



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

VALIDACIÓN DE LOS LÍMITES PARA DISTINTOS NIVELES DE
DESEMPEÑO EN EDIFICIOS CON MUROS DE HORMIGÓN ARMADO
(TYPICAL CHILEAN RC BUILDING)

TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE MAGÍSTER EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA,
MENCION INGENIERÍA ESTRUCTURAL, SÍSMICA Y GEOTÉCNICA

BETZABETH JESSENIA SUQUILLO RONQUILLO

PROFESOR GUÍA:
FABIÁN ROJAS BARRALES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ
RICARDO HERRERA MARDONES

SANTIAGO DE CHILE
2017

RESUMEN DE LA TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE
MAGÍSTER EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA, MENCIÓN
INGENIERÍA ESTRUCTURAL, SÍSMICA Y GEOTÉCNICA
POR: Betzabeth Jessenia Suquillo Ronquillo
FECHA: 04/08/2017
PROFESOR: Fabián Rojas Barrales

VALIDACIÓN DE LOS LÍMITES PARA DISTINTOS NIVELES DE DESEMPEÑO EN EDIFICIOS CON MUROS DE HORMIGÓN ARMADO (TYPICAL CHILEAN RC BUILDING)

La presente investigación consiste en dos partes, en primer lugar, se estudia la validación de los límites para distintos niveles de desempeño en edificaciones con muros de hormigón armado, propuestos por el Sub-comité N°7 de ACHISINA (Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica) en el documento presentado como “Procedimiento Alternativo para el Análisis y Diseño Sísmico de Edificios Altos”.

La validación se logra mediante la recopilación de ensayos experimentales que fueron realizados en la Universidad de Chile, lo que se complementa con un análisis de control de fisuración, para lo cual se utiliza formulaciones empíricas desarrolladas por Gergely & Lutz (1968), Frosch (1999), ACI318 (1995, 1999) y Piyasena et al (2003), las mismas que han sido validadas experimentalmente y analíticamente.

En una segunda parte, se realiza la modelación mediante un software comercial, de un edificio existente de uso residencial que fue diseñado en el año 2004 en Viña del Mar y que sufrió daños debido al terremoto del 27 de febrero del 2010, con el fin de aplicar la metodología de diseño por desempeño y validar numéricamente los límites propuestos mediante un análisis no lineal estático (Pushover). Para asegurar que el modelo realizado represente adecuadamente el comportamiento inelástico de la estructura, se realizó un análisis pre-terremoto y con ello se verificó que el modelo represente adecuadamente los daños que sufrió la estructura. Los resultados se presentaron en base a la variable de medición desempeño local que propone la norma (deformación unitaria) con el fin de evaluar el desempeño de la estructura en base a los límites propuestos por el Subcomité N°7 (ACHISINA, 2014).

DEDICATORIA

A mis padres:

Por todo su amor, comprensión, apoyo permanente e incondicional, este trabajo representa la culminación de una etapa en mi vida, una etapa que, sin su sacrificio nunca hubiese llegado a su fin. Sin duda el aporte valioso brindado me compromete y es una motivación para seguir adelante y superarme día a día.

AGRADECIMIENTOS

Siempre a Dios que me ha bendecido a lo largo del tiempo otorgándome la salud y sabiduría necesaria para terminar esta etapa.

Mi agradecimiento hoy y siempre a mis Padres porque sin el apoyo y confianza de ellos hoy esto no sería una realidad, a la institución que me ha acogido con los brazos abiertos y me ha hecho sentir como en casa a pesar de la distancia.

Mi más sincero agradecimiento a todos los profesores, amigos y demás que de alguna u otra manera me han brindado todo su apoyo, de manera especial a mi profesor guía Fabián Rojas y además a los profesores Leonardo Massone y Ricardo Herrera por el apoyo y la paciencia para la consecución de mis ideales y por ser protagonistas de mi educación y superación académica.

De manera especial a mi compañero, amigo y confidente Juan Pablo Chacón, porque a pesar de la distancia, el ánimo, apoyo y alegría que me brindas me dan la fortaleza necesaria para seguir adelante.

TABLA DE CONTENIDO

Capítulo I: Introducción.....	1
1.1 Introducción	1
1.2 Objetivos	1
1.2.1 Objetivo General	1
1.2.2 Objetivos Específicos.....	1
1.3 Organización.....	2
Capítulo II: Revisión Bibliográfica.....	4
2.1 Evolución De Metodologías De Diseño Sismoresistente	4
2.2 Filosofía Del Diseño Sismoresistente.....	5
2.3 Metodologías De Diseño Sismoresistente.....	5
2.3.1 Diseño Basados En Fuerzas	5
2.3.2 Diseño Por Capacidad.....	6
2.3.3 Diseño Basado En Desplazamientos	7
2.3.4 Diseño Basado En Desempeño.....	9
Capítulo III: Análisis De La Propuesta Chilena De Diseño Basado En Desempeño.....	12
3.1 Introducción	12
3.2 Propuesta De Norma Chilena De Diseño Basado En Desempeño	12
3.2.1 Niveles De Desempeño.....	13
3.2.2 Objetivos De Desempeño.....	13
3.2.3 Criterios De Aceptación	14
3.3 Validación De Límites De Desempeño.....	17
3.3.1 Mediante Ensayos Experimentales.....	17
3.3.2 Mediante Métodos Numéricos	24
3.3.2.1 Ancho de Fisuras Relacionadas con el Daño Estructural	24
3.3.2.1.1 Federal Agency Management (Fema 356, 2000).....	24
3.3.2.1.2 Federal Agency Management (Fema 306, 1998).....	25
3.3.2.1.3 Shirandhonkar S. Y Sinha R. (2015)	26
3.3.2.1.4 Applied Technology Council Peer/Atc 72-1 (2010)	26
3.3.2.2 Formulaciones para Anchos de Fisuras	27
3.3.2.2.1 Enfoque Del American Concrete Institute (Aci 318-95).....	27
3.3.2.2.2 Enfoque Del American Concrete Institute (Aci 318-99)	28
3.3.2.2.3 Enfoque Del Eurocódigo 2 (En 1992-1).....	28
3.3.2.2.4 Gergely Y Lutz (1968)	29
3.3.2.2.5 Frosch (1999)	30
3.3.2.2.6 Piyasena Et Al. (2003).....	31
3.3.2.3 Análisis de Fisuración en Elementos Estructurales.....	32
3.3.2.3.1 Elementos Sometidos A Flexión (Vigas).....	32
3.3.2.3.2 Elementos Sometidos A Flexión (Muros Esbeltos).....	38
3.4 Comparación con Propuestas y Normas Extranjeras	42
3.4.1 Niveles De Desempeño.....	42
3.4.2 Niveles De Peligro Sísmico	43
3.4.3 Objetivos De Desempeño.....	43

3.4.4 Criterios De Aceptabilidad De Desempeño	44
Capítulo IV: Validación Numérica	48
4.1 Modelación Numérica Mediante Etabs 2015 V.15.2.2.....	48
4.2 Leyes De Materiales.....	48
4.2.1 Hormigón	48
4.2.2 Acero De Refuerzo	52
4.3 Especímen Rw1, Thomsen & Wallace (1995).....	54
4.3.1 Propiedades Del Material.....	55
4.3.2 Geometría	58
4.3.3 Cuantías De Refuerzo	59
4.3.4 Análisis De Respuesta Global: Carga Lateral vs. Desplazamiento De Techo ..	60
4.3.5 Análisis De Respuesta Local: Perfil Basal De Deformaciones	61
4.3.6 Análisis De Respuesta Local: Diagrama Momento Versus Rotación	62
4.4 Especímen Rw2, Thomsen & Wallace (1995)	62
4.4.1 Propiedades Del Material.....	63
4.4.2 Geometría	65
4.4.3 Cuantías De Refuerzo	65
4.4.4 Análisis De Respuesta Global: Carga Lateral vs. Desplazamiento De Techo ...	66
4.4.5 Análisis De Respuesta Local: Perfil Basal De Deformaciones	67
4.4.6 Análisis De Respuesta Local: Diagrama Momento Versus Rotación	68
4.5 Especímen Tw1, Thomsen & Wallace (1995)	69
4.5.1 Propiedades Del Material.....	69
4.5.2 Geometría.....	72
4.5.3 Cuantías De Refuerzo	72
4.5.4 Análisis De Respuesta Global: Carga Lateral vs. Desplazamiento De Techo ...	74
4.5.5 Análisis De Respuesta Local: Perfil Basal De Deformaciones	75
4.5.6 Análisis De Respuesta Local: Diagrama Momento Versus Rotación	77
Capítulo V: Evaluación Del Desempeño Sísmico Del Edificio En Estudio	79
5.1 Introducción	79
5.2 Descripción Del Edificio En Estudio.....	80
5.2.1 Descripción Del Sistema Estructural	82
5.3 Descripción De Daños	84
5.3.1 Identificación De Muros En Estudio.....	90
5.4 Análisis Elástico Modal-Espectral.....	91
5.4.1 Materiales	91
5.4.2 Modelo Numérico Para El Análisis Elástico.....	91
5.4.3 Análisis De Resultados	93
5.5 Análisis No Lineal Estático.....	96
5.5.1 Materiales	96
5.5.2 Modelo Numérico Para Análisis No Lineal	99
5.5.3 Análisis De Resultados.....	102
5.5.3.1 Análisis de Respuesta Global	102
5.5.3.2 Análisis de Respuesta Local	104
5.5.3.2.1 Muro X17	105
5.5.3.2.2 Muro Y17	110
5.5.3.2.3 Muro Y6.....	115

5.5.3.2.4 Muro Y7.....	120
5.5.3.2.5 Losas.....	125
Capítulo VI: Conclusiones.....	130
6.1 Conclusiones	130
6.2 Líneas Futuras de Investigación	131
Bibliografía	132
Anexo	
Anexo A: Control De Fisuración	138
Anexo B: Procedimiento Para Análisis No Lineal Estático En Programa Etabs.....	139
Anexo C: Edificio Antígona	148

ÍNDICE DE TABLAS

Capítulo I: Introducción.....	1
Capítulo II: Revisión Bibliográfica.....	4
Tabla 2.1 Filosofía de diseño sismoresistente – Desempeños esperados en Códigos Actuales 5	
Capítulo III: Análisis De La Propuesta Chilena De Diseño Basado En Desempeño.....	12
Tabla 3.1 Niveles de desempeño.....	13
Tabla 3.2 Resumen de requerimientos básicos.....	14
Tabla 3.3 Criterios de aceptación local para nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.....	16
Tabla 3.4 Criterios de aceptación local para nivel de desempeño de Capacidad de Deformación Adicional.....	17
Tabla 3.5 Características de edificios analizados	17
Tabla 3.6 Validación de límites propuestos por la norma chilena mediante ensayos experimentales.....	23
Tabla 3.7 Ancho de fisuras relacionadas con el nivel de desempeño según FEMA 35624	
Tabla 3.8 Ancho de fisuras relacionadas con el nivel de daño según FEMA 306 (1998)	25
Tabla 3.9 Ancho de fisuras residuales relacionadas con el nivel de daño	26
Tabla 3.10 Ancho de fisuras residuales relacionadas con el nivel de desempeño	26
Tabla 3.11 Cálculo de ancho de fisuras en vigas simplemente armada para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata	34
Tabla 3.12 Cálculo de ancho de fisuras en vigas simplemente armada para el nivel de desempeño de Capacidad de Deformación Adicional.....	34
Tabla 3.13 Cálculo de ancho de fisuras en vigas doblemente armada para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata	35
Tabla 3.14 Cálculo de ancho de fisuras en vigas doblemente armada para el nivel de desempeño de Capacidad de Deformación Adicional.....	35
Tabla 3.15 Cálculo de ancho de fisuras en vigas con dos capas a tracción para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata	36
Tabla 3.16 Cálculo de ancho de fisuras en vigas con dos capas a tracción para el nivel de desempeño de Capacidad de Deformación Adicional.....	36
Tabla 3.17 Resumen de ancho de fisuras con diferentes diámetros para nivel de desempeño de Ocupación Inmediata	37
Tabla 3.18 Resumen de ancho de fisuras con diferentes diámetros de barra para nivel de desempeño de Capacidad de Deformación Adicional.....	38
Tabla 3.19 Ancho de fisuras relacionadas con el nivel de desempeño y daño.....	38
Tabla 3.20 Cálculo de ancho de fisuras en muros rectangulares para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata	40
Tabla 3.21 Cálculo de ancho de fisuras en muros rectangulares para el nivel de desempeño de Capacidad de Deformación Adicional.....	40
Tabla 3.22 Resumen de anchos de fisuras en muros rectangulares para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata	41

Tabla 3.23	Resumen del cálculo de ancho de fisuración con diferentes diámetros de barra para el nivel de desempeño Capacidad de Deformación Adicional	41
Tabla 3.24	Ancho de fisuras relacionadas con el nivel de desempeño	41
Tabla 3.25	Comparación de niveles de desempeño de acuerdo a diferentes propuestas de diseño por desempeño	42
Tabla 3.26	Comparación de niveles de peligro sísmico con diferentes propuestas de normas de diseño basado en desempeño	43
Tabla 3.27	Comparación de niveles de peligro sísmico en función de la probabilidad de excedencia de acuerdo a diferentes propuestas de diseño por desempeño	43
Tabla 3.28	Comparación de objetivos de desempeño con diferentes propuestas de normas de diseño basado en desempeño	44
Tabla 3.29	Criterios de aceptación global con diferentes propuestas de normas de diseño basado en desempeño	45
Tabla 3.30	Medidas representativas para elementos de hormigón amado	46
Tabla 3.31	Medidas representativas para elementos de hormigón amado	47
Capítulo IV: Validación Numérica		48
Tabla 4.1	Propiedades del acero de refuerzo	55
Tabla 4.2	Propiedades del acero de refuerzo que se utilizaron para el modelamiento del muro RW1	56
Tabla 4.3	Propiedades del hormigón no confinado	57
Tabla 4.4	Propiedades del hormigón confinado que se utilizaron para el modelamiento	57
Tabla 4.5	Propiedades del acero de refuerzo que se utilizaron para el modelamiento	63
Tabla 4.6	Propiedades del hormigón no confinado	64
Tabla 4.7	Propiedades del hormigón confinado que se utilizaron para el modelamiento	64
Tabla 4.8	Propiedades del acero de refuerzo que se utilizaron para el modelamiento	69
Tabla 4.9	Propiedades del hormigón no confinado	70
Tabla 4.10	Propiedades del hormigón confinado que se utilizaron para el modelamiento	71
Capítulo V: Evaluación Del Desempeño Sísmico Del Edificio En Estudio		79
Tabla 5.1	Resumen de cargas distribuidas por área	84
Tabla 5.2	Resumen de daños	89
Tabla 5.3	Resumen de daños	90
Tabla 5.4	Propiedades nominales de los materiales	91
Tabla 5.5	Periodos obtenidos con primer modelo en ETABS	93
Tabla 5.6	Periodos obtenidos de un modelo con losas fisuradas en ETABS	93
Tabla 5.7	Comparación de periodos instrumental y modelos en ETABS	93
Tabla 5.8	Parámetros del análisis modal-espectral	95
Tabla 5.9	Propiedades del acero de refuerzo que se utilizaron para el modelamiento	96
Tabla 5.10	Recopilación de diferentes tipos de confinamiento	98
Tabla 5.11	Propiedades para el hormigón confinado y no confinado	98
Tabla 5.12	Desplazamiento objetivo	101

Tabla 5.13	Anchos de fisuras en muros afectados	129
Tabla 5.14	Anchos de fisuras en muros afectados	129
Capítulo VI:	Conclusiones.....	130
Referencias Bibliográficas		132
Anexo A: Control De Fisuración		138
Anexo B: Procedimiento Para Análisis No Lineal Estático En Programa Etabs.....		139
Anexo C: Edificio Antígona		148

ÍNDICE DE FIGURAS

Capítulo I: Introducción.....	1
Capítulo II: Revisión Bibliográfica.....	4
Figura 2.1 Esquema simplificado del diseño basado en fuerzas	6
Figura 2.2 Analogía de la cadena dúctil – Diseño por Capacidad.....	7
Figura 2.3 Esquema simplificado del diseño basado en desplazamientos	8
Figura 2.4 Esquema simplificado para la curva de capacidad con Pushover monotónico 11	
Capítulo III: Análisis De La Propuesta Chilena De Diseño Basado En Desempeño.....	12
Figura 3.1 Subducción de la placa oceánica de Nazca bajo la placa continental Sudamericana	12
Figura 3.2 Comparación entre ensayo experimental y modelo analítico en un perfil de deformaciones unitarias para muro rectangular de hormigón armado RW2 de Thomsen y Wallace	15
Figura 3.3 Comparación de resultados entre edificio dañado (edificio A) y edificio sin daño (edificio B)	18
Figura 3.4 Comparación entre resultados de edificios dañados.....	19
Figura 3.5 Probetas ensayadas sin confinamiento.....	19
Figura 3.6 Probetas ensayadas con confinamiento	20
Figura 3.7 Comportamiento de barras de acero a la fatiga. a.) Deformación unitaria constante del 1% b.) Deformación unitaria constante del 5%	21
Figura 3.8 Espaciamiento entre barras y recubrimientos para control de fisuración ..	31
Figura 3.9 Esquema simplificado del procedimiento para cálculo de ancho de fisuras	33
Figura 3.10 Parámetros principales de una viga simplemente armada	34
Figura 3.11 Parámetros principales de una viga doblemente armada.....	35
Figura 3.12 Parámetros principales de una viga doblemente armada con dos capas a tracción	36
Figura 3.13 Influencia del espesor del recubrimiento en anchos de fisuras (w_1 y w_2) ..	37
Figura 3.14 Esquema simplificado del procedimiento para el cálculo de ancho de fisuras en muros rectangulares	39
Figura 3.15 Parámetros principales de un muro rectangular para cálculo de fisuras..	40
Capítulo IV: Validación Numérica	48
Figura 4.1 Relación esfuerzo – deformación del modelo constitutivo del hormigón no confinado en compresión de Mander et al. (1984)	49
Figura 4.2 Calibración de modelo constitutivo para hormigón no confinado en compresión	49
Figura 4.3 Relación esfuerzo – deformación del modelo constitutivo del hormigón confinado de Saatcioglu y Razvi (1992)	51
Figura 4.4 Relación esfuerzo-deformación del modelo constitutivo del hormigón en tracción de Belarbi y Hsu (1995)	52
Figura 4.5 Relación esfuerzo – deformación del para el acero de refuerzo	52
Figura 4.6 Efecto de la rigidez a tensión en barras de acero de refuerzo	53

Figura 4.7 Relación esfuerzo-deformación del para barras de acero de refuerzo en tracción embebidas en hormigón por Belarbi y Hsu (1994).....	54
Figura 4.8 Dimensiones del muro RW1	54
Figura 4.9 Calibración del modelo de acero de refuerzo para el espécimen RW1	55
Figura 4.10 Calibración del modelo de acero de refuerzo para el espécimen RW1.....	56
Figura 4.11 Calibración del modelo constitutivo del hormigón confinado y no confinado para el espécimen RW1.....	58
Figura 4.12 Dimensiones elementos finitos para el ensayo del muro	59
Figura 4.13 Detalles del acero de refuerzo para el espécimen RW1 modelado por Thomsen y Wallace (1995)	59
Figura 4.14 Cuantías de armadura horizontal y vertical.....	60
Figura 4.15 Comparación entre modelo vs. datos experimentales – Capacidad vs. Desplazamiento	61
Figura 4.16 Comparación entre modelo vs. datos experimentales – Perfil de desplazamientos	61
Figura 4.17 Comparación entre modelo vs. datos experimentales – Deformaciones basales muro RW1	62
Figura 4.18 Comparación entre modelo vs. datos experimentales – Diagrama momento vs. rotación.....	62
Figura 4.19 Calibración del modelo de acero de refuerzo para el espécimen RW2	63
Figura 4.20 Calibración del modelo constitutivo del hormigón confinado y no confinado para el espécimen RW2	65
Figura 4.21 Detalles del acero de refuerzo para el espécimen RW2 modelado por Thomsen y Wallace (1995)	66
Figura 4.22 Comparación entre modelo vs. datos experimentales – Capacidad vs. Desplazamiento	67
Figura 4.23 Comparación entre modelo vs. datos experimentales – Perfil de desplazamientos	67
Figura 4.24 Comparación entre modelo vs. datos experimentales – Deformaciones basales.....	68
Figura 4.25 Comparación entre modelo vs. datos experimentales – Diagrama momento vs. rotación.....	68
Figura 4.26 Dimensiones del muro TW1	69
Figura 4.27 Calibración del modelo de acero de refuerzo para el espécimen TW1.....	70
Figura 4.28 Calibración del modelo constitutivo del hormigón confinado y no confinado para el espécimen TW1.....	71
Figura 4.29 Dimensiones elementos finitos para el modelo numérico del muro TW1.	72
Figura 4.30 Detalles del acero de refuerzo para el espécimen TW1 modelado por Thomsen y Wallace (1995)	73
Figura 4.31 Cuantías de armadura horizontal y vertical.....	73
Figura 4.32 Comparación entre modelo vs. datos experimentales – Capacidad vs. Desplazamiento	74
Figura 4.33 Análisis de sensibilidad para el modelo TW1	75
Figura 4.34 Comparación entre modelo vs. datos experimentales – Perfil de desplazamientos	75
Figura 4.35 Comparación entre modelo vs. datos experimentales – Deformaciones basales en el alma	76

Figura 4.36 Comparación entre modelo vs. datos experimentales – Deformaciones basales en el alma	76
Figura 4.37 Comparación entre modelo vs. datos experimentales – Deformaciones basales en el ala	76
Figura 4.38 Comparación entre modelo vs. datos experimentales – Diagrama momento vs. rotación.....	77
Capítulo V: Evaluación Del Desempeño Sísmico Del Edificio En Estudio	79
Figura 5.1 Modelo de capas para el modelo no lineal tipo I	79
Figura 5.2 Modelo de capas para el modelo no lineal tipo II	80
Figura 5.3 Vista en planta de un piso tipo.....	81
Figura 5.4 Vista en planta del primer subterráneo	82
Figura 5.5 Muros definidos en la dirección X-Planta 1er.Piso	83
Figura 5.6 Muros definidos en la dirección Y- Planta 1er.Piso.....	83
Figura 5.7 Esquema de daños – Planta 1er.Piso	85
Figura 5.8 Muro X17 – Daño en fachada norte.....	85
Figura 5.9 Muro Y17 – Daño en fachada oriente	86
Figura 5.10 Muro Y6 – Daño en subterráneo 1.....	86
Figura 5.11 Muro Y7 – Daño en piso 1.....	87
Figura 5.12 Losa – Daño en piso 1.....	87
Figura 5.13 Muro X7 – Daños menores	88
Figura 5.14 Muro X14/Y18 – Daños menores.....	88
Figura 5.15 Vista en planta de muros con daños considerables	90
Figura 5.16 Dimensiones elementos finitos para el análisis lineal elástico.....	92
Figura 5.17 Dimensiones elementos finitos para el análisis lineal elástico	92
Figura 5.18 Muestra de resultados de instrumentación	94
Figura 5.19 Comparación de periodos instrumental y modelos en ETABS	94
Figura 5.20 Espectro de diseño para modelo lineal elástico sin daños.....	94
Figura 5.21 Resultados en términos de cortante y momento	95
Figura 5.22 Derivas de piso para el modelo sin daños y el modelo agrietado.....	96
Figura 5.23 Modelo constitutivo del acero de refuerzo	97
Figura 5.24 Parámetros considerados para establecer el hormigón confinado	97
Figura 5.25 Modelo constitutivo del hormigón confinado y no confinado	98
Figura 5.26 Número de capas para modelar el comportamiento no lineal.....	99
Figura 5.27 Cálculo de anchos equivalentes	100
Figura 5.28 Dimensiones elementos finitos para el análisis no lineal	100
Figura 5.29 Espectro de respuesta elástico.....	101
Figura 5.30 Patrón lateral de carga push-over	101
Figura 5.31 Número de capas para modelar el comportamiento no lineal. a.) Modelo I b.) Modelo II.....	102
Figura 5.32 Curva de capacidad para modelo no lineal II (considerando hormigón confinado).....	103
Figura 5.33 Esquema de análisis de distorsión por planta.....	103
Figura 5.34 Distorsión por planta para modelo no lineal II (considerando Hormigón Confinado)	104
Figura 5.35 Derivas de entrepiso para modelo no lineal I y II (considerando Hormigón No Confinado y Confinado).....	104
Figura 5.36 Muro X17 – Elevación estructural	105

Figura 5.37 Ubicación en planta del muro X17	106
Figura 5.38 Carga axial para el muro X17 a.) Modelo Lineal Modal-Espectral b.) Modelo No Lineal Estático	106
Figura 5.39 Análisis por corte para el muro X17.....	107
Figura 5.40 Análisis por corte para el muro X17	107
Figura 5.41 Esquema de cálculo para la desangulación.....	108
Figura 5.42 Desangulaciones para desplazamiento de 15.5 [cm] para el muro X17 ...	109
Figura 5.43 Desangulaciones para desplazamiento de 24.5 [cm] para el muro X17 ..	109
Figura 5.44 Muro Y17 – Elevación estructural	110
Figura 5.45 Ubicación en planta del muro Y17	110
Figura 5.46 Carga axial para el muro Y17 a.) Modelo Lineal Modal-Espectral b.) Modelo No Lineal Estático	111
Figura 5.47 Análisis por corte para el muro Y17	112
Figura 5.48 Análisis por corte para el muro X17	112
Figura 5.49 Esquema de cálculo para la desangulación	113
Figura 5.50 Desangulaciones para desplazamiento de 15.5 [cm] para el muro Y17	114
Figura 5.51 Desangulaciones para desplazamiento de 24.5 [cm] para el muro Y17	114
Figura 5.52 Muro Y6 – Elevación estructural.....	115
Figura 5.53 Ubicación en planta del muro Y6.....	115
Figura 5.54 Carga axial para el muro Y6 a.) Modelo Lineal Modal-Espectral b.) Modelo No Lineal Estático	116
Figura 5.55 Análisis para el muro Y6 a.) Análisis a Flexión b.) Momento vs. Desplazamiento de Techo con Análisis No Lineal Estático	117
Figura 5.56 Esquema de cálculo para la deformación unitaria	117
Figura 5.57 Deformaciones unitarias a flexión para desplazamiento de 15.5 [cm] para el muro Y6	118
Figura 5.58 Deformaciones unitarias a flexión para desplazamiento de 24.5 [cm] para el muro Y6.....	119
Figura 5.59 Deformaciones unitarias a flexión muro Y6.....	119
Figura 5.60 Muro Y7 – Elevación estructural.....	120
Figura 5.61 Ubicación en planta del muro Y7	121
Figura 5.62 Carga axial para el muro Y7 a.) Modelo Lineal Modal-Espectral b.) Modelo No Lineal Estático	121
Figura 5.63 Análisis para el muro Y7 a.) Análisis a Flexión b.) Momento vs. Desplazamiento de Techo con Análisis No Lineal Estático	122
Figura 5.64 Esquema de cálculo para la desangulación	122
Figura 5.65 Deformaciones unitarias a flexión para desplazamiento de 15.5 [cm] para el muro Y7.....	123
Figura 5.66 Desangulaciones para desplazamiento de 24.5 [cm] para el muro Y7	124
Figura 5.67 Deformaciones unitarias a flexión muro Y7	125
Figura 5.68 Ubicación en planta de losas acopladas	125
Figura 5.69 Análisis por corte en losas acopladas	126
Figura 5.70 Análisis por flexión en losas acopladas. a.) Dirección Longitudinal b.) Dirección Transversal.....	126
Figura 5.71 Deformaciones unitarias a flexión para desplazamiento de 24.5 [cm] para el muro Y6	127
Figura 5.72 Deformaciones unitarias a flexión para desplazamiento de 24.5 [cm] para el muro Y17	128

CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES	130
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	132
ANEXO A: CONTROL DE FISURACIÓN.....	138
ANEXO B: PROCEDIMIENTO PARA ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO EN PROGRAMA ETABS	139
Figura B.1 Definición del material no lineal de forma manual.....	139
Figura B.2 Definición del material no lineal de forma automática	140
Figura B.3 Curva esfuerzo-deformación dado por el modelo simple	140
Figura B.4 Curva esfuerzo-deformación dado por el modelo de Mander et. Al (1984)	141
Figura B.5 Elemento de borde del muro Y6 del edificio Antígona	142
Figura B.6 Caracterización en capas del elemento de borde de forma automática	142
Figura B.7 Caracterización en capas del elemento de borde de forma manual.....	143
Figura B.8 Caracterización en capas del elemento de borde de forma manual	144
Figura B.9 Definición de secuencia del análisis no lineal estático	144
Figura B.10 Definición carga push. a.) Patrón de carga b.) Esquema de carga distribuida en losa	145
Figura B.11 Casos de Carga a.) Cargas Gravitacionales b.) Carga Pushover	146
Figura B.12 Parámetros de control por desplazamiento en caso de carga para el análisis no lineal	146
Figura B.13 Parámetros no lineales de convergencia para el caso de carga del análisis	147
ANEXO C: EDIFICIO ANTIGONA	148

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN

Debido a los terremotos suscitados en los últimos años a lo largo del mundo, como los ocurridos en Estados Unidos, Chile, Japón, Italia, Ecuador, Nueva Zelanda entre otros; se ha podido observar que las estructuras diseñadas bajo un concepto sismoresistente no sufrieron el colapso, pero si en algunos casos pérdidas económicas de gran importancia, porque para el diseño sísmico de las estructuras ocupado hoy en día en muchas normas no existe una definición clara de objetivos de desempeño frente a sismos de diferentes intensidades, por lo que simplemente el objetivo principal es prevenir el colapso y salvaguardar la vida.

Por otro lado, los principios o filosofías de diseño por desempeño son una alternativa más viable para el planteamiento del diseño sísmico con el fin de obtener estructuras más seguras y así satisfacer las necesidades de las sociedades modernas.

A mediados de los años 90 debido principalmente a evaluaciones y mejoras en edificios existentes, la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) estableció el Comité Visión 2000 con el fin de impulsar el desarrollo de la filosofía del diseño por desempeño, además destacan las Propuestas de Evaluación Sísmica (ATC-40, 1996), a lo largo de los años ha tenido un crecimiento con la Guía para la Rehabilitación Sísmica de Edificios (FEMA356/ASCE, 2000), la Guía para el Diseño Sísmico Basado en Desempeño en Edificios Altos (PEER-TBI, 2010), el Estándar de Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Edificaciones Existentes (ASCE/SEI 41-13, 2013) y el Documento para el Diseño Estructural de Edificios Altos de Los Ángeles (LATBSDC, 2014).

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

Validar los diferentes límites para los distintos niveles de desempeño propuestos para la sismicidad chilena en edificios de muros de hormigón armado mediante el estudio de ensayos experimentales, de un control de fisuración y con el comportamiento de un edificio que sufrió daño durante el terremoto del 2010.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analizar los niveles de desempeño sísmico que proponen las distintas normas extranjeras utilizadas para la investigación de este proyecto.
- Comparar los valores propuestos como límites para los niveles de desempeño establecidos para la configuración estructural de Chile con las propuestas de las distintas normas extranjeras existentes en estudio.
- Validar teóricamente los límites propuestos de desempeño sísmico por el Sub-comité N°7 de ACHISINA mediante la recopilación de ensayos experimentales disponibles en la literatura y realizados en la Universidad de Chile, con los cuales se corroboran niveles de

deformación, para los distintos niveles de desempeño propuestos para la sismicidad chilena.

- Validar un modelo numérico de un edificio de uso residencial típico chileno que contiene vigas acopladas, columnas, muros cortos de hormigón armado y segmentos de muros, el cual sufrió daño debido al terremoto del 27 de febrero del 2010.
- Comprobar los límites propuestos para la configuración estructural de Chile mediante la evaluación sísmica de desempeño en un modelo numérico previamente validado de un edificio de uso residencial típico chileno.

1.3 ORGANIZACIÓN

CAPÍTULO 1: INTRODUCCION

En el presente capítulo se muestra la motivación del trabajo, los objetivos (principales y secundarios).

CAPITULO 2: REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

Éste capítulo se enfoca en estudiar los diferentes tipos de diseño sísmico hasta su evolución al diseño basado en desempeño, a la vez se expone la metodología que envuelve la evaluación de desempeño sísmico en una estructura.

CAPÍTULO 3: ANALISIS DE LA PROPUESTA CHILENA DEL DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO

En éste capítulo se presenta un análisis de la propuesta chilena de diseño basado en desempeño de acuerdo a ACHISINA (2014), para esto se comienza con la descripción de la propuesta, en conjunto con una comparación con las guías de diseño como SEAOC-Visión 2000 (1995), ATC-40 (1996), FEMA 356 (2000), PEER-TBI (2010) y LATBSDC (2014). Luego, se presenta la validación de los límites para cada nivel de desempeño de la propuesta chilena mediante una recopilación de ensayos experimentales de Massone, Polanco y Herrera (2014), Hamasaki (2013), Herrera (2014) y Cáceres (2012) realizados en la Universidad de Chile y esta validación se complementa con un análisis de control de fisuración basados en las investigaciones de Gergely & Lutz (1968), Frosch (1999) y Piyasena et al (2003).

CAPÍTULO 4: VALIDACIÓN NUMÉRICA

En éste capítulo se presenta la calibración numérica de un programa comercial para el análisis de estructuras de hormigón armado y acero ETABS 2015 v.15.2.2 (CSI:Computers & Structures, 2015), mediante la comparación entre los resultados de la modelación y los resultados de ensayos experimentales de muros rectangulares y muros en forma de T (Thomsen & Wallace, 1995). Para modelar el comportamiento no lineal de los muros de hormigón armado se realiza un análisis no lineal estático mediante elementos finitos tipo shell en capas usando diversas leyes constitutivas de los materiales acero y hormigón. Entre los resultados que se obtienen de la modelación están el perfil de desplazamientos, perfil de deformaciones basales, curva de capacidad y curva momento – rotación.

CAPITULO 5: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO

En éste capítulo se describe el edificio, el cual fue diseñado en el año 2004 en Viña del Mar (Concha, 2011); (Leiva G. et.al., 2010), para el cual se realiza un modelo matemático con las características que tenía la estructura antes del terremoto del 27 de Febrero del 2010 con el fin de poder representar adecuadamente el comportamiento inelástico y daños que sufrió la estructura, con un análisis no lineal estático realizado en el programa ETABS2015 vs.15.2.2 aplicando el método de diseño por desempeño.

CAPITULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se presenta las conclusiones, recomendaciones y las futuras líneas de investigación que pueden llevarse a cabo con este tópico de investigación.

CAPÍTULO II: REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

2.1 EVOLUCIÓN DE METODOLOGÍAS DE DISEÑO SISMORESISTENTE

El objetivo básico de la ingeniería sísmica es asegurar que las edificaciones se comporten de manera apropiada durante los eventos sísmicos que se sucedan durante su vida útil. Aunque existen reglamentos de construcción desde el año 1923, es a partir del sismo de Kanto que arrasó la ciudad de Tokio que se estableció la primera norma de construcciones con parámetros sísmicos. (Murota, 1995)

Pero es a partir de los años 50 que surgen los conceptos de estado límite de resistencia y de estado límite de servicio, además aparecieron los coeficientes de capacidad de disipación de energía sísmica debido a la baja periodicidad de los sismos de gran intensidad lo cual permite reducir valores de demanda. (Ospina, 2012)

Durante muchos años, la filosofía que más se utilizaba es la del diseño basado en fuerzas, sin embargo, con el paso del tiempo han ido evolucionando las diferentes metodologías de diseño sísmico, porque en las prácticas con este tipo de diseño se ha reconocido que la resistencia no representa adecuadamente el comportamiento de una estructura durante un sismo para el cumplimiento de un objetivo de desempeño en particular. Estas limitaciones se centran en el uso de factores de modificación de respuesta, establecidos independientemente del periodo y el desplazamiento de fluencia que están inherentes en el método de diseño basado en fuerzas.

Por lo que en los años 60 se desarrolló por J.P. Hollings originalmente en Nueva Zelanda el concepto de la metodología de diseño por capacidad, cuyo objetivo es prever o seleccionar la forma de falla deseada de los sistemas estructurales, eligiendo las fallas por flexión a las fallas a cortante por no ser súbitas.

A pesar de los avances mencionados, eventos sísmicos que se han suscitado de magnitud relativamente pequeña han dejado como consecuencia daños con deterioros importantes en las estructuras, lo que ha mostrado una relación directa entre daño y deformación, por lo que métodos de diseño basados en desplazamientos, están siendo investigados como medios alternativos para satisfacer objetivos de desempeño.

Estos métodos se enfocan en estados límite adecuados en las estructuras para distintos niveles de intensidad sísmica, sin embargo, con el fin de cumplir un objetivo de desempeño ante una intensidad sísmica, los avances han dado como resultado el diseño basado en desempeño, en el cual uno de sus criterios es controlar daños locales en los elementos estructurales y el daño global en la estructura, analizando de tal manera la acumulación de estos daños en los ciclos de carga y descarga que causa el evento sísmico y controlando los desplazamientos y las ductilidades.

2.2 FILOSOFÍA DEL DISEÑO SISMORESISTENTE

La gran mayoría de normas de diseño sismoresistente del mundo coincide en que los objetivos generales deben seguir los siguientes principios que se detallan a continuación y se muestran en la Tabla 2.1:

- Prevenir daños no estructurales en temblores o terremotos pequeños, que pueden ocurrir frecuentemente durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales y hacer que los no estructurales sean mínimos para terremotos moderados.
- Evitar el colapso en terremotos intensos y de larga duración los cuales pueden ocurrir raras veces.

Tabla 2.1 Filosofía de diseño sismoresistente – Desempeños esperados en Códigos Actuales

Intensidad de Terremoto	Frecuencia de Ocurrencia	Desempeño Deseado
Menor	Algunas veces durante la vida útil	Sin daño en componentes estructurales y no estructurales
Moderado	Una o más veces durante la vida útil	Daños limitados a componentes no estructurales y daños insignificantes en componentes estructurales
Mayor (Catastrófico - 10% excedencia en 50 años)	Evento raro e inusual	Sin colapso de la estructura con un daño tal que asegure la vida de las personas

Fuente: International Building Code (2012), www.peer.berkeley.edu

2.3 METODOLOGÍAS DE DISEÑO SISMORESISTENTE

A continuación, exponen diferentes tipos de metodología de diseño sismoresistente:

2.3.1 DISEÑO BASADOS EN FUERZAS

La filosofía del diseño sísmico basado en fuerzas consiste en diseñar los elementos estructurales en base a los resultados obtenidos de un análisis lineal, por ejemplo utilizando fuerzas derivadas de espectros de diseño elásticos, afectados por factores de reducción, los cuales consideran el comportamiento inelástico de las estructuras, es decir, que consideran intrínsecamente la aceptación de daño en ciertos elementos estructurales durante sismos intensos (López & Ayala, 2013).

Éste método consiste en garantizar que la capacidad de los elementos estructurales sea mayor a la demanda a la que se verá sometida la estructura.

Si los desplazamientos y las vibraciones superan los establecidos previamente, se debe comenzar nuevamente el proceso de diseño basado en fuerzas, rigidizando la estructura a tal punto que los desplazamientos se ajusten a los valores establecidos.

Mediante un esquema (Ver Figura 2.1) se resume el procedimiento que envuelve el diseño basado en fuerzas:

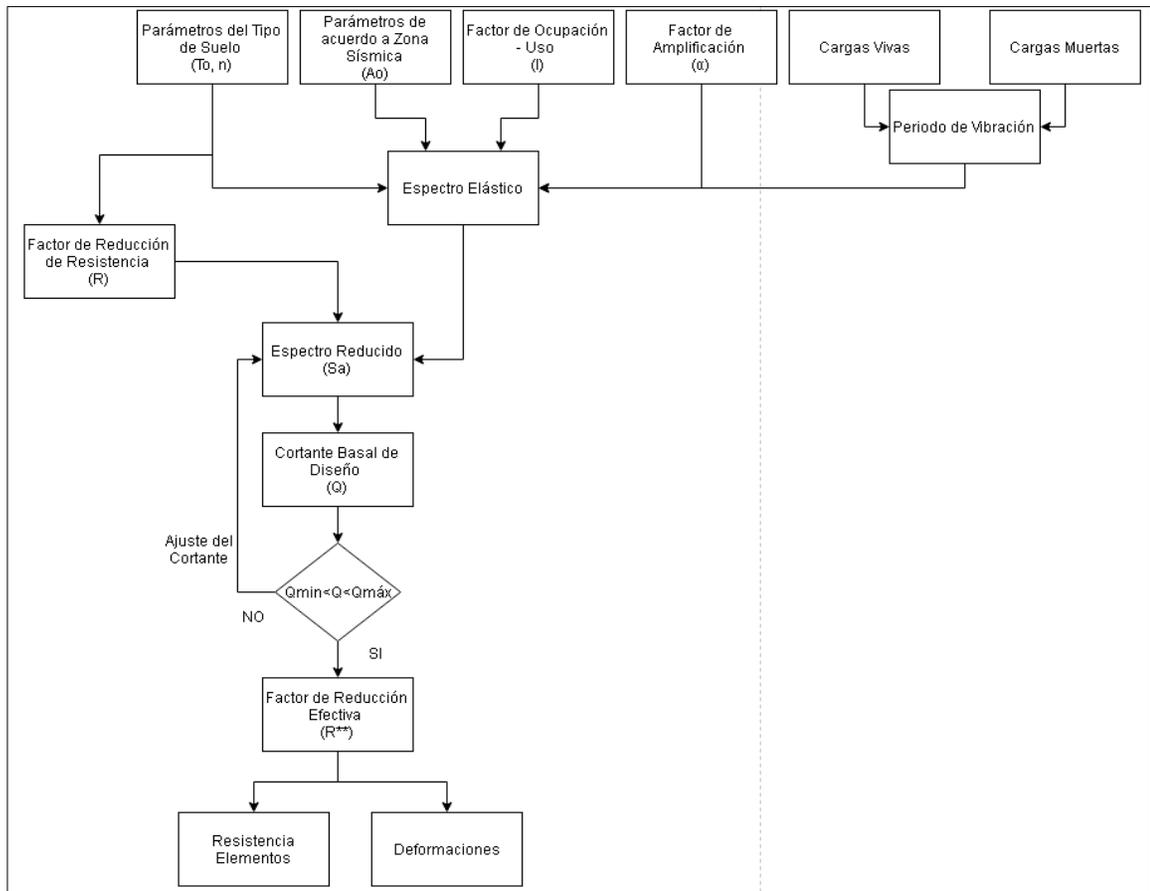


Figura 2.1 Esquema simplificado del diseño basado en fuerzas
Fuente: Elaboración Propia

En resumen, el diseño basado en fuerzas considera que la capacidad de desplazamiento elástico es proporcional a la resistencia, generaliza la capacidad de ductilidad de las estructuras, es decir se utilizan factores de reducción para reducir la demanda elástica de resistencia, induciendo así demanda de ductilidad en la estructura, y éstos factores están relacionados con la capacidad de ductilidad atribuida a la estructura o a un sistema estructural, es decir, asumen que todas las estructuras dentro de un sistema estructural alcanzan la misma demanda de ductilidad durante el sismo de diseño y utiliza el análisis elástico como herramienta de diseño

Si bien éste método incluye al final del procedimiento una revisión indirecta de desplazamientos o distorsiones de entrepiso e índices de desempeño, éstos no son capaces de garantizar el desempeño estructural de manera eficiente (López & Ayala, 2013), es por tal que el diseño basado en desplazamientos ha sido desarrollado como una herramienta para el diseño sísmico de estructuras.

2.3.2 DISEÑO POR CAPACIDAD

La filosofía del diseño por capacidad se desarrolló para asegurar que la fluencia ocurra sólo en zonas dúctiles escogidas, como una estrategia de diseño para evitar el colapso ante sismos severos (Piqué del Pozo, 2004).

Algunos de los principios en los que se basa este procedimiento son (Burgos & Piqué del Pozo, 2007):

- Las zonas de comportamiento inelástico son clara y previamente definidas y diseñadas para alcanzar la resistencia necesaria.
- Las formas indeseables de deformación inelástica (fallas por corte o anclaje) deben evitarse, asegurándose que su resistencia sea mayor a la capacidad incluyendo la sobrerresistencia de las rótulas plásticas.
- Las zonas potencialmente frágiles, o elementos que no puedan estar aptos para disipar energía, se protegen asegurando que su resistencia sea mayor que las demandas que se originan por la sobrerresistencia flexional de las rótulas plásticas.

El objetivo del diseño por capacidad es conseguir una estructura tolerante a los desplazamientos impuestos por el sismo y que en caso de fluir sea con un comportamiento deseado y conocido. Por ejemplo, si el comportamiento de un sistema estructural puede representarse mediante una cadena (Ver Figura 2.2), toda cadena se rompe por el eslabón más débil, pero si ese eslabón más débil es diseñado expresamente para que antes de romperse se comporte como si fuera dúctil, entonces toda la cadena se comportará como dúctil, aunque el resto de los eslabones no lo sean.

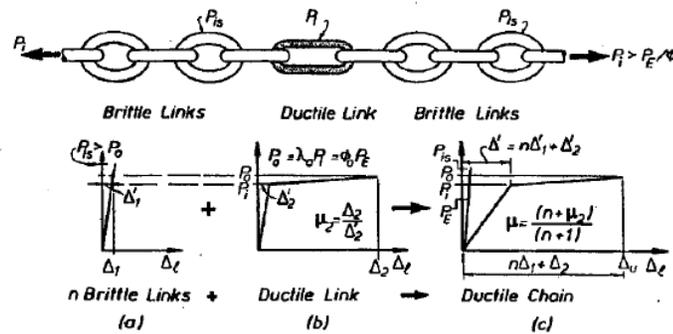


Figura 2.2 Analogía de la cadena dúctil – Diseño por Capacidad
Fuente: Paulay & Priestley (1992)

La fuerza que se aplica a todos los eslabones de la cadena es la misma, por consiguiente, si se provee a los eslabones frágiles con una resistencia mayor que la máxima o resistencia real (sobrerresistencia) que pueda tener el eslabón frágil, se habrá conseguido una cadena dúctil que resiste la fuerza aplicada. (Paulay & Priestley, 1992)

2.3.3 DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS

El método de diseño basado en desplazamientos puede definirse como un procedimiento en el cual los desplazamientos de la estructura, asociados a las deformaciones de acuerdo a las leyes constitutivas de los materiales, son empleados como criterio básico de diseño, por lo que los desplazamientos se utilizan directamente como criterios de aceptación del desempeño, lo cual contrasta con el diseño basado en fuerzas, donde el criterio de aceptación de una estructura frente a un sismo se basa en la comparación de la fuerza actuante y la fuerza resistente. (Ospina, 2012).

Este diseño se desarrolla estableciendo un desplazamiento objetivo, la resistencia y rigidez no se consideran como variables de diseño sino como resultados finales del diseño,

es decir, éste método verifica el equilibrio de la sección de cada elemento estructural, basado en la compatibilidad de deformaciones y luego éstas se utilizan para calcular los desplazamientos de la estructura y las propiedades mecánicas finales de los elementos estructurales con el fin de comprobar el periodo de vibración de la estructura.

Esta filosofía fue motivada porque los daños en un elemento estructural dúctil pueden ocurrir a través de la formación de una rótula plástica a flexión y la extensión del daño está relacionada con la cantidad de deformación en la rótula plástica, que a su vez puede estar relacionada con el desplazamiento, mientras que las fuerzas que actúan en el elemento son una medida mucho menos directa del daño, ya que no cambian tan significativamente una vez que comience la fluencia.

El procedimiento de diseño basado en desplazamientos se resume a los siguientes pasos (Suárez, 2009):

- Dimensionamiento inicial de los elementos estructurales.
- Determinación del desplazamiento de diseño, basándose en los estados límites de deformación u otros aplicables.
- Determinación del amortiguamiento viscoso efectivo, basándose en las demandas de ductilidad para el desplazamiento de diseño.
- Determinación de la rigidez requerida y resistencia, usando un espectro de desplazamiento.

A continuación, se presenta un esquema (Ver Figura 2.3) del diseño basado en desplazamientos:

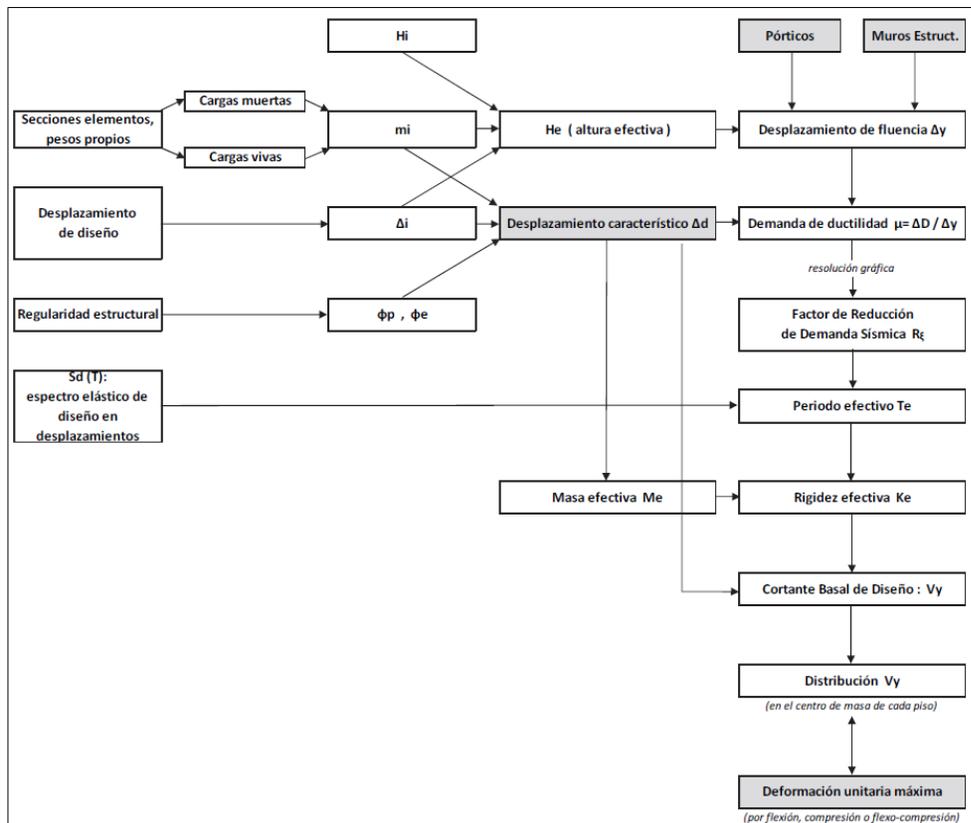


Figura 2.3 Esquema simplificado del diseño basado en desplazamientos

Fuente: Ordoñez (2015)

2.3.4 DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO

La experiencia de sismos recientes ha puesto en evidencia una importante limitación del enfoque implícito en los códigos de diseño sísmico debido a que el desempeño de una edificación durante un sismo no está dado de manera explícita en los códigos y los enfoques empleados no conducen a un eficiente control de daños ni a una plena satisfacción de la filosofía de diseño sismoresistente. (Bertero, 1992)

Es por eso que se han impulsado una serie de propuestas para la evaluación y diseño de edificaciones basadas en los conceptos de desempeño sísmico, donde la aceptación de los diferentes niveles de daños se determina basado en la frecuencia con los cuales estos daños ocurren minimizando el costo total esperado.

El término desempeño pretende designar el comportamiento global de la construcción, en relación con los principales aspectos envueltos: protección de la vida de sus ocupantes, posibles daños estructurales y grado de reparabilidad, daños no estructurales (incluyendo equipos e instalaciones) y efectos en la ocupación o el funcionamiento.

Dentro del diseño basado en el desempeño sísmico, se engloban aquellas metodologías según las cuales los criterios estructurales se expresan en términos de determinados niveles de desempeño.

La valoración del desempeño estructural debe atender a la suma de eventos sísmicos sin limitarse a los sismos severos, distinguiendo entre sismos frecuentes, sismos ocasionales, sismos excepcionales y sismos extremos.

En razón de los diversos grados de amenaza sísmica, del uso de las construcciones y de la clase de comportamiento estructural se conciben diferentes Estados Límites de Desempeño (SEAOC-Vision 2000 Committee, 1995):

- Estado Límite de Operación: Daños no estructurales poco importantes, respuesta estructural elástica.
- Estado Límite de Servicio: Daños estructurales menores, operatividad mantenida.
- Estado Límite de Seguridad: Daños estructurales reparables, evacuación posible, operatividad restringida.
- Estado Límite de Capacidad: Daños prácticamente irreparables, aunque estable verticalmente, evacuación posiblemente obstruida pero la población substancialmente amparada.
- Estado Límite de Colapso: Desplome parcial o total.

Entre las principales propuestas que impulsaron el desarrollo de estos conceptos destacan las recomendaciones del SEAOC-Visión 2000 (1995) y las propuestas del ATC-40 (1996) y con el paso de los años aparecen más propuestas entre ellas ASCE/SEI 41-13 (2013). LATBSDC (2014), PEER-TBI (2010), FEMA 273 (1997), FEMA 356 (2000) y FEMA 440 (2005) (englobando éste último a las dos anteriores), las cuales van a ser abordadas más adelante.

2.3.4.1 PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS

La Agencia Federal de Administración de Emergencias tanto FEMA 273 (1997) como FEMA 356 (2000) establece algunos procedimientos de análisis con diferentes niveles de jerarquía, donde la determinación del desempeño de la edificación será más precisa a mayor jerarquía, pero asimismo los recursos numéricos e informáticos y datos de entrada requeridos serán mayores. A continuación, se van a mostrar los diferentes procedimientos de menor a mayor jerarquización:

▪ **Análisis Lineal**

Los procedimientos lineales mantienen el uso tradicional del diagrama esfuerzo-deformación en el rango lineal. Dentro de este tipo de análisis se encuentran:

○ Análisis Estático Lineal

Este tipo de análisis es adecuado sólo para edificios regulares, cuya respuesta está principalmente dentro del rango elástico.

○ Análisis Dinámico Lineal

Este análisis sirve para modelar edificios irregulares cuya respuesta esté dentro del rango elástico.

▪ **Análisis No Lineal**

Dentro de este tipo de análisis están:

○ Análisis Estático No Lineal

También llamado “Análisis Pushover”, el cual usa técnicas no lineales simplificadas para estimar las deformaciones sísmicas estructurales.

○ Análisis Dinámico No Lineal

También conocido como “Análisis Tiempo-Historia No Lineal”, el cual es el método más completo de análisis, ya que modela tanto los efectos dinámicos como la respuesta inelástica, pero conlleva mucho juicio crítico y experiencia, además de mayor costo computacional.

2.3.4.2 ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO

Es una técnica simple y eficiente para determinar la capacidad, resistencia y deformación de una estructura, bajo la acción de un vector de fuerzas o desplazamientos que se incrementan gradualmente y que representan el patrón esperado de las fuerzas de inercia o de los desplazamientos de respuesta de la estructura, estos vectores son aplicados monotónicamente y ante carga gravitacional constante.

Se utiliza este tipo de análisis para la aplicación del diseño basado en desempeño, en el cual los dos elementos fundamentales de un procedimiento de diseño basado en desempeño son la demanda y la capacidad, la demanda como una representación del movimiento sísmico y la capacidad que tiene la estructura para resistir la demanda sísmica, para lo que se utiliza este tipo de análisis.

▪ **Capacidad sísmica**

La capacidad total de una estructura depende de las capacidades de resistencia y deformación de los componentes individuales. Para ello es necesario utilizar un análisis

no lineal estático o un análisis no lineal dinámico incremental, con el fin de obtener una representación que relacione el cortante basal y los desplazamientos en el nivel superior de la estructura.

Esta investigación se enfoca en el análisis no lineal estático “Pushover” para el cual se aplican un perfil de fuerzas horizontales, las cuales se van incrementado de manera monótonica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Este procedimiento usa una serie de análisis secuenciales elásticos, superpuestos hasta aproximar un diagrama de capacidad (fuerza-desplazamiento). El modelo matemático de la estructura es modificado para tomar en cuenta la resistencia reducida producto de la fluencia de los componentes, proceso que se repite hasta que la estructura llegue a ser inestable o hasta que un predeterminado límite sea alcanzado.

La curva de capacidad es generalmente construida para representar la respuesta del primer modo de la estructura basado en la suposición que el modo fundamental de la vibración es la respuesta predominante de la estructura, lo que lo hace válido para estructuras con periodos fundamentales de vibración no mayor a un segundo, por lo que para estructuras más flexibles el análisis debería considerar el efecto de los modos más altos (Díaz, 2003).

A continuación, se muestra un esquema (Ver Figura 2.4) para la realización del diagrama de capacidad o curva Pushover:

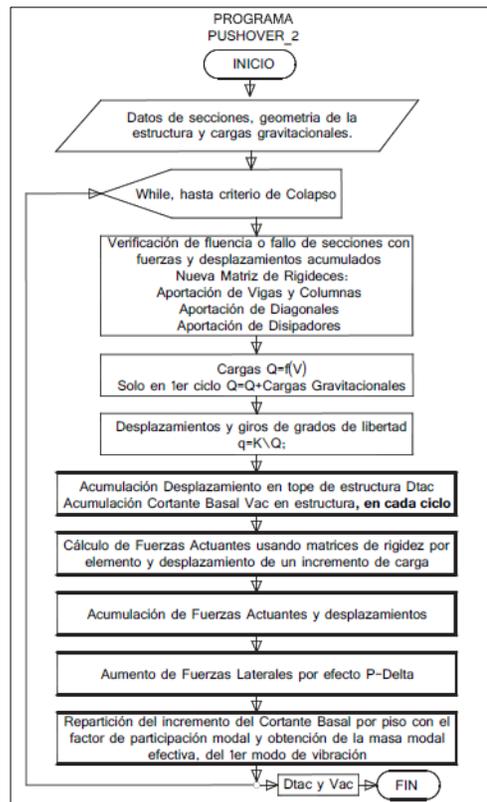


Figura 2.4 Esquema simplificado para la curva de capacidad con Pushover monótonico
Fuente: Mora (2015)

CAPÍTULO III: ANÁLISIS DE LA PROPUESTA CHILENA DE DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO

3.1 INTRODUCCIÓN

La finalidad de las disposiciones de los códigos es entregar un nivel mínimo de seguridad para los edificios proyectados. Sin embargo, las disposiciones contienen muchos requisitos que no son específicamente aplicables a los edificios altos, los cuales pueden resultar en diseños que no son óptimos, tanto desde la perspectiva del costo como de la seguridad.

Debido a los avances en las metodologías de diseño basadas en el diseño por desempeño y la eficacia comprobada de los principios de diseño por capacidad, el Comité de la Norma NCh433 (ACHISINA, 2014) consideró la necesidad de realizar un estudio para establecer límites propios para cada nivel de desempeño considerando el sistema y configuración estructural utilizada en Chile, con lo cual se estableció un documento presentado como “Procedimiento Alternativo para el Análisis y Diseño Sísmico de Edificios Altos” cuyo propósito es proporcionar un método alternativo basado en desempeño complementario a la Norma Chilena de Diseño Sísmico de Edificios (NCh433Of96, 2012), para el análisis y diseño sísmico de edificios altos para obtener un comportamiento predecible y seguro al ser sometidos a los movimientos sísmicos.

Esta propuesta se basa en los principios de diseño por capacidad y utiliza respuestas estructurales de análisis no lineal y el comportamiento de los materiales.

