

**ANÁLISIS DE TIPOS DE FALLA Y/O MECANISMOS DE COLAPSO EN
EDIFICACIONES DE MUROS ESBELTOS DE CONCRETO REFORZADO BAJO
ACCIÓN SÍSMICA**

JORGE ANDRÉS GÓMEZ GRANADOS

OSCAR EDUARDO MEJÍA BADILLO

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
ESPECIALIZACIÓN EN ESTRUCTURAS
BUCARAMANGA
2016**

**ANÁLISIS DE TIPOS DE FALLA Y/O MECANISMOS DE COLAPSO EN
EDIFICACIONES DE MUROS ESBELTOS DE CONCRETO REFORZADO BAJO
ACCIÓN SÍSMICA**

JORGE ANDRÉS GÓMEZ GRANADOS

OSCAR EDUARDO MEJÍA BADILLO

**Trabajo de grado presentado como requisito para optar al título de
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS**

DIRECTOR:

PhD. ALVARO VIVIESCAS

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
ESPECIALIZACIÓN EN ESTRUCTURAS
BUCARAMANGA
2016**

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	14
1. OBJETIVOS.....	15
1.1. GENERAL.....	15
1.2. ESPECÍFICOS.....	15
2. MARCO TEÓRICO	16
2.1. SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES	16
3. PATOLOGÍAS.....	18
3.1. Segregación Del Concreto.....	19
3.2. Corrosión Del Refuerzo	19
3.3. Retracción Hidráulica.....	20
3.4. Recubrimiento En Exceso.....	20
3.5. Asentamientos Diferenciales	21
3.5.1.Giro en cimentación.....	21
3.5.2.Asiento por consolidación desigual del terreno	21
3.5.3.Deslizamiento de una zona del cimiento	21
3.6. Cortante.....	21
3.7. Flexión	22
3.8. Falla por Deslizamiento	23
4. ANTECEDENTES.....	24
4.1. Chile.....	24
4.2. Turquía	29
4.3. Nueva Zelanda.....	32
5. ENSAYOS DE LABORATORIO.....	35
5.1. Ensayo Efecto de la carga axial en muros estructurales.	35
5.2. Ensayo de comportamiento bajo confinamiento	38
5.3. Ensayo para determinar el Comportamiento de los muros estructurales no rectangulares.....	40
5.3.1.Ejemplo de Carga axial en Muros esbeltos	40
5.4. Ensayo Cuantía horizontal de refuerzo.....	43
5.5 Ensayo de respuesta de elementos de borde en muros estructurales	44

6. COMPARACIÓN DE NORMATIVAS SISMO RESISTENTE	48
7. SISTEMAS DE MUROS ESTRUCTURALES (ARQUITECTURA Y SISTEMAS CONSTRUCTIVOS)	57
8. CONCLUSIONES.....	61
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	62
BIBLIOGRAFÍA	65

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Esquema de muros	16
Figura 2. Espectro de aceleraciones de diseño vs Espectro de aceleraciones por terremoto en Chile, en el año 2010	18
Figura 3. Segregación del concreto en muro estructural	19
Figura 4. Corrosión del acero de refuerzo en muro estructural	19
Figura 5. Fisuración debida a la retracción hidráulica	20
Figura 6. Descuido en el recubrimiento del refuerzo	20
Figura 7 Esquema de fallo a cortante en Muros Estructurales	22
Figura 8 Esquema de fallo a flexión en Muros estructurales	22
Figura 9 Falla por deslizamiento	23
Figura 10 Zonas de Amenaza sísmica Chilena antes del 2010.....	24
Figura 11 Aceleración pico efectiva A_o	24
Figura 12 Falla total a cortante en un Muro estructural en Maipú, Santiago de Chile	25
Figura 13 Falla a cortante en muros estructurales por el terremoto de Chile en 2010	26
Figura 14 Falla a cortante	26
Figura 15 Pandeo de las barras longitudinales por falta de confinamiento.	26
Figura 16 Falla típica a flexión por ausencia de confinamiento en sus elementos de borde	27
Figura 17 Falla típica a flexión.....	27
Figura 18 Pandeo de las barras longitudinales sin estribos de confinamiento	28
Figura 19 Pandeo de las Barras longitudinales por falta de confinamiento.....	28
Figura 20 Rotura de las barras longitudinales	29
Figura 21 Ubicación geográfica de la ciudad de Bingol.....	29
Figura 22 Falla a cortante a lo largo de la sección del muro por insuficiencia en el detallado estructural en Bingol, Turkia (2003)	30
Figura 23 Falla a cortante en Muro Estructural.	30
Figura 24 Espaciamiento del refuerzo trasversal.	31
Figura 25 Falla a cortante más aplastamiento del concreto en Bingol, Turkia (2003)	31
Figura 26 Falla a Cortante con grietas a 45 grados.	32
Figura 27 Localización del Epicentro Christchurch Nueva Zelanda	32
Figura 28 Comparación de espectros de diseño.	33
Figura 29 Falla por pandeo trasversal en Muro Estructural.....	33
Figura 30 Falla por sistemas paralelos.....	34
Figura 31 Efectos de la carga axial en los desplazamientos en muros estructurales	35
Figura 32 Despiece trasversal de los muros estructurales analizados.....	36
Figura 33 Muros estructurales bajo la acción de diferentes cargas axiales	36

Figura 34 Comportamiento, fisuras y fallas de los Muros estructurales	37
Figura 35 Aplastamiento del concreto y pandeo las barras.....	37
Figura 36 Pandeo de las barras de los elemento de borde	38
Figura 37 Geometría y características muro estructural TC1	38
Figura 38 Curva de histéresis muro estructural TC1	39
Figura 39 Geometría y características muro estructural TC2.....	39
Figura 40 Curva de histéresis muro estructural 2.....	40
Figura 41 Comparación de tipo de fallas TW1 y TW2.....	41
Figura 42 Fases en muros estructurales con forma asimétricas	42
Figura 43 Diagramas de flexo compresión	42
Figura 44 Fuerza a cortante vs Capacidad de deformación	43
Figura 45 Capacidad de deformación a Cortante Vs Cuantía de refuerzo horizontal	43
Figura 46 Geometría General de los Muros estructurales probados.....	44
Figura 47 Desempeño de los Elementos de Borde durante los ensayos bajo cargas axiales.	46
Figura 48 Localización de las zonas de daño en los muros.	46
Figura 49 Sismo de Viña del mar 1985.	57
Figura 50 Planta Arquitectónica 1	58
Figura 51 Planta Arquitectónica 2	58
Figura 52 Planta Arquitectónica 3	59
Figura 53 Planta Arquitectónica 4	59
Figura 54 Planta Arquitectónica 5	60

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 Aceleraciones registradas durante el Sismo Chile en 2010	25
Tabla 2 Identificación de los elementos de borde utilizados	45
Tabla 3 Clasificación sísmica de suelos, según NCh433of96 Mod2009	49
Tabla 4 Clasificación sísmica de suelos, según NCh433 Decreto DS N°61 de 2011	50
Tabla 5 Valores de I, según la categoría de la edificación	51
Tabla 6 Valores de A_0 , según la zona de amenaza sísmica.....	51
Tabla 7 Parámetros sísmicos según la clasificación sísmica de suelos.....	51
Tabla 8 Factor de modificación de respuesta R_0	52
Tabla 9 Parámetros sísmicos según la clasificación sísmica de suelos.....	52
Tabla 10 Cálculo de aceleración espectral según NCh433of96 Mod2009.....	53
Tabla 11 Cálculo de aceleración espectral según DS N°61 de 2011	53
Tabla 12 Modificaciones al diseño y cálculo de concreto reforzado, norma NCh430of2008	54
Tabla 13 Resumen Área Total vs Porcentaje de muros en cada dirección	60

GLOSARIO

Grietas

Hendidura o abertura longitudinal, de ancho mayor de 1 mm, que se hace en un cuerpo sólido producido por diferentes causas tales como acciones exteriores o por defectos del material. Si el ancho es inferior a 1 mm se denomina fisura.

Fisura

En general, rotura que aparece en cualquier material como consecuencia de la existencia de tensiones, externas o internas, superiores a la capacidad resistente del mismo, que se manifiesta en forma de hendidura o grieta longitudinal poco profunda y abertura menor a 1 mm.

Eflorescencia

Se denomina así a los cristales de sales, generalmente de color blanco, que se depositan en la superficie de ladrillos, tejas y pisos cerámicos o de hormigón. Algunas sales solubles en agua pueden ser transportadas por capilaridad a través de los materiales porosos y ser depositadas en su superficie cuando se evapora el agua por efecto de los rayos solares y/o del aire.

Corrosión

Llamamos corrosión a la oxidación espontánea de los metales. Se debe a un ataque destructivo del medio ambiente, a través de reacciones químicas o electroquímicas. En la corrosión electroquímica los átomos del metal son oxidados dejando la red del metal como iones, creando un exceso de electrones en la superficie del metal. Estos electrones pueden ser transferidos a una especie activa en el electrolito produciéndose la reacción de reducción.

Retracción

Es el acortamiento que experimenta el concreto durante el proceso de endurecimiento y secado. Se debe principalmente a la pérdida por evaporación del exceso de agua.

Fraguado

Proceso físico-químico por medio del cual un Conglomerante (cal, cemento, yeso u otras masas) se endurece

RESUMEN

TÍTULO:

ANÁLISIS DE TIPOS DE FALLA Y/O MECANISMOS DE COLAPSO EN EDIFICACIONES DE MUROS ESBELTOS DE CONCRETO REFORZADO BAJO ACCIÓN SÍSMICA*

AUTORES:

JORGE ANDRÉS GÓMEZ GRANADOS

OSCAR EDUARDO MEJÍA BADILLO†

PALABRAS CLAVES: patología, muro estructural, elemento de borde, confinamiento, ductilidad, flexión, cortante, pandeo, terremoto, Chile, Turquía, Nueva Zelanda.

DESCRIPCIÓN

A causa del gran aumento en la construcción de edificaciones basadas en sistemas de muros estructurales de concreto reforzado en la ciudad de Bucaramanga, y en general en Colombia, surge la necesidad de estudiar las experiencias en el comportamiento de este sistema bajo acción sísmica; La experiencia más importante y representativa es la ocurrida en el terremoto de Chile en el año de 2010, debido a la magnitud del evento sísmico y a la afectación focalizada en edificaciones con muros estructurales. Esto último, sumado a que el diseño está basado directamente en el código americano del ACI318, es el motivo principal por el cual es de interés profundizar en su estudio y en su caso proveer recomendaciones que permitan el aprovechamiento técnico de las lecciones aprendidas.

En este documento, se hace un compilado de las fallas y tipos de colapso más comunes en muros estructurales, así como de estudios y ensayos realizados en los edificios de Chile, Nueva Zelanda y Turquía, donde se muestra la necesidad de adoptar nuevas formas de diseño, así como el ajuste de los requisitos mínimos, tal como son los espesores de muros en edificios de gran altura y el confinamiento en los elementos de borde, esta última, como razón principal de las patologías encontradas luego de los terremotos.

* Trabajo de grado

† Facultad de ingenierías Físico Mecánicas. Escuela de ingeniería Civil. Director Ph.D Álvaro Viviescas

ABSTRACT

TÍTULO:

ANALYSIS OF TYPES OF FAILURE AND/OR MECHANISMS IN BUILDING COLLAPSE WITH SLENDER REINFORCED CONCRETE WALLS UNDER SEISMIC ACTION*

AUTHORS:

JORGE ANDRÉS GÓMEZ GRANADOS

OSCAR EDUARDO MEJÍA BADILLO[†]

KEYWORDS: pathology, structural wall, boundary element, confinement, ductility, bending, shear, buckling, earthquake, Chile, Turkey, New Zealand.

DESCRIPTION

A new huge amount of buildings base on RC Shear walls are developing in Colombia especially in Bucaramanga city, that arise the need for studying the experiences of the slender shear RC walls behavior under seismic action, specifically based on the experience happened with buildings who were constructed using an slender wall system in the 2010 during Chile's earthquake, Due to their design seismic code is also based on the American Concrete institute "ACI 318" as ours. It is one of the meaning reasons to dig deeper on this failures and give some advice that help us to develop more safety structures.

This document shows a compilation of failures and most common types of structural RC shear walls collapse, and also includes studies and tests that some researchers have carried out to discover what were the problems with the Chile's, New Zealand's and Turkey's buildings after the earthquakes. Finally Axial loads, thicknesses and boundary elements confinement were some the conclusions that they found as mains reasons of the collapsed buildings.

* Work degree

[†] Physics - Mechanics Engineering Faculty .Civil engineering school. Director: PhD Álvaro Viviescas

INTRODUCCIÓN

En los últimos años se han presentado movimientos sísmicos de gran magnitud alrededor del mundo, produciendo un considerable nivel de daños estructurales en numerosas edificaciones (edificios, obras viales, portuarias, etc) llevando incluso al colapso de la estructura con la consecuente pérdida de vidas humanas.

Colombia, no es un país ajeno a esta situación ya que posee uno de los nidos sísmicos más grandes y activos del mundo, ubicado cerca del área metropolitana de Bucaramanga, razón por la cual se ha visto la necesidad de implementar una norma sismo-resistente basada fielmente en el código del ACI [4], que regule el análisis, diseño y la construcción de edificaciones.

Dentro de los diferentes sistemas estructurales definidos en las normas de diseño sismo resistente alrededor del mundo, incluyendo el ACI [4], se encuentra el de muros de carga (como los define la NSR10 [7]) de gran aceptación en el análisis estructural y en la construcción desde hace más de 50 años; el cual se caracteriza fundamentalmente por el vaciado monolítico de losas y muros estructurales con diseños modulares y repetitivos, logrando una gran celeridad y eficiencia en su construcción.

En Colombia, recientemente se ha acogido este sistema estructural basado en muros de concreto reforzado, generando un importante desarrollo en la infraestructura de edificaciones en el país, sin embargo, en la experiencia sigue siendo un nuevo desafío que afrontar; motivo por el cual es de interés profundizar en su estudio y en su caso proveer recomendaciones que permitan el aprovechamiento técnico de las lecciones aprendidas.

1. OBJETIVOS

1.1. GENERAL

Identificar los principales tipos de falla y o mecanismos de colapso en edificaciones en altura compuestas por muros esbeltos de concreto reforzado ante acción sísmica.

1.2. ESPECÍFICOS

Recopilar información sobre tipos de falla y mecanismos de colapso presentados en edificaciones compuestas por muros estructurales después de un evento sísmico.

Elaborar un reporte que identifique y clasifique los tipos de falla y mecanismos de colapso, con base en la información secundaria existente identificando las causas más posibles.

