

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE

ESCUELA DE INGENIERÍA

FACTOR DE REDUCCIÓN SÍSMICO EN MARCOS ARRIOSTRADOS

ANTONIO IRURETAGOYENA BRUCE

Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica

Profesor Supervisor: RAFAEL RIDDELL

Santiago de Chile, 14 de Septiembre 2017.

Resumen

El desarrollo de software de análisis estructural, junto con una búsqueda continua de reducción de costos en proyectos industriales, lleva lógicamente a diseños o estructuraciones cada vez más optimizadas y acercándose a los límites normativos. Normas que en algunos casos no han sido actualizadas en muchos años y que fueron obtenidas como resultado de prácticas de diseño que hoy en día no necesariamente son aplicadas. Por lo anterior, resulta importante evaluar si los parámetros de diseño sísmico usados en proyectos actuales son adecuados y cumplen con los requisitos de desempeño esperados por la normativa y el proyecto. En el caso de éste trabajo, se evalúa si el factor de reducción sísmico, R, para marcos arriostrados concéntricos de acero, definido por la normativa nacional de diseño sísmico de proyectos industriales NCh2369 (2003), es adecuado. El estudio se realiza sobre una serie de tipologías que buscan representar adecuadamente la diversidad nacional, desde estructuraciones mineras hasta estructuras menores, para así validar que los criterios de diseño normativos en conjunto con los factores de reducción indicados por la misma norma obtengan un nivel de riesgo uniforme para todos los casos. Como resultado se aprecia una deficiencia en los requisitos normativos para estructuraciones esbeltas, dando pie a estructuras de baja ductilidad que no corresponden al valor del factor de reducción aplicado. Se proponen dos vías de solución, una mediante un aumento directo de resistencia, modificando el factor de reducción R, y una segunda por incorporación de requisitos normativos adicionales que aumentan la ductilidad global del sistema.

Abstract

Constant advances in structural analysis software, plus the goal to reduce project infrastructure costs, leads to more optimized structural designs closest to regulatory limits. Limits that are based on standards than in some cases have not been updated for many years and were initially obtained or calibrated as results of design practices that may not be currently applied. Therefore, it is important to evaluate if the seismic design parameters defined in current national codes comply with the performance requirements expected by the project and local regulations. In this work it is evaluated whether the seismic reduction factor, R, for concentric steel braced frames, defined by the national standard NCh2369 Of.2003 for seismic design of industrial facilities, is adequate. The study is carried out for different typologies trying to represent in the best way the local diversity for this type of structures, from mining constructions to smaller facilities, to validate that the reduction factor used together with the normative design requirements result in a uniform and adequate risk level. As result, it is observed a deficiency in the normative requirements for lean structures, which results in low ductility behavior that don't correspond to the reduction factor applied. Two different solutions are proposed, one through a direct increase in resistance, by modifying the reduction factor R value, and a second by incorporating additional design requirements that increase the ductility of the system.

Índice

1	Cap	Capítulo I: Introducción		
	1.1	Mo	tivación	10
	1.2	Fur	ndamentos	12
	1.2	.1	Factor de Reducción	12
	1.2	.2	Ajuste	15
	1.3 Objetivos			18
	1.4	ótesis	18	
	1.5	Me	todología	18
	1.5	.1	Demanda Sísmica	18
	1.5	.2	Estructuras a Analizar	20
	1.5	.3	Desarrollo	23
	1.5	.4	Modelos	24
2	Сар	oítul	o II: Desarrollo	37
	2.1	Inti	roducción	37
	2.2	Sele	ección de Registros	37
	2.3	Esc	alamiento de Registros	39
	2.4	Sele	ección Tipologías	46
	2.5	Мо	delación Estructura – Variables usadas	48
	2.6	Val	idación Amortiguamiento	49
	2.7	Dis	eño Modelos	53
	2.8	Apl	icación FEMA-P695	56
3	Сар	oítul	o III: Resultados	69
	3.1	Pro	babilidades de Falla Diseño Normativo	69
	3.2	Pus	hover Tipologías	78
	3.3	Pro	babilidad de Falla – Diseño Propuesto	83
	3.4	Aná	ilisis Resultados – Resistencia versus Ductilidad	87
	3.5	Fac	tor de Escala Registros y Factor de Ajuste SFF	89
4	Cap	oítul	o IV: Conclusiones y Recomendaciones	92

4.1	Conclusiones Generales	92			
4.2	Conclusiones Sobre la Metodología	94			
4.3	Recomendaciones	94			
4.4	Trabajos Posteriores	96			
5 Bi	bliografía	97			
ANEXO 1: Figuras					

<u>Índice de Figuras</u>

Figura 1.1 Concepto Pushover	14
Figura 1.2 Modelo bilineal (fuerza – deformación)	19
Figura 1.3 Gráfico Relación R vs T	22
Figura 1.4 Modelo Menegotto-Pinto (ref. OpenSees User Manual)	24
Figura 1.5. Relación Rotura por Número de Ciclos de Carga	26
Figura 1.6 Propiedades Fatiga	27
Figura 1.7. Factor de Daño Fibra Extrema - Ejemplo	28
Figura 1.8 Modelación Tipologías	28
Figura 1.9 Elementos Fibra	29
Figura 1.10 Deformación Inicial Diagonales	
Figura 1.11 Definición Rotula Diagonales	
Figura 1.12 Comparación Rotula Concentrada o Fibra	
Figura 1.13 Esquema ubicación masas	
Figura 1.14 No-linealidad Geométrica	34
Figura 1.15 Marco Ensayo Experimental	35
Figura 1.16 Resultados Ensayo Cíclico	
Figura 2.1 Distribución CDF Propiedades Base de Datos Registros	
Figura 2.2 Espectro Aceleración	41
Figura 2.3 Espectros Aceleración Registros	41
Figura 2.4 Espectros Aceleración Registros Normalizados	42
Figura 2.5 Espectro Aceleración Registro Normalizado y Escalado (T=0.3s)	42
Figura 2.6 Espectro Escalado (T:0.3s) y No Escalado	43
Figura 2.7 Valor Épsilon ε (Ref. FEMA P695 Apéndice B)	45
Figura 2.8 Imágenes Referencia Topologías Reales	47
Figura 2.9 Modelación Tipologías	48
Figura 2.10 Amortiguamiento en Vibración Libre	50
Figura 2.11 Historial Amortiguamiento en el Tiempo Vibración Libre	50
Figura 2.12 Energía Total Sistema – Registro	51

Figura 2.13 Amortiguamiento Viscoso Equivalente	52
Figura 2.14 Amortiguamiento Viscoso Equivalente	53
Figura 2.15 Espectro Diseño NCh2369	54
Figura 2.16 Ejemplo IDA (Registro N°17)	59
Figura 2.17 Ejemplo IDA (Registro N°1)	60
Figura 2.18 Ejemplo IDA (Todos los Registros)	61
Figura 2.19 Probabilidad de Falla – Caso 1	64
Figura 2.20 Probabilidad de Falla Ajustada	67
Figura 3.1 Distribución Probabilidad de Falla – 1 Vano	72
Figura 3.2 Probabilidad de Falla Según Sa(t) – 1 Vano (Máximos)	73
Figura 3.3 Probabilidad de Falla Según Sa(t)/Sa(T) – 1 Vano	74
Figura 3.4 Cambio Caso 4	75
Figura 3.5 Probabilidades de Falla Según Sa/Sa – 1 vano - Final	78
Figura 3.6 Pushover Tipologías	79
Figura 3.7 Pushover (Estructura 1 vano 4 pisos)	
Figura 3.8 Pushover – Estructura 8 pisos	
Figura 3.9 Pushover Cíclico Tipologías Rev.1	
Figura 3.10 Probabilidad de Falla – Criterio Modificado Rev.1	
Figura 3.11 Comparación Espectros	90
Figura 4.1 Pushover estructura 8 pisos	93
Figura 4.2 Esbeltez Marco	95
Figura 4.3 Ejemplo Esquema diseño Columnas	96
Figura A1.0.1 Diseño Rev.0 Marco 1 vano 1 Piso	
Figura A1.0.2 Diseño Rev.0 Marco 1 vano - 2 Pisos	
Figura A1.0.3 Diseño Rev.0 Marco 1 vano - 4 Pisos	
Figura A1.0.4 Diseño Rev.0 Marco 1 vano - 8 Pisos	
Figura A1.0.5 Diseño Rev.1 Marco 1 vano - 1 Pisos	
Figura A1.0.6 Diseño Rev.1 Marco 1 vano - 2 Pisos	
Figura A1.0.7 Diseño Rev.1 Marco 1 vano - 4 Pisos	
Figura A1.0.8 Diseño Rev.1 Marco 1 vano - 8 Pisos	

<u>Índice de Tablas</u>

Tabla 1.1 Costo Económico	11
Tabla 1.2 Tipologías por Analizar	21
Tabla 1.3 Valores de reducción efectivos para R ₀ =5, Suelo II (T ₀ =0.3s)	23
Tabla 1.4 Propiedades Estructura Ensayo Experimental	35
Tabla 2.1 Selección de Registros para Procesar Modelos	
Tabla 2.2 Resumen Propiedades	
Tabla 2.3 Datos Registros	40
Tabla 2.4 Factores de Escala por Período	43
Tabla 2.5 Valores SSF Actualizados	46
Tabla 2.6 Propiedades	
Tabla 2.7 Propiedades Acero	
Tabla 2.8 Propiedades Estructura 1 piso	55
Tabla 2.9 Propiedades Estructura 2 pisos	55
Tabla 2.10 Propiedades Estructura 4 pisos	56
Tabla 2.11 Propiedades Estructura 8 pisos	56
Tabla 2.12 Ejemplo Resultados Drift (Tipología 1 - Registro N°17)	58
Tabla 2.13 Factor de Falla IDA	62
Tabla 2.14 Probabilidad de Falla – Caso 1	63
Tabla 2.15 Calidad Requerimientos de Diseño (Tabla 3-1 FEMA-P695) β_{DR}	65
Tabla 2.16 Calidad Información de Ensayos (Tabla 3-2 FEMA-P695) β_{TD}	65
Tabla 2.17 Calidad Requerimientos de Diseño (Tabla 5-3 FEMA-P695) β_{MDL}	66
Tabla 3.1 Tabla Figuras Resultados IDA	70
Tabla 3.2 Tabla Figuras Resultados IDA según factor de Escala	71
Tabla 3.3 Probabilidad de Falla	72
Tabla 3.4 Variaciones Estructuras	75
Tabla 3.5 Probabilidad de Falla R=3	76
Tabla 3.6 Probabilidad de Falla Tipología 8 pisos	77
Tabla 3.7 Probabilidad de Falla Final	77

Tabla 3.8 Estructura Rev.1 – 1 piso	83
Tabla 3.9 Estructura Rev.1 – 2 pisos	83
Tabla 3.10 Estructura Rev.1 – 4 pisos	84
Tabla 3.11 Estructura Rev.1 – 8 pisos	84
Tabla 3.12 Figuras IDA Tipologías Rev.1	85
Tabla 3.13 Figuras IDA Tipologías Rev.1	86
Tabla 3.14 Probabilidad Rev1 – R=5	87
Tabla 3.15 Comparación Pesos en Acero Todos los Casos (tonf)	88
Tabla 3.16 Comparación Pesos en Acero Soluciones (tonf)	88
Tabla 3.17 Probabilidad de Falla	91
Tabla 4.1 Categorías de Diseño Recomendadas	95

1 Capítulo I: Introducción

1.1 Motivación

El objetivo fundamental de todo proyecto industrial es el de maximizar sus ingresos, para lo cual es vital mantener un nivel de producción objetivo a lo largo de la vida útil del proyecto. En Chile, un país de alta sismicidad, la demanda símica toma un rol importante en el diseño de estructuras y componentes con objetivos operacionales que buscan asegurar o mantener un nivel de producción.

Los factores de diseño sísmico usados actualmente en la normativa Chilena, en especial los valores para los coeficientes de reducción sísmica, han sido derivados del uso de normativas extranjeras cómo: ATC 3-06 (1978), UBC (1997) y SEAOC (1997), junto con ajustes en base a la práctica o experiencia profesional, acompañado de la observación del comportamiento de estructuras existentes durante y post terremotos ocurridos en Chile (NIST GCR 12-917-18, 2012), que según se aprecia en los trabajos ATC-19 (1995) y ATC-34 (1995), no entregan necesariamente un riesgo uniforme para todos los sistemas estructurales.

En la práctica actual, en busca de obtener mejores desempeños, suelen castigarse los factores de reducción sísmica, reduciendo en uno o dos puntos los valores recomendados por la norma, resultando en diseños más conservadores. Sin embargo esto no garantiza un mejor desempeño, dado que un incremento en las dimensiones de los elementos estructurales si bien entrega un aumento en resistencia, puede traer consigo una reducción de ductilidad global de la estructura si no se tiene cuidado con el diseño de conexiones y filosofía de diseño, que en algunos casos, en especial para proyectos de industria pesada, dado las dimensiones usadas se desconoce su comportamiento real (las dimensiones de los elementos caen fuera de los rangos de elementos ensayados en estudios experimentales), o dado que se emplean factores de reducción menores se permite una relajación de los requisitos de ductilidad de la norma, resultando en estructuras de mayor resistencia pero frágiles.

Por otra parte, la optimización de recursos naturales a nivel global es un tema en continuo desarrollo, con un notable aumento en los últimos años, que va acompañado de una mayor conciencia en el uso de recursos no renovables. Esto sumado a una búsqueda de reducción de costos de inversión en proyecto y aumento de utilidades, ha llevado en la práctica a la búsqueda de optimizar los diseños bajo un criterio de costo directo, que conlleva a la reducción de los niveles de sobre resistencia y factores de seguridad hasta el límite normativo.

La combinación obtenida de ambos factores, donde por una parte se busca un diseño con un desempeño con objetivos operacionales obtenido mediante un aumento de resistencia global del sistema, junto con una reducción de costos de los diseños llevados al límite normativo, pueden en efecto resultar en estructuras frágiles de baja redundancia. Si se reconoce que la demanda sísmica tiene un alto nivel de incertidumbre, el uso de estructuras de baja redundancia puede ser peligroso y contrario al espíritu de diseño que busca la normativa nacional NCh2369 (2003) para instalaciones industriales. Dado lo anterior resulta imprescindible un estudio que evalúe los factores de diseño sísmico con un enfoque probabilístico para estructuras industriales.

Cómo un factor adicional, el coeficiente de reducción sísmica encontrado en gran parte de las normas de cuales deriva la normativa nacional, se refieren a estructuraciones principalmente similares a edificios, condición que no se cumple en muchos casos en estructuras industriales, o en su efecto se encuentran formadas por equipos que no se encuentran incluidos o referenciados explícitamente dentro de la norma. A modo de ejemplo todas las estructuras de acero conformadas con marcos arriostrados se diseñan en base al mismo factor de reducción, independiente de la altura o el número de marcos arriostrados que conforman el sistema sismo resistente.

Existe una percepción global que las estructuras industriales han tenido un buen desempeño en los últimos terremotos ocurridos en Chile, donde los daños obtenidos han sido locales o producto de errores de diseño. Sin embargo es importante tener en consideración que los diseños que han sido probados en muchos casos no corresponden a un diseño mínimo normativo sino que tienen factores adicionales entregados por requisitos de diseño propios de cada proyecto como también modificaciones que resultan del uso de buenas prácticas profesionales. Por lo anterior no resulta evidente justificar que un diseño mínimo normativo cumpla con los requisitos de desempeño establecidos por la industria. Además es válido pensar que al ser estructuras privadas muchas veces no se hacen públicos los daños observados.

En la Tabla 1.1 se aprecia el costo por pérdidas económicas de los últimos terremotos en Chile (Universidad de Chile, 2012).

Tabla 1.1 Costo Económico						
Datos Económicos	Unidades	1960	1985	2010		
Pérdidas Totales	[MM US\$]	3,090	2,105	29,662		
Pérdidas en Viviendas	[MM US\$]	1,930	715	3,943		
Población Afectada	% población país	34%	55%	75%		

Para el terremoto ocurrido en el año 2010, del costo total en pérdidas un 30% corresponde a perdidas en el sector industrial y de energía. Como se ha destacado en

otros trabajos (Arze, 1997), resulta primordial reducir el costo sísmico para el desarrollo del país.

1.2 Fundamentos

1.2.1 Factor de Reducción

El uso del factor de reducción R en el diseño sismo resistente, fue introducido originalmente en 1978 por el documento ATC-3-06 "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildinds" (ATC, Applied Technology Council, 1978), sin embargo el concepto como tal se puede considerar que existe desde el uso del factor de fuerza horizontal implementado en 1959 por el Blue Book en Estados Unidos (SEAOC 1959, "Recomended Lateral Force Rquirements and Comentary").

El objetivo inicial de la creación del factor de reducción R en el documento ATC-3-06 se basaba en:

- a. El factor de reducción refleja una reducción en las fuerzas de diseño, justificado en base a un nivel de riesgo, restricciones económicas y comportamiento no lineal.
- b. El objetivo es crear valores de reducción R que sean usados para pasar de demandas sísmicas elásticas a valores de diseño reducidos tomando en cuenta la contribución dinámica en la respuesta para el diseño.