3.2 PROPUESTA DE NORMA CHILENA DE DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO

La sismicidad chilena es de tipo subductiva (Ver Figura 3.1), producto del contacto sísmogénico de la placa de Nazca y la placa Sudamericana, las cuales se encuentran fuertemente acopladas y debido a una alta velocidad de convergencia produce una de las más grandes sismicidades en el mundo, (Ruiz & Saragoni, 2005) y debido al constante número de terremotos (1985, 2010, 2014) se puede evaluar y modificar los códigos de diseño y con ello establecer procedimientos que permitan generar nuevos métodos de evaluación.

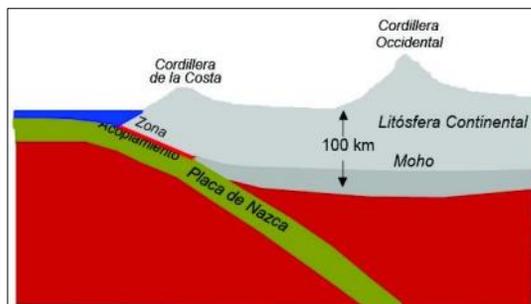


Figura 3.1 Subducción de la placa oceánica de Nazca bajo la placa continental Sudamericana
Fuente: Henríquez (2012)

Las prácticas con el código de diseño sísmico chileno han mostrado que las edificaciones presentan un nivel de desempeño casi a nivel operacional, sin embargo, los procedimientos de Diseño Basado en Desempeño no están incluidos en el actual código de diseño sísmico para edificaciones.

Sin embargo, desde este año estará disponible en Chile un procedimiento de evaluación de diseño basado en desempeño, derivado de las especificaciones de LATBSDC (2014) pero acoplado a los criterios y a la configuración estructural de las edificaciones chilenas.

3.2.1 NIVELES DE DESEMPEÑO

De acuerdo a registros sísmicos históricos, Chile presenta fuentes sismogénicas con un periodo de retorno de entre 80 a 200 años, por lo tanto, las edificaciones son afectadas tanto por terremotos pequeños como por terremotos grandes.

Debido a las experiencias con eventos sísmicos se establece que para el adecuado diseño y buen comportamiento de la estructura son necesarios dos niveles de desempeño usando dos intensidades de movimiento sísmico como se indica en la Tabla 3.1:

- Evaluación del Estado Límite de Ocupación Inmediata
- Evaluación de la Capacidad de Deformación Adicional

Tabla 3.1 Niveles de desempeño

Niveles de Desempeño		Niveles de Terremoto de Diseño
1	Ocupación Inmediata	Sismo de Diseño
2	Capacidad de Deformación Adicional	Sismo Máximo Considerado

Fuente: Elaboración Propia

El primer nivel de terremoto se considera el sismo de diseño el cual se caracteriza porque una estructura se verá sometida a este tipo de evento que es de magnitud intermedia por lo menos una vez en su vida útil, como los que se presentaron en la parte central del país, en la que las dos ciudades más importantes del país como Santiago y Valparaiso-Viña del Mar han experimentado dos terremotos de diseño en 25 años (Terremoto de Algarrobo 03/03/1985 – Mw=8.0 / Terremoto del Maule 27/02/2010 – Mw=8.8).

Para el segundo nivel de intensidad sísmica se toma el sismo máximo considerado, el cual deberá provenir de un estudio de riesgo sísmico o de registros con espectros de desplazamientos compatibles un 30% mayor que los espectros de desplazamientos del sismo de diseño o alternativamente para un desplazamiento de techo un 40% mayor que el desplazamiento calculado para el sismo de diseño.

3.2.2 OBJETIVOS DE DESEMPEÑO

Conocidos los niveles de desempeño y los niveles de intensidad sísmica se espera que:

▪ **Estado Límite de Ocupación Inmediata para el Sismo de Diseño**

El objetivo de este nivel de desempeño es resistir el sismo de diseño con una respuesta de ocupación inmediata, es decir que los componentes estructurales y no estructurales del edificio conservarán su funcionalidad general durante y después de un sismo, esperando que la incursión en el rango no lineal sea limitada.

▪ **Estado Límite de Capacidad de Deformación Adicional para el Sismo Máximo Esperado**

Adicional, se evaluará la capacidad de deformación adicional ante la eventualidad que la demanda pueda superar la demanda de diseño.

Se presenta un resumen de los requerimientos para el procedimiento de análisis

Tabla 3.2 Resumen de requerimientos básicos

Niveles de Desempeño	Niveles de Terremoto de Diseño	Tipo de Análisis	Tipo de Modelo Matemático	Resistencia de Materiales
Ocupación Inmediata	SD ₁	NDP ₄	3D	Propiedades esperadas
Capacidad de Deformación Adicional	SMC ₂	NEP ₃ / NDP ₄	3D	

(1) Sismo de Diseño

(2) Sismo Máximo Considerado

(3) Procedimiento No Lineal Estático

(4) Procedimiento No Lineal Dinámico

Fuente: Elaboración Propia

3.2.3 CRITERIOS DE ACEPTACIÓN

3.2.3.1 Criterios de aceptación global

La variable de medición de desempeño global utilizada es la deriva de piso por lo que los límites para aceptación del desempeño son los siguientes:

▪ **Evaluación del Estado Límite de Ocupación Inmediata**

Edificios con elementos no estructurales frágiles → 0.005

Edificios con elementos no estructurales dúctiles → 0.007

▪ **Evaluación de la Capacidad de Deformación Adicional**

En este nivel no se evalúa el desempeño global de la estructura porque se está limitando a nivel local los componentes estructurales.

3.2.3.2 Criterios de aceptación local

El criterio de aceptación local es a nivel de componentes, los cuales se clasifican en elementos principales y secundarios según el FEMA 306 (1998). Los elementos principales son aquellos en los que una falla puede ocasionar consecuencias severas en la estabilidad estructural es por tal que van a ser controlados por resistencia.

Los elementos secundarios son aquellos que van a tener un comportamiento dúctil y van a ser controlados por deformación. La norma chilena propone como variable de medición de desempeño la deformación unitaria en los materiales, para de esta manera tener control en el comportamiento de los mismos.

Y se ratifica esta medida de desempeño con los diferentes ensayos experimentales que se han realizado, en los cuales se ha notado que la deformación del hormigón y del acero no son directamente proporcionales a su distancia al eje neutro, lo cual se puede observar en modelos matemáticos de elementos finitos mediante fibras en los cuales dependiendo del mallado del elemento se puede observar esta característica como se indica en la Figura 3.2, por tal razón se considera que la deformación unitaria es una variable más representativa del daño del elemento.

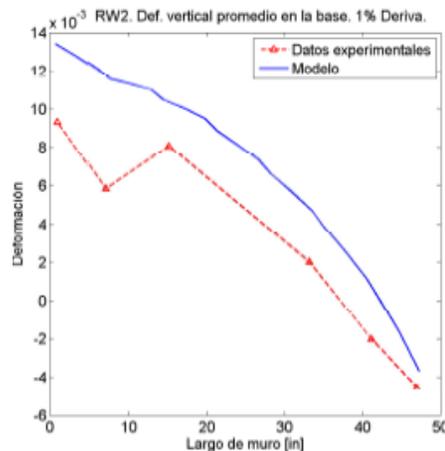


Figura 3.2 Comparación entre ensayo experimental y modelo analítico en un perfil de deformaciones unitarias para muro rectangular de hormigón armado RW2 de Thomsen y Wallace
Fuente: Ahumada (2014)

▪ Evaluación del Estado Límite de Ocupación Inmediata

Para elementos controlados por resistencia:

$$\lambda Fu \leq \phi Fn \tag{3.1}$$

Donde:

$$\Phi = 1$$

$\lambda = 1.5$ para elementos críticos / 1.0 para elementos no críticos

F_u = Demanda de resistencia para el sismo de diseño de acuerdo al análisis no lineal elegido (Ver Tabla 3.2).

F_n = Resistencia nominal de acuerdo al código del material vigente

Para elementos controlados por deformación:

El procedimiento de desempeño chileno considera un criterio en términos de deformaciones unitarias para hormigón confinado porque se espera tener una respuesta más dúctil que considerando hormigón no confinado. En la Tabla 3.3 se muestra el criterio de aceptación local tanto para el hormigón como para el acero de refuerzo:

- Muros, marcos y vigas de acople de hormigón armado

Tabla 3.3 Criterios de aceptación local para nivel de desempeño de Ocupación Inmediata

Descripción	Procedimiento de Desempeño Chileno (2017)	
	E. Borde No Confinado	E. Borde Confinado
Acortamiento unitario en el hormigón	0.004	0.008
Alargamiento unitario en el acero de refuerzo	0.01	0.03

Fuente: Elaboración Propia

Para los siguientes elementos se utiliza como medida de desempeño la rotación plástica, utilizando como límites los siguientes valores:

- Columnas de marcos de hormigón armado → 0.005
- Vigas de marcos de hormigón armado → 0.01
- Vigas de acople de hormigón armado → 0.01

- **Evaluación de la Capacidad de Deformación Adicional**

Para elementos controlados por resistencia:

$$F_u \leq \phi F_n \quad (3.2)$$

Donde:

$$\Phi = 1$$

F_u = Demanda de resistencia para el Sismo Máximo Considerado de acuerdo al análisis no lineal elegido (Ver Tabla 3.2).

F_n = Resistencia nominal de acuerdo al código del material vigente

Para elementos controlados por deformación:

El procedimiento de desempeño chileno considera un criterio en términos de deformaciones unitarias para hormigón confinado porque se espera tener una respuesta más dúctil que considerando hormigón no confinado. En la Tabla 3.4 se muestra el criterio de aceptación local tanto para el hormigón como para el acero de refuerzo:

- Muros, marcos y vigas de acople de hormigón armado

Tabla 3.4 Criterios de aceptación local para nivel de desempeño de Capacidad de Deformación Adicional

Descripción	Procedimiento de Desempeño Chileno (2017)	
	E. Borde No Confinado	E. Borde Confinado
Acortamiento unitario en el hormigón	0.01	0.015
Alargamiento unitario en el acero de refuerzo	0.04	0.05

Fuente: Elaboración Propia

Para los siguientes elementos se utiliza como medida de desempeño la rotación plástica, utilizando como límites los siguientes valores:

- Columnas de marcos de hormigón armado → 0.025
- Vigas de marcos de hormigón armado → 0.02

3.3 VALIDACIÓN DE LÍMITES DE DESEMPEÑO

La validación de los límites que fueron propuestos para distintos niveles de desempeño en edificaciones con muros de hormigón armado se realizó de dos formas:

▪ Mediante ensayos experimentales

Para ello se realizó una recopilación de cuatro fuentes bibliográficas realizadas en la Universidad de Chile, dos de ellas estudian el comportamiento de las barras de acero de refuerzo, otra el comportamiento de elementos de borde de muros de hormigón armado y la última se basa en un análisis de reporte de daños en edificios de hormigón armado.

▪ Mediante métodos numéricos

Este procedimiento permite relacionar el nivel de desempeño con el nivel de daño admitido representado por el ancho de fisuras. Para ello se calculó anchos de fisuras en elementos con comportamiento a flexión relacionándose de esta manera con la deformación unitaria que se establece como criterio límite para cada nivel de desempeño.

3.3.1 MEDIANTE ENSAYOS EXPERIMENTALES

3.3.1.1 Cáceres I. (2012)

▪ Objetivo

Recopilar y analizar información referente a reporte de daños en edificios de hormigón armado de uso habitacional dañados durante el terremoto del 2010.

Las características de los tres edificios analizados son de uso habitacional ubicados en la región Metropolitana con tipo de suelo II, se describen a continuación (Ver Tabla 3.5):

Tabla 3.5 Características de edificios analizados

Edificio	Comuna	Pisos	Subterráneos	Año	Estado
A	Ñuñoa	21	2	2008	Dañado*
B	Macul	18	2	2006	Dañado
C	Ñuñoa	13	2	2008	No Dañado*

Fuente: Cáceres I. (2012)

▪ Resultados

El estudio se enfocó únicamente en los daños producidos en los muros por flexo-compresión.

Al comparar los resultados del edificio dañado (edificio A) con el que no presentó daños (edificio C), se observa que, para este último caso, se obtienen deformaciones menores que 0.003, lo que reflejaría que los muros del edificio C no sufrirían daños por compresión en la dirección de análisis (resultados más representativos) y los muros que superan el 0.003 aún no alcanzan su capacidad máxima por lo que podrían seguir desplazando elásticamente, lo que efectivamente ocurrió (Ver Figura 3.3).

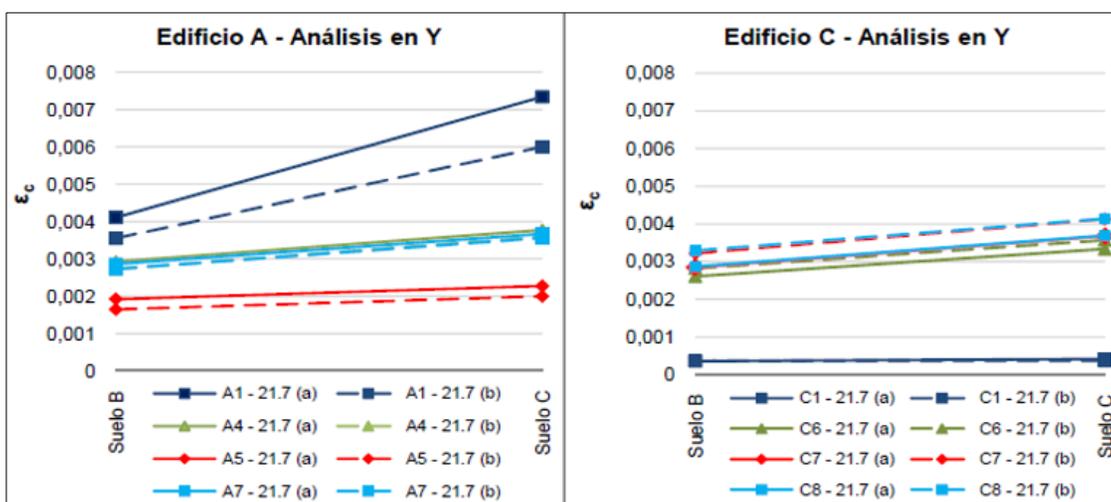


Figura 3.3 Comparación de resultados entre edificio dañado (edificio A) y edificio sin daño (edificio B)
Fuente: Cáceres I. (2012)

Ahora presentando y presentando los resultados que obtuvieron de los edificios A y B, los cuales ambos sufrieron daños, se observa que el edificio B (18 pisos) presenta niveles mayores de deformación que el edificio A (21 pisos), cuyas deformaciones superan el 0.003 por lo que se esperaba que los muros incurrieran en el daño por compresión en el extremo libre del muro, lo que efectivamente ocurrió puesto que estos muros tuvieron daños estructurales en el alma del muro. En algunos muros, las deformaciones son superiores al 0.004, lo cual refleja lo observado en la descripción de daños, pérdida del hormigón en el borde de muro evidenciando pandeo en las barras. (Ver Figura 3.4)

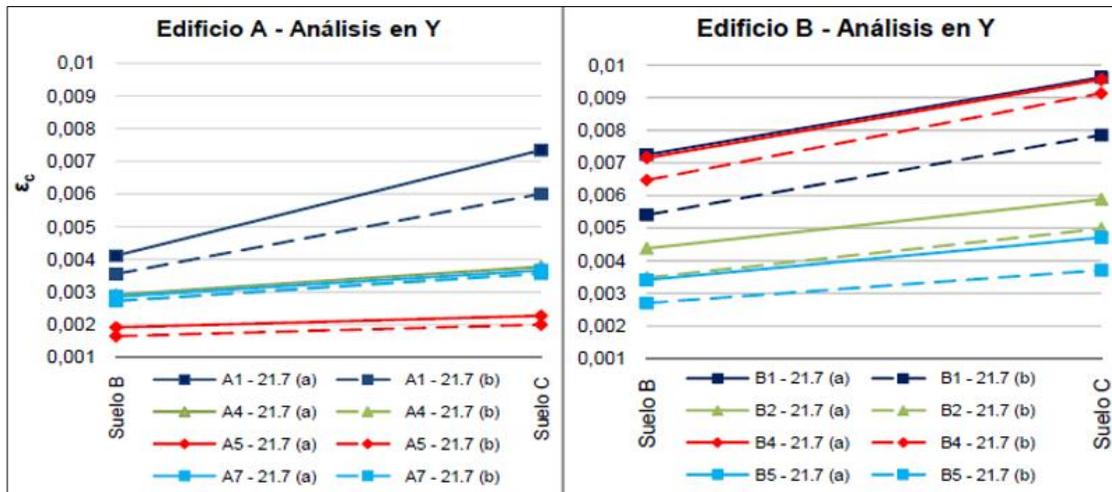


Figura 3.4 Comparación entre resultados de edificios dañados
Fuente: Cáceres I. (2012)

3.3.1.2 Massone L., Polanco P., Herrera P. (2014)

▪ Objetivo

Esta investigación se basó en estudiar experimentalmente el comportamiento de elementos (probetas) de borde de muros de hormigón armado bajo dos condiciones de protocolo: uno corresponde a un ensayo de compresión pura y el otro consiste en dar a priori una deformación unitaria a tracción (pre-strain). Además, se centró en analizar la influencia del confinamiento con algunos tipos de configuración de estribos.

▪ Resultados

Con los resultados de los ensayos realizados sin deformación a tensión con las probetas que no tienen confinamiento en la zona central se observó que luego de llegar al peak de capacidad (deformación unitaria promedio de 0.003) se produce una degradación muy brusca, lo cual se debe a que la relación de aspecto (espaciamiento entre estribos / diámetro) de las barras de acero en la zona central es mayor a 20, pudiendo ocurrir un pandeo casi elástico del acero cercano a la fluencia del refuerzo. (Ver Figura 3.5)

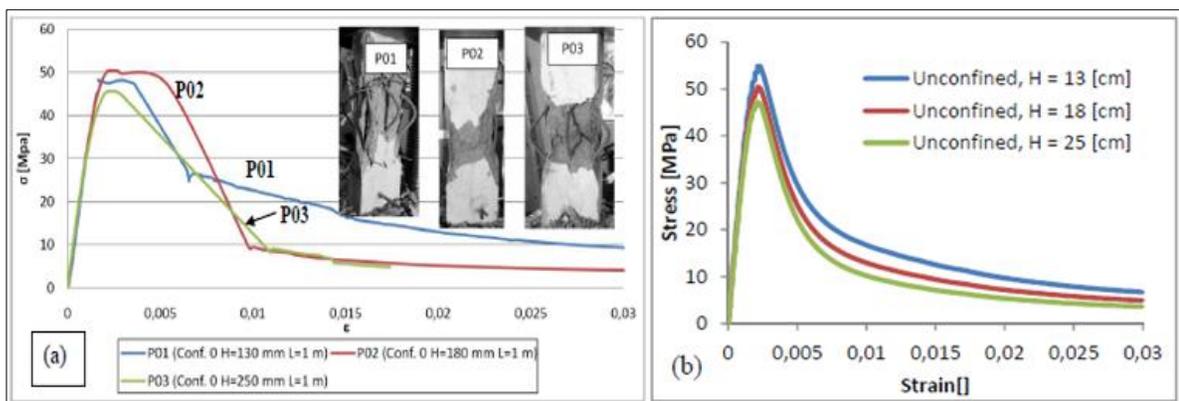


Figura 3.5 Probetas ensayadas sin confinamiento
Fuente: Massone L., Polanco P., Herrera P. (2014)

Una vez que el confinamiento es incorporado, la respuesta se convierte en más dúctil (Ver Figura 3.6), por lo que estas probetas presentan un nivel de confinamiento, pero con una sección distinta, es decir se aprecia un aumento en la capacidad luego de llegar al peak y comenzar la degradación, lo que puede deberse a cierto ajuste de la sección luego de agrietarse, logrando tomar más carga.

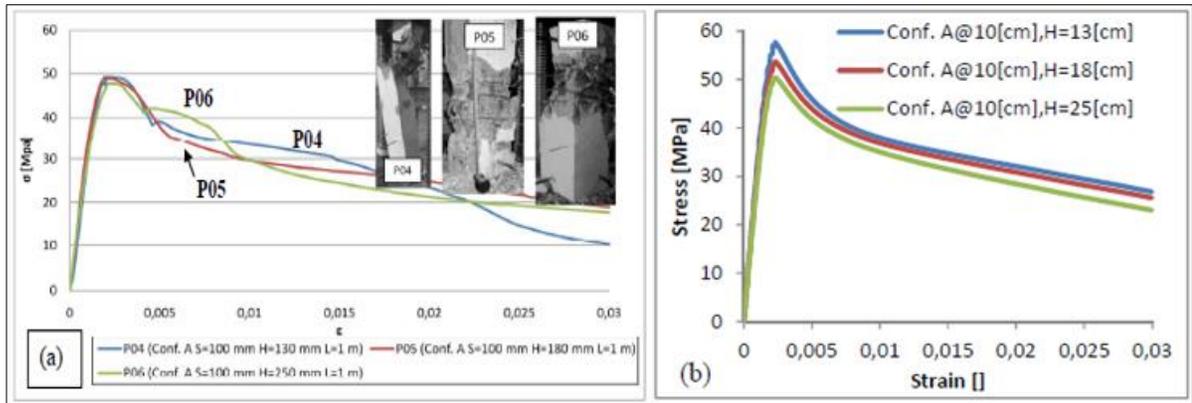


Figura 3.6 Probetas ensayadas con confinamiento
Fuente: Massone L., Polanco P., Herrera P. (2014)

▪ Conclusiones

Con los resultados se concluye que a partir del peak de capacidad (deformación unitaria a compresión = 0.003) se visualizaron cambios en la degradación de capacidad de la curva de respuesta, y que en las probetas sin confinamiento la forma de falla corresponde a un agrietamiento en la zona central, degradando un 50% cercano al 0.005 de deformación a compresión y las probetas con confinamiento presentan una degradación de aproximadamente 50% llegando a una deformación a compresión del 0.02.

Además, los resultados post-peak no se ven mayormente afectados por la pre-tracción, por lo que llegaron a la conclusión de que el confinamiento al igual que en el caso sin pre-tracción, genera una degradación mucho más lenta en comparación al caso no confinado.

3.3.1.3 Hamasaki B. (2013)

▪ Objetivo

Esta investigación tuvo como propósito estudiar el comportamiento de las barras de acero a la fatiga con bajo números de ciclos tras exponerlas a niveles altos de deformación, por lo que para cumplir su objetivo las variables que se consideraron fueron: el diámetro de las barras ($\phi=8$ y $\phi=16$); relaciones de largo [espaciamiento entre estribos/diámetro (8,12, 16, 20 y 28)], con el fin de observar una degradación de la tensión en compresión ocasionada por el pandeo de la barra; y la amplitud de deformaciones (1% y 5%) la misma que fue constante en tracción y en compresión.

▪ Resultados

Los resultados mostraron una clara tendencia en la disminución del número de ciclos con el aumento de la deformación aplicada, cuya pendiente es cada vez más pronunciada cuanto mayor es el L/d , lo que se ratifica para la barra de diámetro 16, cuyas curvas poseen pendientes más elevadas.

Para ($\phi=8$ y $\phi=16$) se nota que en las relaciones $L/d=20$ y $L/d=28$ con deformaciones cercanas al 5% presenta la misma cantidad de ciclos para la fractura que para una deformación unitaria de 4%.

Las barras ensayadas con deformaciones cercanas al 1% nunca llegaron a la rotura para L/d pequeños. Sin embargo, no hay certeza si por propiedades del material o deficiencias del montaje, ya que las mordazas que tenía el equipo rotaban lentamente al estar ensayando las probetas, por lo cual los resultados pudiesen no ser válidos para deformaciones pequeñas con relaciones L/d pequeñas. Para deformaciones sobre el 2% y 3% y relaciones L/d sobre 8, las curvas obtenidas son más confiables.

Adicionalmente los autores notaron que, al alcanzar deformaciones plásticas e incluso deformaciones mayores que 4%, es apreciable el daño que le provoca la carga cíclica al material, llegando a la rotura rápidamente en casos extremos (4-5 ciclos). (Ver Figura 3.7)

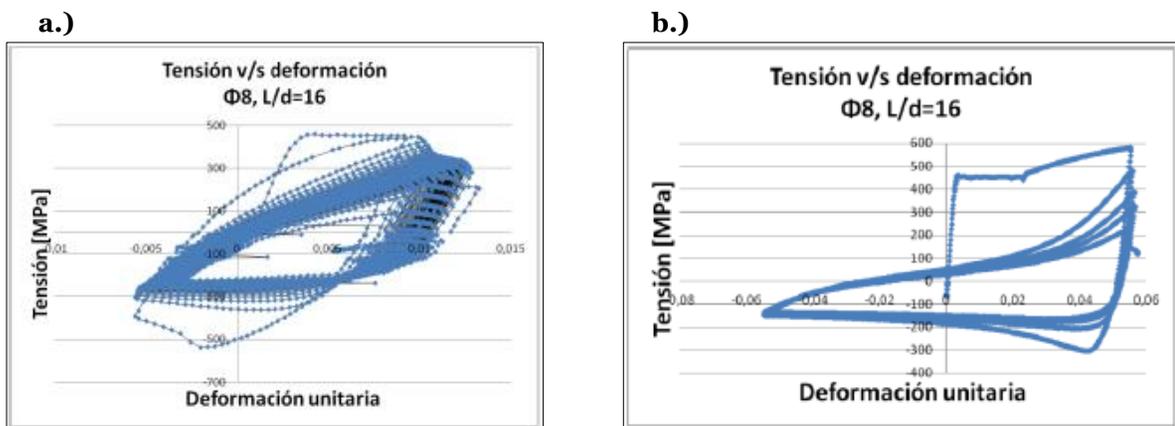


Figura 3.7 Comportamiento de barras de acero a la fatiga. a.) Deformación unitaria constante del 1% b.) Deformación unitaria constante del 5%
Fuente: Hamasaki (2013)

3.3.1.4 Herrera P. (2014)

▪ Objetivo

Esta investigación tuvo como objetivo estudiar experimentalmente barras de refuerzo correspondientes a muros de un edificio dañado durante el terremoto del 2010, los mismos que presentaron daño por pandeo y fractura.

▪ Resultados

Los ensayos consistieron principalmente en someter las probetas, es decir barras de acero de refuerzo ($\phi=16, 22, 25$ mm) a tracción y a cargas cíclicas de tracción y compresión con amplitudes de deformación constantes (3% y 5%) controladas en el rango plástico teniendo una relación $L/D = 20$ para inducir el pandeo.

Entre las muestras se encuentran barras rectas sin pandeo, barras rectas con pandeo, barras de zona con pandeo y una barra inalterada, con el fin de obtener la pérdida de capacidad a la fatiga sufrida por las barras del edificio y con ello obtener ciclos remanentes a la rotura y deformaciones remanentes.

Para barras de refuerzo con daño se tiene una pérdida de capacidad a la fatiga respecto al estado sin daño del orden de 68% para diámetros de 16 mm, 53% para diámetros de 22 mm y 82% para diámetros de 25 [mm].

Para barras sin pandeo o daño en el tramo, se observó una pérdida de capacidad de 36% a 8% para diámetros de 16 [mm], de 68% a 35% para diámetros de 22 mm y de un 53% a un 47% para diámetros de 25 [mm].

Para barras que corresponden a la zona con pandeo se observó una pérdida de capacidad a la fatiga respecto al estado sin daño del orden de 68% a 28% para diámetros de 16 mm, de un 82% hasta un 47% para diámetros de 22 mm y de un 82% a un 71% para diámetros de 25 [mm].

Adicionalmente, se observó una degradación de la resistencia notoria en el valor máximo de la carga axial en compresión a causa del pandeo.

▪ Conclusiones

La principal conclusión es que las probetas de mayor diámetro aparentemente son más susceptibles a sufrir daño por pandeo al comparar los valores de carga máxima en compresión del primer y segundo ciclo de deformaciones.

A continuación, se presenta un resumen (Ver Tabla 3.6) de las investigaciones presentadas relacionadas con los límites que propone el nuevo procedimiento chileno para el diseño basado en desempeño.

Tabla 3.6 Validación de límites propuestos por la norma chilena mediante ensayos experimentales

Tesis U de Chile - Validación Experimental	Elemento/Material en estudio	Tipo de daño	Parámetro de medir daño	Gráfico para medir el daño	Resultados observados	Relacionado con NCh433 (Diseño basado en desempeño)
Massone L., Polanco P., Herrera P. (2014)	Elementos de borde en muros RC	Daño por compresión pura / Daño por compresión con pre-tracción	Deformación unitaria axial	Esfuerzo axial - Deformación axial unitaria	A partir del peak de esfuerzo máximo (0,003 de deformación unitaria) se observaron cambios en la degradación de la curva de respuesta. Probetas sin confinamiento presentan un agrietamiento en la zona central, degradando un 50% cercano al 0,005 de deformación / Probetas con confinamiento presentan una degradación de 50% con una deformación del 0,02.	0,004 (acortamiento hormigón) - Nivel de desempeño (Ocupación Inmediata) 0,01 (acortamiento hormigón) - Nivel de desempeño (Capacidad de Deformación Adicional)
Cáceres I., (2012)	Muros de hormigón armado	Daño por flexocompresión (pandeo y fractura del acero de refuerzo principal junto con desprendimiento del hormigón)	Deformación unitaria	Tipo de suelo - Deformación unitaria	Los resultados indican que los muros dañados de los edificios obtienen deformaciones unitarias para el hormigón, superiores al 0,003. Los muros dañados de los edificios analizados presentan deformaciones unitarias del orden de 0,004 - 0,01 para diferentes tipos de suelo.	0,004 (acortamiento hormigón) - Nivel de desempeño (Ocupación Inmediata) 0,01 (acortamiento hormigón) - Nivel de desempeño (Capacidad de Deformación Adicional)
Hamasaki B., (2013)	Barras longitudinales de acero de refuerzo	Daño por fatiga mediante bajo número de ciclos	Número de ciclos dada una amplitud de deformación constante	Esfuerzo (tensión) - Deformación / N°ciclos Deformación	(*) Las barras ensayadas con deformaciones cercanas al 1% nunca llegaron a la rotura para L/4 pequeños. Las probetas al alcanzar deformaciones plásticas, e incluso deformaciones mayores que 4%, es apreciable el daño que le provoca la carga cíclica al material, llegando a la rotura rápidamente en casos extremos (4-5 ciclos)	0,01 (alargamiento acero de refuerzo) - Nivel de desempeño (Ocupación Inmediata) 0,04 (alargamiento acero de refuerzo) - Nivel de desempeño (Capacidad de Deformación Adicional)
Herrera P., (2014)	Barras longitudinales de acero de refuerzo	Daño por fatiga mediante bajo número de ciclos	Número de ciclos y energía dada una amplitud de deformación constante	Esfuerzo (tensión) - Deformación / N°ciclos - Deformación / Energía - Deformación	Se ratifica los resultados obtenidos por Hamasaki (2013) para deformaciones constantes del 3% - 5% con diámetros mayores de barras de acero.	0,04 (alargamiento acero de refuerzo) - Nivel de desempeño (Capacidad de Deformación Adicional)

(*) No se tiene certeza si estos resultados se deben por propiedades del material o por deficiencias del montaje.

Fuente: Elaboración Propia

3.3.2 MEDIANTE MÉTODOS NUMÉRICOS

Para llevar a cabo este procedimiento se realizó un análisis de fisuración, la cual aparece cuando se sobrepasa la capacidad resistente del hormigón a tracción, sin embargo, las grietas pueden producirse por diferentes efectos (Leonarhdt 1977) y (Hernández 2014):

- Endurecimiento del hormigón
- Cuando se excede la resistencia a tensión del hormigón / Después del endurecimiento

El efecto que se va a analizar es cuando se excede la resistencia a tensión del hormigón, el cual se produce debido a la acción de las cargas que provocan solicitaciones de flexión o torsión de la sección. Según Leonarhdt (1977) las fisuras debido a esta razón aparecen cuando la deformación a tracción excede 0.010 a 0.012.

Existen tres motivos por los cuales es necesario limitar el ancho de las fisuras en el hormigón: la apariencia (estética), la corrosión y la impermeabilidad. Por razones de durabilidad y estética, son preferibles muchas fisuras muy finas que pocas fisuras anchas (ACI 318, 2014).

3.3.2.1 ANCHO DE FISURAS RELACIONADAS CON EL DAÑO ESTRUCTURAL

Se presenta una recopilación de investigaciones que relacionan anchos de fisuras con el nivel de desempeño y con el nivel de daño, lo cual se utilizó para validar los límites propuestos mediante los anchos de fisuras calculados para algunos elementos estructurales con comportamiento a flexión.

3.3.2.1.1 Federal Agency Management (FEMA 356, 2000)

Para cada tipo de sistema estructural se establece un nivel de fisuración máxima, con el fin de cumplir el objetivo señalado para el nivel de desempeño deseado, por ejemplo, el de ocupación inmediata, en el cual sus elementos no incursionan en el rango inelástico. (Ver Tabla 3.7)

Tabla 3.7 Ancho de fisuras relacionadas con el nivel de desempeño según FEMA 356

Nivel de Desempeño Componentes Estructurales	Pórticos de Hormigón ₁		Concrete Walls ₂	
	Primarios	Secundarios	Primarios	Secundarios
Ocupación Inmediata	Leve	Fisuras a corte en uniones < 1,59 mm	Muros: < 1,56 mm Vigas Acopladas: < 3,18 mm	< 3,18 mm
Seguridad de Vida	Aplastamiento del recubrimiento y fisuras a corte < 3,18 mm	Formación de rótula plástica en elementos dúctiles	Fisuras a flexión	Grandes fisuras a flexión y corte
Prevención de Colapso	Grandes fisuras y formación de rótula plástica en elementos dúctiles	Grandes grietas en columnas y vigas	Grandes fisuras a flexión y corte	Desintegración

(1) FEMA 356 (2001), Tabla C1-2

(2) FEMA 356 (2001), Tabla C1-3

Fuente: FEMA 356 (2000)

3.3.2.1.2 Federal Agency Management (FEMA 306, 1998)

Para cada sistema estructural se establece un nivel de fisuración máximo relacionado con la severidad de daño al que va a estar expuesto el elemento estructural.

Tabla 3.8 Ancho de fisuras relacionadas con el nivel de daño según FEMA 306 (1998)

Severidad de Daño/Comportamiento	Muro Aislado/Pila Fuerte ¹				Muro Aislado/Pila Débil ²				
	Dúctil (Flexión)	Flexión / Tensión Diagonal	Flexión / Trituración del alma	Flexión / Corte deslizante	Flexión / Elemento de borde a compresión	Dúctil (Flexión)	Tensión Diagonal Preventiva	Flexión / Tensión Diagonal	Flexión / Corte deslizante
Insignificante	Flexión < 4,76 mm ó Corte < 3,18 mm	Corte < 1,59 mm ó Flexión < 4,76 mm	Corte < 1,59 mm ó Flexión < 4,76 mm	Flexión < 4,76 mm ó Corte < 3,18 mm	Flexión < 4,76 mm ó Corte < 1,59 mm	Flexión < 4,76 mm ó Corte < 3,18 mm	Flexión < 3,18 mm	Corte < 1,59 mm ó Flexión < 4,77 mm	Flexión < 4,76 mm ó Corte < 3,18 mm
Leve	Flexión < 6,35 mm ó Corte < 3,18 mm			Flexión < 6,35 mm ó Corte < 3,18 mm	Flexión < 6,35 mm ó Corte < 3,18 mm	Flexión < 6,35 mm ó Corte < 3,18 mm			Flexión < 6,35 mm ó Corte < 3,18 mm
Moderado	Flexión < 6,35 mm	Flexión < 6,35 mm ó Corte < 3,18 mm	Corte < 3,18 mm ó Flexión < 6,35 mm	Flexión < 6,35 mm	Flexión < 6,35 mm	Flexión < 6,35 mm	Flexión < 6,35 mm	Flexión < 6,35 mm ó Corte < 3,18 mm	
Fuerte		Corte < 4,23 mm	Trituración significativa del hormigón	Flexión < 9,53 mm	Flexión < 9,53 mm		Corte < 9,53 mm	Corte < 9,53 mm	Flexión < 9,53 mm
Extremo	Amplias fisuras a flexión	Amplias fisuras a corte	Trituración mas densa del hormigón	Offset lateral significativo	Amplias fisuras a flexión	Amplias fisuras a flexión	Amplias fisuras a corte	Amplias fisuras a corte	Offset lateral significativo

(1) FEMA 306 (2001), Cap5, RC1A, RC1B, RC1C, RC1D, RC1E (pág96)

(2) FEMA 306 (2001), Cap5, RC2A, RC2H, RC2D, RC2E (pág96)

Fuente: Elaboración Propia

3.3.2.1.3 Shirandhonkar S. y Sinha R. (2015)

Estos investigadores realizaron una recopilación de algunos trabajos enfocados en relacionar el ancho de fisuras con el nivel de daño mediante observación visual y revisaron que se puede correlacionar además con la deriva de entrepiso mediante ensayos experimentales de muros de corte.

En la Tabla 3.9 se muestra diferentes rangos de anchos de fisuras residuales en función del nivel de daño correspondiente para muros de corte.

Tabla 3.9 Ancho de fisuras residuales relacionadas con el nivel de daño

Descripción de daño	Ohkubo (1991) ₁	Sinha y Goyal (2004) ₂	Anagnostopoulos y Moretti (2008) ₃
Fisuras angostas en la superficie de hormigón	Rango I: < 0,2 mm	Estado I: < 0,1 mm	I - None
Fisuras visibles en la superficie de hormigón	Rango II: 0,2 - 1,0 mm	Estado II: 0,1 - 0,2 mm	II - Slight: < 1,0 mm
Aplastamiento local del recubrimiento de hormigón, fisuras considerablemente grandes	Rango III: 1,0 - 2,0 mm	Estado III: 0,5 - 3,0 mm	III - Moderate: 1,0 - 3,0 mm
Aplastamiento del recubrimiento de hormigón con exposición de las barras, fisuras diagonales en el núcleo	Rango IV: < 2,0 mm	Estado IV: < 3,0 mm	IV - Severa: < 3,0 mm
Barras dobladas, aplastamiento del hormigón central, deformación vertical de columna/muro visible	Rango V	Estado 5	

(1) Introdujo rangos de daño para clasificar el daño estructural basado en visualizaciones de daño post-terremoto.

(2) Propusieron estados de daño basados en estados de daño de observaciones.

Fuente: Shirandhonkar S. y Sinha R. (2015)

3.3.2.1.4 Applied Technology Council PEER/ATC 72-1 (2010)

A continuación, se muestra en la Tabla 3.10 el ancho de fisuras residuales en función del nivel de desempeño:

Tabla 3.10 Ancho de fisuras residuales relacionadas con el nivel de desempeño

Nivel de Desempeño	Ancho de Fisuras Residuales
Ocupación Inmediata	0,02 in / 0,51 mm
Seguridad de Vida	-

Fuente: PEER/ATC 72-1 (2010)

3.3.2.2 FORMULACIONES PARA ANCHOS DE FISURAS

El cálculo de anchos de fisuras para elementos a flexión se llevó a cabo con distintos enfoques:

- De acuerdo a las disposiciones del ACI 318-95.
- De acuerdo a las disposiciones del ACI 318-99.
- De acuerdo a las disposiciones del Eurocódigo 2 (2001)
- Gergely-Lutz (1968)
- Frosch (1999)

Las principales variables son el detallado del refuerzo, el espesor del recubrimiento y el espaciamiento del refuerzo.

3.3.2.2.1 Enfoque del American Concrete Institute (ACI 318-95)

Se basa en el llamado Método Factor-Z creado por Gergely y Lutz (1968), que se fundamenta en un análisis estadístico computacional de un gran número de ensayos de Hognestad (1962), Kaar y Mattock (1963), Kaar y Hognestad (1965), Clark (1956) y Rush y Rehm (1963).

- Sistema Internacional S.I. (Said et al. 2012, Hernández 2014)

En función del esfuerzo del acero de refuerzo:

$$w_{\text{máx}} = 0.011 \cdot \beta \cdot \underbrace{f_s \cdot \sqrt[3]{dc \cdot A_o}}_Z \cdot 10^{-3} \quad (3.3)$$

Dónde:

$w_{\text{máx}}$ = Ancho de fisura máximo probable al nivel del acero de refuerzo, [mm].

f_s = Esfuerzo del acero de refuerzo, [N/mm²].

A_o = Área efectiva de hormigón en tracción que rodea al acero traccionado, dividido entre el número de barras, [mm²].

dc = Distancia del borde de la fibra más traccionada al centroide de la barra más cercano a ella, [mm].

β = Relación entre la distancia del eje neutro a la fibra más fraccionada y la distancia entre el eje neutro y el centroide del refuerzo, es decir es un factor de profundidad, el cual se considera 1.2 para vigas.

$$\beta = \frac{h - x}{d - x} \quad (3.4)$$

z = Factor para el cálculo del ancho de fisuras, [N/mm]

Este código con versiones anteriores al ACI 224R-01, permiten un valor máximo de $z = 3064.5$ [N/mm] para exposición interior, lo que corresponde a un ancho de fisura de 0.41 [mm]. También limita el valor de z a 2539.2 [N/mm] para exposición exterior correspondiendo a un ancho de fisura de 0.33 [mm]. Estas propuestas dan buenos resultados para un adecuado control de fisuras, sin embargo, su aplicación a losas de una

dirección con recubrimiento estándar de 20 [mm] y un acero de refuerzo de 400 [MPa] o resistencia de fluencia más bajos, resultan en grandes espaciamientos de acero de refuerzo. Cabe mencionar que el Comité ACI 350 (Contención de Líquidos) limita el valor de z a 1700 [N/mm] lo que corresponde a una fisura de 0.20 [mm].

$$z = fs \times \sqrt[3]{d_c A_o} \quad (3.5)$$

3.3.2.2.2 Enfoque del American Concrete Institute (ACI 318-99)

La fórmula de Gergely y Lutz (1968), refleja que la distribución del refuerzo influye en el ancho de las fisuras de los elementos sometidos a flexión, a través de los parámetros “ d_c ” y “ A_o ”, cuya expresión fue validada con experimentos en que el recubrimiento de las barras “ d_c ”, era menor que 2.5 [in] (6.3 cm), lo que hace poco confiable para valores mayores de recubrimiento donde se sitúan la mayoría de las vigas más solicitadas (Frosch 1999). Por lo que procedimiento de Gergely y Lutz es muy conservador para recubrimientos altos, lo que lo hace recomendable en las actuales normativas que obligan a incrementar estos como medida fundamental para la protección del refuerzo (PCA, 2002); (Hernández, 2014).

Por lo cual en este enfoque se considera que los tres parámetros más importantes de fisuración a flexión son el esfuerzo de acero de refuerzo, recubrimiento y espaciamiento entre barras, considerando que el esfuerzo del acero es el parámetro más importante.

El ACI 318-99 (Sección 10.6) no hace distinción entre exposición interior y exterior, lo cual requiere que por control de fisuración en vigas y losas de una dirección, el espaciamiento de refuerzo sea más cercano a la cara de tracción y no debe exceder:

- Sistema Internacional S.I. (Said et al. 2012, Hernández 2014)

$$s = [380(280/fs) - 2.5c_c] \quad (3.6)$$

Dónde:

s = Espaciamiento máximo del acero de refuerzo en la cara de tracción y no debe exceder $300(280/fs)$, [mm].

fs = Esfuerzo del acero de refuerzo bajo cargas de servicio, [N/mm²].

c_c = Espesor del recubrimiento libre, medido desde la barra a la superficie más traccionada, [mm]

3.3.2.2.3 Enfoque del Eurocódigo 2 (EN 1992-1)

- Sistema Internacional S.I. (Said et al. 2012)

$$W_{máx} = s_{r,máx} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (3.7)$$

Dónde:

$W_{m\acute{a}x}$ = Ancho de fisura máximo probable al nivel del acero de refuerzo, [mm].

$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ = Deformación unitaria a tracción promedio, [-].

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\left(f_s - k_t \left(\frac{f_{cteff} (1 + n\rho_{eff})}{\rho_{eff}} \right) \right)}{E_s} \geq 0.6 \frac{f_s}{E_s} \quad (3.8)$$

$S_{r,m\acute{a}x}$ = Espaciamiento máximo del acero de refuerzo en la cara de tracción, [mm].

$$s_{r,m\acute{a}x} = 3.4c + 0.425k_1k_2\phi / \rho_{eff} \quad (3.9)$$

f_s = Esfuerzo del acero de refuerzo bajo cargas de servicio, [N/mm²].

f_{cteff} = Resistencia a tracción del hormigón al tiempo cuando se espera la primera fisura, [N/mm²].

K_t = Factor que expresa la duración de la carga. $K_t=0.6$ cuando la carga es a corto plazo y 0.4 a largo plazo, [-].

E_s = Módulo de deformación del acero, [N/mm²].

ρ_{eff} = Relación entre área de acero traccionado y área efectiva de hormigón en tracción que rodea al acero traccionado, [-]

$$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_e} \quad (3.10)$$

$$A_e = 2d_c b \quad (3.11)$$

c = Espesor del recubrimiento libre, medido desde la barra a la superficie más traccionada, [mm]

k_1 = Coeficiente que toma en cuenta la adherencia entre barra y hormigón. $K_1=0.8$ para alta adherencia, [-]

k_2 = Coeficiente que toma en cuenta la distribución de la deformación unitaria, es decir, $k_2=0.5$ para secciones sujetas a flexión pura y 1.0 para secciones sujetas a tracción pura, [-]

ϕ = Diámetro de la barra, [mm]

3.3.2.2.4 Gergely y Lutz (1968)

La ecuación original es:

$$W_s = 0.011 \cdot \sqrt[3]{(c + \phi/2) \cdot A_o} \cdot (f_s - 34.45) \cdot 10^{-3} \quad (3.12)$$

Dónde:

W_s = Ancho de fisura máximo probable al nivel del acero de refuerzo, [mm].

c = Recubrimiento del hormigón neto (sin el diámetro de las barras de acero de refuerzo), [mm]

ϕ = Diámetro de la barra, [mm]

f_s = Esfuerzo del acero de refuerzo, [N/mm²]

A_o = Área efectiva de hormigón en tracción que rodea al acero traccionado, dividido entre el número de barras, [mm]

$$A_o = \frac{A_e}{n_b} \quad (3.13)$$

$$A_e = 2d_c b \quad (3.14)$$

3.3.2.2.5 Frosch (1999)

Basado en un modelo físico del agrietamiento de vigas y losas en una dirección propuso una nueva expresión para el ancho de las fisuras:

$$W_{max} = 2 \cdot \frac{f_s}{E_s} \cdot d^* \cdot \beta \quad (3.15)$$

Dónde:

$W_{máx}$ = Ancho de fisura máximo probable al nivel del acero de refuerzo, [mm].

f_s = Esfuerzo del acero de refuerzo, [N/mm²].

E_s = Módulo de deformación del acero, [N/mm²].

β = Relación entre la distancia del eje neutro a la fibra más traccionada y la distancia entre el eje neutro y el centroide del refuerzo (factor de profundidad),

$$\beta = \frac{h - x}{d - x} \quad (3.16)$$

d^* = Control de distancia de recubrimiento y es tomada la mayor:

$$d^* = \begin{cases} \sqrt{d_c^2 + d_s^2} \\ \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2}\right)^2} \end{cases} \quad (3.17)$$

d_s = Recubrimiento lateral X, [mm]

d_c = Recubrimiento lateral Y, [mm]

s = Separación entre barras, [mm]

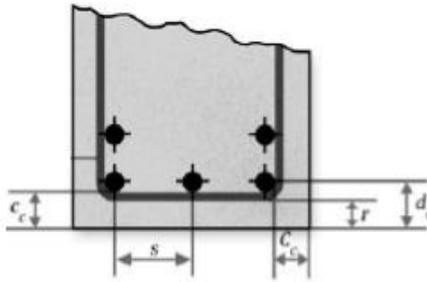


Figura 3.8 Espaciamiento entre barras y recubrimientos para el control de fisuración
Fuente: Hernández (2014)

3.3.2.2.6 Piyasena et al. (2003)

Propuso la siguiente formulación para el cálculo del ancho de fisuras mediante un método analítico, en el que considera el efecto de rigidez a tracción, es decir usando un esfuerzo a tracción del hormigón calculado entre fisuras adyacentes. El ancho de la fisura es evaluado usando la extensión del acero y el hormigón que lo rodea.

Para determinar estos parámetros utiliza un método de elementos finitos. Se asume que el más grande ancho de las fisuras normalmente ocurre cerca de la mitad del vano de la viga donde las condiciones de esfuerzo se asemejan a una región de momento constante porque la fuerza de corte es pequeña. Para la obtención de esta ecuación se realiza una malla de elementos finitos con una fuerza de corte uniformemente distribuida en la sección transversal del ancho de la viga a nivel del refuerzo y para la evaluación de la fuerza de adherencia que hay entre el hormigón y la barra de refuerzo, se asume una tendencia parabólica porque este esfuerzo en la mitad de la sección entre dos finales (grietas) es cero, lo cual es demostrado mediante experimentos.

- Cálculo del ancho total de fisura en la cara de tensión de la viga ($d \geq 300$ mm)

$$W_t = W_s \cdot \frac{(h - kd)}{d - kd} \quad (3.18)$$

Si se asume un $k=0.3$, que corresponde a una viga moderadamente reforzada, el ancho de fisura sería:

$$W_t = W_s \cdot [1.43(h/d) - 0.43] \quad (3.19)$$

Dónde:

W_t = Ancho total de la fisura en la cara de tensión de la viga, [mm]

h = Alto de la viga, [mm]

d = Profundidad efectiva, [mm]

kd = Profundidad de zona de compresión en la sección fisurada, la cual depende de la cantidad de acero de refuerzo, [mm]

- Cálculo del ancho máximo de las fisuras al nivel del refuerzo

Y para determinar el ancho máximo de fisura al nivel del refuerzo se realizó un estudio paramétrico que se basó en un análisis de semi-regresión por lo que se obtiene una ecuación empírica, en el que se indican nuevos parámetros c' y e que tienen efectos

similares tanto en espaciamiento como en ancho de las fisuras, lo que realizó con el fin de eliminar el recubrimiento (c):

$$W_{s,max} = 2 \cdot W_f \cdot \left[1 - \frac{400 - f_s}{400 + 500 \cdot W_f} \right] \quad (3.20)$$

Dónde:

$W_{s,max}$ = Para el cálculo del ancho máximo de fisuras al nivel del refuerzo, [mm]

W_f = Se calcula con la siguiente ecuación: [mm]

$$W_f = 0.007 \{ e' + 0.2 \phi (1 + 0.4 e') \} \quad (3.21)$$

f_s = Esfuerzo del acero de refuerzo en la sección fisurada ($f_s \leq 400$ MPa), [MPa]

ϕ = Diámetro de la barra, [mm]

e' = Es calculado con la siguiente ecuación, [mm]

$$e' = (0.8 + 0.2 c') e \quad (3.22)$$

c' = Es calculado de la siguiente manera:

$$c' = \frac{c}{\phi} \quad (3.23)$$

c = Recubrimiento del hormigón neto (sin el diámetro de las barras de acero de refuerzo), [mm]

e = Calculado con:

$$e = \frac{b}{m \phi} \quad (3.24)$$

m = Número de barras, [-]

b = Ancho del elemento, [mm]

3.3.2.3 ANÁLISIS DE FISURACIÓN EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En esta sección se va a realizar un análisis de fisuración mediante el cálculo del ancho de fisuras durante la aplicación de la carga mediante los enfoques de la sección 3.3.2.2 en elementos con comportamiento a flexión tanto en vigas como en muros esbeltos.

3.3.2.3.1 Elementos sometidos a flexión (Vigas)

Se realizó un análisis para el cálculo de anchos de fisuras en vigas sometidas a flexión, utilizando datos del ejercicio demostrativo realizado en Hernández J. (2014), el cual se refiere a una viga prefabricada de sección de 40 x 60 [cm²] con 2 barras $\phi=16$ a compresión (3,98 cm²) y 2 barras $\phi=36$ a tracción (20,12 cm²), con estribos $\phi=10$ requeridos por

cálculo. El diseño original está sometido a un momento de servicio de 270 [kN-m], los materiales utilizados son acero de resistencia Grado-60 y hormigón con una resistencia de 25 [MPa].

Se analizó con tres diferentes recubrimientos libres 30, 40 y 50 [mm] de acuerdo a la Norma Chilena NCh430 (2008) y con diferentes diámetros de barras de acero de refuerzo para poder conocer la influencia del diámetro de barras en el ancho de fisuración.

Los datos se caracterizaron para el análisis de una viga simple, una viga doblemente armada y una viga con dos capas en tracción conservando la misma área de acero en tracción expuesta anteriormente. Se emplearon las ecuaciones de Gergely y Lutz (1968), Frosch (1999), Piyasena et al. (2003), ACI (318-95/99) y Eurocódigo2 (2001) para el cálculo del ancho de fisuras a flexión, con el fin de conocer el daño que se va a permitir con los límites en términos de deformaciones unitarias que propone la norma chilena de desempeño.

Para conocer el grado de fisuración para el nivel de desempeño Ocupación Inmediata se consideró que la deformación unitaria del acero de refuerzo fuera de 0,01 sin que la deformación unitaria del hormigón sobrepase 0,004, con el fin de validar el daño que se está aceptando con los límites que propone la Norma Chilena de Desempeño.

De la misma manera para conocer la fisuración para el nivel de desempeño de Capacidad de Deformación Adicional se consideró que la deformación unitaria del acero de refuerzo fuera de 0,04 sin que la deformación unitaria del hormigón sobrepase 0,01, con el fin de validar el daño que se está aceptando con este límite de desempeño.

En la Figura 3.9 se muestra un esquema que representa el procedimiento que se llevó a cabo para el cálculo de ancho de fisuras y en las Figuras 3.10, 3.11 y 3.12 se presenta las características de las vigas simplemente armada, doblemente armada y con doble acero a tracción analizadas respectivamente.