2. MARCO TEÓRICO

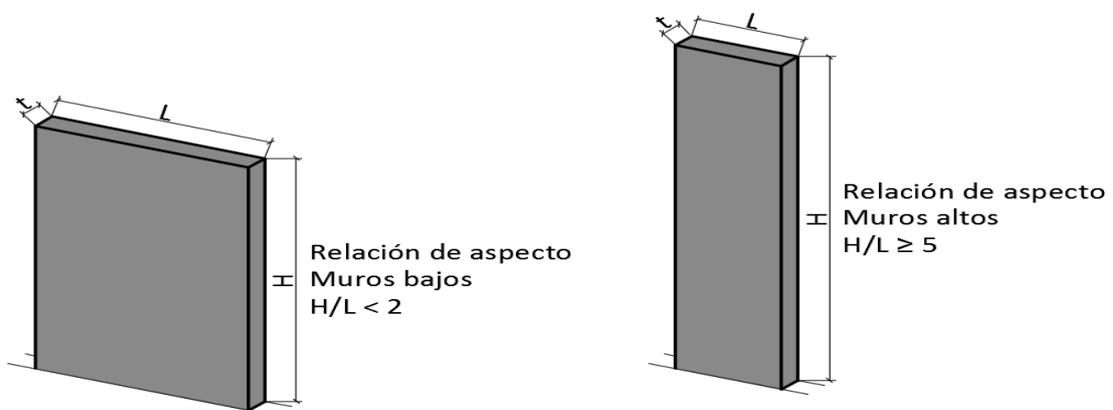
2.1. SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES

En principio, la bibliografía internacional los denomina como “muros de corte” o “de cortante”, lo cual si bien es cierto, ya que en conjunto resisten las solicitaciones horizontales dinámicas debidas al sismo, no lo es del todo, ya que estos por lo general presentan un comportamiento a flexión debido a estas cargas sísmicas. Los “muros de carga”, como los define la NSR-10 [7] deben resistir tanto las fuerzas verticales (gravitacionales, que solicitan a compresión los muros) como las fuerzas horizontales que varían en la altura (generando solicitaciones a compresión y a tracción en los muros).

El comportamiento se suele representar como una viga en voladizo, ya que predomina la flexión, y solo es un modelo válido siempre que no haya efectos torsionales, para lo cual se requiere una disposición simétrica en planta. Este tipo de sistemas, debido a sus reducidos espesores, no pueden desarrollar el mismo comportamiento inelástico que se espera de los sistemas de pórticos resistentes a momento, como resultado de esto son sistemas que poseen ductilidad limitada, para lo cual, se suele proveer de elementos de borde con requisitos de diseño especiales, que se encarguen de disipar energía mediante un confinamiento detallado del refuerzo longitudinal.

El comportamiento en los muros estructurales varía según sus características geométricas dadas por disposiciones arquitectónicas; considerando esto último, si la relación de altura H , respecto a su longitud en planta L es menor que 2, se puede considerar como un muro bajo o robusto, solicitado principalmente por esfuerzos de cortante. Si la relación H/L es mayor o igual que 5, se puede considerar como un muro alto, cambiando su comportamiento analógicamente como al de una viga, donde predomina la flexión. FRATELLI, M. (1999) [32]

Figura 1. Esquema de muros



En general, esta relación no cambia en la elevación de la edificación, sin embargo en algunos casos el espesor puede disminuir considerándose muros esbeltos o robustos. También se consideran según la sección en planta, teniendo así muros planos, con elementos extremos, en T, en C o en L, a los cuales se hace una mención especial en la sección de ensayos de laboratorio.

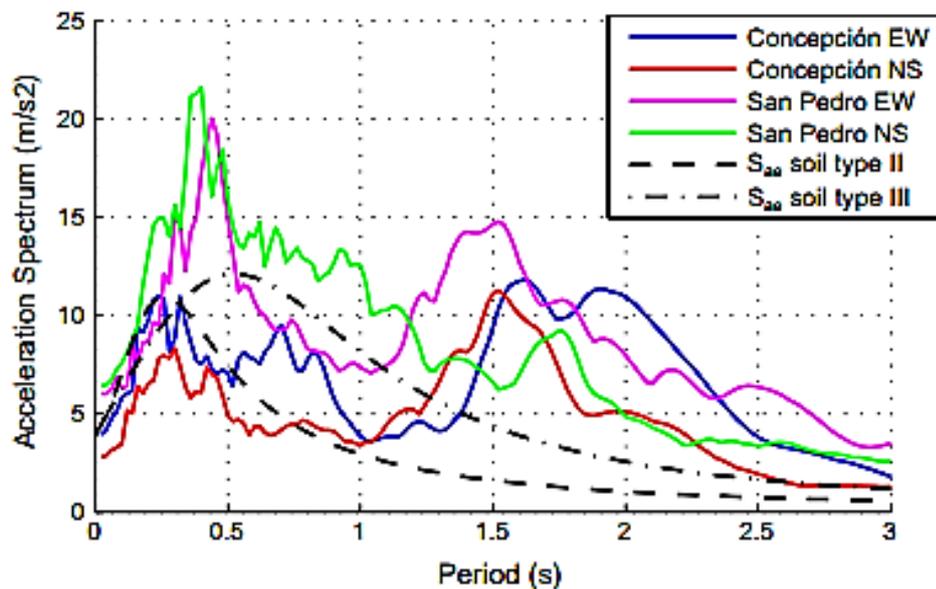
3. PATOLOGÍAS

Los movimientos sísmicos de gran magnitud producen cargas adicionales y deformaciones, que puede superar a las fuerzas de diseño esperadas en el análisis estructural. En la figura 2, se muestra una comparación entre dos estaciones de registro sismológico y los espectros de aceleración para diferentes tipos de suelo según la normativa sismo resistente chilena, dejando en claro el incremento de los efectos que superan los parámetros de diseño.

Estas sobrecargas, forman un patrón definido cuando se alcanzan deflexiones excesivas, evidenciadas en grietas y fisuras que se pueden notar a simple vista. Sin embargo, no son la única causa de patologías, ya que la mala ejecución en obra o un mal diseño, incluso sin la acción de un evento sísmico, puede cobrar la estabilidad y el correcto funcionamiento de una edificación.

A continuación, se hace un repaso por los tipos de patologías más comunes en sistemas de muros estructurales, pasando desde las fallas más comunes por construcción, hasta las que involucran eventos sísmicos.

Figura 2. Espectro de aceleraciones de diseño vs Espectro de aceleraciones por terremoto en Chile, en el año 2010



Fuente: *Effect of axial loads in the seismic behavior of reinforced concrete walls with unconfined wall boundaries* [10]

3.1. Segregación Del Concreto

Debido al ataque químico producido por algún componente en los aditivos, en el cemento o por el ambiente al que esté expuesto, el concreto se desmorona lentamente y de manera progresiva, presentando un aspecto poroso con eflorescencias y cambio de color, hasta provocar la corrosión de las armaduras.

Figura 3. Segregación del concreto en muro estructural



Fuente: Edificaciones de calidad [11]

3.2. Corrosión Del Refuerzo

Consiste en la oxidación del acero de refuerzo, debido a un recubrimiento pobre, a un exceso de agua en el concreto, a un mal vibrado del concreto o a la ausencia de protección contra la corrosión en ambientes agresivos. Al corroerse el acero, aumenta de volumen, ejerciendo una presión en el concreto que puede provocar la pérdida del recubrimiento.

Figura 4. Corrosión del acero de refuerzo en muro estructural



Fuente: <http://blog.360gradosenconcreto.com> [12]

3.3. Retracción Hidráulica

Consiste en la fisuración que aparece en las primeras horas del fraguado, debido a las retracciones que sufre el concreto al estar expuesto al sol sin realizar un correcto curado.

Figura 5. Fisuración debida a la retracción hidráulica



Fuente: <http://blog.360gradosenconcreto.com> [12]

3.4. Recubrimiento En Exceso

La falta de distanciadores o el movimiento del refuerzo en el interior del encofrado, puede provocar fisuración por retracción. Por otra parte, el concreto podría fallar antes que el acero empiece a actuar.

Figura 6. Descuido en el recubrimiento del refuerzo



Fuente: Edificaciones de calidad [11]

3.5. Asentamientos Diferenciales

En general, cuando no existe un estudio de suelos que pueda determinar las condiciones del terreno y por ende los asentamientos esperados, es alta la probabilidad que se presenten patologías de este tipo, donde incluso se puede llegar al colapso de la edificación.

3.5.1. Giro en cimentación

Si se realiza una excavación a una cota inferior de la cimentación sin tomar precauciones, el terreno podría quedar suelto y ceder horizontalmente, provocando un giro en el cimiento. Dependiendo del ángulo de inclinación, la fisura puede ser superficial o agrietar el muro hasta el desplome.

3.5.2. Asiento por consolidación desigual del terreno

El asiento de una parte de la edificación con respecto a la otra se suele producir cuando la ejecución de la obra ya ha terminado. En general, esto puede suceder por sobrecargas no previstas en un sector de la edificación, la alteración de las condiciones del terreno, una mala modulación estructural, un mal estudio de suelos o la construcción de una edificación colindante.

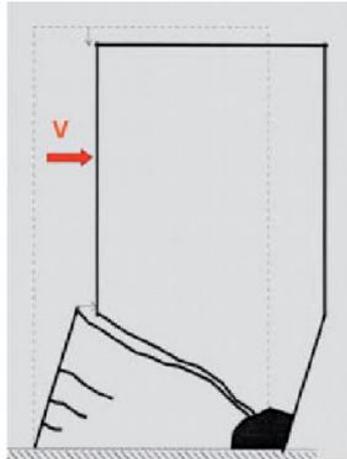
3.5.3. Deslizamiento de una zona del cimiento

Cuando se produce un deslizamiento en el terreno, los muros de cerramiento tienden a absorber gran parte de los desplazamientos produciéndose una fisura desde la base del muro. Esto puede suceder cuando las construcciones están situadas en laderas, o la cimentación no es la adecuada para el terreno.

3.6. Cortante

Las fisuras en este tipo de falla se observan a lo largo de toda la sección, usualmente mostrando un ángulo de 45° en la cara del muro; esto es debido a que la resistencia a cortante es menor, en comparación a la de flexión y axial. Esta resistencia depende de las dimensiones del muro, de su material y del detallado en el acero de refuerzo transversal; pero además, como se menciona por Carlos Alarcón [10], la carga axial a la que esté sometido el muro, puede afectar el patrón de agrietamiento, el modo de falla y la ductilidad del muro.

Figura 7 Esquema de fallo a cortante en Muros Estructurales

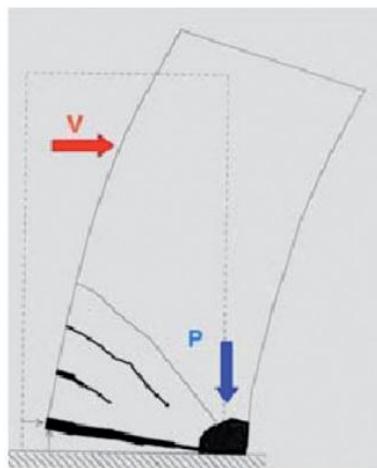


Fuente: Comentarios relativos al tipo de falla en los muros de concreto en edificios chilenos en el sismo del 27 de febrero de 2010 [6]

3.7. Flexión

La falla por flexión se genera por la transmisión de la carga vertical hacia los extremos del muro, lo que puede generar que el concreto comprimido se triture por el pandeo del refuerzo vertical, en caso tal que este no esté confinado por refuerzo transversal en sus bordes, lo cual fue imperativo en gran porcentaje de las fallas ocurridas en los edificios de Chile durante el terremoto de 2010. Una vez formada la grieta en el extremo del muro, el refuerzo vertical trata de expandirse expulsando el concreto, ampliándose hacia el extremo opuesto.

Figura 8 Esquema de fallo a flexión en Muros estructurales

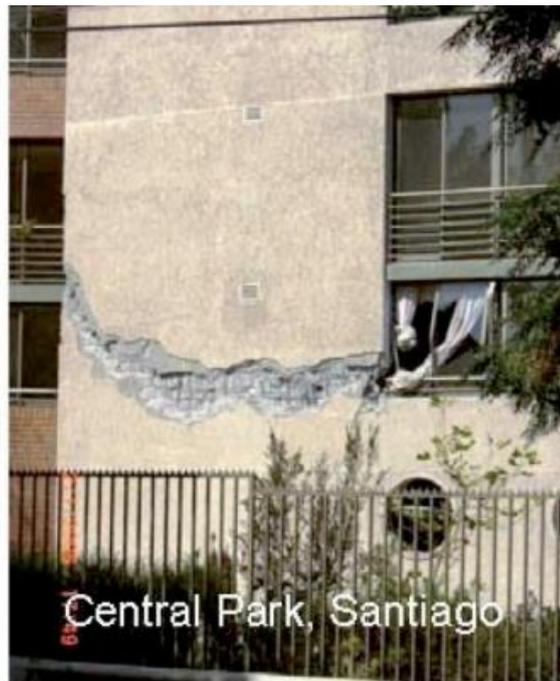


Fuente: Comentarios relativos al tipo de falla en los muros de concreto en edificios chilenos en el sismo del 27 de febrero de 2010 [6]

3.8. Falla por Deslizamiento

Esta falla es una consecuencia de la falla a flexión “*producida al conectarse las dos grietas formadas por flexión en ambos extremos del muro (Fig. 9 Edificio Central Park). Esta falla se produce generalmente en las juntas de construcción del muro; (Ángel San Bartolomé) [6] y se agrava cuando existe segregación del concreto, cuando las juntas son lisas o cuando los traslapos del refuerzo vertical son realizados en la misma sección transversal*”

Figura 9 Falla por deslizamiento



Fuente: Comentarios relativos al tipo de falla en los muros de concreto en edificios chilenos en el sismo del 27 de febrero de 2010 [6]

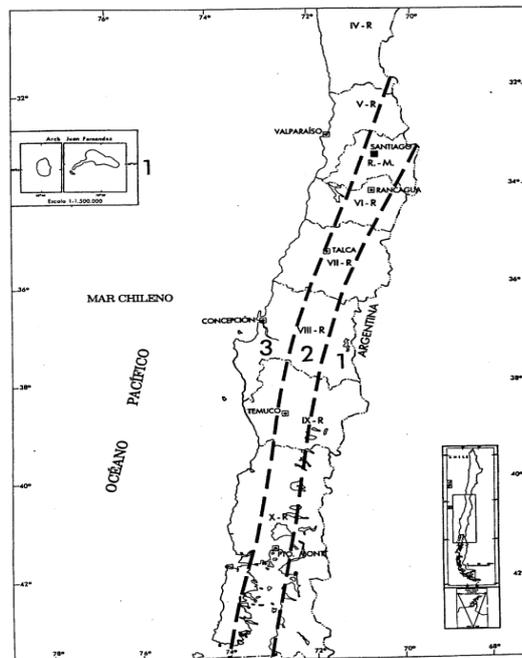
4. ANTECEDENTES

4.1. Chile

El 27 de febrero de 2010 a las 6:34 de la mañana hora local, la región sur de Chile fue golpeada por un sismo de magnitud Mw 8.8 en el cual se vieron afectadas las ciudades de Santiago, Viña del Mar, Valparaíso, y Concepción. Su epicentro fue ubicado a 325km de Santiago de Chile la capital, a una profundidad de 35 km, las aceleraciones del suelo según reportes oficiales superaron los 0.50 g en las regiones cercanas al epicentro.

A continuación se mostrarán las zonas de amenaza sísmica establecidas en Chile antes del terremoto, la aceleración de diseño y la aceleración a la que fueron sometidas estas ciudades.