Desde sus inicios se reconoció que los valores del factor de reducción eran propuestos en base a un criterio profesional y de acuerdo a la información disponible a la fecha, pero que los valores debían ser revisados periódicamente.

En los trabajos de Bertero (1986) y ATC-34 (1995), ya se concluían algunas deficiencias en los factores de reducción propuestos por ATC-3-06 (1978), dentro de los que se destacan:

- a. Un valor único de R para todas las estructuras compuestas por una misma estructuración, independiente de su altura, base, geometría y distribución, no aparenta tener sustento que lo justifique.
- b. Los valores de R propuestos para algunas estructuraciones muy probablemente no obtendrán el desempeño esperado para el sismo de diseño.
- c. El factor de modificación de respuesta R, obedece en parte, al nivel de ductilidad de una estructura. Sin embargo un factor de ductilidad constante no puede ser usado para reducir una demanda elástica en una demanda de diseño (inelástica), y por tanto el factor de reducción debe ser dependiente del período.
- d. El factor de sobre resistencia (resistencia por sobre el valor de diseño) de distintas estructuraciones diseñadas para diferentes zonas sísmicas van a ser de seguro diferentes. Dado que el factor de sobre resistencia es un factor relevante

en el valor de R. El factor de reducción debería ser dependiente de la zona sísmica o de una variable como la razón entre cargas muertas y cargas sísmicas.

e. Los factores de reducción pre establecidos en las normas no entregan necesariamente un único nivel de seguridad para todos los sistemas estructurales.

Posteriormente, en los comentarios del documento "NEHRP Recomended Seismic Provisions" (1985), se define el factor de reducción R cómo: ".. un valor empírico de modificación de respuesta (reducción), cuyo objetivo es considerar tanto el amortiguamiento como la ductilidad de un sistema estructural para deformaciones cercanas al desplazamiento máximo del sistema". Donde, ductilidad se entiende como la capacidad de una estructura para deformarse por sobre su límite elástico, manteniendo una resistencia lateral significativa lo que a su vez permite absorber energía mediante el comportamiento inelástico. Lo opuesto a un comportamiento dúctil es un comportamiento frágil.

Si bien la definición teórica del factor de reducción R ha tenido algunas modificaciones desde su creación, hoy en día se acepta como definición que el factor de reducción es resultado del producto de dos variables, R_{μ} y R_{s} , donde la primera es un factor por ductilidad y la segunda corresponde a un factor por sobre resistencia del sistema, conocida como la proposición de Freeman (1990), la cual difiere levemente de las propuestas desarrolladas por investigadores de la Universidad de California, Berkeley en el mismo período, en las cuales existía un tercer factor adicional, en principio asociado al amortiguamiento y luego asociado a la redundancia del sistema (el factor de redundancia es posteriormente considerado parte del factor de sobre resistencia, aceptando así la propuesta de Freeman, ATC-19 (1995).

$$R = R_{\mu} \cdot R_s$$



Figura 1.1 Concepto Pushover

Notar que el objetivo principal de establecer una definición teórica del factor de reducción, comprende en aportar las bases para una evaluación racional de los valores asignados, y así mismo se explica en este trabajo de manera general para dar una referencia teórica sin entrar en detalles.

Los factores que componen el factor de reducción "R", antes mencionados, se pueden obtener de la relación fuerza deformación obtenida de una estructura (pushover). En donde, el factor de sobre resistencia del sistema se obtiene directamente de la relación entre el corte máximo obtenido y el corte de diseño:

$$R_s = \frac{Q_y}{Q_d}$$

Nota: Cabe destacar que existen diferentes metodologías encontradas en la bibliografía para la obtención del corte máximo, Q_y , observando en algunos casos la definición usada en la Figura 1.1, sin embargo como se explica más adelante dado que la siguiente definición se presenta sólo con la intención de mostrar el origen teórico del factor de reducción, no se profundizará con más detalle en la obtención de ésta variable.

Por otra parte el factor de ductilidad se determina indirectamente de la ductilidad observada en el ensayo fuerza deformación del sistema. Cabe destacar que el valor de ductilidad corresponde a la respuesta del sistema completo y no al valor local de los

elementos que lo componen. La ductilidad del sistema se obtiene como el cociente entre la deformación máxima y la deformación de inicio de fluencia:

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y}$$

La relación existente entre la ductilidad (μ) y el factor de ductilidad (R_{μ}), ha sido estudiada ampliamente por diferentes autores, entre los que se destacan las relaciones desarrolladas por Newmark y Hall (1982), Krawinkler y Nassar (1992), Miranda y Bertero (1994) y Riddell y Newmark (1979).

A modo de ejemplo la siguiente expresión corresponde a la propuesta de Riddell y Newmark (1979), la cual fue adoptada por la norma Chilena NCh-433:

$$R_{\mu} = 1 + \frac{T^*}{0.1 \cdot T_0 + \frac{T^*}{\mu - 1}}$$

Los trabajos de Bertero (1986) y Whittaker et al. (1990), demostraron que existe una influencia en los factores de reducción por parte de la redundancia del sistema, sin embargo estos factores no han sido incorporados en las normas de forma directa sobre los factores de reducción, sino que han sido incorporados de forma indirecta mediante restricciones regulatorias, por ejemplo donde se exigen requisitos de simetría mínimos o líneas de resistencia mínimas, con penalizaciones en caso contrario.

A pesar de que el factor de reducción tiene una gran influencia en el proceso de diseño y puede alterar el desempeño sísmico obtenido de un sistema, irónicamente el factor de reducción (cómo valor numérico) tiene una asignación inicial, a nivel normativo, sin mucho sustento teórico y tampoco ha sido mayoritariamente reevaluado conforme al desarrollo teórico y de la profesión. Por lo mismo es de gran importancia establecer una metodología para validar el factor de reducción propio de cada sistema en base a un desempeño objetivo. En condiciones ideales, los factores de reducción debiesen ser determinados de tal manera de que todos los sistemas diseñados tengan un riesgo uniforme para el sismo de diseño.

La metodología que se emplea en este trabajo para la calibración del factor de reducción difiere de la metodología estática explicada anteriormente, dado que el objetivo es poder determinar un valor de reducción en función de un desempeño objetivo, por lo cual se emplea una metodología dinámica y que trabaja directamente sobre el desempeño obtenido, como se explicará en las secciones siguientes.

1.2.2 Ajuste

La calibración del factor de reducción sísmico, se realiza en base al procedimiento desarrollado en el documento FEMA-P695 (2009) por la agencia de seguridad nacional de Estados Unidos, "Federal Emergency Managment Agency, FEMA". Este documento

describe una metodología para determinar los factores de diseño sísmico globales de un sistema, en particular el factor de reducción sísmico, pensando en su inclusión en alguna norma de referencia en base a un nivel de seguridad frente al colapso (probabilidad de colapso para un nivel de demanda sísmica). Su uso principal está orientado en lograr un riesgo uniforme de colapso para todas las estructuraciones contenidas dentro de una norma, para un nivel de demanda establecido. Si bien el documento FEMA-P695 permite validar otros factores de diseño sísmico adicionales al factor de reducción "R", como lo es el factor de sobre resistencia o ductilidad del sistema, en el caso particular de éste trabajo, su aplicación está enfocada sólo en verificar o validar los valores del factor de reducción sísmica "R" usados actualmente en la normativa Chilena NCh2369.

Los pasos esenciales del método establecido en el documento FEMA-P695 (2009), corresponden en resumen a los siguientes:

a. Definir el Sistema Estructural a nivel Conceptual

Debe ser claro el sistema estructural que se desea evaluar, incluyendo materiales, configuración estructural, sistema resistente, mecanismos de disipación y rangos de aplicación.

b. Obtener la información necesaria

Es importante contar con suficiente información de respaldo para definir las reglas de comportamiento de los materiales, elementos y sistemas estructurales. Esto incluye definición de modelos matemáticos como ensayos experimentales de soporte.

c. Caracterizar el comportamiento: Arquetipos

Las diferentes configuraciones posibles del sistema deben resumirse o caracterizarse por un número fijo de arquetipos que representen a un sistema para diferentes rangos de configuración. La idea es obtener un modelo global que represente adecuadamente el sistema.

d. Desarrollo de Modelos

Los modelos deben representar de la mejor forma posible el comportamiento del sistema bajo las diferentes variables de acción, incluyendo especial atención en el comportamiento no lineal del sistema, mecanismos de degradación y colapso.

e. Analizar Modelos

El estudio de colapso se desarrolla mediante un análisis no lineal estático (Pushover) y otro dinámico (IDA, Análisis Dinámico Incremental). En el caso estático se busca determinar el nivel de sobre resistencia del sistema y su capacidad de ductilidad (no desarrollado en este trabajo). Por otra parte mediante el caso dinámico se busca obtener la probabilidad de colapso del sistema. Los registros de demanda sísmica usados para el caso dinámico se encuentran predefinidos dentro del documento FEMA P-695, sin embargo para este estudio fueron modificados para representar la sismicidad Chilena.

f. Evaluar Resultados: Desempeño

De los resultados del análisis estático (pushover) se determina el factor de sobre resistencia del sistema, R_s, y de los resultados del análisis dinámico (IDA) se determina la probabilidad de colapso del sistema asociado a una variable de demanda sísmica, usándose comúnmente la aceleración espectral de diseño. Notar que el factor de reducción empleado en la fase de diseño del sistema está directamente relacionado con la probabilidad de colapso obtenida, y si bien existen otras variables que igualmente pueden influenciar como lo es por ejemplo el factor de importancia, se acepta dentro de la metodología FEMA que el factor de reducción puede ser calibrado en base a la probabilidad de colapso determinada y de esta forma poder obtener para diferentes sistemas estructurales los valores del factor de reducción correspondientes a cada caso para un riesgo de falla uniforme.

La metodología usada para determinar la razón o probabilidad de colapso del sistema, toma en consideración la influencia que tienen sobre los resultados, la propiedades de ductilidad del sistema, la forma espectral de los sismos extremos, y las incertidumbres existentes en la definición de las variables del problema (registros, diseño, ensayo y modelación). Esto se logra mediante el uso de diferentes variables de ajuste para cada caso.

g. Verificar cumplimiento Desempeño objetivo: Iterar en caso negativo

La probabilidad de colapso debido a un sismo máximo considerado (MCE, probabilidad de retorno de 2% en 50 años) está limitada a un 10% para el promedio de los arquetipos y hasta un 20% máximo para un arquetipo individual (definición FEMA). Si la razón de colapso obtenida es menor que el límite establecido entonces el valor del factor de reducción R usado para el diseño se acepta, de lo contrario es necesario iterar con un nuevo valor hasta converger a una solución adecuada.

Dado que la normativa nacional no reconoce o estable cual es la probabilidad de falla que se espera alcanzar para un diseño normativo, junto con el hecho de que la norma NCh2369 en particular para el diseño de industria pesada, tiene mayores exigencias que sólo cumplir con un objetivo de colapso, donde el desempeño toma un factor importante, se propone agregar requisitos de deformación máxima dentro de la definición de probabilidad de colapso para tomar en cuenta de alguna manera los requisitos de desempeño presentes en la norma.

1.3 Objetivos

- Determinar si el factor de reducción sísmico usado actualmente en proyectos industriales para edificios o estructuras conformados por marcos arriostrados representan adecuadamente los objetivos de desempeño exigidos por la normativa Chilena NCh2369.
- Validar si el factor de reducción sísmico establecido de forma global para todos los sistemas conformados por marcos arriostrados (una sola categoría actualmente) es suficiente o se requiere de una clasificación más detallada para representar adecuadamente su comportamiento.
- Validar el uso de la metodología FEMA-P695 para la calibración de parámetros sísmicos normativos mediante el uso de registros Chilenos.

1.4 Hipótesis

La calibración del factor de reducción sísmico de estructuras industriales mediante el uso de metodologías internacionales orientadas en el desempeño de estructuras permite optimizar y ajustar el diseño a un desempeño objetivo como marco referente.

1.5 Metodología

1.5.1 Demanda Sísmica

Como una primera etapa es necesario conformar una base de datos de registros Chilenos en reemplazo de la base de datos de registros internacionales disponibles para FEMA-P695 (2009). Esto es necesario dado que se busca obtener resultados que sean representativos de la sismicidad Chilena. La selección de los registros será a partir de la base de datos existentes de terremotos chilenos, en donde los criterios de selección de los eventos y registros serán conforme a lo establecido en FEMA-P695 (2009):

- a. Eventos magnitud Ms>7.5
- b. No más de tres registros por evento
- c. Registros obtenidos en diferentes tipos de suelo

Además para la selección de tres registros máximos por evento, se proponen los siguientes criterios de selección, para así elegir los mayores registros por cada evento:

- a. Valor aceleración máxima de suelo (ponderación: 30%)
- b. Valor velocidad máxima del suelo (ponderación: 30%)
- c. Valor desplazamiento máximo del suelo (ponderación: 10%)
- d. Demanda Ductilidad (ponderación: 30%)

Se asigna un puntaje por cada variable anterior (todas son ponderadas con similar valor 30% a excepción del desplazamiento máximo que pondera sólo 10% por desconfianza en los valores obtenidos de los registros, valores que pueden estar alterados debidos a la precisión de los instrumentos de medición y los filtros usados para corregir la línea base

y ruido de los registros. Valores obtenidos recientemente mediante GPS muestran valores mayores (de deformación de la corteza). En base al puntaje obtenido, se eligen los tres registros con mayor puntaje por cada evento, verificando además el cumplimiento conforme a FEMA-P695 (2009), donde todos los registros elegidos cumplen con el criterio de PGA>0.2g y PGV>15cm/s, en busca de evitar un sobre escalamiento de los registros para lograr una condición de colapso.

La demanda de ductilidad de los registros se obtiene a partir de espectros de ductilidad constante generados mediante un modelo bilineal.



Figura 1.2 Modelo bilineal (fuerza – deformación)

El modelo bilineal utilizado se encuentra caracterizado por tres variables, que son rigidez elástica, fuerza de fluencia y rigidez post fluencia. La rigidez elástica (k_E), se obtiene a partir del período objetivo, la rigidez post fluencia se asume arbitrariamente como 3% de la rigidez elástica según recomendaciones del documento ASCE-41 (2013) para estructuras de acero y la fuerza de fluencia se determina para cada caso según el valor de ductilidad objetivo. La demanda de ductilidad, para efectos de este trabajo, se asume como una variable directamente proporcional al valor de fluencia necesario para obtener el valor de ductilidad objetivo para el período característico de la estructura, por lo que se considera que valores mayores representan registros con mayor demanda de ductilidad.

La base de datos de eventos a usar corresponde a:

- 1. Chile, Melipilla 1985 (Magnitud: 7.8 Ms)
- 2. Chile, Antofagasta 1995 (Magnitud: 7.8 Ms)
- 3. Perú, Ilo 2001 (Magnitud: 8.4 Mw)
- 4. Chile, Tarapacá 2005 (Magnitud: 7.9 Mw)
- 5. Chile, Tocopilla 2007 (Magnitud: 7.7 Mw)
- 6. Chile, Maule 2010 (Magnitud: 8.8 Mw)
- 7. Chile, Iquique 1 de Abril de 2014 (Magnitud: 8.3 Mw)
- 8. Chile, Iquique 3 de Abril de 2014 (Magnitud: 7.6 Mw)

Con un total de 153 registros, de donde se seleccionan 25 registros según el criterio detallado anteriormente. Los registros usados fueron obtenidos de las siguientes bases de datos públicas disponibles:

- 1. Centro Sismológico Nacional, CSN (www.sismologia.cl)
- 2. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, (terremotos.ing.uchile.cl)
- 3. Strong Motion Earthquake Data Base (www.strongmotioncenter.org)

Todos los registros fueron corregidos mediante un filtro BUTTERWORTH de cuarto orden para frecuencias superiores a 25Hz e inferiores a 0.167Hz, además de una corrección de línea base. Así mismo todos los registros, fueron corregidos mediante el procedimiento desarrollado por Pecknold y Riddell (1978), para registros con condiciones iniciales distintas de cero.

1.5.2 Estructuras a Analizar

Las estructuras a analizar, corresponden a una serie de tipologías conformadas por marcos arriostrados. Para representar una estructuración general, se obtiene la geometría a partir de varios proyectos existentes en Chile, con lo cual se obtienen doce modelos representativos que capturan los valores de geometría, masas, pesos y cargas operacionales de diversos proyectos, buscando caracterizar desde proyectos industriales pesados a estructuras livianas.

Las estructuras analizadas tienen diferentes alturas y número de vanos en búsqueda de determinar una correlación con los factores de diseño sísmico.