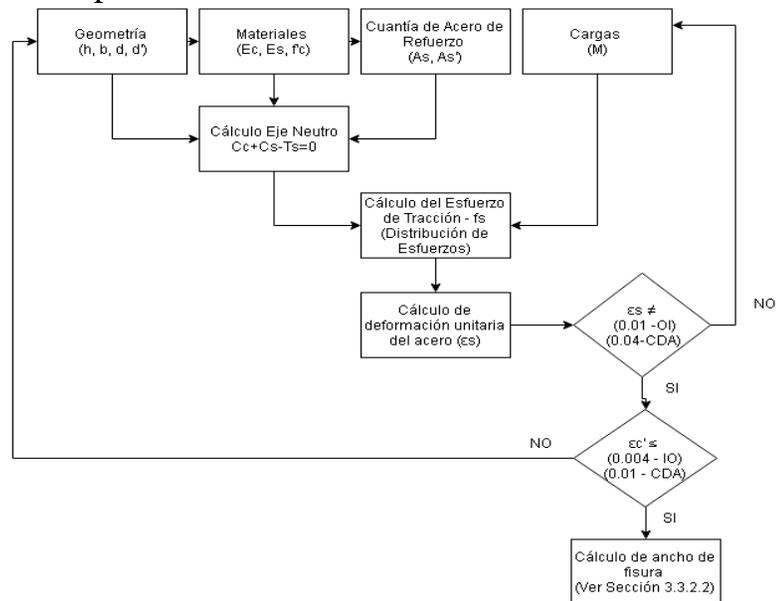


Figura 3.9 Esquema simplificado del procedimiento para el cálculo de ancho de fisuras
Fuente: Elaboración Propia

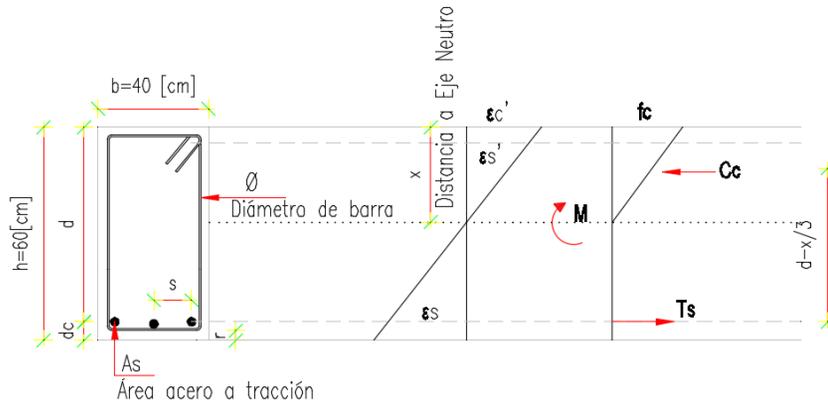


Figura 3.10 Parámetros principales de una viga simplemente armada
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.11 Cálculo de ancho de fisuras en vigas simplemente armada para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata

Diámetro de barra (φ) [mm]	Anchos de Fisuras [mm] / Viga Simple								
	Recubrimiento = 30 [mm]			Recubrimiento = 40 [mm]			Recubrimiento = 50 [mm]		
	Min	Media	Máx	Min	Media	Máx	Min	Media	Máx
8	0,326	0,710	1,237	0,335	0,886	1,592	0,335	1,074	1,978
10	0,335	0,749	1,253	0,335	0,930	1,606	0,335	1,122	1,990
12	0,335	0,804	1,290	0,335	0,993	1,647	0,335	1,193	2,036
14	0,335	0,874	1,346	0,335	1,073	1,712	0,335	1,285	2,110
16	0,335	0,927	1,375	0,335	1,133	1,742	0,335	1,352	2,142
18	0,335	0,974	1,394	0,335	1,185	1,760	0,335	1,410	2,160
20	0,335	0,949	1,340	0,335	1,151	1,675	0,335	1,365	2,051
22	0,335	0,966	1,388	0,335	1,167	1,655	0,335	1,380	2,022
25	0,335	0,968	1,413	0,335	1,162	1,666	0,335	1,369	1,945
32	0,335	1,204	1,807	0,335	1,428	2,117	0,335	1,668	2,443
36	0,335	1,934	2,905	0,335	2,170	2,949	0,335	2,424	3,365
40	0,335	1,601	2,367	0,335	1,794	2,474	0,335	2,001	2,842

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.12 Cálculo de ancho de fisuras en vigas simplemente armada para el nivel de desempeño de Capacidad de Deformación Adicional

Diámetro de barra (φ) [mm]	Anchos de Fisuras [mm] / Viga Simple								
	Recubrimiento = 30 [mm]			Recubrimiento = 40 [mm]			Recubrimiento = 50 [mm]		
	Min	Media	Máx	Min	Media	Máx	Min	Media	Máx
8	0,977	2,129	3,711	1,006	2,659	4,775	1,006	3,221	5,935
10	1,006	2,248	3,758	1,006	2,791	4,817	1,006	3,367	5,970
12	1,006	2,412	3,871	1,006	2,978	4,942	1,006	3,579	6,109
14	1,006	2,621	4,038	1,006	3,220	5,135	1,006	3,856	6,330
16	1,006	2,781	4,126	1,006	3,400	5,227	1,006	4,057	6,427
18	1,006	2,921	4,183	1,006	3,556	5,281	1,006	4,229	6,479
20	1,006	2,848	4,020	1,006	3,452	5,026	1,006	4,094	6,153
22	1,006	2,899	4,163	1,006	3,501	4,965	1,006	4,139	6,066
25	1,006	2,903	4,239	1,006	3,487	4,998	1,006	4,107	5,836
32	1,006	3,612	5,422	1,006	4,284	6,351	1,006	5,003	7,329
36	1,006	5,802	8,714	1,006	6,510	8,847	1,006	7,272	10,096
40	1,006	4,804	7,101	1,006	5,381	7,423	1,006	6,004	8,527

Fuente: Elaboración Propia

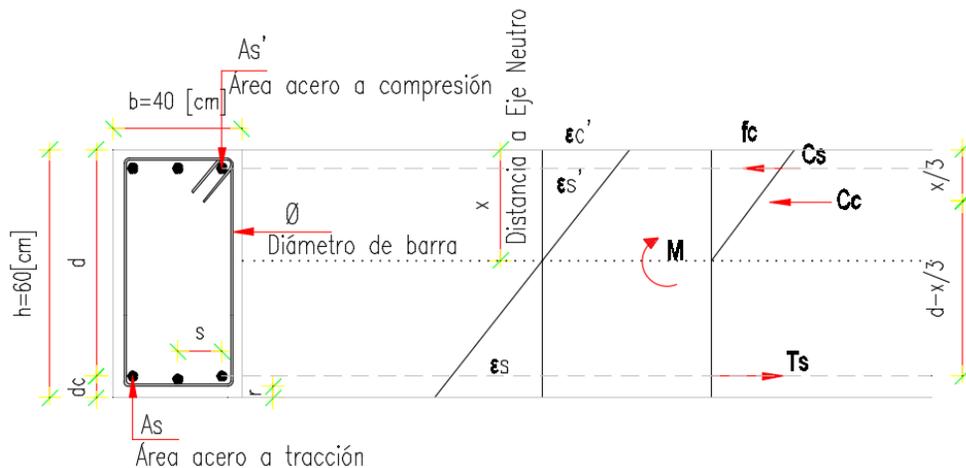


Figura 3.11 Parámetros principales de una viga doblemente armada
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.13 Cálculo de ancho de fisuras en vigas doblemente armada para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata

Diámetro de barra (φ) [mm]	Anchos de Fisuras [mm] / Viga Doblemente Armada								
	Recubrimiento = 30 [mm]			Recubrimiento = 40 [mm]			Recubrimiento = 50 [mm]		
	Min	Media	Máx	Min	Media	Máx	Min	Media	Máx
8	0,324	0,706	1,229	0,335	0,883	1,584	0,335	1,071	1,972
10	0,335	0,746	1,245	0,335	0,927	1,598	0,335	1,119	1,983
12	0,335	0,800	1,282	0,335	0,989	1,639	0,335	1,190	2,029
14	0,335	0,869	1,338	0,335	1,069	1,704	0,335	1,282	2,103
16	0,335	0,922	1,367	0,335	1,129	1,734	0,335	1,349	2,135
18	0,335	0,968	1,386	0,335	1,180	1,752	0,335	1,406	2,152
20	0,335	0,944	1,331	0,335	1,146	1,667	0,335	1,360	2,043
22	0,335	0,961	1,378	0,335	1,161	1,646	0,335	1,375	2,014
25	0,335	0,962	1,403	0,335	1,157	1,656	0,335	1,364	1,937
32	0,335	1,196	1,794	0,335	1,421	2,105	0,335	1,662	2,432
36	0,335	1,922	2,886	0,335	2,161	2,934	0,335	2,417	3,353
40	0,335	1,590	2,349	0,335	1,784	2,459	0,335	1,994	2,829

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.14 Cálculo de ancho de fisuras en vigas doblemente armada para el nivel de desempeño de Capacidad de Deformación Adicional

Diámetro de barra (φ) [mm]	Anchos de Fisuras [mm] / Viga Doblemente Armada								
	Recubrimiento = 30 [mm]			Recubrimiento = 40 [mm]			Recubrimiento = 50 [mm]		
	Min	Media	Máx	Min	Media	Máx	Min	Media	Máx
8	0,971	2,118	3,688	1,006	2,648	4,753	1,006	3,212	5,915
10	1,006	2,237	3,735	1,006	2,780	4,794	1,006	3,358	5,950
12	1,006	2,399	3,847	1,006	2,966	4,918	1,006	3,569	6,088
14	1,006	2,607	4,013	1,006	3,207	5,111	1,006	3,846	6,308
16	1,006	2,766	4,100	1,006	3,386	5,202	1,006	4,046	6,405
18	1,006	2,905	4,157	1,006	3,541	5,256	1,006	4,217	6,456
20	1,006	2,831	3,993	1,006	3,437	5,000	1,006	4,081	6,130
22	1,006	2,882	4,134	1,006	3,484	4,938	1,006	4,125	6,041
25	1,006	2,885	4,208	1,006	3,470	4,969	1,006	4,092	5,811
32	1,006	3,589	5,383	1,006	4,262	6,314	1,006	4,985	7,296
36	1,006	5,767	8,657	1,006	6,482	8,803	1,006	7,250	10,058
40	1,006	4,771	7,048	1,006	5,353	7,377	1,006	5,981	8,487

Fuente: Elaboración Propia

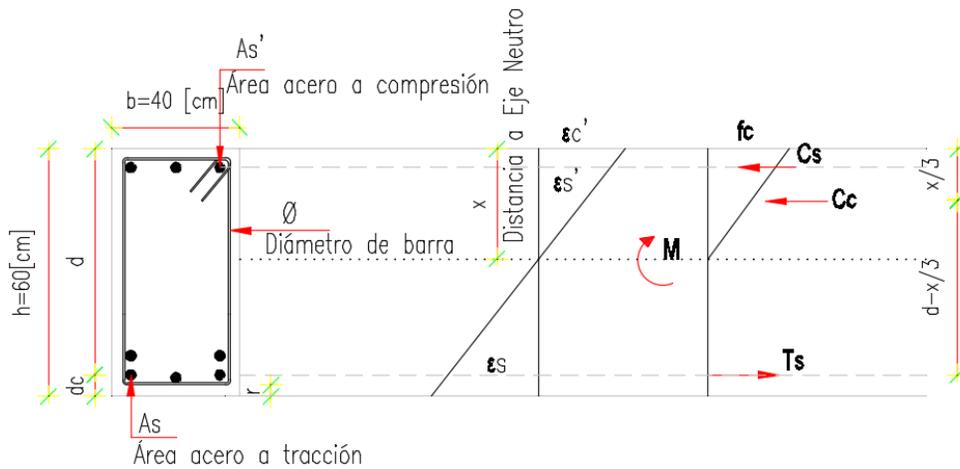


Figura 3.12 Parámetros principales de una viga doblemente armada con dos capas a tracción
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.15 Cálculo de ancho de fisuras en vigas con dos capas a tracción para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata

Diámetro de barra (ϕ) [mm]	Anchos de Fisuras [mm] / Viga con Dos Capas en Tracción								
	Recubrimiento = 30 [mm]			Recubrimiento = 40 [mm]			Recubrimiento = 50 [mm]		
	Min	Media	Máx	Min	Media	Máx	Min	Media	Máx
8	0,335	0,758	0,993	0,335	0,891	1,320	0,335	1,073	1,684
10	0,335	0,826	1,097	0,335	0,946	1,321	0,335	1,132	1,683
12	0,335	0,912	1,265	0,335	1,023	1,484	0,335	1,216	1,725
14	0,335	1,019	1,457	0,335	1,121	1,706	0,335	1,325	1,969
16	0,335	1,120	1,609	0,335	1,212	1,882	0,335	1,419	2,168
18	0,335	1,215	1,742	0,335	1,300	2,033	0,335	1,508	2,340
20	0,335	1,185	1,721	0,335	1,260	2,007	0,335	1,458	2,309
22	0,335	1,273	1,863	0,335	1,345	2,072	0,335	1,533	2,381
25	0,335	1,268	1,808	0,335	1,330	2,101	0,335	1,515	2,412
32	0,335	1,263	2,400	0,335	1,322	2,445	0,335	1,459	2,510
36	0,335	1,045	1,952	0,335	1,092	1,995	0,335	1,204	2,055
40	0,335	0,888	1,629	0,335	0,927	1,670	0,335	1,022	1,727

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.16 Cálculo de ancho de fisuras en vigas con dos capas a tracción para el nivel de desempeño de Capacidad de Deformación Adicional

Diámetro de barra (ϕ) [mm]	Anchos de Fisuras [mm] / Viga con Dos Capas en Tracción								
	Recubrimiento = 30 [mm]			Recubrimiento = 40 [mm]			Recubrimiento = 50 [mm]		
	Min	Media	Máx	Min	Media	Máx	Min	Media	Máx
8	1,006	2,274	2,980	1,006	2,672	3,960	1,006	3,218	5,052
10	1,006	2,477	3,292	1,006	2,837	3,964	1,006	3,397	5,050
12	1,006	2,737	3,796	1,006	3,068	4,453	1,006	3,649	5,174
14	1,006	3,057	4,371	1,006	3,362	5,119	1,006	3,974	5,907
16	1,006	3,359	4,828	1,006	3,637	5,645	1,006	4,257	6,505
18	1,006	3,646	5,225	1,006	3,901	6,099	1,006	4,523	7,021
20	1,006	3,554	5,164	1,006	3,780	6,021	1,006	4,375	6,926
22	1,006	3,819	5,589	1,006	4,034	6,215	1,006	4,599	7,144
25	1,006	3,805	5,424	1,006	3,990	6,304	1,006	4,544	7,237
32	1,006	3,788	7,199	1,006	3,965	7,334	1,006	4,378	7,531
36	1,006	3,135	5,856	1,006	3,275	5,984	1,006	3,613	6,166
40	1,006	2,665	4,888	1,006	2,781	5,011	1,006	3,066	5,181

Fuente: Elaboración Propia

Aunque el ancho de fisuras depende de la configuración de la viga, con los resultados obtenidos se observa que las fisuras son menores en una viga con dos capas de acero en tracción, además que el ancho de fisura aumenta cuando se tiene mayor tensión en el acero, a la vez se observa que con mayores espesores de recubrimiento se tienen menores tensiones en el acero por ende mayores anchos de fisuración como se observa en la Figura 3.13 y debido generalmente a la configuración de armado de la viga, cuando se aumenta el diámetro de la barra la tensión del acero es menor, por lo que es preferible tener más número de barras de menor diámetro con un espacio moderado que pocas barras de mayor diámetro para tener un mejor control de fisuración en el elemento, (Comité ACI 318, 2014).

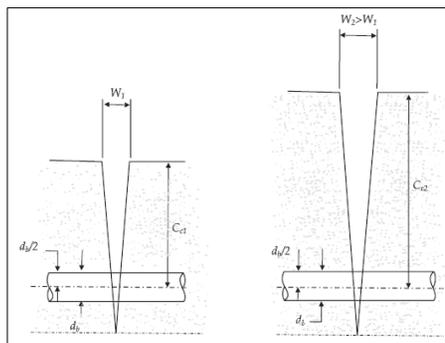


Figura 3.13 Influencia del espesor del recubrimiento en anchos de fisuras (w_1 y w_2)
Fuente: Submanian N. (2005)

La Tabla 3.17 y 3.18 muestra el valor mínimo, medio y máximo de todos los resultados concernientes al mismo diámetro y a la misma categoría para los dos niveles de desempeño. En ellas se presenta que para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata con una barra de diámetro de 36 [mm] se obtuvo un ancho de fisura máximo de 2,71 [mm] y una media de 1,819 [mm] y para el nivel de desempeño de Capacidad de Deformación Adicional un ancho de fisura máximo de 8,13 [mm] y una media de 5,46 [mm].

Tabla 3.17 Resumen de ancho de fisuras con diferentes diámetros para nivel de desempeño de Ocupación Inmediata

Diámetro de barra [mm]	Ancho de fisuras [mm]		
	Min	Media	Máx
8	0,333	0,894	1,510
10	0,335	0,944	1,531
12	0,335	1,013	1,600
14	0,335	1,102	1,716
16	0,335	1,174	1,795
18	0,335	1,238	1,858
20	0,335	1,202	1,794
22	0,335	1,240	1,824
25	0,335	1,233	1,816
32	0,335	1,402	2,228
36	0,335	1,819	2,710
40	0,335	1,511	2,261
MIN	0,333	0,894	1,510
MAX	0,335	1,819	2,710
MEDIA	0,335	1,231	1,887

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.18 Resumen de ancho de fisuras con diferentes diámetros de barra para nivel de desempeño de Capacidad de Deformación Adicional

Diámetro de barra [mm]	Ancho de fisuras [mm]		
	Min	Media	Máx
8	0,999	2,683	4,530
10	1,006	2,832	4,592
12	1,006	3,040	4,800
14	1,006	3,306	5,148
16	1,006	3,521	5,385
18	1,006	3,715	5,573
20	1,006	3,606	5,381
22	1,006	3,720	5,473
25	1,006	3,698	5,447
32	1,006	4,207	6,684
36	1,006	5,456	8,131
40	1,006	4,534	6,782
MIN	0,999	2,683	4,530
MAX	1,006	5,456	8,131
MEDIA	1,005	3,693	5,661

Fuente: Elaboración Propia

Finalmente con el valor máximo del promedio de fisuras con todos los diámetros de barra se validan los límites de tal manera que se relaciona el nivel de fisuración con el nivel de daño admitido con lo establecido por FEMA 306 (1998) y FEMA 356 (2000) y con ello se concluye que la severidad de daño corresponde a Insignificante con los límites en términos de deformación unitaria para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata como se muestra en la Tabla 3.19, de la misma manera se realizó con el nivel de desempeño de Capacidad de Deformación Adicional en el cual el daño es de Fuerte.

Tabla 3.19 Ancho de fisuras relacionadas con el nivel de desempeño y daño

Nivel Desempeño [-]	Diámetro de barra [mm]	C.Chileno	FEMA 306	FEMA 356
		$w_{fisuras}$ [mm]	$w_{fisuras}$ [mm]	$w_{fisuras}$ [mm]
Ocupación Inmediata	36	1,82	-	4,76
Capacidad de Deformación Adicional	36	5,46	-	9,53

Fuente: Elaboración Propia.

3.3.2.3.2 Elementos sometidos a flexión (Muros esbeltos)

Se realizó un análisis para el cálculo de anchos de fisuras a flexión en muros rectangulares sin cabezales en base a las formulaciones consideradas para vigas pero con parámetros ajustados para el análisis de muros, para llevar a cabo el análisis se utilizó algunos datos del ejercicio de Aguiar R. (2003), el cual se refiere a un muro rectangular sin cabezales de 20 x 400 [cm] sometidos a una carga axial de 40 [Ton].

Los materiales utilizados son acero de resistencia Grado 60 y hormigón con una resistencia de 25 [MPa].

Se analizó con tres diferentes recubrimientos libres 30, 40 y 50 [mm] de acuerdo a la Norma Chilena (NCh43Of.2008, 2008) y con diferentes diámetros de barras de acero de refuerzo para poder conocer la influencia del diámetro de barras en el ancho de fisuración.

Para conocer el grado de fisuración para el nivel de desempeño Ocupación Inmediata se consideró que la deformación unitaria del acero de refuerzo fuera de 0,01 sin que la deformación unitaria del hormigón sobrepase 0,004, con el fin de validar el daño que se está aceptando con los límites que propone la Norma Chilena de Desempeño.

De la misma manera para conocer la fisuración para el nivel de desempeño de Capacidad de Deformación Adicional se consideró que la deformación unitaria del acero de refuerzo fuera de 0,04 sin que la deformación unitaria del hormigón sobrepase 0,01, con el fin de validar el daño que se está aceptando con este límite de desempeño.

En la Figura 3.14 se muestra un esquema que representa el procedimiento que se llevó a cabo para el cálculo de ancho de fisuras y en la Figura 3.15 se presenta las características del muro analizado.

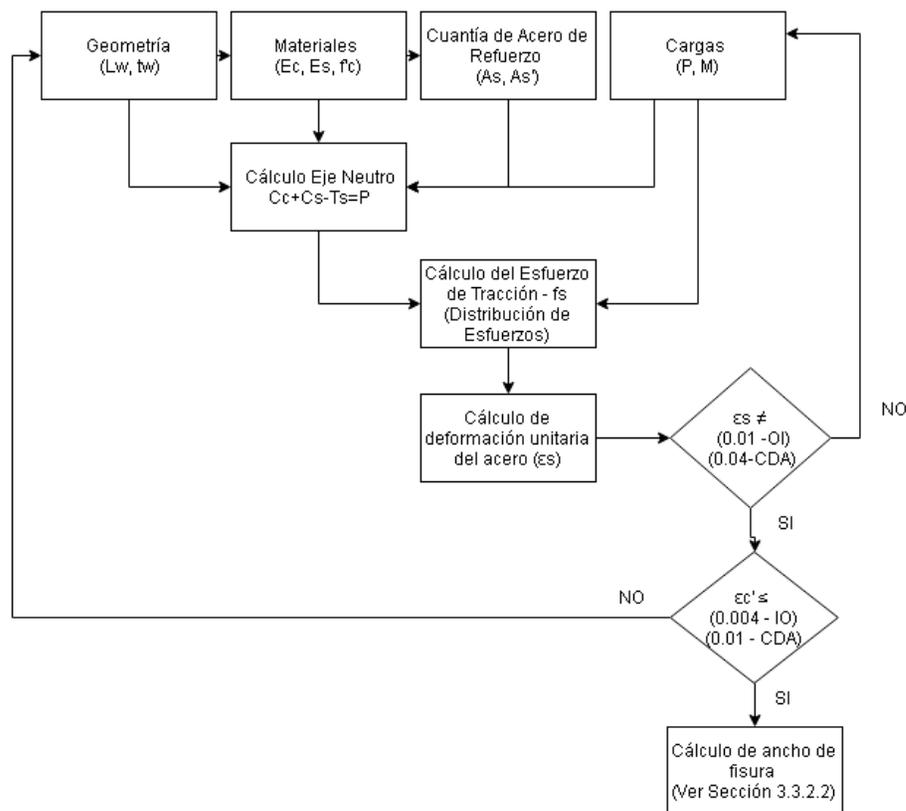


Figura 3.14 Esquema simplificado del procedimiento para el cálculo de ancho de fisuras en muros rectangulares

Fuente: Elaboración Propia

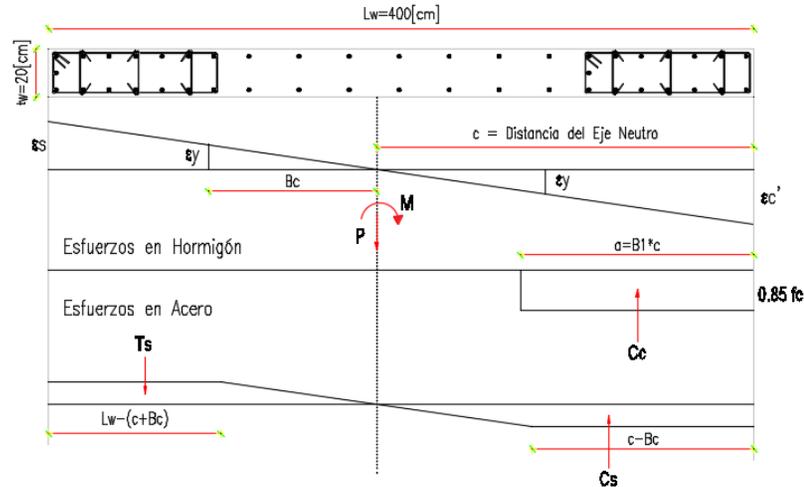


Figura 3.15 Parámetros principales de un muro rectangular para cálculo de fisuras
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.20 Cálculo de ancho de fisuras en muros rectangulares para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata

Diámetro de barra (ϕ) [mm]	Anchos de Fisuras [mm]								
	Recubrimiento = 30 [mm]			Recubrimiento = 40 [mm]			Recubrimiento = 50 [mm]		
	Min	Media	Máx	Min	Media	Máx	Min	Media	Máx
8	0,464	0,784	1,104	0,636	1,259	1,881	0,959	2,129	3,299
10	0,541	0,817	1,093	0,653	1,135	1,618	0,959	2,129	3,299
12	0,651	0,896	1,141	0,745	1,166	1,588	0,854	1,482	2,111
16	0,858	1,088	1,318	0,938	1,330	1,723	1,025	1,594	2,164
20	1,186	1,469	1,751	1,272	1,706	2,139	1,363	1,955	2,547
22	1,210	1,500	1,790	1,286	1,730	2,174	1,366	1,971	2,576
25	1,350	1,653	1,957	1,425	1,881	2,338	1,502	2,118	2,733
32	1,781	2,282	2,782	1,860	2,507	3,154	1,941	2,738	3,535
36	1,444	2,029	2,614	1,504	2,177	2,850	1,565	2,328	3,091

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.21 Cálculo de ancho de fisuras en muros rectangulares para el nivel de desempeño de Capacidad de Deformación Adicional

Diámetro de barra (ϕ) [mm]	Anchos de Fisuras [mm]								
	Recubrimiento = 30 [mm]			Recubrimiento = 40 [mm]			Recubrimiento = 50 [mm]		
	Min	Media	Máx	Min	Media	Máx	Min	Media	Máx
8	1,392	2,352	3,312	1,909	3,777	5,644	2,877	6,387	9,897
10	1,623	2,451	3,278	1,958	3,406	4,854	2,877	6,387	9,897
12	1,954	2,689	3,424	2,234	3,499	4,763	2,562	4,447	6,332
16	2,574	3,264	3,954	2,814	3,991	5,168	3,074	4,782	6,491
20	3,559	4,407	5,254	3,817	5,117	6,417	4,088	5,864	7,640
22	3,630	4,499	5,369	3,859	5,191	6,522	4,097	5,913	7,729
25	4,049	4,960	5,870	4,274	5,643	7,013	4,506	6,353	8,200
32	5,343	6,845	8,347	5,580	7,520	9,461	5,822	8,214	10,606
36	4,333	6,087	7,841	4,512	6,530	8,549	4,694	6,983	9,272

Fuente: Elaboración Propia

La Tabla 3.22 y 3.23 muestra el valor mínimo, medio y máximo de todos los resultados concernientes al mismo diámetro y a la misma categoría para los dos niveles de desempeño. En ellas se presenta que para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata

con una barra de diámetro de 32 [mm] se obtuvo un ancho de fisura máximo de 3.16 [mm] y una media de 1.70 [mm] y para el nivel de desempeño de Capacidad de Deformación Adicional un ancho de fisura máxima de 9.47 [mm] y una media de 5,10 [mm].

Tabla 3.22 Resumen de anchos de fisuras en muros rectangulares para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata

Diámetro de barra [mm]	Ancho de fisuras [mm]		
	Min	Media	Máx
8	0,686	1,391	2,095
10	0,718	1,360	2,003
12	0,750	1,182	1,613
16	0,940	1,337	1,735
20	1,274	1,710	2,146
22	1,287	1,734	2,180
25	1,425	1,884	2,343
32	1,860	2,509	3,157
36	1,504	2,178	2,851
MIN	0,686	1,182	1,613
MAX	1,860	2,509	3,157
MEDIA	1,161	1,698	2,236

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.23 Resumen del cálculo de ancho de fisuración con diferentes diámetros de barra para el nivel de desempeño Capacidad de Deformación Adicional

Diámetro de barra [mm]	Ancho de fisuras [mm]		
	Min	Media	Máx
8	2,059	4,172	6,285
10	2,153	4,081	6,010
12	2,250	3,545	4,840
16	2,820	4,012	5,204
20	3,821	5,129	6,437
22	3,862	5,201	6,540
25	4,276	5,652	7,028
32	5,581	7,526	9,471
36	4,513	6,534	8,554
MIN	2,059	3,545	4,840
MAX	5,581	7,526	9,471
MEDIA	3,482	5,095	6,708

Fuente: Elaboración Propia

Finalmente con el valor máximo del promedio de fisuras con todos los diámetros de barra se validan los límites de tal manera que se relaciona el nivel de fisuración con el nivel de daño admitido con lo establecido por FEMA 306 (1998), FEMA 356 (2000) y Shirandhonkar S. y Sinha R. (2015), se concluye que la severidad de daño corresponde a Insignificante con los límites en términos de deformación unitaria para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata como se muestra en la Tabla 3.24, de la misma manera se realizó con el nivel de desempeño de Capacidad de Deformación Adicional en el cual el daño es de Fuerte, es decir hay trituración significativa del hormigón.

Tabla 3.24 Ancho de fisuras relacionadas con el nivel de desempeño

Nivel Desempeño [-]	Diámetro de barra [mm]	C.Chileno	FEMA 306	FEMA 356	Shirandhonkar S. et al.
		Wfisuras [mm]	Wfisuras [mm]	Wfisuras [mm]	Wfisuras [mm]
Ocupación Inmediata	32	2,51	Flexión<4,76 / Corte < 1,59	Flexión<4,76 / Corte < 1,59	Corte < 1,00
Capacidad de Deformación Adicional	32	7,52	Flexión<9,53	-	-

Fuente: Elaboración Propia.

3.4 COMPARACIÓN CON NORMAS Y PROPUESTAS EXTRANJERAS

En esta sección se establece una comparación entre las propuestas extranjeras para diseño por desempeño. Se analizó seis propuestas que establecen criterios para una configuración estructural de EE.UU., SEAOC – Comité Visión 2000 (1995), Applied Technology Council – ATC 40 (1996), Federal Emergency Management Agency – FEMA 273 (1997) / FEMA 356 (2000), Pacific Earthquake Engineering Research Center – PEER(TBI) (2010), American Society of Civil Engineers – ASCE 41/13 (2014), Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council – LATBSDC (2014); otro para la configuración estructural de Chile ACHISINA (2017), y otra para la configuración estructural europea Eurocódigo 8(2004).

3.4.1 NIVELES DE DESEMPEÑO

La Tabla 3.25 se muestra una comparación entre los diferentes niveles de desempeño que establecen los distintos procedimientos y normas extranjeras a analizar:

Tabla 3.25 Comparación de niveles de desempeño de acuerdo a diferentes propuestas de diseño por desempeño

Año	Códigos Nacionales / Extranjeras	Niveles de Diseño por Desempeño a Nivel Global
1995	VISION 2000 ₁	1 Completamente Operacional
		2 Operacional
		3 Seguridad de Vida
		4 Cerca al Colapso
1997/2000	FEMA 273 / FEMA 356 ₂	1 Operacional
		2 Ocupación Inmediata
		3 Seguridad de Vida
		4 Prevención de Colapso
2004	EUROCÓDIGO ₃	1 Limitación de Daño
		2 Daño Significante/No Colapso
		3 Prevención de Colapso
2010	PEER (TBI) ₄	1 Nivel de Servicio
		2 Baja probabilidad de Colapso
2014	ASCE 41-13 ₅	1 Operacional
		2 Ocupación Inmediata
		3 Seguridad de Vida
		4 Prevención de Colapso
2014	LATBSDC ₆	1 Nivel de Servicio
		2 Baja probabilidad de Colapso
2017	CÓDIGO CHILENO ₇	1 Ocupación Inmediata
		2 Capacidad de Deformación Adicional

(1) VISION 2000 (SEAOC 1995) - Performance Based Seismic Engineering of Buildings (pág.2-2)

(2) FEMA 273 (Tabla 2-3, Sección 2.5.3)

(3) EC8(1998-1) - Seismic Design of Buildings Worked Examples (EC.Carvalho -pág.10)/EC8(1998-3)

(4) PEER -TBI - Design of tall buildings (Sección 2.1, pág.7)

(5) ASCE 41-13 (Tabla C2-3 y Fig C2-1)

(6) LATB - An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of TB in Los Angeles Region (pág.9, 15)

(7) Propuesta de Código Chileno para Edificios Altos (PBD2015-08-2014 -pág.7)

Fuente: Elaboración Propia

3.4.2 NIVELES DE PELIGRO SÍSMICO

En la Tabla 3.26 se muestra una comparación entre los diferentes niveles de peligro sísmico y en la Tabla 3.27 una comparación en términos de probabilidad de excedencia que establecen los diferentes procedimientos y normas extranjeras:

Tabla 3.26 Comparación de niveles de peligro sísmico con diferentes propuestas de normas de diseño basado en desempeño

Año	Códigos Nacionales / Extranjeros	Earthquake Ground Motion / Seismic Input	Recurrencia de Intervalo
1995	VISION 2000 ₁	1 Frecuente	43 años Periodo de Retorno
		2 Ocasional	72 años Periodo de Retorno
		3 Raro	475 años Periodo de Retorno
		4 Muy Raro	970 años Periodo de Retorno
1997/2000	FEMA 273 / FEMA 356 ₂	1 Basic Safety Earthquake (BSE-1)	~474 años Periodo de Retorno
		2 Basic Safety Earthquake (BSE-2 ó MCE)	~2475 años Periodo de Retorno (MCEr)
1998	EUROCÓDIGO ₃	1 Frecuente	225 años Periodo de Retorno
		2 Sismo de Diseño	475 años Periodo de Retorno
		3 Muy Raro	2475 años Periodo de Retorno
2010	PEER (TBI) ₄	1 Nivel de Servicio	43 años Periodo de Retorno
		2 Terremoto Máximo Considerado (MCEr)	MCEr
2013	ASCE 41-13 ₅	1 BSE-1N	(2/3) MCEr
		2 BSE-2N (MCEr)	MCEr
2014	LATBSDC ₆	1 Nivel de Servicio	43 años Periodo de Retorno
		2 Terremoto Máximo Considerado (MCEr)	MCEr
2017	CÓDIGO CHILENO ₇	1 Sismo de Diseño	Determinístico (Sismo de 1985, 2010, 2014)
		2 Sismo Máximo Considerado	Determinístico (Estudio de riesgo sísmico o 1,35d -Sismo de Diseño)

(1) VISION 2000 - Performance Based Seismic Engineering of Buildings (Tabla 2.1 / pág.2-5)

(2) FEMA 273 (Tabla 2-2, Sección 2.4.1)

(3) EC8(1998-1) - Seismic Design of Buildings Worked Examples (EC.Carvalho -pág.10)/EC8(1998-3, pág.14)

(4) PEER -TBI - Design of tall buildings (Sección 3.4 / pág.7, 9) y ASCE7-10 (Capítulo 21)

(5) ASCE 41-13 (Tabla C2.2, Sección 2.2, pág.45) / De acuerdo al ASCE 7 (Capítulo 21)

(6) LATB (Sección 3.4.2 / pág.26) y ASCE7-10 (Capítulo 21)

(7) Propuesta de Código Chileno para Edificios Altos (PBD2015-08-2014 -pág.7 - Sección 3.4.2) / Art.13 Decreto-61 2011

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.27 Comparación de niveles de peligro sísmico en función de la probabilidad de excedencia de acuerdo a diferentes propuestas de diseño por desempeño

	CÓDIGO CHILENO	VISION 2000	FEMA 273	PEER (TBI)	ASCE 41-13	LATBSDC	EUROCÓDIGO
Frecuente	SD ₁	50% en 30 años		50% en 30 años		50% en 30 años	10% en 10 años
Ocasional		50% en 50 años					
Raro		10% en 50 años	10% en 50 años		~10% en 50 años		10% en 50 años
Muy Raro	SMC ₂	10% en 100 años	2% en 50 años	10% en 100 años	~2% en 50 años	10% en 100 años	10% en 100 años

Ref: Adoptado del código VISION 2000

(1) SD - Sismo de Diseño (Sismo de 1985, 2010, 2014)

(2) SMC - Sismo Máximo Considerado (Es necesario un estudio de riesgo sísmico o adoptar un sismo, el cual tenga 1,35d del Sismo de Diseño)

Fuente: Elaboración Propia

3.4.3 OBJETIVOS DE DESEMPEÑO

En la Tabla 3.28 se muestra una comparación entre los objetivos de desempeño que establecen los diferentes procedimientos y normas extranjeras, en ella se observa que

principalmente se pretende obtener un nivel de Ocupación Inmediata, es decir que los elementos estructurales conserven su funcionalidad general, esperando que las reparaciones sean menores para un nivel de peligro sísmico Frecuente y que se evite el colapso de la estructura ante el sismo máximo considerado.

Tabla 3.28 Comparación de objetivos de desempeño con diferentes propuestas de normas de diseño basado en desempeño

	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso
Frecuente	2	3, 5, 6, 7		
Ocasional		2		
Raro			1, 2, 4, 7	
Muy Raro				1 - 7

(1) FEMA 273/FEMA 356

(2) VISION 2000

(3) PEER (TBI)

(4) ASCE 41-13

(5) LATBSDC

(6) CÓDIGO CHILENO

(7) EUROCÓDIGO

Ref: Adoptado del código VISION 2000 y FEMA 273. Cabe mencionar que se está adoptando que los niveles de desempeño (Operacional - FEMA273 = Completamente Operacional - VISION2000 / Ocupación Inmediata - FEMA 273 = Operacional - VISIÓN2000) / Nivel de Servicio - Código Chileno, PEER, LATB = Ocupación Inmediata - FEMA273)

Fuente: Elaboración Propia

3.4.4 CRITERIOS DE ACEPTABILIDAD DE DESEMPEÑO

De acuerdo al FEMA 306 (1998) el desempeño global del sistema estructural es una suma del desempeño de sus componentes y por ende de las propiedades de los materiales que los conforman.

Es por tal que las diferentes normas establecen criterios globales y criterios locales para cada elemento estructural para la medición de desempeño.

3.4.4.1 Criterios de aceptación global

Las distintas propuestas extranjeras miden el desempeño a nivel global mediante los desplazamientos laterales relativos de entresijos o derivas, la cual se define de la siguiente manera:

$$\theta_i = \frac{(\Delta_{i+1} - \Delta_i)}{(x_{i+1} - x_i)} \quad (3.25)$$

Dónde:

θ_i = Deriva límite

Δ_i = Máximo desplazamiento en el nivel i

$(x_{i+1} - x_i)$ = Altura del entresijo

La Tabla 3.29 muestra un resumen de los criterios de aceptación global de las distintas normas expuestas.

Tabla 3.29 Criterios de aceptación global con diferentes propuestas de normas de diseño basado en desempeño

Nivel Desempeño	Drift	VISION 2000 ³	ATC-40 ¹	FEMA 273 ²	PEER (TBI) ⁴	ASCE 41-13 ⁵	LATBDC ⁶	Código Chileno ⁷
		1995	1996	1997	2010	2014	2014	2017
Operacional	Transiente	<0,2% (+/-)	1%	-	-	-	-	-
	Permanente	Nada	0,50%	-	-	-	-	-
Ocupación Inmediata	Transiente	<0,5% (+/-)	1% - 2%	1%	0,50%	CONCRETE FRAMES/CONCRETE WALLS - Minor or no nonstructural damage.	0,50%	0,5% - 0,7%
	Permanente	Nada	0,5% - 1,5%	Negligible	Nada	CONCRETE FRAMES/CONCRETE WALLS - Negligible.	Nada	-
Seguridad de Vida	Transiente	<1,5% (+/-)	2%	2%	-	CONCRETE FRAMES/CONCRETE WALLS - Suficiente para causar daño no estructural.	-	-
	Permanente	<0,5% (+/-)	No limit	1%	-	CONCRETE FRAMES/CONCRETE WALLS - Notable	-	-
Prevención de Colapso	Transiente	<2,5% (+/-)	0,33 (Vi/Pi)	4%	0,03 /0,045	CONCRETE FRAMES/CONCRETE WALLS - Suficiente para causar gran daño no estructural.	0,03 Ki/0,045 Ki	-
	Permanente	<2,5% (+/-)	No limit	4%	0,01 /0,015	CONCRETE FRAMES/CONCRETE WALLS - Extensive.	0,01 Ki/0,015 Ki	-
	Pérdida de Resistencia	-	20%	-	20%	-	20%	-

(1) ATC-40 (Tabla 11-2, pág.11-4)

(2) FEMA 273 (Tabla 2-4)/(Tabla C1-3/Fema 356)

(3) VISION 2000 - Performance Based Seismic Engineering of Buildings (Tabla 2-6a, pág.2-11)

(4) PEER -TBI - Design of tall buildings (Sección 7.7.3, pág.51 y Sección 8.7.1, pág.71)

(5) ASCE 41-13 (Tabla C2-4, pág.37)

(6) LATB (Sección 3.4.5 y 3.5.4.2/pág.28 y 40)

(7) Código Chileno por Desempeño (Sección 4.1.1.2, pág.18)

*Ki es un factor del coeficiente de riesgo sísmico dado por la Tabla 6 (pág.39) de la norma respectiva

Fuente: Elaboración Propia

3.4.4.2 Criterios de aceptación local

El criterio de aceptación local es a nivel de elemento estructural y existen distintas medidas de desempeño que son utilizadas por las diferentes normas de desempeño. La Tabla 3.30 contiene las distintas variables de desempeño según las normas analizadas. La variable de medición de desempeño más utilizada por las normativas extranjeras para los diferentes elementos estructurales es la rotación en las rótulas plásticas, sin embargo, la

nueva propuesta chilena establece una diferencia importante en este punto, porque considera limitar los materiales estableciendo límites en términos de deformación unitaria a compresión (hormigón) y a tracción (acero de refuerzo).

Tabla 3.30 Medidas representativas para elementos de hormigón amado

Elemento Estructural	ATC-40 ¹	FEMA 273 ² / FEMA 356 ³	ASCE 41-13 ⁴	LATBSDC ⁵	PEER (TBI) ⁶	Código Chileno ⁷
Vigas Esbeltas	Rotación de rótulas plásticas (Ver Tabla 11-3)*	Rotación rótulas plásticas (Ver Tabla 6-7)*	Rotación rótulas plásticas (Ver Tabla 10-7)*	Los criterios de aceptabilidad para cada uno de los elementos se basan en la propuesta del ASCE 41.	Los criterios de aceptabilidad para cada uno de los elementos se basan en la propuesta del ASCE 41. y ATC 72, sin embargo también se proponen límites de aceptabilidad en deformaciones unitarias para los materiales.	Los criterios de aceptabilidad para cada uno de los elementos se basan en la propuesta del ASCE 41, sin embargo también se proponen límites de aceptabilidad en deformaciones unitarias para los materiales.
Vigas de Acople	Rotación de rótulas plásticas (Ver Tabla 11-9)*	Rotación rótulas plásticas (Ver Tabla 6-19)*	Rotación rótulas plásticas (Ver Tabla 10-20)*			
Muros de Corte	Rotación en rótula plástica (FLEXIÓN) / Drift (CORTE) (Ver Tabla 11-7)*	Rotación en rótula plástica (FLEXIÓN) / Drift (CORTE) (Ver Tabla 6-19)*	Drift (Ver Tabla 10-19)*	Los criterios de aceptabilidad para cada uno de los elementos se basan en la propuesta del ASCE 41.	Los criterios de aceptabilidad para cada uno de los elementos se basan en la propuesta del ASCE 41. y ATC 72, sin embargo también se proponen límites de aceptabilidad en deformaciones unitarias para los materiales.	Los criterios de aceptabilidad para cada uno de los elementos se basan en la propuesta del ASCE 41, sin embargo también se proponen límites de aceptabilidad en deformaciones unitarias para los materiales.
Segmentos de Muro / Machones	Rotación en rótula plástica (FLEXIÓN) / Drift (CORTE) (Ver Tabla 11-7)*	Rotación en rótula plástica (FLEXIÓN) / Drift (CORTE) (Ver Tabla 6-18)*	Drift (Ver Tabla 10-19)*			
Columnas	Rotación de rótulas plásticas (Ver Tabla 11-5)*	Rotación rótulas plásticas (Ver Tabla 6-9)*	Rotación rótulas plásticas (Ver Tabla 10-8)*			

(1) ATC-40 (Sección 9.5.5.2, pág 9-41, 9-45)

(2) FEMA 273 (Sección 6.8.2.2, pag.6-42)

(3) FEMA 356 (Sección 6.8.2.2, pag.6-42 y 6-48)

(4) ASCE 41-13 (Sección 10.7.2.2.2, pag.212)

(5) LATBSDC (Sección 3.5.4.1.2, pag.29 Y 39)

(6) PEER (TBI) (Sección 7.1, pag.71)

(7) Propuesta de Código Chileno para Edificios Altos (PBD2015-08-2014 - pág.18 - Sección 4)

* Se especifica el número de tabla al cual puede referirse, no se coloca los valores porque dependen de algunos factores geométricos y de cargas

Fuente: Elaboración Propia

La nueva norma chilena presenta como medida representativa la deformación unitaria, en la Tabla 3.31 se muestran criterios locales de otras propuestas que limitan para cada nivel de desempeño en la misma medida representativa.

Tabla 3.31 Medidas representativas para elementos de hormigón amado

Niveles de Desempeño	Material	Características	Material	Deformación Unitaria		
				PEER (TBI) ¹	Código Chileno por Desempeño ²	NCh 430, Decreto 60 ³
Ocupación Inmediata	Hormigón Estructural	Confinado/Flexión y Carga axial	ec(u)	General	Muros Y Vigas de Acople / Muros y Marcos	Muros Estructurales Especiales / Vigas de Acople
	Acero de Refuerzo	Tensión Compresión	et(u)	-	0,004 / 0,008	0,008
Prevención de Colapso	Hormigón Estructural	Confinado/Flexión y Carga axial	ec(u)	0,015	0,01 / 0,015	-
	Acero de Refuerzo	Tensión Compresión	et(u)	0,05	0,04 / 0,05	-
				0,02	-	-

(1) PEER - TBI (Sección 8.6.2, pág 71)

(2) Código Chileno por Desempeño (Sección 4.1., pág 18 - VERSIÓN 2015 / Sección 4.1., pág 16 - VERSIÓN 2017)

(3) INCh 430, Decreto 60 (Sección 21.9.5.4., pág 20)

Fuente: Elaboración Propia

CAPÍTULO IV: VALIDACIÓN NUMÉRICA

4.1 MODELACIÓN NUMÉRICA MEDIANTE ETABS 2015 v.15.2.2

Este capítulo presenta información detallada de la calibración del modelo analítico que se realizó en el programa comercial ETABS 2015 v.15.2.2 y la comparación del mismo con los resultados experimentales de los muros esbeltos de hormigón armado ensayados por Thomsen y Wallace (1995).

Para el modelamiento de los muros, se utilizó el elemento tipo cascarón o “shell” plano, delgado de cuatro nodos con capas, para modelar el comportamiento no lineal de la sección, mediante diversas leyes constitutivas de acero y hormigón.

Los elementos de cuatro nodos presentan un total de 24 grados de libertad, 6 grados de libertad por nodo (3 desplazamientos y 3 giros), este tipo de elementos son estables ante cargas perpendiculares y en el plano. Además, cabe mencionar que son elementos Lagrangianos y que se trabajó con una interpolación con 5 puntos de cuadratura por elemento y que se considera adherencia completa entre capas de hormigón ortotrópico y acero modelados con leyes constitutivas biaxiales.

Para la comparación se utilizó un análisis no lineal estático monotónico, con carga puntual en el techo simulando la carga axial a la que van a estar sometidos los muros. El algoritmo utilizado para la solución de problemas no lineales que viene incorporado en el programa, es el de Newton – Raphson (CSI, 2015) por control de desplazamientos.

4.2 LEYES DE MATERIALES

A continuación, se describe los parámetros y los modelos constitutivos utilizados para los materiales incorporados en el análisis en cada caso.

4.2.1 HORMIGÓN

El hormigón es modelado como material plano ortotrópico, en base a leyes constitutivas uniaxiales de deformaciones promedio en las direcciones principales, considerando el modelo de Darwin Pecknold modificado para el comportamiento bidimensional del material. Este modelo consiste en asumir que la relación esfuerzo - deformación uniaxial del material puede ser aplicado a lo largo de cada eje principal. Se asume que las direcciones principales de deformación coinciden con las direcciones principales de tensión.

4.2.1.1 HORMIGÓN A COMPRESIÓN

Para el comportamiento del hormigón no confinado a compresión se utilizó la desarrollada por Mander et al. (1984).

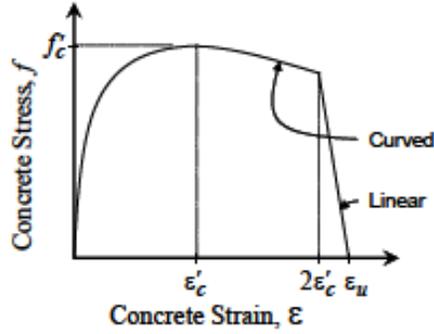


Figura 4.1 Relación esfuerzo – deformación del modelo constitutivo del hormigón no confinado en compresión de Mander et al. (1984)

Fuente: CSI (2008)

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon \leq 2\varepsilon'_c \leftrightarrow f = \frac{f'_c \cdot x \cdot r}{r-1+x^r} \\ 2\varepsilon'_c < \varepsilon \leq \varepsilon_u \leftrightarrow f = \left(\frac{2f'_c \cdot r}{r-1+2^r} \right) \left(\frac{\varepsilon_u - \varepsilon}{\varepsilon_u - 2\varepsilon'_c} \right) \end{array} \right. \quad (4.1)$$

Dónde:

f'_c = Máxima capacidad del hormigón en compresión.

ε'_c = Deformación unitaria de la compresión máxima.

E = Módulo de elasticidad.

ε_u = Deformación a la capacidad de resistencia última.

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon'_c} \quad (4.2)$$

$$r = \frac{E}{E - \left(\frac{f'_c}{\varepsilon'_c} \right)} \quad (4.3)$$

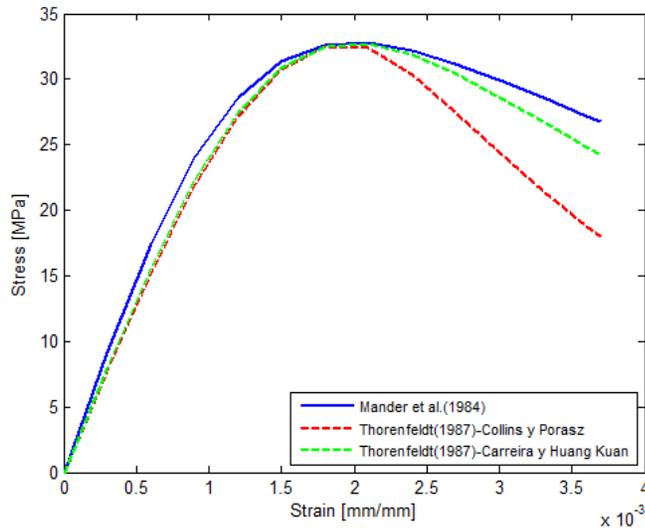


Figura 4.2 Calibración de modelo constitutivo para hormigón no confinado en compresión

Fuente: Elaboración Propia

El aumento de la resistencia del hormigón confinado depende de la presión lateral efectiva (f_{le}) representada en el modelo de Saatcioglu y Razvi (1992), cuya relación tensión – deformación queda definida como una parábola y una sección de decaimiento lineal mediante las siguientes ecuaciones:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Tramo Ascendente} \leftrightarrow \\ \text{Tramo Descendente} \leftrightarrow \end{array} \right. \begin{array}{l} \sigma_c = f'_{cc} 2 \left[\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 \right]^{1/2} \beta_{conf} \leq 1 \\ \varepsilon_{c1} = \varepsilon_{c0} (1 + 5\beta_c) \\ \beta_c = \frac{k_1 f_{lc}}{f'_c} \\ \varepsilon_{c85} = 260 \rho \varepsilon_{c1} + \varepsilon_{c085} \\ \rho_t = \frac{\sum_{x,y} A_s f_{yt} \sin \alpha}{(b_{cx} + b_{cy}) s} \end{array} \quad (4.4)$$

Dónde:

$\sum_{x,y} A_s f_{yt} \sin \alpha$ = Suma de las áreas de las secciones transversales de estribos en cada dirección.

b_c = Dimensión del núcleo confinado medido de centro a centro de los estribos en cada dirección.

s = Espaciamiento transversal de los estribos en ambas direcciones.

s_l = Espaciamiento lateral de las barras longitudinales en cada dirección.

f_{yt} = Tensión de fluencia de los estribos.

β_{conf} = Factor de aumento de la capacidad.

ε_{85} = Deformación unitaria al 85% de la capacidad de resistencia del hormigón confinado,

ε_{085} = Deformación unitaria al 85% de la capacidad de resistencia del hormigón para el hormigón no confinado.

ρ_t = Cuantía de refuerzo total.

$$f_{lc} = \frac{f_{lcx} b_{cx} + f_{lcy} b_{cy}}{b_{cx} + b_{cy}} \quad (4.5)$$

$$f_{lcx} = k_{2x} f_{lx} \quad (4.6)$$

$$f_{lcy} = k_{2y} f_{ly} \quad (4.7)$$

$$\begin{array}{l} k_{2x} = 0,26 \sqrt{\frac{b_{cx} b_{cx}}{s_x s_{lx}} \frac{1}{f_{lx}}} \leq 1 \quad f_{lx} = \frac{\sum A_{stx} f_{yt} \sin \alpha}{b_{cx}} \\ k_{2y} = 0,26 \sqrt{\frac{b_{cy} b_{cy}}{s_y s_{ly}} \frac{1}{f_{ly}}} \leq 1 \quad f_{ly} = \frac{\sum A_{sty} f_{yt} \sin \alpha}{b_{cy}} \end{array} \quad (4.8)$$

$$f'_{cc} = f'_c k_1 f_{le} \quad (4.9)$$

$$k_1 = 6,7(f_{ie})^{-0,17} \quad (4.10)$$

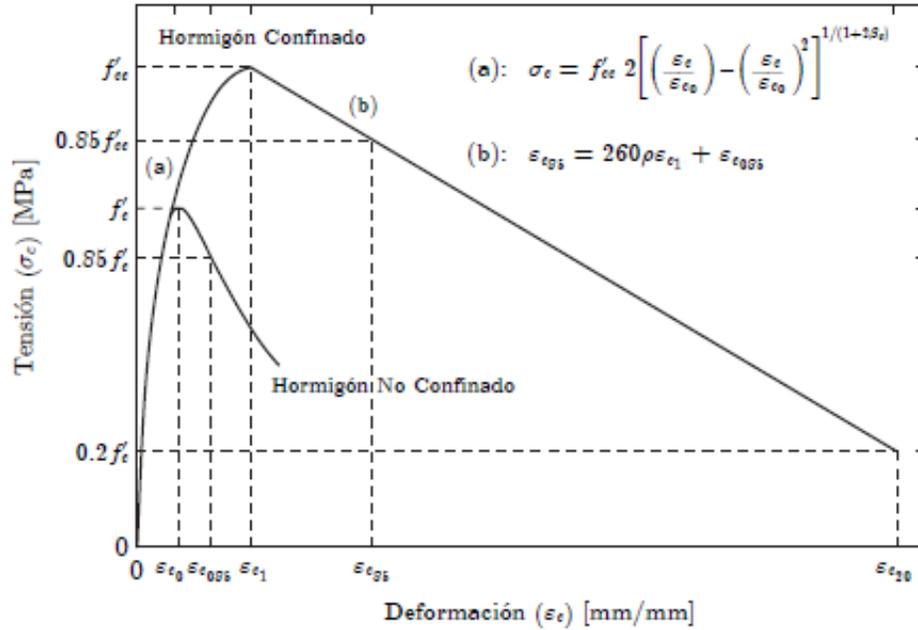


Figura 4.3 Relación esfuerzo – deformación del modelo constitutivo del hormigón confinado de Saatcioglu y Razvi (1992)
Fuente: Hernández (2015)

4.2.1.2 HORMIGÓN A TRACCIÓN

La curva de Belarbi y Hsu (1995) (Ver Figura 4.4) describe la relación tensión-deformación promedio del hormigón en tracción dada por las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = \begin{cases} \left(\frac{f_{cr}}{\varepsilon_{cr}} \right) \varepsilon_c & \leftrightarrow \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cr} \\ f_{cr} \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_c} \right)^b & \leftrightarrow \varepsilon_c > \varepsilon_{cr} \end{cases} \quad (4.11)$$

Dónde:

f_{cr} = Máxima capacidad del hormigón en tracción [MPa].

ε_{cr} = Deformación unitaria de la tracción máxima.

b = Parámetro que define el decaimiento de la curva, tomado como $b=0.4$ para el hormigón confinado (Belarbi & Hsu, 1995) y $b=0.6$ para el no confinado (Rojas, 2012).

$$f_{cr} = 0,31 \sqrt{f'_c} \quad (4.12)$$

$$\varepsilon_{cr} = 0,00008 \quad (4.13)$$

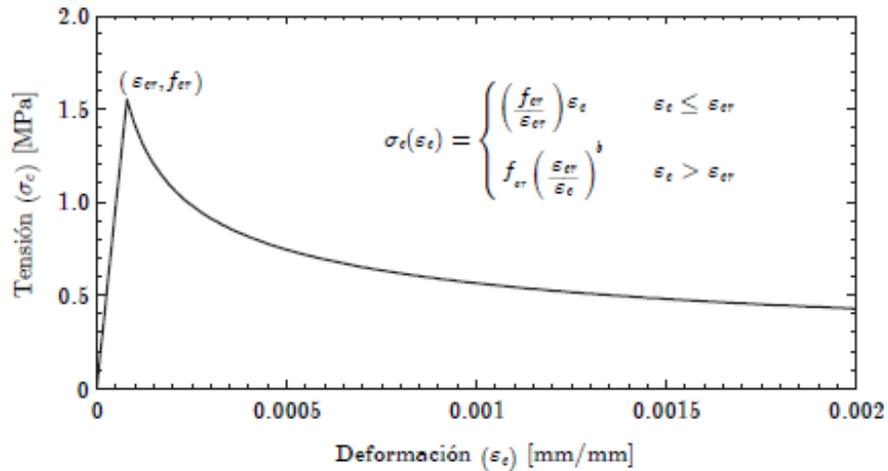


Figura 4.4 Relación esfuerzo-deformación del modelo constitutivo del hormigón en tracción de Belarbi y Hsu (1995)
Fuente: Rojas (2012)

4.2.2 ACERO DE REFUERZO

La ley constitutiva uniaxial del acero corresponde a la curva de Park et al. (1982), la cual considera un endurecimiento mediante una función empírica. La curva esfuerzo – deformación está formada por tres regiones, éstas son la región elástica, la región perfectamente plástica y la región de endurecimiento (CSI, 2008).

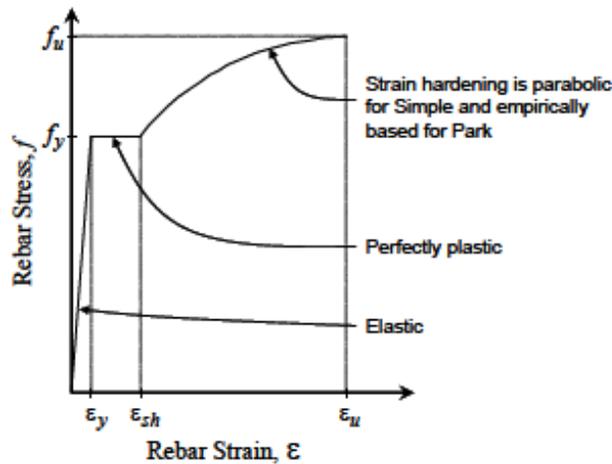


Figura 4.5 Relación esfuerzo – deformación del para el acero de refuerzo
Fuente: CSI (2008)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Rango elástico} \quad \varepsilon \leq \varepsilon_y \quad \leftrightarrow \quad f = E\varepsilon \\ \text{Rango plástico} \quad \varepsilon_y < \varepsilon \leq \varepsilon_{sh} \quad \leftrightarrow \quad f = f_y \\ \text{Rango de endurecimiento} \quad \varepsilon_{sh} < \varepsilon \leq \varepsilon_u \quad \leftrightarrow \quad f = f_y \left(\frac{m(\varepsilon - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30 + 1)^2} \right) \end{array} \right. \quad (4.14)$$

Dónde:

f_y = Esfuerzo de fluencia de la barra.

f_u = Esfuerzo último.

ϵ_{sh} = Deformación unitaria en la barra al comienzo de la región de endurecimiento.

ϵ_u = Deformación unitaria cuando se alcance la capacidad última en la barra.

Belarbi y Hsu (1995) también identificó que la relación promedio del esfuerzo – deformación de barras de acero de refuerzo embebidas en hormigón es diferente con la relación esfuerzo-deformación de las barras normales. La diferencia más importante que encontró fue la disminución del esfuerzo de fluencia, dado que la resistencia de fluencia del elemento de hormigón armado ocurre cuando el esfuerzo del acero en la sección fisurada llega a la resistencia de fluencia de la barra sin embeber (Orakcal, Massone, & Wallace, 2006). (Ver Figura 4.6)

$$r = \epsilon_u - \epsilon_{sh} \quad (4.15)$$

$$m = \frac{\left(\frac{f_u}{f_y}\right)(30r+1)^2 - 60r - 1}{15r^2} \quad (4.16)$$

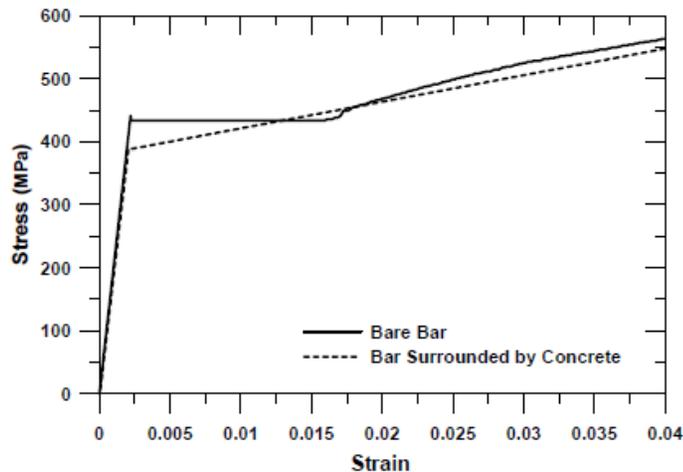


Figura 4.6 Efecto de la rigidez a tensión en barras de acero de refuerzo
Fuente: Orakcal, Massone y Wallace (2006)

Basado en este comportamiento propuso un modelo constitutivo bilineal simple para barras de acero de refuerzo embebidas en hormigón, la cual es representada por dos líneas rectas, la primera con una pendiente E_s (módulo de elasticidad del acero) y la segunda con una pendiente E_p^* (representa el rango plástico), las cuales vienen dadas por las siguientes ecuaciones:

$$\begin{cases} \epsilon_s \leq \epsilon_n & \leftrightarrow \sigma_s = E_s \epsilon_s \\ \epsilon_s > \epsilon_n & \leftrightarrow \sigma_s = (0,93 - 2B)\sigma_y + (0,8b + 0,25B)E_s(\epsilon_s - \epsilon_n) \end{cases} \quad (4.17)$$

Dónde:

$$B = \frac{1}{\rho} \left(\frac{f_{cr}}{\sigma_y} \right)^{1,5} \quad (4.18)$$

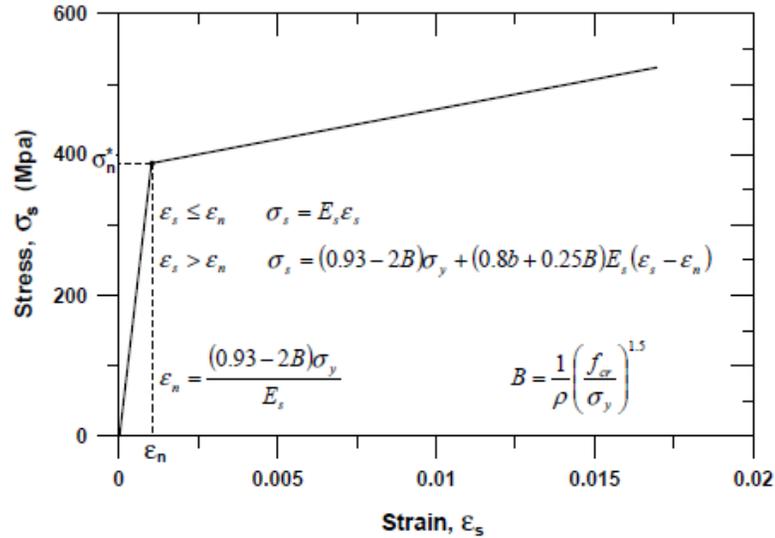


Figura 4.7 Relación esfuerzo-deformación del para barras de acero de refuerzo en tracción embebidas en hormigón por Belarbi y Hsu (1994)
Fuente: Orakcal, Massone y Wallace (2006)

4.3 ESPECÍMEN RW1, Thomsen & Wallace (1995)

El muro modelado tiene un ancho de 1,22 [m] y una altura total de 3,66 [m], con altura idéntica en cada uno de los pisos como se muestra en la Figura 4.8. Es un muro esbelto con relación de aspecto igual a 3, sometido a una carga axial constante de 0,1 Ag f'c.

