 Comportamiento inelástico (Mecanismo de plastificación)

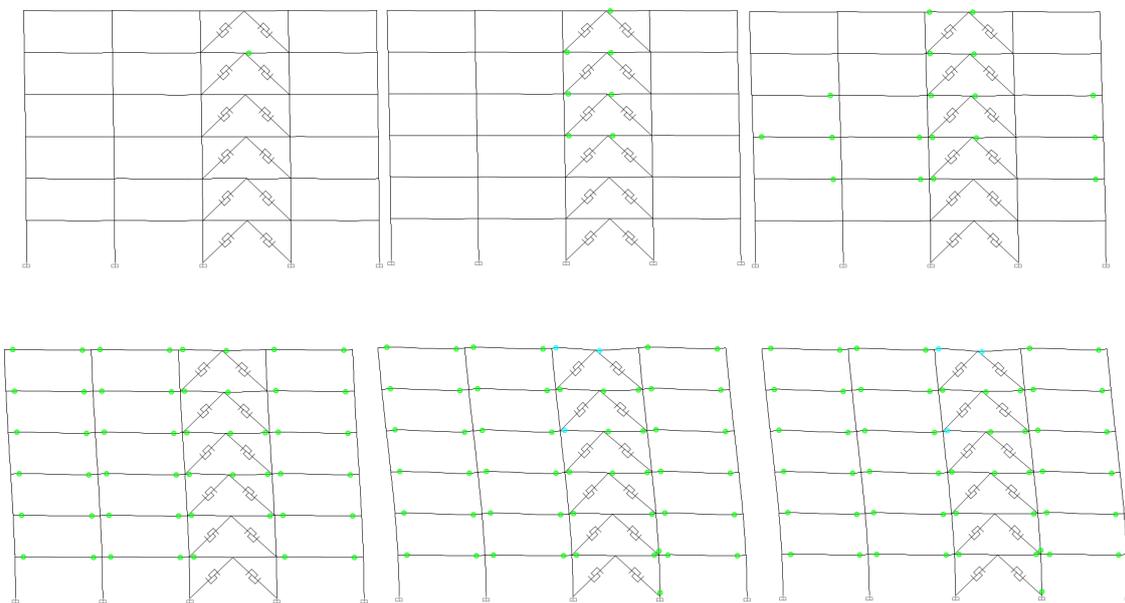


Figura 47 Incursión inelástica, pórtico componente en X

En la Figura 47 se muestra un ejemplo del pórtico arriostrado de la componente en X e ilustra la secuencia de formación de las rótulas para los patrones de carga lateral uniforme de acuerdo a la forma modal fundamental de la estructura. El mecanismo plástico que conduce al colapso

parcial de la estructura, inicia por lo extremos de las vigas que hacen parte del sistema de arriostramiento, mientras que las columnas y vigas fuera del arriostramiento permanecen elásticas. Las primeras rotulas se ubican en los niveles superiores. A continuación, se presenta incursiones en las columnas de los niveles inferiores y en vigas que no hacen parte del sistema de arriostramiento. Por último, las vigas de cubierta del sistema de arriostramiento sobre pasan el límite de seguridad de vida y generan altos daños, provocando el colapso estructural. De manera análoga las riostras eran revisadas por medio del análisis.

De acuerdo a los resultados anteriores, para llegar al nivel de daño de colapso preventivo, el sistema estructural se puede mejorar dando mayor capacidad a los elementos estructurales que mostraron un colapso local, lo que probablemente otorgaría al edificio más capacidad de deformación hasta alcanzar el mecanismo de colapso global.

11.2 ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL

El desempeño del edificio de pórticos de concreto con arriostramientos de pandeo restringido (PAPRs), está dispuesto de la siguiente manera: en principio se presentan los resultados del análisis dinámico incremental (IDA) y la determinación del parámetro principal que es la razón de margen de colapso, CMR; posteriormente se muestra un ejemplo de las demandas sísmicas a las que son sometidos los diferentes elementos estructurales a distintas intensidades sísmicas hasta su colapso teórico y finalmente se establece la evaluación del desempeño del resultado de los análisis no lineales estáticos y dinámicos.

11.2.1 Resultados Curvas I.D.A

A continuación, se presenta los resultados del análisis dinámico incremental (IDA) en las dos componentes horizontales. Para ambos casos se realizaron análisis IDA completos, es decir, se consideró todo el conjunto de registros sísmicos.