Tabla 1.2 Tipologías por Analizar					
Niveles/Vanos	1 2		3		
1	\square	\boxtimes			
2					
4					
8					

Según se ha demostrado en el pasado en los trabajos de Charney, et al. (2012) y NIST-GCR 12-917-20 (2012), entre otros, el factor de reducción R es dependiente del periodo del sistema, existiendo relaciones entre R y T aceptadas y adoptadas por la normativa nacional NCh433 (2009):



Figura 1.3 Gráfico Relación R vs T

En que:

To: parámetro relativo al tipo de suelo

 R_0 : factor de reducción base para la estructura

T: período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis

Si bien es válido cuestionar porqué la normativa NCh2369 (2003) orientada a industria no adoptó esta formulación, y por el contrario asume un valor de reducción constante para todo rango de períodos, éste trabajo asume como válida la expresión anterior y por lo tanto, las estructuras estudiadas están limitadas a un rango de períodos fijo (0.25s a 0.75s) para el modo con mayor masa, con lo cual el efecto del período sobre el factor de reducción queda controlado en un rango conocido. Dado las diferencias de las estructuras analizadas en especial producto de su alta variación en altura no es posible limitar los periodos a un rango menor o a un único valor que habría sido ideal para eliminar esta variable del problema.

Tabla 1.3 Valores de reducción efectivos para $R_0=5$, Suelo II ($T_0=0.3s$)					
Período (T) [seg]	R efectivo				
0.25	4.1				
0.30	4.3				
0.35	4.5				
0.45	4.8				
0.65	5.0				

Como se desprende de la Tabla 1.3, los factores de reducción de las estructuras en estudio se encuentran dentro del rango de valores de 4 a 5, lo cual se tendrá en cuenta al analizar los resultados.

1.5.3 Desarrollo

Con la base de datos de registros sísmicos definida y las tipologías estructurales a analizar, lo que queda de la metodología es aplicar el procedimiento conforme a FEMA-P695 (2009) para determinar así si los factores de diseño sísmico cumplen con los objetivos de desempeño esperados.

En conjunto con el procedimiento establecido en FEMA-P695 (2009), donde el nivel de desempeño se asocia a una probabilidad de colapso, resulta interesante aprovechar los resultados para evaluar niveles de desempeño que relacionen con condiciones de operación, dado que la normativa Chilena NCh2369 (2003) en el capítulo 4 requiere el cumplimiento de objetivos de desempeño asociados a la continuidad operacional de la industria, definidos como:

- 1. Mantener los procesos y servicios esenciales
- 2. Evitar o reducir a un tiempo mínimo la paralización de la operación de la industria
- 3. Facilitar la inspección y reparación de los elementos dañados

Objetivos que muchas veces en los diseños se dan por adquiridos con solo cumplir con la normativa y no son verificados. En la práctica de la profesión se observa que utilizan factores de reducción menores que los sugeridos por la normativa para conseguir mejorar el desempeño u objetivos de continuidad pero no existe una verificación real. Por este motivo resulta interesante aprovechar los resultados para determinar los niveles de desempeño obtenidos para los factores de diseño sísmico respectivos, para lo cual se emplea como referencia la normativa AISC-41 (2013).

1.5.4 Modelos

Los modelos usados para representar el comportamiento estructural, serán desarrollados usando el software OPENSEES v.2.5, de la Universidad de California, Berkeley. El comportamiento no lineal de los elementos de acero será representado en base a una combinación de modelos concentrados y de fibras, caracterizados por las funciones Menegotto-Pinto (1973) en conjunto con modelos de degradación por cargas cíclicas.

El modelo de Menegotto-Pinto (1973) es usado comúnmente para representar el comportamiento cíclico del acero, ya sea en estructuras de acero como en barras de refuerzo en estructuras de hormigón armado, donde se destaca por su simpleza en la aplicación.

El modelo queda representado por las siguientes ecuaciones:

$$\sigma^* = b\varepsilon^* + \frac{(1-b)\varepsilon^*}{(1+\varepsilon^{*R})^{1/R}}$$

Donde b corresponde al factor de endurecimiento y:

$$\sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r} \qquad \qquad \varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r}$$



Figura 1.4 Modelo Menegotto-Pinto (ref. OpenSees User Manual)

Para tomar en cuenta la degradación por cargas cíclicas, se emplean las reglas de acumulación lineal de esfuerzo "strain", conocida como Miner's Rule o Palmgren-Miner propuesta inicialmente por A. Palmgren (1924) y popularizada por M.A. Miner (1945).

$$\sum_{i=1}^{k} \frac{n_i}{N_i} = C$$

Dónde, para "k" diferentes estados de tensión se tiene el número de ciclos "ni" alcanzados para cada estado, el número máximo de ciclos "Ni" admisibles para cada estado de tensión y "C" factor de daño acumulado. En conjunto con la relación de Coffin-Manson desarrollada simultáneamente por Coffin (1954) y Manson (1953), para fallas por fatiga en pocos ciclos de carga, empleando los valores de calibración de materiales obtenidos en los trabajos de Uriz et al. (2008) y Ballio et al. (1995).

$$\frac{\Delta\epsilon_p}{2} = \epsilon'_f (2N)^c$$

Dónde, $\Delta \epsilon_p/2$ es la deformación unitaria plástica, ϵ'_f es una constante empírica conocida cómo coeficiente de fatiga, equivalente a la deformación unitaria para la cual se obtiene rotura bajo un sólo ciclo de carga, que en este caso se usó el valor de elongación mínima requerida para los aceros Chilenos 20% (0.195), *N* es el número de ciclos de carga y *c* es una constante empírica conocida como exponente de fatiga (con valores entre -0.5 y -0.7), usando para este caso -0.5 en base a los resultados de Uriz et al. (2008). En la Figura 1.5, se grafica la relación de Coffin-Manson para los factores usados en este trabajo (c=-0.5, $\epsilon'_f = 0.195$), dónde se aprecia cómo se ve afectada la deformación unitaria de rotura en función del número de ciclos de carga, obteniendo por ejemplo una deformación unitaria de rotura de 20% para una carga monotónica creciente (medio ciclo de carga), 2 ciclos de carga para una deformación unitaria de 10% y 10,000 ciclos para una deformación unitaria levemente mayor a la deformación de fluencia del material.



Figura 1.5. Relación Rotura por Número de Ciclos de Carga

Una de las ventajas de considerar este fenómeno (dentro de OpenSees), es que permite modelar la falla de un elemento, ya sea por causa de superar un número de ciclos o por superar la tensión máxima admisible del elemento, donde la falla se simula botando a cero la carga del elemento (1e-8 veces la carga). Cabe señalar que la función de fatiga no degrada directamente la curva de comportamiento del material, sino aplicando sobre una variable externa un contador del nivel de daño o degradación del material, la cual una vez alcanzado el valor máximo de 1 bota la carga del elemento a cero. Así, dado una deformación unitaria obtenida para un ciclo de carga, el modelo usando la relación de Coffin-Manson, explicada anteriormente, agrega un coeficiente equivalente aplicando la relación lineal de "Miner's Rule" al factor de daño, C, del elemento afectado. Por ejemplo, si se tienen tres ciclos de carga, para deformaciones de 1%, 5% y 10%, que tienen asociados los números máximos de ciclos de 200, 8 y 2 respectivamente (Coffin-Manson), el factor de daño al finalizar los tres ciclos tendría un valor equivalente de C=1/200+1/8+1/2 = 0.63.

Esta función es vital para poder modelar adecuadamente el comportamiento de marcos arriostrados, en especial para el pandeo de elementos a compresión, que junto con el uso de elementos fibras permite degradar la resistencia de los perfiles por fallas locales de pandeo. A modo de ejemplo en la Figura 1.6 se muestran dos curvas que corresponden a una columna en voladizo empotrada en su base y sometida a una carga lateral cíclica en su extremo que aumenta hasta la rotura, ambas con iguales propiedades, excepto que una tiene aplicado el comando de fatiga y la otra no. Como se observa para el caso sin fatiga no existe la rotura y el elemento puede seguir tomando carga sin un límite, motivo por el cual es de gran importancia incluir la opción de fatiga en la modelación de los elementos, para poder modelar la rotura.



Figura 1.6 Propiedades Fatiga

En la Figura 1.7, se aprecia como varía el factor de daño de una de las fibras extremas de la columna durante el proceso de carga cíclica.



Figura 1.7. Factor de Daño Fibra Extrema - Ejemplo

Para modelar los pórticos arriostrados se usaron propiedades no-lineales en las diagonales y columnas de la estructura en base a modelos tipo fibra, así mismo en las conexiones de diagonales y vigas se utilizaron modelos no lineales concentrados. Sólo las vigas fueron modeladas con propiedades lineales elásticas, para evitar una influencia en los resultados y dejando toda influencia limitada a sus conexiones.



Figura 1.8 Modelación Tipologías

Las diagonales y columnas fueron modeladas como elementos fibra con las siguientes divisiones:



Figura 1.9 Elementos Fibra

Todas las diagonales tienen una deformación relativa fuera del plano de L/500 en el punto medio con respecto a sus extremos para el estado inicial (en reposo, sin carga) como se aprecia en la siguiente figura y las diagonales se encuentran subdivididas en 10 elementos entre sus extremos (por simplicidad en la siguiente figura se exagera la escala para poder observar la deformación de L/500).



Figura 1.10 Deformación Inicial Diagonales

Las columnas al igual que las diagonales se modelaron con elementos fibra con las mismas divisiones, pero a diferencia de las diagonales no se modela una imperfección inicial dado que el propio movimiento lateral producto de la demanda sísmica es suficiente para generar una imperfección que permite modelar una falla por pandeo en compresión.

Para el modelo de conexiones se utilizaron los resultados obtenidos por Hsiao (2012) mediante rotulas concentradas, que se resumen a continuación.



Figura 1.11 Definición Rotula Diagonales

Dónde:



Si bien para la conexión de diagonales se emplearon los resultados de Hsiao (2012), en base a modelos concentrados, igualmente como parte del proceso se validó su uso mediante modelos por fibra, comparando los resultados por ambos modelos Figura 1.12, de donde se obtuvieron resultados similares a los ya vistos y obtenidos en los trabajos de Terzic (2013). Si bien los resultados son similares entre ambos modelos, la elección de usar modelos concentrados en este caso se debe a que permite controlar sólo fluencia

por rotación para simplificar el diseño de las conexiones dado que de lo contrario se sobrecarga aún más el modelo en solución numérica y además se abre a diferentes criterios de diseño de la conexión. Para enfocar los resultados en el diseño de los elementos principales del marco (diagonales y columnas), se asume que las conexiones son correctamente diseñadas y capaces de resistir la capacidad de las diagonales modelando solamente la rigidez rotacional y eventualmente su falla por ciclos o deformaciones excesivas.



Figura 1.12 Comparación Rotula Concentrada o Fibra

Para el modelo de conexiones de viga se utilizan los resultados obtenidos por Astaneh-Asl y Liu (2004), utilizando la inercia del alma de la viga como rigidez rotacional asumiendo una rotula plástica de largo 0.5*d, donde d es la altura de la viga, con lo que la relación giro tensión queda $\psi_0 = \varepsilon_0$. Cabe destacar que el uso de la rótula para simular la conexión de corte en las vigas sólo tiene un fin de calibración y validación con respecto a los ensayos experimentales, dado que en los modelos que se usarán posteriormente la viga se conectará por medio de rótulas perfectas para evitar un aporte de sobre resistencia en el sistema por la conexión de las vigas.

Se emplearon cachos rígidos en todas las conexiones debido a la existencia de placas gusset. Además las masas del sistema fueron concentradas en los nodos superiores de cada piso como se muestran a continuación en los siguientes esquemas, donde se marcan con puntos rojos la ubicación de las masas.



Figura 1.13 Esquema ubicación masas

En el caso de no linealidades geométricas (modificación de la rigidez de los elementos en función de su deformación), en las diagonales se consideró no linealidad de tipo corrotacional y en el caso de las columnas por P-delta (Figura 1.14). Cabe señalar que OpenSees permite asignar diferentes propiedades no lineales geométricas a cada elemento dentro de un mismo modelo. Si bien el caso corrotacional considera de mejor manera los efectos no lineales que el caso P-Delta (Denavit & Hajjar, 2013), éste no se usó en toda la estructura para evitar un sobre costo computacional sin variación significante de los resultados (Terzic, 2013). En el caso de las diagonales también se considera la no-linealidad por P- δ , mediante la subdivisión aplicada a cada elemento (10 divisiones), donde P- δ corresponde a los efectos por cambios geométricos entre nodos de un elemento (desplazamiento fuera del eje).



Figura 1.14 No-linealidad Geométrica

Para la calibración y validación de los modelos numéricos, se emplearon los resultados experimentales realizados por Wakabayshi et al. (1974), para un marco arriostrado de un vano y un piso.



Figura 1.15 Marco Ensayo Experimental

Tabla 1.4 Propiedades Estructura Ensayo Experimental						
Detalle		Piso	Columna [cm]	Diagonal [cm]	Viga [cm]	
Número de Pisos	1	1	H175x175x7.5x11	H110x110x6x8	H250x125x6x9	
Altura H [m]	2.6		Fy:2.48 [ton/cm ²]	Fy:2.93 [ton/cm²]	Fy:3.28 [ton/cm²]	
Base B [m]	5.0					
Esbeltez B/H	1.92					
Masa x Piso [ton]	140					
Masa Total [ton]	140					
Período [seg]	0.31					

Todos los factores del modelo Menegotto-Pinto (1973) y fatiga usados dentro del modelo numérico, corresponden a los valores por defecto, los cuales fueron determinados por

varios estudios, dentro de los que se destacan los trabajos de Uriz y Mahin (2008), Terzic (2013), Hsiao (2012), Astaneh-Asl y Lui (2004) entre otros. Para efectos prácticos de éste trabajo no tiene importancia entrar en profundidad en la calibración o validación de estos factores por lo que se emplearán los valores por defecto ya calibrados por los diferentes autores. El único valor que fue calibrado y modificado con respecto a los valores estándares fue la rigidez rotacional de la conexión de corte que conecta la viga, en el cual se modificó la perdida de rigidez a fluencia por número de ciclos conforme a los resultados experimentales (este valor si bien fue utilizado, no fue definido o informado directamente en el trabajo de Astaneh-Asl y Lui (2004), y por tanto fue necesario obtenerlo mediante calibración).



Finalmente, la comparación entre los resultados experimentales con los obtenidos de forma simulada se aprecia en la siguiente figura:

Figura 1.16 Resultados Ensayo Cíclico

Si bien se aprecian diferencias con respecto a los resultados experimentales, para efecto de los objetivos de este trabajo se considera que los modelos son adecuados.
2 Capítulo II: Desarrollo

2.1 Introducción

2.2 Selección de Registros

A partir de la base de datos de terremotos Chilenos listada en la sección 1.5.1, con un total de 236 registros, se determinan los 25 registros mayores (Tabla 2.1) según el criterio de selección detallado en el Capítulo 1.5.

	Tabla 2.1 Selección de Registros para Procesar Modelos											
# Example			D	PGA	PGV	PGD	f_y					
Ŧ	Evento	Registro	Dir.	[cm/s ²]	[cm/s]	[cm]	[kg.cm/s ²]					
1	Melipilla 1985	LLAY2247	Е	464.9	37.5	5.9	308.3					
2	Melipilla 1985	LLOL2247	N	643.0	39.8	8.5	283.0					
3	Melipilla 1985	MELI2247	Е	596.7	31.3	5.8	213.1					
4	Melipilla 1985	RAPE2247	N	458.1	21.1	5.5	164.7					
5	Melipilla 1985	FERN2247	Е	343.2	24.1	5.4	179.2					
6	Melipilla 1985	VINA2247	N	344.4	31.1	5.1	167.7					
7	Antof. 1995	ANT00511	Е	282.1	19.0	6.2	162.5					
8	Ilo 2001	aricacementerio0106231	Е	306.0	31.5	7.3	174.5					
9	Ilo 2001	aricacostanera01006231	N	329.7	25.1	7.0	160.5					
10	Ilo 2001	poconchile0106231	Е	253.2	29.0	7.5	137.0					
11	Tarapacá 2005	cuya0506131	Е	440.2	18.8	3.2	129.7					
12	Tarapacá 2005	pica0506131	N	720.5	36.4	5.5	277.7					
13	Tarapacá 2005	pisagua0506131	Е	340.2	19.2	2.7	98.2					
14	Tocopilla 2007	mejillones0711141	N	405.4	31.5	8.4	171.0					
15	Tocopilla 2007	tocopilla0711141	Е	581.6	22.0	3.2	144.3					
16	Tocopilla 2007	tocopillapuerto0711141	N	342.6	12.6	2.6	107.4					
17	Maule 2010	angol1002271	N	683.7	37.5	7.0	315.8					
18	Maule 2010	concepcion1002271	N	393.2	67.6	20.4	265.3					
19	Maule 2010	constitucion1002271	Е	613.8	68.6	13.9	457.6					
20	Maule 2010	hualane1002271	E	442.8	35.0	6.5	240.6					
21	Maule 2010	llolleo1002271	Е	546.6	30.9	4.5	261.2					
22	Maule 2010	stgomaipu1002271	Ν	478.6	39.0	7.2	269.1					

	Tabla 2.1 Selección de Registros para Procesar Modelos												
#	Evonto	Pogistro	Dir	PGA	PGV	PGD	fy						
	Evento	Registio	DII.	$[cm/s^2]$	[cm/s]	[cm]	[kg.cm/s ²]						
23	Iquique 2014.a	MNMCX	Е	397.7	16.6	2.2	109.5						
24	Iquique 2014.a	PB11	N	485.3	29.4	5.4	163.2						
25	Iquique 2014.b	PB11	Е	211.0	15.6	3.2	120.0						

Nota: El valor de f_y indicado en la tabla corresponde al valor promedio obtenido para tres niveles de ductilidad (3, 5 y 8) asociados a dos periodos 0.3 y 0.8 seg (dónde f_y corresponde a la fuerza de fluencia requerida en el modelo bilineal, mostrado en la Figura 1.2, para obtener el nivel de ductilidad objetivo).