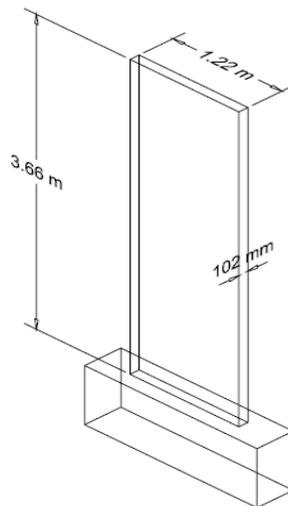


Figura 4.8 Dimensiones del muro RW1
Fuente: Orakcal, Massone y Wallace (2006)

4.3.1 PROPIEDADES DEL MATERIAL

El muro se modela de acuerdo a la consideración de los valores de la resistencia del hormigón y deformación acorde a los datos experimentales de las probetas ensayadas e indicadas en el reporte de Thomsen y Wallace (1995).

En la Tabla 4.1 y Figura 4.9 se especifican las propiedades del acero de refuerzo de las probetas del ensayo.

Tabla 4.1 Propiedades del acero de refuerzo

Descripción	Barra de Acero de Refuerzo		
	#3	#2	#3/16
db = *Diámetro de la barra [mm]	9,53	6,35	4,76
Fy = **Resistencia a la fluencia [MPa]	434	448	434
Fu = **Resistencia máxima a la tensión [MPa]	641	586	483
E = **Módulo de elasticidad [MPa]	200000	200000	200000
εc = **Deformación en la resistencia máxima [-]	0,0022	0,003	0,003
εu = **Deformación última [-]	0,1	0,08	0,06
b = *Razón de endurecimiento [-]	0,02	0,02	0,02

Fuente: Elaboración Propia

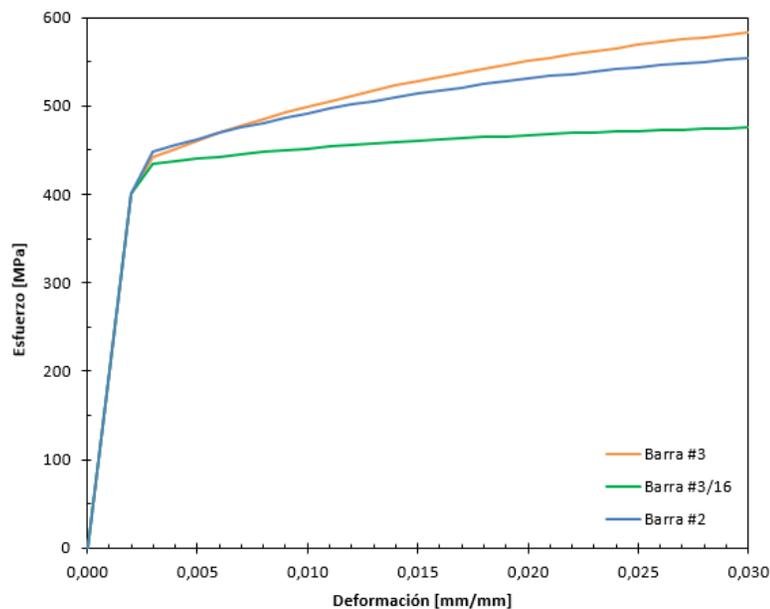


Figura 4.9 Calibración del modelo de acero de refuerzo para el espécimen RW1
Fuente: Elaboración Propia

Aplicando la teoría de los modelos constitutivos explicados en la sección anterior, se obtiene el siguiente diagrama esfuerzo – deformación del acero de refuerzo utilizado en el modelo (Ver Figura 4.10) con las propiedades de la Tabla 4.2.

Tabla 4.2 Propiedades del acero de refuerzo que se utilizaron para el modelamiento del muro RW1

DESCRIPCIÓN Modelo Constitutivo (Belarbi y Hsu 1994)	Barra de Acero de Refuerzo	
	#3	#2
f_y^* = Esfuerzo de fluencia aparente [MPa]	396,7	338,1
f_u^* = Esfuerzo último aparente [MPa]	827,9	994,6
ϵ^* = Deformación unitaria para el esfuerzo de fluencia aparente [-]	0,0020	0,0017
f_y/f_y^* = Relación de esfuerzo de fluencia [-]	1,09	1,33
b = Pendiente de endurecimiento [-]	0,0250	0,0250
E = Módulo de elasticidad [MPa]	200000,0	200000,0
E^* = Módulo de elasticidad post-fluencia [MPa]	5000,0	5000,0

Fuente: Elaboración Propia

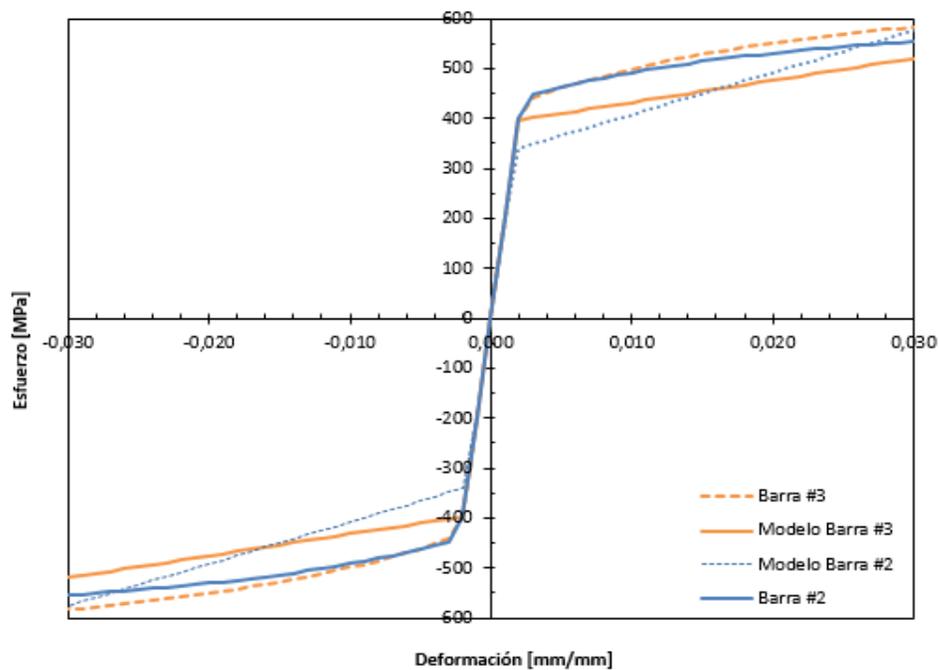


Figura 4.10 Calibración del modelo de acero de refuerzo para el espécimen RW1
Fuente: Elaboración Propia

De la misma manera se realiza para el hormigón no confinado y confinado, cuyas propiedades se las obtiene del documento de Thomsen y Wallace (1995) como se muestra en la Tabla 4.3. En la Tabla 4.4 se muestran las propiedades del hormigón confinado aplicando el modelo de Saatcioglu y Razvi (1992).

Tabla 4.3 Propiedades del hormigón no confinado

Propiedades del Hormigón No Confinado		
$f'c =$ *Resistencia máxima en compresión por piso [Mpa]	Piso 1 =	31,6
	Piso 2 =	40,5
	Piso 3 =	38,8
	Piso 4 =	58,4
	Pedestal =	52,3
*Resistencia máxima promedio en compresión [MPa]	$f'c =$	32,8
*Módulo de elasticidad en compresión [MPa]	$E_c =$	31000
*Deformación en la resistencia máxima a compresión [-]	$\epsilon_c =$	0,002
*Deformación última del hormigón no confinado en compresión [-]	$\epsilon_u =$	0,0037
(**)Resistencia máxima en tensión [MPa]	$f_t =$	1,78
**Módulo de elasticidad en tensión [MPa]	$E_t =$	22335,80
**Deformación en la resistencia máxima en tensión [-]	$\epsilon_{cr} =$	0,00008

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4.4 Propiedades del hormigón confinado que se utilizaron para el modelamiento

Descripción	Sección		
	A-A	B-B	C-C
$f'_{cc} =$ Resistencia máxima la compresión horm. confinado [MPa]	38,89	35,21	37,08
$0,85 f'_{cc} =$ Resistencia a la compresión al 85% de horm. confinado [MPa]	33,06	29,92	31,51
$0,20 f'_{cc} =$ Resistencia residual al 20% de horm. confinado [MPa]	7,78	7,04	7,42
$\epsilon_{1c} =$ Deformación en la resistencia máxima [-]	0,0039	0,0027	0,0033
$\epsilon_{85c} =$ Deformación al 85% de la resistencia a compresión[-]	0,0089	0,0050	0,0068
$\epsilon_{20c} =$ Deformación al 85% de la resistencia a compresión[-]	0,030	0,015	0,022
$f'_{co}/f'_{cc} =$ Relación entre hormigón confinado y hormigón sin confinar [-]	1,19	1,07	1,13

Fuente: Elaboración Propia

De acuerdo a los modelos constitutivos explicados anteriormente, se obtiene el siguiente diagrama esfuerzo – deformación para el hormigón, para las diferentes secciones de confinamiento como se muestra en la Figura 4.11.

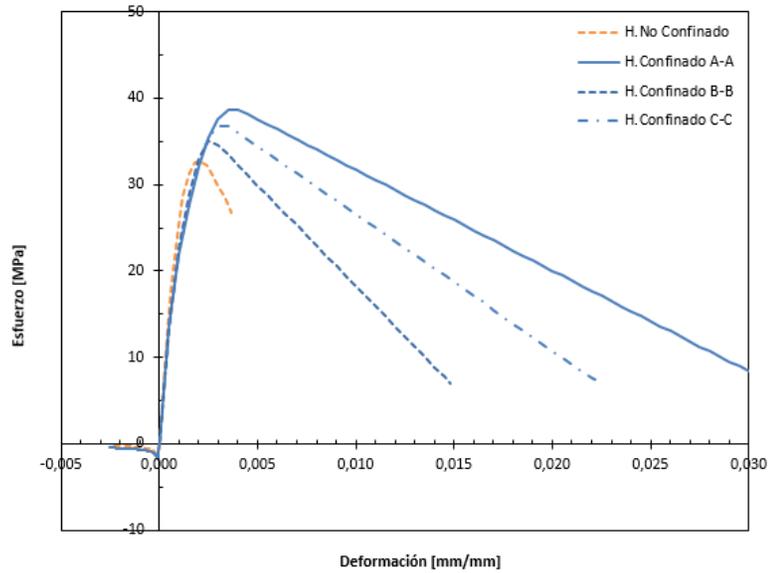


Figura 4.11 Calibración del modelo constitutivo del hormigón confinado y no confinado para el espécimen RW1
Fuente: Elaboración Propia

4.3.2 GEOMETRÍA

Los elementos finitos para el análisis son seleccionados de tal manera de cubrir los elementos de borde con dos elementos de similares dimensiones con el fin de capturar los resultados de mejor manera y cubrir en lo posible el 100% del elemento de borde con su ancho respectivo. En la vertical se selecciona una altura tal que sea similar a la colocación del sensor de desplazamiento lateral (largo de calibre de LVDTs) colocado en el ensayo, es decir a 9 [in] desde la base (Ver Figura4.12). Los elementos de borde difieren en ancho de los elementos centrales por lo que la dimensión de éstos es de 3 x 9 [in] y en la parte central de 6 x 9 [in].

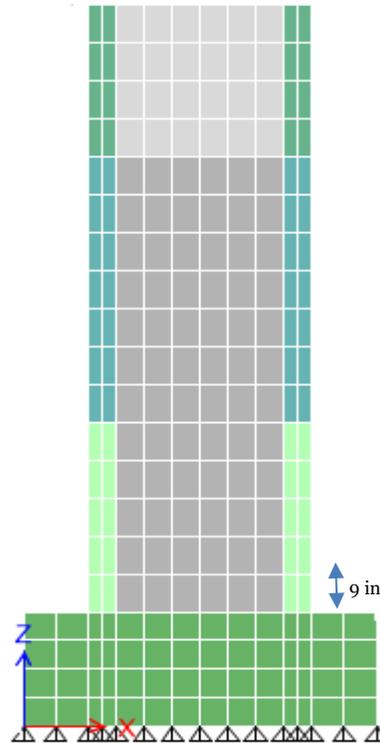


Figura 4.12 Dimensiones elementos finitos para el ensayo del muro
Fuente: Elaboración Propia. ETABS v.15.2.2

4.3.3 CUANTÍAS DE REFUERZO

Se introduce el acero de refuerzo al modelo calculando las cuantías correspondientes a cada sección de acuerdo al ensayo experimental como se indica en la Figura 4.13:

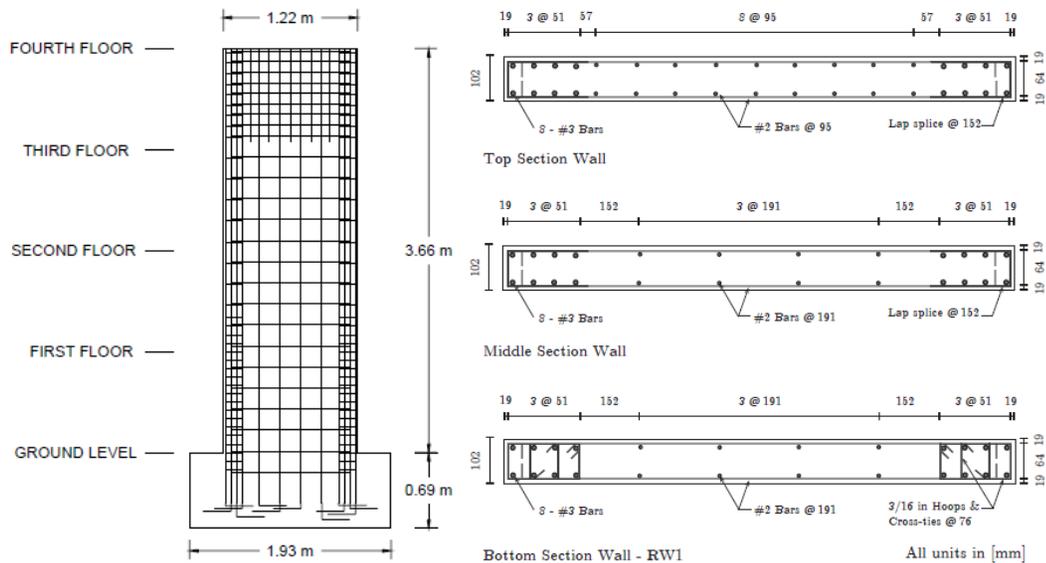


Figura 4.13 Detalles del acero de refuerzo para el espécimen RW1 modelado por Thomsen y Wallace (1995)
Fuente: Rojas (2012)

A continuación, se muestra un esquema detallado de las cuantías de refuerzo por cada capa de acero, en el cual la armadura vertical incluye los refuerzos longitudinales en los elementos de borde y la armadura horizontal incluye el tramo de los estribos en la dirección del plano del muro y adicional la malla horizontal, (Ver Figura 4.14). Cabe mencionar que el pedestal no se considera no linealidad, por lo que se modela sin armadura y con hormigón elástico por simplicidad.

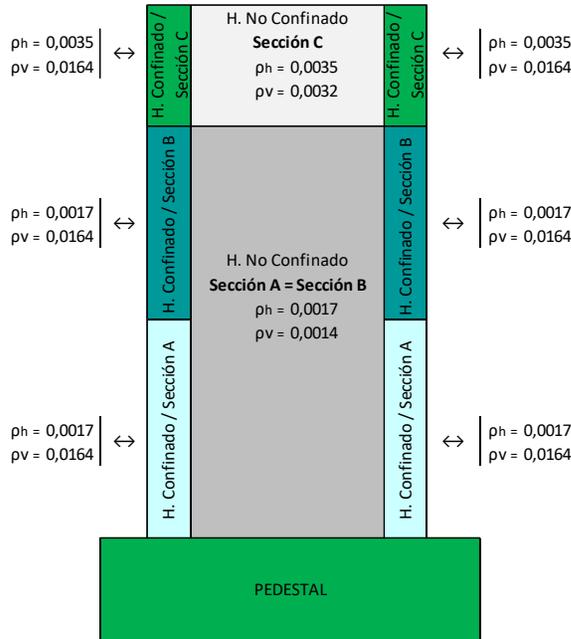


Figura 4.14 Cuantías de armadura horizontal y vertical
Fuente: Elaboración Propia

4.3.4 ANÁLISIS DE RESPUESTA GLOBAL: Carga lateral versus desplazamiento de techo

En esta sección se presenta la respuesta del modelo sometido a un desplazamiento de techo con carga puntual, se presentan los resultados en las unidades similares a las presentadas por los autores en el reporte [kip-in] para poder realizar la comparación mediante los resultados escaneados directamente de la figura del reporte.

En general se ve que la envolvente obtenida se aproxima a resistencias muy similares a las del ensayo (Ver Figura 4.15), es decir que a nivel global la representación del modelo para este muro rectangular es acertada.

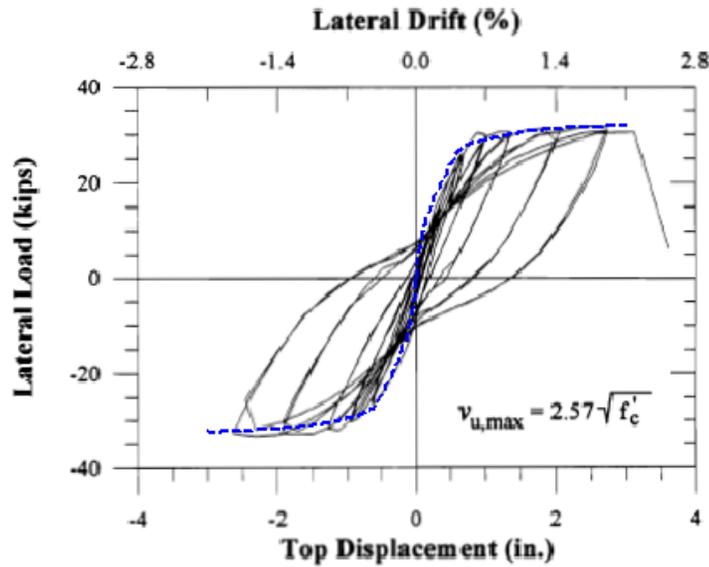


Figura 4.15 Comparación entre modelo vs. datos experimentales – Capacidad vs. Desplazamiento
Fuente: Elaboración Propia

Adicional se presenta la comparación del modelo con el ensayo en función del perfil de desplazamientos versus el número de pisos como se muestra en la Figura 4.16.

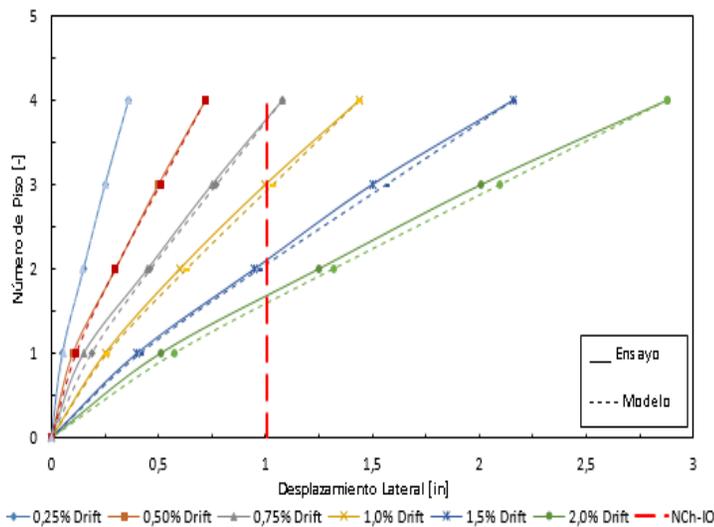


Figura 4.16 Comparación entre modelo vs. datos experimentales – Perfil de desplazamientos
Fuente: Elaboración Propia

4.3.5 ANÁLISIS DE RESPUESTA LOCAL: Perfil basal de deformaciones

A continuación, se muestra una comparación entre el modelo y los resultados del ensayo (Ver Figura 4.17) a nivel local en términos de deformación unitaria, en el cual se señalan los límites para los dos niveles de desempeño que establece la nueva guía de desempeño. Además, dado que la malla de elementos finitos utilizada coincide con el alto de los sensores LVDT se puede realizar una comparación directa.

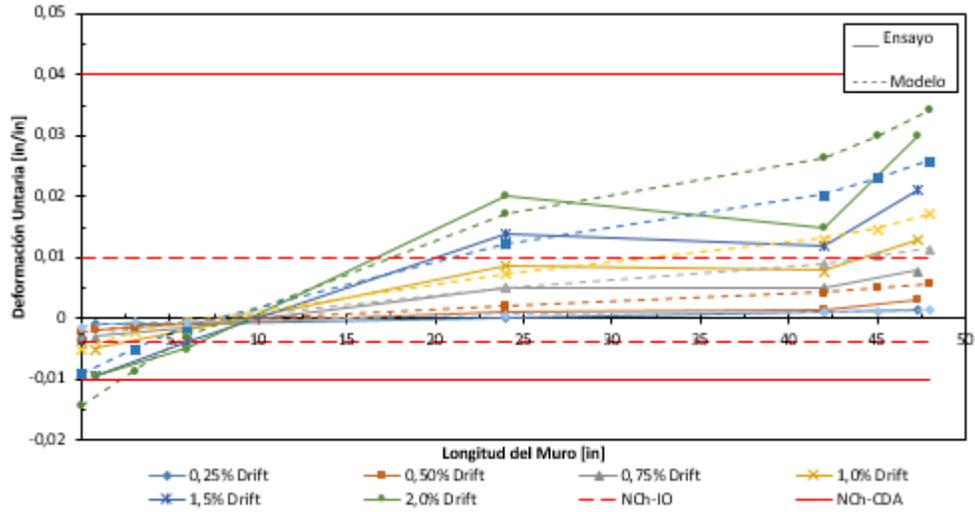


Figura 4.17 Comparación entre modelo vs. datos experimentales – Deformaciones basales muro RW1
Fuente: Elaboración Propia

4.3.6 ANÁLISIS DE RESPUESTA LOCAL: Diagrama momento versus rotación

A continuación, se muestra una comparación entre el modelo y los resultados del ensayo:

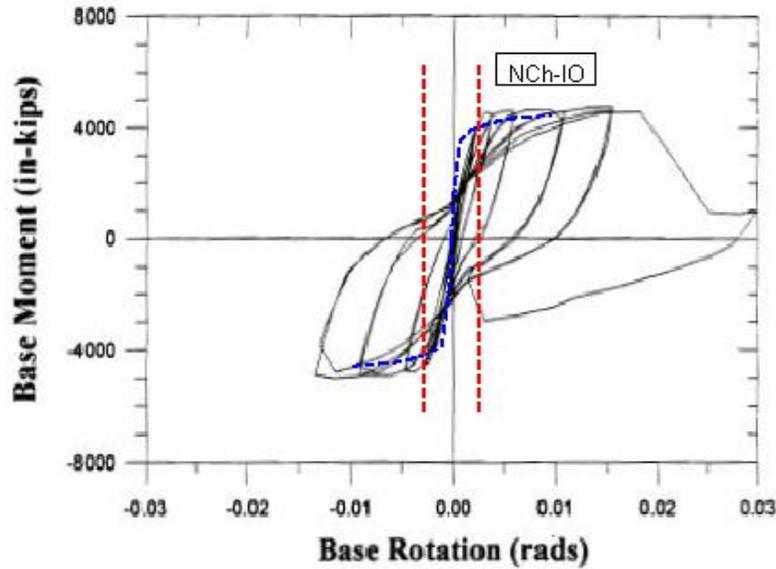


Figura 4.18 Comparación entre modelo vs. datos experimentales – Diagrama momento vs. rotación
Fuente: Elaboración Propia

4.4 ESPECÍMEN RW2, Thomsen & Wallace (1995)

El muro modelado tiene un ancho de 1,22 [m] y una altura total de 3,66 [m], con altura idéntica en cada uno de los pisos, es un muro esbelto con relación de aspecto igual a 3, sometido a una carga axial constante de 0,07 $A_g f'c$.

4.4.1 PROPIEDADES DEL MATERIAL

El muro se modela de acuerdo a la consideración de los valores de la resistencia del hormigón y deformación acorde a los datos experimentales de las probetas ensayadas e indicadas en el reporte de Thomsen y Wallace (1995).

En la Tabla 4.5 y Figura 4.19 se especifican propiedades del acero de refuerzo utilizadas para el modelamiento.

Tabla 4.5 Propiedades del acero de refuerzo que se utilizaron para el modelamiento

DESCRIPCIÓN Modelo Constitutivo (Belarbi y Hsu 1994)	Barra de Acero de	
	#3	#2
f_y^* = Esfuerzo de fluencia aparente [MPa]	395,1	307,5
f_u^* = Esfuerzo último aparente [MPa]	835,1	1099,3
ϵ^* = Deformación unitaria para el esfuerzo de fluencia aparente [-]	0,0020	0,0015
f_y/f_y^* = Relación de esfuerzo de fluencia [-]	1,10	1,46
b = Pendiente de endurecimiento [-]	0,0250	0,0250
E = Módulo de elasticidad [MPa]	200000,0	200000,0
E^* = Módulo de elasticidad post-fluencia [MPa]	5000,0	5000,0

Fuente: Elaboración Propia

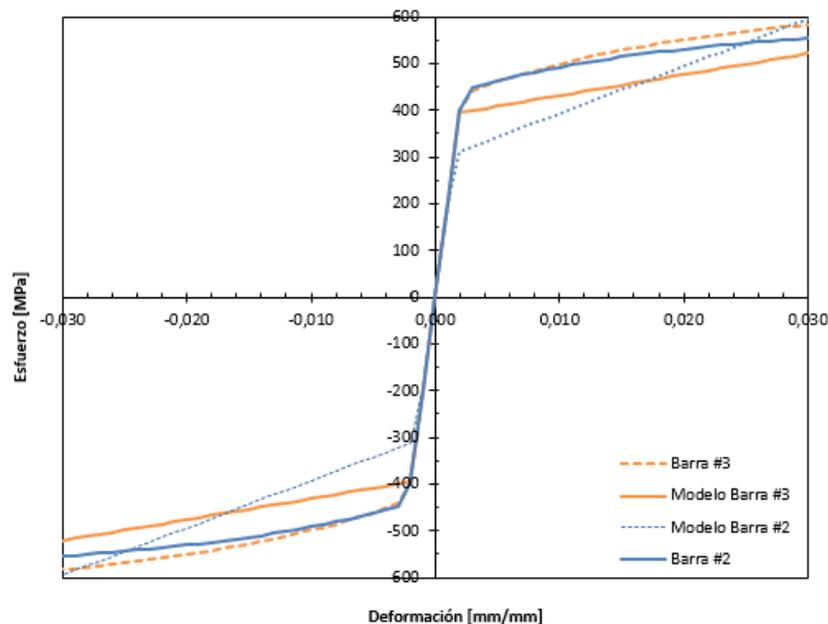


Figura 4.19 Calibración del modelo de acero de refuerzo para el espécimen RW2

Fuente: Elaboración Propia

De la misma manera se realiza para el hormigón no confinado y confinado, cuyas propiedades se las obtiene del documento de Thomsen y Wallace (1995) como se muestra

en la Tabla 4.6. En la Tabla 4.7 se muestran las propiedades del hormigón confinado aplicando el modelo de Saatcioglu y Razvi (1992).

Tabla 4.6 Propiedades del hormigón no confinado

Propiedades del Hormigón No Confinado		
f'c = *Resistencia máxima en compresión por piso [MPa]	Piso 1 =	43,7
	Piso 2 =	45,7
	Piso 3 =	40,8
	Piso 4 =	41,3
	Pedestal =	34,5
f'c = *Resistencia máxima en compresión [MPa]		42,8
Ec = *Módulo de elasticidad en compresión [MPa]		31000
εc = *Deformación en la resistencia máxima a compresión [-]		0,0021
εu = *Deformación última del hormigón no confinado en compresión [-]		0,0037
ft = (**)Resistencia máxima en tensión [MPa]		2,03
Et = **Módulo de elasticidad en tensión [MPa]		25514,47
εcr = **Deformación en la resistencia máxima en tensión [-]		0,00008

*K. Orakcal and J.K.Wallace. Flexural modeling of reinforced concrete walls- experimental walls for predicting flexural and coupled-shear-flexural responses. PEER Report 2006/07, pacific Earthquake Engineering Research Center. University of California, Los Angeles, october 2006

**Belarbi and Hsu (1994)

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4.7 Propiedades del hormigón confinado que se utilizaron para el modelamiento

Descripción	Sección		
	A-A	B-B	C-C
f'cc = Resistencia máxima la compresión horm. confinado [MPa]	47,72	45,21	47,08
0,85 f'cc = Resistencia a la compresión al 85% de horm. confinado [MPa]	40,56	38,42	40,01
0,20 f'cc = Resistencia residual al 20% de horm. confinado [MPa]	9,54	9,04	9,42
ε1c = Deformación en la resistencia máxima [-]	0,0033	0,0027	0,0031
ε85c = Deformación al 85% de la resistencia a compresión[-]	0,0067	0,0051	0,0068
ε20c = Deformación al 85% de la resistencia a compresión[-]	0,0216	0,0154	0,0226
f'co/f'cc = Relación entre hormigón confinado y hormigón sin confinar [-]	1,11	1,06	1,10

Fuente: Elaboración Propia

De acuerdo a los modelos constitutivos explicados anteriormente, se obtiene el siguiente diagrama esfuerzo – deformación para el hormigón, para las diferentes secciones de confinamiento. (Ver Figura 4.20)

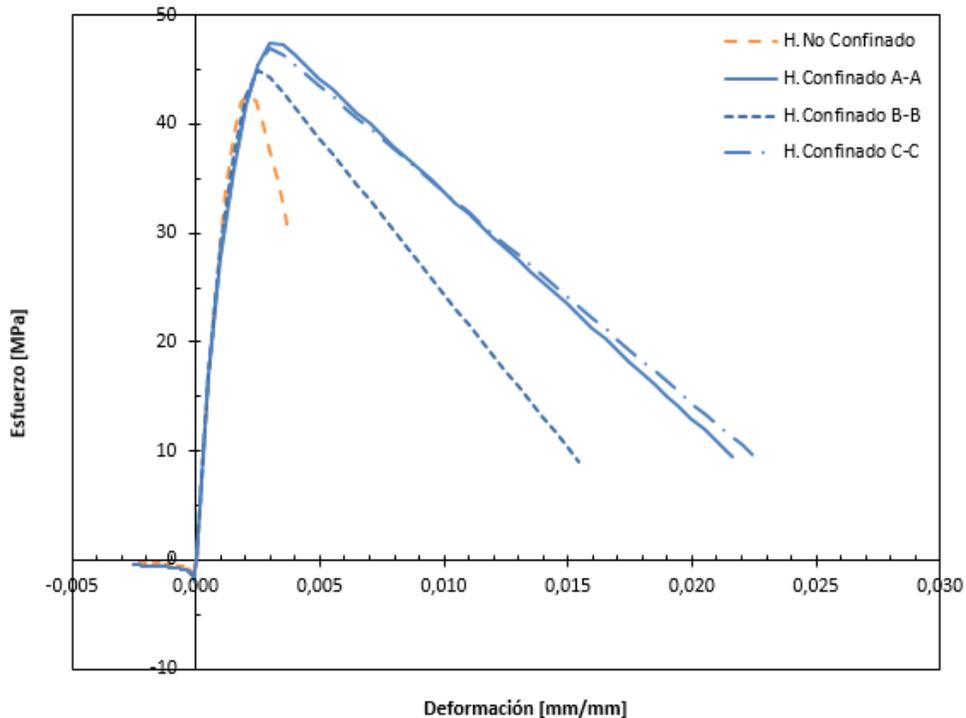


Figura 4.20 Calibración del modelo constitutivo del hormigón confinado y no confinado para el espécimen RW2
Fuente: Elaboración Propia

4.4.2 GEOMETRÍA

Los elementos finitos para el análisis son seleccionados de tal manera de cubrir los elementos de borde con dos elementos de similares dimensiones con el fin de capturar los resultados de mejor manera y en cubrir en lo posible el 100% del elemento de borde con su ancho respectivo, y en la vertical se selecciona una altura tal que sea similar a la colocación del sensor de desplazamiento lateral colocado en el ensayo es decir a 9 [in] desde la base. Los elementos de borde difieren en ancho de los elementos centrales por lo que la dimensión de éstos es de 3 x 9 [in] y en la parte central de 6 x 9 [in].

4.4.3 CUANTÍAS DE REFUERZO

Se introduce el acero de refuerzo al modelo calculando las cuantías correspondientes a cada sección de acuerdo al ensayo experimental como se indica en la Figura 4.21:

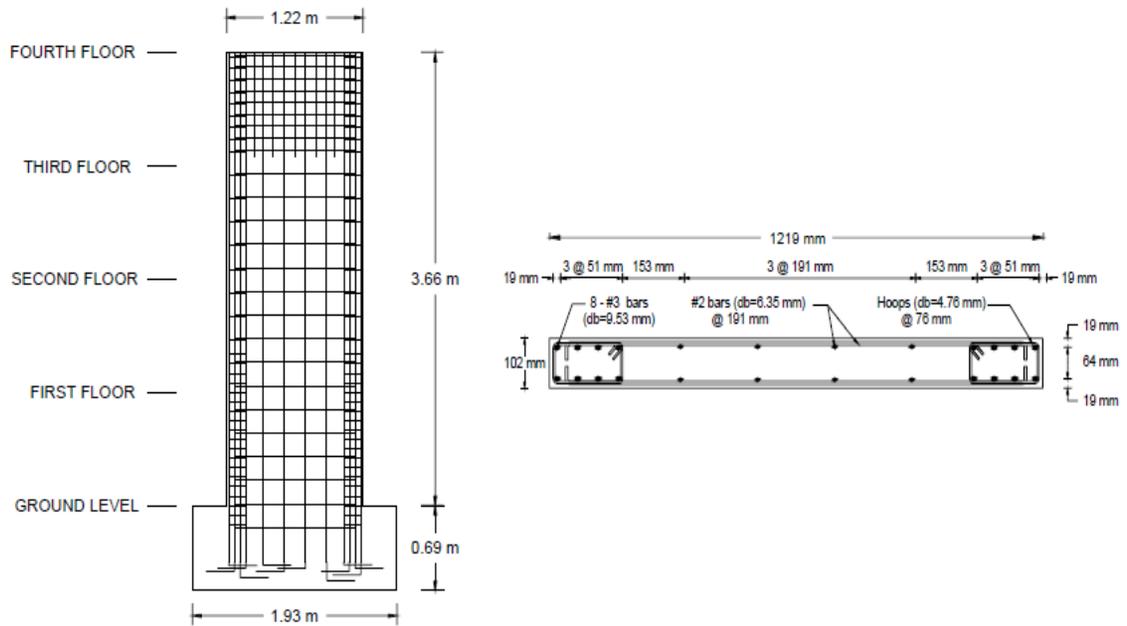


Figura 4.21 Detalles del acero de refuerzo para el espécimen RW2 modelado por Thomsen y Wallace (1995)
Fuente: Rojas (2012)

En la Figura 4.14 se muestra un esquema de las cuantías de refuerzo por cada capa de acero, la cual es similar al muro RW1, la diferencia radica en el confinamiento de la sección A.

4.4.4 ANÁLISIS DE RESPUESTA GLOBAL: Carga lateral versus desplazamiento de techo

En esta sección se presenta la respuesta del modelo sometido a un desplazamiento de techo con carga puntual, se presenta los resultados en las unidades similares a las presentadas por los autores en el reporte [kip-in] para poder realizar la comparación mediante los resultados escaneados directamente de la figura del reporte.

En general se ve que la envolvente obtenida con el análisis ni lineal estático monotónico se aproxima a resistencias muy similares a las del ensayo (Ver Figura 4.22), es decir que a nivel global la representación del modelo para este muro rectangular es acertada.

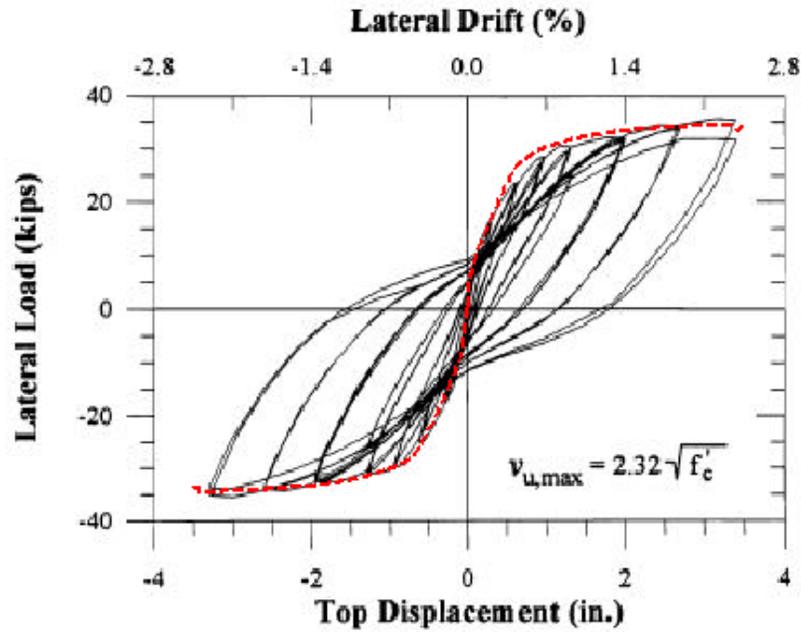


Figura 4.22 Comparación entre modelo vs. datos experimentales – Capacidad vs. Desplazamiento
Fuente: Elaboración Propia

Adicional se presenta la comparación los resultados del modelo con el ensayo en función del perfil de desplazamientos versus el número de pisos. (Ver Figura 4.23)

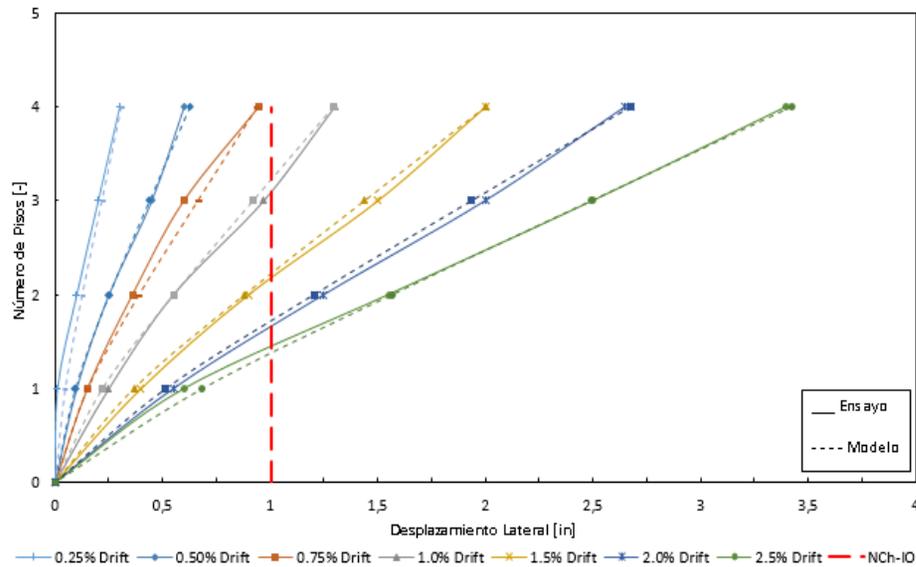


Figura 4.23 Comparación entre modelo vs. datos experimentales – Perfil de desplazamientos
Fuente: Elaboración Propia

4.4.5 ANÁLISIS DE RESPUESTA LOCAL: Perfil basal de deformaciones

A continuación, se muestra una comparación entre el modelo y los resultados del ensayo (Ver Figura 4.24) a nivel local en términos de deformación unitaria, en el cual se señalan los límites para los dos niveles de desempeño que establece la nueva guía de

desempeño. Además, dado que la malla de elementos finitos utilizada coincide con el alto de los sensores LVDT se puede realizar una comparación directa.

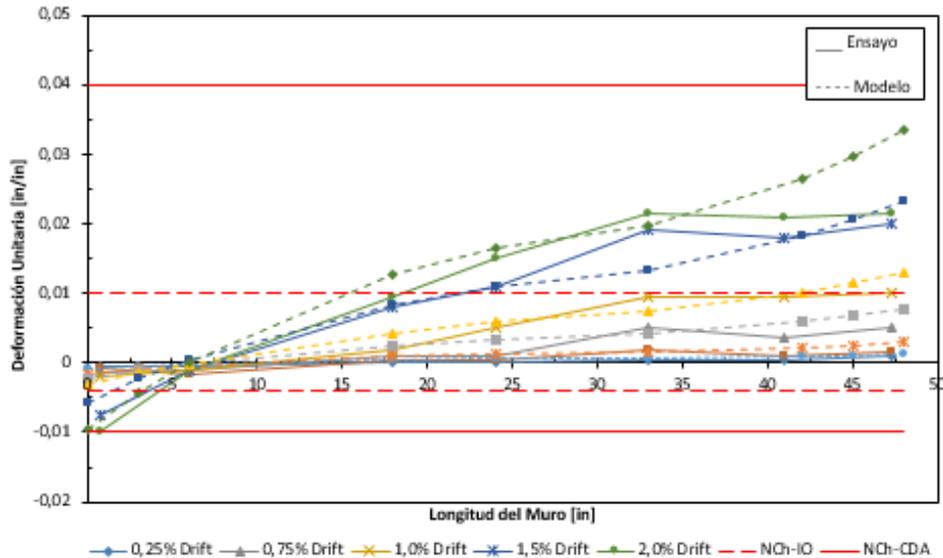


Figura 4.24 Comparación entre modelo vs. datos experimentales – Deformaciones basales
Fuente: Elaboración Propia

4.4.6 ANÁLISIS DE RESPUESTA LOCAL: Diagrama momento versus rotación

De la misma manera se realizó la comparación en términos de momento-rotación. Para el cálculo de la rotación se consideró que la deformación unitaria a tracción y compresión son proporcionales al eje neutro. De igual manera se presenta el límite establecido en términos de rotación. (Ver Figura 4.25)

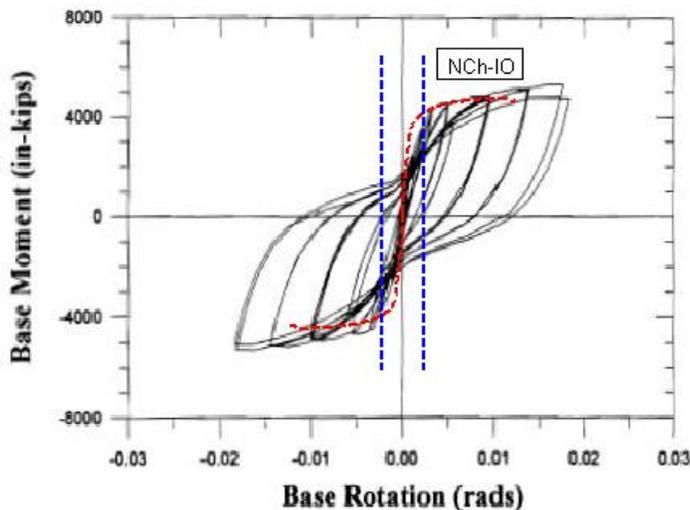


Figura 4.25 Comparación entre modelo vs. datos experimentales – Diagrama momento vs. rotación
Fuente: Elaboración Propia

4.5 ESPECÍMEN TW1, Thomsen & Wallace (1995)

El muro modelado tiene un ancho de 1,22 [m] y una altura total de 3,66 [m], con altura idéntica en cada uno de los pisos, es un muro esbelto con relación de aspecto igual a 3, sometido a una carga axial constante de 0,09 $A_g f_c$. (Ver Figura 4.26)

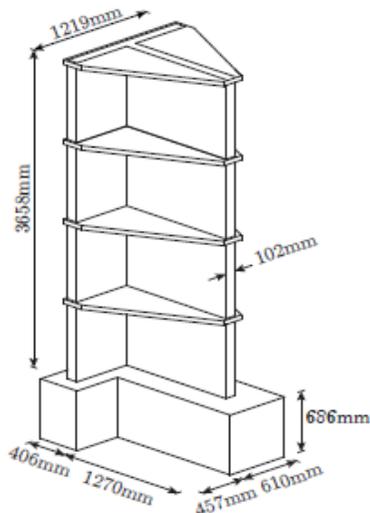


Figura 4.26 Dimensiones del muro TW1
Fuente: Orakcal, Massone y Wallace (2006)

4.5.1 PROPIEDADES DEL MATERIAL

El muro se modela de acuerdo a la consideración de los valores de la resistencia del hormigón y deformación acorde a los datos experimentales de las probetas ensayadas e indicadas en el reporte de Thomsen y Wallace (1995).

En la Tabla 4.8 y Figura 4.27 se especifican propiedades del acero de refuerzo utilizadas para el modelamiento.

Tabla 4.8 Propiedades del acero de refuerzo que se utilizaron para el modelamiento

DESCRIPCIÓN	Barra de Acero de Refuerzo	
	#3	#2 - Alma
Modelo Constitutivo (Belarbi y Hsu 1994)		
f_y^* = Esfuerzo de fluencia aparente [MPa]	396,7	338,1
f_u^* = Esfuerzo último aparente [MPa]	827,9	994,6
ϵ^* = Deformación unitaria para el esfuerzo de fluencia aparente [-]	0,0020	0,0017
f_y/f_y^* = Relación de esfuerzo de fluencia [-]	1,09	1,33
b = Pendiente de endurecimiento [-]	0,0250	0,0250
E = Módulo de elasticidad [MPa]	200000,0	200000,0
E^* = Módulo de elasticidad post-fluencia [MPa]	5000,0	5000,0

Fuente: Elaboración Propia

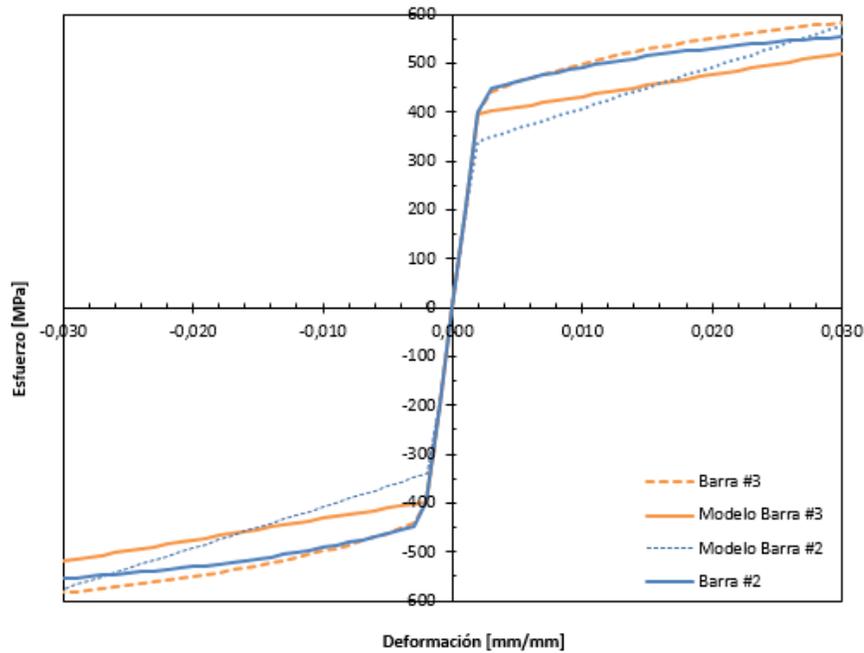


Figura 4.27 Calibración del modelo de acero de refuerzo para el espécimen TW1
Fuente: Elaboración Propia

De la misma manera se realiza para el hormigón no confinado y confinado, cuyas propiedades se las obtiene del documento de Thomsen y Wallace (1995) como se muestra en la Tabla 4.9. En la Tabla 4.10 se muestran las propiedades del hormigón confinado aplicando el modelo de Saatcioglu y Razvi (1992).

Tabla 4.9 Propiedades del hormigón no confinado

Propiedades del Hormigón No Confinado		
f'c = *Resistencia máxima en compresión por piso [Mpa]	Piso 1 =	34
	Piso 2 =	41,9
	Piso 3 =	44,3
	Piso 4 =	28,7
	Pedestal =	48
f'c = *Resistencia máxima promedio en compresión [MPa]		32,8
Ec = *Módulo de elasticidad en compresión [MPa]		31000
εc = *Deformación en la resistencia máxima a compresión [-]		0,002
εu = *Deformación última del hormigón no confinado en compresión [-]		0,0037
ft = (**)Resistencia máxima en tensión [MPa]		1,78
Et = **Módulo de elasticidad en tensión [MPa]		22335,80
εcr = **Deformación en la resistencia máxima en tensión [-]		0,00008

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4.10 Propiedades del hormigón confinado que se utilizaron para el modelamiento

Descripción	Sección		
	A-A	B-B	C-C
$f'_{cc} =$ Resistencia máxima la compresión horm. confinado [MPa]	38,89	35,21	37,08
$0,85 f'_{cc} =$ Resistencia a la compresión al 85% de horm. confinado [MPa]	33,06	29,92	31,51
$0,20 f'_{cc} =$ Resistencia residual al 20% de horm. confinado [MPa]	7,78	7,04	7,42
$\epsilon_{1c} =$ Deformación en la resistencia máxima [-]	0,0039	0,0027	0,0033
$\epsilon_{85c} =$ Deformación al 85% de la resistencia a compresión[-]	0,0089	0,0050	0,0068
$\epsilon_{20c} =$ Deformación al 20% de la resistencia a compresión[-]	0,0305	0,0148	0,0222
$f'_{co}/f'_{cc} =$ Relación entre hormigón confinado y hormigón sin confinar [-]	1,19	1,07	1,13

Fuente: Elaboración Propia

De acuerdo a los modelos constitutivos explicados anteriormente, se obtiene el siguiente diagrama esfuerzo – deformación para el hormigón, para las diferentes secciones de confinamiento. (Ver Figura 4.28)

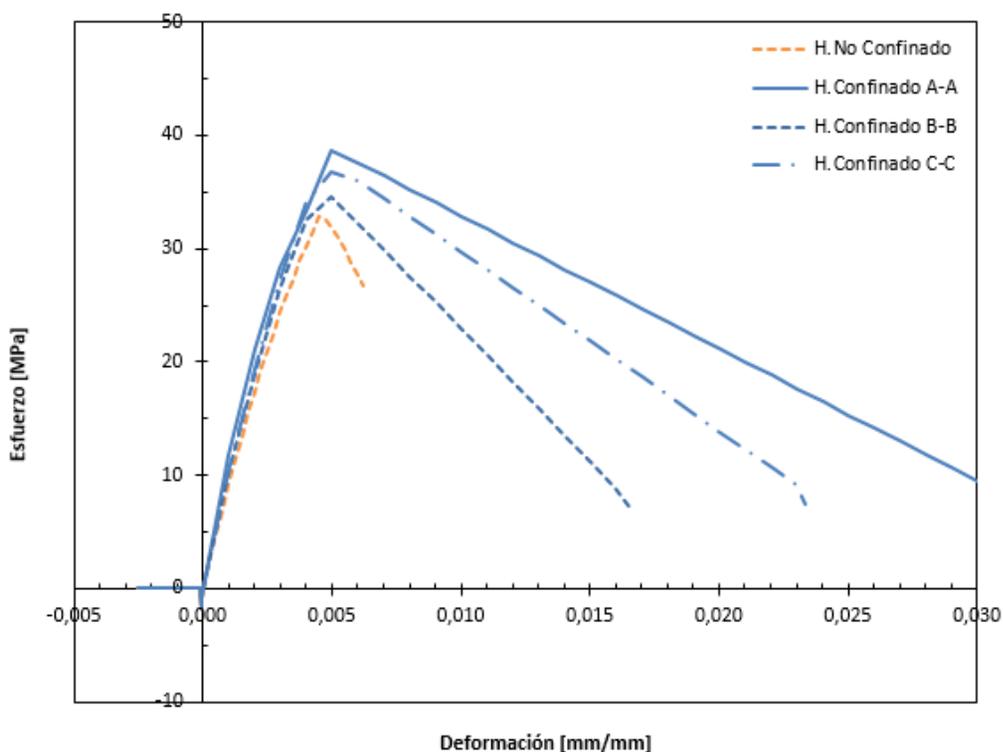


Figura 4.28 Calibración del modelo constitutivo del hormigón confinado y no confinado para el espécimen TW1

Fuente: Elaboración Propia

4.5.2 GEOMETRÍA

Los elementos finitos para el análisis son seleccionados de tal manera de cubrir los elementos de borde con dos elementos de similares dimensiones con el fin de capturar los resultados de mejor manera y en cubrir en lo posible el 100% el ancho del elemento de borde. En la vertical se selecciona una altura tal que sea similar a la colocación del sensor de desplazamiento lateral (LVDT) colocado en el ensayo es decir a 9 [in] desde la base. Los elementos de borde difieren en ancho de los elementos centrales por lo que la dimensión de éstos es de 3 x 9 [in] y en la parte central de 6 x 9 [in]. (Ver Figura 4.29)

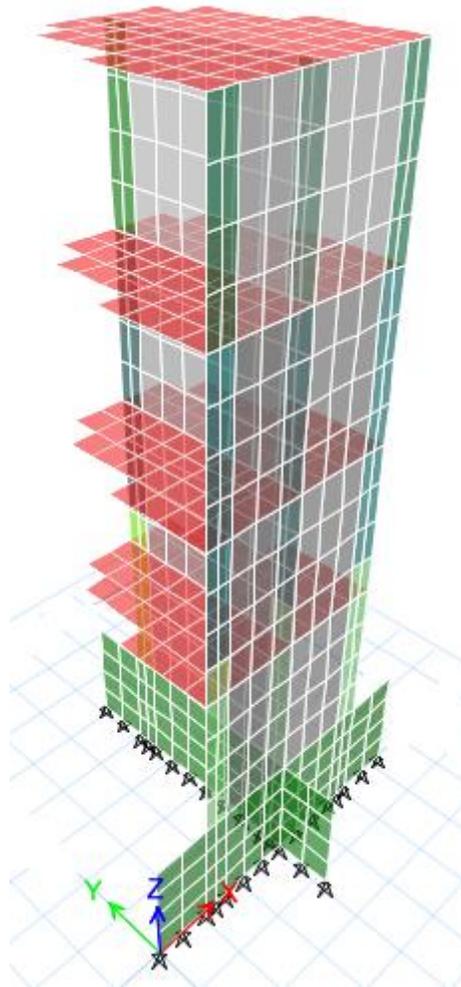


Figura 4.29 Dimensiones elementos finitos para el modelo numérico del muro TW1
Fuente: Elaboración Propia. ETABS v.15.2.2

4.5.3 CUANTÍAS DE REFUERZO

Se introduce el acero de refuerzo al modelo calculando las cuantías correspondientes a cada sección de acuerdo al ensayo experimental como se indica en la figura siguiente:

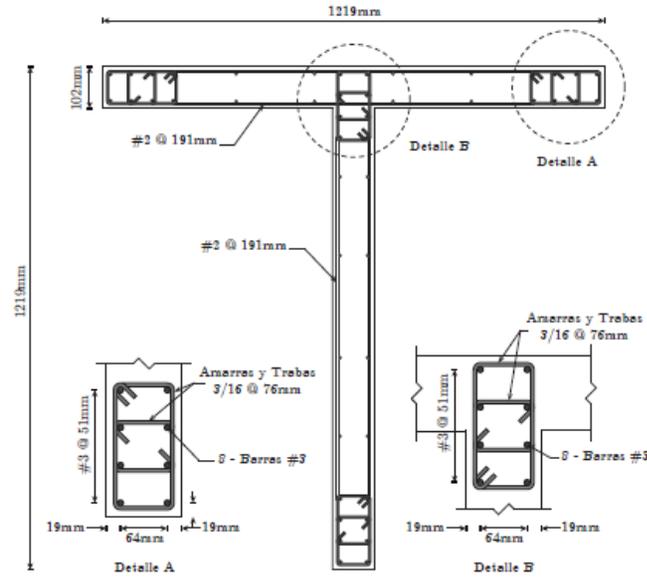


Figura 4.30 Detalles del acero de refuerzo para el espécimen TW1 modelado por Thomsen y Wallace (1995)
Fuente: Rojas (2012)

A continuación, se muestra un esquema detallado de las cuantías de refuerzo por cada capa de acero, en el cual la armadura vertical incluye los refuerzos longitudinales en los elementos de borde y la armadura horizontal incluye el tramo de los estribos en la dirección del plano del muro y adicional la malla horizontal. Cabe mencionar que el pedestal no se considera no linealidad, por lo que se modela sin armadura y con hormigón elástico por simplicidad.

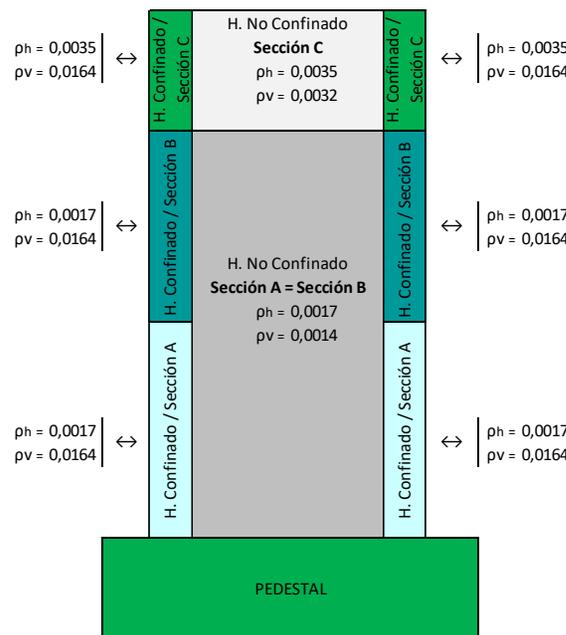


Figura 4.31 Cuantías de armadura horizontal y vertical
Fuente: Elaboración Propia.

4.5.4 ANÁLISIS DE RESPUESTA GLOBAL: Carga lateral versus desplazamiento de techo

En esta sección se presenta la respuesta global del modelo sometido a un desplazamiento de techo con carga puntual, se presenta los resultados en las unidades similares a las presentadas por los autores en el reporte, es decir en [kip-in] para poder realizar la comparación mediante los resultados escaneados directamente de la figura del reporte.

En general se ve que la envolvente obtenida se aproxima a resistencias muy similares a las del ensayo cuando hay compresión en el alma (Ver Figura 4.32), sin embargo, cuando está comprimida el alma se tiene una resistencia con el modelo del 7.45 % más grande que la del ensayo.