Figura 10 Zonas de Amenaza sísmica Chilena antes del 2010



Fuente: Norma Chilena oficial, Diseño sísmico de edificaciones. [16]

Figura 11 Aceleración pico efectiva A_0

Zona sísmica	A_0
1	0,20 g
2	0,30 g
3	0,40 g

Fuente: Norma Chilena oficial, Diseño sísmico de edificaciones.[16]

Tabla 1 Aceleraciones registradas durante el Sismo Chile en 2010

Localidad	Aceleración Máx. Horizontal NS	Aceleración Máx. Horizontal EW	Aceleración Máx. Vertical
Colegio San Pedro, Concepción	0.65 g	0.61 g	0.58 g
Cerro Calán, Santiago	0.20 g	0.23 g	0.11 g
Campus Antumapu, Santiago	0.23 g	0.27 g	0.17 g
Cerro El Roble	0.19 g	0.13 g	0.11 g
Melipilla	0.57 g	0.78 g	0.39 g
Olmué	0.35 g	0.25 g	0.15 g
Casablanca	0.29 g	0.33 g	0.23 g
San José de Maipo	0.47 g	0.48 g	0.24 g
Colegio Las Américas	0.31 g	0.23 g	0.16 g
Cerro Santa Lucia	0.24 g	0.34 g	0.24 g

Fuente: Red sismológica Nacional (www.sismologia.cl)

Como se puede ver en la tabla anterior, ciudades como Santiago de Chile, ubicada en zona de amenaza sísmica 2, registró aceleraciones de 0.27g lo cual está por debajo de la aceleración de diseño; la ciudad de Concepción, por el contrario, registró aceleraciones de más de 0.50g siendo un 25% mayor a las de las especificadas por la norma chilena en la zona de amenaza sísmica 3.

Muchas edificaciones sufrieron daños considerables ya que no estaban diseñadas para soportar estas fuerzas sísmicas; se realizó una recopilación fotográfica de los fallos más comunes (a cortante, a flexión y por deslizamiento) que desarrollaron en las estructuras construidas utilizando el sistema de muros estructurales.

Figura 12 Falla total a cortante en un Muro estructural en Maipú, Santiago de Chile



Fuente: (AIR Worldwide)[1]

Figura 13 Falla a cortante en muros estructurales por el terremoto de Chile en 2010



Fuente: Simulating Seismic Structural Collapse of Reinforced Concrete [13]

Figura 14 Falla a cortante



Fuente: Fundamental principles of the reinforced concrete design code changes in Chile following the Mw 8.8 earthquake in 2010 [25]

Figura 15 Pandeo de las barras longitudinales por falta de confinamiento.



Fuente: (AIR WORLDWIDE) [1]

Figura 16 Falla típica a flexión por ausencia de confinamiento en sus elementos de borde



Fuente: Effect of axial loads in the seismic behavior of reinforced concrete walls with unconfined wall boundaries [10]

Figura 17 Falla típica a flexión



Fuente: Effect of axial loads in the seismic behavior of reinforced concrete walls with unconfined wall boundaries [10]

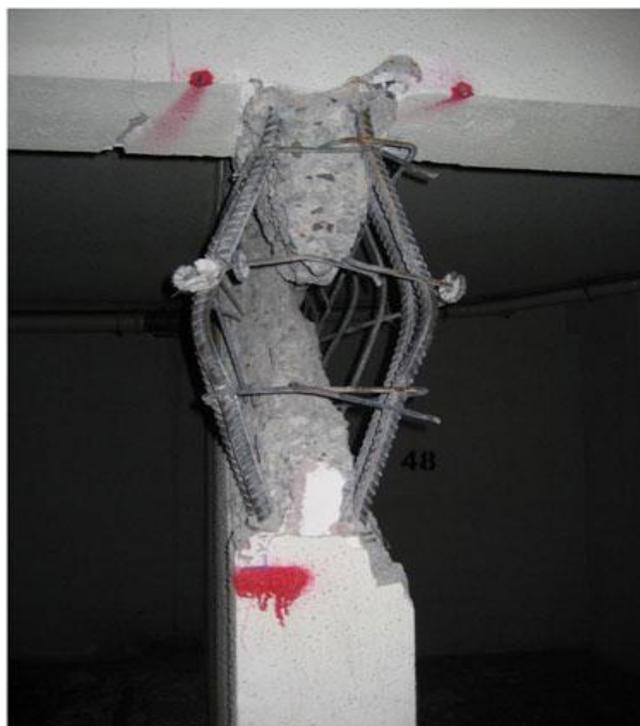
La figura 18 y 19 muestran el pandeo de las barras longitudinales sin estribos de confinamiento debido a grandes esfuerzos de compresión en los bordes.

Figura 18 Pandeo de las barras longitudinales sin estribos de confinamiento



Fuente: (AIR WORLDWIDE) [1]

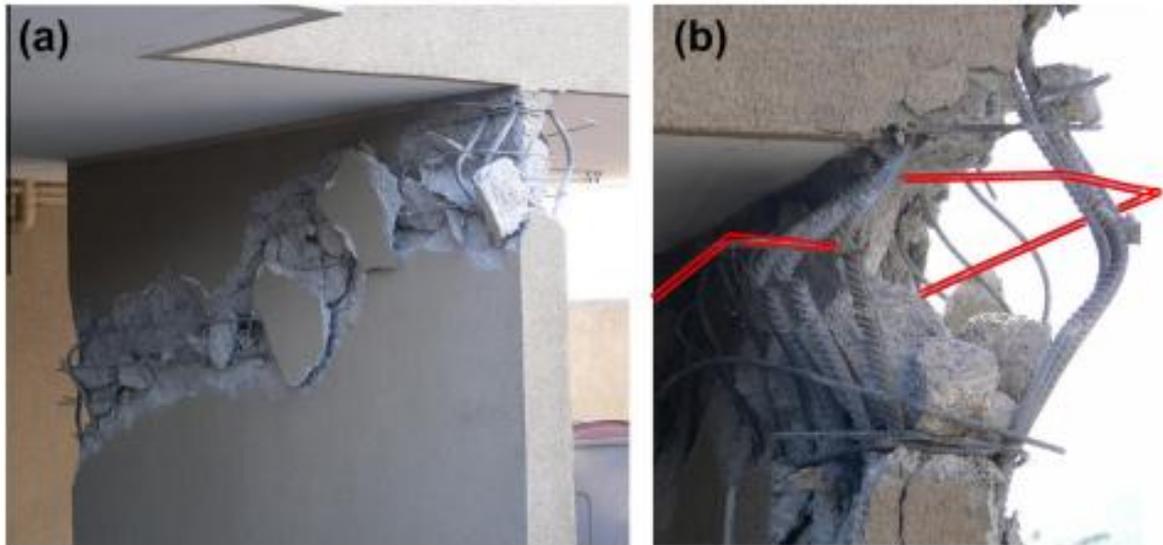
Figura 19 Pandeo de las Barras longitudinales por falta de confinamiento.



Fuente: Análisis y diseño de muros estructurales en concreto

La figura 20 muestra la rotura por fatiga de las barras longitudinales después del pandeo debido a la larga duración del sismo. (Massone)[25] hace énfasis en que este modo de falla se puede alcanzar en menos de 100 ciclos.

Figura 20 Rotura de las barras longitudinales



Fuente: *Effect of axial loads in the seismic behavior of reinforced concrete walls with unconfined wall boundaries [10]*

4.2. Turquía

El primero de mayo de 2003 a las 3:27 hora local, un sismo de magnitud Mw6.4 se registró a 14km de la ciudad de Bingöl en Turquía. Según el observatorio de Kandili, cerca de 570 edificios colapsaron y más de 6000 presentaron daños.

Figura 21 Ubicación geográfica de la ciudad de Bingöl



Fuente: <http://www.nature.com> [27]

A pesar de que Bingol cuenta con muy pocos edificios con muros estructurales, la mayoría de estos sufrió daños pero sin llegar al colapso de las edificaciones, esto debido al poco refuerzo transversal y a la pobre calidad del concreto.

Figura 22 Falla a cortante a lo largo de la sección del muro por insuficiencia en el detallado estructural en Bingol, Turkia (2003)



Fuente: <http://www.koeri.boun.edu.tr> [21]

Figura 23 Falla a cortante en Muro Estructural.



Fuente : Concrete Coalition interns [12]

Figura 24 Espaciamiento del refuerzo trasversal.



Fuente: Concrete Coalition interns [12]

En la figura 24 se puede observar que el diámetro de las barras transversales es menor que el diámetro de las barras verticales, y su espaciado es cerca de 30cm esto, lo cual proporciona al muro una mayor resistencia a flexión, pero induciendo una falla frágil a cortante.

Figura 25 Falla a cortante más aplastamiento del concreto en Bingol, Turkia (2003)



Fuente : Concrete Coalition interns [12]

Figura 26 Falla a Cortante con grietas a 45 grados.

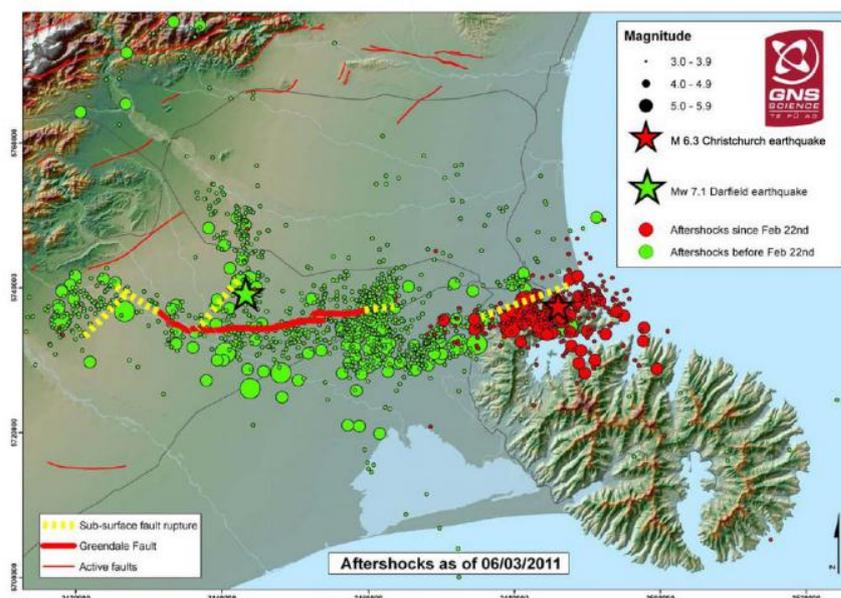


Fuentes: Building damage patterns in Bingol-turkey after the May 1st, 2003 earthquake

4.3. Nueva Zelanda

A las 12:51 tiempo local del 22 de febrero de 2011 se presentó un sismo de magnitud Mw 6.3 en la ciudad de Christchurch en Nueva Zelanda, el cual afectó significativamente la zona denominada Central Business District; según (Earthquake Engineering Research Institute) [14] los efectos de licuefacción fueron la causa de los principales desplazamientos en los cimientos de las estructuras.

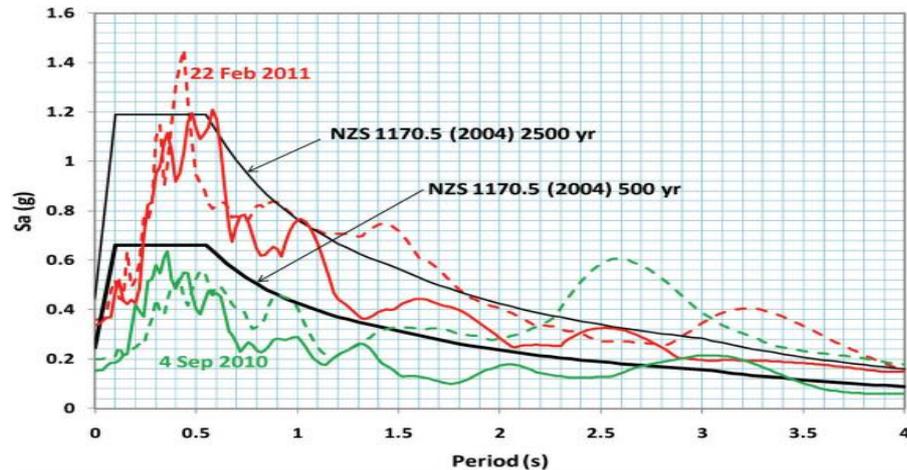
Figura 27 Localización del Epicentro Christchurch Nueva Zelanda



Fuentes: Earthquake Engineering Research Institute [14]

En la figura 28 se comparan los espectros de aceleraciones de diseño, para los sismos con periodos de retorno de 500 y 2500 años utilizados para el análisis dinámico de edificaciones y las aceleraciones registradas durante los sismos de 2010 y 2011.

Figura 28 Comparación de espectros de diseño.



Fuentes: Earthquake Engineering Research Institute [14]

A continuación se muestran las imágenes de los daños registrados debido a este evento sísmico.

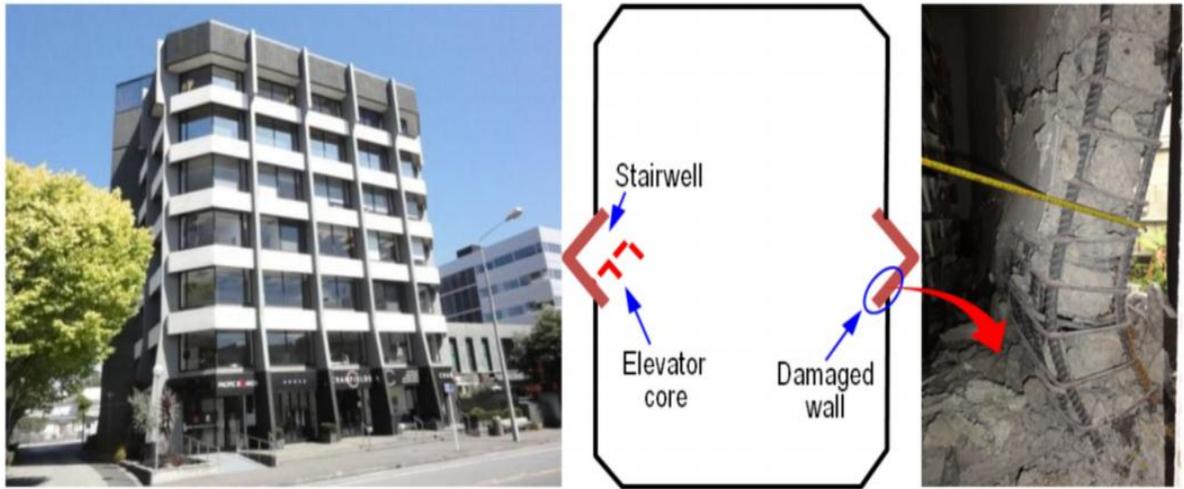
Figura 29 Falla por pandeo trasversal en Muro Estructural.



Fuentes: Earthquake Engineering Research Institute [14]

En la Figura 29 y 30 se observa el pandeo del muro estructural por sobreesfuerzos debido a cargas axiales combinadas con la acción de la fuerza sísmica en la dirección débil del muro, esto sucede porque no se cuenta con una adecuada modulación de muros que garantice la distribución de los cortantes de piso.

Figura 30 Falla por sistemas paralelos.