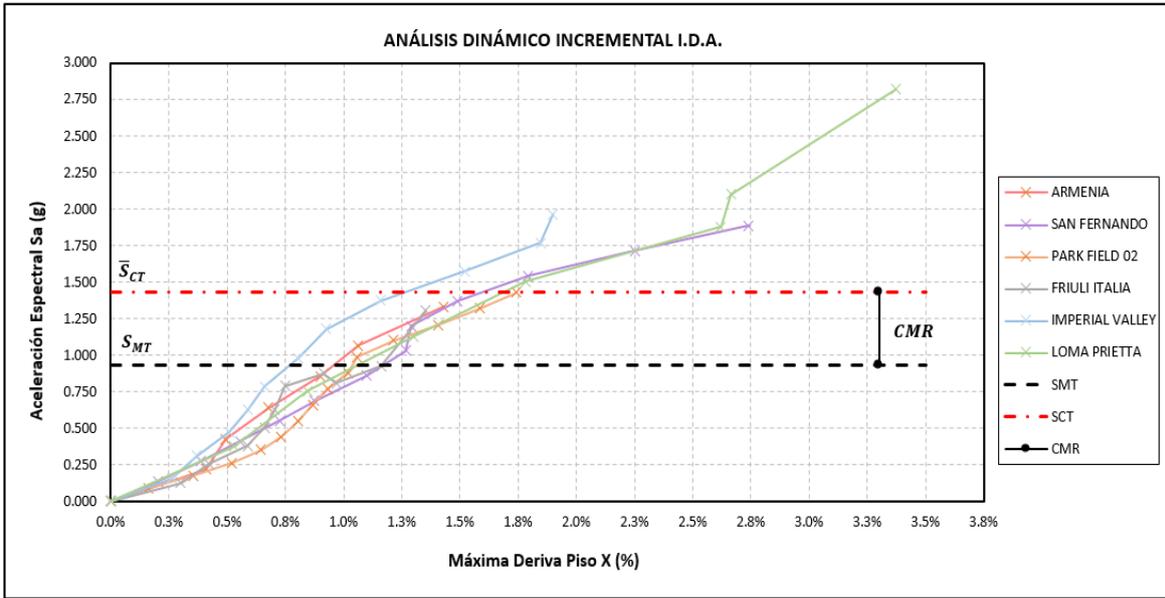


Figura 48 Análisis incremental IDA – Dirección X

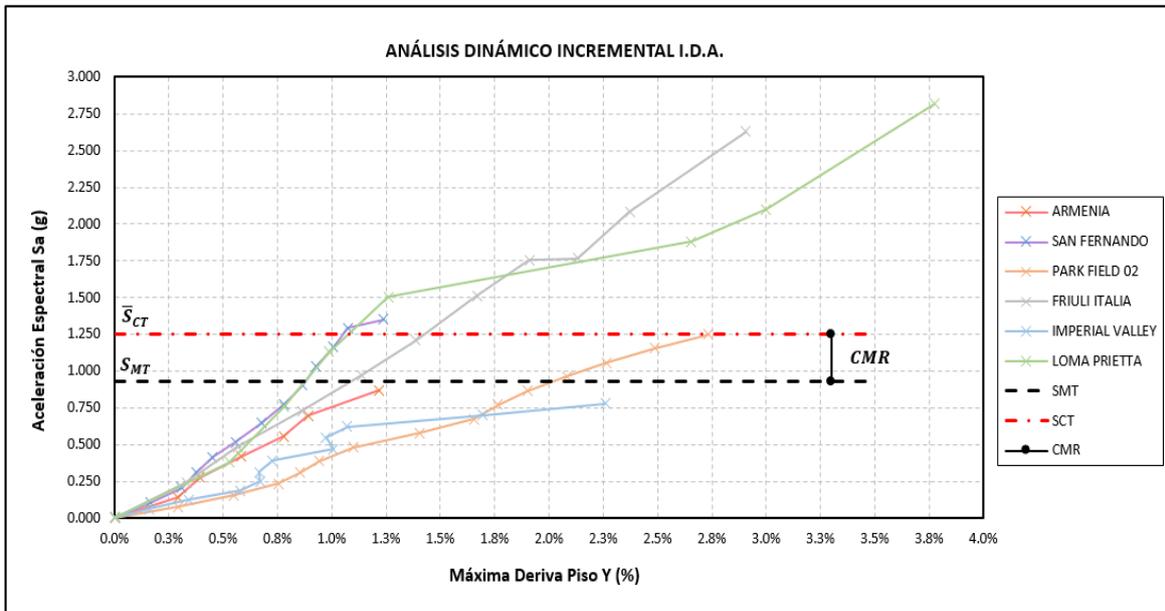


Figura 49 Análisis incremental IDA – Dirección Y

La Figura 48 y 49, enseñan el análisis dinámico incremental IDA en donde se registraron como medida de daño la deriva máxima de piso versus el nivel de intensidad del suelo como la aceleración espectral en el periodo fundamental de la estructura. Cada grafico ilustra las demandas impuestas a la estructura por cada registro sísmico a diferentes intensidades.

Las curvas IDA muestran la razón de margen de colapso CMR, definido a partir de la intensidad media de colapso \bar{S}_{CT} y la intensidad del sismo máximo considerado, S_{MT} en el periodo fundamental de la estructura. Los valores obtenidos son los siguientes:

$$CMR_X = \frac{1.43 g}{0.93 g} = 1.538; \quad CMR_Y = \frac{1.25 g}{0.93 g} = 1.344$$

El sistema estructural individual analizado es en tres dimensiones, al cual se le asigno de manera arbitraria un registro de aceleraciones normalizadas en las componentes principales, ya que no se sabe cómo está posicionada la estructura. La curva IDA tanto de la componente en X como en Y, se construyeron ampliando la intensidad de cada registro sísmico hasta alcanzar el criterio de colapso mencionado en la sección 10.4.5.