Tabla 2.2 Resumen Propiedades											
	PGA	PGV	PGD	f_y							
	[cm/s ²]	m/s ²] [cm/s]		[kg.cm/s ²]							
Min.	211.02	12.62	2.15	98.21							
Máx.	720.47	68.59	20.43	457.58							
Media	440.25	30.95	5.77	171.03							

En la Figura 2.1 se muestra la distribución acumulada (CDF) de las variables PGA y PGV de todo el set de registros contenido en la bases de datos (236 registros). A partir de los gráficos es posible comparar y ubicar las propiedades de los 25 registros seleccionados con respecto a la distribución de toda la base datos (en los gráficos de CDF se destacan con líneas verticales el valor mínimo, medio y máximo de los registros seleccionados).

La función de distribución o frecuencia acumulada (CDF) se define como:

$$F_X(x) = P(X \le x) = \sum_{i=1}^{i:x_i \le x} p_X(x_i)$$

En la siguiente figura se grafican los valores para F_{PGA} y F_{PGV}



Figura 2.1 Distribución CDF Propiedades Base de Datos Registros

Se aprecia que los registros seleccionados corresponden o se encuentran agrupados dentro del estrato superior de la base de registros usados como referencia (236 registros), en donde sus valores mínimos de PGA y PGV, están dentro del 40% superior de toda la base de datos, y el valor medio está dentro del 10% más alto.

2.3 Escalamiento de Registros

Como una primera etapa, luego de elegir los registros a usar en el estudio, en reemplazo de la base de datos propuesta por FEMA-P695, corresponde efectuar el escalamiento y normalización de los registros. Ambos procedimientos son parte de la metodología FEMA-P695.

La normalización de los registros se realiza con respecto a las dos direcciones horizontales del registro en base al parámetro de velocidad máxima (PGV). Cada registro se multiplica por un factor que se determina como:

$$NM_i = Median(PGV_{GMi})/PGV_{GMi}$$

Donde, NM_i : Factor de normalización por cada registro (i)

PGV_{GMi}: Media geométrica de la velocidad máxima entre las dos coordenadas horizontales de cada registro (i).

La siguiente tabla resume los factores encontrados para cada registro, incluyendo algunos datos propios de cada registro como el paso de tiempo y duración.

Tabla 2.3	B Datos Registros			
		Tasa	N°	
N°	Registro	Muestreo	puntos	NM_i
1	LLAY2247	200	12901	0.644
2	LLOL2247	200	23686	0.841
3	MELI2247	200	16928	0.820
4	RAPE2247	200	18751	1.604
5	FERN2247	200	16644	1.045
6	VINA2247	200	22929	0.896
7	ANTO0511	200	22214	1.654
8	aricacementerio0106231	200	13070	1.000
9	aricacostanera01006231	200	15636	1.018
10	poconchile0106231	200	6663	0.872
11	cuya0506131	200	15550	1.367
12	pica0506131	200	50800	1.038
13	pisagua0506131	200	9380	1.500
14	mejillones0711141	200	44000	0.940
15	tocopilla0711141	200	14581	1.177
16	tocopillapuerto0711141	200	40400	2.870
17	angol1002271	100	18201	1.183
18	concepcion1002271	200	28738	0.427
19	constitucion1002271	200	29057	0.464
20	hualane1002271	200	29211	0.685
21	llolleo1002271	200	25323	0.894
22	stgomaipu1002271	100	16901	0.867
23	MNMCX	100	28058	1.518
24	PB11	100	30574	0.912
25	PB11	100	42200	1.807

Por otra parte el escalamiento de los registros corresponde a un factor único para todo el set de registros tal que el espectro promedio del set calce con el espectro de demanda MCE (máximo considerado) de la norma en el periodo de interés. En el caso de la norma NCh2369 no existe una definición de demanda probabilística y tampoco de la demanda máximo creíble, donde la definición de demanda sísmica corresponde a un espectro de diseño. Para resolver esta falencia se hace uso de la única definición de MCE en normativas nacionales proveniente de la norma NCh2745 (2003), pero dado que la normativa NCh2369 hace referencia a la NCh433, se prefiere adoptar un espectro equivalente proveniente de multiplicar la norma NCh433 por un factor que equipare con la demanda MCE de la norma NCh2745, que en este caso corresponde a un factor 1.5 como se puede apreciar en la Figura 2.2 (MCE suelo I, NCh433 suelo B).



Figura 2.2 Espectro Aceleración



Figura 2.3 Espectros Aceleración Registros



Figura 2.4 Espectros Aceleración Registros Normalizados



Figura 2.5 Espectro Aceleración Registro Normalizado y Escalado (T=0.3s)

En la Figura 2.5 se aprecia el espectro promedio obtenido luego de multiplicar todos los registros por el factor de escala requerido para obtener la misma aceleración en el periodo objetivo, denominado "Conditional Mean Spectra". En la siguiente figura se muestra sólo el espectro promedio para apreciar mejor su relación con el espectro de la norma.



Figura 2.6 Espectro Escalado (T:0.3s) y No Escalado

En la siguiente tabla se muestran los factores de escala obtenidos para diferentes períodos.

Tabla 2.4 Factores de Escala por Período											
T [seg]	Factor Escala	Sa (T) [g]		T [seg]	Factor Escala	Sa (T) [g]					
0.10	1.034	1.080		0.45	1.587	1.271					
0.15	1.225	1.382		0.50	1.487	1.139					
0.20	1.288	1.597		0.55	1.373	1.020					
0.25	1.372	1.681		0.60	1.458	0.915					
0.30	1.521	1.650		0.65	1.428	0.825					
0.35	1.704	1.547		0.70	1.363	0.746					
0.40	1.771	1.411									

De los factores mostrados en la tabla se observa que para el rango de periodos dentro de las estructuras estudiadas [T=0.2s a 0.45s], los factores de escala aplicados para cada registro están en el rango entre [1.3 - 1.7], mostrando que la base de datos de registros usados tiene un contenido de aceleración suficientemente alto para no requerir factores de amplificación excesivos, evitando la aparición de problemas o cuestionamientos en los resultados producto de escalamiento de registros por factores muy grandes.

Junto a los factores de escalamiento, el procedimiento establecido en FEMA-P695 (2009) define un factor de corrección SSF en función de la dispersión de los registros con respecto al espectro normativo de referencia para considerar el cambio o corrimiento de periodo del sistema durante fluencia de elementos, dado que el factor de escala es obtenido para un periodo fijo (elástico). Dado que los registros fueron modificados por registros nacionales es necesario recalcular estos factores a los entregados en las tablas de FEMA-P695 (2009), siguiendo el mismo procedimiento y ecuaciones indicadas en el Anexo B del documento, complementado con los resultados obtenidos en los trabajos de Baker y Cornell (2005).

$$SSF = exp[\beta_1 \cdot (\bar{\varepsilon_0}(T) - \bar{\varepsilon}(T)_{records})]$$
(factor de corrección)
$$\beta_1 = (0.14)(\mu_T - 1)^{0.42}$$
$$\varepsilon(T) = \frac{lnSa(T) - \hat{\mu}_{lnSa(T)}}{\hat{\sigma}_{lnSa(T)}}$$

El valor de $\varepsilon(T)$ se define como el número de desviaciones entre el espectro objetivo y el espectro de cada registro para un período dado, dónde $\varepsilon_0(T)$ corresponde al número de desviaciones esperadas, ver Figura 2.7. En éste caso particular para el valor $\overline{\varepsilon_0}$ objetivo se aceptan los valores recomendados por FEMA-P695 (2009) tomando un valor constante de 1.5 como definición asumida en este trabajo para una demanda MCE con probabilidad de retorno de 2% en 50 años. Los valores de $\overline{\varepsilon}(T)$ son determinados según el set de registros seleccionados para el estudio, empleando la formulación antes señalada y obteniendo el valor promedio para cada período. El valor de β_1 , es un factor de ajuste según la demanda de ductilidad (corregida por el período del sistema), por lo que la tabla o valores de SSF se determinan para diferentes periodos y diferentes factores de reducción R.



Figura 2.7 Valor Épsilon ε (Ref. FEMA P695 Apéndice B)

Los valores obtenidos para SSF se resumen en la Tabla 2.5, valores que resultan muy cercanos a los propuestos en FEMA-P695 (2009).

Tabla 2.5	Tabla 2.5 Valores SSF Actualizados													
_		Factor de Reducción												
Т	1	2	3	4	5	6	7	8						
0.10	1.000	1.009	1.012	1.014	1.016	1.017	1.019	1.02						
0.15	1.000	1.027	1.036	1.043	1.048	1.053	1.058	1.062						
0.20	1.000	1.048	1.064	1.077	1.087	1.096	1.104	1.111						
0.25	1.000	1.066	1.089	1.107	1.121	1.134	1.146	1.156						
0.30	1.000	1.102	1.139	1.167	1.190	1.211	1.229	1.247						
0.35	1.000	1.147	1.202	1.244	1.279	1.311	1.339	1.365						
0.40	1.000	1.135	1.185	1.223	1.255	1.283	1.309	1.333						
0.45	1.000	1.121	1.166	1.199	1.227	1.252	1.275	1.296						
0.50	1.000	1.096	1.131	1.157	1.179	1.198	1.216	1.232						
0.55	1.000	1.068	1.092	1.11	1.125	1.138	1.15	1.161						
0.60	1.000	1.075	1.101	1.121	1.137	1.152	1.165	1.177						
0.65	1.000	1.083	1.112	1.134	1.153	1.169	1.183	1.197						
0.70	1.000	1.071	1.097	1.116	1.132	1.145	1.158	1.169						
0.80	1.000	1.047	1.063	1.075	1.085	1.094	1.102	1.109						
0.90	1.000	1.034	1.045	1.054	1.061	1.067	1.073	1.078						

2.4 Selección Tipologías

El objetivo tras la selección de tipologías es poder representar la mayor diversidad de estructuras formadas por marcos arriostrados. Desde estructuras pesadas a livianas, para poder validar la definición de un factor de reducción único.

Para la selección de masa de las estructuras o sobre carga de uso, se emplearon valores encontrados en minería pesada de 100ton/m² y casos de estructuras livianas con 1ton/m², representando de esta manera desde una estructura de soporte de tolva hasta un galpón liviano. Para evitar una variación excesiva del período fundamental entre tipologías, como se explicó en la sección 1.5.2, las masas aplicadas para la mayoría de los casos corresponde a valores entre 1 a 15 ton/m². Sólo para las tipologías de 1 piso se aplicaron masas de 100 ton/m² para validar que el aumento de masa, que lleva asociado un aumento de la sección de perfiles de acero (secciones más compactas), no tuviera un efecto en los resultados. En las tipologías de más pisos (más de 2) aplicar una masa mayor a 20ton/m2 implicaba alejarse de los períodos objetivos planteados en la Tabla 1.3, por lo que no fueron usados.



Figura 2.8 Imágenes Referencia Topologías Reales

2.5 Modelación Estructura – Variables usadas

Para la modelación de las estructuras, se desprecia el aporte de la viga a la resistencia lateral del marco, para mantener una definición de marco arriostrado puro. Por tanto en reemplazo de la rótula plástica en la conexión de corte usada durante el modelo de calibración se emplea una rótula libre.



Figura 2.9 Modelación Tipologías

Todos los elementos estructurales fueron conformados según se detalla en la sección 1.5.4, donde la única variación son las dimensiones de los perfiles y la masa del sistema que serán detallados más adelante para cada caso.

Tabla 2.6 Propiedades	
Variables Principales	Rango Considerado
Sistema Estructural	Marcos Arriostrados
Altura Total	1 a 8 pisos (2.6m a 20.8m)
Ancho vanos	1 a 3 vanos (5m a 15m)
Material	Acero A250ES (NCh203) equivalente ASTM A- 36
Diseño	Conforme NCh2369 Of.2003
Elementos	Todos los elementos fueron diseñados en base a perfiles doble T laminados

Se utiliza un acero A250ES para todos los elementos modelados, con las siguientes propiedades:

Tabla 2.7 Propiedades Acero							
Módulo Elástico	E= 210GPa						
Límite Fluencia	f _y :240MPa						
Limite Rotura	f _u : 500MPa						
Endurecimiento post fluencia	b: 0.6%						
Elongación Rotura	20%						

2.6 Validación Amortiguamiento

Para el amortiguamiento del sistema se asignó un amortiguamiento intrínseco de 2% para toda la estructura en base a la definición de Raleigh con rigidez tangente. Se utilizó una asignación por grupos lo que permite asignar el amortiguamiento intrínseco sólo a los elementos que son modelados linealmente. El aporte del amortiguamiento de los elementos que entran en rango no lineal se determina directamente de sus curvas de histéresis, según recomienda el trabajo realizado por Charney (2008).

Para validar el modelo se realiza un tiempo historia de un Pull-back de la estructura (rango lineal), donde se puede validar el amortiguamiento global mediante el decaimiento de cada ciclo, aplicando un desplazamiento de 0.3 [cm] y analizando su respuesta dinámica por 10seg. En la Figura 2.10 y Figura 2.11, se muestra el resultado obtenido de aplicar el Pull-back, junto con la expresión usada para calcular el amortiguamiento, que en éste caso particular resulta efectivamente en el amortiguamiento asignado de 2%.



Figura 2.10 Amortiguamiento en Vibración Libre



Figura 2.11 Historial Amortiguamiento en el Tiempo Vibración Libre

En el caso anterior sólo se puede obtener el amortiguamiento equivalente en el rango lineal de la estructura. Para poder validar el amortiguamiento equivalente en el rango no lineal, se emplean las expresiones de energía.

$$E_{T} = E_{e} + E_{c} + E_{d} + E_{y}$$

Energía Elástica: $E_{e} = \int u^{T} K \, du = \frac{1}{2} u^{T} \cdot K \cdot u$
Energía Cinética: $E_{c} = \int \ddot{u}^{T} M \, du = \frac{1}{2} \dot{u}^{T} \cdot M \cdot \dot{u}$
Energía Amortiguamiento Equivalente: $E_{d} = \int \dot{u}^{T} C \dot{u} \, dt = \Delta x \cdot C \cdot \Delta \dot{x}$
Energía Fluencia: $E_{y} = \int (\Gamma u)^{T} du$
Energía Entrada: $E_{T} = -\int \ddot{u}_{g}^{T} M \, du = -\Delta x \cdot M \cdot \Delta \ddot{x}_{g}$

De donde se obtiene para un caso particular, para el registro N°1 (Tabla 2.1), la energía total del sistema y los respectivos aportes de energía de cada estado (Entrada, Elástico, Cinética, Fluencia y Amortiguamiento), según se muestra en la siguiente Figura 2.12. En el gráfico se muestran tres líneas, en dónde en azul se destaca la energía total del sistema (E_T), en verde la suma de energía elástica (E_e) más cinética (E_c) y en rojo la suma de energía elástica más cinética y más amortiguamiento intrínseco de 2% (E_d). La diferencia entre las líneas roja y azul corresponde a la energía disipada por fluencia (E_y).



Figura 2.12 Energía Total Sistema - Registro

Para poder validar el amortiguamiento total del sistema a lo largo de la serie de tiempo, se puede despejar de las ecuaciones de energía un término para la energía equivalente disipada:

$$E'_{d} = E_{d} + E_{y} = E_{T} - E_{e} + E_{c}$$
$$E'_{d} = \int \dot{u}^{T} \cdot C' \cdot \dot{u} dt$$
$$\xi_{j} = \frac{\phi_{j}^{T} \cdot C' \cdot \phi_{j}}{2\omega_{j}\phi_{i}^{T}M\phi_{j}}$$

De donde E'_d (energía equivalente disipada energía fluencia más amortiguamiento) se puede definir como la energía producto de un amortiguamiento viscoso equivalente en función del tiempo (duración del registro) para el modo fundamental. Si bien esta energía es producto de la energía disipada por el amortiguamiento intrínseco asignado a la estructura más la energía disipada por fluencia de los elementos, al llevarlo a un equivalente de amortiguamiento viscoso se puede determinar un valor de referencia por unidad de tiempo de energía disipada (Figura 2.13 y Figura 2.14).