Fuentes: Earthquake Engineering Research Institute [14]

5. ENSAYOS DE LABORATORIO

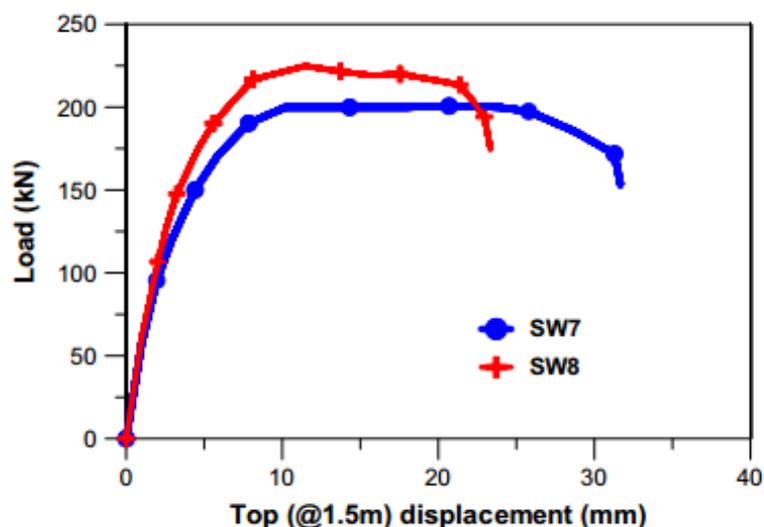
La demanda constructiva de estructuras en sistema tipo túnel o basada en muros estructurales se ha incrementado considerablemente debido a su facilidad constructiva y rentabilidad económica, pero siempre se ha querido determinar con certeza su comportamiento ante las demandas sísmicas reales.

Después de lo ocurrido en el terremoto de Chile en 2010 se han venido realizando ensayos para establecer los patrones de falla más comunes y como evitarlos, por eso se han probado muros asimétricos con formas tipo T, L, C, muros estructurales esbeltos y no esbeltos, muros sometidos a cargas laterales con diferentes solicitaciones axiales, entre otros; en este capítulo se muestra una serie de ensayos que se realizaron y las conclusiones a las que se llegaron.

5.1. Ensayo Efecto de la carga axial en muros estructurales.

Este ensayo realizado por (Massone) [25] y como se muestra en la figura 31, a mayor carga axial menor capacidad de desplazamientos poseen los muros estructurales antes de la falla. Los muros W7 y W8 (designación dada para las muestras ensayadas) tuvieron una demanda de esfuerzos a compresión $0.24 f'_c A_g$ y $0.35 f'_c A_g$, respectivamente, donde ambos contaban con la misma cantidad de estribos.

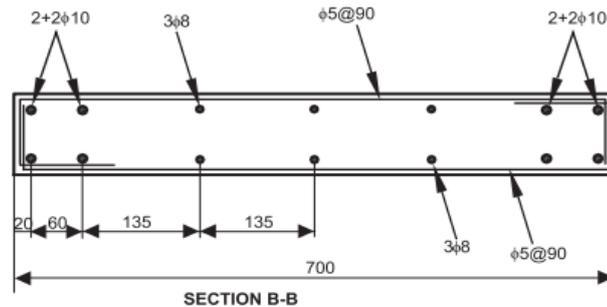
Figura 31 Efectos de la carga axial en los desplazamientos en muros estructurales



Fuente: *Fundamental principles of the reinforced concrete design code changes in Chile following the Mw 8.8 earthquake in 2010* [25]

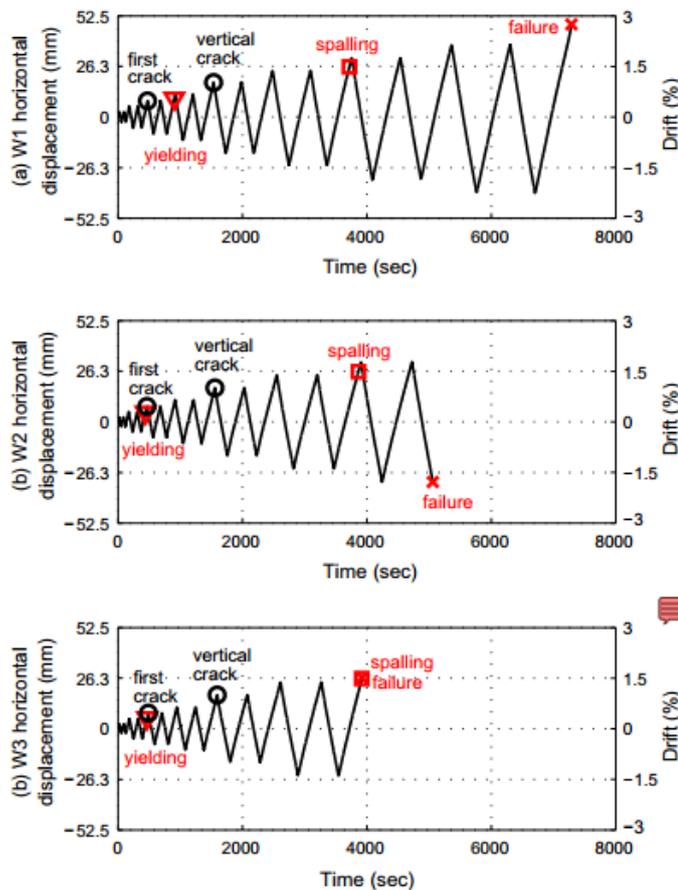
El artículo realizado por (C. Alarcon) [10] muestra en la figura 33 el comportamiento que tuvieron 3 muros cargados con diferentes cargas axiales y como grandes esfuerzos a compresión en los muros estructurales provoca una temprana fluencia del refuerzo, lo que reduce su capacidad de deformación lateral.

Figura 32 Despiece trasversal de los muros estructurales analizados



Fuente: Effect of axial loads in the seismic behavior of reinforced concrete walls with unconfined wall boundaries [10]

Figura 33 Muros estructurales bajo la acción de diferentes cargas axiales

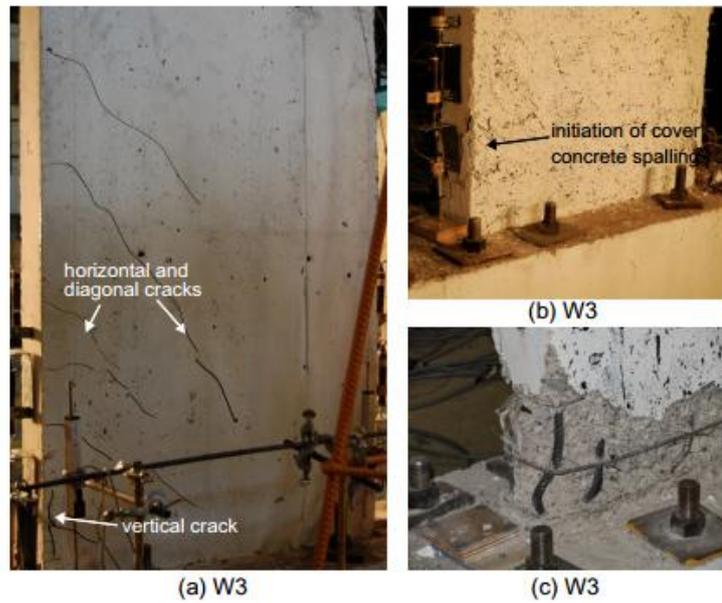


Fuente: Effect of axial loads in the seismic behavior of reinforced concrete walls with unconfined wall boundaries [10]

La relación ALR (axial load ratio) utilizados en los muros W1, W2, y W3 fueron 0.15, 0.25 y 0.35 respectivamente. Las cargas axiales a las que fueron sometidas son $W1=287.4\text{KN}$ $W2=479\text{KN}$ y $W3=671.6\text{KN}$.

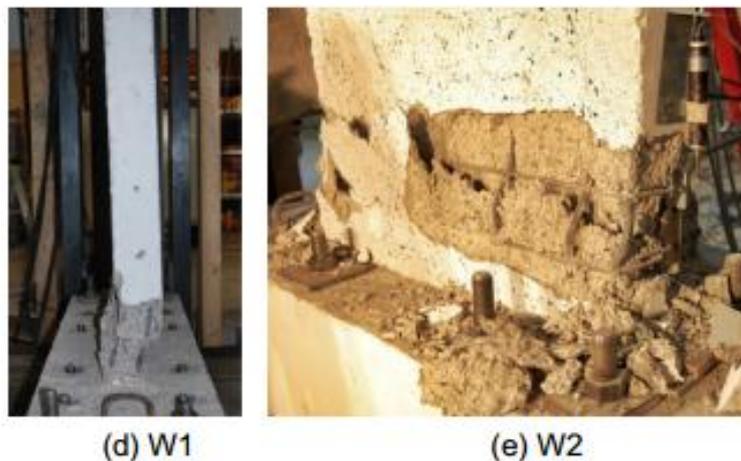
En las Figuras 34, 35 y 36 se muestra el comportamiento que tuvo cada uno de los muros bajo la demanda de cargas sísmicas y axiales, donde primero se observaron fisuras horizontales, y seguido de las verticales un aplastamiento del concreto en los bordes, terminando en el pandeo del refuerzo vertical.

Figura 34 Comportamiento, fisuras y fallas de los Muros estructurales



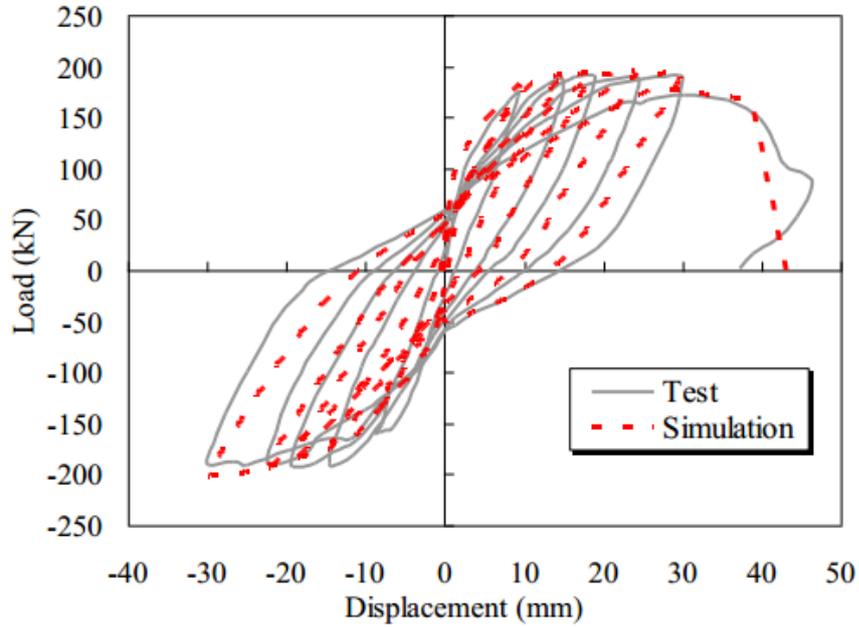
Fuente: Effect of axial loads in the seismic behavior of reinforced concrete walls with unconfined wall boundaries [10]

Figura 35 Aplastamiento del concreto y pandeo las barras



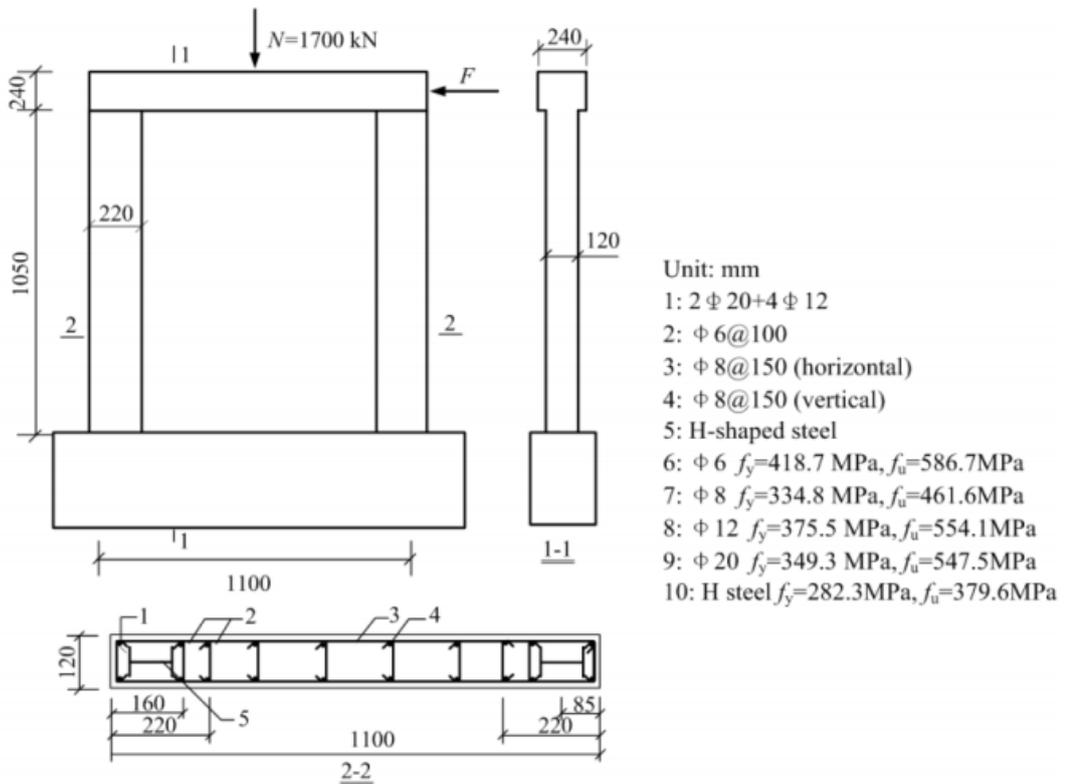
Fuente: Effect of axial loads in the seismic behavior of reinforced concrete walls with unconfined wall boundaries [10]

Figura 38 Curva de histéresis muro estructural TC1



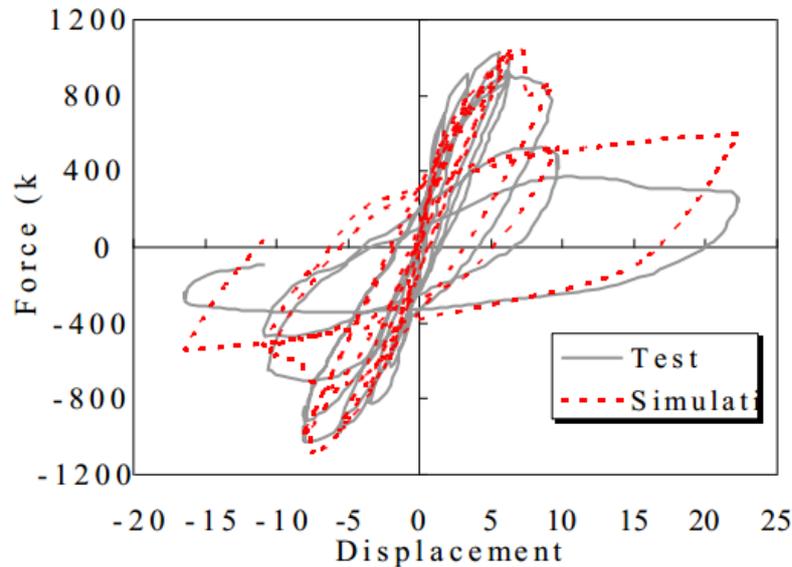
Fuente: Collapse Simulation of RC High-Rise Building Induced by Extreme Earthquakes [31]

Figura 39 Geometría y características muro estructural TC2



Fuente: Collapse Simulation of RC High-Rise Building Induced by Extreme Earthquakes [31]

Figura 40 Curva de histéresis muro estructural 2



Fuente: Collapse Simulation of RC High-Rise Building Induced by Extreme Earthquakes [31]

5.3. Ensayo para determinar el Comportamiento de los muros estructurales no rectangulares.

(Massone) [25] muestra los efectos de la carga axial combinados con la flexión en los muros estructurales no rectangulares. Cuando las secciones son asimétricas, tienen una mayor tendencia a sufrir por pandeo y ante cargas sísmicas, los esfuerzos de tensión en el alma son mayores a los de compresión, variando según la localización de su eje neutro.