El análisis del CMR como componente individual no representa la evaluación de la probabilidad del colapso; puesto que la estructura se analizó como un sistema estructural global, es decir, la amplificación del sismo se detuvo cuando por lo menos alguna de las dos direcciones se alcanzaba el criterio de colapso; por lo tanto, no todos los registros sísmicos fueron llevados al colapso en una misma componente.

Teniendo en cuenta lo anterior, y que, además las componentes de los sismos presentan variaciones en cuanto a magnitud y a contenido frecuencial, se concluye para esta investigación que el valor de la razón de margen de colapso CMR, para el sistema estructural PAPRS, se calcula mediante la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, SRSS del CMR de ambas componentes, como se muestra en la Ecuación 16, ya que esta intensidad fue la que finalmente llevo el sistema estructural al colapso.

$$CMR_{PAPRS} = 1 + \sqrt{CMR_x^2 + CMR_y^2}$$

$$CMR_{PAPRS} = 1 + \sqrt{0.538^2 + 0.344^2} = 1.638$$

Ecuación 16 Valor CMR del sistema estructural

El valor calculado del CMR: 1.638, es mayor que la unidad, esto significa que la capacidad del sistema es un 63.8% mayor a la demanda sísmica correspondiente al máximo terremoto considerado (MCE). Así mismo, indica que el sistema estructural analizado tiene una baja probabilidad al colapso. Los valores mínimos para la aceptación del CMR serán presentados posteriormente. Cabe destacar que estos valores aún no han sido ajustados por los efectos del factor de forma espectral que serán nombrados en la siguiente sección.

A diferencia de lo que ocurre en otros sistemas estructurales, las curvas IDA no muestran un “ablandamiento” en el comportamiento estructural, generado por desplazamientos laterales excesivos a bajas intensidades. Esto se debe a que en el modelo no hay un mecanismo de falla completo y es un análisis estructural tridimensional. Por lo tanto, el sistema estructural analizado cuenta con múltiples grados de libertad, imposibilitando que se vea gráficamente con el DM de deriva de piso este comportamiento. No obstante, en las gráficas se observa que las curvas exhiben respuestas que tienen una degradación gradual hacia el colapso.

En las curvas también se presenta un fenómeno denominado “endurecimiento estructural”, de acuerdo con (Vamvatsikos & Cornell, 2001), cuando el sistema muestra una respuesta alta a un nivel de intensidad dado, y puede exhibir la misma respuesta o incluso menor cuando está sujeto a intensidades sísmicas más altas. La curva para el registro sísmico de Imperial Valley en la componente en Y (ver Figura 50) es un ejemplo de este fenómeno. Para un IM:0.467 se observa un DM de 1.0% y para un IM: 0.972% la rigidez aumenta con DM:0.95%. Esto significa que la estructura experimentó una desaceleración lo suficientemente potente como para detener momentáneamente la acumulación del DM. Esto debido a que el escalamiento de las señales, DM imposibilita representar el verdadero contenido frecuencial de un acelerograma a mayor amplitud.

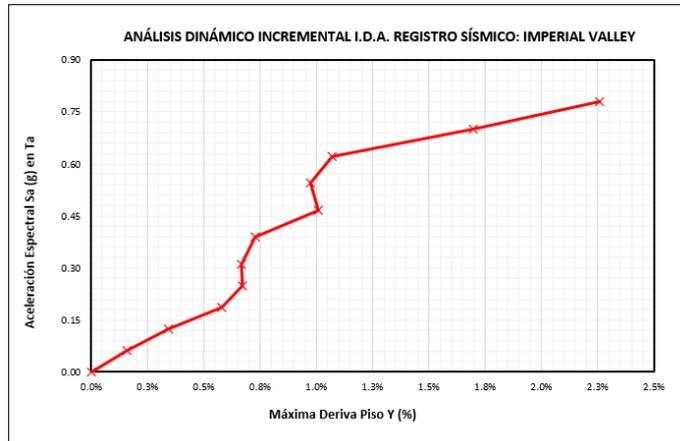
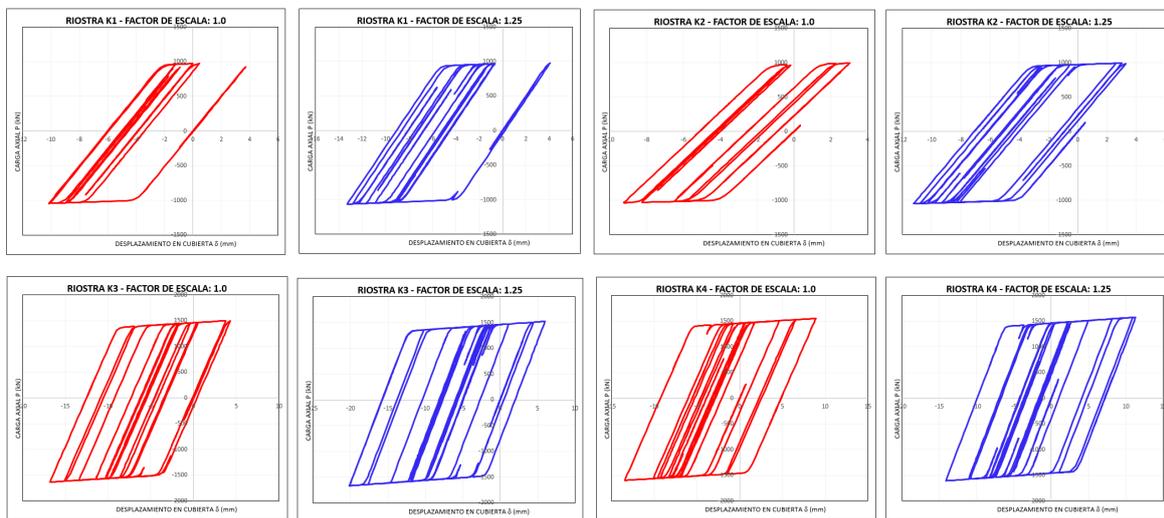