Figura 2.13 Amortiguamiento Viscoso Equivalente



Figura 2.14 Amortiguamiento Viscoso Equivalente

Como se aprecia de la Figura 2.14, en los primeros 30seg del registro donde la estructura trabaja en rangos no lineales el amortiguamiento viscoso equivalente varía entre valores de 4% al 2% y posteriormente en los último segundos del registro donde la demanda es menor y la estructura vuelve a su rango lineal el amortiguamiento viscoso equivalente corresponde al 2% asignado (nota: Para pasar de la Figura 2.13 a Figura 2.14, se aplicó un filtro de media móvil).

2.7 Diseño Modelos

Para el diseño preliminar de las estructuras se empleó en su totalidad la norma NCh2369 (2003) para zona 3 y suelo II, con un factor de importancia I=1.0, un factor de reducción R=5 según norma y un amortiguamiento de 3%, para lo cual queda definido el siguiente espectro de diseño.

Cabe destacar que uno de los objetivos del diseño optado es obtener estructuras que cumplan cabalmente con los requerimientos mínimos de la norma, sin incluir recomendaciones o buenas prácticas del ejercicio o experiencia individual, de manera de poder evaluar un resultado normativo puro.



Figura 2.15 Espectro Diseño NCh2369

Siguiendo los criterios de la norma NC2369 (2003) se verificó el cumplimiento de esbeltez de todos los elementos según $1.5 \cdot \pi \cdot \sqrt{E/f_y} \leq 138$ y relaciones ancho espesor menores que λ_r según tabla 8.1 NCh2369 (2003), para pandeo local. Además todas las diagonales se diseñaron con un factor de utilización menor igual a 80% y columnas con un factor de utilización menor igual a 90%. Para reducir los efectos por sobre resistencia todos los factores de utilización entre modelos son similares con variaciones menores dentro de un 5%, por lo mismo el rango efectivo entre todos los modelos para el factor de utilización en diagonales es de 75% a 80% y en columnas de 85% a 90%.

Las propiedades de las secciones utilizadas para cada estructura se detallan a continuación para cada modelo:

Tabla 2.8 Propiedades Estructura 1 piso									
Detalle	[]	Piso	Columna	λ	Diagonal	λ			
Número de Pisos	1	1	W33x500	14.5	W21x132	38			
Altura H [m]	2.6								
Base B [m]	5.0								
Esbeltez B/H	1.92								
Masa x Piso	2,943								
Masa Total [ton]	2,943								
Corte [tonf]	635								
T [seg]	0.21								

Tabla 2.9 Propiedades Estructura 2 pisos										
Detalle	[]	Piso	Columna	λ	Diagonal	λ				
Número de Pisos	2	1	W10x88	39	W6x25	69				
Altura H [m]	5.2	2	W10x45	51	W5x19	86				
Base B [m]	5.0									
Esbeltez B/H	0.96									
Masa x Piso [ton]	196									
Masa Total [ton]	392									
Corte [tonf]	75									
Período T [seg]	0.39									

Tabla 2.10 Propiedades Estructura 4 pisos										
Detalle	[]	Piso	Columna	λ	Diagonal	λ				
Número de Pisos	4	1	W14x68	42	W5x19	86				
Altura H [m]	10.4	2	W10x49	40	W4x19	94				
Base B [m]	5.0	3	W8x28	58	W4x18	102				
Esbeltez B/H	0.48	4	W6x16	69	W4x13	115				
Masa x Piso [ton]	65									
Masa Total [ton]	260									
Corte [tonf]	41									
Período T [seg]	0.48									

Tabla 2.11 Propiedades Estructura 8 pisos										
Detalle	[]	Piso	Columna	λ	Diagonal	λ				
Número de Pisos	8	1	W10x45	51	W4x10	115				
Altura H [m]	20.8	2	W8x35	50	W4x10	115				
Base B [m]	5.0	3	W8x35	50	W4x8	116				
Esbeltez B/H	0.24	4	W6x30	59	W4x8	116				
Masa x Piso [ton]	19.5	5	W6x22	64	W4x7	125				
Masa Total [ton]	156	6	W6x15	69	W3x6	129				
Corte [tonf]	14	7	W4x18	94	W3x5	135				
Período T [seg]	0.75	8	W4x10	106	W3x4	135				

2.8 Aplicación FEMA-P695

Para iniciar con la fase de simulación, cada tipología se analiza para el set completo de 25 registros, aplicando diferentes factores de escala sobre todo el set de registros con valores que van entre 0.2 a 2.4. Cada factor de escala es aplicado a todo el set de registros antes de ejecutar la simulación, por lo tanto para cada factor se obtiene un set de

respuestas asociadas a cada registro, proceso conocido como análisis dinámico incremental (Incremental Dynamic Analysis, IDA). Los valores a usar para los factores de amplificación fueron previamente evaluados y determinados de manera de obtener un rango lineal inicial y obtener el colapso en el tramo final de los factores. Para no confundir con los factores de escala del proceso de normalización de registros, se le asigna el nombre de factores IDA a los factores de escala a usar en el análisis dinámico incremental.

Los resultados obtenidos para cada registro para los diferentes valores de escala se analizan gráficamente para determinar el factor de falla (factor de escala IDA para el cual se obtiene la falla), en donde la variable analizada corresponde al drift máximo entre pisos obtenido. Se define un drift máximo de 2.5% como falla no modelada para los casos en que no se obtiene una falla numérica del modelo. Como falla se entiende la pérdida de rigidez lateral del sistema que genera un mecanismo, y por lo tanto el colapso del sistema, que si bien no puede ser visto directamente como resultado del modelo se puede observar o deducir a través de diferentes comportamientos como, (i) deformación excesiva frente a un aumento de aceleración (pendiente nula), (ii) aumento nulo de deformación para un aumento de aceleración (esto representa que no se obtiene solución numérica para aceleraciones mayores, pendiente vertical), o (iii) reducción de deformación para un aumento de aceleración (esto muestra una inestabilidad numérica, similar al caso anterior pero se observa como una línea vertical con forma de diente cierra en torno al valor máximo de deformación).

Para facilitar el seguimiento del procedimiento, a continuación y en lo que sigue de este capítulo, se muestran en detalle cada uno de los pasos para una de las tipologías a analizar (caso 1 piso y 1 vano, período 0.21s, ver Tabla 2.8 para detalles de la tipología).

Como se describió anteriormente los primero es procesar y obtener los resultados de simulación (máximo drift entre pisos) para todos los registros y los diferentes factores de escala IDA. En la Tabla 2.12 se ilustran los resultados obtenidos para un registro (registro N°17), mostrando el factor de amplificación IDA, la aceleración equivalente asociada y el drift máximo obtenido. Posteriormente en la Figura 2.16, se grafican los resultados, aceleración versus drift máximo de la tabla, para determinar el factor IDA de falla. Cómo se observa en la Figura 2.16, en éste caso particular el criterio de falla aplicado corresponde al drift máximo establecido y no a la falla numérica, la cual ocurre dos factores más adelante con una inestabilidad numérica (reducción del drift para una mayor aceleración). En rojo, (en la tabla y figura), se destaca el factor de falla seleccionado.

Es importante destacar que por convención todos los gráficos y tablas que en adelante se muestran están asociados al valor de aceleración del espectro de diseño (espectro de diseño NCh433, Sa) y no al valor de aceleración efectivo obtenido de los registros. Recordar que todos los registros fueron escalados para obtener un espectro equivalente a un MCE, donde la relación del espectro de diseño al máximo considerado es por un factor de 1.5 (aparentemente resulta más lógico presentar todos los resultados por la aceleración de diseño que por la aceleración máxima). Lo anterior no tiene ningún efecto en los resultados dado que es sólo un valor de referencia que la normativa ha establecido, de hecho podría incluso usarse directamente el factor de escala IDA, pero dado que no tiene un significado físico directo no se aplica.

Tabla 2.12 Ejemplo Resultados Drift (Tipología 1 - Registro N°17)					
N°	Eactor IDA	Aceleración NCh433	Aceleración MCE	Drift Máximo	
		Sa(T)	1.5*Sa(t)	entre Pisos	
	LJ	[g]	[g]	[]	
1	0.0	0.000	0.000	0.000	
2	0.2	0.217	0.325	0.232	
3	0.4	0.433	0.650	0.547	
4	0.6	0.650	0.975	0.894	
5	0.8	0.866	1.299	1.077	
6	1.0	1.083	1.624	1.970	
7	1.2	1.299	1.949	2.305	
8	1.4	1.516	2.274	3.077	
9	1.6	1.732	2.599	3.775	
10	1.8	1.949	2.924	2.667	
11	2.0	2.166	3.248	3.873	
12	2.2	2.382	3.573	3.698	
13	2.4	2.599	3.898	4.190	

(en rojo factor de escala seleccionado para obtener falla, fila 8)



Figura 2.16 Ejemplo IDA (Registro N°17)

En la siguiente figura se muestra el caso para el registro N°1, el cual el criterio de falla queda definido por una inestabilidad numérica con pendiente negativa.



Figura 2.17 Ejemplo IDA (Registro N°1)

Luego de obtener la curva para los 25 registros, los que gráficamente se observan en la siguiente figura.



Figura 2.18 Ejemplo IDA (Todos los Registros)

Para cada registro se determina el factor de falla IDA asociado a cada registro con lo que se construye la siguiente tabla.

Tabla 2.13 Factor de Falla IDA					
Registro	Factor IDA	Sa(T) [g]	Registro	Factor IDA	Sa(T) [g]
1	1.8	1.949	14	2.2	2.382
2	1.6	1.732	15	2.4	2.599
3	1.8	1.949	16	1.6	1.732
4	1.4	1.516	17	1.4	1.516
5	2.0	2.166	18	2.4	2.599
6	1.6	1.733	19	1.6	1.732
7	1.8	1.949	20	2.2	2.382
8	2.2	2.382	21	1.2	1.300
9	2.2	2.382	22	1.4	1.516
10	0.8	0.870	23	0.8	0.870
11	2.0	2.170	24	2.2	2.382
12	1.8	1.949	25	1.8	1.949
13	0.8	0.870			

Una vez identificados los factores de escala que alcanzan una falla, se determina la estadística y aproximación a una distribución log-normal de los datos mediante los procedimientos definidos por Baker (2014), y Nowak y Collins (2013).

Donde la distribución log-normal se define cómo:

$$P(X \le x) = \Phi\left(\frac{\ln(x) - \ln(\mu_x)}{\sigma_{\ln(x)}}\right)$$

En este caso particular la ecuación toma la siguiente forma, donde la variable estudiada corresponde a la probabilidad de falla dado un valor de aceleración. Para el valor de aceleración de referencia se utiliza el valor de aceleración del espectro de diseño asociado al modo principal (período principal) de la estructura.

$$P_{falla}(S_a \le a) = \Phi\left(\frac{\ln(a) - \ln(\mu_a)}{\sigma_{\ln(a)}}\right)$$

Dónde la variable '*a*' corresponde a un valor de aceleración para el cual se obtiene la falla, que cómo se explicó anteriormente está asociado al valor del espectro de aceleración de diseño (NCh433) para el período del modo principal de la estructura.

Así se construye la siguiente tabla en la cual primero se establece la probabilidad de falla asociada a cada factor (número de fallas observadas para ese factor divido por el número total de registros) y posteriormente se determina la distribución log-normal que mejor se aproxima.

Tabla 2.14 Probabilidad de Falla - Caso 1				
Factor IDA	Sa(T) [g]	N° eventos con falla	Prob. []	Dist. log-normal []
0.8	0.864	0	0.000	0.025
0.87	0.940	3	0.120	0.040
0.94	1.015	3	0.120	0.061
1.01	1.091	3	0.120	0.088
1.08	1.166	3	0.120	0.119
1.15	1.242	3	0.120	0.155
1.22	1.318	4	0.160	0.195
1.29	1.393	4	0.160	0.238
1.36	1.469	4	0.160	0.283
1.43	1.544	7	0.280	0.329
1.5	1.620	7	0.280	0.376
1.57	1.696	7	0.280	0.422
1.64	1.771	11	0.440	0.468
1.71	1.847	11	0.440	0.511
1.78	1.922	11	0.440	0.553
1.85	1.998	16	0.640	0.593
1.92	2.074	16	0.640	0.630
1.99	2.149	16	0.640	0.665
2.06	2.225	18	0.720	0.698
2.13	2.300	18	0.720	0.728
2.2	2.376	18	0.720	0.755
2.27	2.452	23	0.920	0.780
2.34	2.527	23	0.920	0.803
2.41	2.603	25	1.000	0.824
2.48	2.678	25	1.000	0.843

Con la representación gráfica de los valores anteriores queda más claro.



Figura 2.19 Probabilidad de Falla - Caso 1

Dónde los factores determinados que representan la distribución log-normal equivalente para éste caso particular, son:

$$\mu_{a} = 1.827g$$

$$\sigma_{\ln(a)} = 0.381$$

$$P_{falla}(S_{a} \le a) = \Phi\left(\frac{ln(a) - ln(1.827)}{0.381}\right)$$

Adicionalmente la probabilidad de falla se debe ajustar por un valor de la incertidumbre total, que está dado por la ecuación 7-5 de FEMA-P695:

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

Dónde:

 β_{TOT} : incertidumbre total β_{RTR} : incertidumbre registros β_{DR} : incertidumbre diseño β_{TD} : incertidumbre ensayo β_{MDL} : incertidumbre modelación

El valor para β_{RTR} se obtiene directamente de los datos analizados, donde por definición $\beta_{RTR}=\sigma_{ln(a)}$. Los valores de los otros términos de β , se obtienen según las tablas entregadas por FEMA-P695 (2009) para cada caso (Las siguientes tablas, Tabla 2.15 a

Tabla 2.17, corresponden a una traducción directa de las tablas entregadas en FEMA-P695, en caso de aclaración recurrir a las tablas originales).

Tabla 2.15 Calidad Requerimientos de Diseño (Tabla 3-1 FEMA-P695) β _{DR}				
Robustoz y Dotalla	Confidencia en Base a Requerimientos de Diseño			
Robustez y Detaile	Alta	Media	Baja	
Alta. Alto resguardo frente a modos de falla. Todos los factores relevantes del diseño son considerados.	(A) Superior $\beta_{DR} = 0.1$	(B) Buena $\beta_{DR} = 0.2$	(C) Aceptable $\beta_{DR} = 0.35$	
Media. Resguardo razonable frente a modos de falla. Mayoría de los factores relevantes del diseño son considerados.	(B) Buena $\beta_{DR} = 0.2$	(C) Aceptable $\beta_{DR} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{DR} = 0.5$	
Baja. Bajo resguardo frente a modos de falla. Gran parte de los factores relevantes de diseño no fueron considerados.	(C) Aceptable $\beta_{DR} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{DR} = 0.5$	-	

 β_{DR} : Tabla 2.15 (Tabla 3-1 FEMA-P695), exigencia criterio diseño: Alta $\rightarrow 0.1$

 β_{TD} : Tabla 2.16 (Tabla 3-2), Calidad Resultados: alta / Detalles Modelos: Buena $\rightarrow 0.2$

Tabla 2.16 Calidad Información de Ensayos (Tabla 3-2 FEMA-P695) β _{TD}				
Detalles Medeles Ensevedes	Confidencia en Resultados Ensayos			
Detailes Modelos Elisayados	Alta	Media	Baja	
Alta. Buen conocimiento de materiales, componentes, conexiones y comportamiento global del sistema. Todos los factores relevantes de ensayos son considerados.	(A) Superior $\beta_{DR} = 0.1$	(B) Buena $\beta_{DR} = 0.2$	(C) Aceptable $\beta_{DR} = 0.35$	
Media. Conocimiento medio de materiales, componentes, conexiones y comportamiento global del sistema. La mayoría de los factores relevantes de ensayos son considerados.	(B) Buena $\beta_{DR} = 0.2$	(C) Aceptable $\beta_{DR} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{DR} = 0.5$	
Baja. Bajo conocimiento de materiales, componentes, conexiones y comportamiento global del sistema. Gran parte de los factores relevantes de ensayos no son considerados.	(C) Aceptable $\beta_{DR} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{DR} = 0.5$	-	

 β_{MDL} : Tabla 2.17 (Tabla 5-3), Precisión Modelos: alta / Representación Colapso: media \rightarrow 0.2

Tabla 2.17 Calidad Requerimientos de Diseño (Tabla 5-3 FEMA-P695) β _{MDL}				
Dennegentación Colongo	Precisión Modelos			
Representation Colapso	Alta	Media	Baja	
Alta. Los modelos capturan totalmente el diseño de los arquetipos y el comportamiento estructural que contribuye al colapso.	(A) Superior $\beta_{DR} = 0.1$	(B) Buena $\beta_{DR} = 0.2$	(C) Aceptable $\beta_{DR} = 0.35$	
Media. Los modelos capturan parcialmente el diseño de los arquetipos y el comportamiento estructural que contribuye al colapso.	(B) Buena $\beta_{DR} = 0.2$	(C) Aceptable $\beta_{DR} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{DR} = 0.5$	
Baja. Muchos aspectos del diseño y/o del comportamiento de colapso no sin capturados por el modelo.	(C) Aceptable $\beta_{DR} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{DR} = 0.5$	-	

Reemplazando los valores, el valor para a incertidumbre total queda:

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + 0.1^2 + 0.2^2 + 0.2^2} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + 0.09}$$

Finalmente se determina la curva de fragilidad corregida, definida según:

$$P_{falla}(S_a < a) = \Phi\left(\frac{\ln(a) - \ln(\mu_a)}{\beta_{TOT}}\right)$$

Notar que los factores de β aplicados buscan castigar (aumentar) la desviación standard obtenida para la curva de distribución log-normal equivalente. En el caso particular del ejemplo los valores quedan, cómo:

$$\beta_{TOT} = \sqrt{0.381^2 + 0.1^2 + 0.2^2 + 0.2^2} = \sqrt{0.145 + 0.09} = 0.485$$

Con lo que la curva de fragilidad se ajusta según se observa en la siguiente figura.