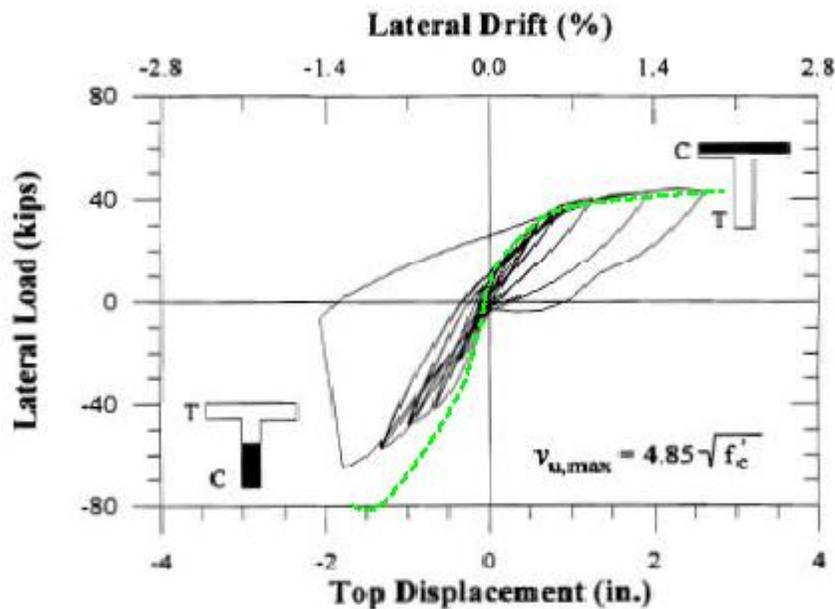


Figura 4.32 Comparación entre modelo vs. datos experimentales – Capacidad vs. Desplazamiento
Fuente: Elaboración Propia.

El motivo de esta mayor capacidad, se debe al elemento considerado, es decir el elemento sobre-estima la capacidad del hormigón, para llegar a esta conclusión se realizó un análisis de sensibilidad (Ver Figura 4.33) bajo diferentes consideraciones:

Mod 0: Modelo final. (Ver Figura 4.32)

Mod 1: El modelo considerado en este caso presenta una reducción de cuantía del 50% en los elementos de borde del ala.

Mod 2: El modelo considerado en este caso presenta una reducción de cuantía del 50% en los elementos de borde del alma.

Mod 3: Este modelo no presenta confinamiento en los elementos de borde del alma.

Mod 4: Para este modelo se consideró la pendiente del diagrama esfuerzo-deformación del hormigón con una tendencia lineal y sin confinamiento en los elementos de borde del alma.

Mod 5: La diferencia de este modelo con el modelo final (Mod 0) es que la pendiente del diagrama esfuerzo-deformación del hormigón presenta una tendencia lineal.

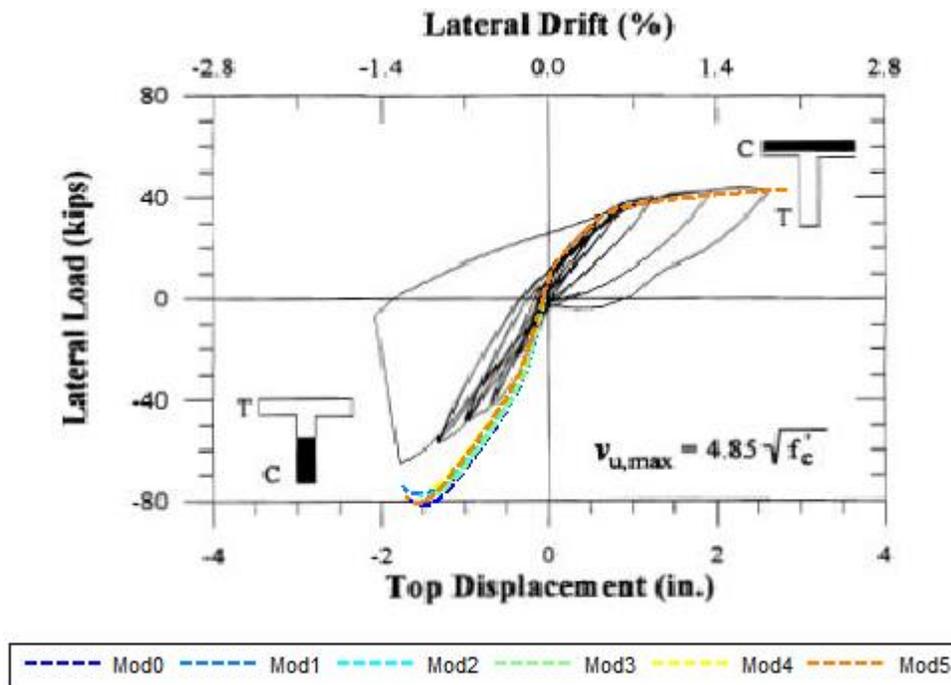


Figura 4.33 Análisis de sensibilidad para el modelo TW1
Fuente: Elaboración Propia.

Adicional se presenta la comparación del modelo con el ensayo en función del perfil de desplazamientos versus el número de pisos.

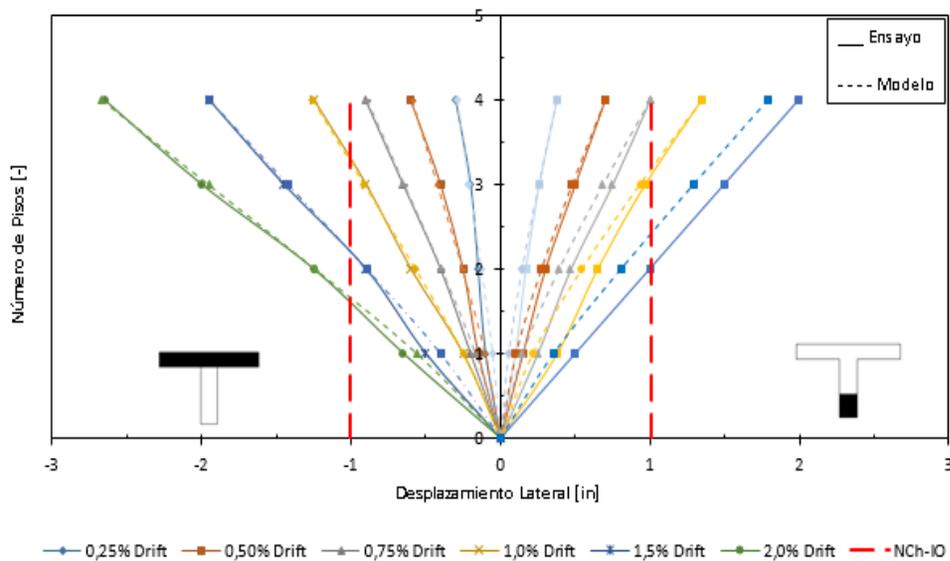


Figura 4.34 Comparación entre modelo vs. datos experimentales – Perfil de desplazamientos
Fuente: Elaboración Propia.

4.5.5 ANÁLISIS DE RESPUESTA LOCAL: Perfil basal de deformaciones

A continuación, se muestra una comparación entre el modelo y los resultados del ensayo (Ver Figura 4.35, 4.36 y 4.37):

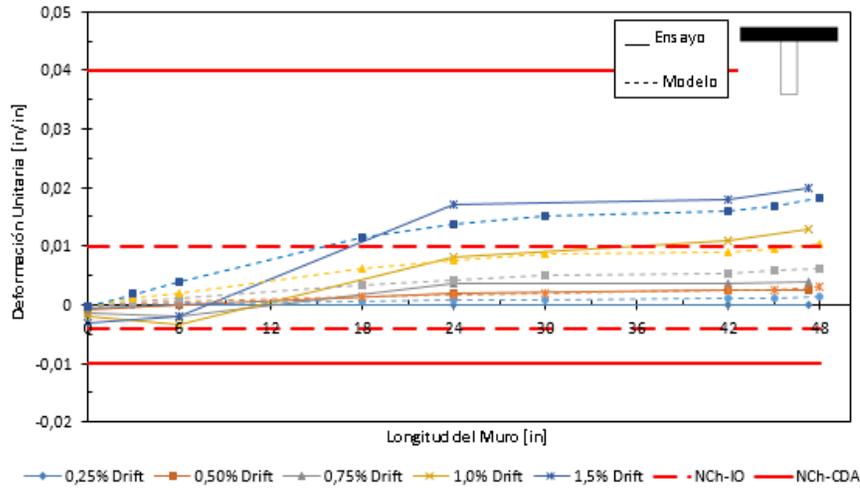


Figura 4.35 Comparación entre modelo vs. datos experimentales – Deformaciones basales en el alma
Fuente: Elaboración Propia.

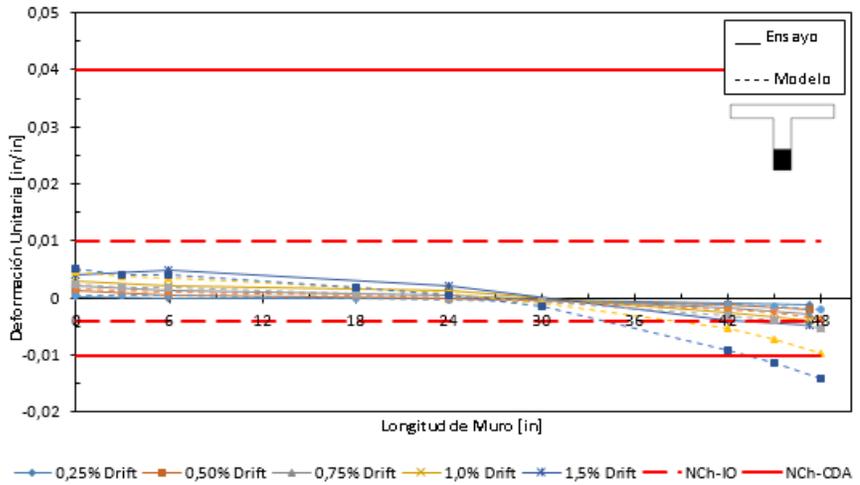


Figura 4.36 Comparación entre modelo vs. datos experimentales – Deformaciones basales en el alma
Fuente: Elaboración Propia.

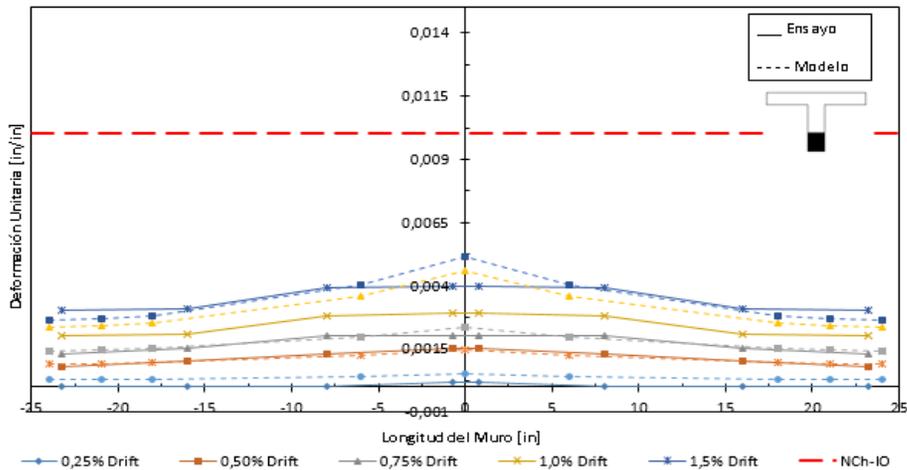


Figura 4.37 Comparación entre modelo vs. datos experimentales – Deformaciones basales en el ala
Fuente: Elaboración Propia.

4.5.6 ANÁLISIS DE RESPUESTA LOCAL: Diagrama momento versus rotación

A continuación, se muestra una comparación entre el modelo y los resultados del ensayo en términos de momento-rotación (Ver Figura 4.38), en el cual se presenta a la vez los límites de la nueva guía de desempeño llevada a términos de rotación:

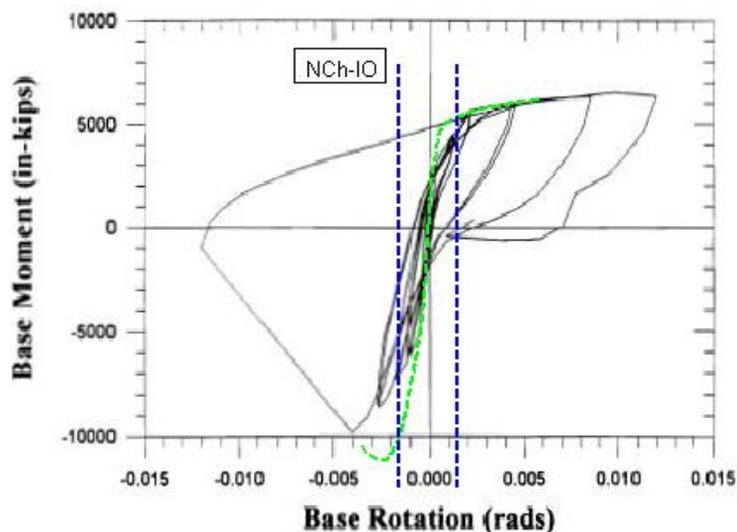


Figura 4.38 Comparación entre modelo vs. datos experimentales – Diagrama momento vs. rotación
Fuente: Elaboración Propia.

Como complemento, se relaciona este análisis con un control de fisuración, para ello se basa en la investigación de Shirandhonkar y Sinha (2015) que presenta una comparación entre anchos de fisuras observadas en los modelos rectangulares que fueron ensayados por Thomsen y Wallace (1995). (Ver Tabla 4.11 y Figura 4.39).

Tabla 4.11 Anchos de fisuras observadas en los ensayos de Thomsen y Wallace (1995)

% Drift	Observaciones ₁	Ancho de Fisura ₂ [mm]
0,50	Fisuras a flexión en la base	0,78
0,75	Primera fluencia del refuerzo longitudinal	1,16
1,00	Inicia el desprendimiento del hormigón	1,53
1,50	Grandes fisuras en los elementos de borde	2,00
2,00	Desprendimiento y aplastamiento del hormigón y pandeo de barras	-
3,00	Falla completa del muro de corte	-

(1) Thomsen y Wallace (1995)-Muros rectangulares

(2) Shiradhonkar (2015)

Fuente: Shirandhonkar y Sinha (2015)

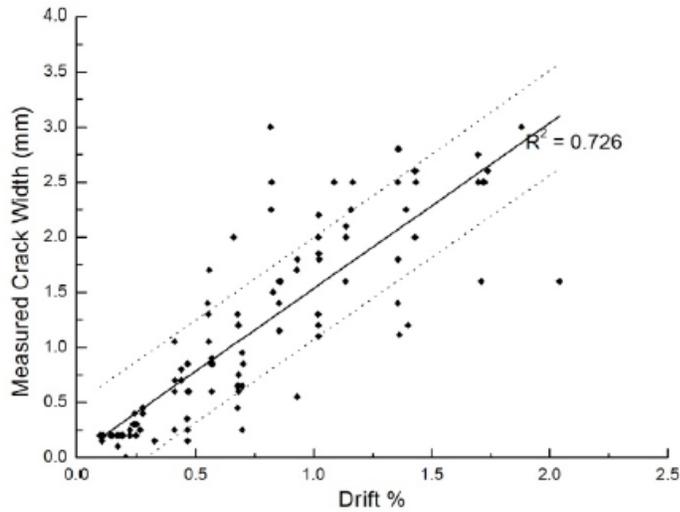


Figura 4.39 Comparación de ancho de fisuras medidas transientes con drift máximos
Fuente: Shirandhonkar y Sinha (2015)

Con estos resultados se muestra que para el drift de 0.75, valor que es cercano al drift límite a nivel de Ocupación Inmediata se observaron anchos de fisuras del orden de 1.16 [mm], lo cual es comparable con el ancho de fisuras obtenidos mediante el control de fisuración realizado en el capítulo anterior.

CAPÍTULO V: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO EN ESTUDIO

5.1 INTRODUCCIÓN

Debido al terremoto del 27 de Febrero del 2010 algunas estructuras presentaron daños parciales. Con el fin de presentar una evaluación de desempeño aplicando los límites establecidos por el Nuevo Procedimiento Chileno de Diseño por Desempeño a una estructura real, se utiliza para éste análisis una estructura que presentó algunos daños en sus elementos estructurales como indican los informes de rehabilitación estructural de Concha (2011) y Leiva G. (2010).

Para llevar a cabo este procedimiento se realizaron modelos matemáticos tridimensional lineales y no lineales con las características que tenía la estructura antes del terremoto con el fin de poder representar adecuadamente el comportamiento inelástico y daños que sufrió la estructura mediante un análisis no lineal estático realizado en el programa ETABS2016 vs.16.0.3, entre ellos:

- Modelo Lineal Elástico I: Todos los elementos estructurales con el 100% de su inercia.
- Modelo Lineal Elástico II: Se reduce la inercia de las losas a flexión fuera de su plano en un 25% de su valor original.
- Modelo No Lineal I: Los muros y vigas de acople presentan comportamiento no lineal mediante un modelo de fibras que toma en cuenta el comportamiento diferenciado del hormigón (H. No Confinado) y el acero de refuerzo. Las losas siguen siendo elásticas, pero con una reducción al 50% de su inercia a flexión, sin embargo, también se discretiza segmentos inelásticos para capturar el daño de las losas acopladas. Con estas características se realizaron cuatro modelos semejantes para simular el análisis no lineal estático (Pushover) en las cuatro direcciones de análisis (X⁺, X⁻, Y⁺ y Y⁻).

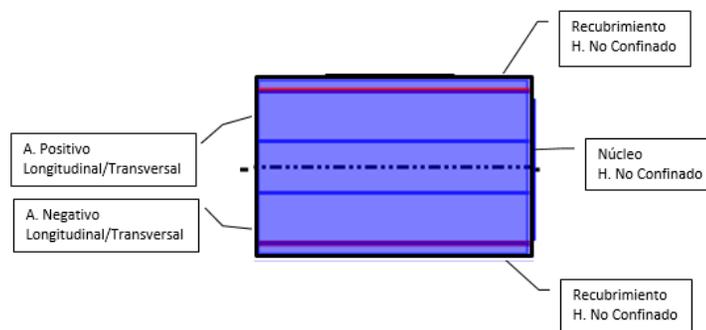


Figura 5.1 Modelo de capas para el modelo no lineal tipo I
Fuente: Elaboración Propia

- Modelo No Lineal II: Los muros y vigas de acople presentan comportamiento no lineal mediante un modelo de fibras que toma en cuenta el comportamiento diferenciado del hormigón (H. Confinado) y el acero de refuerzo. Las losas siguen siendo elásticas, pero con una reducción al 50% de su inercia a flexión, sin embargo, también se discretiza segmentos inelásticos para capturar el daño de las losas acopladas. Con estas

características se realizaron cuatro modelos semejantes para simular el análisis no lineal estático (Pushover) en las cuatro direcciones de análisis (X^+ , X^- , Y^+ y Y^-).

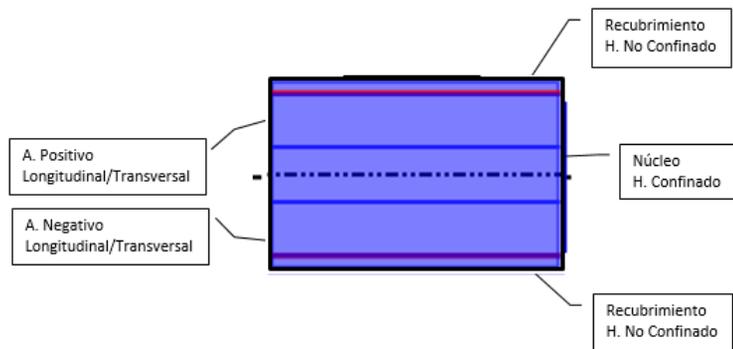


Figura 5.2 Modelo de capas para el modelo no lineal tipo II
Fuente: Elaboración Propia

- **Modelo No Lineal III:** Semejante al modelo no lineal II, pero con la inercia de las losas elásticas con una reducción al 40% en membrana y una reducción al 10% de su inercia a flexión. Con estas características se realizaron cuatro modelos semejantes para simular el análisis no lineal estático (Pushover) en las cuatro direcciones de análisis (X^+ , X^- , Y^+ y Y^-). Se realizó este modelo con el fin de realizar comparaciones con los modelos del tipo no lineal II para ver el comportamiento en forma de puntal que ejerce la losa y con los resultados se muestra este efecto en forma de zigzag en términos de solicitaciones y deformaciones.
- **Modelo No Lineal IV:** Semejante al modelo no lineal II, pero con las propiedades de inercia reducidas a 10% en membrana, corte y flexión en dos muros con comportamiento a corte que son representativos del daño. Con estas características se realizó el análisis no lineal estático (Pushover) en la dirección Y^+ .

5.2 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO EN ESTUDIO

El edificio en estudio es un edificio residencial en hormigón armado de 16 pisos, más 2 subterráneos de estacionamientos y bodegas construido en el año 2004 en Viña del Mar. La estructura está conformada por muros, vigas y losas de hormigón armado, de ellas la torre del edificio y el subterráneo-2 (piso más profundo) presentan una geometría rectangular de aproximadamente 30.4 [m] en dirección N-S por 21 [m] en dirección E-W (Ver Figura 5.1), mientras que el subterráneo-1 presenta un incremento de longitud de aproximadamente 11.9 [m] en sentido longitudinal, dirección E-W hacia el oriente y un incremento de aproximadamente 10.7 [m] en el sentido transversal hacia el Norte y 5.2 [m] hacia el Sur, (Ver Figura 5.2).

Para el análisis se considera como antecedentes disponibles:

- Planos estructurales del proyecto Edificio Antígona elaborado por RDZ&A Ingenieros Civiles.
- Planos de Arquitectura elaborado por “OPA Arquitectos”.

- Informe Técnico – Rev. C “Estudio de Diagnóstico Estructural – Análisis Causas de Daño” elaborado por el departamento de obras civiles de la Universidad Técnica Federico Santa María.
- Informe Técnico – REC AE225-IFT-02 “Rehabilitación Estructural Edificio Antígona” elaborado por Ingeniero Civil Rodrigo Concha P.

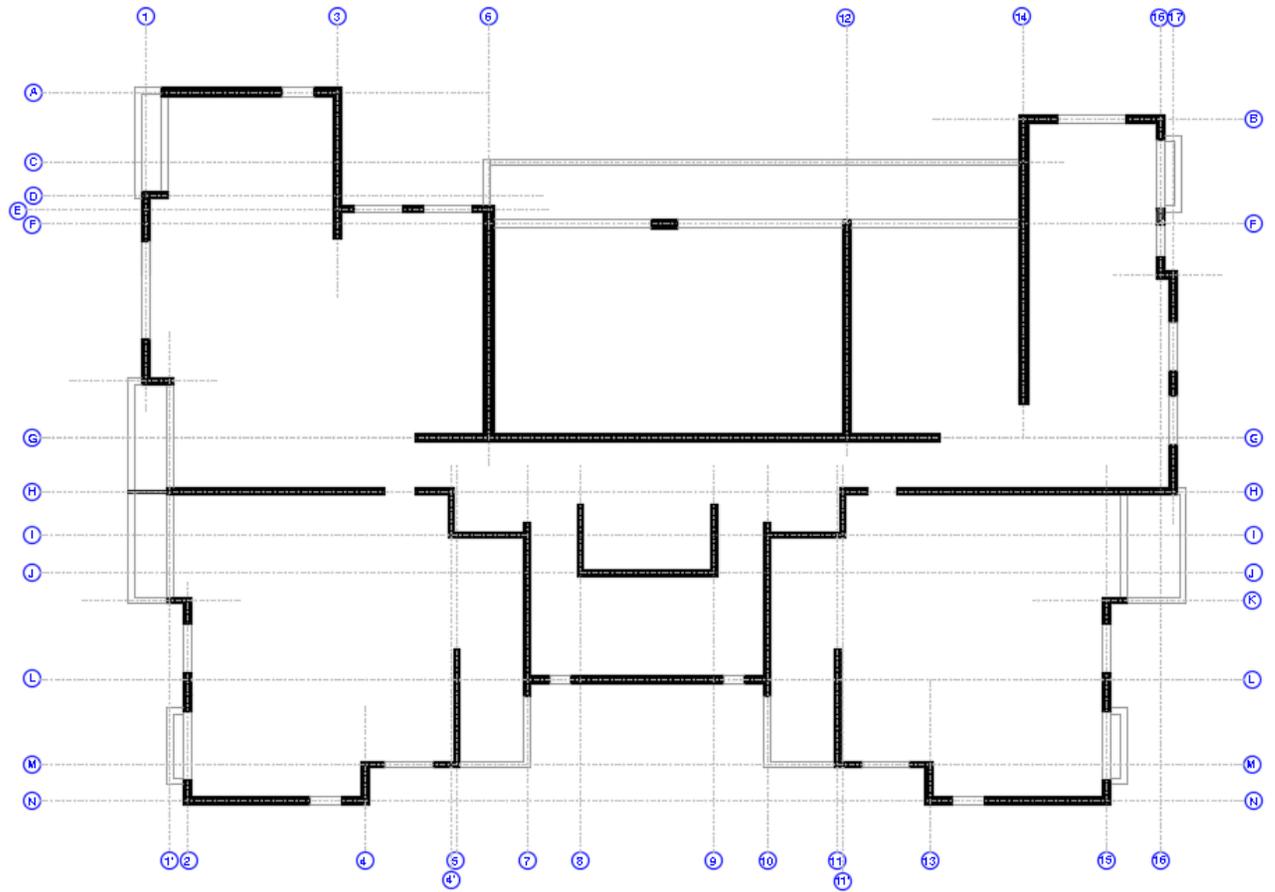


Figura 5.3 Vista en planta de un piso tipo
Fuente: Elaboración Propia. Adaptado de plano original

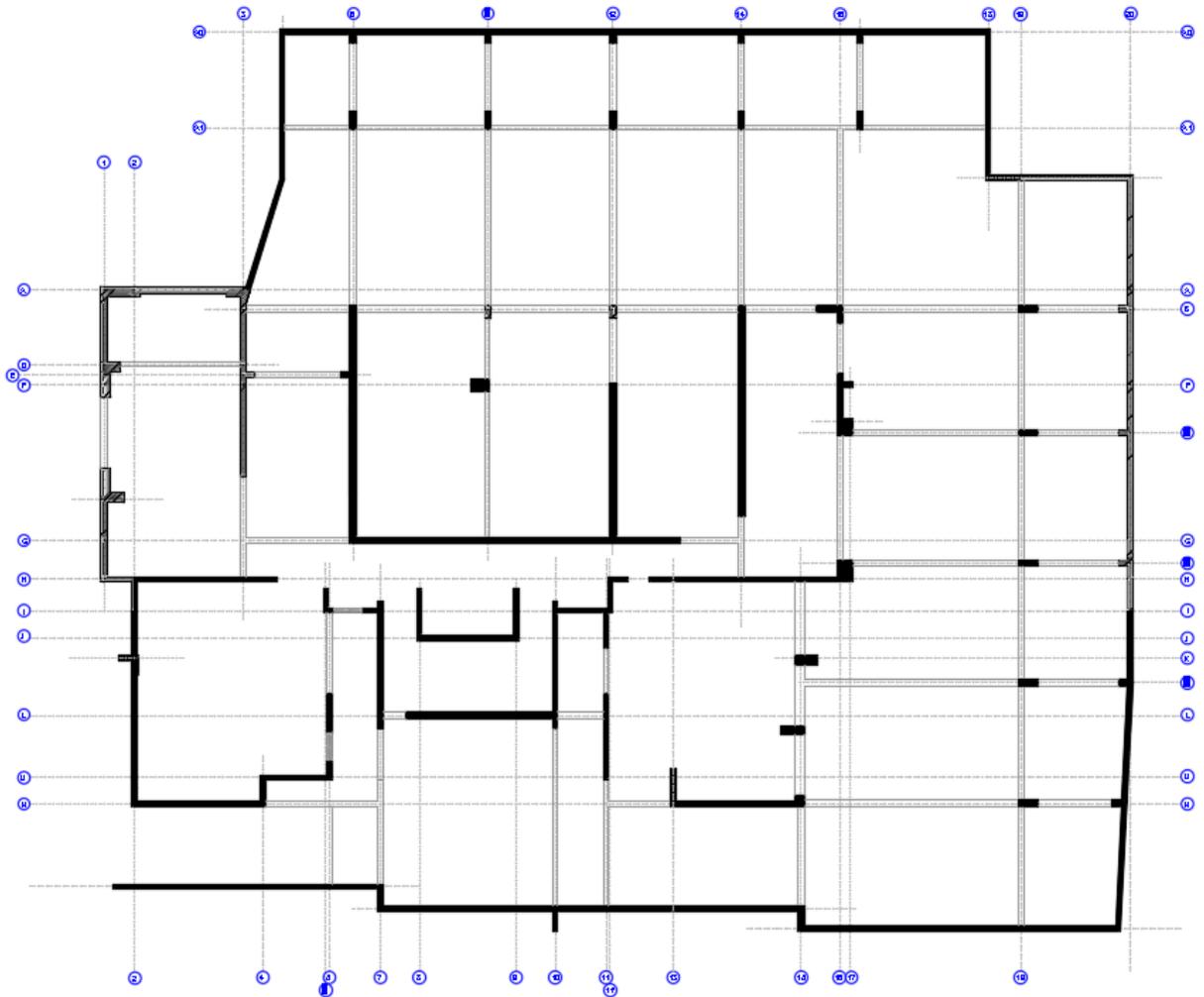


Figura 5.4 Vista en planta del primer subterráneo
 Fuente: Elaboración Propia. Adaptado de plano original

En el Anexo B se encuentran las vistas en planta de cada uno de los pisos.

5.2.1 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

El sistema estructural está basado en un sistema de muros de hormigón armado en las direcciones longitudinal y transversal de la planta cuya mayor densidad está en la zona central, y las fachadas están formadas principalmente por machones y vigas altas, por lo que las solicitaciones sísmicas son resistidas debido al trabajo en conjunto producido por los muros, vigas y losas de cada uno de los pisos.

En las Figuras 5.5 y 5.6 se muestran los muros que trabajan en la dirección X y Y respectivamente, con el fin de facilitar su entendimiento para el análisis.

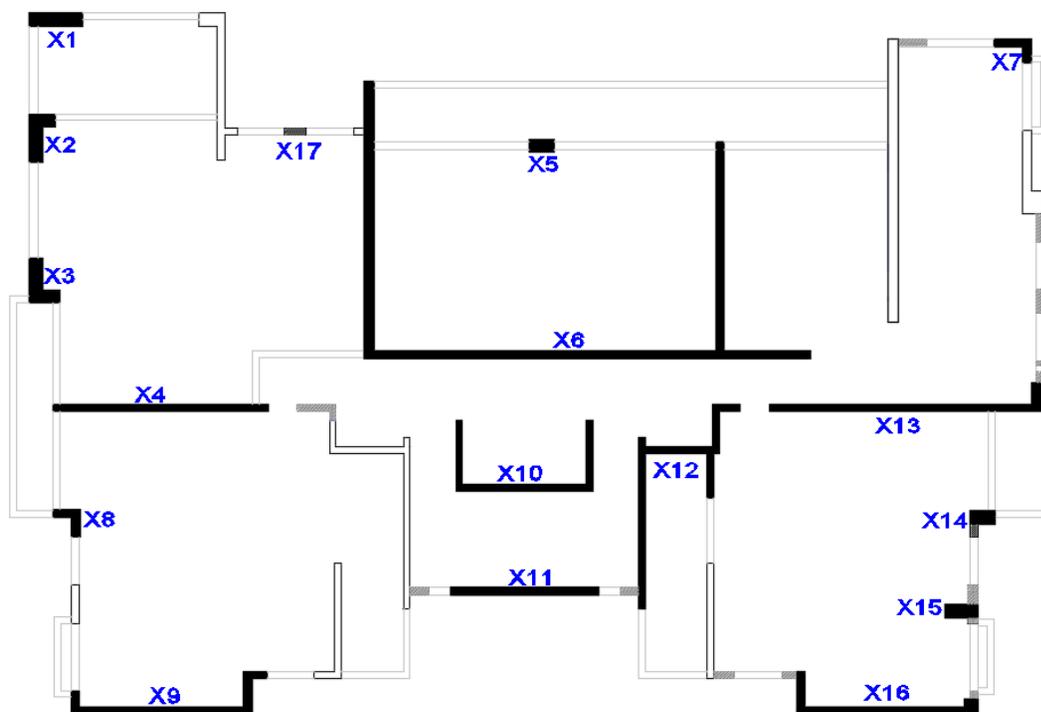


Figura 5.5 Muros definidos en la dirección X-Planta 1er.Piso
 Fuente: Elaboración Propia. Adaptado de los planos originales

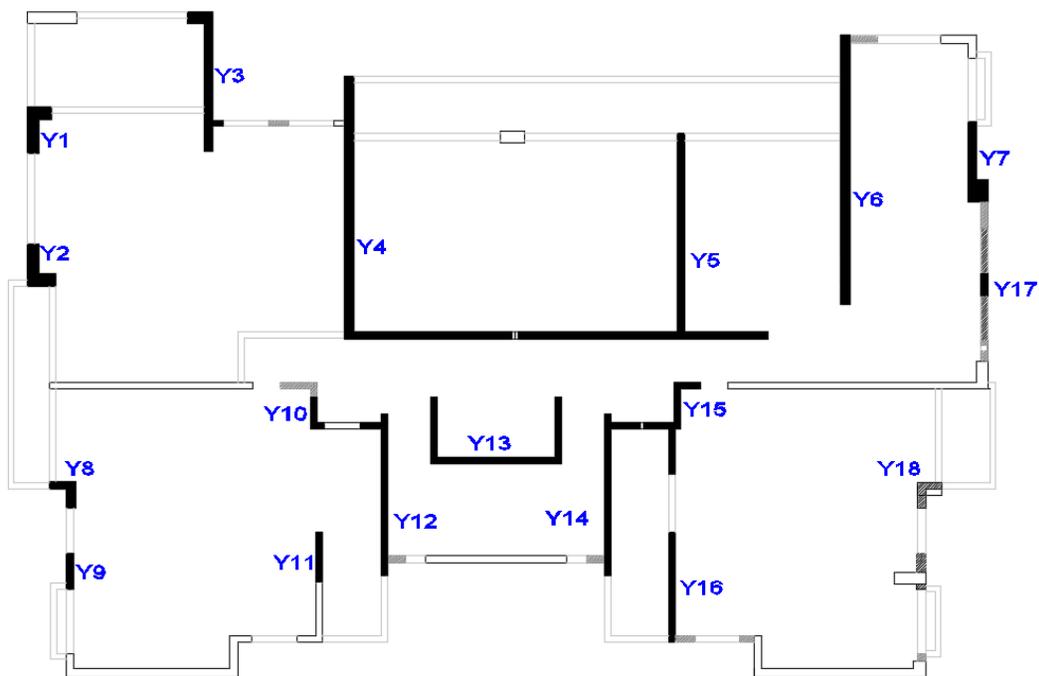


Figura 5.6 Muros definidos en la dirección Y- Planta 1er.Piso
 Fuente: Elaboración Propia. Adaptado de los planos originales

5.2.1.1 Solicitaciones Gravitacionales

Las solicitaciones gravitacionales (Ver Tabla 5.1) consideradas para el análisis son el peso propio y las sobrecargas de uso de acuerdo a la norma NCH 1537 y a los informes de rehabilitación estructural [11] y [30]:

- Carga Muerta
Corresponde al peso propio de la estructura, las cuales consisten en el peso propio del hormigón, acero de refuerzo y demás elementos adicionales como acabados y tabiquería. El peso específico del hormigón es de 2.5 [tonf/m³].
- Carga Viva
Corresponde a las sobrecargas de uso.

Tabla 5.1 Resumen de cargas distribuidas por área

Resumen de Carga Viva Distribuida para Modelo Numérico			
Zona estacionamientos	SC_est =	500	[kgf/m ²]
Departamentos y pasillos	SC_dep =	200	[kgf/m ²]
Balcones	SC_balc =	250	[kgf/m ²]
Resumen de Carga Muerta Distribuida para Modelo Numérico			
Tabiquería	CM_tab =	100	[kgf/m ²]
Sobrelosa	CM_sobre =	100	[kgf/m ²]

Fuente: Elaboración Propia

5.3 DESCRIPCIÓN DE DAÑOS

Debido a las solicitaciones sísmicas del 27 de febrero del 2010, ésta estructura presentó diferentes daños, (Ver Figura 5.7). Este proyecto de investigación se enfoca principalmente en el estudio de los muros que fueron afectados.

Los daños más relevantes observados son causados en la mayoría de casos por flexo-compresión y falla por aplastamiento del hormigón que se manifiesta mediante el agrietamiento del hormigón, apertura de la armadura transversal y pandeo de barras verticales principalmente en la base de los muros o cercano a las losas del piso y subterráneo 1, además, se presentó daño por corte en machones y dinteles en los pisos inferiores y superiores, como se puede apreciar en las Figuras 5.8, 5.9 y 5.10.

El daño principal se concentró en el sector Nor-Oriente del piso y subterráneo 1.

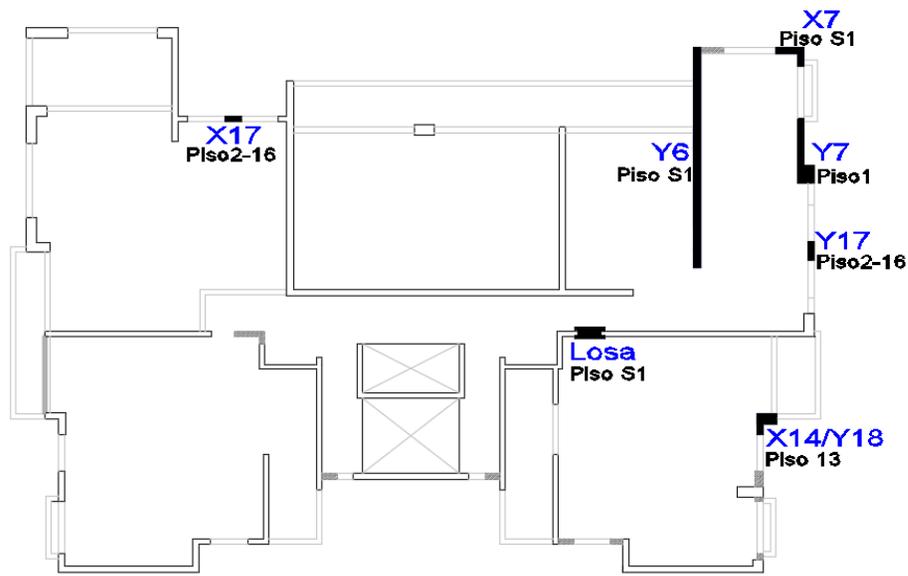


Figura 5.7 Esquema de daños – Planta 1er. Piso
Fuente: Elaboración Propia. Adaptado de plano original

Para una mejor presentación se clasificó entre daños principales y daños menores, éstos últimos se caracterizan porque no afectan la seguridad del edificio.

Entre los muros con mayor daño son:

Muro X17 – Eje E

1. Presenta agrietamiento por corte en el machón central, el cual tiene discontinuidad en el primer piso.



Figura 5.8 Muro X17 – Daño en fachada norte
Fuente: Registro fotográfico Rojas F. y Leiva (2010)

Muro Y17 – Eje 17

1. Presenta agrietamiento por corte en el machón central, el cual tiene discontinuidad en el primer piso, el daño se concentra en los pisos inferiores.



Figura 5.9 Muro Y17 – Daño en fachada oriente
Fuente: Registro fotográfico Rojas F. y Leiva (2010)

Muro Y6 – Eje E

Éste muro tuvo falla por flexo-compresión en cabezal de muro y por ello presenta:

1. Aplastamiento del hormigón.
2. Pandeo de barras verticales.

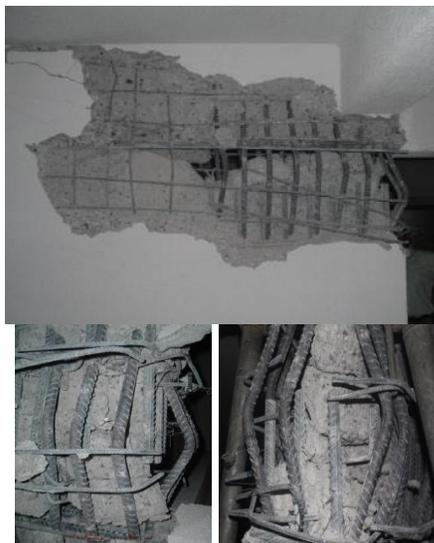


Figura 5.10 Muro Y6 – Daño en subterráneo 1
Fuente: Registro fotográfico Rojas F. y Leiva (2010)

Muro Y7 – Eje E

Éste muro tuvo falla por flexo-compresión en cabezal de muro y por ello presenta:

1. Aplastamiento del hormigón.
2. Pandeo de barras verticales.



Figura 5.11 Muro Y7 – Daño en piso 1
Fuente: Registro fotográfico Rojas F. y Leiva (2010)

Losas – Eje H

1. La losa presentó desprendimiento y agrietamiento del hormigón debido a un efecto de acoplamiento.



Figura 5.12 Losa – Daño en piso 1
Fuente: Registro fotográfico Rojas F. y Leiva (2010)

Entre los muros que presentaron daños menores se encuentran:

Muro X7 – Eje 16B

1. Desprendimiento del recubrimiento en el primer subterráneo.
2. Desprendimiento del revestimiento en fachada Oriente



Figura 5.13 Muro X7 – Daños menores
Fuente: Registro fotográfico Rojas F. y Leiva (2010)

Muro X14/Y18 – Eje 15K

1. Presenta daño en la conexión entre la viga y el machón, lo cual puede ser debido a los efectos que produce la excentricidad de la unión según los informes técnicos disponibles relacionados al análisis de los daños.



Figura 5.14 Muro X14/Y18 – Daños menores
Fuente: Registro fotográfico Rojas F. y Leiva (2010)

En la Tabla 5.2 se presenta un resumen con las características generales de los diferentes elementos que presentaron daño de acuerdo al análisis del registro fotográfico y con las conclusiones de los informes de rehabilitación estructural del edificio [11] y [30].

Tabla 5.2 Resumen de daños

Piso [-]	Nombre de Muro [-]	Eje [-]	Espesor [cm]	Longitud X [cm]	Longitud Y [cm]	Ubicación [-]	Tipo de Daño [-]	Descripción Daño* [-]
S1	X7 (Ver Figura 5.13)	16-B	25	113,8	73,5	Fachada Oriente	Flexocompresión	1. Aplastamiento del hormigón 2. Pandeo del refuerzo longitudinal 3. Apertura refuerzo transversal
S1-1	Y6 (Ver Figura 5.10)	14	30	-	866	Zona interna Nor-Oriente	Flexocompresión	1. Falla en cabezal de muro 2. Aplastamiento del hormigón 3. Pandeo de barras
1	Y7 (Ver Figura 5.11)	16-F y F'	25	-	257,5	Fachada Oriente	Flexocompresión	1. Falla en cabezal de muro 2. Aplastamiento del hormigón 3. Pandeo de barras
2-16	X17 (Ver Figura 5.8)	E-3y6	20	66	-	Fachada Norte	Agrietamiento por corte	1. Corte en machones centrales, dinteles y viga alta
2-16	Y17 (Ver Figura 5.9)	17	25	-	73	Fachada Oriente	Corte	1. Corte en machones centrales, dinteles y viga alta
13	X14/Y18 (Ver Figura 5.14)	15- K	25	77,5	80,5	Conexión viga-machón	Efectos de excentricidad	1. Desprendimiento del recubrimiento
S1	Losas (Ver Figura 5.12)	H	18	-	-	-	Acción de dintel	1. Grietas por acción de dintel 2. No tienen capacidad de rotación dúctil 3. Efecto de acoplamiento

* De acuerdo a inspección fotográfica ya las conclusiones de informes de rehabilitación estructural de Concha (2011) y USFM (2010)

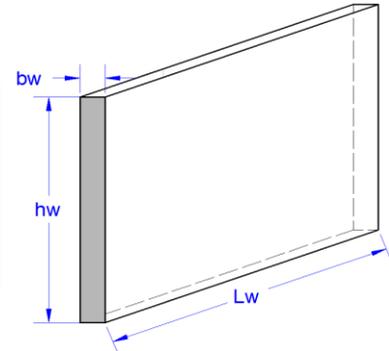
Fuente: Elaboración Propia

5.3.1 IDENTIFICACIÓN DE MUROS EN ESTUDIO

El análisis se centra en el estudio de los muros que presentaron daños considerables, en la Tabla 5.3 se presenta las principales características geométricas de los muros más afectados seguido de la Figura 5.15 en la que se muestra la ubicación en planta de cada uno de ellos.

Tabla 5.3 Resumen de daños

Nombre de Muro	Eje	bw	Lw	hw	Comportamiento
[-]	[-]	[cm]	[cm]	[m]	[-]
X17	E	25	65	100	Corte
Y6	14	30-20	866	46,4	Flexocompresión
Y7	16-F y F'	30-20	257,5	8,15	Flexocompresión
Y17	17	25	73	100	Corte



Nombre de Muro	Eje	bw	Comportamiento
[-]	[-]	[cm]	[-]
Losas	H	18	Losa Acoplada

Fuente: Elaboración Propia

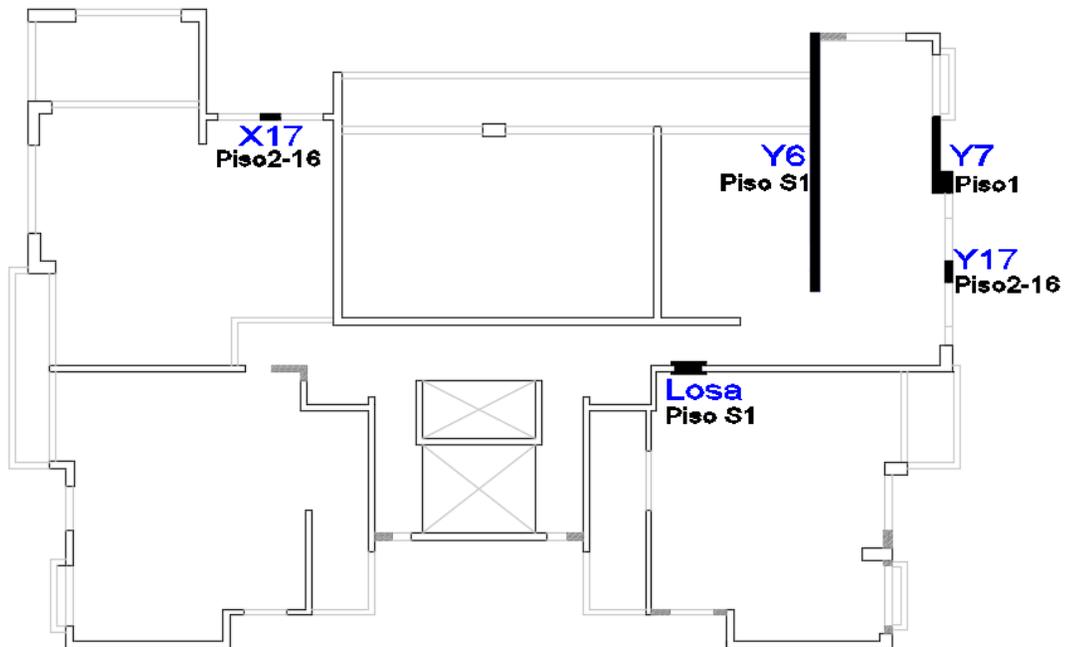


Figura 5.15 Vista en planta de muros con daños considerables
Fuente: Elaboración Propia. Adaptado de planos originales

En el Anexo B se presenta una vista en planta y en elevación con la cuantía de acero de refuerzo de cada uno de los muros en estudio.

5.4 ANÁLISIS ELÁSTICO MODAL-ESPECTRAL

El análisis modal espectral de la estructura se realiza de acuerdo a las especificaciones de la normativa de diseño sísmico vigente es decir NCh433 DS61, y apoyo de las normativas para el diseño en hormigón armado como NCh430 DS60 y ACI 318-08 con el uso del programa ETABS v.16.0.3 mediante un modelo tridimensional.

5.4.1 MATERIALES

Se consideró las propiedades para el hormigón y el acero de refuerzo en base a las especificaciones técnicas del proyecto original, por tal, de acuerdo a la NCH170 se considera para el diseño únicamente útil el 90% de la resistencia del hormigón, como se muestra en la siguiente Tabla 5.4:

Tabla 5.4 Propiedades nominales de los materiales

Hormigón Armado		
H30		
90% f'_c =	27	[Mpa]
f'_c (utilizable) =	25	[Mpa]
E =	23500	[Mpa]
γ =	2,5	[ton/m ³]
ν =	0,2	[-]

Acero de Refuerzo		
A63-42H		
f_y =	420,0	[Mpa]
E =	206489,7	[Mpa]

Fuente: Elaboración Propia

5.4.2 MODELO NUMÉRICO PARA EL ANÁLISIS ELÁSTICO

El modelo numérico comprende únicamente la superestructura porque la subestructura consiste en una losa de cimentación de 90 [cm] y debido a su gran rigidez se asume que todos los elementos tienen una restricción con apoyo fijo en su base.

Las vigas y columnas se modelan mediante elementos lineales “frame” de 2 nodos y las losas, muros, machones, vigas de acople se modelan mediante elementos de área tipo cascarón “shell” de 4 nodos. Estos elementos de cuatro nodos presentan un total de 24 grados de libertad, 6 grados de libertad por nodo (3 desplazamientos y 3 giros), por lo que son estables ante cargas perpendiculares y en el plano.

Como se necesitaba una respuesta global pero que a su vez de una correcta aproximación de los parámetros básicos del sistema estructural sin mucho desgaste de recurso computacional mediante este análisis lineal elástico no se realizó una malla muy fina, sin embargo, se aseguró la conectividad entre todos los elementos estructurales manualmente mediante nodos en común entre elementos vecinos a nivel horizontal y vertical con el fin de tener una mejor distribución de curvatura y a su vez diferentes elementos como machones y vigas de acople fueron divididos en 3 o 4 partes con el fin de obtener una correcta deformación de éstos elementos.

La losa se discretiza manualmente de tal forma que haya conexión entre los elementos y se considera como diafragma rígido para el modelamiento porque en este análisis lineal

elástico se va a considerar únicamente los grados de libertad en el plano con el fin de permitir el traspaso de las cargas al sistema de muros. (Ver Figura 5.16 y 5.17)

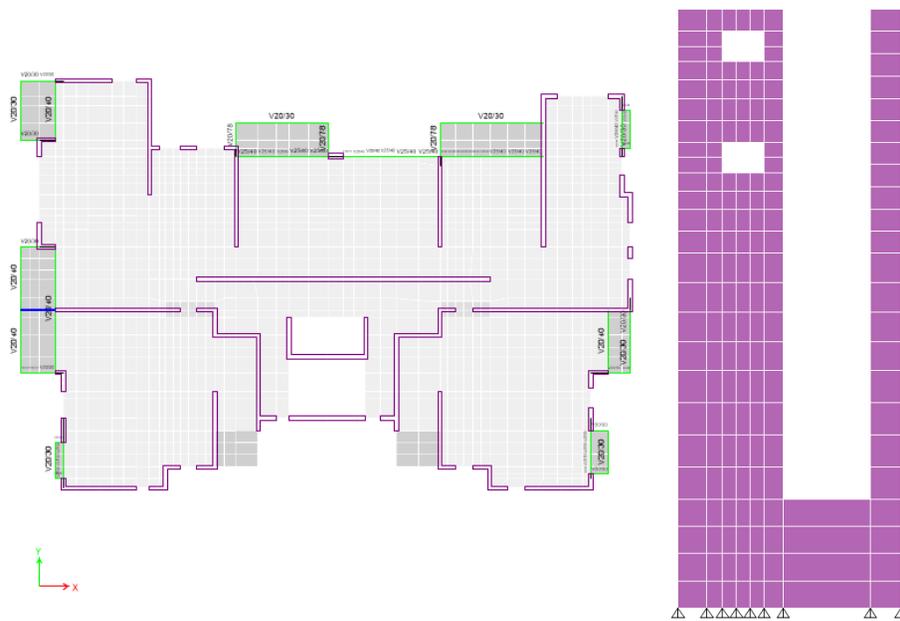


Figura 5.16 Dimensiones elementos finitos para el análisis lineal elástico
Fuente: Elaboración Propia. ETABS v.16.0.3

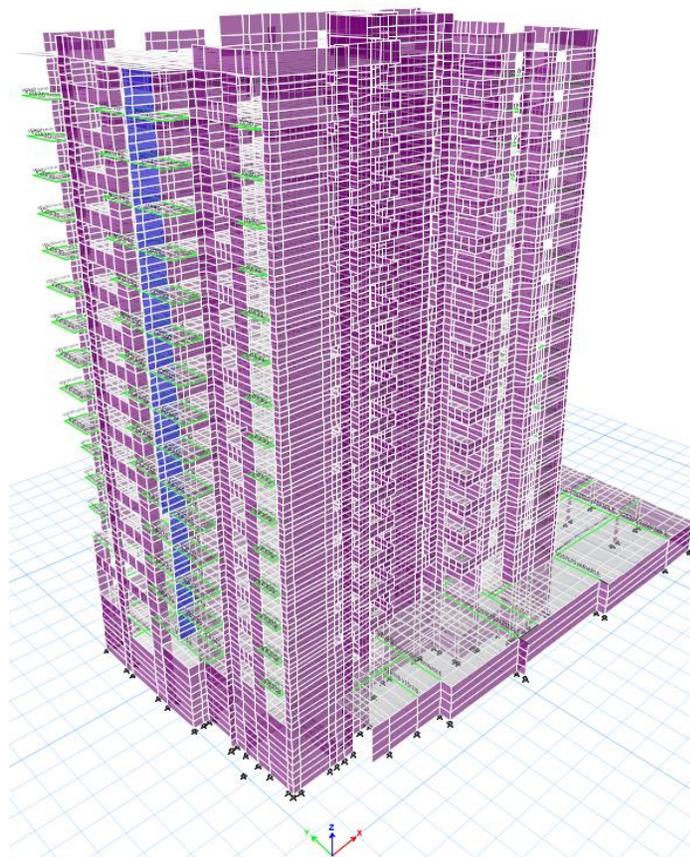


Figura 5.17 Dimensiones elementos finitos para el análisis lineal elástico
Fuente: Elaboración Propia. ETABS v.16.0.3

5.4.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS

Aplicadas las cargas gravitacionales, el peso sísmico del edificio es 11334.9 [Tonf] calculado según las especificaciones de la norma NCh433, dado por la suma del peso propio más un 25% de la sobrecarga de uso para un área total de 11068.2 [m²], lo que conlleva a una densidad sísmica de 1.02 [Tonf / m²], lo que es esperable para un edificio con muros de hormigón armado.

Mediante este análisis se realizaron dos modelos:

- El primer modelo consiste en un análisis en el que los elementos estructurales del edificio trabajen con toda su rigidez, es decir sin considerar daños en el edificio. (Ver Tabla 5.5).

Con este modelo se obtiene que el primer modo es torsional.

Tabla 5.5 Periodos obtenidos con primer modelo en ETABS

Modo		Periodo [seg]	Porc.Masa	Porc.Masa	Porc.Masa
		M.Normal	Traslacional X	Traslacional Y	Rotacional Z
1	→	0,798	10,67%	19,69%	27,87%
2	→	0,650	6,39%	40,20%	9,02%
3	→	0,441	47,96%	0,08%	16,32%

Fuente: Elaboración Propia

- El segundo modelo consiste en un análisis en el que se fisuró a todas las losas a un 25% de su rigidez a flexión, es decir se analiza un modelo que simule estado de losas ya cargadas. (Ver Tabla 5.6).

Tabla 5.6 Periodos obtenidos de un modelo con losas fisuradas en ETABS

Modo		Periodo [seg]	Porc.Masa	Porc.Masa	Porc.Masa
		M.Fisurado	Traslacional X	Traslacional Y	Rotacional Z
1	→	0,935	10,81%	21,32%	24,83%
2	→	0,724	6,66%	37,23%	10,17%
3	→	0,490	45,65%	0,01%	16,95%

Fuente: Elaboración Propia

Además, se muestra una comparación en forma gráfica de los periodos obtenidos con los dos modelos numéricos y lo obtenido de la instrumentación del edificio reparado, post-terremoto realizado por otras investigaciones, (Ver Tabla 5.7 y Figura 5.18 y 5.19).

Tabla 5.7 Comparación de periodos instrumental y modelos en ETABS

Modo		Periodo [seg]		
		Medición	M.Elástico	M.Agrietado
1	→	1,020	0,798	0,935
2	→	0,740	0,650	0,724
3	→	0,310	0,441	0,490

Fuente: Elaboración Propia

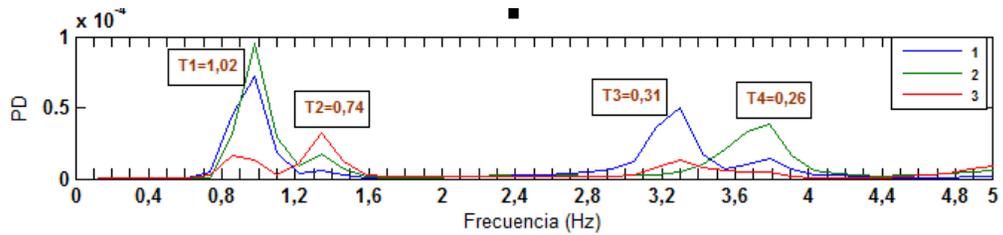


Figura 5.18 Muestra de resultados de instrumentación
Fuente: (Soto P, comunicación personal)

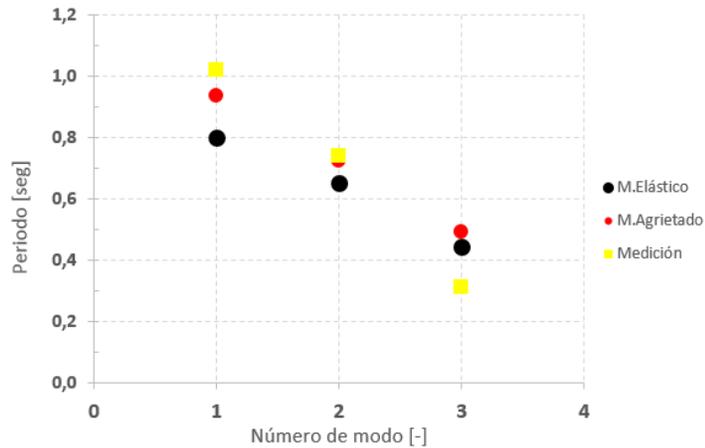


Figura 5.19 Comparación de periodos instrumental y modelos en ETABS
Fuente: Elaboración Propia

Con los dos modelos numéricos se realizaron análisis modal-espectral en el que se obtuvieron los resultados de cortantes, momentos y derivas del edificio. En la Figura 5.20 se muestra la forma del espectro de diseño para el modelo sin considerar daños y para el modelo agrietado respectivamente de acuerdo a la actual Norma Chilena de diseño sísmico para suelo tipo B y zona sísmica 3.