Figura 50 Análisis dinámico incremental I.D.A. Registro sísmico: Imperial Valley. Componente Y.

11.2.2 Resultados de estado límite para el colapso no simulado

Los análisis dinámicos incrementales producen gran cantidad de información debido a los incrementos de la demanda sísmica hasta su colapso. Como ejemplo, se ilustra el resultado del comportamiento histerético de las riostras BRB de un pórtico en el eje numérico, usando el registro sísmico de Armenia.



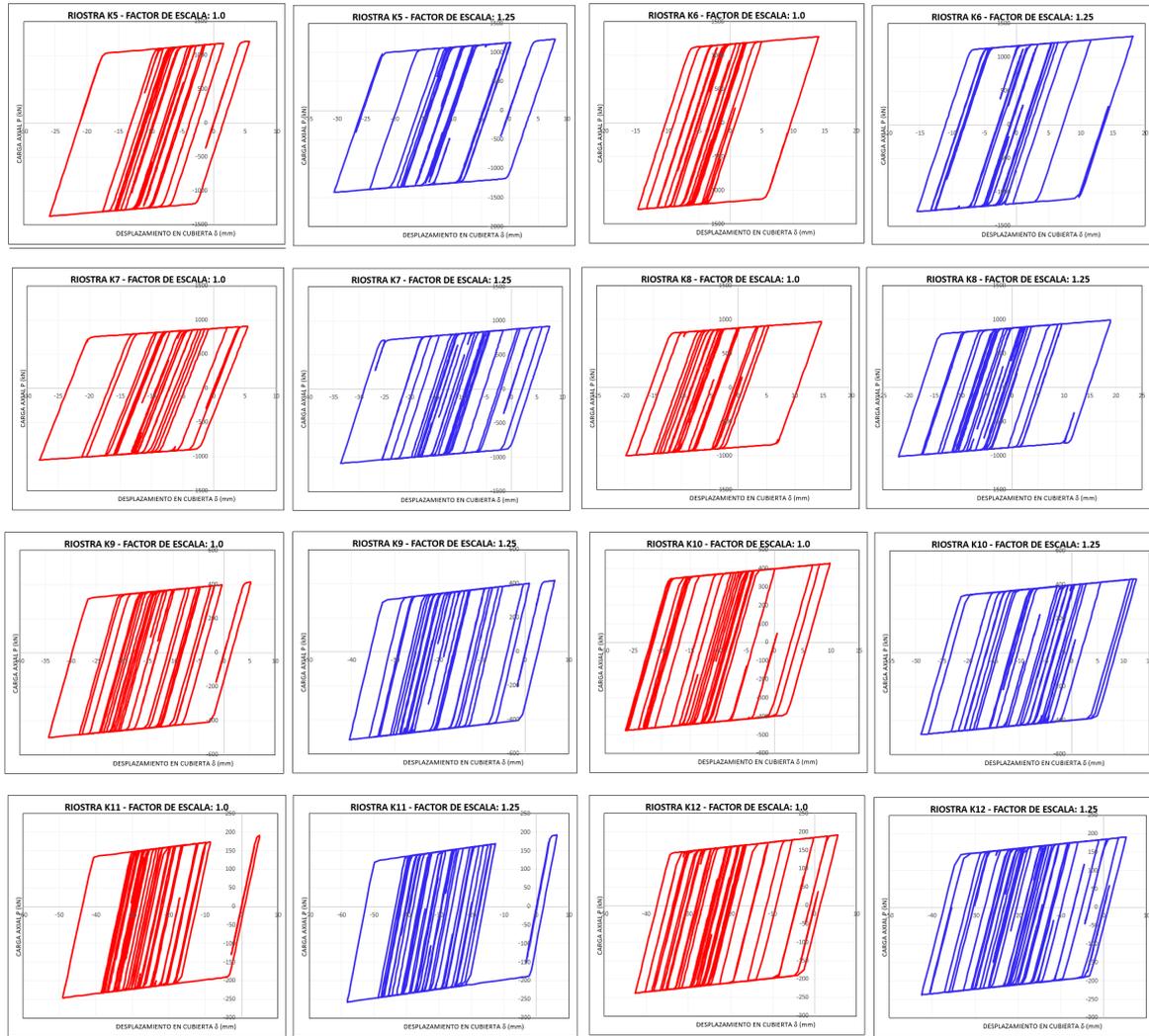


Figura 51 Modos de colapso no simulado BRB. Registro sísmico de Armenia.

La Figura 51 muestra los resultados del comportamiento histerético para el registro sísmico de Armenia, expresado en desplazamiento versus la carga axial. De esta manera, las gráficas rojas representan un factor de escala FE: 1.0, el cual corresponde al sismo normalizado al nivel del sismo MCE, y las azules corresponden a un FE:1.25, que fue el máximo factor de escala utilizado, puesto que la demanda sísmica llevo la riostras BRB a una deformación de 80 mm, límite de colapso. Las deformaciones alcanzadas por las riostras no superan los 80 mm dando cumplimiento al criterio de colapso

11.2.3 Curvas de histéresis pórtico de concreto arriostrado

A continuación, se relacionar  un ejemplo de las gráficas representativas de curvas de histéresis de un pórtico de concreto arriostrado.