5.3.1. Ejemplo de Carga axial en Muros esbeltos

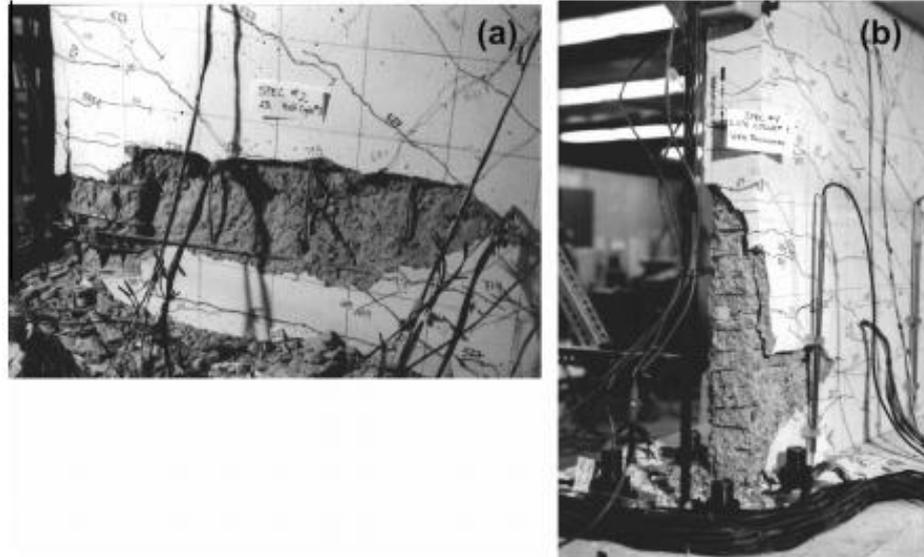
Durante el terremoto de Chile en 2010 uno de las fallas más comunes observadas en los muros fue a flexión; a raíz de esto, se han estado llevando a cabo ensayos en muros estructurales esbeltos, suministrando suficiente resistencia a cortante esperando que se produzca un fallo a flexión para hacer comparativas y obtener información detallada de lo ocurrido durante este evento sísmico.

En el siguiente ensayo fue realizado por (Massone) [25] y se utilizaron 4 tipos dos rectangulares (RW1, RW2) y dos en forma de T (TW1, TW2). Tanto los muros rectangulares como los muros en forma de T, tenían 1.22m de longitud y 0.10m de espesor, con la única variación en la cantidad de estribos de confinamiento que se les proveyeron.

En la figura 41, se puede observar la comparación de los ensayos entre el muro TW1 y TW2 luego de haber sido sometidos a desplazamientos equivalentes al 2%

de la deriva de piso, en la figura 41b se puede observar como el muro TW2 tuvo un mejor comportamiento debido a la separación del refuerzo trasversal.

Figura 41 Comparación de tipo de fallas TW1 y TW2



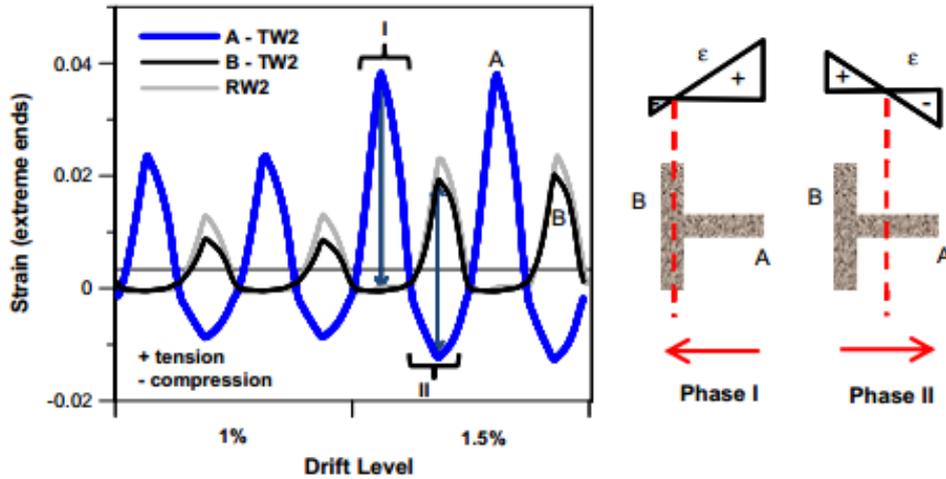
Fuente: Fundamental principles of the reinforced concrete design code changes in Chile following the Mw 8.8 earthquake in 2010. [25]

La forma de los muros influye en el comportamiento ante cargas laterales. En la figura 42, se muestran dos tipos de fase que generan diferentes diagramas de flexo compresión en los muros, dependiendo de la dirección en la que se esté estudiando.

Nótese en la figura 42, los muros TW2 y RW2 (sección T y rectangular, respectivamente) tienen un comportamiento similar al suministrarse el adecuado refuerzo trasversal. En la gráfica se observa además, la similitud en la respuesta a compresión mientras que a tensión el muro rectangular presenta mayores esfuerzos, esto debido a su sección.

Otro de los problemas que poseen los muros estructurales con sección en T, es que la mayor parte de su alma se encuentra a tensión durante la fase 1 del sismo y a compresión durante la fase 2; estos ciclos de comportamiento llevan al pandeo de las barras verticales y sin el confinamiento necesario se puede llegar a producir una falla mostrada en la figura 41a.

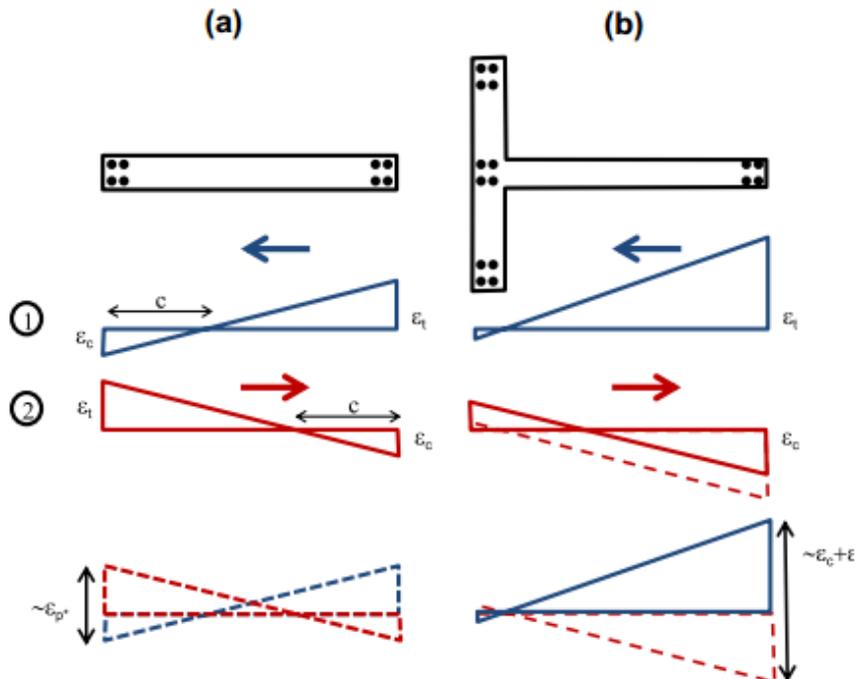
Figura 42 Fases en muros estructurales con forma asimétricas



Fuente: *Fundamental principles of the reinforced concrete design code changes in Chile following the Mw 8.8 earthquake in 2010.* [25]

A continuación se muestra una comparación de diagramas a flexo compresión donde se compara el comportamiento que tiene un muro rectangular versus un muro en sección T y como sus envolventes de diseño son totalmente diferentes.

Figura 43 Diagramas de flexo compresión

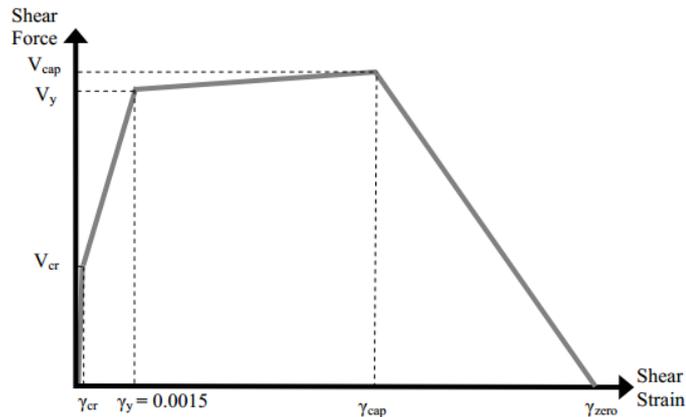


Fuente: *Fundamental principles of the reinforced concrete design code changes in Chile following the Mw 8.8 earthquake in 2010.* [25]

5.4. Ensayo Cuantía horizontal de refuerzo.

(Curt B. Haselton) [13], hizo un análisis basándose en la resistencia a cortante que poseen los muros dependiendo de la cuantía horizontal de acero suministrada. En la figura 44 se observa la relación de fuerza a cortante contra la capacidad de deformación del muro.

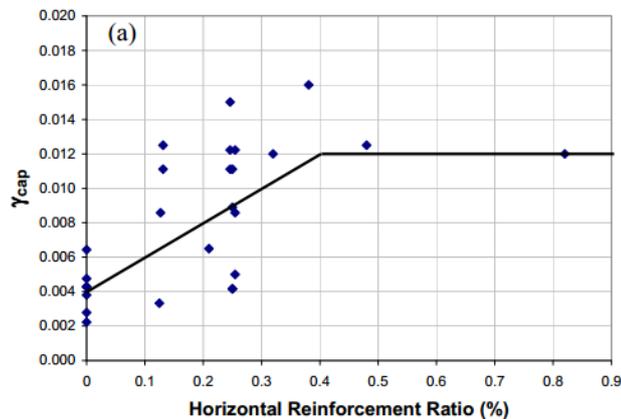
Figura 44 Fuerza a cortante vs Capacidad de deformación



Fuente: *Simulating Seismic Structural Collapse of Reinforced Concrete shear wall buildings: an initial pilot study to identify modeling and experimental data needs.* [13]

Y posteriormente la figura 45 muestra la capacidad de deformación a cortantes contra la cuantía de acero suministrada, en la cual se puede observar un punto en donde a pesar de tener más cuantía de refuerzo la capacidad de deformación no va a aumentar.

Figura 45 Capacidad de deformación a Cortante Vs Cuantía de refuerzo horizontal



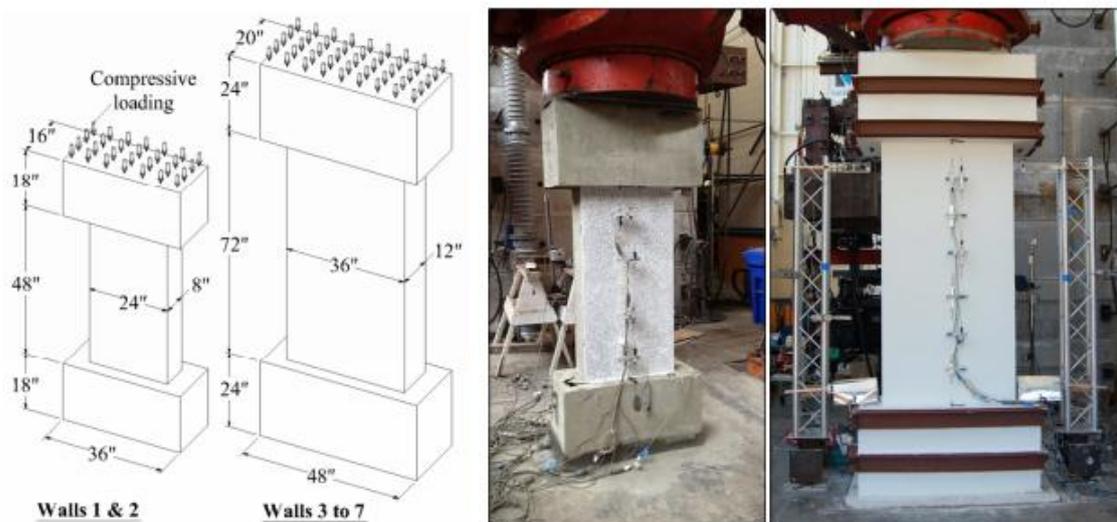
Fuente: *Simulating Seismic Structural Collapse of Reinforced Concrete shear wall buildings: an initial pilot study to identify modeling and experimental data needs.* [13]

5.5 Ensayo de respuesta de elementos de borde en muros estructurales

La gran mayoría de las fallas que fueron mostradas en los antecedentes hacen referencia a fallas a flexión debido a la falta de confinamiento de las barras longitudinales en sus elementos borde. Los profesores Carlos Arteta y Jack Moehle en su artículo *Experimental Response of Boundary Elements of Code-Compliant Reinforced Concrete Shear Walls* [9] probaron una serie de muros estructurales bajo cargas axiales cumpliendo con todos los requisitos de confinamiento dispuestos en el ACI318-11 (American Concrete Institute) [4] para identificar si estos requerimientos de detallado estructural proporcionan el comportamiento dúctil esperado.

En los muros estructurales W1, W2, W3, W4, W5, W6 y W7 se utilizó concreto de 28MPa y un acero de 420MPa, los muros W1 y W2 tenían una altura de 1.20m y un espesor de 0.20m los restantes contaban con 1.80m de altura y un espesor de 0.30m variando el espaciamiento tanto de las barras verticales como de las barras horizontales de los estribos.

Figura 46 Geometría General de los Muros estructurales probados



Fuente: *Experimental Response of Boundary Elements of Code-Compliant Reinforced Concrete Shear Walls*[9]

En la tabla 2 se muestran las secciones de los elementos de borde utilizados en las pruebas; la tabla muestra además las ecuaciones que definen la cantidad de estribos necesaria para lograr el confinamiento adecuado (requisito del ACI318-11 en el numeral 21.9.6.4(c)).

Se observó también, el funcionamiento de los ganchos a 90° y a 135° que evitaran el pandeo de las barras longitudinales; los muros W3 y W5, y W6 y W7 fueron

construidos con la misma cantidad de refuerzo transversal respectivamente, variando el tipo de ganchos usado en el detallado estructural.

Durante las pruebas en los muros W1 y W2 se utilizaron cargas entre 266KN a 378KN y para los restantes entre 667KN y 889KN. Debido a la variación en su geometría, cuando los muros estructurales registraran una pérdida de capacidad de carga durante el ensayo del 50% la prueba se daba por concluida.