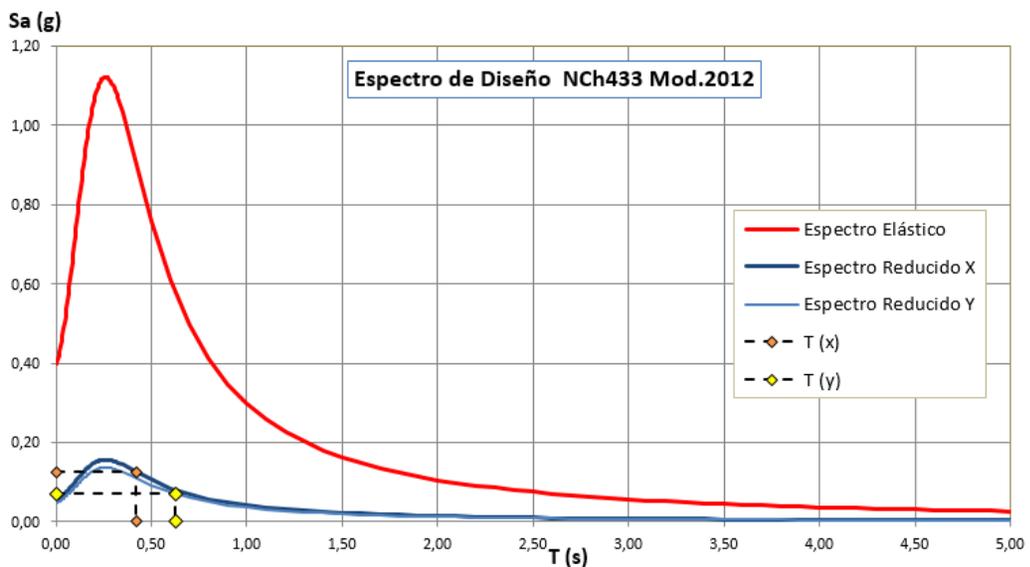


Figura 5.20 Espectro de diseño para modelo lineal elástico sin daños
Fuente: Elaboración Propia

Analizando los resultados, se obtiene que el corte basal en los dos modelos es menor al mínimo por lo que se debe reducir el factor R^* para así amplificar el espectro de diseño hasta llegar al corte mínimo. En la Tabla 5.8 se muestran los resultados obtenidos con ambos modelos numéricos:

Tabla 5.8 Parámetros del análisis modal-espectral

Modelo sin Daños				Modelo Agrietado			
	Eje X	Eje Y		Eje X	Eje Y		
$R^* =$	7,160	8,203	[-]	$R^* =$	7,298	8,402	[-]
$Sa =$	0,126	0,070	[g]	$Sa =$	0,118	0,062	[g]
	1,238	0,691	[m/s ²]		1,159	0,605	[m/s ²]
$Sde =$	3,757	6,439	[cm]	$Sde =$	4,059	7,098	[cm]
$Q =$	685,66	394,94	[Ton]	$Q =$	632,34	352,14	[Ton]
$Q/W_{sismico} =$	6,05%	3,48%	[%]	$Q/W_{sismico} =$	5,58%	3,11%	[%]
$Q_{min} =$	0,07	0,07	[Ton/Wsís]	$Q_{min} =$	0,07	0,07	[Ton/Wsís]
	755,66	755,66	[Ton]		755,66	755,66	[Ton]
$Q_{máx} =$	0,14	0,14	[Ton/Wsís]	$Q_{máx} =$	0,14	0,14	[Ton/Wsís]
	1586,88	1586,88	[Ton]		1586,88	1586,88	[Ton]
$Q_{dis} =$	755,66	755,66	[Ton]	$Q_{dis} =$	755,66	755,66	[Ton]
$Q_{dis}/W_{sismico} =$	6,67%	6,67%	[%]	$Q_{dis}/W_{sismico} =$	6,67%	6,67%	[%]
$R^{**} =$	6,497	4,287	[-]	$R^{**} =$	6,107	3,916	[-]

Fuente: Elaboración Propia

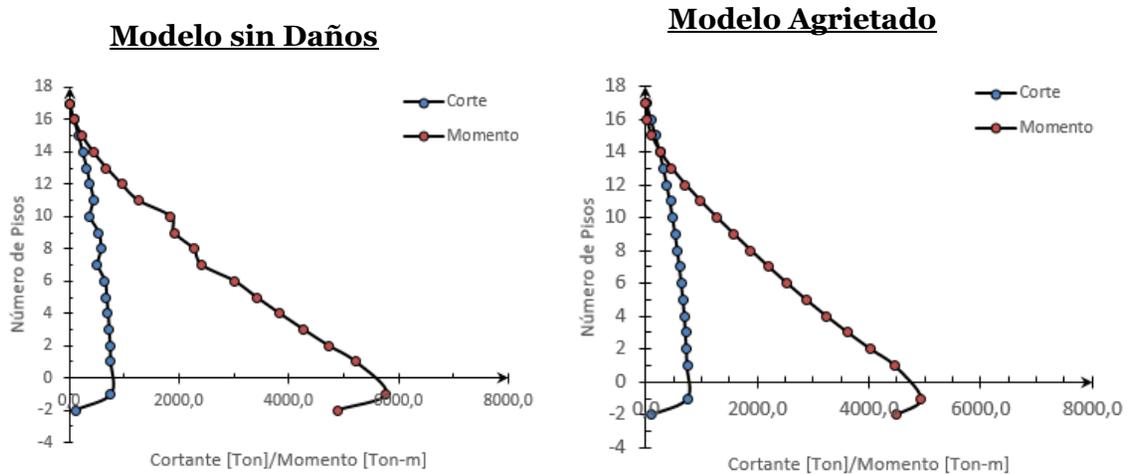


Figura 5.21 Resultados en términos de cortante y momento

Fuente: Elaboración Propia

El brazo de palanca está dentro del tercio medio de la altura del edificio y las derivas de piso obtenidas son menores a $2^{\circ}/\infty$ medido desde el centro de masa y las derivas adicionales en cualquier punto son menores a $1^{\circ}/\infty$.

En la Figura 5.20 se muestran los resultados de las derivas de piso del análisis modal-espectral. Con color azul se muestran los resultados del modelo sin daño y con color negro los resultados del modelo fisurado.

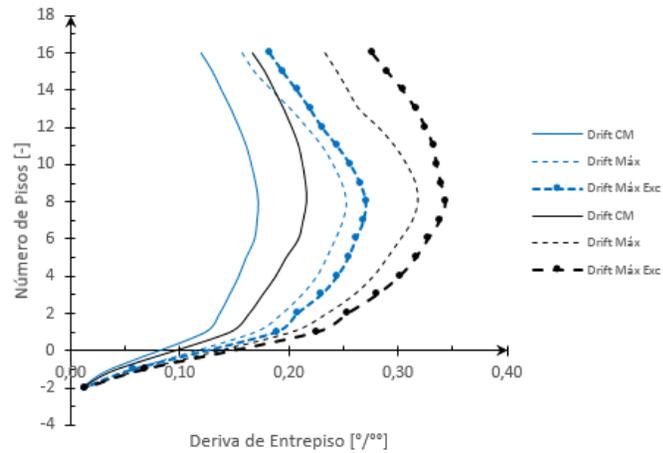


Figura 5.22 Derivas de piso para el modelo sin daños y el modelo agrietado.
Fuente: Elaboración Propia

5.5 ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO

5.5.1 MATERIALES

De acuerdo a las leyes constitutivas de los materiales explicados en la sección 4.2, se obtiene el gráfico de diagrama esfuerzo – deformación para las barras de hormigón y acero de refuerzo. Para los parámetros necesarios para el cálculo de los diagramas esfuerzo-deformación de estas se utilizó los informes técnicos de rehabilitación estructural del edificio y el manual de armaduras de refuerzo para hormigón de Gerdau Aza (2008), con el fin de contar con datos reales que se utilizan en la construcción típica chilena, lo que se tradujo en la Tabla 5.9.

Como resumen se puede mencionar que para el acero de refuerzo se utiliza un modelo bilineal y el modelo constitutivo de Belarbi y Hsu (1994) para simular el comportamiento de las barras adheridas al hormigón. Para el hormigón a compresión no confinado se utiliza el modelo constitutivo de Mander et al. (1984) y para el hormigón a compresión confinado se utiliza el modelo constitutivo de Saatcioglu y Razvi (1992), mientras que para el hormigón a tracción se utiliza el modelo constitutivo de Belarbi y Hsu (1995).

Tabla 5.9 Propiedades del acero de refuerzo que se utilizaron para el modelamiento

DESCRIPCIÓN	Barra de Acero de Refuerzo						
	#8	#10	#12	#16	#18	#22	#25
Modelo Constitutivo Bilineal							
f_y^* = Esfuerzo de fluencia [MPa]	344,5	348,3	352,0	359,6	363,4	370,9	376,6
f_u^* = Esfuerzo último aparente [MPa]	756,6	746,7	736,9	718,0	708,8	690,8	677,8
ϵ^* = Deformación unitaria [-]	0,0020	0,0020	0,0020	0,0020	0,0020	0,0020	0,0020
f_y/f_y^* = Relación de esfuerzo de fluencia [-]	1,30	1,30	1,30	1,29	1,29	1,28	1,28
b = Pendiente de endurecimiento [-]	0,025	0,025	0,025	0,025	0,025	0,025	0,025

Fuente: Elaboración Propia

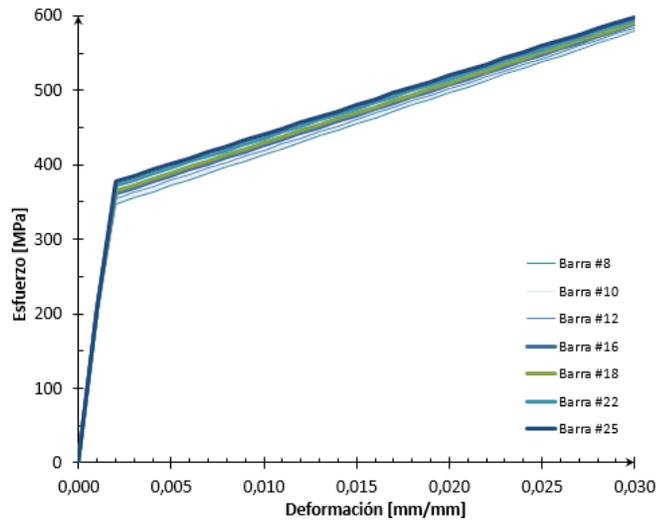


Figura 5.23 Modelo constitutivo del acero de refuerzo
Fuente: Elaboración Propia

Para el análisis del hormigón confinado se realizó una base de datos de todos los tipos de confinamiento que presentan los elementos de borde de los muros de la estructura con la configuración pre-terremoto y se los agrupó de acuerdo al número de ramificaciones (hasta un total de 6 ramas), diámetro de estribos ($\phi 8$ y $\phi 10$) y al espaciamiento longitudinal en ellos (10 cm, 15 cm, 20 cm), obteniendo de esta manera 30 grupos que conforman la base de datos. (Ver Figura 5.24)

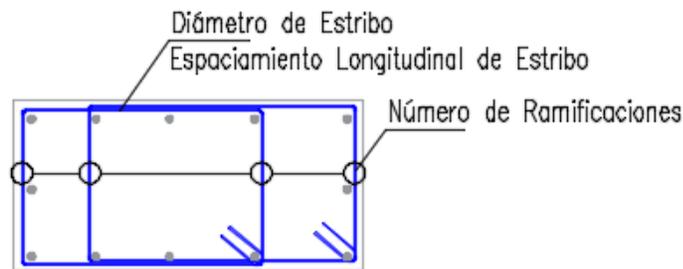


Figura 5.24 Parámetros considerados para establecer el hormigón confinado
Fuente: Elaboración Propia

Posterior se aplicó el modelo constitutivo para hormigón confinado de Saatcioglu y Razvi (1992) y con ello se obtuvo la curva esfuerzo-deformación y la resistencia de confinamiento para cada grupo (Ver Tabla 5.10).

Para simplificar los datos que se van a ingresar al modelo numérico se consideran únicamente tres zonas de confinamiento, por lo que se agrupa finalmente de acuerdo al espaciamiento longitudinal entre estribos porque se observó que éste parámetro es el que más afecta a la resistencia de confinamiento, como se muestra en la Tabla 5.11.

Tabla 5.10 Recopilación de diferentes tipos de confinamiento

Análisis de Confinamientos									
f'cc	φ = 8 mm			φ = 10 mm			e = 10 mm Zona A	e = 15 mm Zona B	e = 20 mm Zona C
	e = 10	e = 15	e = 20	e = 10	e = 15	e = 20			
Ramificaciones en X									
2	29,56	28,59	27,98	30,49	29,32	28,59	30,02	28,95	28,29
3	30,42	29,27	28,55	32,36	30,80	29,82	31,39	30,04	29,18
4	31,81	30,36	29,46	33,20	31,46	30,36	32,50	30,91	29,91
5	30,43	29,27	28,55	32,70	31,07	30,04	31,57	30,17	29,30
6	29,66	28,93	28,27	31,61	30,51	29,58	30,63	29,72	28,92
Promedio	30,38	29,29	28,56	32,07	30,63	29,68	31,22	29,96	29,12
MAX	31,81	30,36	29,46	33,20	31,46	30,36	32,50	30,91	29,91
MIN	29,56	28,59	27,98	30,49	29,32	28,59	30,02	28,95	28,29

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 5.11 Propiedades para el hormigón confinado y no confinado

Descripción	Hormigón Confinado / No Confinado			
	S/N	A-A	B-B	C-C
f'co = Resistencia máxima la compresión horm. no confinado [MPa]	25,00	-	-	-
f'cc = Resistencia máxima la compresión horm. confinado [MPa]	-	31,13	29,71	28,85
fto = Resistencia máxima a la tracción horm. no confinado [MPa]	1,55	1,55	1,55	1,55
f'co/f'cc = Relación entre hormigón confinado y hormigón sin confinar [-]	-	1,25	1,19	1,15
ε1c = Deformación en la resistencia máxima [-]	0,0025	0,0050	0,0050	0,0050

Fuente: Elaboración Propia

De acuerdo a los diferentes modelos constitutivos que se detalló en secciones anteriores se obtiene el siguiente diagrama esfuerzo – deformación (Figura 5.25) para el hormigón confinado y no confinado con un porcentaje de diferencia de capacidad del 25% la zona más confinada (Ver Tabla 5.11).

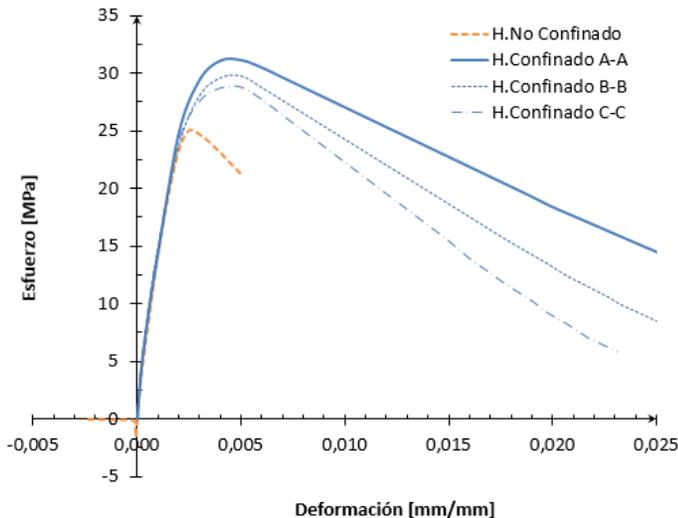


Figura 5.25 Modelo constitutivo del hormigón confinado y no confinado

Fuente: Elaboración Propia

5.5.2 MODELO NUMÉRICO PARA ANÁLISIS NO LINEAL

El modelo numérico que se utilizó es uno más refinado que el utilizado en el análisis modal-espectral, cuya diferencia principal es que los elementos que comprenden las losas y muros son elementos tipo cascarón o “shell” planos con capas para modelar el comportamiento no lineal mediante diversas leyes constitutivas de acero de refuerzo y hormigón.

Para llevar a cabo este procedimiento, se discretiza en nueve capas, dos capas de recubrimiento, cuatro capas de acero de refuerzo (2 capas de acero positivo y negativo para acero longitudinal y transversal) y tres capas de núcleo (Ver Figura 5.26).

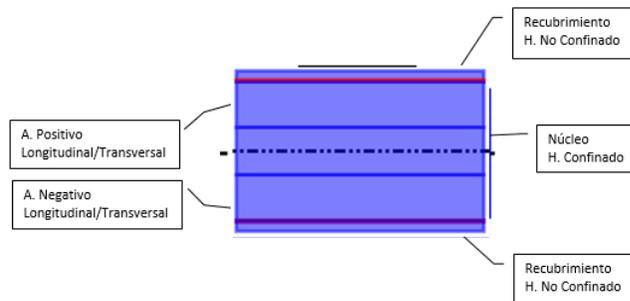


Figura 5.26 Número de capas para modelar el comportamiento no lineal
Fuente: Elaboración Propia

Se trabajó con una interpolación de 5 puntos de cuadratura por elemento, además se considera adherencia completa entre capas de acero y hormigón ortotrópico modelados con leyes constitutivas biaxiales.

Los elementos finitos para el análisis son seleccionados de tal manera de cubrir los elementos de borde de cada muro por lo menos con un elemento y así cubrir en lo posible el 100% del elemento de borde con su ancho respectivo con el fin de capturar los resultados de mejor manera y en la vertical se divide en 3 o 4 partes con el fin de obtener una correcta deformación y una mejor distribución de curvatura en los diferentes elementos estructurales.

Se modela con comportamiento no lineal las vigas de acople, muros (se discretiza los elementos de borde con diferentes zonas de confinamiento) como se muestra en la Figura 5.28 y el segmento de losa que va a actuar de forma acoplada, cuyas dimensiones se calcularon con la consideración de anchos equivalentes según Tapia S. (2008) como se muestra en la Figura 5.27.

$$b = L + 0.1 \frac{M}{e}$$

Piso	Espesor	Ld1	b
[-]	[cm]	[m]	[m]
S1-16	18	2,70	0,90

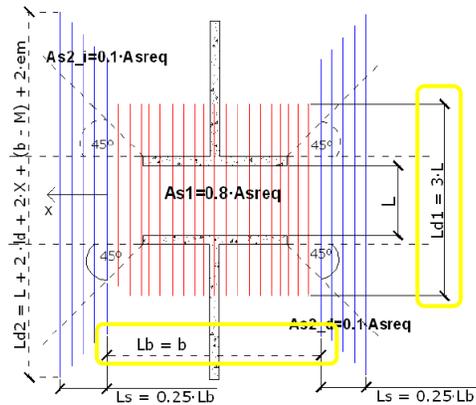
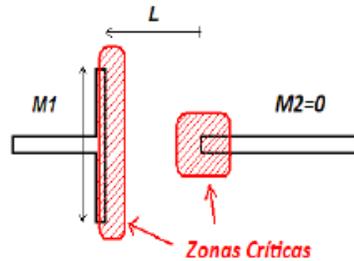


Figura 5.27 Cálculo de anchos equivalentes
Fuente: Tapia S. (2008)

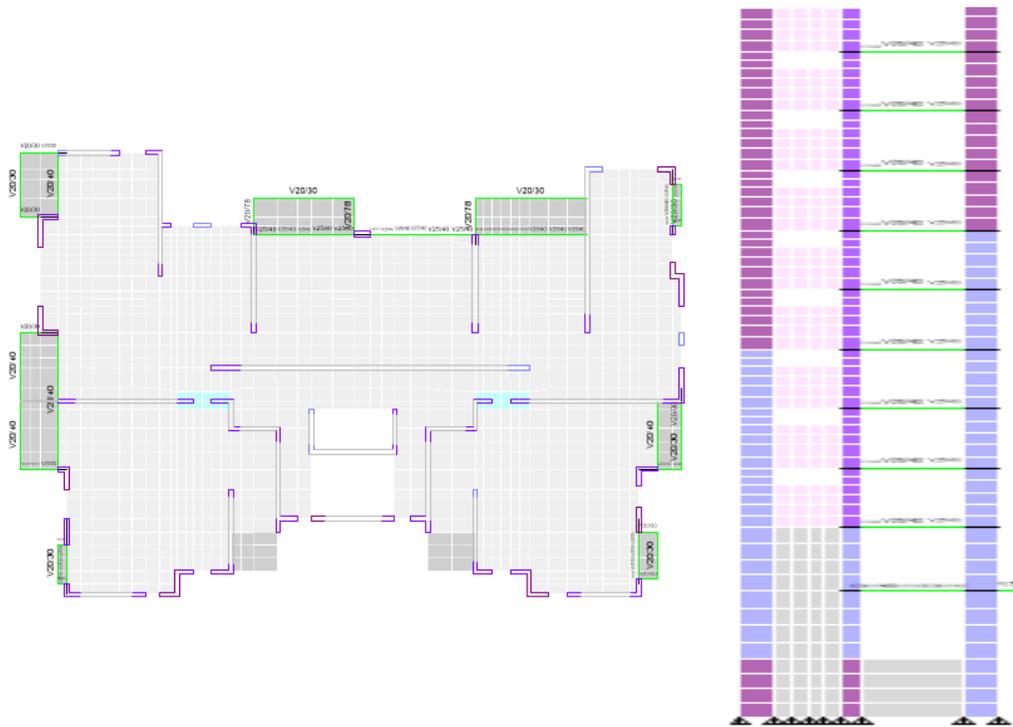


Figura 5.28 Dimensiones elementos finitos para el análisis no lineal
Fuente: Elaboración Propia. ETABS v.16.0.3

Con el modelo definido se realiza una evaluación con un análisis no lineal estático monotónico para cuatro casos de carga, es decir para las direcciones longitudinales $X^{(+)}$, $X^{(-)}$ y para las direcciones transversales $Y^{(+)}$ y $Y^{(-)}$, mediante un control por desplazamientos en el cual el valor de desplazamiento objetivo de 15.5 [cm] se lo obtiene del espectro elástico de desplazamiento para un amortiguamiento de 5% de un registro sísmico del terremoto del 27 de febrero del 2010 en Viña del Mar como se muestra en la Figura 5.29.

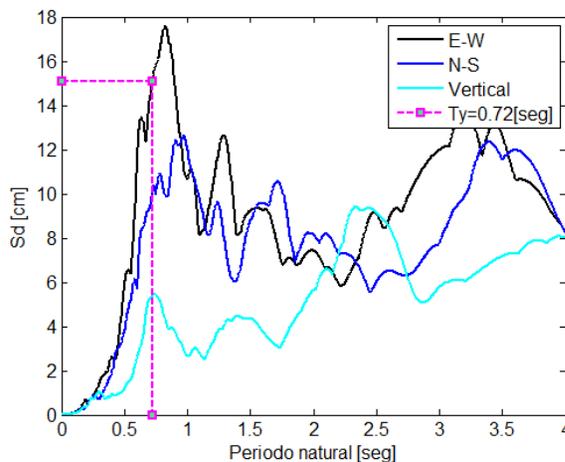


Figura 5.29 Espectro de respuesta elástico
Fuente: Elaboración Propia

Además, el desplazamiento objetivo seleccionado se lo ratificó de acuerdo a las disposiciones del FEMA 356, el cual establece como desplazamiento objetivo a 1.5 veces el desplazamiento máximo esperado. El desplazamiento máximo esperado se lo calcula de acuerdo a las disposiciones de la Norma Chilena NCh433, adicional se analizó para un desplazamiento de 24.5 [cm] para cumplir con la disposición de evaluar hasta un desplazamiento de techo de un 40% mayor del desplazamiento del sismo de diseño. (Ver Tabla 5.12)

Tabla 5.12 Desplazamiento objetivo

	Modelo sin Daños		Modelo Agrietado	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
$\delta_u =$	5,636	9,658	7,052	11,482
FEMA 356 =	8,454	14,487	10,579	17,224

Fuente: Elaboración Propia

Se aplicó el desplazamiento objetivo a la estructura bajo una distribución lateral de la carga obtenida a partir de la distribución de cortante de cada piso (Ver Figura 5.30) y se repartió cada valor en la cantidad de nodos que conforman cada una de las losas. Las cargas muertas y vivas se consideran como estados iniciales previo el estado de carga no lineal.

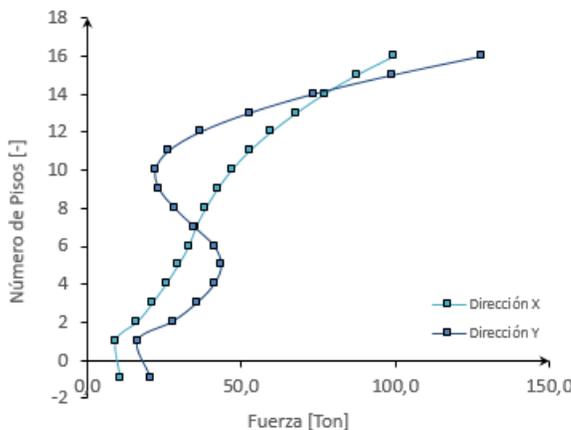


Figura 5.30 Patrón lateral de carga push-over
Fuente: Elaboración Propia

5.5.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS

Los resultados que se van a mostrar a continuación son para los desplazamientos especificados en la sección 5.5.2, es decir 15.5 [cm] y 24.5 [cm], para dos modelos numéricos, el primer modelo numérico al cual se lo va a denominar “Modelo I o Modelo H. No Confinado” tiene en el núcleo de las capas que lo conforman, hormigón no confinado y el segundo modelo al cual se lo va a denominar “Modelo II o Modelo H. Confinado”, tiene hormigón confinado en las capas que conforman los elementos de borde como se muestra en la Figura 5.31.

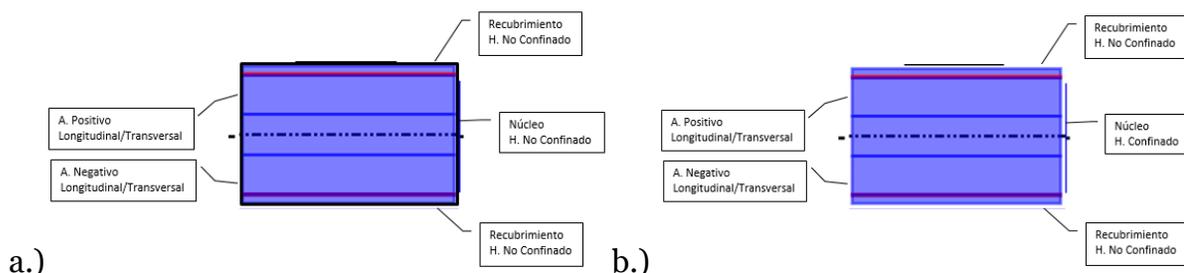


Figura 5.31 Número de capas para modelar el comportamiento no lineal. a.) Modelo I b.) Modelo II
Fuente: Elaboración Propia

Con la configuración estructural pre-terremoto, se analizan los muros que fueron afectados con el terremoto como se muestra en la sección 5.3.1. y con ello asegurar que el modelo es representativo de los daños y a la vez se va a verificar el desempeño sísmico según las disposiciones de la Nueva Norma Chilena en términos de deformación unitaria.

Los resultados que se muestran son evaluados para la siguiente condición de carga:

$$1.0D + 0.25L + 1.0P \quad (5.1)$$

Dónde:

D=Estado de carga muerta

L=Estado de carga viva

P=Estado de carga push-over

5.5.3.1 ANÁLISIS DE RESPUESTA GLOBAL

A continuación, se muestra los diferentes análisis a nivel global considerando los cuatro casos de estudio.

▪ Carga lateral versus desplazamiento de techo

Las curvas de capacidad que se muestran se enfocan en los valores de corte basal y desplazamientos de techo, de lo cual el desplazamiento de fluencia es aproximadamente 2.0 [cm] en la dirección longitudinal y 2.5 [cm] en la dirección transversal.

Se observa una mayor degradación de rigidez para la dirección transversal $Y^{(+)}$ y $Y^{(-)}$, lo que coincide al ser la dirección de mayor masa traslacional.

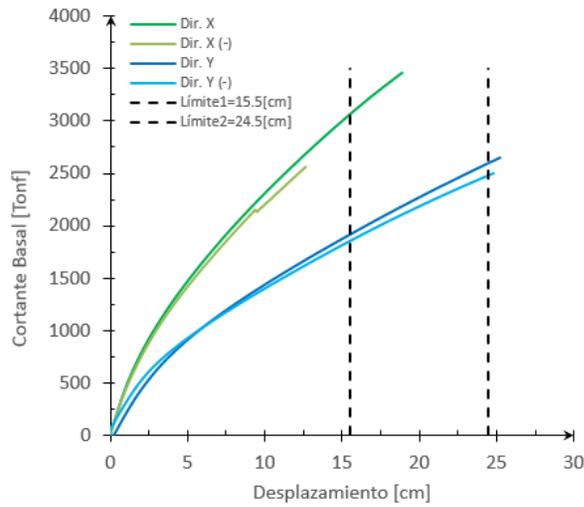


Figura 5.32 Curva de capacidad para modelo no lineal II (considerando hormigón confinado)
Fuente: Elaboración Propia

▪ **Análisis de Torsión**

Con el fin de conocer cómo afecta la torsión en el edificio, se calcula la distorsión por planta para todas las direcciones de análisis y con ello se obtiene la mayor distorsión en la dirección X⁽⁺⁾ de 0.717 [°].

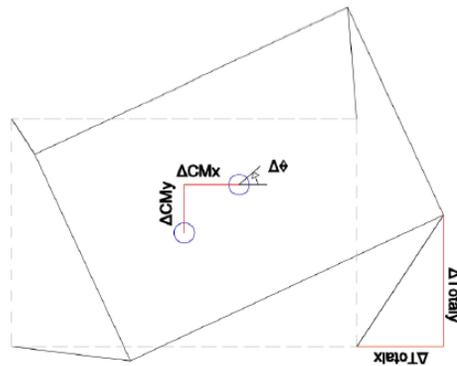
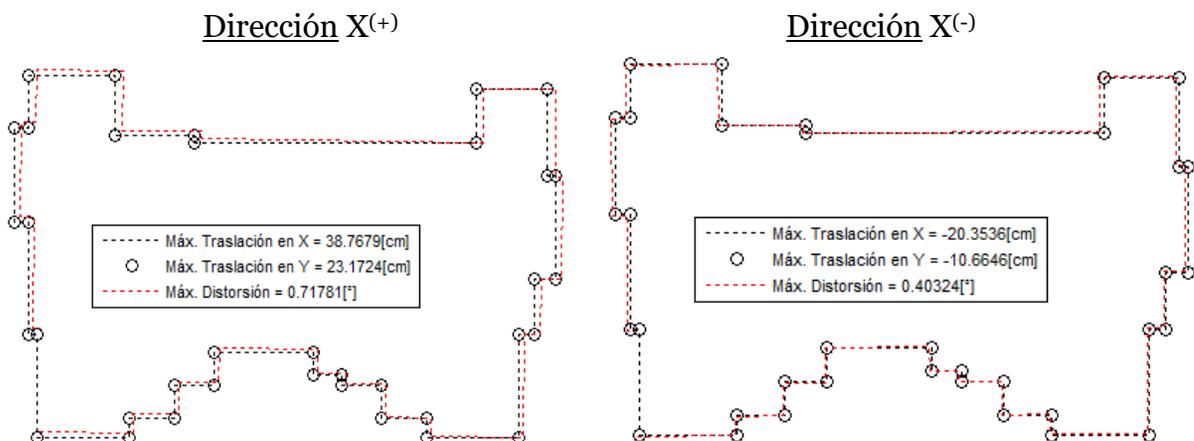


Figura 5.33 Esquema de análisis de distorsión por planta
Fuente: Gulpi (2015)



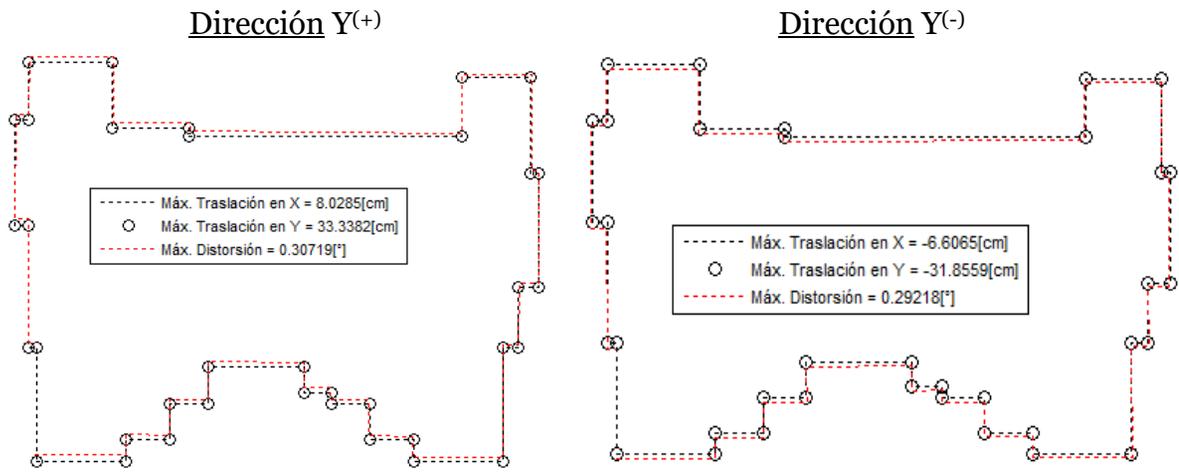


Figura 5.34 Distorsión por planta para modelo "B" (considerando hormigón confinado)
Fuente: Elaboración Propia

▪ Derivas de Entrepiso

Además, se presenta como análisis global las derivas de entrepiso de los modelos realizados, tomando como límites la propuesta de la nueva norma.

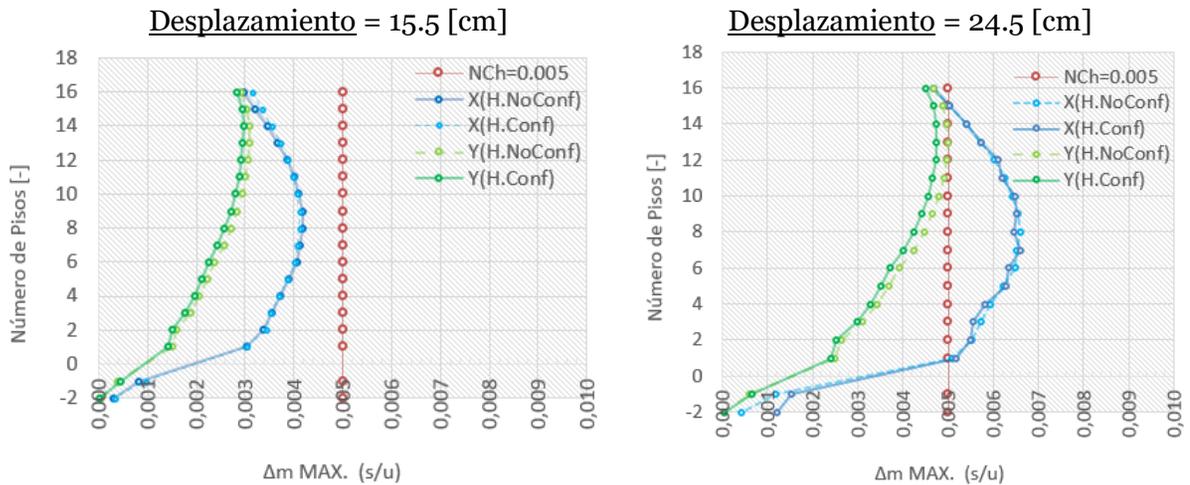


Figura 5.35 Derivas de entrepiso para modelo I y II (considerando hormigón no confinado y confinado)
Fuente: Elaboración Propia

5.5.3.2 ANÁLISIS DE RESPUESTA LOCAL

Se presenta el análisis para los muros que sufrieron daño durante el terremoto del 2010 en términos de solicitaciones y de desplazamientos.

Para el análisis de solicitaciones se evalúa la capacidad del elemento a nivel de los materiales que lo conforman como es el hormigón y acero de refuerzo usando el código ACI (2008) y la demanda resultante del análisis modal-espectral y del análisis no lineal estático y con ello se evalúa el desempeño sísmico de los elementos estructurales y se valida el modelo numérico con el original.

Para el análisis de desplazamientos se evalúa en términos de deformación unitaria para un desplazamiento global de 15.5 [cm] y de 24.5 [cm] y ello se compara con los límites de aceptación que propone la Nueva Norma Chilena.

5.5.3.2.1 Muro X17

El muro trabaja principalmente a corte, por lo que el muro a analizar es el machón con el comportamiento más desfavorable a esta sollicitación.

En la Figura 5.36 se presenta una vista en elevación y la sección transversal del muro a analizar y en la Figura 5.37 una vista en planta.

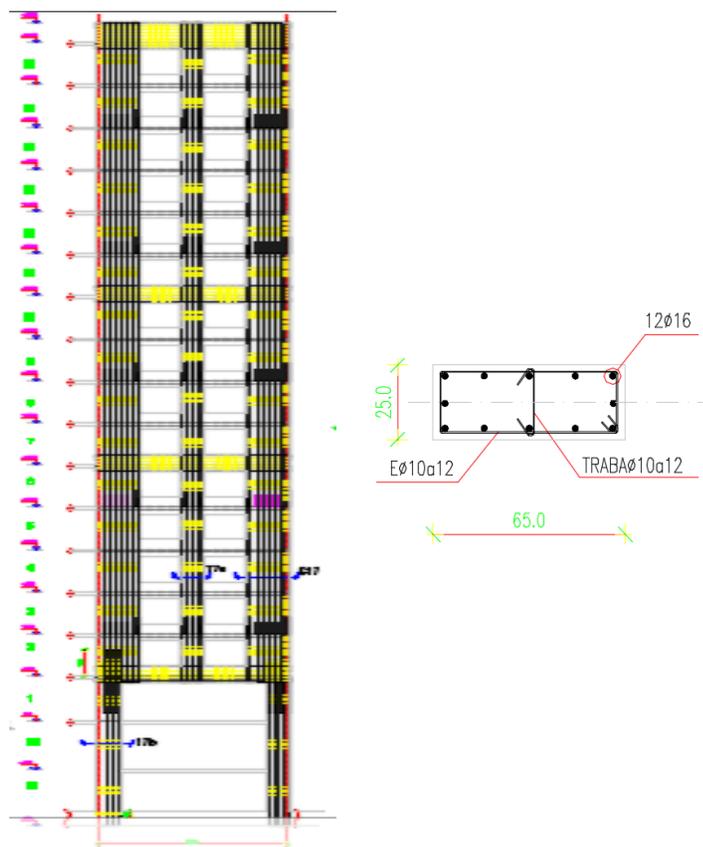


Figura 5.36 Muro X17 – Elevación estructural
Fuente: Elaboración propia. Adaptación de planos originales

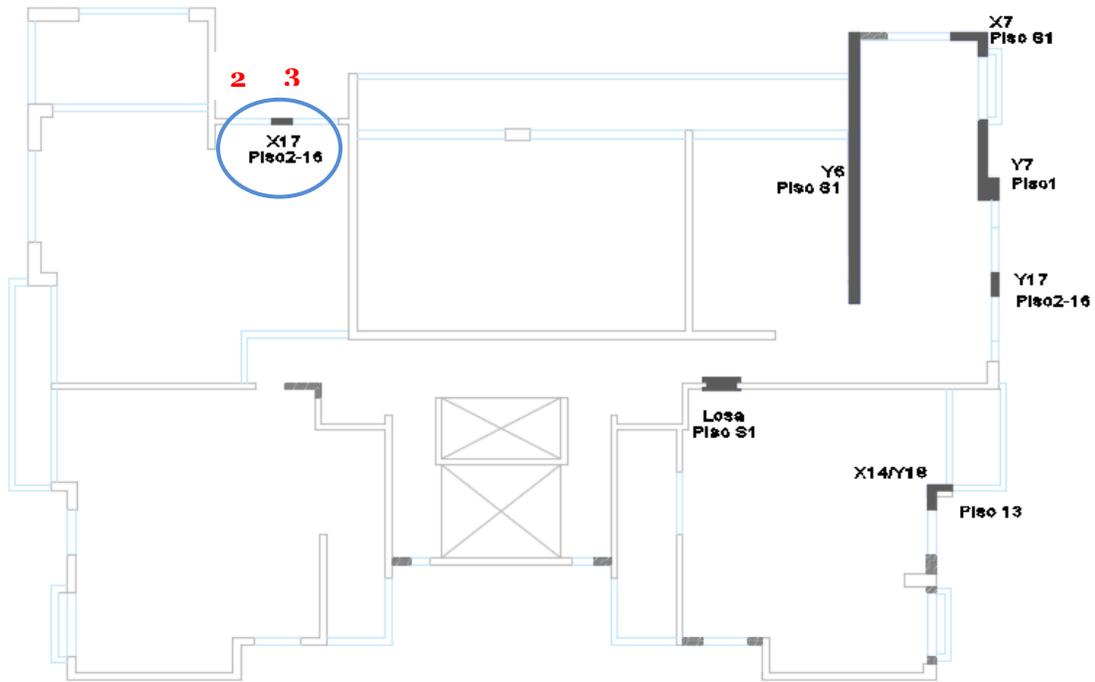


Figura 5.37 Ubicación en planta del muro X17
Fuente: Elaboración Propia

▪ Análisis por Solicitaciones

Se realiza un análisis a corte en el cual se compara la capacidad y la demanda en términos de solicitaciones a corte.

En la Figura 5.38 se presenta la carga axial que soporta el muro para el modelo lineal modal-espectral para todos los pisos obtenido con las combinaciones de carga de acuerdo a la NCh3171 (2010) y para el modelo no lineal, la carga axial que soporta en el piso que presentó mayor daño (Piso-3) con las dos consideraciones (Modelo H. No Confinado y Modelo Confinado)

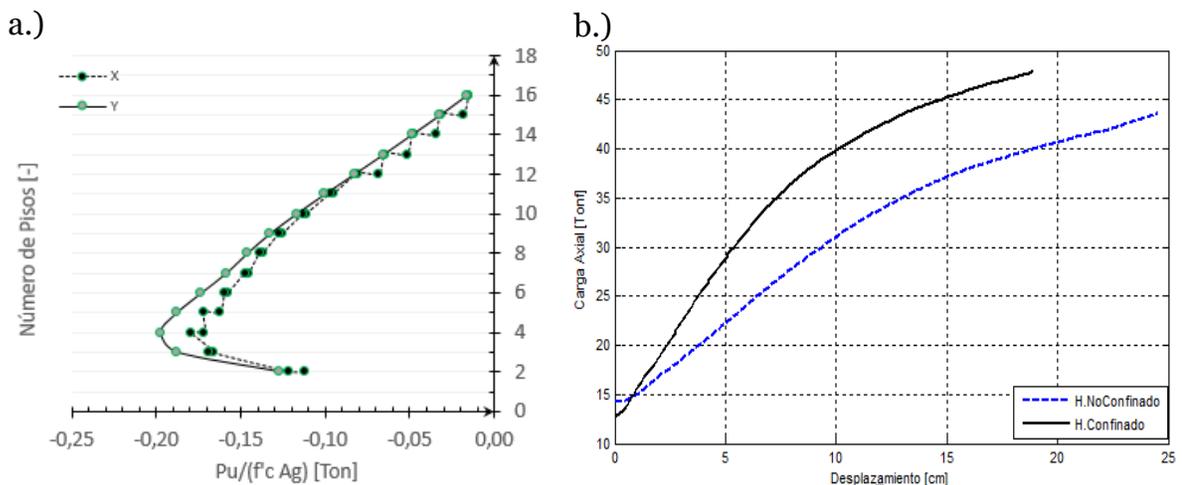


Figura 5.38 Carga axial para el muro X17 a.) Modelo Lineal Modal-Espectral b.) Modelo No Lineal Estático

Fuente: Elaboración Propia

Como capacidad se obtiene el cortante que resiste el hormigón (V_c) y el acero de refuerzo (V_s) mediante las formulaciones del ACI 318 (2008) y como demanda, las solicitaciones a corte obtenidos mediante un análisis modal-espectral realizadas las combinaciones de carga según la NCh3171 Of.2010 (V_u) y con el análisis no lineal (H.SnConfinamiento y H.CnConfinamiento) para los modelos realizados considerando el núcleo de los elementos de borde con hormigón no confinado y con hormigón confinado.

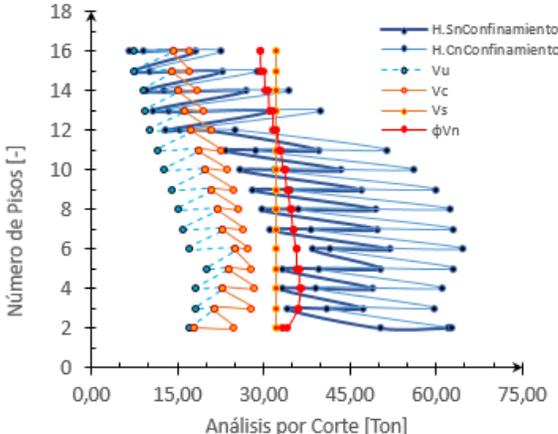


Figura 5.39 Análisis por corte para el muro X17
Fuente: Elaboración Propia

Además, se presenta en la Figura 5.40 la sollicitación de corte que presentó el piso con mayor daño (Piso-3) en función del desplazamiento de techo y de la desangulación y la de capacidad a corte que establece el ACI (2008) con el fin de mostrar claramente la comparación entre demanda y capacidad.

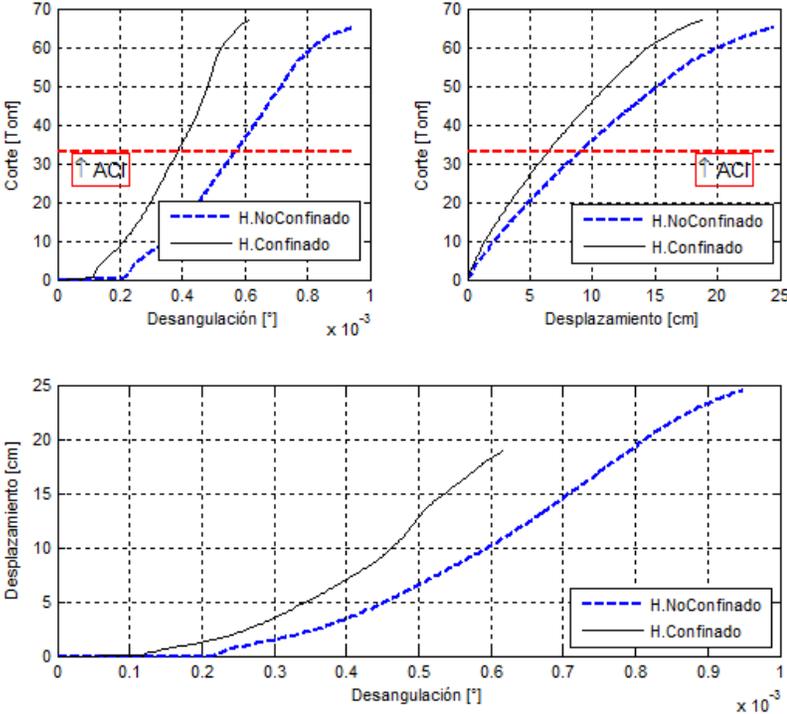


Figura 5.40 Análisis por corte para el muro X17
Fuente: Elaboración Propia

Como se puede apreciar en la figura 5.39 y 5.40 la demanda obtenida con el análisis no lineal es mayor que la capacidad de resistencia en los pisos inferiores y superiores del muro, por tal razón representa adecuadamente los daños a corte que presentó este machón debido a las grandes solicitaciones.

▪ **Análisis por Desplazamientos**

Al ser un muro con comportamiento a corte, el parámetro de medición es una desangulación o deformación unitaria a corte (Ver Figura 5.41).

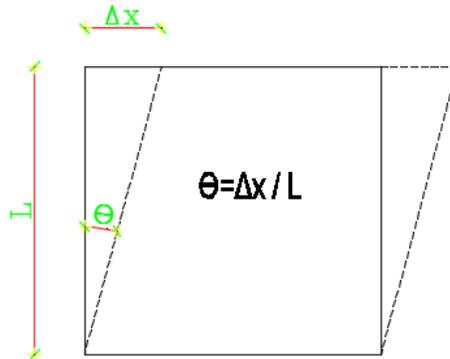
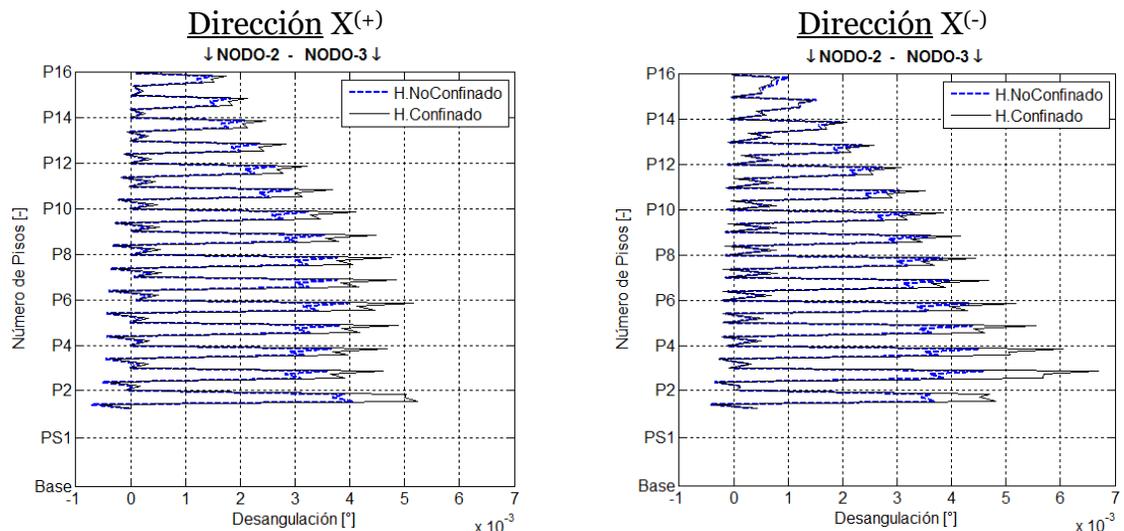


Figura 5.41 Esquema de cálculo para la desangulación
Fuente: Elaboración Propia

En la Figura 5.42 y 5.43 se muestran desangulaciones obtenidas en la altura del edificio para cada una de las direcciones de análisis dado un desplazamiento global a la estructura de 15.5 [cm] y 24.5 [cm] respectivamente.

Las mayores desangulaciones se obtienen en la dirección longitudinal (X+ y X-) lo cual es congruente debido a la dirección de análisis del muro, teniendo un máximo del orden de 0.006 para el desplazamiento que representa el sismo a la que se vio sometida la estructura, a la vez se puede apreciar un efecto de puntal ocasionado por la losa de cada piso.



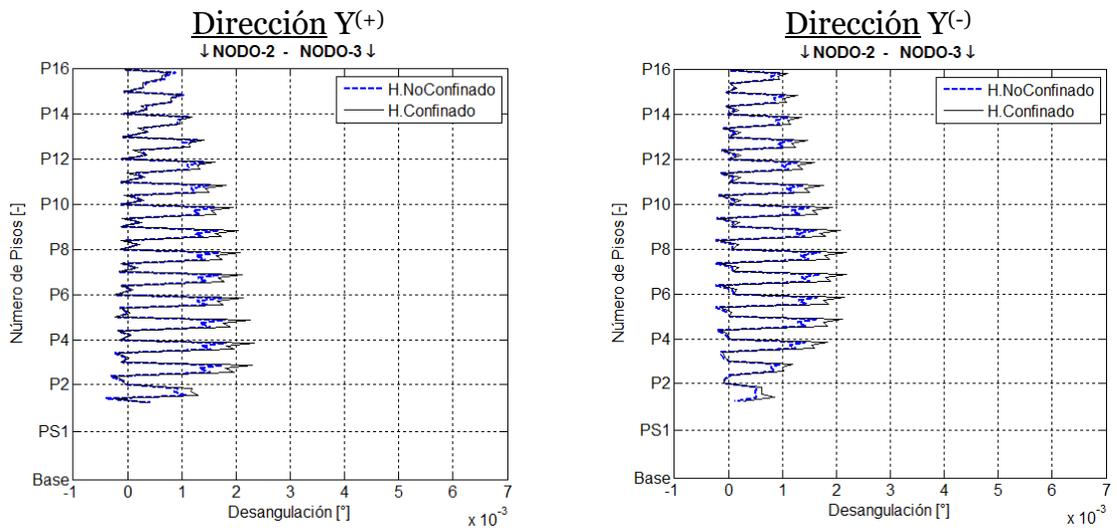


Figura 5.42 Desangulaciones para desplazamiento de 15.5 [cm] para el muro X17
Fuente: Elaboración Propia

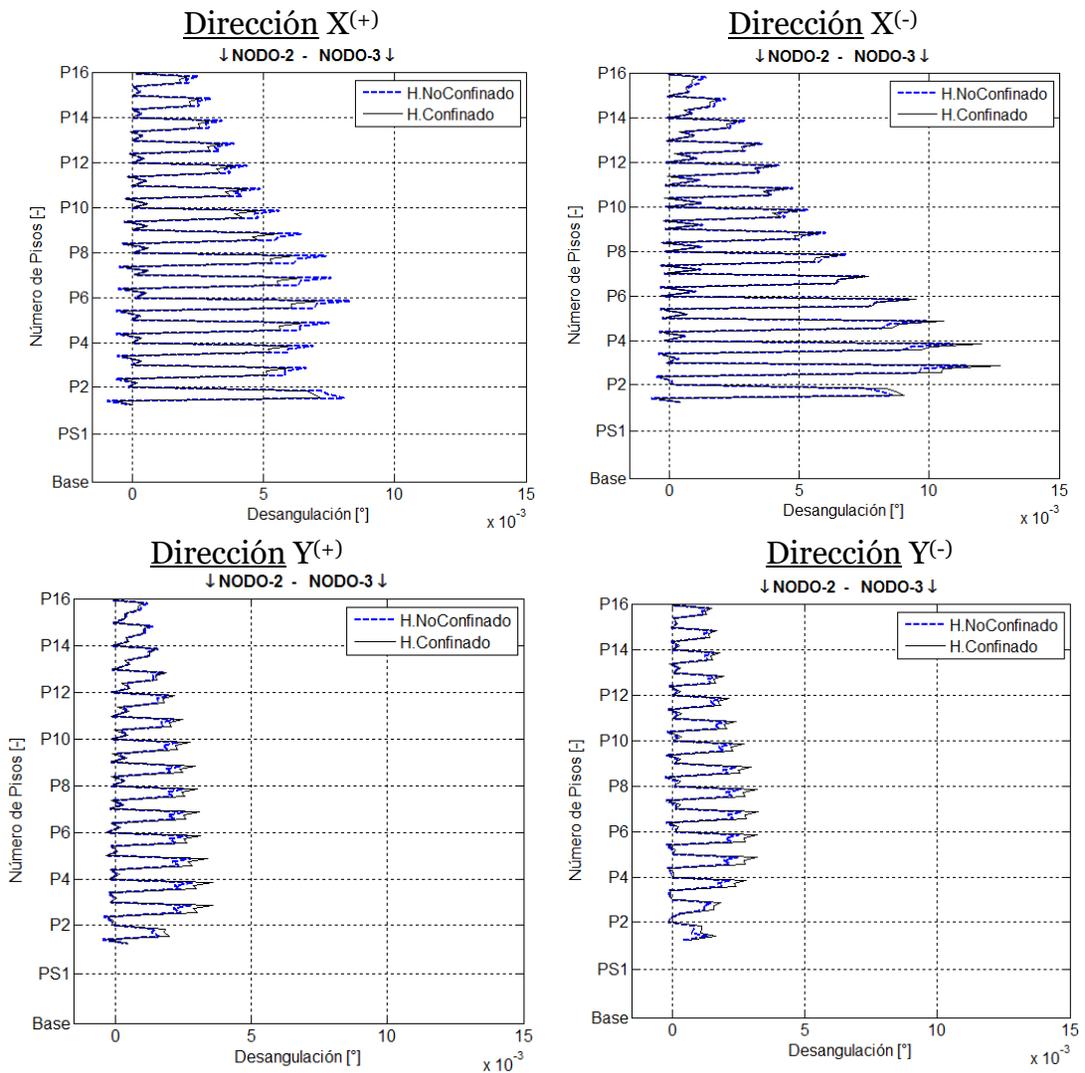


Figura 5.43 Desangulaciones para desplazamiento de 24.5 [cm] para el muro X17
Fuente: Elaboración Propia

5.5.3.2.2 Muro Y17

En la Figura 5.44 se presenta una vista en elevación y la sección transversal del muro a analizar y en la Figura 5.45 una vista en planta con el fin de ubicar el muro que se va a analizar

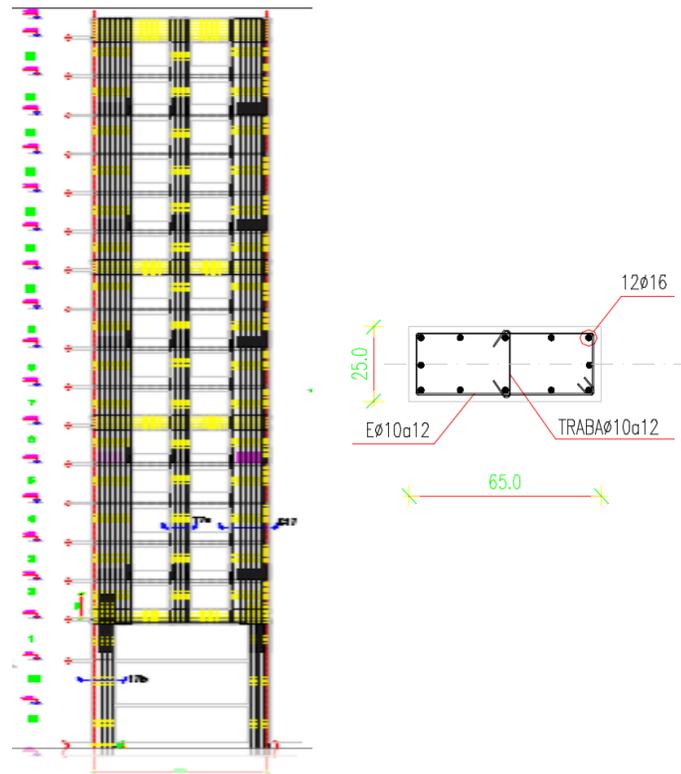


Figura 5.44 Muro Y17 – Elevación estructural
Fuente: Elaboración propia. Adaptación de planos originales

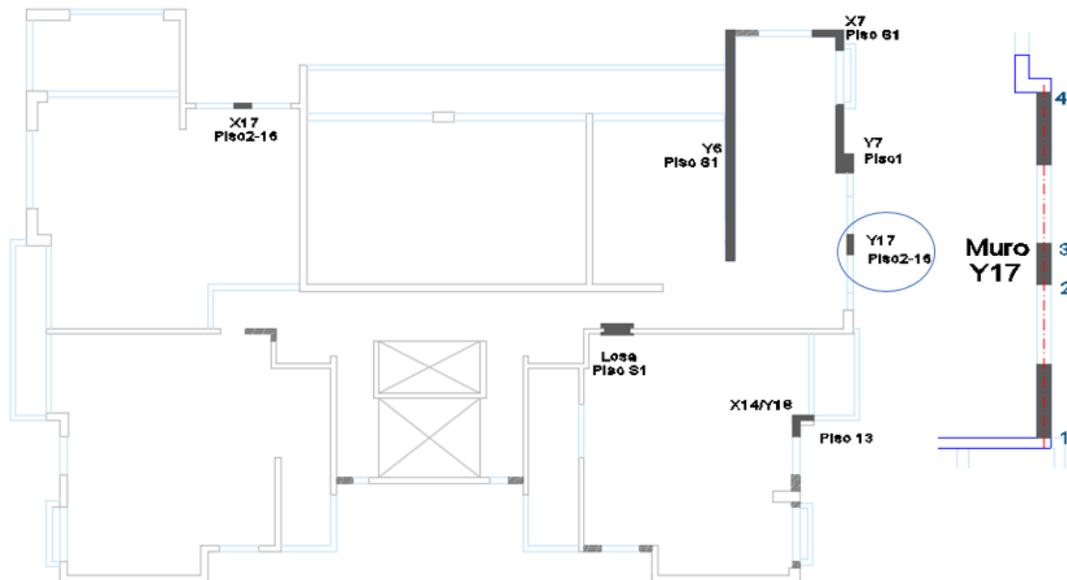


Figura 5.45 Ubicación en planta del muro Y17
Fuente: Elaboración Propia

▪ **Análisis por Solicitaciones**

El muro trabaja principalmente a corte por lo cual se realiza un análisis para este comportamiento en el cual se compara la capacidad y la demanda en términos de solicitaciones a corte.