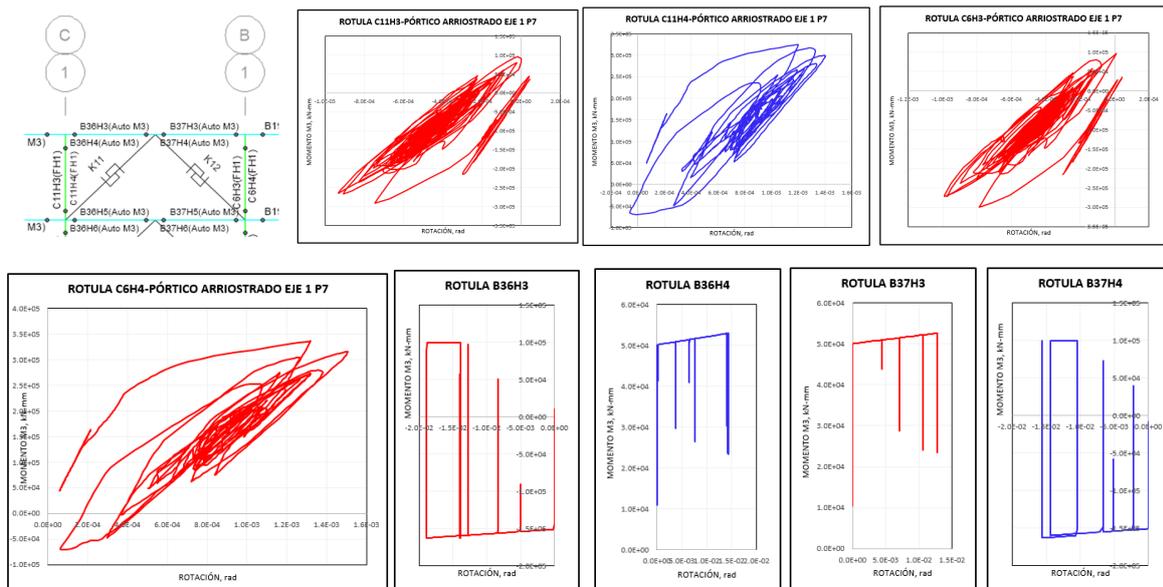


Figura 52 Curvas de histéresis pórtico de concreto arriostrado.

Las gráficas anteriores muestran un ejemplo de los resultados de las envolventes de los ciclos de histéresis para el pórtico de concreto arriostrado ubicado en el último nivel del edificio para el registro sísmico de Armenia con un factor de escala FE: 1.0, el cual corresponde al sismo normalizado al MCE.

11.3 EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO Y ESTRUCTURAL

Con base en los resultados obtenidos del análisis no lineal estático y dinámico se evalúa la aceptabilidad del valor inicial para el coeficiente de capacidad de disipación de energía básico, $R = 7.0$.

El valor del factor de modificación de respuesta estructural, R se evalúa en términos de la razón de margen de colapso, CMR; y la aceptabilidad se establece con valores que dependen de la

calidad de la información usada para definir el sistema, la incertidumbre total del sistema y los límites de probabilidad de colapso, ver sección 8.1.13.

11.3.1 Relación margen de colapso ajustada

El valor obtenido de la relación del margen del colapso CMR, se modifica para obtener la relación del margen de colapso ajustado ACMR para cada prototipo, por medio de la forma espectral, SSF. Así mismo, se ve influenciado por un factor multiplicador de 1.2, ya que el análisis estructural es tridimensional.