Figura 2.20 Probabilidad de Falla Ajustada

Mediante el siguiente cambio de variables, definiendo $P_{falla}(S_a < a) = \hat{S}_T$, y $\hat{S}_{CT} = \mu_a = \hat{S}_T(50\%)$, la expresión queda:

$$\hat{S}_T = \Phi\left(\frac{\ln(a) - \ln(\hat{S}_{CT})}{\beta_{TOT}}\right)$$

Con la definición de la curva de fragilidad, se puede determinar el valor de razón de colapso, CMR, por sus siglas en inglés de Colapse Margin Ratio, para la aceleración de diseño de la tipología evaluada, de donde se puede definir la razón de colapso, CMR_i, dónde el subíndice 'i' corresponde a una probabilidad de falla seleccionada, según define FEMA-P695 (2009).

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}}$$
$$CMR_i = \frac{\hat{S}_{CT}}{\hat{S}_T(i \%)}$$

Donde S_{MT} corresponde a la aceleración del espectro de diseño para el periodo de la estructura, $S_a(T)$.

Así mismo se define también la razón de colapso ajustada, ACMR (Adjusted Colapse Margin Ratio) que equivale a aplicar el factor de ajuste SSF (Tabla 2.5). De esta forma se tiene.

$$ACMR = SSF \cdot CMR$$
$$ACMR_i = \frac{\bar{S}_{CT} = \bar{S}_T(50\%)}{\bar{S}_T(i\%)}$$

Con,

$$\bar{S}_T = \Phi\left(\frac{\ln(a) - \ln(SSF \cdot \hat{S}_{CT})}{\beta_{TOT}}\right)$$

Como criterio de aceptación para una tipología dada, por definición se exige:

$$ACMR = SSF \cdot CMR > ACMR_{20\%}$$

También puede determinarse directamente la probabilidad de colapso obtenida de la expresión, siguiente, donde el criterio general es exigir una probabilidad menor a 20%. Recordar de la sección 1.2 que el criterio de aceptación de FEMA-P695, es de un 20% para una tipología individual y de un 10% para el promedio de todas las tipologías o arquetipos.

$$P_{falla}(S_a < S_{MT}) = \bar{S}_T = \Phi\left(\frac{\ln(S_{MT}) - \ln(SSF \cdot \hat{S}_{CT})}{\beta_{TOT}}\right)$$

Para efectos de comparación en este trabajo se determinarán directamente las probabilidades de colapso dado que permiten una comparación directa.

Para el caso del ejemplo se tienen los siguientes valores:

$$S_{MT} = 1.081$$

$$SSF = 1.320$$

$$\hat{S}_{CT} = \mu_a = 1.827$$

$$\beta_{TOT} = 0.485$$

$$P_{falla}(S_a < S_{MT}) = \bar{S}_T = \Phi\left(\frac{ln(1.081) - ln(1.320 \cdot 1.827)}{0.485}\right) = \Phi(-1.65) = 5\%$$

Por lo tanto como conclusión del ejemplo, se tiene que para la tipología n°1, la probabilidad de falla bajo una demanda MCE (máximo creíble), es de un 5%. En el siguiente capítulo se muestran los valores obtenidos para todas las tipologías, siguiendo el mismo procedimiento aquí descrito.

3 Capítulo III: Resultados

3.1 Probabilidades de Falla Diseño Normativo

Luego de aplicar el procedimiento FEMA-P695 (2009), descrito en el capítulo anterior, para todas las tipologías a evaluar, se obtienen las probabilidades de falla para cada tipología. Para facilitar comparar las diferencias entre cada tipología, se condensan todos los gráficos IDA en la Tabla 3.1, para el caso de 1 vano. Los gráficos individuales se entregan en mayor tamaño en el Anexo 1, en caso que se requiera revisar en detalle alguno de los gráficos dado que al condensarlos quedan ilegibles sus valores, pero permite una comparación rápida de sus diferentes formas. Todos los gráficos se presentan a la misma escala, donde el eje vertical corresponde al valor de aceleración espectral (factor de escala IDA), con valores entre 0 y 3g con subdivisiones de 0.5g y el eje horizontal corresponde al drift máximo entre pisos con valores entre 0 y 4%, con subdivisiones de 0.5% y destacando en 2.5% con una línea segmentada el límite de 2.5% para falla no modelada. Recordar de la Tabla 2.12, que el factor IDA mayor es de 2.4 con una aceleración espectral equivalente de 2.6g.

Notar que en algunos casos no fue necesario llegar hasta el factor de escala IDA mayor (2.4) para obtener el colapso del sistema, motivo por el cual en algunos gráficos no se cuenta con valores para los factores más altos. En especial para el caso de 8 pisos donde se obtuvo una probabilidad alta (>30%) de colapso para factores de escala menores, por lo que no se realizaron los análisis para valores mayores, motivo por el cual los gráficos llegan a menores valores de aceleración.

Una de las ventajas de la metodología planteada por FEMA-P695 es que no es necesario llegar al colapso para todos los registros, sólo se requiere tener una buena cantidad de puntos para poder aproximar los resultados a una curva log-normal, logrando que al menos se obtenga colapso para la mitad de los registros (50%). En el caso particular de los ensayos realizados en este trabajo, no fue necesario aplicar esta ventaja dado que en todos los análisis efectuados se llegó a factores que producen colapso para al menos el 96% de los registros.



Para facilitar la comparación entre las diferentes tipologías, dado que tienen diferentes períodos fundamentales y por lo mismo diferentes valores de aceleración de diseño equivalente, se presentan los mismos gráficos anteriores pero modificando el eje vertical, donde cada gráfico es normalizado por el valor Sa(T) respectivo al sistema, por lo que queda el eje vertical en una escala adimensional Sa/Sa(T) o equivalente al factor de amplificación usado, que si bien pierde sentido físico, permite una mejor comparación entre modelos.



Sólo se presentan las figuras para el caso de 1 vano, dado que como se explica más adelante, no se observó una influencia o efecto en los resultados producto del número de vanos, llegando a resultados muy similares.

En las figuras de la Tabla 3.2, se aprecia un cambio en las curvas IDA producto de la altura, dónde a mayor altura se observa un aumento de fallas (curvas con forma discontinua, zigzag vertical o de rigidez nula) que ocurren antes que el límite de deformación impuesto (drift 2.5%), lo que se traduce en una pérdida de ductilidad según la altura.

La probabilidad de falla obtenida para cada tipología corresponde a los valores indicados en la siguiente tabla.

Tabla 3.3 Probabilidad de Falla					
	N° de Pisos				
N° de Vanos	1	2	4	8	
Vallos	(H:2.6m)	(H:5.2m)	(H:10.4m)	(H:20.8m)	
1 (5m)	5%	11%	22%	36%	
2 (10m)	4%	12%	23%	36%	
3 (15m)	4%	11%	21%	35%	
Valor Promedio: 18%					

Donde las curvas de distribución log-normal obtenidas para el caso de 1 vano corresponden a la siguiente figura.



Figura 3.1 Distribución Probabilidad de Falla - 1 Vano

Como primera conclusión de la Tabla 3.3, se observa que el factor de reducción usado no cumple con los requisitos del FEMA-P695, donde se requiere que todas las tipologías tengan una probabilidad menor a 20% y en promedio un valor menor a 10%, en este caso individualmente se obtienen valores de hasta 36% y para el promedio un valor de 18%.

Comparando las probabilidades de falla entre tipologías, se aprecia un fuerte efecto con respecto a la altura de la estructura y un efecto no relevante según el número de vanos.
Para los análisis posteriores se usarán tipologías con un solo vano, para reducir los tiempos de procesamiento dado que no se observa influencia de ésta variable en los resultados.

Llama la atención los altos valores de probabilidad de falla obtenidos para más de dos pisos, que implica que el cumplir solamente con los requisitos normativos no es necesariamente seguro o suficiente para esas tipologías. La hipótesis normativa de niveles de seguridad o desempeño similares para diferentes tipologías con un mismo factor de reducción, no se está cumpliendo. Esto queda claro en el siguiente gráfico, Figura 3.2, en donde de cumplirse la hipótesis mencionada anteriormente, los valores entregados de probabilidad de falla para cada tipología debiesen estar dentro del mismo rango. Para el gráfico, se utilizó como serie 1: 1 piso, serie 2: 2 pisos, serie 3: 4 pisos y serie 4: 8 pisos, sólo se ilustra el caso de 1 vano. Los valores de aceleración espectral para cada caso son, 1 piso Sa(T)=1.04g, 2 pisos Sa(T)=0.96g, 4 pisos Sa(T)=0.80g y 8 pisos Sa(T)=0.43g (zona achurada en rojo en el gráfico para referencia). En el gráfico (similar a un tipo boxplot), se marcan para cada serie los valores de aceleración Sa(T), para diferentes probabilidades de falla como referencia, con 1% como valor inferior, 50% como valor superior y dentro del recuadro (en gris) los valores entre 10% y 20%. Al entrar al gráfico con los valores de Sa(T) para cada caso, queda claro que los únicos que cumplen con el criterio de una probabilidad de falla menor a 20% son sólo el primer y segundo caso, y sólo en el primer caso se obtiene un valor menor al 10%.





Tanto las probabilidades de falla obtenidas, como el gráfico, muestran claramente un efecto tendencia asociada a la altura o número de pisos de las tipologías. Para facilitar la comparación gráfica entre los modelos, dado que las aceleraciones de diseño Sa(T) son diferentes en cada caso, el gráfico anterior es normalizado según Sa(T). Así el eje vertical del gráfico resulta adimensional y muestra la relación que hay entre las probabilidades de falla para las diferentes tipologías, observando nuevamente el efecto de la altura. Se destaca en rojo el valor límite en el cual cada tipología debería estar.



Figura 3.3 Probabilidad de Falla Según Sa(t)/Sa(T) - 1 Vano

Para analizar el efecto en los resultados a raíz de la altura de las diferentes tipologías, se realizan algunas modificaciones a las estructuras, y se evalúan nuevamente sus probabilidades de falla según FEMA-P695. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 3.4, donde los casos estudiados corresponden a, caso 1: se reduce la masa de la tipología de un piso, para que del diseño resulte el uso de elementos con mayor esbeltez, caso 2: ídem objetivo anterior pero en este caso se aumenta la masa de la tipología de 8 pisos para usar elementos menos esbeltos. El objetivo de ambos casos, es determinar si la esbeltez de los elementos tiene un efecto relevante que justifique la diferencia obtenida entre las tipologías de 1 piso y de 8 pisos, dado que por sus diferencias tienen elementos estructurales con diferentes características. Caso 3: Para la tipología de 1 piso se aumentó la altura del piso, aumentando así la esbeltez de la estructura (H/B). Caso 5: Similar al caso 3, pero se reduce el ancho entre columnas para la tipología de 2 pisos, aumentando igualmente la esbeltez de la estructura (H/B). Caso 4: Se modifica la tipología de 4 pisos, manteniendo todo constate pero usando dos niveles de

arriostramiento en vez de cuatro, con esto se modifica la esbeltez del piso y la inclinación de las diagonales (ver Figura 3.4).



Figura 3.4 Cambio Caso 4

Nuevamente el diseño de las estructuras es siguiendo estrictamente un diseño normativo. En la siguiente tabla se pueden observar las probabilidades de falla obtenidas, para los diferentes casos evaluados. En rojo y en paréntesis se destacan los valores originales para cada caso, para facilitar el seguimiento de los cambios efectuados.

Tabla 3.4 Variaciones Estructuras								
Factor Red.	R=5	R=5	R=5	R=5	R=5			
Caso	1	2	3	4	5			
% colapso	5%	33% (<mark>36%</mark>)	12% (<mark>5%</mark>)	21% (<mark>22%</mark>)	22% (<mark>11%</mark>)			
# vanos	1	1	1	1	1			
# pisos	1	8	1	2 (4)	2			
H [m]	2.6	20.8	5.2 (<mark>2.6</mark>)	10.4	5.2			
B [m]	5	5	5	5	2.5 (<mark>5.0</mark>)			
Peso [ton]	392 (<mark>2943</mark>)	628 (<mark>157</mark>)	392	260	392			
Corte Sísmico [ton]	81 (<mark>635</mark>)	50 (<mark>13.5</mark>)	80 (<mark>81</mark>)	45 (<mark>41</mark>)	83			
H/B	0.52	4.17	1.04 (<mark>0.52</mark>)	2.08	2.08 (<mark>1.04</mark>)			
Corte/Peso	0.21 (<mark>0.22</mark>)	0.08 (<mark>0.09</mark>)	0.20 (<mark>0.21</mark>)	0.17 (<mark>0.16</mark>)	0.21			

Como primera conclusión, casos 1 y 2, se observa que el uso de elementos estructurales más compactos y menos esbeltos no está asociado necesariamente a un cambio en la probabilidad de falla. Por lo mismo no se puede justificar el aumento en la probabilidad de falla para las diferentes tipologías, por el uso de elementos más esbeltos, entendiendo que todos al menos cumplen con el requisito normativo.

De los casos 3, 4 y 5, se observa que el efecto de aumento en la probabilidad de falla está asociado a la razón de aspecto o esbeltez del sistema (H/B) y no de la altura como tal, donde a mayor esbeltez mayor probabilidad de colapso y para igual esbeltez independiente de la altura se obtienen probabilidades similares. Se puede inferir que el efecto o influencia de la esbeltez global del sistema sobre la probabilidad de falla, se debe a que a mayor esbeltez de la estructura, mayor es la carga sobre columnas producto de fuerzas sísmicas horizontales, sin embargo no se han hecho suficientes pruebas para validar éste argumento y tampoco es la intención de este trabajo demostrarlo.

La conclusión general obtenida de los resultados de falla, sigue siendo válida, en donde el uso del factor de reducción sugerido por la norma, acompañado por todos los criterios de diseño normativos para marcos arriostrados, no es adecuado para obtener un factor de seguridad uniforme para todas las tipologías.

Siguiendo la lógica de la metodología establecida por FEMA, se rediseñan las tipologías que no cumplen con el criterio usando un factor de reducción R menor. En este caso se rediseñan las tipologías de 1, 2, 4 y 8 pisos para un sólo vano, con un factor de reducción R=3. Se evalúan sólo los casos para un vano dado que como se observó anteriormente no se aprecia influencia de esta variable en los resultados. Las probabilidades de falla obtenidas para R=3 son las indicadas en la siguiente tabla.

Tabla 3.5 Probabilidad de Falla R=3								
N° de Pisos								
N de	1	2	4	8				
vallos	(H:2.6m)	(H:5.2m)	(H:10.4m)	(H:20.8m)				
1 (5m)	0%	3%	11%	26%				
2 (10m)	-	-	-	-				
3 (15m)	-	-	-	-				

Valor Promedio: 10%

Como se desprende de los resultados, si bien el valor de falla promedio, 10%, cumple con el requisito normativo, el valor de falla individual para el caso de 8 pisos sigue siendo mayor que 20%, y por lo tanto todavía no se cumple con el criterio de falla.

Dado que la única tipología que está incumpliendo con el criterio de falla, es el caso de 8 pisos, se rediseña esta tipología para valores menores del factor de reducción, R, hasta cumplir con el criterio, obteniendo los valores que se presentan a continuación.

Tabla 3.6 Probabilidad de Falla Tipología 8 pisos							
Tinalagía	Factor de Reducción - R						
Tipologia	R=5	R=3	R=2	R=1			
1 vano 8 pisos	36%	26%	24%	18%			

Como se aprecia de la tabla anterior, sólo al usar un factor de reducción R=1, se logra cumplir con el criterio de falla (<20%) para la tipología de 8 pisos. De esta manera se logra obtener los valores del factor de reducción, R, que cumplen con el criterio de falla, los cuales quedan dependientes de la esbeltez de cada tipología, dado que aplicar un único factor para todas las tipologías resulta muy conservador.

Tabla 3.7 Probabilidad de Falla Final								
		N° de	Pisos					
	1	2	4	8				
	(H:2.6m)	(H:5.2m)	(H:10.4m)	(H:20.8m)				
Esbeltez (H/B)	0.5	1.0	2.0	4.0				
Factor de Reducción R	5	4	3	1				
Probabilidad de Falla	5%	6%	11%	18%				

Valor Promedio: 10%

Ya queda en evidencia que el usar un único factor de reducción acompañado de los requisitos normativos actuales no resulta válido, siendo necesario en caso de mantener los requisitos normativos actuales una división o clasificación que tome en cuenta la esbeltez de las estructuras diseñadas.