En la Figura 5.46 se presenta la carga axial que soporta el muro para el modelo lineal modal-espectral para todos los pisos, obtenidos con las combinaciones de carga de acuerdo a la NCh3171 (2010). Para el modelo no lineal, la carga axial que soporta en el piso que presentó mayor daño (Piso-3) con las dos consideraciones (Modelo H. No Confinado y Modelo H. Confinado)

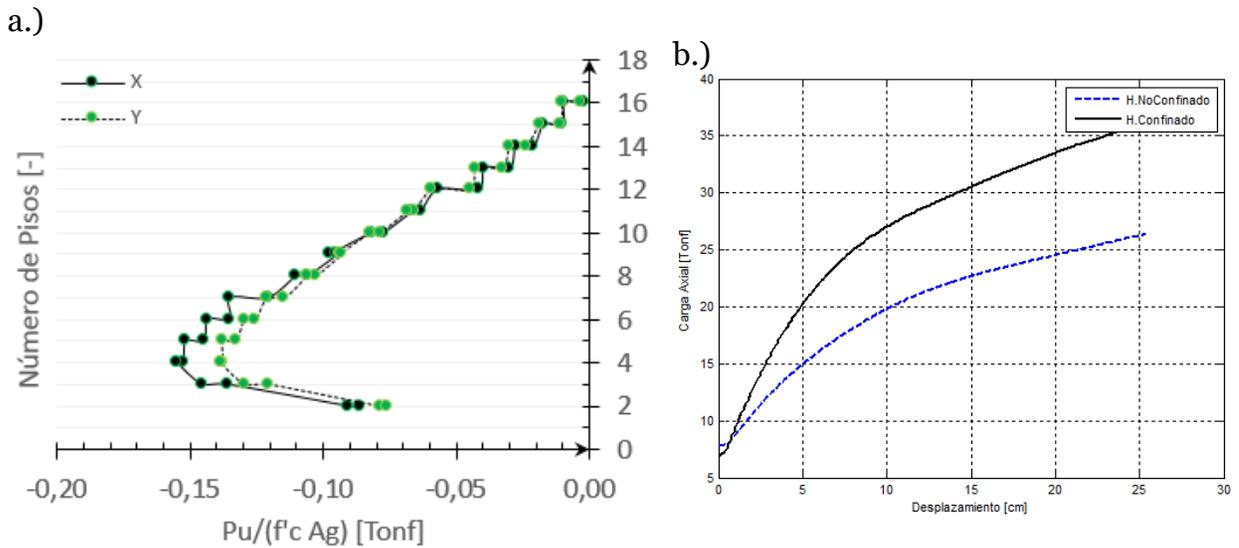


Figura 5.46 Carga axial para el muro Y17 a.) Modelo Lineal Modal-Espectral b.) Modelo No Lineal Estático

Fuente: Elaboración Propia

Como capacidad se obtiene el cortante que resiste el hormigón (V_c) y el acero de refuerzo (V_s) mediante las formulaciones del ACI 318 (2008) y como demanda, las solicitaciones a corte obtenidos mediante un análisis modal-espectral realizadas las combinaciones de carga según la NCh3171 Of.2010 (V_u) y con el análisis no lineal (H.SnConfinamiento y H.CnConfinamiento) para los modelos realizados considerando el núcleo de los elementos de borde con hormigón no confinado y con hormigón confinado como se muestra en la Figura 5.47.

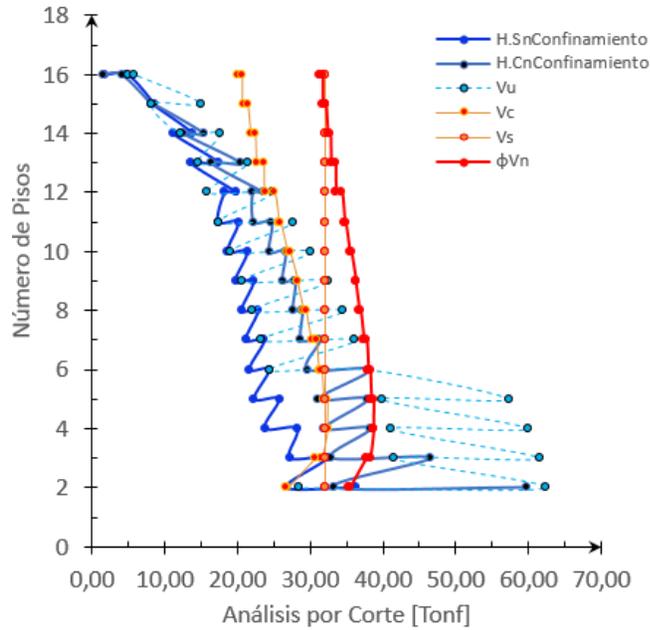


Figura 5.47 Análisis por corte para el muro Y17
Fuente: Elaboración Propia

Además, se presenta en la Figura 5.48 la sollicitación de corte que presentó el piso con mayor daño (Piso-3) en función del desplazamiento de techo y de la desangulación y la de capacidad a corte que establece el ACI (2008) con el fin de mostrar claramente la comparación entre demanda y capacidad.

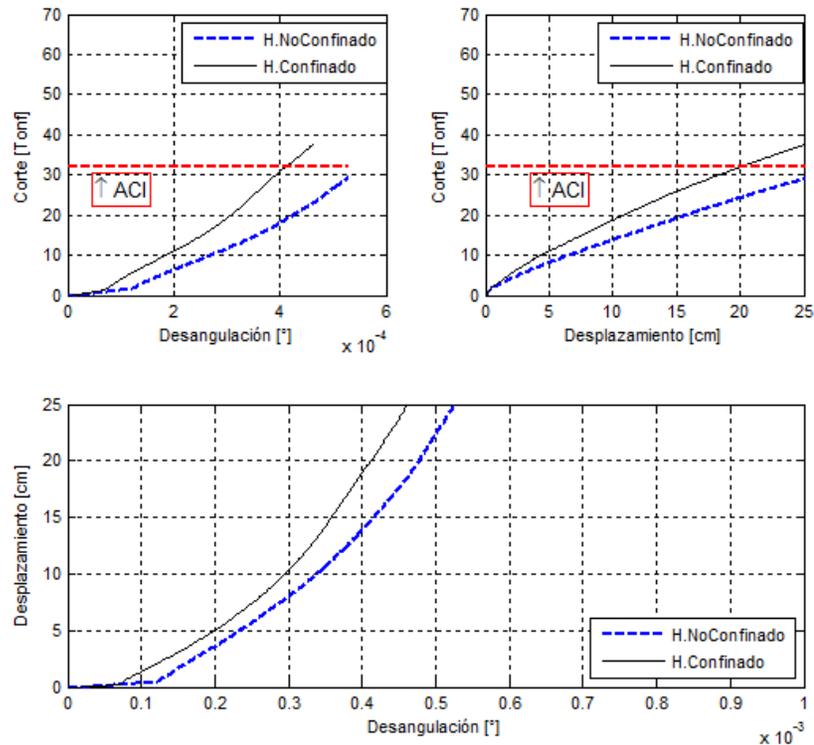


Figura 5.48 Análisis por corte para el muro X17
Fuente: Elaboración Propia

Como se puede apreciar en la figura 5.47 y 5.48 la demanda obtenida con el análisis no lineal es mayor que la capacidad de resistencia en los pisos inferiores del muro, por tal razón representa adecuadamente los daños a corte que presentó este machón debido a las grandes sollicitaciones.

▪ **Análisis por Desplazamientos**

Al ser un muro con comportamiento a corte, el parámetro de medición es una desangulación o deformación unitaria a corte. (Ver Figura 5.49)

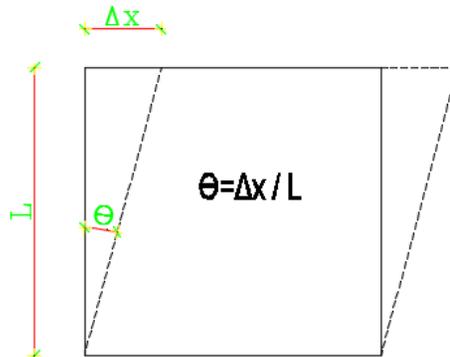
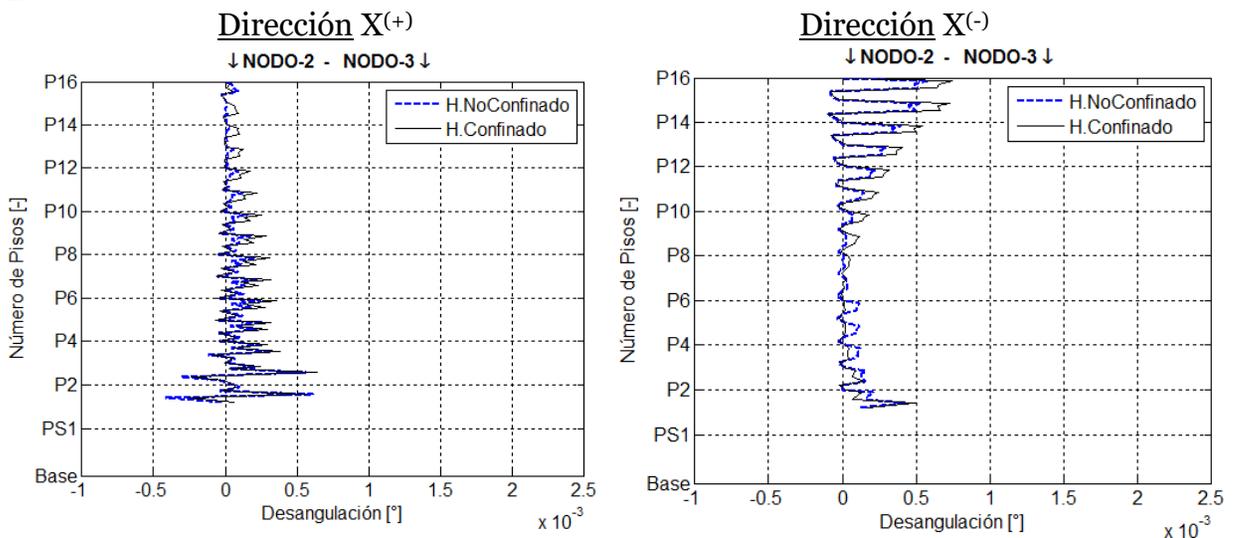


Figura 5.49 Esquema de cálculo para la desangulación
Fuente: Elaboración Propia

En las figuras 5.50 y 5.51 se muestran desangulaciones obtenidas en la altura del edificio para cada una de las direcciones de análisis dado un desplazamiento global a la estructura de 15.5 [cm] y 24.5 [cm] respectivamente.

Las mayores desangulaciones se obtienen en la dirección longitudinal (Y+ y Y-) lo cual es congruente debido a la dirección de análisis del muro, teniendo un máximo del orden de 0.0015 para el desplazamiento que representa el sismo a la que se vio sometida la estructura, a la vez se puede apreciar un efecto de puntal ocasionado por la losa de cada piso.



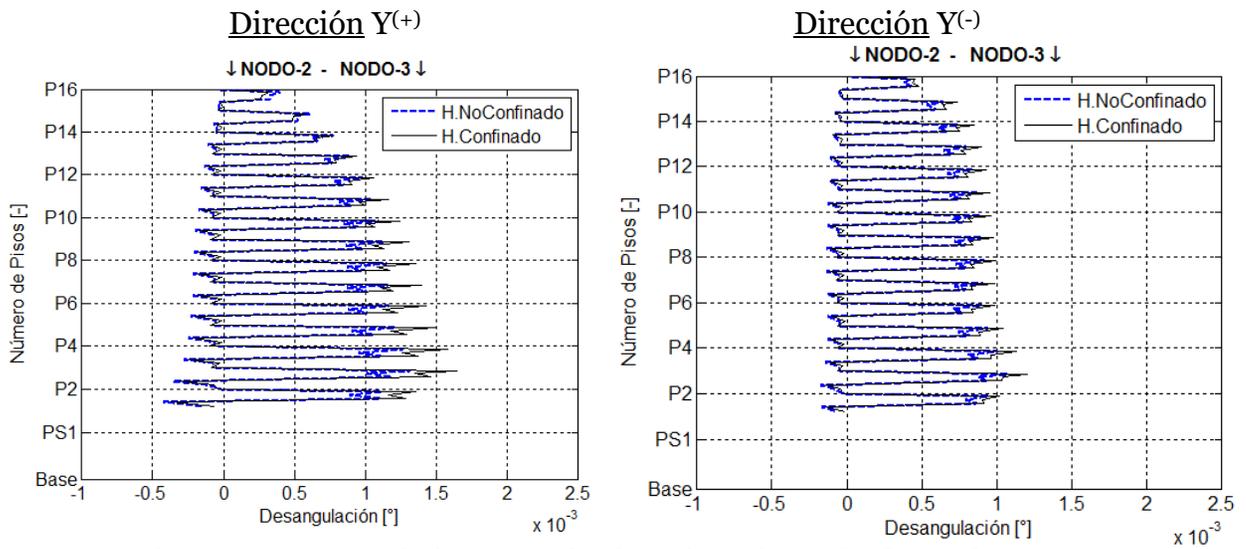


Figura 5.50 Desangulaciones para desplazamiento de 15.5 [cm] para el muro Y17
Fuente: Elaboración Propia

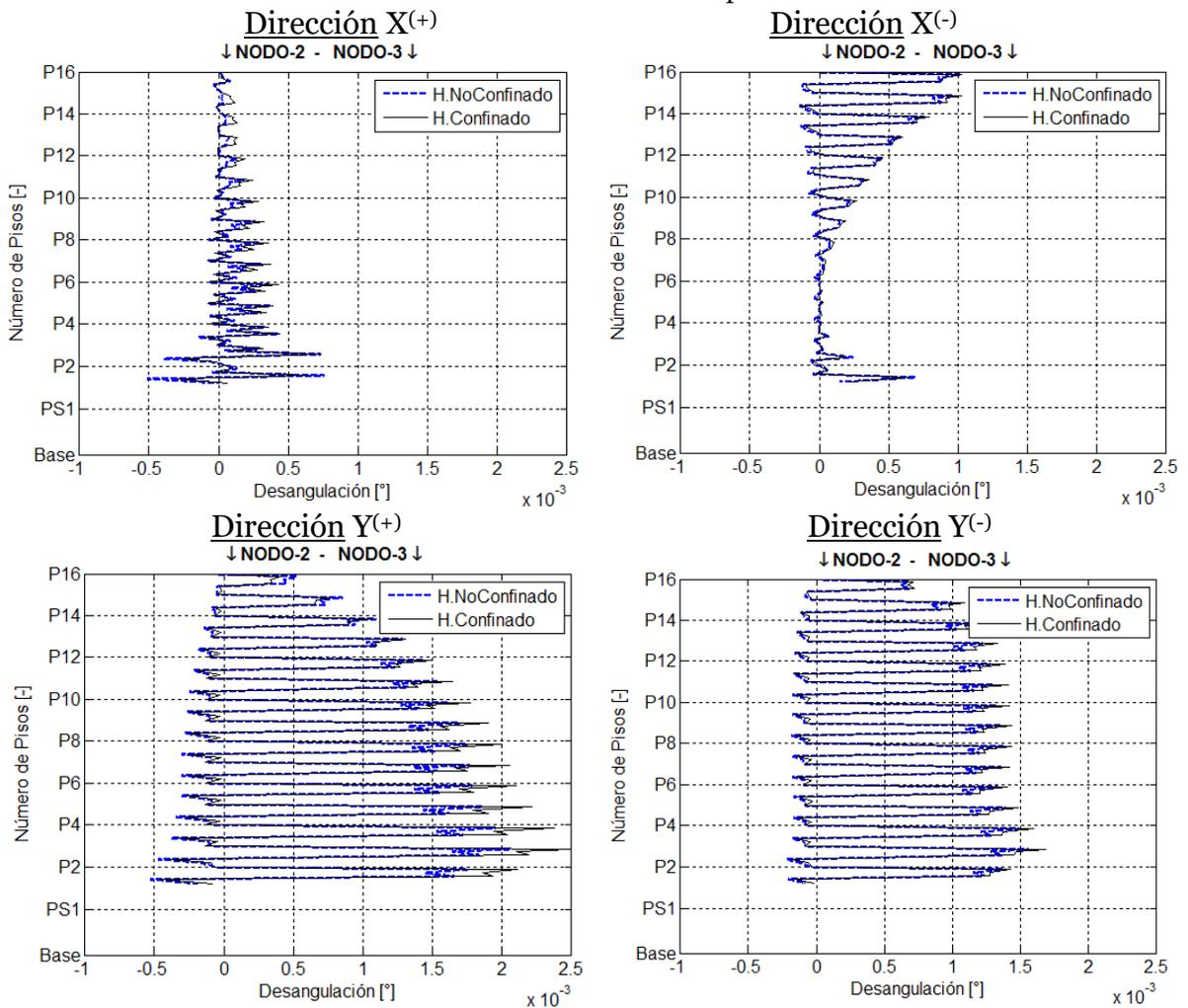


Figura 5.51 Desangulaciones para desplazamiento de 24.5 [cm] para el muro Y17
Fuente: Elaboración Propia

De acuerdo a los análisis en términos de solicitaciones y deformaciones, se concluye que la demanda es mayor a la capacidad por lo que el modelo es representativo del daño que tuvo este elemento.

5.5.3.2.3 Muro Y6

El muro trabaja bajo un comportamiento a flexo-compresión, y presentó daños en el primer subsuelo. En la Figura 5.52 se presenta una vista en elevación del muro y en la Figura 5.53 la ubicación en planta.

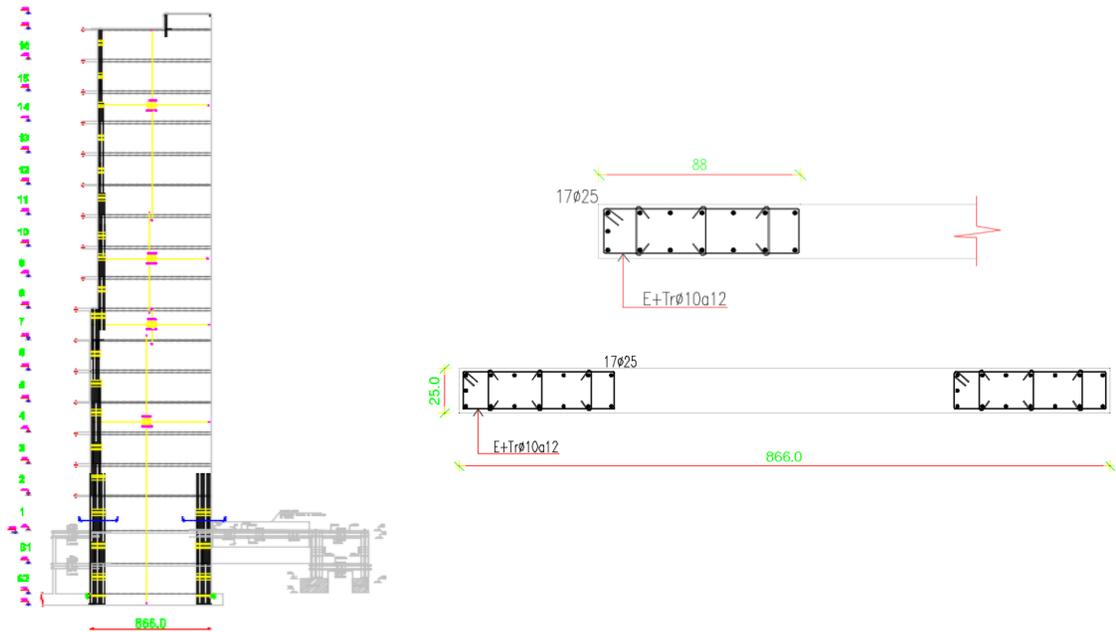


Figura 5.52 Muro Y6 – Elevación estructural
Fuente: Elaboración propia. Adaptación de planos originales

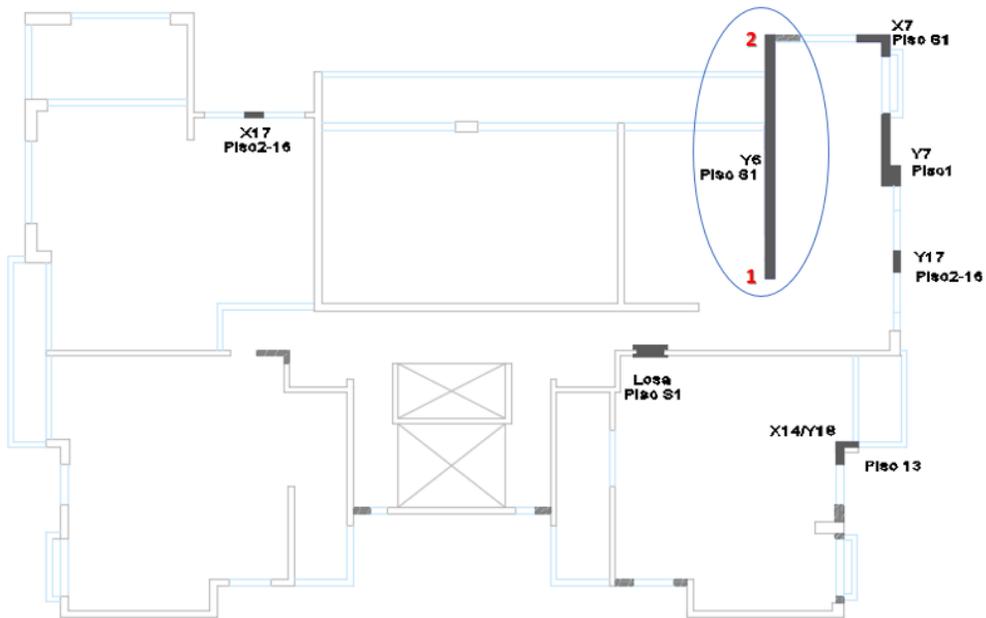


Figura 5.53 Ubicación en planta del muro Y6
Fuente: Elaboración Propia. Adaptado de planos originales

▪ Análisis por Solicitaciones

Se realiza un análisis a flexión en el cual se compara la capacidad y la demanda en términos de solicitaciones a flexión para los modelos realizados.

En la Figura 5.54 se presenta la carga axial para todos los pisos que soporta el muro para el modelo lineal modal-espectral obtenido con las combinaciones de carga de acuerdo a la NCh3171 (2010). Para el modelo no lineal, la carga axial que soporta en el piso que presentó mayor daño (Piso-3) con las dos consideraciones (Modelo H. No Confinado y Modelo H. Modelo Confinado).

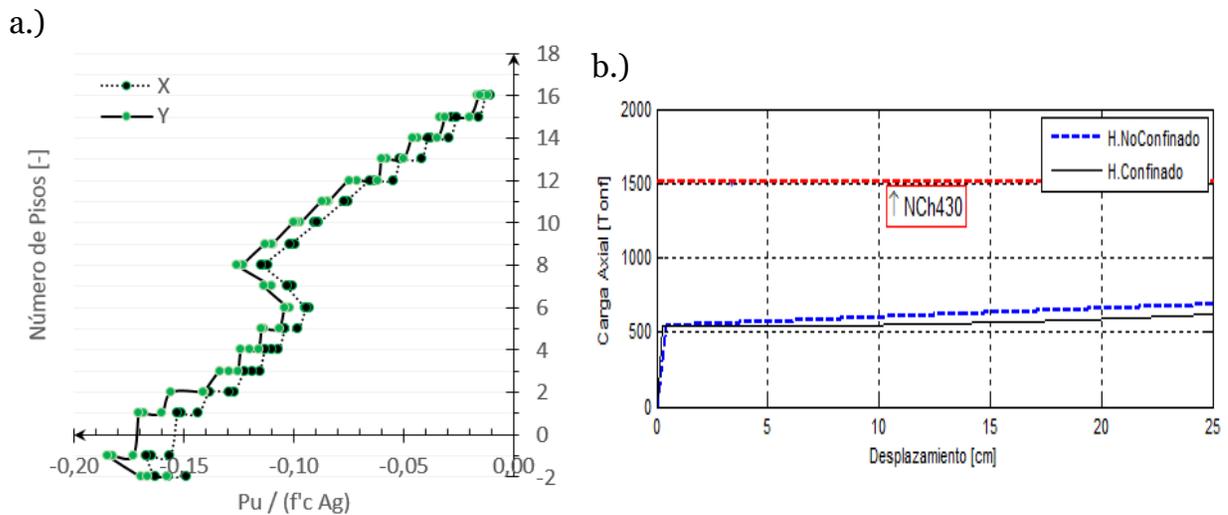


Figura 5.54 Carga axial para el muro Y6 a.) Modelo Lineal Modal-Espectral b.) Modelo No Lineal Estático

Fuente: Elaboración Propia

Como capacidad se obtiene el momento a flexión que resiste el hormigón (M_{conc}) y el acero de refuerzo (M_{steel}) mediante un análisis seccional.

Y como demanda, son las solicitaciones a flexión obtenidos mediante un análisis modal-espectral realizadas las combinaciones de carga según la NCh3171 Of.2010 (M_u) y con el análisis no lineal (H.Confinado y H.No Confinado) considerando tanto para la capacidad como para la demanda los modelos realizados en el cual, el núcleo de los elementos de borde puede tomarse con hormigón no confinado y como hormigón confinado, como se muestra en la parte “a” de la Figura 5.55. Además, en la parte “b” de la figura se presenta el momento que está soportando el muro en el piso más solicitado (Piso Subsuelo-1) en función del desplazamiento del techo.

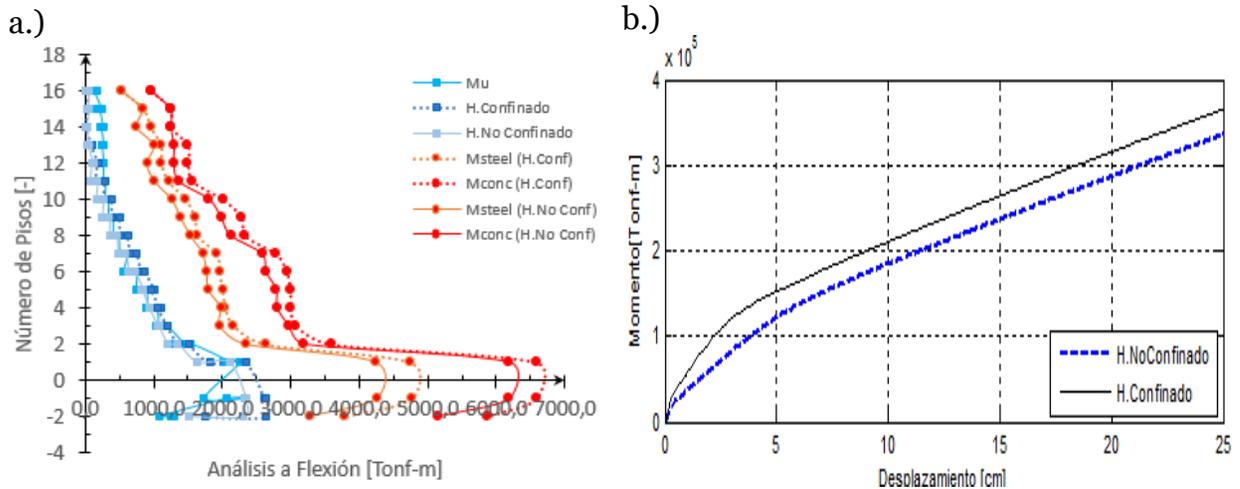


Figura 5.55 Análisis para el muro Y6 a.) Análisis a Flexión b.) Momento vs. Desplazamiento de Techo con Análisis No Lineal Estático
Fuente: Elaboración Propia

Como se puede observar en la figura 5.55 la demanda es mayor en el piso y subsuelo uno lo cual tiene relación con los daños esperados, sin embargo, los resultados del análisis por solicitaciones muestran que no hay daño.

▪ Análisis por Desplazamientos

El parámetro de medición son deformaciones unitarias a flexión debido al comportamiento del muro.

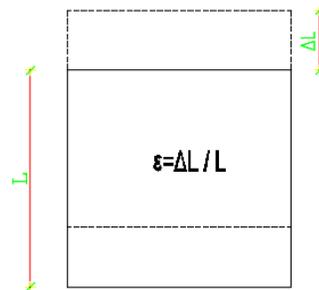


Figura 5.56 Esquema de cálculo para la deformación unitaria
Fuente: Elaboración Propia

En la Figura 5.57 y 5.58 se muestran las deformaciones unitarias a flexión obtenidas en la altura del edificio para cada una de las direcciones de análisis dado un desplazamiento global a la estructura de 15.5 [cm] y 24.5 [cm] respectivamente.

La dirección transversal (Y^+ y Y^-) presentan las mayores deformaciones a compresión lo cual es congruente debido a la dirección de análisis del muro, teniendo un máximo del orden de 0.002 para el desplazamiento que representa el sismo a la que se vio sometida la estructura, a la vez se puede apreciar un efecto de puntal ocasionado por la losa de cada piso.

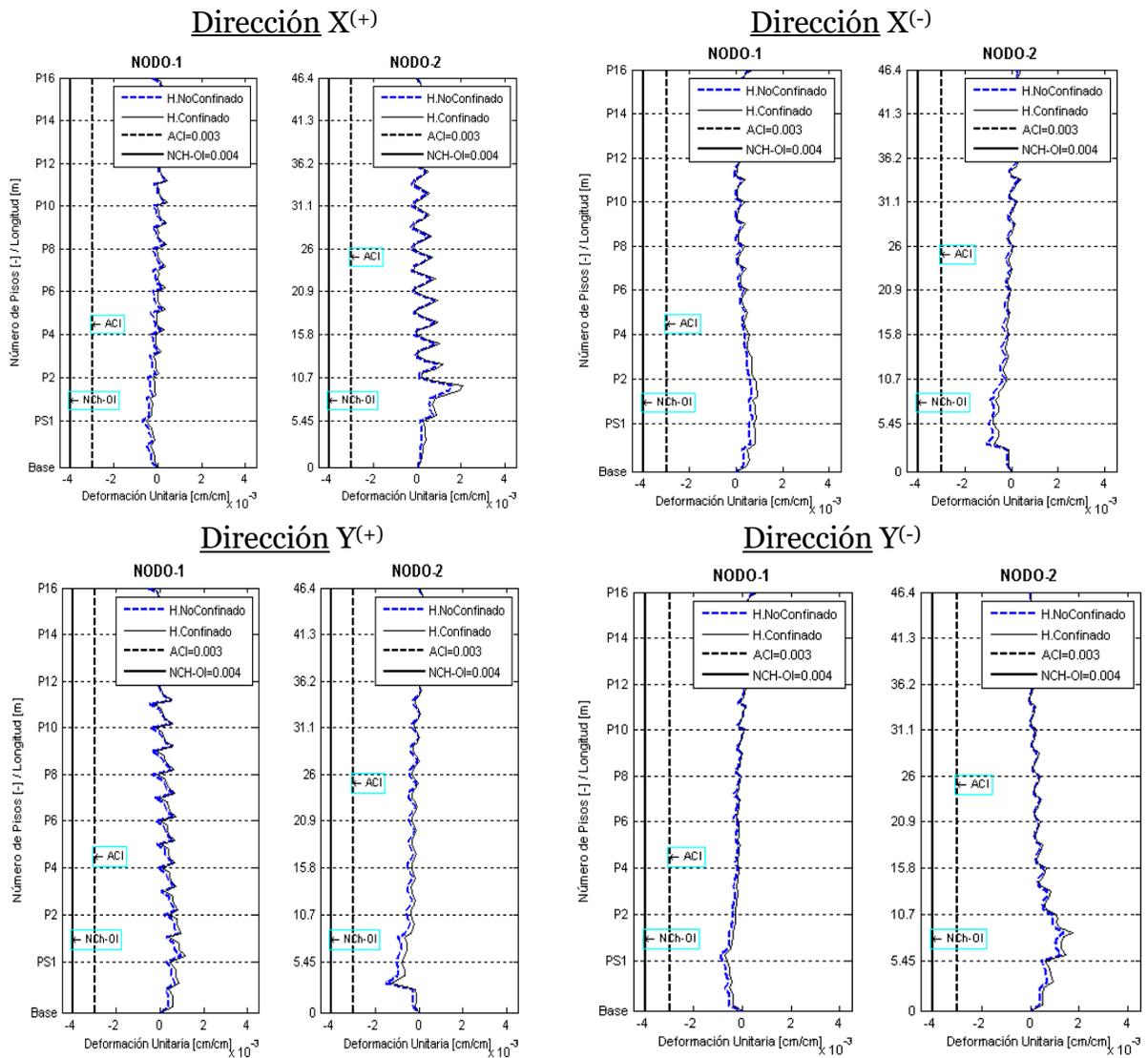
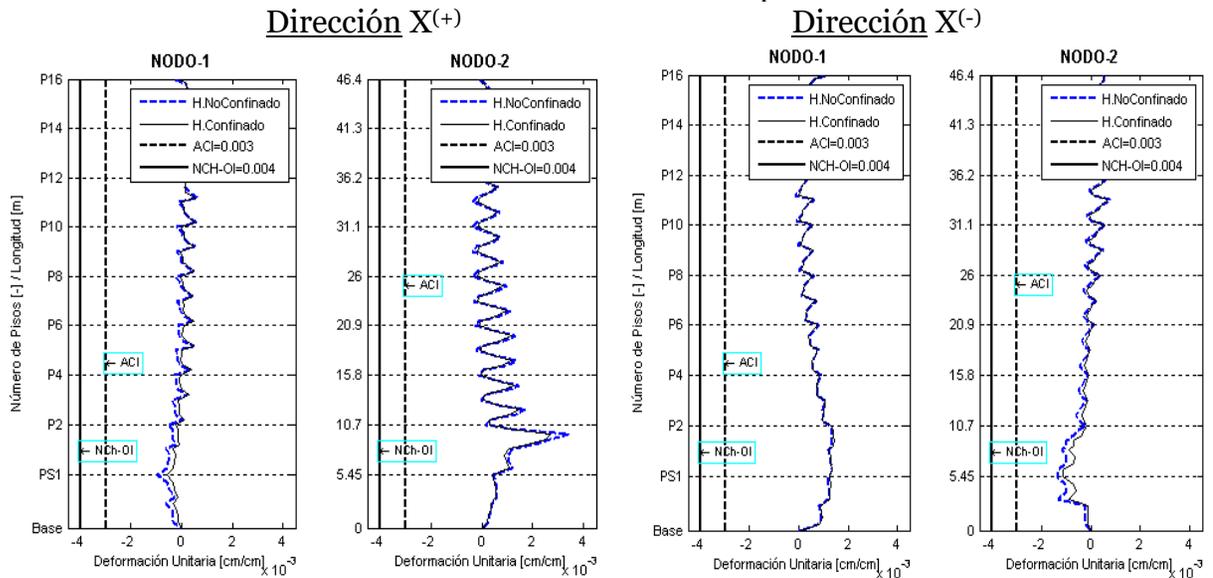


Figura 5.57 Deformaciones unitarias a flexión para desplazamiento de 15.5 [cm] para el muro Y6
Fuente: Elaboración Propia



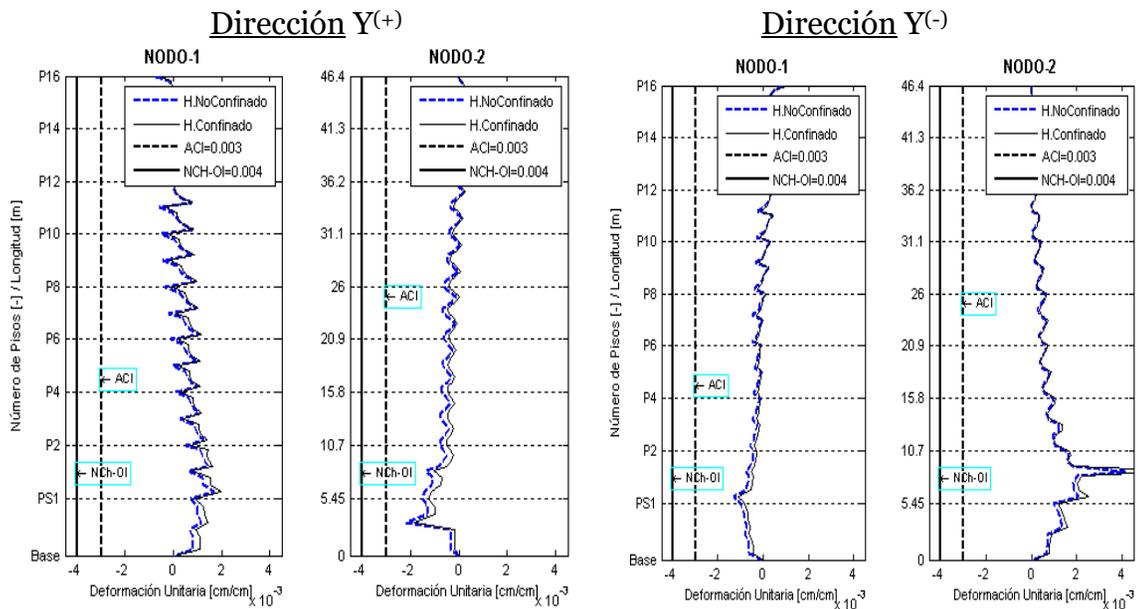


Figura 5.58 Deformaciones unitarias a flexión para desplazamiento de 24.5 [cm] para el muro Y6
Fuente: Elaboración Propia

Los resultados mostrados representativos de las solicitaciones y deformaciones a las que se ve sometido el muro muestran que el modelo es capaz de representar la ubicación del daño, pero la magnitud es menor a lo esperado por los registros fotográficos.

Es por tal razón que se realiza un modelo adicional en el que se disminuyen a un 10% las propiedades a axial, corte y flexión de los muros a corte que sufrieron daños (X17 y Y17). Se tomó esta decisión para comprobar de que, a pesar de las diferentes limitaciones del análisis, los modelos realizados son correctos.

Con ello se obtienen los siguientes resultados para la dirección de análisis del muro, es decir en la dirección transversal del edificio (Y+). (Ver Figura 5.59)

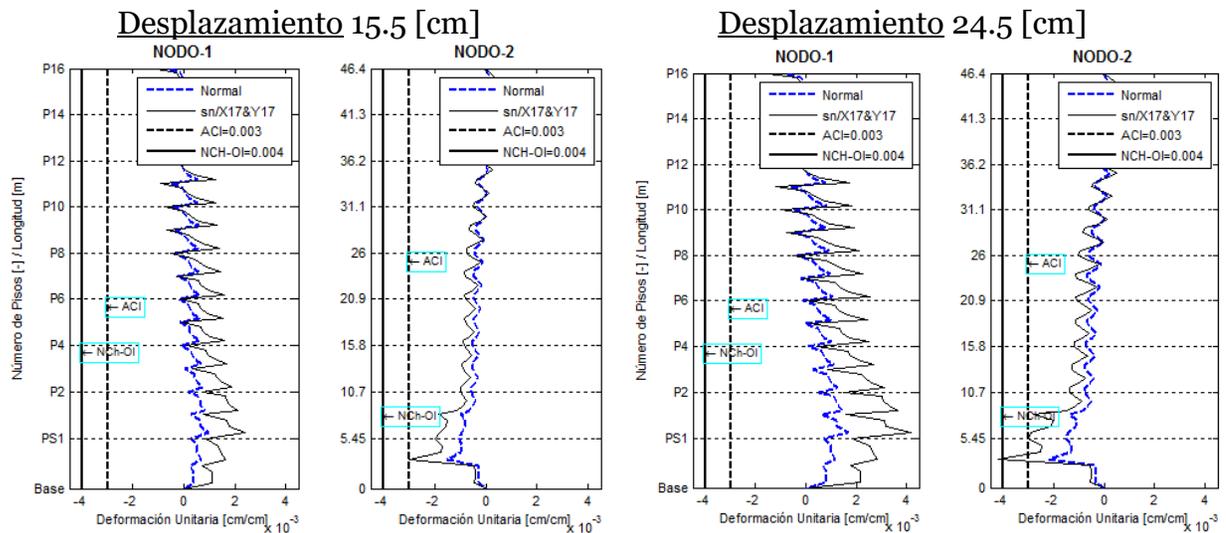


Figura 5.59 Deformaciones unitarias a flexión muro Y6
Fuente: Elaboración Propia

Con los resultados del análisis realizado (Figura 5.59) se obtiene que las deformaciones unitarias aumentan, pero no alcanza a superar el 0.003 a compresión, sin embargo, representa la ubicación del daño y debido al aumento de las deformaciones unitarias, es un correcto indicador que la carga está distribuida uniformemente en todos los muros y al ser un análisis monotónico unidireccional todos los muros en la dirección transversal están trabajando y repartiéndose la carga entre sí.

Además, al ser un daño en un nivel subterráneo, los resultados deberían mejorar si el análisis contemplaría los efectos de interacción del suelo-estructura (Kozmidis, Melek, Massone, & Orakcal, 2014) sin embargo el modelo realizado no contempla estos efectos.

5.5.3.2.4 Muro Y7

El muro trabaja bajo un comportamiento a flexo-compresión, y presentó daños en la base del primer piso. En la Figura 5.60 se presenta una vista en elevación del muro y en la Figura 5.61 la ubicación en planta.

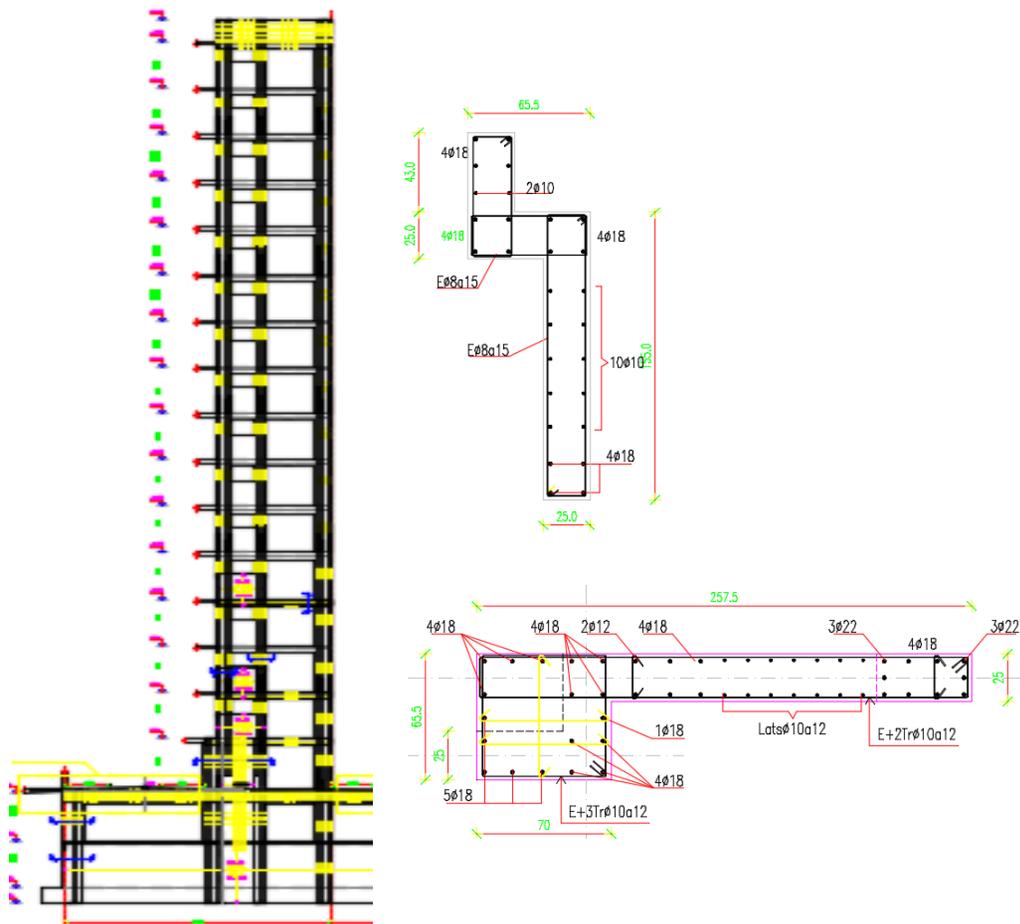


Figura 5.60 Muro Y7 – Elevación estructural
Fuente: Elaboración propia. Adaptación de planos originales

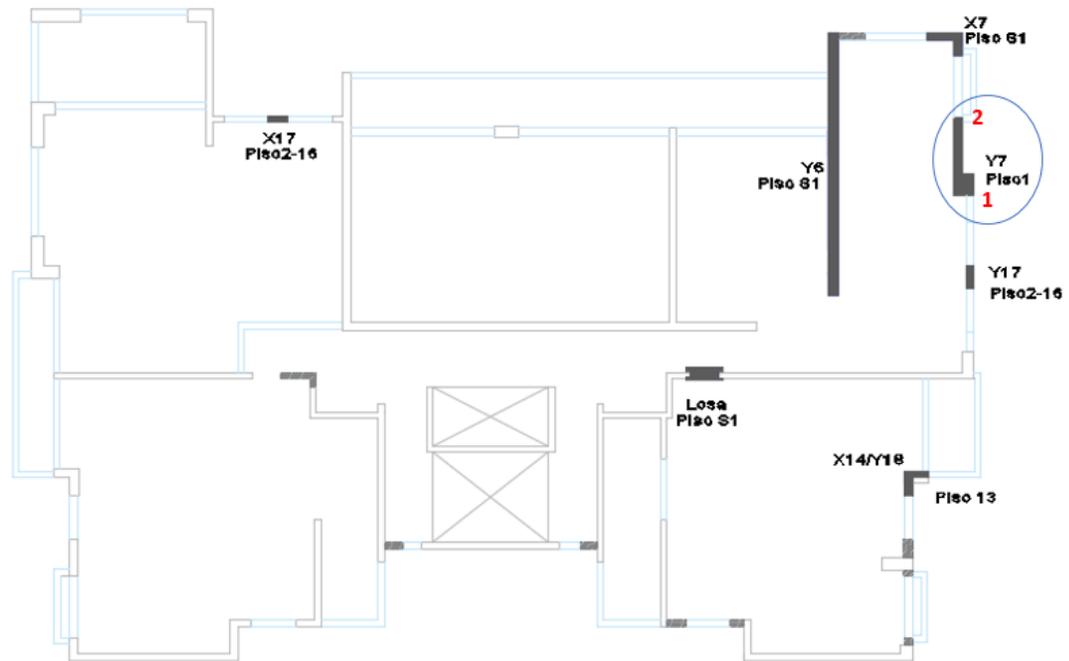


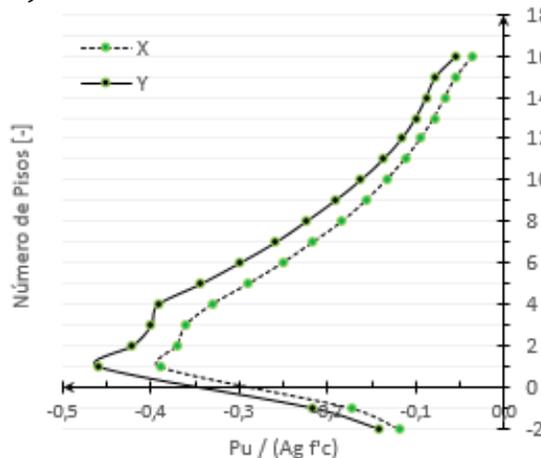
Figura 5.61 Ubicación en planta del muro Y7
Fuente: Elaboración Propia

▪ Análisis por Solicitaciones

El muro va a trabajar a flexo-compresión por lo que se realiza un análisis a flexión en el cual se compara la capacidad y la demanda en términos de solicitaciones a flexión para los modelos realizados.

En la Figura 5.63 se presenta la carga axial para todos los pisos que soporta el muro para el modelo lineal modal-espectral obtenido con las combinaciones de carga de acuerdo a la NCh3171 (2010). Para el modelo no lineal, la carga axial que soporta en el piso que presentó mayor daño (Piso-3) con las dos consideraciones (Modelo H. No Confinado y Modelo H. Confinado).

a.)



b.)

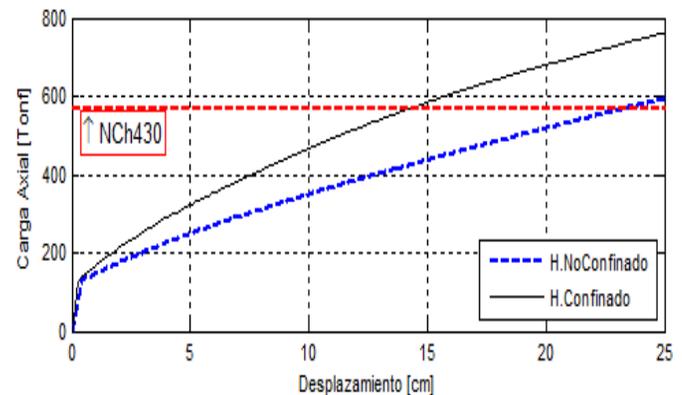


Figura 5.62 Carga axial para el muro Y7 a.) Modelo Lineal Modal-Espectral b.) Modelo No Lineal Estático

Fuente: Elaboración Propia

Como capacidad se obtiene el momento a flexión que resiste el hormigón (M_{conc}) y el acero de refuerzo (M_{steel}) mediante un análisis seccional.

Y como demanda, las solicitaciones a flexión obtenidos mediante un análisis modal-espectral realizadas las combinaciones de carga según la NCh3171 Of.2010 (M_u) y con el análisis no lineal (H.Confinado y H.No Confinado) considerando tanto para la capacidad como para la demanda los modelos realizados en el cual, el núcleo de los elementos de borde puede tomarse con hormigón no confinado y como hormigón confinado como se muestra en la parte “a” de la Figura 5.64. Además, en la parte “b” de la figura se presenta el momento que está soportando el muro en el piso más solicitado (Piso-1) en función del desplazamiento del techo

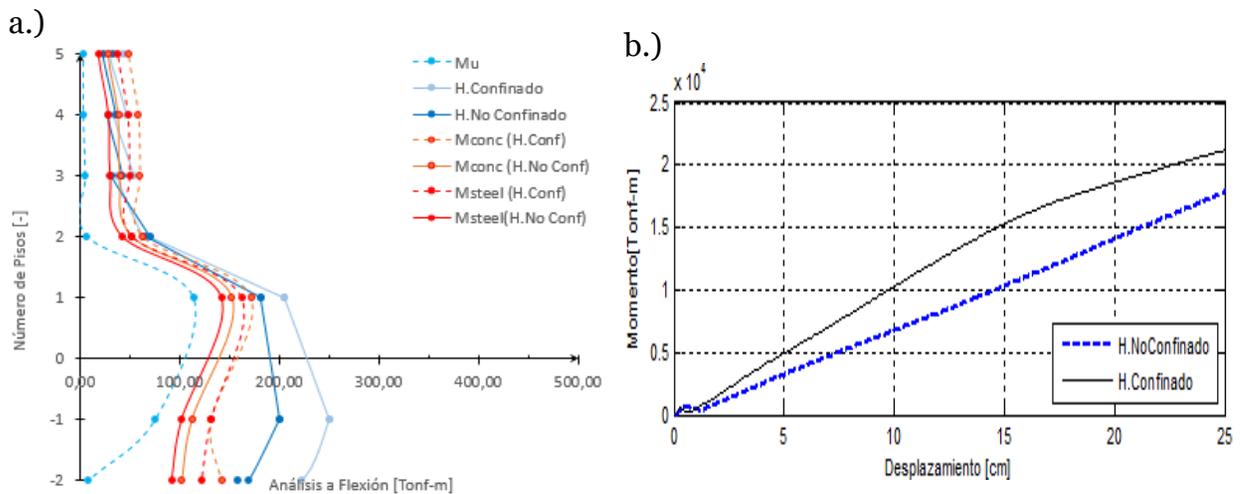


Figura 5.63 Análisis para el muro Y7 a.) Análisis a Flexión b.) Momento vs. Desplazamiento de Techo con Análisis No Lineal Estático
Fuente: Elaboración Propia

▪ Análisis por Desplazamientos

El parámetro de medición son deformaciones unitarias a flexión debido al comportamiento del muro. (Ver Figura 5.64).

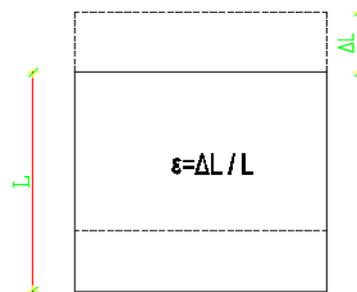


Figura 5.64 Esquema de cálculo para la desangulación
Fuente: Elaboración Propia

En la Figura 5.65 y 5.66 se muestran las deformaciones unitarias a flexión obtenidas en la altura del edificio para cada una de las direcciones de análisis dado un desplazamiento global a la estructura de 15.5 [cm] y 24.5 [cm] respectivamente.

La dirección transversal (Y+ y Y-) presentan las mayores deformaciones a compresión lo cual es congruente debido a la dirección de análisis del muro, teniendo un máximo del orden de 0.0027 para el desplazamiento que representa el sismo a la que se vio sometida la estructura, a la vez se puede apreciar un efecto de puntal ocasionado por la losa de cada piso.

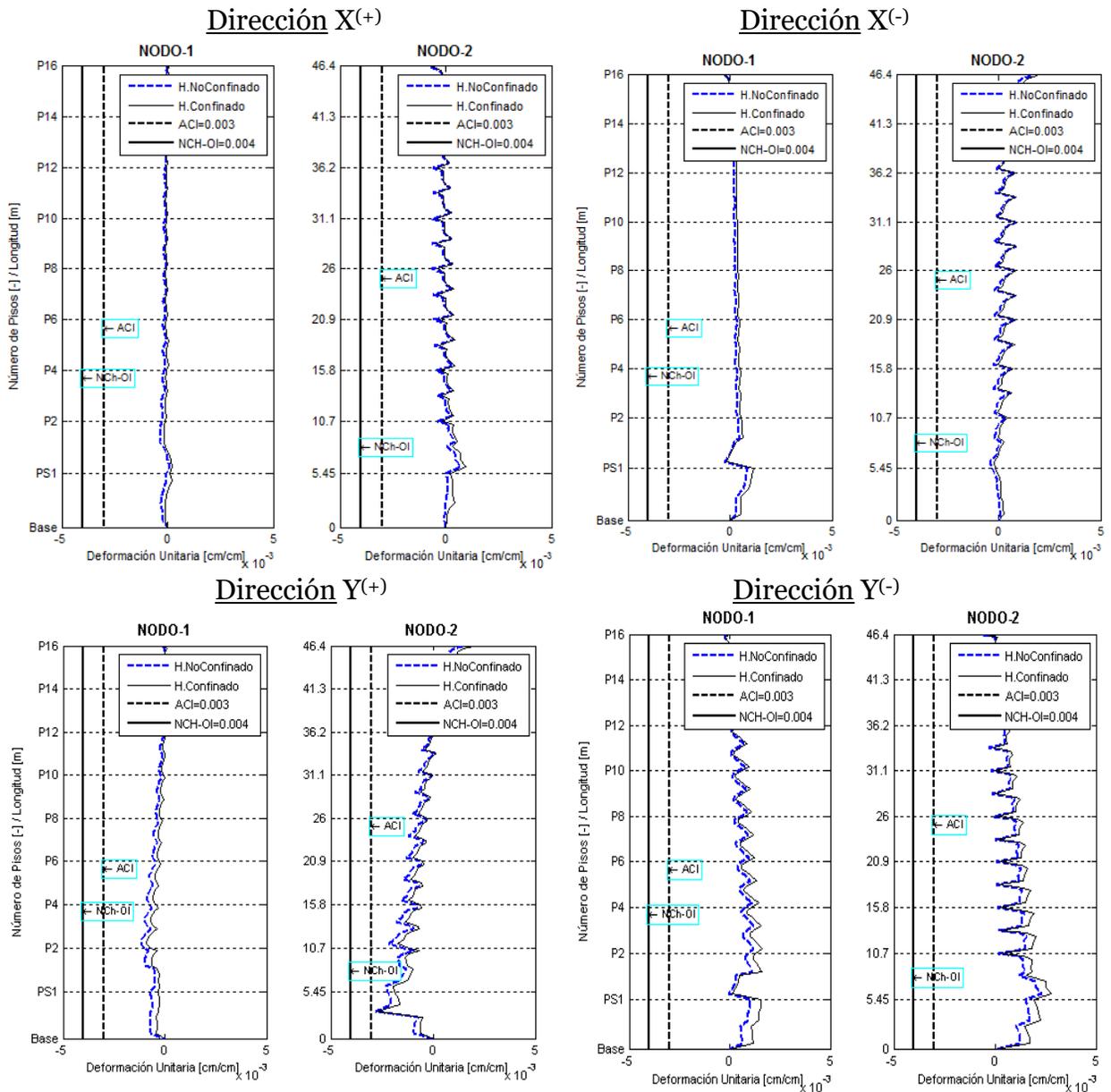


Figura 5.65 Deformaciones unitarias a flexión para desplazamiento de 15.5 [cm] para el muro Y7
Fuente: Elaboración Propia

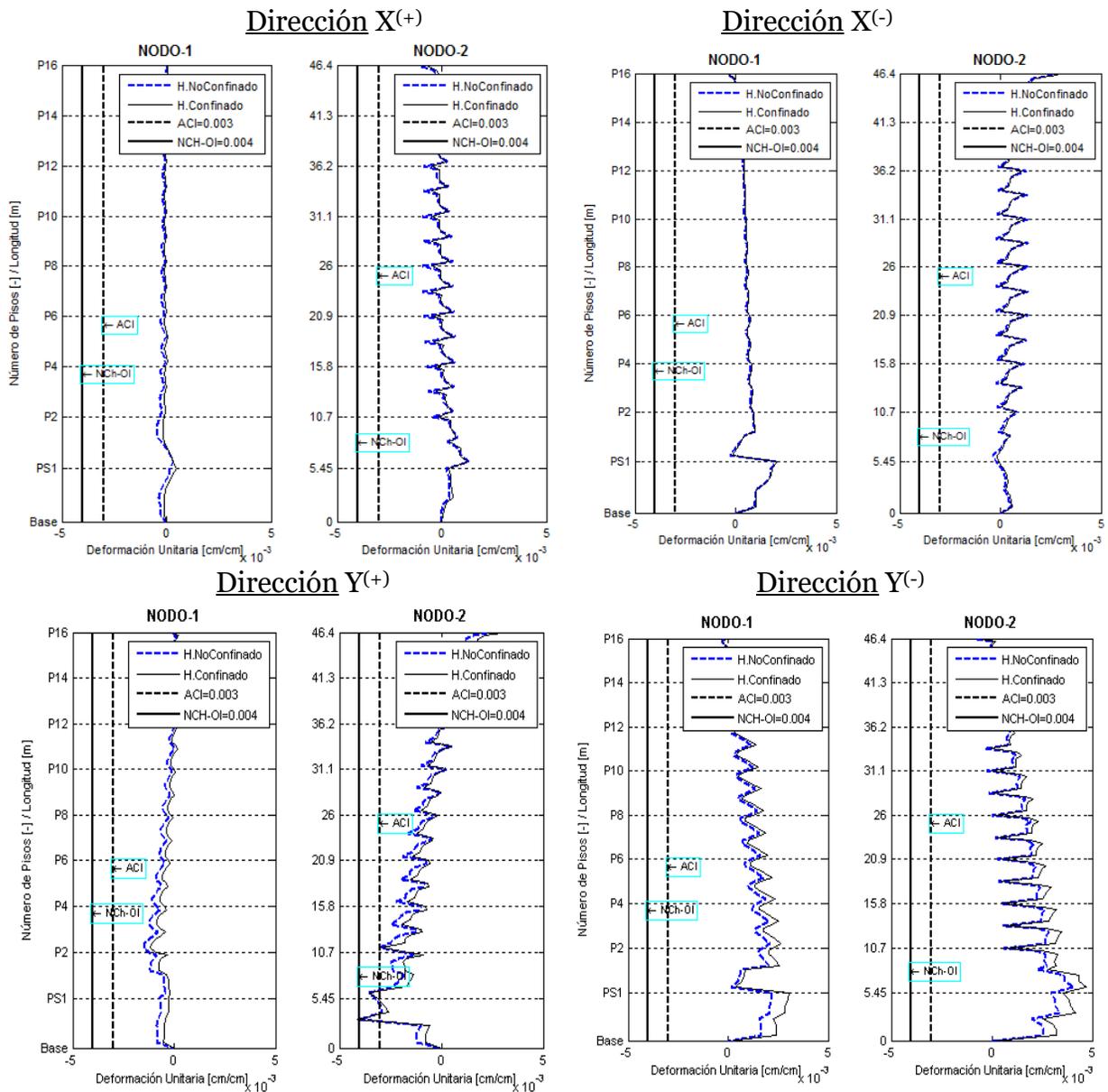


Figura 5.66 Desangulaciones para desplazamiento de 24.5 [cm] para el muro Y7
Fuente: Elaboración Propia

De la misma manera que el muro Y6 (comportamiento a flexo-compresión), los resultados mostrados representativos de las solicitaciones y deformaciones a las que se ve sometido este muro muestran la ubicación del daño, sin embargo, la magnitud no es representativa del registro fotográfico. Por ello, se analiza otro modelo en el que se modifican a un 10% las propiedades a axial, corte y flexión de los muros a corte (X17 y Y17) que fueron afectados en el terremoto.