De acuerdo con la Tabla 4 el valor de SSF: 1.107

$$ACMR_i = 1.107 \times 1.638 \times 1.2 = 2.175$$

Ecuación 17

11.3.2 Incertidumbre total del colapso β_{TOT}

La incertidumbre total de colapso, es la combinación de todas las fuentes de incertidumbre:

- **Incertidumbre de registro a registro (β_{RTR}):** valor constante de 0.40 para sistemas estructurales con ductilidades mayores a 3; por lo tanto,

$$\beta_{RTR} = 0.40$$

- **Incertidumbre de requisitos de diseño (β_{DR}):** es categorizado como superior (A), ver Tabla 5, ya que cumple con las disposiciones establecidas en el Reglamento NSR-10, códigos de diseño ASCE 07/10, ASCE 41-10 y ASCE 41-17; como consecuencia,

$$\beta_{DR} = 0.10$$

- **Calidad de datos de la investigación experimental (β_{TD}):** la calidad de datos de la investigación se considera superior (A), ver Tabla 6, puesto que las riostras BRB cuenta con estudios experimentales detallados en el capítulo 7; por esta razón,

$$\beta_{TD} = 0.10$$

- **Calidad de modelado (β_{MDL}):** la metodología FEMA P-695 otorga, una calificación de “Alto” por tratarse de una estructura tridimensional; sin embargo, en algunas oportunidades el software presentaba problemas de convergencia numérica al realizar los progresivos incrementos de la demanda sísmica hasta el colapso, por consiguiente, se define como bueno (B), el valor correspondiente a esta fuente de acuerdo a la Tabla 7 es de:

$$\beta_{MDL} = 0.20$$

De los valores anteriores se define la incertidumbre total del sistema y se determina los límites de probabilidad de colapso.

$$\beta_{TOT} = \sqrt{0.40^2 + 0.10^2 + 0.10^2 + 0.20^2} = 0.469$$

Ecuación 18 Valor β_{TOT} para el sistema estructural

11.3.3 Valores aceptables de la razón de margen de colapso ajustada ACMR

la metodología indica que, la probabilidad de colapso debido al sismo máximo considero (MCE) se limite al 10%, para sistemas que representan un solo sistema estructural. La Tabla 8, muestra los valores aceptables de la razón de margen de colapso ajustada (ACMR) basadas en la incertidumbre de colapso del sistema, β_{TOT} .

$$ACMR_{APRS} = 2.175 > ACMR_{10\%} = 1.82$$

Del anterior resultado se puede inferir que el valor de prueba inicial para el coeficiente de capacidad de disipación de energía básico, R_o igual a 7.0, es aprobado; esto significa que las riostras de pandeo restringido, las cuales pueden soportar esfuerzos de compresión sin fallar por pandeo otorgan mayor capacidad de deformación a la edificación. Esta capacidad está relacionada con el coeficiente de disipación de energía, R , utilizado en métodos lineales de análisis, pero que están respondiendo en el rango no lineal.

Por otra parte, se podría pensar en el uso de un R_o mayor, ya que el sistema estructural tiene gran capacidad de deformación sin perder resistencia lateral; esto se puede apreciar en los resultados del ACMR, el cual es un 20% mayor que el valor aceptable de la razón de margen de colapso; sin embargo, para comprobar este valor se debe realizar análisis complementarios. Un aumento del coeficiente R , se traduce a una reducción de las fuerzas laterales de diseño, disminución en el tamaño de los elementos la estructura principal, reducción en las fuerzas transmitidas a cimentación y finalmente una economía adicional.

Como referenciar se puede apreciar el aumento en el R en el documento ASCE 7-16 en la Tabla 12.2-1, trae especificado su uso en las secciones B.25 y B.26 para sistemas de pórticos de acero arriostrados con BRB, en este caso el R_o pasa de 6.0 a 8.0 (literales B.25 y B.2) y D.12 corresponde al sistema dual para pórticos de acero arriostrados con BRB en donde también se incrementa el valor de R_o pasando de 7.0 a 8.0 (literales D.12 y D.2).

12. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Esta investigación se enfoca en la evaluación analítica del desempeño sísmico de un sistema estructural individual de pórticos de concreto con arriostramientos de pandeo restringido (PAPRs) localizada en zona de amenaza sísmica alta, con capacidad de disipación de energía especial (DES), regular y de baja altura, con el objetivo de determinar/validar los valores adecuados de los coeficientes de respuesta sísmica globales (R y Ω). El diseño y análisis estructural se realizó de acuerdo con las disposiciones del Reglamento NSR-10 y documentos internacionales como el ASCE 41-10 y 41-17 de la Sociedad Americana de Ingenieros (ASCE).

Los modelos analíticos se desarrollaron con el software de análisis estructural ETABS 2016. Para el desarrollo de los objetivos se empleó la metodología del FEMA P-695, específicamente el Apéndice F, la cual cuantifica de manera fiable el desempeño de un sistema estructural y los parámetros de respuesta sísmica.