Figura 3.5 Probabilidades de Falla Según Sa/Sa – 1 vano - Final

Si bien al disminuir el valor del factor de reducción, se logra cumplir con el requisito normativo obteniendo un factor de reducción que está relacionado con la esbeltez global del marco, éste no aparenta ser el camino correcto para cumplir con una probabilidad de falla uniforme. Cómo se discutirá más adelante, en las tipologías de varios pisos con esbeltez > 2, se observa un comportamiento poco dúctil, falla frágil por pandeo de columnas, que explica los valores de reducción requeridos para cumplir con la probabilidad de falla. El disminuir el factor de reducción no mejora este comportamiento, sólo incrementa la resistencia del sistema, que si bien puede mejorar la probabilidad de falla no representa el espíritu o motivación de este trabajo. Notar de la Figura 3.5, que a pesar que el factor de reducción fue ajustado para tomar en cuenta el efecto de esbeltez global del marco (H/B), todavía es posible distinguir su efecto o tendencia en la probabilidad de falla.

3.2 Pushover Tipologías

Para profundizar en porqué al seguir el diseño normativo con un factor de reducción R=5, se obtienen probabilidades de falla mayores que la admisible para el caso de 4 y 8 niveles. Se realiza un pushover (análisis no lineal estático incremental) para las diferentes tipologías, en busca de comprender de mejor manera sus diferencias en probabilidades de colapso.

Se realizan dos tipos de pushover, uno en una sola dirección y un segundo bi-direccional cíclico para incorporar de alguna manera la degradación cíclica de los elementos. Los resultados se presentan en la siguiente figura para las diferentes alturas, donde se han normalizado los ejes de los gráficos para facilitar su comparación, mostrando en el eje vertical el cociente entre el corte basal y el corte de fluencia y en el eje horizontal el drift total de techo que equivale al desplazamiento lateral del techo divido por la altura total.



Figura 3.6 Pushover Tipologías

De los resultados del pushover se obtiene que en las tipologías de 4 y 8 pisos, se obtienen ductilidades (μ) menores que los valores esperados dado el factor de reducción usado para el diseño, en especial para el caso de 8 pisos se tiene una ductilidad menor a 3 que difiere del uso de un factor de reducción R=5 (recordar de la sección 1.2 que para el rango de períodos analizados se debe cumplir teóricamente con, R < μ -1).

Analizando los resultados obtenidos del pushover es posible observar que la falla temprana (probabilidad de colapso alta en tipologías esbeltas, H/B>2) ocurre por falla de las columnas. Se observa una falencia en la resistencia de las columnas por compresión lo que produce su falla temprana por pandeo, antes de obtener fluencia de las diagonales, confirmando el comportamiento que ya se infería. Parece lógico pensar qué, del mismo modo que en marcos de momentos se habla del concepto "*columna fuerte - viga débil*" en marcos arriostrados se debería hablar del concepto "*columna fuerte – diagonal débil*".

Resalta la necesidad de incluir en la norma actual (NCh2369) exigencias que controlen la falla temprana que se observa en las columnas, exigencias que van en busca de un incremento de ductilidad y no de resistencia. En los criterios de diseño internacionales, ASCE-7 (2010) y AISC-341 (2010), se definen requisitos de ductilidad mayores que los que se definen en la norma Chilena NCh2369 (2003), estableciendo por ejemplo límites de altura para marcos arriostrados diseñados para baja ductilidad y requisitos adicionales de carga para columnas en marcos arriostrados diseñados para alta ductilidad. Siguiendo el concepto "columna fuerte – diagonal débil" y las recomendaciones del criterio de diseño AISC-341 (2010) para marcos arriostrados especiales, se realizan algunas modificaciones al diseño de columnas para mejorar la falencia encontrada (pandeo temprano de columnas sin lograr fluencia de diagonales) hasta lograr un criterio razonable y con mejores resultados.

A continuación, se evalúan mediante pushover diferentes condiciones de diseño para las tipologías de 4 y 8 pisos. Para aumentar el efecto de falla temprana sobre las columnas, los valores mostrados en los siguientes gráficos fueron obtenidos con un cambio en el criterio de diseño usado en las tipologías anteriores, en donde sólo para éste caso se rediseñaron las columnas para que quedaran al 100% de su factor de utilización (recordar que para los casos anteriores se había utilizado 90% máximo como criterio de diseño).



Figura 3.7 Pushover (Estructura 1 vano 4 pisos)



Figura 3.8 Pushover - Estructura 8 pisos

Las diferentes versiones que fueron evaluadas en los gráficos anteriores corresponden a:

- 1. V0: condición original
- 2. V1: Diseño de columnas sin diagonales para 1.4D + capacidad diagonal del piso
- 3. V2: Diseño de columnas para 1.4D sin diagonales + capacidad diagonales para dos niveles (nivel de la columna + nivel superior)
- 4. V3: Diseño de columnas para 1.4D sin diagonales + capacidad diagonales para todos los niveles
- 5. V4: Diseño de columnas para 1.4D sin diagonales + capacidad diagonales para cuatro niveles.

Para ambos casos (4 y 8 pisos) coincide que un criterio que permite alcanzar una ductilidad suficiente para usar un factor de reducción R=5, corresponde al diseño de columnas considerando la carga adicional transferida producto de la capacidad a tracción de las diagonales para al menos la mitad de los pisos de la estructura.

Así finalmente, a raíz de los resultados observados, se modifica como criterio de diseño general para las estructuras, el diseño de columnas de la siguiente manera:

- a. Se inicia con un diseño normativo tradicional (se necesita un pre-diseño de diagonales) manteniendo el factor de reducción, R, indicado por la norma.
- b. Diseño de columnas para carga 1.4D (sin considerar el aporte de las diagonales para resistir carga vertical, si fuera un modelo se eliminan las diagonales para determinar la carga de 1.4D sobre las columnas).

- c. Se agrega a la carga determinada en el paso anterior, la carga sobre las columnas producto de la capacidad a tracción de las diagonales de la mitad de los pisos superiores a la columna (La capacidad de las diagonales se consideró como la rotura de la diagonal a tracción $f_u \cdot A_g$).
- d. Se verifica el diseño para la estructura completa y todas las combinaciones de carga, ajustando aquellos elementos que puedan verse afectados por los cambios en columnas.

Para facilitar la lectura y comparación de resultados, en adelante se hará referencia al criterio mencionado anteriormente como criterio de diseño Rev.1, y al criterio de diseño que se desprende de aplicar estrictamente la normativa nacional como criterio Rev.0.

Para validar el criterio de diseño indicado anteriormente, se verifica mediante un pushover cíclico que las estructuras tengan ductilidad suficiente, $\mu > 6$. Notar la gran diferencia que se produce con respecto a las gráficas anteriores (rev.0) para el caso de 8 pisos.



Figura 3.9 Pushover Cíclico Tipologías Rev.1

3.3 Probabilidad de Falla – Diseño Propuesto

Las propiedades de las estructuras modificadas según el criterio señalado, se presentan en las siguientes tablas y serán denominadas para futuras referencia como estructuración rev.1.

Tabla 3.8 Estructura Rev.1 – 1 piso								
Detalle	[]	Piso	Columna	λ	Diagonal	λ		
Número de Pisos	1	1	W21x132	38	W6x30	64		
Altura H [m]	2.6							
Base B [m]	5.0							
Esbeltez H/B	0.52							
Masa x Piso	392							
Masa Total [ton]	392							
Corte [tonf]	80							
T [seg]	0.2							

Tabla 3.9 Estructura Rev.1 – 2 pisos								
Detalle	[]	Piso	Columna	λ	Diagonal	λ		
Número de Pisos	2	1	W21x132	38	W6x25	70		
Altura H [m]	5.2	2	W12x72	36	W5x19	86		
Base B [m]	5.0							
Esbeltez H/B	1.04							
Masa x Piso	196							
Masa Total [ton]	392							
Corte [tonf]	74							
T [seg]	0.35							

Tabla 3.10 Estructura Rev.1 – 4 pisos								
Detalle	[]	Piso	Columna	λ	Diagonal	λ		
Número de Pisos	4	1	W12x106	36	W4x19	94		
Altura H [m]	10.4	2	W10x88	42	W4x18	102		
Base B [m]	5.0	3	W14x68	45	W4x18	102		
Esbeltez H/B	2.08	4	W8x28	63	W4x13	115		
Masa x Piso	65							
Masa Total [ton]	260							
Corte [tonf]	45							
T [seg]	0.44							

Tabla 3.11 Estructura Rev.1 – 8 pisos								
Detalle	[]	Piso	Columna	λ	Diagonal	Λ		
Número de Pisos	8	1	W12x72	36	W4x10	115		
Altura H [m]	20.8	2	W14x68	45	W4x10	115		
Base B [m]	5.0	3	W10x60	43	W4x8	116		
Esbeltez B/H	4.16	4	W12x50	44	W4x8	116		
Masa x Piso	19.5	5	W10x49	43	W4x7	125		
Masa Total [ton]	156	6	W8x35	54	W3x6	129		
Corte [tonf]	14	7	W6x22	69	W3x5	135		
T [seg]	0.78	8	W4x18	102	W3x5	135		

A continuación se presentan las curvas de IDA obtenidas para las diferentes tipologías, considerando sólo los casos para un vano, dado que cómo se mencionó anteriormente no se observa una influencia en los resultados según el número de vanos, por lo que no se considera necesario seguir procesando dichas tipologías. Al igual que en el caso anterior los gráficos se presentan a una escala que permite su comparación entre ellos pero deja ilegible los valores de sus ejes por lo que se incluyen en mayor tamaño en el Anexo 1, para su referencia.



Al igual, que en el caso anterior se entregan las mismas figuras en la tabla siguiente, donde el eje vertical se encuentra normalizado por Sa(T).



En la siguiente tabla se presentan las probabilidades de falla obtenidas, junto con el gráfico de probabilidades respectivo. Cabe destacar que producto del cambio de criterio de diseño, que indirectamente busca evitar el sobredimensionamiento de diagonales, existe un cambio en el período fundamental para algunas tipologías, por lo que hay un cambio leve en la aceleración espectral objetivo con respecto al caso anterior (rev.0). Para estas nuevas tipologías (rev.1) las aceleraciones espectrales objetivos para cada caso corresponden a, 1 piso Sa(T) = 1.04g, 2 pisos Sa(T) = 0.96g, 4 pisos Sa(T) = 0.87g y 8 pisos Sa(T) = 0.45g.

Tabla 3.14 Probabilidad Rev1 – R=5							
		N° d	e Pisos				
N° de Vanos	1 (H:2.6m)	2 (H:5.2m)	4 (H:10.4m)	8 (H:20.8m)			
1 (5m)	5%	7%	10%	19%			
2 (10m)	-	-	-	-			
3 (15m)	4%	6%	10%	20%			
Falla Promedio: 10%							



Figura 3.10 Probabilidad de Falla - Criterio Modificado Rev.1

Notar que los valores obtenidos están acorde a los valores requeridos, donde se pide un valor promedio de un 10%, y un máximo por tipología de 20% (FEMA-P695, 2009). Cabe destacar, que al aplicar el cambio en el criterio de diseño, se logró obtener una probabilidad de falla uniforme entre las diferentes tipologías diseñadas, lo cual es uno de los objetivos de un criterio de diseño normativo.

3.4 Análisis Resultados - Resistencia versus Ductilidad

De los resultados obtenidos se observan dos posibles soluciones para suplir la falencia normativa encontrada para estructuraciones esbeltas. Una primera, como se menciona en la sección 3.1, disminuyendo el valor del factor de reducción R, definido en la norma, hasta cumplir con el criterio de falla y una segunda alternativa mencionada en la sección 3.2 basada en mantener el valor normativo del factor de reducción R, pero agregando un requisito adicional al diseño de columnas del sistema sismo resistente, en busca de aumentar y proteger la ductilidad global de la estructura.

Ambas soluciones corresponden a metodologías con enfoques diferentes, donde una se basa en un aumento de resistencia y la otra en aumentar la ductilidad del sistema. Aparece entonces la inquietud sobre que opción conviene, ¿aumentar resistencia o ductilidad? Bajo un enfoque sísmico, dada la incertidumbre existente en las diferentes variables del sistema, tiene más sentido optar por aumentar la ductilidad con un diseño racional versus aumentar la resistencia ciegamente a toda la estructura. Para aportar con un punto de vista más objetivo, se presentan las siguientes tablas donde se comparan los pesos en acero obtenidos por cada metodología.

Tabla 3.15 Comparación Pesos en Acero Todos los Casos (tonf)							
Casa		Tipolog	gía				
Caso	1 piso	2 pisos	4 pisos	8 pisos			
Rev.0 R=5 (Referencia)	1.2t	2.0t	2.8t	3.5t			
Rev.0 R=4	-	2.3t (+15%)	-	-			
Rev0 R=3	1.5t (+26%)	2.5t (+25%)	3.5t (+25%)	4.5t (+29%)			
Rev0 R=2	-	-	-	5.0t (+43%)			
Rev0 R=1	-	-	-	8.6t (+146%)			
Rev1 R=5	1.6t (+33%)	2.6t (+30%)	3.8t (+36%)	4.8t (+37%)			

Si se comparan los pesos de estructura requeridos para ambas soluciones que cumplen con el criterio de falla propuesto por FEMA P-695, se tiene.

Tabla 3.16 Comparación Pesos en Acero Soluciones (tonf)								
Casas		Tipolog	gía					
Casos	1 piso	2 pisos	4 pisos	8 pisos				
Rev.0 R=5 (Valor Referencia)	1.2t	2.0t	2.8t	3.5t				
Solución 1.	1.2t	2.3t	3.5t	8.6t				
Diseño Rev.0 con cambio factor R	(+0%)	(+15%)	(+25%)	(+146%)				
Solución 2.	1.6t	2.6t	3.8t	4.8t				
Diseño Rev.1 con R=5	(+33%)	(+30%)	(+36%)	(+37%)				

De las tablas se aprecia que para estructuras con alta esbeltez, un aumento de ductilidad es más económico en base al peso de la estructura, logrando igual desempeño con

prácticamente la mitad del peso en acero. En general aplicar el criterio de aumento de ductilidad, significa un aumento de un 30% en el peso de las estructuras en comparación con el diseño normativo actual. Por el contrario para el caso de aumento de resistencia los valores son variables y especialmente altos (150%) para estructuraciones esbeltas (H/B>4)

Si está preocupado por el desempeño de su estructura resulta más efectivo preocuparse de proveer una estructuración dúctil que reducir los valores del factor de reducción arbitrariamente a toda la estructura. En el caso de estructuraciones esbeltas, no sólo se obtiene un mejor desempeño, sino que además resulta más económico. Al indicar más efectivo se entiende que se logra un mejor desempeño a un menor costo en acero.

3.5 Factor de Escala Registros y Factor de Ajuste SFF

Al observar las probabilidades de falla indicadas en la Tabla 3.3, es válido cuestionarse si la metodología propuesta por FEMA P-695 para el escalamiento de los registros es la más adecuada. Según lo observado en los resultados de este trabajo, da la impresión que la metodología pude tener el problema de estar escalando excesivamente registros que ya son altos, dado que se trabaja con el promedio de los registros. Da para pensar que una mejor solución sería aplicar un factor de escala individual controlando que los registros más altos no excedan un cierto umbral. Sólo a modo de validar los factores de corrección (SSF) determinados según procedimiento FEMA, que toman en cuenta el efecto del posible escalamiento excesivo de registros, se verifican los factores de falla aplicando un procedimiento de escala de registros diferente.

En este caso, se establece como umbral máximo 1.5 veces el espectro MCE, donde los registros que exceden este valor no son amplificados. Así mismo para tomar en cuenta las variaciones de rigidez de los sistemas cuando entran en rango no-lineal, el escalamiento de los registros no se efectúa para un periodo específico, sino para el espectro completo, tomando como criterio el reducir las diferencias en área entre el espectro promedio y el espectro normativo. Por medio de esta metodología, se obtienen factores de amplificación diferentes para cada registro e independientes del período, a diferencia del procedimiento original de FEMA P-695. En la siguiente figura se observan los diferentes espectros promedios obtenidos bajo éste nuevo procedimiento.



Figura 3.11 Comparación Espectros

Como se aprecia de la Figura 3.11 (b), se logra una menor dispersión entre registros y con valores máximos menores, dado que los registros que ya son suficientemente altos no son amplificados innecesariamente. Se analizan nuevamente las estructuras, para la condición original Rev.0 con R=5 y versiones corregidas Rev.1 con R=5, obteniendo las siguientes probabilidades de falla. Para efectos de comparación en la tabla se presentan los valores obtenidos por el método FEMA P-695 "Original" y la variante en el método de amplificación "limitado".