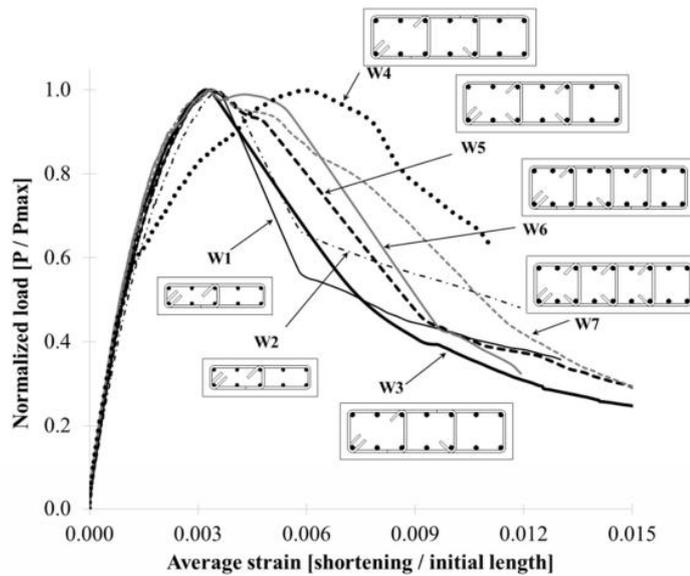
Tabla 2 Identificación de los elementos de borde utilizados

	Wall ID	s [in.] (a)	$\frac{A_{shx}}{s b_{c2}}$ [%] (b)	$\frac{A_{shy}}{s b_{c1}}$ [%] (c)	Eq. 1 / (s b _c): $0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ [%] (d)	Eq. 2 / (s b _c): $0.3 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$ [%] (e)	h_x' [in.] (f)	$\frac{h_x' s}{A_{ch}}$ (g)
	W1	2.66	2.95	1.05	As designed [†] : 0.60 As tested [†] : (0.55)	1.66 (1.52)	9.6	0.28
	W2	1.69	4.65	1.66	0.60 (0.56)	1.66* (1.54)*	9.6	0.18
	W3	3.96	1.10	0.60	0.60 (0.47)	0.91 (0.71)	10.3	0.15
	W4	2.80	1.56	0.85	0.60 (0.55)	0.91 (0.83)*	10.3	0.10
	W5	3.96	1.10	0.60	0.60 (0.56)	0.91 (0.85)	10.3	0.15
	W6	3.96	1.10	0.75	0.60 (0.58)	0.91 (0.89)	7.7	0.11
	W7	3.96	1.10	0.75	0.60 (0.60)	0.91 (0.91)	7.7	0.11
<p>h_x': center-to-center horizontal spacing of tied bars in the long direction of the section. [*] complies with ACI318-11 Eq.21-4. [†] For columns <i>d</i> and <i>e</i>, "As designed" values are based on nominal concrete and steel strength: $f'_c = 4$ ksi and $f_{yt} = 60$ ksi respectively. Values in parenthesis, "As tested", are calculated accounting for actual material properties.</p>								

Fuente: Experimental Response of Boundary Elements of Code-Compliant Reinforced Concrete Shear Walls [9]

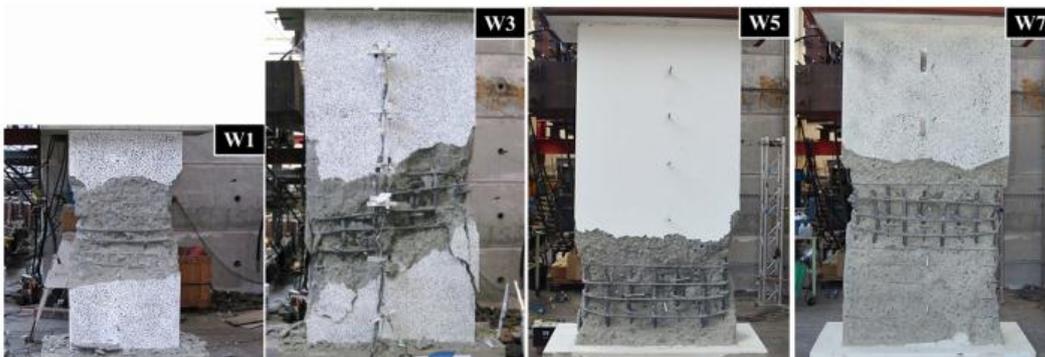
En la figura 47 se muestran los diferentes comportamientos que tuvieron los elementos de borde ensayados, los muros con ratios mayores de confinamiento (menor separación de los estribos transversales y un espaciamiento adecuado de ganchos intermedios) presentaron una capacidad de carga mayor y una tendencia a tener un comportamiento dúctil sin serlo necesariamente; también se resalta la comparación entre los muros W3 y W5 donde el muro W5 tuvo un mejor desempeño debido a la utilización de ganchos a 135° en los estribos.

Figura 47 Desempeño de los Elementos de Borde durante los ensayos bajo cargas axiales.



Fuente: Experimental Response of Boundary Elements of Code-Compliant Reinforced Concrete Shear Walls [9]

Figura 48 Localización de las zonas de daño en los muros.



Fuente: Experimental Response of Boundary Elements of Code-Compliant Reinforced Concrete Shear Walls [9]

Otro aspecto importante es la relación entre el esfuerzo en el concreto confinado f'_{cc} (Ecuación mostrada en la partes inferior) y el esfuerzo a compresión del concreto sin confinar en los estudios mostrados en el artículo (C. A. Arteta) [9] resaltan que teniendo la adecuada cantidad de confinamiento se alcanzaron valores f'_{cc}/f'_c entre 1.33 a 1.89 los cuales fueron calculados en la parte del muro que sufrió daños. Esta relación nos explica que la capacidad del a compresión del concreto confinado aumenta en casi dos veces la capacidad del concreto sin confinar, pero aun así según el autor no se garantiza que el muro vaya a tener un comportamiento dúctil cumpliendo con todos los requisitos dispuestos en él (American Concrete Institute) [4] porque sigue existiendo una falla concentrada y no se desarrolla a lo largo del elemento como se espera

$$f'_{cc} > \frac{A_g}{A_{ch}} \left[f'_c + \rho f_y \left(\frac{1 - \alpha}{2} \right) \right]$$

Fuente: Experimental Response of Boundary Elements of Code-Compliant Reinforced Concrete Shear Walls [9]

6. COMPARACIÓN DE NORMATIVAS SISMO RESISTENTE

Por causa del terremoto ocurrido en el año de 2010, las normas Chilenas de diseño sísmico NCh433 de 1996 [16] y NCh430 de 2008 [16] (requisitos de diseño sísmico y de diseño de concreto respectivamente) tuvieron una actualización mediante decreto, que incluyeron entre otras un nuevo espectro de diseño, una nueva clasificación de suelos para el análisis sísmico y modificación de los requisitos para el detallado estructural de muros de concreto reforzado.

La nueva clasificación de suelos, dada en la actualización de 2011, consistió básicamente en generar nuevas categorías, donde una estructura clasificada en suelo tipo II, pasaría a estar en suelo tipo III (según la clasificación anterior); es decir, el mismo edificio, en el mismo sitio, ahora tendrá mayores solicitaciones por sismo.

Tras el terremoto, la ingeniería chilena pudo notar que en estratos profundos de arena, se producen aceleraciones con bajas frecuencias, originando grandes desplazamientos en edificios de gran altura, desmintiendo lo establecido en las normas anteriores. Un caso específico, era la clasificación del suelo en Santiago de Chile y Concepción, considerados como suelo tipo II, pero con respuestas sísmicas muy diferentes debido a la amplificación de las ondas sísmicas, dejando un mejor comportamiento estructural en los edificios de Santiago.

Como se sabe, el suelo como base es un buen soporte, pero dependiendo del tipo de suelo la propagación de las ondas generadas por el sismo que viaja desde de la roca base, transmitiéndose a través del suelo hasta la superficie, puede amplificarse o atenuarse, por lo cual, la norma chilena adoptó el parámetro de velocidad de corte.

A continuación se deja un comparativo de la clasificación de suelo de la norma Chilena, con respecto a su actualización y la norma sismo resistente colombiana NSR10⁷.

Tabla 3 Clasificación sísmica de suelos, según NCh433of96 Mod2009

Tipo de suelo	Descripción	Definición
I	Roca	Velocidad de propagación ≥ 900 m/s, Resistencia a la compresión simple ≥ 10 MPa, Designación de la calidad de roca (RQD) $\geq 50\%$
II	Grava densa, Arena densa, suelos cohesivos duros	Velocidad de propagación ≥ 400 m/s en los 10 metros superiores y creciente con la profundidad o bien, si es grava densa que el suelo tenga un grado de compactación $> 95\%$ del valor de proctor modificado o bien, arena densa con índice de densidad relativa sea $\geq 75\%$ o índice de penetración estándar $N > 40$ normalizado a la presión efectiva de 0.10 MPa o bien, si resulta ser un suelo cohesivo, que la resistencia a la compresión simple sea ≥ 0.20 MPa. En todos los casos, el espesor mínimo del estrato deberá ser de 20m.
III	Arena no saturada, Grava Saturada, Suelos cohesivos, Arena saturada	Si es arena permanentemente no saturada, con un índice de densidad relativa entre el 55 y el 75% o bien, grava o arena no saturada, con grado de compactación $< 95\%$ del proctor modificado o bien, suelos cohesivos con resistencia a la compresión simple entre 0.02 y 0.20 MPa sin importar el nivel freático o bien, arena saturada con índice de penetración estándar N entre 20 y 40 normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0.10 MPa. En todos los casos, el espesor mínimo del estrato deberá ser de 10m.
IV	Suelo cohesivo saturado	Suelo cohesivo saturado con resistencia a la compresión ≤ 0.05 Mpa, con un espesor mínimo del estrato de 10m.

Fuente: Norma Chilena Oficial NCh433of96 Mod2009, Diseño Sísmico de Edificios [16]

Tabla 4 Clasificación sísmica de suelos, según NCh433 Decreto DS N°61 de 2011

Tipo de suelo	Descripción	Definición
A	Roca, suelo cementado	Velocidad de onda corte $V_{s30} \geq 900$ m/s, Resistencia a la compresión simple ≥ 10 MPa, Designación de la calidad de roca (RQD) $\geq 50\%$
B	Roca blanda o fracturada, suelo muy denso o muy firme	Velocidad de onda corte $V_{s30} \geq 500$ m/s, Resistencia a la compresión simple ≥ 0.40 MPa en caso de suelos finos e índice de penetración estándar normalizado por presión de sobrecarga de 0.10 MPa ≥ 50 golpes/pie en caso de arenas.
C	Suelo denso o firme	Velocidad de onda corte $V_{s30} \geq 350$ m/s, Resistencia a la compresión simple ≥ 0.30 MPa en caso de suelos finos e índice de penetración estándar normalizado por presión de sobrecarga de 0.10 MPa ≥ 40 golpes/pie en caso de arenas.
D	Suelo medianamente denso o firme	Velocidad de onda corte $V_{s30} \geq 180$ m/s, Resistencia al corte no drenada ≥ 0.05 MPa en caso de suelos finos e índice de penetración estándar normalizado por presión de sobrecarga de 0.10 MPa ≥ 30 golpes/pie en caso de arenas.
E	Suelo de compactidad o consistencia media	Velocidad de onda corte $V_{s30} < 180$ m/s, Resistencia al corte no drenada < 0.05 MPa en caso de suelos finos e índice de penetración estándar normalizado por presión de sobrecarga de 0.10 MPa ≥ 20 golpes/pie en caso de arenas.
F	Suelos Especiales	Aquellos suelos que presentan singularidades en su comportamiento mecánico y por tanto requieren estudios geotécnicos especiales (suelos licuables, colapsables, orgánicos, sensitivos, entre otros).

Fuente: Decreto Supremo DS N°61 de 2011, Modificación de NCh433of96 Mod2009 [16]

En comparación con lo que establece la norma colombiana NSR 10 [7], la clasificación no es muy grande; se puede pensar que la actualización hecha a la norma sismo resistente Chilena, fue de tal manera como lo hecho en Colombia a la NSR 98.

Otro cambio importante que surgió a raíz del terremoto, fue un ajuste al espectro de diseño; mediante los registros de acelerogramas pudieron notar que algunas de las edificaciones clasificadas en suelo tipo II, presentaban un comportamiento muy diferente al esperado.

Con la información recolectada de la red sísmológica del país, se planteó generar un nuevo espectro de diseño con la envolvente de las respuestas observadas en edificios de distintos modos de vibración, pero manteniendo la resistencia, lo cual no fue aceptado y se generó un nuevo espectro que reflejara la mayoría de las respuestas de los desplazamientos registrados.

A continuación se mostrará un comparativo de los espectros de la norma chilena, con respecto a su actualización.

Espectro de Diseño según NCh433of96 Mod2009

La aceleración de diseño se determina mediante la fórmula $Sa = \frac{I A_0 \alpha}{R^*}$, donde los valores de I y A_0 se encuentran tabulados en las siguientes tablas

Tabla 5 Valores de I, según la categoría de la edificación

Categoría del edificio	I
I	0.60
II	1.00
III	1.20
IV	1.20

Fuente: Norma Chilena Oficial NCh433of96 Mod2009, Diseño Sísmico de Edificios [16]

Tabla 6 Valores de A_0 , según la zona de amenaza sísmica

Zona Sísmica	A_0
1	0.20
2	0.30
3	0.40

Fuente: Norma Chilena Oficial NCh433of96 Mod2009, Diseño Sísmico de Edificios [16]

El valor de alfa se calcula según $\alpha = \frac{1 + 4.5 (T_n / T_0)^p}{1 + (T_n / T_0)^3}$, donde T_n representa el periodo de vibración de un modo n , T_0 y p representan parámetros relacionados con la clasificación de suelos.

Tabla 7 Parámetros sísmicos según la clasificación sísmica de suelos

Tipo de suelo	S	T_0	T'	n	p
		seg	seg		
I	0.90	0.15	0.20	1.00	2.00
II	1.00	0.30	0.35	1.33	1.50
III	1.20	0.75	0.85	1.80	1.00
IV	1.30	1.20	1.35	1.80	1.00

Fuente: Norma Chilena Oficial NCh433of96 Mod2009, Diseño Sísmico de Edificios[16]

El factor de reducción R^* está dado por $R^* = 1 + \frac{T^*}{0.10 T_0 + T^* / R_0}$, donde T^* representa el periodo de vibración del modo n con mayor participación de masa y R_0 establece el factor de modificación de respuesta según el sistema estructural de la edificación.

Tabla 8 Factor de modificación de respuesta R_0

Sistema Estructural	Material Estructural	R	R_0
Pórticos	Hormigón armado	7	11
Muros	Hormigón armado	7	11
	Mampostería confinada	4	4
	Mampostería armada	4	4
NOTA: Se muestran los sistemas estructurales más usados en la construcción.			

Fuente: Norma Chilena Oficial NCh433of96 Mod2009, Diseño Sísmico de Edificios. [16]

Espectro de Diseño según NCh433 DS N°61 de 2011

La aceleración de diseño se determina mediante la fórmula $S_a = \frac{I A_0 \alpha S}{R^*}$, incluyendo un nuevo factor para la amplificación del espectro, dado por la nueva calificación sísmica de suelos, incluyendo además nuevos valores para T_0 y p . Los demás parámetros I , A_0 y R_0 se conservaron, al igual que la manera de calcular los valores de α y R^* .