Una vez realizada la investigación se presentan las siguientes conclusiones más relevantes:

1. En la curva de capacidad se demostró que la demanda sísmica conforme al espectro de diseño del Reglamento NSR-10 lleva la estructura al rango no lineal. Además, las curvas de capacidad arrojaron resultados en términos de deformaciones para un nivel de intensidad sísmica de un sismo de diseño (BSE-1) y de acuerdo con los criterios de aceptación de la Tabla ASCE41-13 incluidos en el Etabs 2016, el sistema estructural PAPRs se podría clasificar entre IO y LS, criterio de aceptación usado para establecer la seguridad de las vidas de los ocupantes.
2. Con base en los resultados obtenidos del análisis pushover para que la estructura llegue al nivel de daño de colapso preventivo, se propone mejorar los elementos estructurales que mostraron un colapso local dando mayor capacidad a la estructura, lo que probablemente otorgaría al edificio más capacidad de deformación hasta alcanzar el mecanismo de colapso global.

3. El factor de sobrerresistencia del sistema, $\Omega= 1.93$, es menor que el factor determinado para un sistema estructural de pórticos de concreto. Este resultado advierte las desventajas de aumentar sobrerresistencias a los sistemas estructurales, ya que estructuras sobre diseñadas disipan menos energía y contribuyen a mecanismos de colapso no deseados.
4. De acuerdo a los resultados obtenidos, se recomienda que el sistema estructural PARPs utilice un factor de sobrerresistencia $\Omega= 2.0$. Cabe resaltar que el considerar en forma explícita la sobrerresistencia en los diseños, permite tener una mayor certidumbre del nivel de fuerzas laterales que puede actuar sobre las estructuras (Miranda 1994).
5. El valor calculado del $CMR= 1.638$, significa que la capacidad del sistema es un 63.8% mayor a la demanda sísmica correspondiente al máximo terremoto considerado (MCE), es decir, que el sistema estructural tiene una adecuada capacidad de resistir grandes sismos. La relación de margen de colapso, CMR , indica, además que el sistema estructural analizado tiene una baja probabilidad al colapso.
6. Se demostró que el valor inicial para el coeficiente de capacidad de disipación de energía básico, $R= 7.0$ es aceptable, puesto que, el valor obtenido de $ACMR= 2.175$, es mayor que el criterio de aceptación de acuerdo al FEMA P-695 $ACMR10%= 1.82$.
7. Teniendo en cuenta que el $ACMR$ obtenido es 20% mayor que el establecido por la metodología del FEMA P-695, el valor de R puede ser mayor que el asumido en esta investigación; sin embargo, para sustentar de manera adecuada un nuevo valor, se deben realizar análisis complementarios.
8. Los criterios de aceptación de análisis lineal y no lineal establecidos en ASCE 41-17 no son adecuados para capturar la capacidad de ductilidad de las riostras BRB. Se recomienda que se realicen modificaciones a estos criterios de aceptación para incorporar el comportamiento de los BRB.

9. Esta investigación se centró en la evaluación del desempeño sísmico de un edificio particular con sistema estructural de pórticos de concreto con arriostramientos de pandeo restringido; no obstante, este tipo de sistemas estructurales pueden tener configuraciones diferentes y, además otros tipos de suposiciones de diseño. Estas variaciones del sistema tendrían que ser estudiadas, siguiendo el procedimiento del FEMA P-695 para caracterizar plenamente el desempeño sísmico del sistema estructural global y determinar adecuadamente sus coeficientes sísmicos de diseño. Los resultados y datos recolectados en esta investigación pueden servir de insumo para próximos proyectos de investigación relacionados con el tema. Así mismo, es recomendable, continuar realizando investigaciones experimentales de edificios representativos con riostras BRB para validar variables asumidas en los modelos matemáticos.

10. Finalmente, se espera que esta investigación contribuya a los esfuerzos en desarrollo para el control de la respuesta sísmica de edificaciones con disipadores histeréticos, y a fomentar el uso de disipadores histeréticos en Colombia.

13. BIBLIOGRAFÍA

Agudelo Mayorga, J. S. (2017). Procedimiento para la cuantificación de los factores sísmicos de desempeño (R , Ω) de estructuras diseñadas a partir de muros de cortante construidas en guadua laminada. Bogotá D.C.: Universidad de los Andes.

Añazco Campoverde, G. A. (10 de Diciembre de 2018). Desempeño sísmico de marcos especiales a momento compuestos (C-SMF) con columnas tubulares cuadradas de acero rellenas de hormigón (CFT) y vigas de perfil W. Santiago de Chile, Chile: Universidad de Chile.

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, A. (2013). *AIS 180-3 Recomendaciones para requisitos sísmicos de estructuras diferentes a edificaciones*. Bogotá, Colombia: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS.

Calo Calota, B. P. (20 de Agosto de 2018). Desempeño sísmico de edificaciones con marcos arriostrados excéntricamente con enlaces cortos diseñados según la NCH433. Santiago de Chile, Chile: Universidad de Chile.