Tabla 3.17 Probabilidad de Falla								
		N° d	e Pisos					
Caso	1	2	4	8	Promedio			
	(H:2.6m)	(H:5.2m)	(H:10.4m)	(H:20.8m)				
Rev.0	5%	11%	22%	36%	19%			
(original)	570	1170	2270	5070	1770			
Rev.0	40%	12%	22%	37%	18%			
(limitado)	170	1270	2270	5270	1070			
Rev.1	5%	7%	10%	19%	10%			
(original)	070	, ,0	1070	1970	1070			
Rev.1	6%	6%	11%	18%	10%			
(limitado)								

Como se aprecia en la tabla no se encontró ninguna diferencia importante entre ambos procedimientos, los valores de falla obtenidos son prácticamente iguales, validando la metodología propuesta por FEMA P-695, con el uso de factores de corrección SSF, para tomar en cuenta el posible sobre escalamiento de algunos registros.

4 Capítulo IV: Conclusiones y Recomendaciones

4.1 Conclusiones Generales

Si bien la práctica Chilena ha tenido buenos resultados en los terremotos ocurridos en los últimos años, validar los requisitos normativos mínimos presenta un gran aporte a futuro para evitar fallas y daños en estructuras. El concepto de una norma con un desempeño claro, común y de riesgo uniforme para todas las estructuras permite establecer bases concretas para el desarrollo y desafíos futuros del país.

La principal conclusión que se obtiene del trabajo es que el factor de reducción sísmico definido actualmente en la norma Chilena NCh2369-2003 para marcos arriostrados, no puede ser aplicado indiscriminadamente para cualquier tipología, observando una variación de su valor según la esbeltez del marco (altura/ancho) y no constante como establece la norma. Para poder utilizar un valor constante del factor de reducción es necesario utilizar requerimientos de ductilidad en el diseño de las columnas del marco, que no están incluidos o considerados actualmente en la norma.

Contrario a lo que se creía, no se determinó una variación directa en los factores de reducción conforme al número de vanos o a la altura de la estructura, sin embargo si fue posible encontrar un efecto importante relacionado con la geometría básica de la estructura, que depende de la esbeltez del marco (H/B), que puede eventualmente relacionarse indirectamente con la altura para anchos de vano constante. Relacionado con lo mismo, se determinó una falencia en los requisitos normativos para el diseño de columnas en marcos arriostrados, que se traduce en sistemas con baja ductilidad que no pueden justificar los valores del factor de reducción R asignado para su diseño, y que afectan de forma importante el desempeño del sistema. Estos dos factores, se traducen en un aumento en la probabilidad de colapso bajo un aumento en la esbeltez del marco (H/B), concluyendo que el valor propuesto por la norma NCh2369 para el factor de reducción sísmico en marcos arriostrados, acompañado de los requisitos de diseño de la misma norma, no es adecuado para todos sus posibles campos de aplicación, resultando en diseños con mayor probabilidad de colapso para estructuras esbeltas.

Para estructuras con esbelteces, H/B>2, se obtuvieron probabilidades de falla que exceden incluso los valores aceptados por FEMA-P695 (valores mayores a un 20%), por lo que la normativa actual además de no entregar un riesgo uniforme para las diferentes tipologías de marcos arriostrados concéntricos, tampoco cumple con una probabilidad de falla aceptable para marcos con esbeltez mayor a 2. Esto demuestra que es necesario actualizar la normativa nacional NCh2369 para considerar y resolver estos efectos.

Queda en evidencia la importancia de diseñar estructuras dúctiles, cuidando respetar los aspectos del criterio de diseño que buscan obtener éste comportamiento, independiente de los valores para las cargas de diseño. Por ejemplo, las estructuras con esbeltez alta

(H/B>4), si bien pueden obtener una menor demanda sísmica por tener períodos mayores, quedando incluso controladas por corte mínimo en algunos casos, requieren con mayor importancia de un diseño dúctil. Como ejemplo a continuación se observan las diferencias obtenidas para el caso evaluado de 8 pisos, con un diseño normativo actual y con un diseño modificado orientado a proteger las columnas.



Figura 4.1 Pushover estructura 8 pisos

Se observa que en estructuraciones de menor esbeltez es más fácil obtener un comportamiento global dúctil que para aquellas estructuraciones de mayor esbeltez. Por lo mismo se requiere tomar en cuenta este efecto en el diseño, donde la reducción en uno o dos puntos del factor de reducción no es la solución. Por ejemplo, en mi desarrollo profesional me ha tocado ver casos de estructuras muy esbeltas (torres de soporte de cintas transportadoras, existentes en proyectos de minera y generación eléctrica, usadas para el transporte de minerales), las cuales quedan controladas por corte mínimo, y el proyecto para facilitar el diseño de éstas y evitar tener que entrar en criterios de ductilidad de la norma ASCE-341 (usada o referenciada en algunos casos para proveedores extranjeros), decide usar factores de reducción menores R=3 que permiten no aplicar la norma ASCE-341 y sus requisitos de ductilidad. En base a los resultados obtenidos de éste trabajo, queda en evidencia que esto es un error, dado que son justamente las estructuras esbeltas las que requieren mayores requisitos de ductilidad. Por ejemplo para el caso visto en éste trabajo para una esbeltez de H/B > 4, cuando no se tienen requisitos especiales de ductilidad en las columnas, sólo con un diseño elástico (R=1) se logró obtener una probabilidad de falla que cumple con el requisito FEMA P-695, por el contrario al aplicar requisitos de ductilidad en las columnas se logró cumplir con la probabilidad de falla con un diseño con R=5.

El diseño de columnas para marcos arriostrados concéntricos, es de vital importancia que sea revisado y modificado agregando los conceptos observados en este trabajo y que se resumen más adelante. Las columnas deben ser diseñadas para resistir el total de la carga vertical más las capacidades de las diagonales conectadas para poder asegurar un comportamiento dúctil, de lo contrario la columna falla antes que la diagonal con una falla frágil y muy lejana a los niveles de ductilidad asumidos para la definición del factor de reducción en estructuras esbeltas. Incluso para diseños con R muy pequeños (R=2 ó 3), tener columnas con baja capacidad resulta en un comportamiento frágil y que no cumple con un criterio de colapso normativo.

4.2 Conclusiones Sobre la Metodología

El uso del documento FEMA-P695 (2009), luego de efectuar el cambio en la base de datos de registros sísmicos, es válido y aplicable a la realidad chilena, dónde no se encontró durante el desarrollo de éste trabajo, ningún elemento que invalide su uso. Los resultados obtenidos muestran una buena herramienta para lograr obtener normativas locales calibradas a un desempeño objetivo común y de riesgo uniforme para todas las estructuras. Si bien los factores de aceptación de colapso pueden ser cuestionados, en cuanto a su valor numérico, lo importante de la metodología es que permite calibrar un set de estructuras para un riesgo uniforme. Así mismo, en caso de cuestionarse el valor del porcentaje de falla que es aceptable, permite de manera objetiva extrapolar resultados observados para una estructura en particular a otras estructuraciones, cómo método de validación. Esto permite ampliar los alcances de normativas de diseño sísmico a un mayor número de tipologías estructurales con mayor seguridad o resguardo, sin tener que esperar un evento sísmico para saber si el criterio usado era correcto.

Para el uso adecuado de nuevas metodologías asociadas a la calibración de parámetros de diseño sísmico que obtengan como resultado diseños con riesgo uniforme, resulta imperiosa la definición y caracterización de la demanda sísmica local. Es necesario contar con la definición de un espectro de demanda asociado al máximo creíble establecido, MCE, junto con un set de registros.

4.3 Recomendaciones

Siguiendo un enfoque similar al criterio de diseño AISC-341 (2010) y ASCE-7 (2010), se plantea una división por categorías de marcos arriostrados, definiendo dos categorías, Marcos Arriostrados Ordinarios (MAO) y Marcos Arriostrados Especiales (MAE). Dónde los marcos ordinarios serían aplicados en estructuraciones de baja demanda de ductilidad y marcos especiales en condiciones de alta demanda de ductilidad. Los requisitos de demanda de ductilidad quedan asociados a la esbeltez del sistema, donde para estructuras con esbeltez H/B>3, se debe considerar un diseño con Marcos Arriostrados Especiales clasificando el diseño de sus elementos como "Elementos con Alta Ductilidad", de lo contrario se debe aplicar un diseño elástico. Dado lo anterior se propone la siguiente modificación en la definición normativa del valor de reducción sísmica, R, para marcos arriostrados concéntricos.

Tabla 4.1 Categorías de Diseño Recomendadas		
Clasificación	R	Límite Esbeltez (H/B)
Marco Arriostrado Ordinario	5	H/B ≤ 1
	4	$1 < H/B \le 2$
	3	$2 < H/B \le 3$
	1	H/B > 3
Marco Arriostrado Especial	5	N/A

Cabe destacar, que la definición de esbeltez es propia de la geometría del marco y no de la estructura global (véase la siguiente figura).



Figura 4.2 Esbeltez Marco

Por otra parte, siguiendo el concepto definido "*columna fuerte – diagonal débil*", para el diseño de columnas en Marcos Arriostrados Especiales, se requiere considerar los efectos de la carga vertical más las capacidades de las diagonales conectadas, para asegurar un comportamiento dúctil. Se sugiere la siguiente modificación general para el diseño de columnas en marcos especiales:

- a. Se inicia con un diseño normativo tradicional (se necesita un pre-diseño de diagonales) manteniendo el factor de reducción, R, indicado por la norma.
- b. Diseño de columnas para carga 1.4D (sin considerar el aporte de las diagonales para resistir carga vertical, si fuera un modelo se eliminan las diagonales para determinar la carga de 1.4D sobre las columnas).
- c. Se agrega a la carga determinada en el paso anterior, la carga sobre las columnas producto de la capacidad a tracción de las diagonales que descargan sobre la columna, considerando a lo menos la mitad de los pisos del marco.
- d. Se verifica el diseño para la estructura completa y todas las combinaciones de carga, ajustando aquellos elementos que puedan verse afectados.

Para clarificar el significado del ítem c, en la siguiente figura se definen las columnas y diagonales de un marco de 4 pisos, en donde para diseñar la columna C1 se debe

considerar la carga vertical asociada a 1.4D más la componente vertical asociada a la capacidad de las diagonales D1 y D2; para el diseño de la columna C2 se consideran las componentes asociadas a las diagonales D2 y D3; para C3, las diagonales D3 y D4, y para la columna C4 la diagonal D4.



Figura 4.3 Ejemplo Esquema diseño Columnas

4.4 Trabajos Posteriores

Para continuar con los resultados obtenidos en este trabajo, se recomienda aplicar el mismo procedimiento para otras tipologías estructuras y otros materiales, como marcos de momento y elementos de hormigón. Así mismo los resultados obtenidos fueron realizados sólo empleando perfiles estructurales tipo IN, por lo que se recomienda validar los resultados para otros perfiles, como cajones y tubos. Todo lo anterior con el propósito de validar y construir una norma con un desempeño claro, común y de riesgo uniforme para todas las estructuras.

5 Bibliografía

ANSI/AISC 341, 2010. *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. 2010 ed. Chicago: American Institute Of Steel Construction.

Arze, E., 1997. *Costo Sísmico y Economía.* Chile, VII Jornadas Chilenas de Ingenieria Sismica.

ASCE 41-06, S., 2013. Seismic Rehabiltation of Existing Buildings, Virgina, USA: ASCE.

ASCE/SEI 7, 2010. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.* 1st ed. Virgina: American Society of Civil Engineers.

Astaneh-Asl, A. & Liu, J., 2004. Moment-Rotation Parameters for Composite Shear Tab Connections. *Journal of Structural Engineering*, 130(9).

ATC-19, 1995. *Structural response modification factors*. USA: Applied Technology Council.

ATC-3-06, 1978. *Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings*, Redwood: Applied Technology Council.

ATC-34, 1995. *A Critical Review of current approaches to eaerhquake resistant design,* Redwood: Applied Technology Council.

Baker, J., 2014. *Efficient Analytical Fragility Functions Fitting using Dynamic Structural Analysis,* Standford: EERI.

Baker, J. & Cornell, A., 2005. Vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Volumen 34, pp. 1193-1217.

Ballio, G. & Castiglioni, C., 1995. A Unified Approach for the Design of Steel Structures Under Low and/or High Cicle Fatigue, Malta: ELSEVIER.

Bertero, V., 1986. *Evaluation of Response Reduction Factors Recommended by ATC and SEAOC.* North Carolina, U.S. National Conference on Earthquake Engineering.

Blume, J., 1963. A Stuctural-Dynamic Analysis of Steel Plant Structures Subjected to the May 1960 Chilean Earthquake. *Bulletin of Seismological Society of America,* Volumen 53, pp. 439-480.

Charney, F., 2008. Unintended Consequencies of Modeling Damping in Structures. *Journal of Structural Engineering.*

Charney, F., Darling, S. & Eatherton, M., 2012. *Seismic Performance of Very Short Period Buildings.* Lisboa, 15WCEE.

Denavit, M. & Hajjar, J., 2013. Description of geometric nonlinearity for beam column analysis in OpenSees, Boston: IRIS.

FEMA-P695, 2009. *Quantification of Building Seismic Performance Factor,* Washington: FEMA.

Freeman, S., 1990. *On the Correlation of Code Forces to Earthquake Demands.* Redwood, U.S.-Japan Workshop on Improvement of Building Structural Design and Construction.

Hsiao, P.-C., 2012. *Seismic Performance Evaluation of Concetrically Braced Frames,* Washington: University of Washington.

Menegotto, M. & Pinto, P., 1973. *Method of Analysis for Cyclically Loaded Reinforced Concrete Plane Frames Including Changes in Geometry and Nonlinear Behaviour of Elements under Combined Normal Force and Bending,* Lisbon: IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Doformability of Structures.

NCh2369, 2003. Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales, Santiago: INN.

NCh2745, 2003. Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica, Santiago: INN.

NCh433, 2009. Diseño Sísmico de Edificios, Santiago: INN.

NEHRP, 1985. *Recomended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings*, Washington: Building Seismic Safety Council BSSC.

NIST GCR 12-917-18, 2012. *Comparison of U.S. and Chilean Building Code Requirements and Design Practice 1985-2010,* Gaithersburg, MD: National Institute of Standards and Technology.

NIST-GCR 10-917-8, 2010. Evaluation of FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors, Gaithersburg: NIST.

NIST-GCR 11-917-15, 2011. *Selecting & Scaling Earthquake Ground Motions for Performing Response History Analysis,* Gaithersburg: NIST.

NIST-GCR 12-917-20, 2012. *Tentative Framework for Development of Advanced Seismic Design Criteria for New Buildings*, Gaithersburg: NIST.

NIST-GCR 13-917-24, 2013. Seismic Design of Steel Special Concetrically Braced Frame Systems. Gaithersburg, NIST.

Nowak & Collins, 2013. *Reliability of Structures.* Second ed. Boca Raton: CRC Press.

Pecknold, D. & Riddell, R., 1978. *Effect of Initial Base Motion on Response Spectra*. Virgina, Engineering Mechanics Division ASCE.

Sabelli, R., Roeder, C. & Hajjar, J., 2013. *Seismic Design of Steel Special Concentrically Braced Frame Systems.* Redwood City, National Institute of Standards and Technology.

SEAOC, 1959. *Recomended Lateral Force Requirments and Comentary,* Sacramento: Seismology Committee of the Structural Engineers Association of California.

SEAOC, 1997. *Recommended Lateral Force Requirements and Tentative Commentary,* San Francisco: Seismology Comitte of the Structural Engineers Associaton of California.

Terzic, V., 2013. *Modeling SCB frames using beam-column elements.* Berkeley, UC Berkeley.

UBC, 1997. *Uniform Building Code,* California: International Conference of Building Oficials.

Universidad de Chile, 2012. *Mw=8.8 Terremoto en Chile.* 1a Ed. ed. Santiago: Facultad de Ciencias Fisicas y Matemáticas, U. de Chile.

Uriz, P. & Mahin, S., 2008. *Toward Earthquake Resistant Design of Concetrically Braced Steel Frames Structures.* California, Pacific Earthquake Engineering Research Center.

Vignola, R. & Arze, E., 1960. *Behaviour of a Steel Plant Under Major Earthquakes.* Tokyo, Second World Conference on Earthquake Engineering.

Wakabayshi, M., Matsui, C., Minami, K. & Mitani, I., 1974. Inelastic Behavior of Full-Scale Steel Frames with and without Bracings. *Bull Disas.Prev.Res.Inst., University Kyoto,* Volumen 24.

ANEXO 1: Figuras



Figura A1.0.1 Diseño Rev.0 Marco 1 vano 1 Piso



Figura A1.0.2 Diseño Rev.0 Marco 1 vano - 2 Pisos



Figura A1.0.3 Diseño Rev.0 Marco 1 vano - 4 Pisos



Figura A1.0.4 Diseño Rev.0 Marco 1 vano - 8 Pisos



Figura A1.0.5 Diseño Rev.1 Marco 1 vano - 1 Pisos



Figura A1.0.6 Diseño Rev.1 Marco 1 vano - 2 Pisos



Figura A1.0.7 Diseño Rev.1 Marco 1 vano - 4 Pisos



Figura A1.0.8 Diseño Rev.1 Marco 1 vano - 8 Pisos