Tabla 9 Parámetros sísmicos según la clasificación sísmica de suelos

Tipo de suelo	S	T_0	T'	n	p
		seg	seg		
A	0.90	0.15	0.20	1.00	2.00
B	1.00	0.30	0.35	1.33	1.50
C	1.05	0.40	0.45	1.40	1.60
D	1.20	0.75	0.85	1.80	1.00
E	1.30	1.20	1.35	1.80	1.00
F	*	*	*	*	*

Fuente: Decreto Supremo DS N°61 de 2011, Modificación de NCh433of96 Mod2009 [16]

Calculando el valor de S_a para la norma NCh433of96 Mod2009 y comparandolo con lo establecido en el decreto DS N°61 de 2011 (Tablas 10 y 11) se puede observar que el aumento en la fuerza sísmica es más de un 30% para un periodo de 0.37 segundos, lo que bien podría representar un edificio de 5 niveles en sistema de muros estructurales.

Tabla 10 Cálculo de aceleración espectral según NCh433of96 Mod2009

Espectro de Diseño NCh433of96 Mod2009

$T_n = T^* =$	0.37	$R^* =$	6.81
Tipo de suelo =	II	$\alpha =$	2.49
Categoría del edificio =	I	$Sa =$	0.0877
Zona sísmica =	3		
Sistema Estructural =	Muros de hormigón		
$I =$	0.60		
$A_0 =$	0.40		
$T_0 =$	0.30		
$\rho =$	1.50		
$R_0 =$	11		

Tabla 11 Cálculo de aceleración espectral según DS N°61 de 2011

Espectro de Diseño NCh433 Decreto N°61-2011

$T_n = T^* =$	0.37	$R^* =$	6.02
Tipo de suelo =	C	$\alpha =$	2.78
Categoría del edificio =	I	$Sa =$	0.1161
Zona sísmica =	3		
Sistema Estructural =	Muros de hormigón		
$I =$	0.60		
$A_0 =$	0.40		
$S =$	1.05		
$T_0 =$	0.40		
$\rho =$	1.60		
$R_0 =$	11		

El terremoto puso en evidencia fallas frágiles debido al exceso de esfuerzo a compresión en los bordes de los muros de concreto, por lo cual, un cambio importante se dio mediante el decreto supremo DS N°60 de 2011 que modifica el diseño y el cálculo de concreto reforzado de la norma NCh430of2008.

En la siguiente tabla, se incluyen los cambios más significativos dados por el DS N°60 de 2011.

Tabla 12 Modificaciones al diseño y cálculo de concreto reforzado, norma NCh430of2008

Criterios de diseño	ACI 318	DS N°60
Espesor mínimo de muros	14.5.3.1 – El espesor no debe ser menor de <ul style="list-style-type: none"> • 1/25 de la altura o longitud del muro ó 10cm 	21.9.1.1 – Los muros especiales sin considerar problemas de estabilidad <ul style="list-style-type: none"> • $\geq h_w / 16$
Refuerzo longitudinal en el muro	21.9.2.2 – Deben emplearse dos capas de refuerzo cuando V_u exceda $0.17A_{cv} \lambda \sqrt{f'c}$	21.9.2.2 – Todos los muros resistentes a solicitaciones sísmicas se debe armar con al menos dos capas de armadura
Refuerzo longitudinal en el elemento de borde	No se especifica	21.9.2.4 – El refuerzo de los elementos de borde debe satisfacer <ul style="list-style-type: none"> • El diámetro de las barras longitudinales deber ser menor o igual que 1/9 de la menor dimensión del elemento de borde • El diámetro del refuerzo (Instituto Nacional de Normalizacion NCh) transversal debe ser igual o mayor que 1/3 del diámetro del refuerzo longitudinal
Diseño a Flexión y carga axial	21.9.5.2 – A menos que se realice un análisis más detallado, el ancho efectivo del ala, debe extenderse desde la cara del alma una distancia igual al menor valor entre la mitad de la distancia al alma de un muro adyacente y el 25% de la altura total del muro	21.9.5.2 – Al verificar el diseño de las secciones transversales compuestas (L, T, C u otras) se debe considerar la sección completa con todas las armaduras especificadas. Alternativamente, se puede verificar utilizando el ancho efectivo del ala.
	No se especifica	21.9.5.3 – El máximo valor de P_u actuando en la sección transversal definida en 21.9.5.2 deber menor o igual que $0.35 f'c A_g$
	No se especifica	21.9.5.4 – La sección crítica de muros con relación H_t/l_w mayor o igual a 3, debe tener una capacidad de curvatura Φ mayor que la demanda, calculada como

		$\phi_u = \frac{2\delta_u}{H_t l_w} = \frac{\epsilon_c}{c} \leq \frac{0.008}{c}$ <p>Alternativamente, se permite calcular como</p> $\phi_u = \frac{\delta_u - \delta_e}{l_{p(H_t - l_p/2)}} + \phi_e$
Elementos de borde para muros estructurales especiales	<p>21.9.6.2 – Las zonas de compresión deben ser reforzadas con elementos especiales de borde cuando</p> $c \geq \frac{l_w}{600 \left(\delta_u / h_w \right)}$ <p>Donde c corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño δ_u.</p> <p>El cociente δ_u / h_w no debe tomarse menor a 0.007.</p>	<p>21.9.6.2 – Se toma el mismo criterio del ACI pero sin exigir que δ_u / h_w sea mayor o igual a 0.007. El desplazamiento δ_u se puede calcular a partir de la forma del primer modo con mayor masa traslacional en la dirección de análisis considerada, asignándole a esta forma modal una amplitud en el último nivel significativo del edificio igual a δ_u.</p>
	<p>21.9.6.4(a) – El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el mayor valor entre $c - 0.1 l_w$ y $c/2$, donde c corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento consistente con el desplazamiento de diseño δ_u.</p> <p>21.9.6.4(c) – El refuerzo transversal de los elementos especiales de borde debe cumplir con los requisitos especificados en 21.6.4.2 a</p>	<p>21.9.6.4(a) – El elemento de borde debe extenderse horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el valor de c_c determinado como</p> $\frac{c_c}{l_w} = \frac{c}{l_w} = \frac{1}{600 \left(\delta_u / h_w \right)}$ <p>21.9.6.4(c) – Se toma el mismo criterio del ACI pero el límite de espaciamiento transversal indicado en 21.6.4.3(a) se toma como la mitad de la dimensión menor del elemento de borde.</p>

	<p>21.6.4.4, excepto que no se necesita cumplir con la ecuación (21-4)</p> $A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$ <p>El límite de espaciamiento del refuerzo transversal de 21.6.4.3(a) debe ser al menos 1/3 de la dimensión menor del elemento de borde.</p> <p>No se especifica un espesor mínimo para el elemento de borde.</p>	<p>La separación horizontal, h_x, entre barras verticales lateralmente soportadas por estribos o ganchos dentro del núcleo confinado no debe exceder al mínimo entre 200mm y la mitad del espesor del elemento de borde.</p> <p>21.9.6.4(f) – El espesor del elemento de borde deberá ser mayor o igual a 300mm y el largo confinado deberá ser mayor o igual al espesor del muro en la zona confinada.</p>
	<p>21.9.6.5(a) – Si la cuantía de refuerzo longitudinal en el borde del muro es mayor que $2.8/f_y$, el refuerzo transversal de borde debe cumplir con lo indicado en 21.6.4.2 y 21.9.6.4(a). El espaciamiento longitudinal máximo del refuerzo transversal en el borde no debe exceder de 200mm.</p>	<p>21.9.6.5(a) – Si la cuantía de refuerzo longitudinal en el borde del muro es mayor que $2.8/f_y$, el refuerzo transversal de borde debe cumplir con lo indicado en 21.6.4.2. El espaciamiento longitudinal máximo del refuerzo transversal en el borde no debe exceder de 200mm.</p> <p>Adicionalmente, en zonas críticas, donde el refuerzo vertical pueda fluir, el espaciamiento longitudinal máximo del refuerzo transversal que amarra la armadura de borde no debe exceder el menor valor entre 6 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro y 200mm.</p>

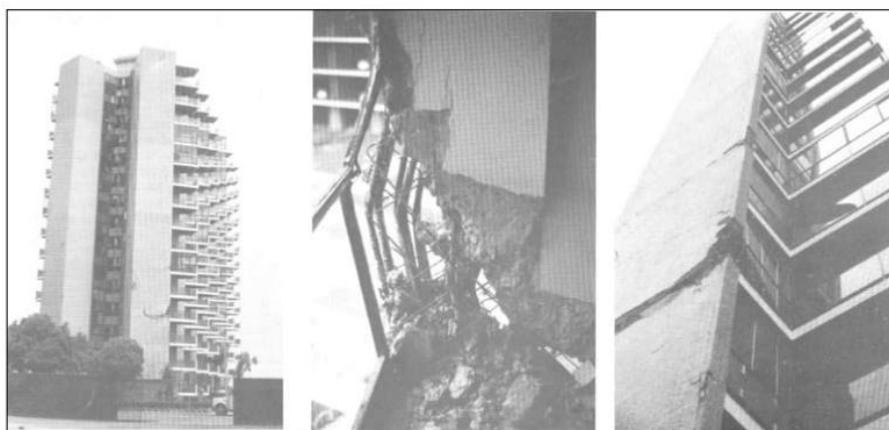
7. SISTEMAS DE MUROS ESTRUCTURALES (ARQUITECTURA Y SISTEMAS CONSTRUCTIVOS)

La adecuada distribución de los elementos estructurales en el desarrollo de la arquitectura de las edificaciones, es uno de los factores más importantes, ya que cuando se cuenta con una estructura simétrica durante el análisis y el diseño sismo resistente, el coeficiente de reducción de la fuerza de sísmica, que hace que las estructuras trabajen en el rango inelástico no se verá afectado por los factores de irregularidades en altura, planta y ausencia de redundancia establecidos en la Norma Sismo Resistente Colombiana NSR-10. Cuando no se cuenta con estructuras no simétricas se presentan efectos torsionales que causan sobreesfuerzos algunos elementos estructurales, generando edificaciones más costosas debido al aumento en secciones de vigas, columnas, muros estructurales y a la cantidad de refuerzo que se debe suministrar para aumentar la rigidez de estos elementos.

Después del sismo ocurrido en Chile en 2010 Carlos Alarcon [10] hace referencia que los edificios en muros estructurales contaban con un porcentaje promedio del 3% de área total de muros con respecto al área total de entrepiso en cada dirección. Se destaca de (Moroni) que entre 1960 al año 2000 el promedio usado era de 2.8% en cada dirección dependiendo de la zona de amenaza sísmica donde se encontrara la edificación.

En la figura 49, se observan algunos fallos a cortante y deslizamiento en los muros pero se debe resaltar que era el año de 1985 donde las normativas sismo resistentes estaban empezando a ser tomadas en cuenta. Algunos otros ejemplos de distribución de muros en Kyrgyzstan alrededor de 15% de área de total muros del área de entrepiso donde la distribución en la otra dirección es entre un 70 y 80% del porcentaje suministrado en la dirección principal.

Figura 49 Sismo de Viña del mar 1985.



Fuente: Concrete Shear Wall Construction [26]

Con base en esto se mostrarán algunas edificaciones construidas en la ciudad de Bucaramanga, Colombia y su porcentaje de densidad de muros en cada dirección para tener una conclusión acerca de las edificaciones que se están construyendo.

Figura 50 Planta Arquitectónica 1

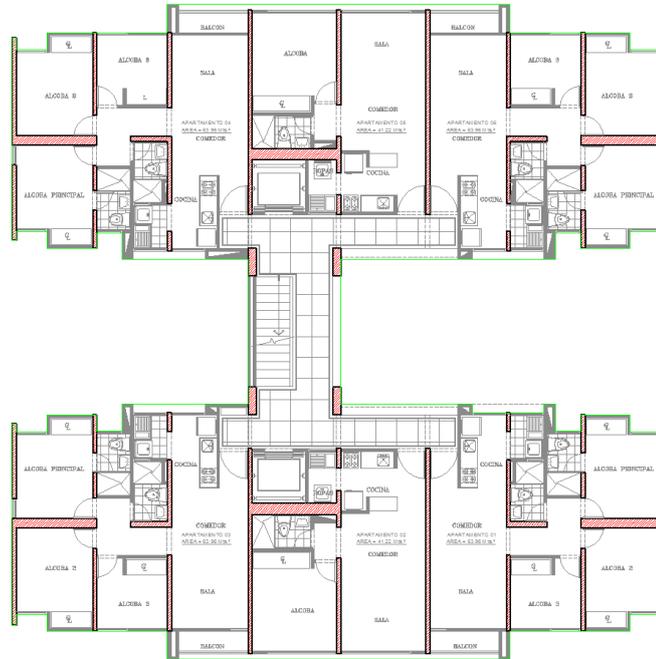


Figura 51 Planta Arquitectónica 2

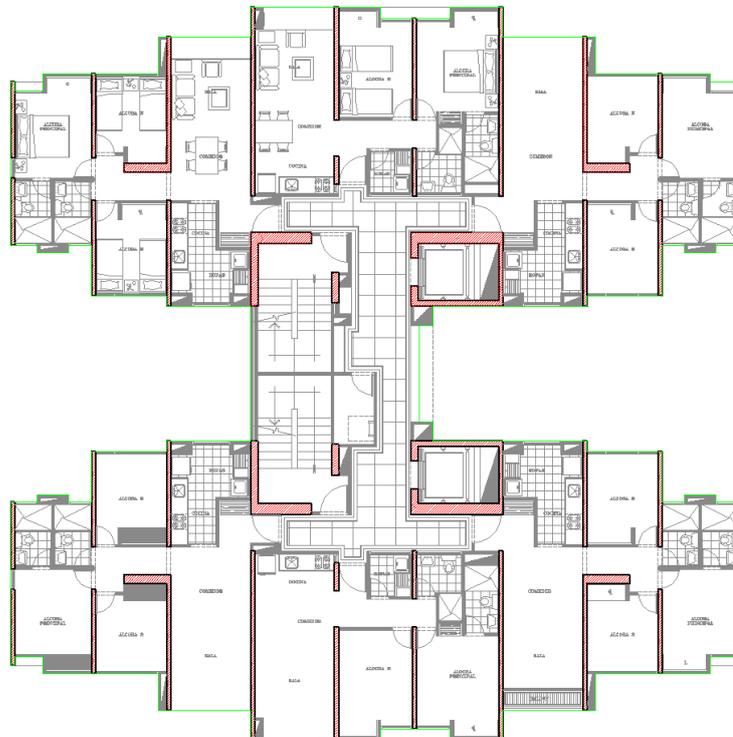


Figura 52 Planta Arquitectónica 3

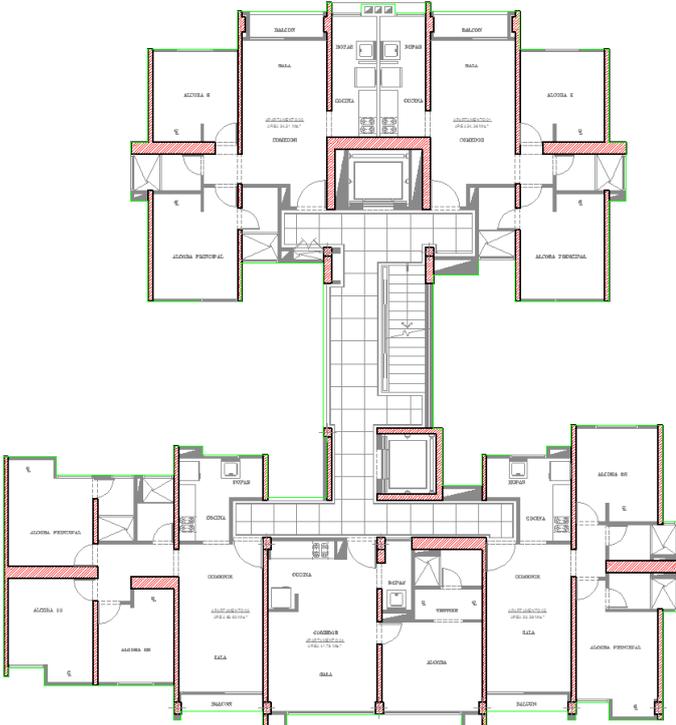


Figura 53 Planta Arquitectónica 4



Figura 54 Planta Arquitectónica 5



Fuente: Autores

Tabla 13 Resumen Área Total vs Porcentaje de muros en cada dirección

Figura	Área Total	Área de Muros X	Área de Muros Y	%X	%Y
53	401.8 m ²	7.43 m ²	17.70 m ²	1.85%	4.41%
54	482.3 m ²	7.04 m ²	22.26 m ²	1.46%	4.62%
55	333.1 m ²	7.90 m ²	16.18 m ²	2.37%	4.86%
56	567.4 m ²	17.32 m ²	27.97 m ²	3.05%	4.93%
57	550.7 m ²	10.51 m ²	22.19 m ²	1.91%	4.03%

Las plantas anteriores dejan ver que algunas de las construcciones que se están desarrollando en el área metropolitana de Bucaramanga no cuentan con un porcentaje mínimo de muros estructurales en cada dirección.