Cancelado, R. A. (2012). Caracterización Mecánica y Modelamiento Estructural de un Disipador Pasivo de Energía de Tipo Arriostramiento de Pandeo Restringido. Bogotá D.C: Universidad Nacional de Colombia.

Crisafulli, F. J. (2018). Diseño sismorresistente de construcciones de acero. En F. J. Crisafulli, *Diseño sismorresistente de construcciones de acero* (págs. 117-159). Mendoza, Argentina: Asociación Latinoamericana del Acero.

Dazio, A., Beyer, K., & Bachmann, H. (2009). Quasi-static cyclic tests and plastic hinge analysis of RC structural walls. *Base de datos de Science direct*, 1557-1561.

efe-Prima-ce CONTROL Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS. (s.f.). Línea de Protección Sísmica de Estructuras Riostras de Pandeo Restringido (BRB). Medellín - Antioquia .

Fadul, T., & Tomás, J. (2016). *Análisis Estático y Dinámico Incremental de una estructura de muros de hormigón armada en la Republica Dominicana*. Barcelona: UPC Barcelonatech.

García Zúñiga, L. A., & Calderón Cari, J. W. (2018). *Evaluación y Aplicación de la Metodología del Análisis Dinámico Incremental*. Arequipa: Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa.

Hamdy , A.-E., & Emad, E. (2019). Periods of BRB steel buildings designed with variable. *Journal of Constructional Steel Research* 156 (2019) 192–201, 192-201.

Martinez, P., & Maureira, E. N. (2017). *Diseño óptimo de disipadores metálicos en un edificio de acero de 28 pisos*. Chile: Universidad Católica de la Santísima Concepción.

Mora, M. A., Villalba, J. D., & Maldonado, E. (2006). Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 61-62.

Mora, M. A., Villalba, J. D., & Maldonado, E. (Julio/Diciembre de 2006). Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal. *Revista Ingeniería Universidad de Medellín*, 5(9), 60.

National Institute of Standards and Technology (NIST) . (Noviembre de 2010). Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors .

Navarro Cieza, B. (2014). *Evaluación del desempeño sísmico del edificio hospital privado Jaén de la ciudad de Jaén Cajamarca*. Jaén - Cajamarca - Perú: Universidad Nacional de Cajamarca.

Oviedo Amézquita, J. A., Jaramillo Santana, N., & Blandón Uribe, C. A. (2019). *Evaluación Experimental bajo Condiciones de Fatiga de Riostras Restringidas contra Pandeo Fabricadas en Colombia*. Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.

Oviedo, J. A., & Duque, M. (2009). Disipadores Histeréticos Metálicos como Técnica de Control de Respuesta Sísmica en Edificaciones Colombianas. *Revista EIA, Escuela de Ingeniería de Antioquia*, 51-63.

Oviedo, J., Buitrago, J., Patiño, J., & Hoyos, D. (2015). *Evaluación experimental del desempeño de un disipador de energía por deformación tipo riostra*. Bogotá: VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica organizado por la Universidad de los Andes y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

Oviedo, J., Henao, S., & Gómez, V. (Mayo de 2017). Predicción de la demanda global de deformación sobre edificaciones aporticadas de concreto reforzado con disipadores de energía. Área Metropolitana de Barranquilla: VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica organizado por la Universidad del Norte y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Área.

Oviedo, J., Hoyos, D., Buitrago, J., & Patiño, J. (Mayo de 2015). *Calibración matemática para determinar el desempeño de un disipador de energía por deformación tipo riostra*. Bogotá: VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica organizado por la Universidad de los Andes y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

Pacific Engineering Earthquake Research, PEER. (s.f.). Obtenido de <https://peer.berkeley.edu/peer-strong-ground-motion-databases>

Rojas, P., Barros, J., Aguaguña, M., & Herrera Ricardo. (2017). Análisis, Diseño y Evaluación Sísmica de Edificios Altos de Construcción Compuesta y con Arrisotramientos de Pandeo Restringido. *Researchgate*, 86.

Ronald, B. (2015). Resumen: ATC-40 Cap. 8 Procedimiento de análisis estático no lineal.

Scaramelli Whittle, F. P. (11 de Mayo de 2017). Efecto de la sobrerresistencia y el nivel de ductilidad sobre la probabilidad de falla ante la ocurrencia de sismos. Santiago de Chile, Chile: Universidad de Chile .

Speicher , M., & Harris III, J. (s.f.). Collapse Prevention seismic performance assessment of new buckling restrained braced frames using ASCE 41. *Engineering Structures*.

Vamvatsikos , D., & Cornell, C. (2001). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 491-513.

Villalba, J. D., Mora, M. A., & Maldonado, E. (Julio/Diciembre de 2006). Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal. *Revis ta Ingenierías Universidad de Medellín*, 5(9), 20.

Zabala Jorquera, D. A. (Enero de 2017). Modelado y análisis Pushover de la respuesta sísmica de. Universidad Politécnica de Cartagena.