8. CONCLUSIONES

- Se hace imperativo que la norma sismo resistente colombiana NSR10 tenga una actualización con respecto a los requerimientos mínimos para muros estructurales en zonas de amenaza sísmica alta, teniendo en cuenta las experiencias y los estudios realizados en otros países además de lo establecido por el ACI. Los principales aspectos modificar serían:
 - El espesor mínimo de muros, ya que este requisito no varía con la altura total de la edificación sino con la altura de piso, tal como lo dice el numeral C14.5.3.1 *“El espesor de muros de carga no debe ser menor de 1/25 la altura o longitud del muro, la que sea menor, ni tampoco puede ser menor que 100mm”*. De este modo, una edificación de 20 pisos con alturas de entrepiso de 2.50m puede tener muros de 10cm de espesor, al igual que una edificación de 5 o 10 pisos, donde los esfuerzos y las sobrecargas axiales y de flexión generadas por las sollicitaciones sísmicas serán mucho mayores en el primer caso, exigiendo a compresión y tracción los bordes de los muros.
 - En consecuencia a lo anterior, debería incluirse un espesor mínimo del elemento de borde y exigirse un detallado de confinamiento más estricto, que puedan controlar los efectos de flexo compresión debidos a la acción sísmica. Además, del aumento en la ductilidad de los muros, ya que los estribos aumentan el núcleo de confinamiento de las barras verticales, evitando así su pandeo y distribuyendo los esfuerzos en su longitud.

La norma Chilena recomienda un mínimo de 30cm, pues tal como se pudo observar luego del terremoto, edificaciones de muros con espesores menores y a pesar de tener un detallado mínimo de confinamiento en sus elementos de borde, fallaron a flexión y por aplastamiento. Las edificaciones sin ningún tipo de confinamiento llevaron la peor parte, pues las barras longitudinales sufrieron pandeo y en algunos casos estricción hasta punto de rotura.

- Es necesario que durante la planeación del proyecto se plantee una adecuada distribución de los muros en cada dirección; se recomienda que la relación de áreas esté entre el 2% y el 4% respecto a la planta de la edificación, con el propósito de distribuir de una manera más uniforme los esfuerzos en los muros. Además, es prudente concebir una modulación simétrica evitando así efectos torsionales que puedan generar sollicitaciones adicionales.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] AIR Worldwide. Air World Wide. 3 de 15 de 2010. 15 de 1 de 2015 <<http://alert.air-worldwide.com/EventSummary.aspx?e=502&tp=65&c=1>>.
- [2] Alemdar Bayraktar, Ahmet Can Altunişik, Mevlüt Pehlivan. «Performance and damages of reinforced concrete buildings during the October 23 and November 9, 2011 Van, Turkey, earthquakes.» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 53 (2013): 49–72.
- [3] American Concrete Institute ACI-318. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI318S-05. Farmington Hills: Comité ACI., 2005.
- [4] American Concrete Institute. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-11) (Version en español y sistema metrico). s.f.
- [5] Amr S. Elnashaia, Bora Gencturk, Oh-Sung Kwonc, Youssef M.A. Hashasha, Sung Jig Kimd, Seong-Hoon Jeonge, Jazalyn Dukesf. «The Maule (Chile) earthquake of February 27, 2010: Development of hazard, site specific ground motions and back-analysis of structures.» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* (2012): Pages 229–245.
- [6] Ángel San Bartolomé, Daniel Quiun y Wilson Silva. «Comentarios Relativos al tipo de falla en los muros de concreto de edificios Chile en el sismo del 27 de Febrero de 2010.» *Concreto y Cemento* (2011).
- [7] Asociacion Colombiana de Ingenieria. Reglamento Colombiano de Construccion Sismo Resistente NSR-10. Bogota DC, 2010.
- [8] Behrouz Shafei, Farzin Zareian , Dimitrios G. Lignos. «A simplified method for collapse capacity assessment of moment-resisting frame.» *Engineering Structures* 33 (2011): 1107-1116.
- [9] C. A. Arteta, D.V. To, and J. P. Moehle. «Experimental response of boundary elements of code-compliant reinforced concrete shear walls.» Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering (2014).
- [10] C. Alarcon, M.A. Hube, J.C. de la Llera. «Effect of axial loads in the seismic behavior of reinforced concrete walls with unconfined wall boundaries.» *Engineering Structures* Volume 73 (2014): Pages 13–23.
- [11] Campos, Adalberto Vizconde. edificacionesdecalidad. 13 de 06 de 2015. 2016 de 01 de 15.

- [12] Concrete Coalition interns. Concrete Buildings Damaged in Earthquakes. 12 de 2007. 25 de 01 de 2016 <<http://db.concretcoalition.org/building/133>>.
- [13] Curt B. Haselton, John Wallace. «Simulating Seismic structural collapse of reinforced concrete shear wall buildings: an initial pilot study to identify modeling and experimental data needs.» s.f.
- [14] Earthquake Engineering Research Institute. «The M 6.3 Christchurch, New Zealand, Earthquake of February 22, 2011.» 2011.
- [15] Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. <http://www.scielo.org.mx/>. Diciembre de 2011. 05 de 05 de 2015 <http://www.scielo.org.mx/scielo.php?pid=S2007-30112011000200004&script=sci_arttext>.
- [16] Instituto Nacional de Normalizacion. Diseño Sismico de Edificios NCH 433 de 1996 y Modificada 2009. Santiago de Chile: Instituto Nacional de Normalizacion, 2009.
- [17] Instituto Nacional de Normalizacion NCh. Decreto 61 Diseño Sismico de Edificios. Santiago de Chile: Instituto de Normalizacion., 2011.
- [18] Instituto Nacional de Normalizacion. Decreto 60 Diseño y calculos para el hormigon armado. Santiago de Chile, 2011.
- [19] Jaya.K.P, Greeshma. S. «Seismic Behaviour of Shear wall - Slab Connection.» (s.f.).
- [20] Jordana, Pedro A. Hidalgo Christian A. Ledezma and Rodrigo M. «Seismic Behavior of Squat Reinforced Concrete Shear Walls.» Earthquake Spectra Volume 18, No. 2 (2002): 287-308.
- [21] Koeri - Boun. <http://www.koeri.boun.edu.tr/>. 13 de 05 de 2003. 2016 de 01 de 15.
- [22] Londoño, Cipriano. <http://blog.360gradosenconcreto.com/>. 18 de 03 de 2012. 15 de 01 de 2016 <<http://blog.360gradosenconcreto.com/que-sabes-de-la-contraccion-retraccion-del-concreto/>>.

- [23] M.A. Hubea, A. Marihuénb, J.C. de la Lleraa, B. Stojadinovicc. «Seismic behavior of slender reinforced concrete walls.» *Engineering Structures* Volume 80 (2014): Pages 377–388.
- [24] Marius, Mosoarca. «Seismic behaviour of reinforced concrete shear walls with regular and staggered openings after the strong earthquakes between 2009 and 2011.» *Engineering Failure Analysis* Volume 34 (2013): Pages 537–565.
- [25] Massone, Leonardo M. "Fundamental principles of the reinforced concrete design code changes in Chile following the Mw 8.8 earthquake in 2010." *Engineering Structures* Volume 56 (2013): Pages 1335–1345.
- [26] Moroni, M. Ofelia. «Concrete Shear Wall Construction.» (2002).
- [27] Nature. <http://www.nature.com/index.html>. 01 de 12 de 2010. 2016 de 01de 30
<http://www.nature.com/news/2010/100312/images/400px_map.2010.121.earthquake.jpg>.
- [28] Olivari, Cristobal Nicolas Alarcon. Influence of axial load in the seismic behavior of reinforced concrete walls with nonseismic detailing. Santiago de Chile, 2013.
- [29] R. Jünemann, J.C. de la Llera , M.A. Hube , L.A. Cifuentes , E. Kausel. «A statistical analysis of reinforced concrete wall buildings damaged.» *Engineering Structures* 82 (2014): 168-185.
- [30] Report, EERI Special Earthquake. «Learning from Earthquakes.» 2010.
- [31] Xiao Lu, Xinzheng Lu, Hong Guan and Lieping Ye. «Collapse Simulation of RC High-Rise Building Induced by Extreme Earthquakes.» Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China (2012).

BIBLIOGRAFÍA

AIR Worldwide. Air World Wide. 3 de 15 de 2010. 15 de 1 de 2015
<<http://alert.air-worldwide.com/EventSummary.aspx?e=502&tp=65&c=1>>.

Alemdar Bayraktar, Ahmet Can Altunişik, Mevlüt Pehlivan. «Performance and damages of reinforced concrete buildings during the October 23 and November 9, 2011 Van, Turkey, earthquakes.» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 53 (2013): 49–72.

American Concrete Institute ACI-318. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI318S-05. Farmington Hills: Comité ACI., 2005.

American Concrete Institute. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-11) (Version en español y sistema metrico). s.f.

Amr S. Elnashaia, Bora Gencturk, Oh-Sung Kwon, Youssef M.A. Hashasha, Sung Jig Kim, Seong-Hoon Jeong, Jazalyn Duker. «The Maule (Chile) earthquake of February 27, 2010: Development of hazard, site specific ground motions and back-analysis of structures.» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* (2012): Pages 229–245.

Ángel San Bartolomé, Daniel Quiñon y Wilson Silva. «Comentarios Relativos al tipo de falla en los muros de concreto de edificios Chile en el sismo del 27 de Febrero de 2010.» *Concreto y Cemento* (2011).

Asociación Colombiana de Ingeniería. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Bogotá DC, 2010.

Behrouz Shafei, Farzin Zareian, Dimitrios G. Lignos. «A simplified method for collapse capacity assessment of moment-resisting frame.» *Engineering Structures* 33 (2011): 1107-1116.

C. A. Arteta, D.V. To, and J. P. Moehle. «Experimental response of boundary elements of code-compliant reinforced concrete shear walls.» Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering (2014).

C. Alarcon, M.A. Hube, J.C. de la Llera. «Effect of axial loads in the seismic behavior of reinforced concrete walls with unconfined wall boundaries.» *Engineering Structures* Volume 73 (2014): Pages 13–23.

Campos, Adalberto Vizconde. edificacionesdecalidad. 13 de 06 de 2015. 2016 de 01 de 15.

Concrete Coalition interns. Concrete Buildings Damaged in Earthquakes. 12 de 2007. 25 de 01 de 2016 <<http://db.concretecoalition.org/building/133>>.

Curt B. Haselton, John Wallace. «Simulating Seismic structural collapse of reinforced concrete shear wall buildings: an initial pilot study to identify modeling and experimental data needs.» s.f.

Earthquake Engineering Research Institute. «The M 6.3 Christchurch, New Zealand, Earthquake of February 22, 2011.» 2011.

Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. <http://www.scielo.org.mx/>. Diciembre de 2011. 05 de 05 de 2015 <http://www.scielo.org.mx/scielo.php?pid=S2007-30112011000200004&script=sci_arttext>.

Instituto Nacional de Normalizacion. Diseño Sismico de Edificios NCH 433 de 1996 y Modificada 2009. Santiago de Chile: Instituto Nacional de Normalizacion, 2009.

Instituto Nacional de Normalizacion NCh. Decreto 61 Diseño Sismico de Edificios. Santiago de Chile: Instituto de Normalizacion., 2011.

Instituto Nacional de Normalizacion. Decreto 60 Diseño y calculos para el hormigon armado. Santiago de Chile, 2011.

Jaya.K.P, Greeshma. S. «Seismic Behaviour of Shear wall - Slab Connection.» (s.f.).

Jordana, Pedro A. Hidalgo Christian A. Ledezma and Rodrigo M. «Seismic Behavior of Squat Reinforced Concrete Shear Walls.» Earthquake Spectra Volume 18, No. 2 (2002): 287-308.

Koeri - Boun. <http://www.koeri.boun.edu.tr/>. 13 de 05 de 2003. 2016 de 01 de 15. Londoño, Cipriano. <http://blog.360gradosenconcreto.com/>. 18 de 03 de 2012. 15 de 01 de 2016 <<http://blog.360gradosenconcreto.com/que-sabes-de-la-contraccion-retraccion-del-concreto/>>.

M.A. Hubea, A. Marihuénb, J.C. de la Lleraa, B. Stojadinovicc. «Seismic behavior of slender reinforced concrete walls.» *Engineering Structures* Volume 80 (2014): Pages 377–388.

Marius, Mosoarca. «Seismic behaviour of reinforced concrete shear walls with regular and staggered openings after the strong earthquakes between 2009 and 2011.» *Engineering Failure Analysis* Volume 34 (2013): Pages 537–565.

Massone, Leonardo M. "Fundamental principles of the reinforced concrete design code changes in Chile following the Mw 8.8 earthquake in 2010." *Engineering Structures* Volume 56 (2013): Pages 1335–1345.

Moroni, M. Ofelia. «Concrete Shear Wall Construction.» (2002).

Nature. <http://www.nature.com/index.html>. 01 de 12 de 2010. 2016 de 01 de 30 <http://www.nature.com/news/2010/100312/images/400px_map.2010.121.earthquake.jpg>.

Olivari, Cristobal Nicolas Alarcon. Influence of axial load in the seismic behavior of reinforced concrete walls with nonseismic detailing. Santiago de Chile, 2013.

R. Jünemann, J.C. de la Llera , M.A. Hube , L.A. Cifuentes , E. Kausel. «A statistical analysis of reinforced concrete wall buildings damaged.» *Engineering Structures* 82 (2014): 168-185.

Report, EERI Special Earthquake. «Learning from Earthquakes.» 2010.

Xiao Lu, Xinzheng Lu, Hong Guan and Lieping Ye. «Collapse Simulation of RC High-Rise Building Induced by Extreme Earthquakes.» Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China (2012).