Con ello se obtienen los siguientes resultados para la dirección de análisis del muro, es decir en la dirección transversal del edificio (Y⁺).

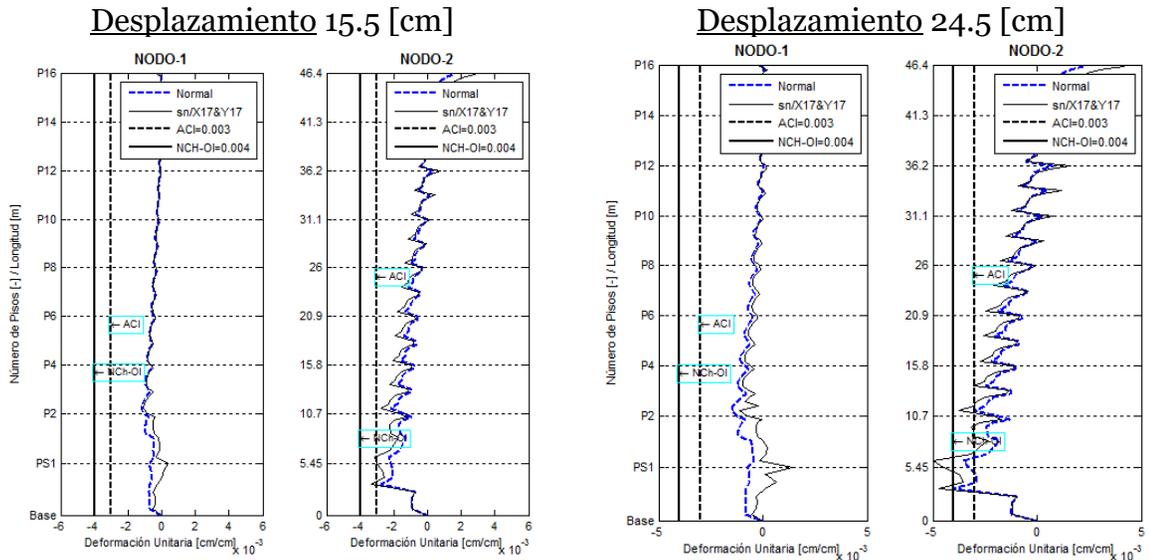


Figura 5.67 Deformaciones unitarias a flexión muro Y7
Fuente: Elaboración Propia

Con los resultados del análisis realizado (Figura 5.67) se obtiene que las deformaciones unitarias aumentan superando la deformación de 0.003 a compresión con un desplazamiento de 15.5 [cm] y deformación mayor a 0.004 para un desplazamiento de 24.5 [cm].

Según los registros fotográficos, los daños en este muro se producen en la base del piso 1, sin embargo los modelos representaban un daño en el subterráneo 1, pero cuando las deformaciones crecen se observa dos peak prominentes que corresponden a la base del muro en el piso y subterráneo 1 dado un desplazamiento de 15.5 [cm] correspondiente al sismo, pero a mayor desplazamiento global de la estructural, la deformación unitaria es mayor en la base del muro en el piso 1, lo cual es representativo con el registro fotográfico.

5.5.3.2.5 Losas

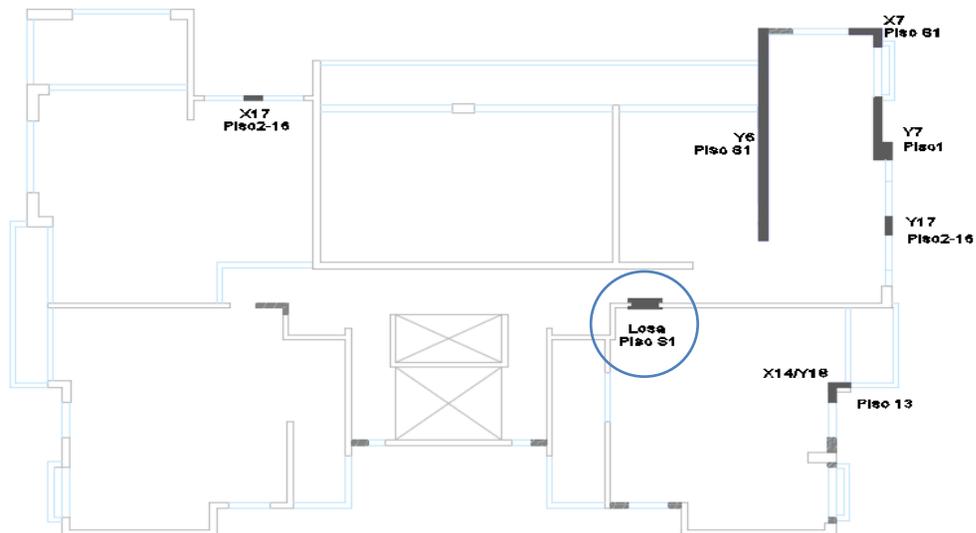


Figura 5.68 Ubicación en planta de losas acopladas
Fuente: Elaboración Propia

▪ Análisis por Solicitaciones

Para analizar los daños en las losas se realizó un análisis a flexión y a corte porque la losa trabaja bajo estas dos solicitaciones. Para ello se basa el análisis en la comparación entre la capacidad y la demanda.

Para el análisis a corte, como capacidad se obtiene el cortante que resiste el hormigón (ϕV_n) mediante el espesor de la losa, el cual se calculó con las formulaciones del ACI 318-08. Y como demanda, las solicitaciones a corte obtenidas mediante un análisis modal-espectral con las combinaciones de carga según la NCh3171 Of.2010 (Vu) y con el análisis no lineal (H.Confinado).

De la misma manera se obtiene el análisis a flexión en las direcciones longitudinal (M11) y transversal (M22) de la losa como se muestra en la Figura 5.70. La capacidad a flexión se la obtiene con el acero de refuerzo colocado en cada dirección de análisis.

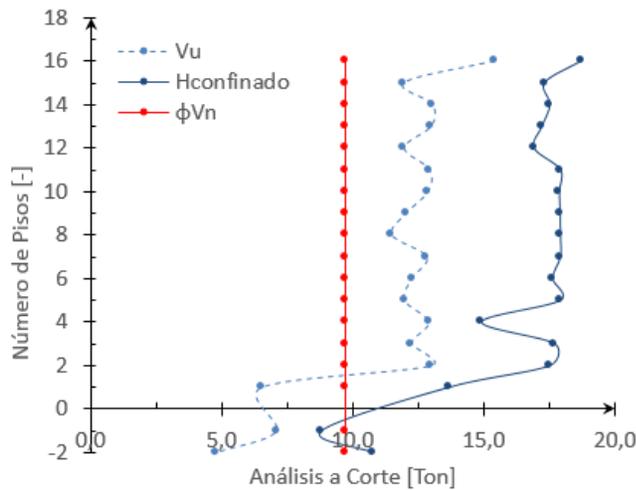


Figura 5.69 Análisis por corte en losas acopladas
Fuente: Elaboración Propia

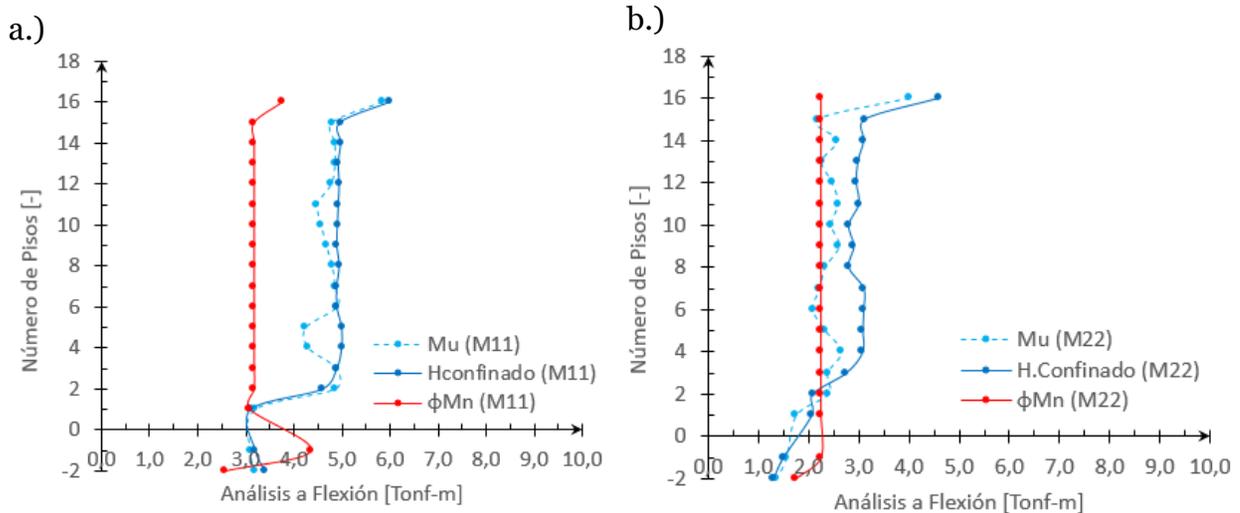


Figura 5.70 Análisis por flexión en losas acopladas. a.) Dirección Longitudinal b.) Dirección Transversal
Fuente: Elaboración Propia

Con los resultados del análisis a flexión y a corte realizado se obtiene que la demanda es mayor que la capacidad, por lo que se espera daños en la losa, lo cual se relaciona con los registros fotográficos.

▪ **Análisis de Comportamiento de Losas**

Para entender el comportamiento de la losa, y por ende entender el zigzag que se produce en las deformaciones unitarias, se realizó un modelo en el cual se alteraron las propiedades de membrana (axial) y flexión, a 40% y 10% respectivamente. Para representar este comportamiento se enfatizó en dos tipos de muros, uno que tiene un comportamiento a flexo-compresión (Muros Y6) y otro con un comportamiento a corte (Muro Y17) dado un desplazamiento global de 24.5 [cm].

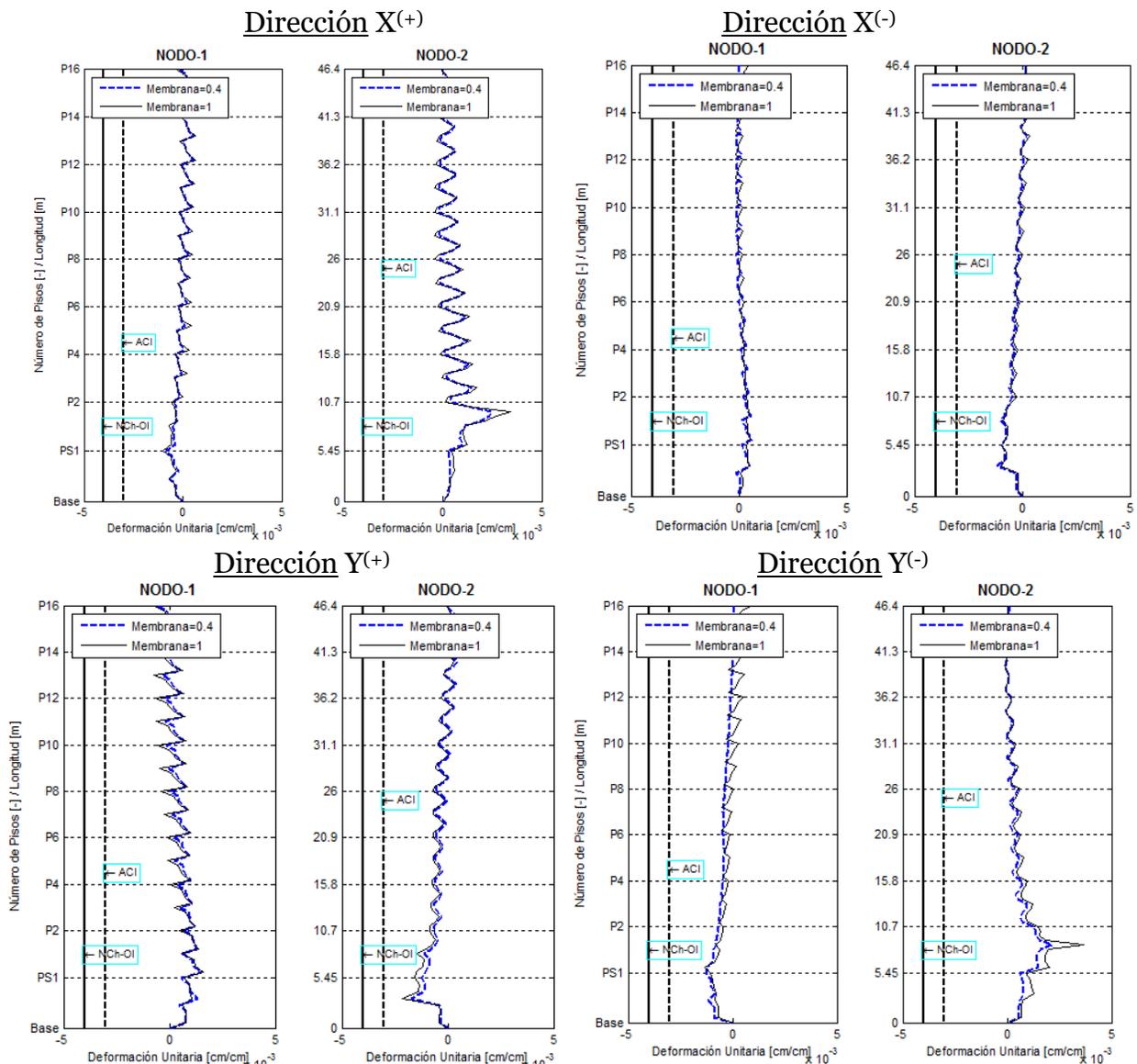


Figura 5.71 Deformaciones unitarias a flexión para desplazamiento de 24.5 [cm] para el muro Y6
Fuente: Elaboración Propia

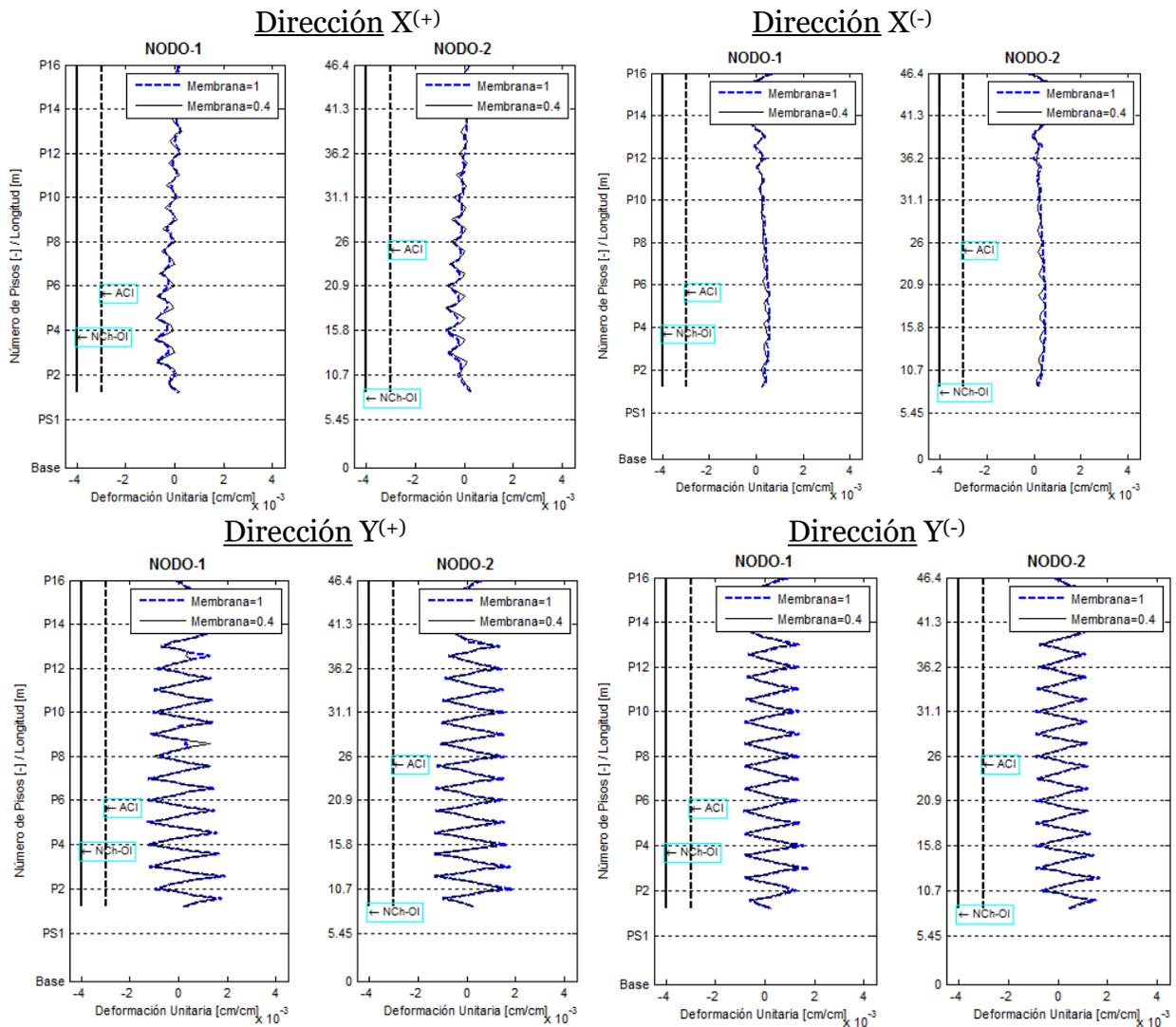


Figura 5.72 Deformaciones unitarias a flexión para desplazamiento de 24.5 [cm] para el muro Y17
Fuente: Elaboración Propia

Con los resultados presentados en las Figuras 5.71 y 5.72 se muestra que la losa ejerce una especie de puntal porque en el modelo con propiedades menores (Membrana=0.4) el zigzag de las deformaciones unitarias se ven disminuidas en los dos muros analizados.

Para complementar, con las deformaciones unitarias a flexión y las solicitaciones obtenidas con el análisis no lineal, se calculó el ancho de fisuras transientes (mientras se aplica la carga) a cada muro analizado para el piso que presentó mayores solicitaciones, en base a las formulaciones de Gergely y Lutz (1968), Frosch (1999), Piyasena et al. (2003), ACI (318-95/99) y Eurocódigo2 (2001), con el fin de conocer el daño provocado por dichas solicitaciones.

En la Tabla 5.13 se muestran los anchos de fisuras obtenidos con las deformaciones unitarias a flexión del modelo no lineal, y en la Tabla 5.14 se muestran los anchos de fisuras obtenidos mediante solicitaciones. Con estos resultados se visualiza que los anchos de

fisura son mayores mediante solicitaciones, llegando a un ancho de fisura promedio de 0.76 [mm].

Tabla 5.13 Anchos de fisuras por deformaciones unitarias en muros afectados

		Por Deformaciones Unitarias					
Piso	Nombre de Muro	ACI 318-99	EUROCODE 2 (2001)	Gergely y Lutz (1968)	Frosch (1999)	Piyasena et al. (2003)	Promedio
[-]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
S1-1	Y6	0,24	0,18	0,18	0,28	0,11	0,20
1	Y7	0,34	0,36	0,44	0,53	0,23	0,38
3	X17	0,23	0,22	0,24	0,18	0,12	0,20
3	Y17	0,19	0,20	0,22	0,23	0,14	0,20

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 5.14 Anchos de fisuras por solicitaciones en muros afectados

		Por Solicitaciones					
Piso	Nombre de Muro	ACI 318-99	EUROCODE 2 (2001)	Gergely y Lutz (1968)	Frosch (1999)	Piyasena et al. (2003)	Promedio
[-]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
S1-1	Y6	0,48	0,36	0,37	0,57	0,21	0,40
1	Y7	0,67	0,73	0,88	1,07	0,47	0,76
3	X17	0,45	0,44	0,47	0,36	0,24	0,39
3	Y17	0,38	0,39	0,44	0,46	0,29	0,39

Fuente: Elaboración Propia

CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES

6.1 CONCLUSIONES

Este proyecto de investigación tenía como objetivo validar los diferentes límites para distintos niveles de desempeño propuestos en el nuevo procedimiento chileno de diseño basado en desempeño.

Para cumplir este objetivo, primero se analizó y comparó la nueva propuesta con normas y procedimientos extranjeros. A partir de esto se observó que la principal diferencia respecto a normas y procedimientos extranjeros es la variable de medición de desempeño a nivel local de los elementos, la cual corresponde a la deformación unitaria.

La validación se realizó con el análisis de las investigaciones de Massone L., Polanco P. y Herrera (2014) y de Cáceres L. (2012) que respaldan los límites de aceptabilidad local para el hormigón de 0.004 para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata y 0.01 para el nivel de desempeño de Capacidad de Deformación Adicional, las investigaciones de Hamasaki B. (2013) y Herrera P. (2014) respaldan los límites de aceptabilidad local para el acero de refuerzo de 0.01 para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata y 0.04 para el nivel de desempeño de Capacidad de Deformación Adicional. Estas investigaciones manejan la variable de medición de desempeño de deformación unitaria mediante gráficos esfuerzo-deformación para los dos materiales y con ello hacen referencia con valores cercanos a los límites que se proponen en el nuevo procedimiento chileno.

Los ensayos experimentales muestran un rango de valores en términos de deformación unitaria entre ellos los límites que se proponen. Con esto se comprueba mediante el respaldo de ensayos experimentales que los límites seleccionados cumplen con los objetivos de desempeño que se desean obtener con la propuesta de la nueva norma chilena. A la vez con ello se observa que el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata admite un daño controlado en los elementos estructurales y el nivel de desempeño de Capacidad de Deformación Adicional previene el colapso de la estructura.

Para conocer el nivel de daño admitido por los límites definidos en la nueva propuesta se realizó un control de fisuración en elementos a flexión como vigas y muros rectangulares mediante diversas propuestas como las de Gergely y Lutz (1968), Frosch (1999), Piyasena (2003), ACI 318-95, ACI 318-99 y Eurocode 2 (2001), obteniendo unas fisuras transientes promedio con la aplicación de la carga máxima de 1.23 [mm] en vigas para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata y 3.69 [mm] para el nivel de desempeño de Capacidad de Deformación Adicional. Y para muros unas fisuras promedio de 1.70 [mm] para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata y 5.09 [mm] para el nivel de desempeño de Capacidad de Deformación Adicional.

Los valores de fisuración obtenidos se los asocia con investigaciones como FEMA 306 (1998), FEMA 356 (2000) y Shirandhonkar (2015) que relacionan el nivel de daño con el nivel de desempeño y con ello se obtiene que para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata tanto para vigas como muros el nivel de daño es Menor y para el nivel de

desempeño de Capacidad de Deformación Adicional tanto en vigas como en muros el nivel de daño es Fuerte, lo cual respalda el objetivo de desempeño deseado.

Para validar el modelo numérico de un edificio de uso residencial y comprobar los límites propuestos se realizó un análisis no lineal estático mediante el uso del programa comercial ETABS. Preliminarmente se calibró el programa mediante la comparación entre los resultados de ensayos experimentales y del modelo numérico de muros rectangulares y en forma de “T” de Thomsen y Wallace (1994) y con ello se observó que hay una buena relación con los resultados tanto a nivel global como a nivel local.

Calibrado el programa se aplica la misma metodología en un edificio residencial con la configuración estructural que presentó previo al terremoto del 2010. Según los registros fotográficos el daño se concentró en el sector Nor-Oriente de la estructura, lo cual se debe a la superposición de fuerzas en las dos direcciones y debido a un efecto dinámico ocasionado por el sismo. Sin embargo, a pesar de que el análisis realizado es monotónico y con las limitaciones que puede tener un programa comercial, se logró observar que los resultados son representativos de los daños en el edificio, lo cual se comprobó mediante un análisis de resistencia y un análisis de deformaciones (deformaciones unitarias) con el fin de utilizar como parámetro de desempeño el recomendado por la nueva propuesta chilena. Con los resultados del análisis, tanto en términos de solicitaciones como deformaciones se observa que los modelos numéricos, son representativos de la ubicación y magnitud del daño en los muros con comportamiento a corte y en los muros con comportamiento a flexo-compresión.

6.2 LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN

El tema analizado en este proyecto de investigación es una puerta abierta para futuras investigaciones relacionadas con el diseño basado en desempeño en Chile. Para esto sería de gran utilidad profundizar en la relación entre nivel de desempeño y daño admitido, en términos de fisuración a corte para distintos elementos estructurales.

El objetivo personal de este proyecto fue analizar mediante un programa comercial a pesar de las limitaciones que presente, con el fin de darle un toque práctico al estudio y que pueda ser aplicable en las diferentes oficinas de cálculo, por lo que sería de gran utilidad realizar los mismos análisis en un programa más sofisticado con elementos más completos haciendo énfasis en el estudio de diferentes elementos estructurales y con ello establecer comparaciones en criterios de aceptabilidad local con distintas normas extranjeras y de esta manera hacer una validación más robusta de la propuesta chilena.

Además, sería interesante incorporar los efectos dinámicos al modelo tridimensional del Edificio Antígona y con ello comparar con los daños principales que obtuvo debido al terremoto 2010.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] ACHISINA, S. N. (2014). Procedimiento Alternativo para el Análisis y Diseño Sísmico de Edificios Altos, PBD. Santiago de Chile.
- [2] ASCE/SEI 41-13. (2013). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- [3] ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volume 1*. Redwood City, California: Applied Technology Council.
- [4] Belarbi, A., & Hsu, T. (1995). Constitutive laws of softened concrete in biaxial tension compression. *ACI Structural Journal*, 562-573.
- [5] Bertero, V. (1992). Lessons learned from recent catastrophic earthquakes and associated research. *Primera Conferencia Internacional Torroja, 1989*. Madrid: Instituto Torroja.
- [6] Burgos, M., & Piqué del Pozo, J. (2007). Diseño por capacidad en edificaciones aporricadas de concreto armado para ser incorporada a la Norma Peruana E-060 como alternativa de diseño. *Universidad Nacional de Ingeniería del Perú*.
- [7] Cáceres, I. (2012). *Recopilación de información de daños por flexocompresión en muros de hormigón armado para el terremoto del 27 de febrero de 2010 y estudio de demandas de deformaciones*. Santiago de Chile: Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas¹, Universidad de Chile.
- [8] Comité ACI 224. (2001). *Control de la Fisuración en Estructuras de Hormigón*. Detroit: ACI 224R-01.
- [9] Comité ACI 318. (1995). *Building Code Requirements for Reinforced Concrete*. Detroit: American Concrete Institute (ACI).
- [10] Comité ACI 318. (1999). *Building Code Requirements for Reinforced Concrete*. Detroit.
- [11] Concha, R. (2011). *Edificio Antígona: Rehabilitación Estructural*. Ñuñoa, Santiago de Chile: RCP Ingeniería, Informe Técnico RC AE 225-IFT-02.
- [12] CSI. (2008). Technical Note: Material Stress-Strain Curves. *Computers and Structures, Inc.*
- [13] CSI:Computers & Structures, E. v. (2015). *CSI: Analysis Reference Manual*. Berkeley, California, USA: Computers and Structures.

- [14] Eurocódigo 8. (2005). *Design of structures for earthquake resistance, Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*. European Committee for Standardization, CEN.
- [15] FEMA 273. (1997). *NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington, D.C.: Building Seismic Safety Council, Applied Technology Council (ATC-33), Federal Emergency Management Agency.
- [16] FEMA 356. (2000). *ASCE: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D.C., Reston, Virginia: Federal Emergency Management Agency.
- [17] FEMA 440. (2005). *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*. Washington, D.C.: Applied Technology Council (ATC-55), Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency.
- [18] FEMA356/ASCE. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D.C., Reston, Virginia: Federal Emergency Management Agency.
- [19] Frosch, R. (1999). Another look at cracking and crack control in reinforced concrete. *ACI Structural Journal* 96 (3), 437- 442.
- [20] Gergely, P., & Lutz, L. (1968). Maximum Crack Width in RC Flexural Members, Causes, Mechanism and Control of Cracking in Concrete. *American Concrete Institute*, 87-117.
- [21] Gulpi, D. (2015). *Análisis de torsión accidental en edificios con diafragma flexible*. Santiago - Chile: Tesis para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- [22] Hamasaki, B. (2013). *Estudio experimental de la fatiga por bajo número de ciclos de barras longitudinales para elementos de hormigón armado*. Santiago de Chile: Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
- [23] Henriquez, C. (2012). *Estimación del efecto de sitio en zonas afectadas por el terremoto ($M_w=8.8$) del 27/02/10 a la luz de las leyes de atenuación ya existentes*. Concepción - Chile: Tesis para optar al título profesional de Geofísico - Universidad de Concepción.
- [24] Hernández, A. (2015). *Cumplimiento de la hipótesis de Bernoulli en secciones compuestas de muros de hormigón armado*. Santiago de Chile: Memoria para optar el título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- [25] Herrera, P. (2014). *Estudio experimental del comportamiento de barras de refuerzo en muros de hormigón armado pertenecientes a un edificio dañado durante el terremoto del 2010*. Santiago de Chile: Memoria para optar el título de

Ingeniero Civil, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.

- [26] IEBC. (2012). International Existing Building Code.
- [27] Kozmidis, A., Melek, M., Massone, L., & Orakcal, K. (2014). *Comparison of Industry -Standard Nonlinear Dynamic Analysis Methods with Observed Damage on a RC Building*. Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, 10NCEE.
- [28] Lagos, R., & et al. (2012). *Seismic performance of high-rise concrete buildings in Chile*. Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH).
- [29] LATBSDC. (2014). *An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region*. Los Angeles.
- [30] Leiva G. et.al. (2010). *ITANTIGONA-1_Informe Técnico_Edificio Antigona: Estudio de Diagnóstico Estructural - Análisis causas del daño*. Santiago de Chile: TECSA, Centro de Estudios e Investigación en Infraestructura, Departamento de Obras Civiles, Universidad Federico Santa María.
- [31] López, S., & Ayala, G. A. (2013). *Método de diseño sísmico basado en desplazamientos para marcos de concreto reforzado*. Revista de la Ingeniería Sísmica N° 88 91-111, 91-111.
- [32] Massone, L., Polanco, P., & Herrera, P. (2014). *Experimental and analytical response of RC wall boundary elements*. Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, 1-11.
- [33] Mora, E. (2015). *Comportamiento de estructuras de acero con y sin disipadores de energía tipo TADAS, ubicadas en la ciudad de Quito, por el método del espectro de capacidad*. Tesis previa a la obtención del grado de máster en estructuras, Escuela Politécnica Nacional.
- [34] Murota, T. (1995). *Concepto de la regulación del diseño sísmico de construcciones en Japón*.
- [35] NCh433Of96, D. (2012). Instituto Nacional de Normalización, Diseño Sísmico de Edificios. Santiago de Chile: INN-Chile.
- [36] NCh430Of.2008, D. (2008). *Hormigón Armado - Requisitos de Diseño y Cálculo*. Santiago de Chile: INN-Chile.
- [37] Orakcal, K., Massone, L., & Wallace, J. (2006). *Analytical modeling of reinforced concrete walls for predicting flexural and coupled-shear-flexural responses*. Los Angeles: Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER 2006/07), Universidad de California.

- [38] Ordoñez, J. (2015). *Diseño sísmico basado en desplazamientos de estructuras de hormigón armado aporticadas y estructuras con muros de corte*. Quito: Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental.
- [39] Ortiz, O. (2013). *Algunas consideraciones respecto de los efectos de los modos superiores en estructuras aporticadas*. Quito - Ecuador: Escuela Politécnica Nacional.
- [40] Ospina, A. (2012). *Método basado en desplazamientos para el diseño y evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes de concreto reforzado*. Medellín: Escuela de Ingeniería, Universidad EAFIT.
- [41] Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. United States of America: John Wiley & Sons.
- [42] PEER-TBI. (2010). *Guidelines for Performance Based Seismic Design of Tall Buildings*. Berkeley, University of California: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [43] Piqué del Pozo, J. (2004). *Diseño por Capacidad: Estrategia Neozelandesa de Diseño Sismoresistente*. Lima-Perú: CISMID-FIC-UNI.
- [44] Piyasena, R., Loo, Yew-Chaye, & Fragomeni, S. (2003). Determination of crack spacing and crack width in reinforced concrete beams. *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 15, N°2, 159-180.
- [45] Powell, G. H. (2006). *Static pushover methods - explanation, comparison and implementation*. San Francisco: Conference on Earthquake Engineering.
- [46] Rojas, F. (2012). *Development of a nonlinear quadrilateral layered membrane element with drilling degrees of freedom and a nonlinear quadrilateral thin flat layered shell element for the modeling of reinforced concrete walls*. California, USA: University of Southern California.
- [47] Ruiz, S., & Saragoni, G. (2005). *Formulas de atenuación para la subducción de Chile considerando los dos mecanismos de sismogénesis y los efectos del suelo*. Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica.
- [48] Saatcioglu, M., & Razvi, S. (1992). Strength and Ductility of Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, Vol.118 N°6, 1590-1607.
- [49] Shiradhonkar, S., & Sinha, R. (2015). Visual seismic damage states for reinforced concrete frame-shear wall buildings. *11th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, 1-8.
- [50] SEAOC-Vision 2000 Committee. (1995). *Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. Sacramento, CA: Structural Engineers Association of California.

- [51] Suárez, V. (2009). Diseño basado en desplazamientos, una alternativa racional al diseño basado en fuerzas. *Revista Tecnológica ESPOL - RTE*, Vol.22, N.2, 47-59.
- [52] Thomsen, J., & Wallace, J. (1995). *Displacemen-based design of reinforced concrete structural walls: an experimental investigation of walls with rectangular and t-shaped cross section*. Postdam, New York: Report N° CU/CEE-95/06, Department of Civil Engineering, Clarkson University.

ANEXOS

ANEXO A: CONTROL DE FISURACIÓN

■ ANCHOS DE FISURAS EN VIGAS

VIGA SIMPLE												
Diámetro de barra (ϕ) [mm]	c = 30 [mm]	c = 40 [mm]	c = 50 [mm]	c = 30 [mm]	c = 40 [mm]	c = 50 [mm]	c = 30 [mm]	c = 40 [mm]	c = 50 [mm]	c = 30 [mm]	c = 40 [mm]	c = 50 [mm]
	Anchos de fisura [mm]											
	EUROCODE 2 (2001)			Gergely y Lutz (1968)			Frosch (1999)			Piyasena et al. (2003)		
8	0,923	1,253	1,596	0,728	0,875	1,028	1,237	1,592	1,978	0,326	0,376	0,430
10	0,920	1,249	1,590	0,845	1,013	1,187	1,253	1,606	1,990	0,394	0,449	0,509
12	0,940	1,274	1,620	0,977	1,167	1,366	1,290	1,647	2,036	0,477	0,539	0,607
14	0,982	1,328	1,686	1,128	1,344	1,570	1,346	1,712	2,110	0,578	0,649	0,725
16	1,011	1,362	1,727	1,248	1,485	1,731	1,375	1,742	2,142	0,665	0,743	0,826
18	1,039	1,394	1,764	1,354	1,606	1,870	1,394	1,760	2,160	0,747	0,830	0,919
20	0,990	1,326	1,675	1,340	1,587	1,846	1,331	1,675	2,051	0,751	0,830	0,915
22	0,994	1,327	1,672	1,388	1,640	1,905	1,319	1,655	2,022	0,796	0,877	0,964
25	0,980	1,300	1,633	1,413	1,666	1,932	1,278	1,597	1,945	0,834	0,914	1,001
32	1,290	1,672	2,070	1,807	2,117	2,443	1,418	1,742	2,107	1,169	1,272	1,383
36	2,162	2,733	3,326	2,509	2,926	3,365	2,905	2,949	3,027	1,759	1,907	2,066
40	1,703	2,153	2,621	2,126	2,474	2,842	2,367	2,412	2,485	1,474	1,595	1,724

VIGA DOBLE												
Diámetro de barra (ϕ) [mm]	c = 30 [mm]	c = 40 [mm]	c = 50 [mm]	c = 30 [mm]	c = 40 [mm]	c = 50 [mm]	c = 30 [mm]	c = 40 [mm]	c = 50 [mm]	c = 30 [mm]	c = 40 [mm]	c = 50 [mm]
	Anchos de fisura [mm]											
	EUROCODE 2 (2001)			Gergely y Lutz (1968)			Frosch (1999)			Piyasena et al. (2003)		
8	0,918	1,249	1,594	0,724	0,871	1,024	1,229	1,584	1,972	0,324	0,374	0,429
10	0,916	1,245	1,587	0,840	1,008	1,183	1,245	1,598	1,983	0,392	0,447	0,508
12	0,936	1,270	1,618	0,971	1,162	1,361	1,282	1,639	2,029	0,474	0,537	0,605
14	0,978	1,323	1,684	1,121	1,338	1,565	1,338	1,704	2,103	0,574	0,646	0,723
16	1,006	1,358	1,724	1,241	1,478	1,725	1,367	1,734	2,135	0,661	0,739	0,823
18	1,034	1,390	1,761	1,345	1,599	1,864	1,386	1,752	2,152	0,742	0,826	0,916
20	0,985	1,322	1,672	1,331	1,579	1,839	1,322	1,667	2,043	0,746	0,826	0,912
22	0,989	1,322	1,669	1,378	1,631	1,897	1,310	1,646	2,014	0,791	0,872	0,960
25	0,974	1,295	1,629	1,403	1,656	1,923	1,269	1,588	1,937	0,828	0,909	0,996
32	1,283	1,666	2,065	1,794	2,105	2,432	1,408	1,732	2,098	1,161	1,265	1,377
36	2,151	2,725	3,321	2,493	2,911	3,353	2,886	2,934	3,015	1,747	1,898	2,059
40	1,694	2,145	2,615	2,110	2,459	2,829	2,349	2,397	2,474	1,464	1,585	1,716

VIGA DOBLE - (Dos capas a tracción)												
Diámetro de barra (ϕ) [mm]	c = 30 [mm]	c = 40 [mm]	c = 50 [mm]	c = 30 [mm]	c = 40 [mm]	c = 50 [mm]	c = 30 [mm]	c = 40 [mm]	c = 50 [mm]	c = 30 [mm]	c = 40 [mm]	c = 50 [mm]
	Anchos de fisura [mm]											
	EUROCODE 2 (2001)			Gergely y Lutz (1968)			Frosch (1999)			Piyasena et al. (2003)		
8	0,971	1,320	1,684	0,948	1,117	1,293	0,993	1,274	1,582	0,352	0,407	0,467
10	0,974	1,321	1,683	1,097	1,290	1,492	1,030	1,303	1,606	0,420	0,479	0,544
12	1,004	1,357	1,725	1,265	1,484	1,715	1,107	1,373	1,672	0,498	0,564	0,636
14	1,062	1,427	1,809	1,457	1,706	1,969	1,213	1,473	1,769	0,590	0,663	0,742
16	1,108	1,480	1,869	1,609	1,882	2,168	1,392	1,624	1,898	0,663	0,741	0,825
18	1,156	1,534	1,928	1,742	2,033	2,340	1,590	1,793	2,040	0,727	0,807	0,895
20	1,112	1,469	1,841	1,721	2,007	2,309	1,498	1,692	1,927	0,721	0,797	0,879
22	1,132	1,485	1,854	1,779	2,072	2,381	1,863	2,005	2,188	0,750	0,826	0,908
25	1,133	1,474	1,830	1,808	2,101	2,412	1,760	1,899	2,076	0,767	0,840	0,919
32	0,952	1,226	1,512	1,599	1,853	2,124	2,400	2,445	2,510	0,691	0,750	0,815
36	0,739	0,955	1,180	1,328	1,537	1,762	1,952	1,995	2,055	0,588	0,636	0,689
40	0,592	0,766	0,948	1,129	1,307	1,498	1,629	1,670	1,727	0,516	0,557	0,602

■ ANCHOS DE FISURAS EN MUROS RECTANGULARES

MURO RECTANGULAR												
Diámetro de barra (ϕ) [mm]	c = 30 [mm]	c = 40 [mm]	c = 50 [mm]	c = 30 [mm]	c = 40 [mm]	c = 50 [mm]	c = 30 [mm]	c = 40 [mm]	c = 50 [mm]	c = 30 [mm]	c = 40 [mm]	c = 50 [mm]
	Anchos de fisura [mm]											
	EUROCODE 2 (2001)			Gergely y Lutz (1968)			Frosch (1999)			Piyasena et al. (2003)		
8	1,104	1,881	3,299	3,049	4,269	6,465	2,073	3,062	4,919	0,464	0,636	0,959
10	1,093	1,618	3,299	3,375	4,160	6,465	2,715	3,314	4,919	0,541	0,653	0,959
12	1,141	1,588	2,111	3,836	4,494	5,212	3,712	4,164	4,730	0,651	0,745	0,854
16	1,318	1,723	2,164	4,661	5,254	5,846	6,367	6,713	7,114	0,858	0,938	1,025
20	1,751	2,139	2,547	5,819	6,430	7,013	10,872	11,157	11,473	1,186	1,272	1,363
22	1,790	2,174	2,576	5,898	6,486	7,045	12,763	13,039	13,341	1,210	1,286	1,366
25	1,957	2,338	2,733	6,312	6,905	7,465	15,284	15,549	15,835	1,350	1,425	1,502
32	2,782	3,154	3,535	7,525	8,145	8,723	25,096	25,333	25,582	1,781	1,860	1,941
36	2,614	2,850	3,091	5,513	5,936	6,328	24,033	24,176	24,324	1,444	1,504	1,565

ANEXO B: PROCEDIMIENTO PARA ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO EN PROGRAMA ETABS

El software comercial ETABS v.16.0.3 es uno de los paquetes computacionales más actualizados que fue desarrollado por Computers and Structures Inc. Se trata de un programa amigable que dispone de una gran variedad de elementos lineales y no lineales. El análisis no lineal estático se lo utiliza en los capítulos 4 y 5, en el que únicamente se contempla la no linealidad del material. Para ello se realizan los siguientes pasos:

1. Como primer punto es obtener las gráficas esfuerzo-deformación de los materiales, lo cual se puede calcular de forma manual o automática.

En cualquiera de los casos:

- Clic en Define
- Clic en Material Properties
- Clic en Add New Material
- Llenar los parámetros elásticos del material
- Clic en Nonlinear Material Data

Forma Manual:

Se debe seleccionar la opción User Defined.

Se especifica el número de puntos que se tiene para describir la curva esfuerzo-deformación basado en el modelo constitutivo que se desee. Se debe tomar en cuenta que el signo del número de puntos cambia cuando se muestre el gráfico.

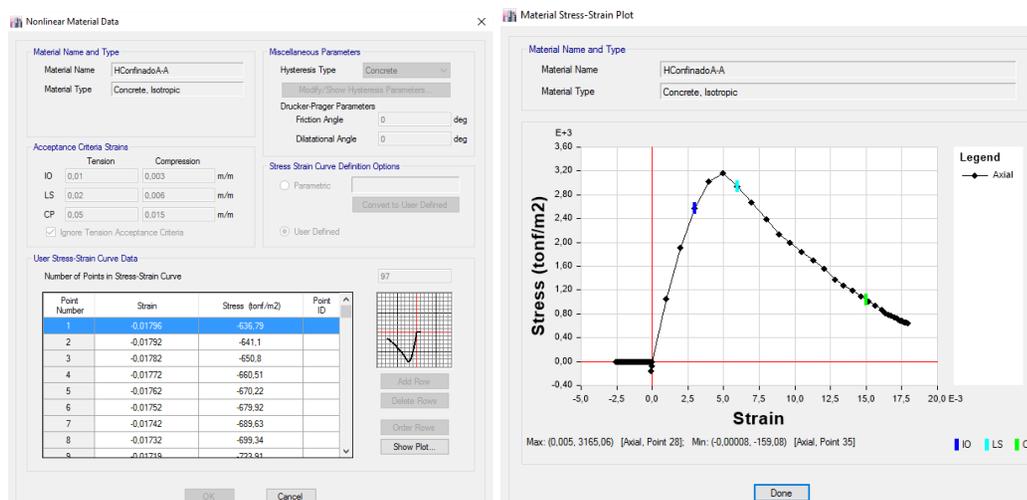


Figura B.1 Definición del material no lineal de forma manual

Fuente: ETABS v.16.0.3

Este procedimiento se lo realiza tanto para el hormigón como para el acero de refuerzo.

Forma Automática:

Se debe seleccionar la opción Parametric.

Para el hormigón existen dos tipos de modelos para la curva esfuerzo-deformación.

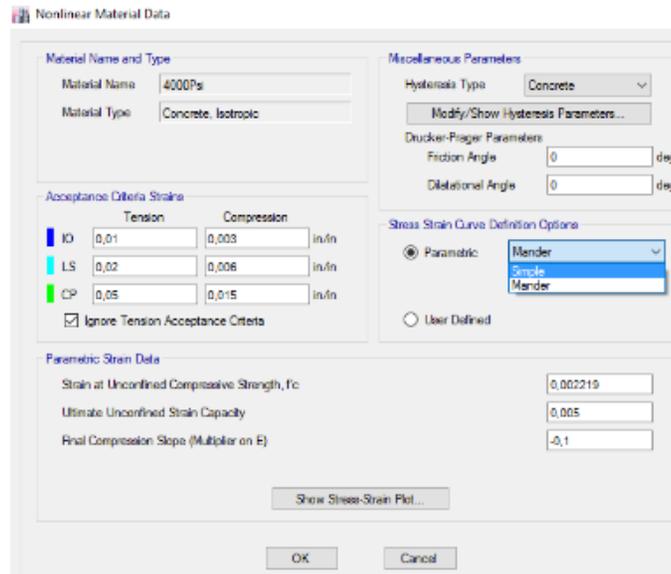


Figura B.2 Definición del material no lineal de forma automática
Fuente: ETABS v.16.0.3

- Modelo Simple**
 El esfuerzo a compresión consiste en una curva con porción parabólica y con una porción lineal.
 Porción Parabólica ($\epsilon \leq \epsilon'c$):

$$f = f'c \left\{ 2 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon'c} \right) - \left(\frac{\epsilon}{\epsilon'c} \right)^2 \right\}$$

Porción Lineal ($\epsilon'c < \epsilon \leq \epsilon u$):

$$f = f'c \left\{ 1 - 0.2 \left(\frac{\epsilon - \epsilon'c}{\epsilon u - \epsilon'c} \right) \right\}$$

Dónde:

$f'c$ = Máxima capacidad del hormigón en compresión.

$\epsilon'c$ = Deformación unitaria de la compresión máxima.

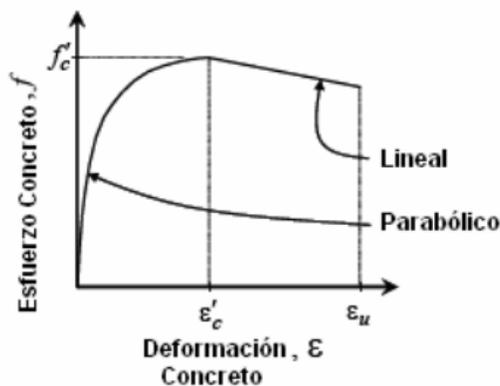


Figura B.3 Curva esfuerzo-deformación dado por el modelo simple
Fuente: ETABS v.16.0.3

- Modelo Mander et al. (1984)
 El esfuerzo a compresión consiste en una curva seguida por una porción lineal.
 Porción Curva ($\varepsilon \leq 2 \varepsilon'_c$):

$$f = \frac{f'_c \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r}$$

Porción Lineal ($2\varepsilon'_c < \varepsilon \leq \varepsilon_u$):

$$f = \left(\frac{2f'_c \cdot r}{r - 1 + 2^r} \right) \left(\frac{\varepsilon_u - \varepsilon}{\varepsilon_u - 2\varepsilon'_c} \right)$$

Dónde:

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon'_c}$$

$$r = \frac{E}{E - \left(\frac{f'_c}{\varepsilon'_c} \right)}$$

f'_c = Máxima capacidad del hormigón en compresión.

ε'_c = Deformación unitaria de la compresión máxima.

E = Módulo de elasticidad.

ε_u = Deformación a la capacidad de resistencia última.

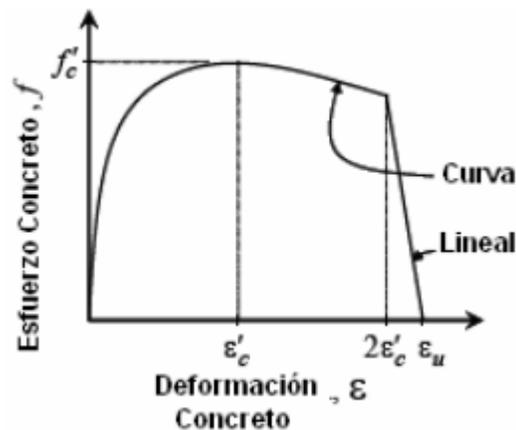


Figura B.4 Curva esfuerzo-deformación dado por el modelo de Mander et. Al (1984)

Fuente: ETABS v.16.0.3

- Posterior se define las formas de evaluar el comportamiento inelástico, para ello existen algunas formas como elementos Hinges, Links o Shell Layered. En este caso se va a enfocar en el tipo de elemento área "Shell Layered". Para ello se debe realizar:
 - Clic en Define
 - Clic en Section Properties
 - Clic en Wall Sections
 - Clic en Add New Property

- En la opción de Modeling Type, escoger Shell Layered
 - Clic en Modify /Show Layered Wall Data
- Existen dos maneras para establecer las propiedades, de forma automática o de forma manual, para explicar de mejor manera se enfoca en un ejemplo dado por la Figura B.5.

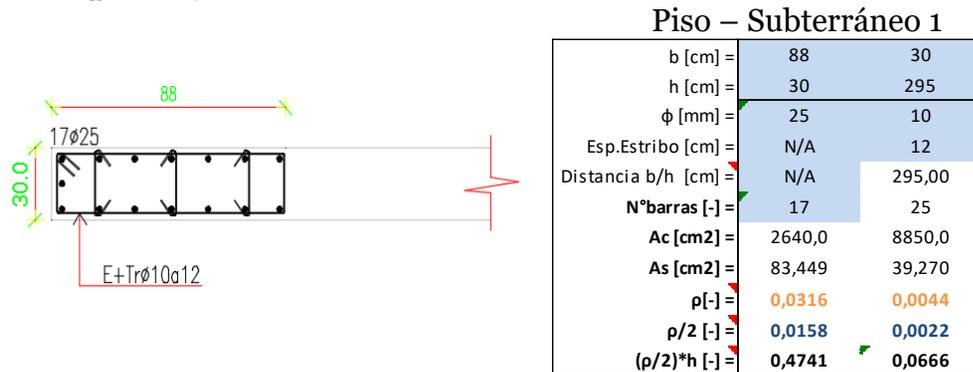


Figura B.5 Elemento de borde del muro Y6 del edificio Antígona
Fuente: Elaboración Propia

De manera Automática

- Clic en Parametric Quick Start
 - Se despliega una ventana como se muestra en la Figura B.6, en la cual se debe colocar el acero de refuerzo longitudinal y transversal positivo y negativo.
- Esta opción no fue utilizada en esta investigación porque se quería tener un mejor control de los datos ingresados. Además porque se necesita tener un espaciamiento para las barras longitudinales y corregir el material para las barras transversales y para el recubrimiento que es con hormigón no confinado.

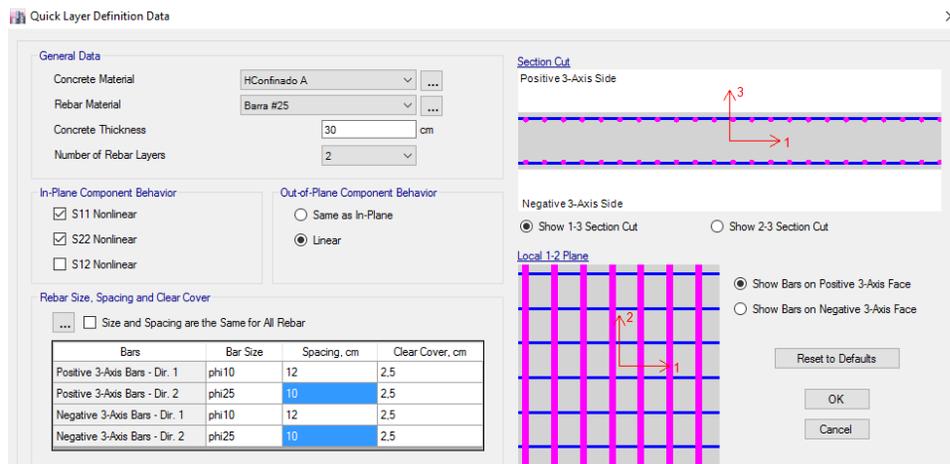


Figura B.6 Caracterización en capas del elemento de borde de forma automática
Fuente: ETABS v.16.0.3

De manera Manual

- La distancia y el espesor de cada capa se llena de acuerdo a la Figura B.7. para el hormigón.
- Sin embargo, el espesor para el acero de refuerzo se lo calcula de otra manera, porque corresponde a la cuantía de acero para cada capa por el espesor del

elemento ($\rho/2 * h$). Se trata de $\rho/2$ si se está considerando acero positivo y negativo como se muestra en la Figura B.5.

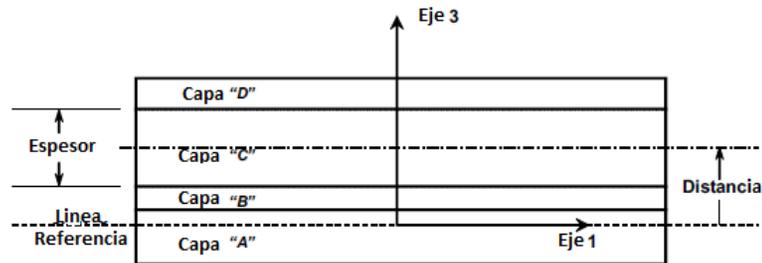


Figura B.7 Caracterización en capas del elemento de borde de forma manual
Fuente: Elaboración Propia

- Se modela las capas de hormigón como tipo shell, para que trabaje bajo cargas axiales y de flexión, el comportamiento del material considerado es “Coupled” lo que significa que utiliza el modelo de Darwin Pecknold modificado, esta opción es propia del ETABS y es con el fin de que el elemento considere fisuración, por lo que la no linealidad en el material está considerada para los esfuerzos S11, S22 y S12.

El acero de refuerzo se lo modelo como tipo membrana, es decir que trabaje únicamente para cargas axiales. Las barras longitudinales tienen un ángulo de 90° el cual es el ángulo del comportamiento del material respecto al eje del elemento. Por lo que los esfuerzos que se consideran son únicamente en S11, sin embargo, se consideró también no linealidad en S12 porque esto permite llevar a la barra corte cuando el hormigón se fisura.

Por último, pueden ser de 1 a 5 puntos de integración, cuya localización sigue el procedimiento estándar de integración de Gauss, el aumentar los puntos de integración aumentan el tiempo de análisis, por lo que primero se comprobó que era más eficiente, si aumentar el número de capas o el número de puntos de integración. Es por tal razón que en los modelos realizados en el edificio se consideró 3 capas adicionales en la parte central.

Este procedimiento se lo realizó para todos los elementos de borde y alma de los muros (dañados y no dañados), vigas de acople y losa (únicamente zona dañada observada en registro fotográfico) que contiene el edificio.

En la Figura B.8. se muestra el esquema de un elemento por fibras ingresado de forma manual en el programa ETABS.

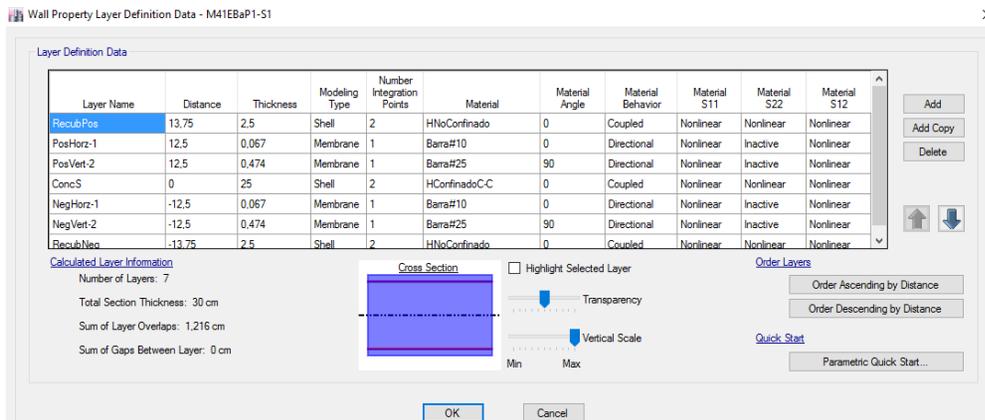


Figura B.8 Caracterización en capas del elemento de borde de forma manual
Fuente: ETABS v.16.0.3

3. Como siguiente punto se dibuja la estructura o elemento estructural a modelar. Se debe definir el número de elementos finitos de una manera balanceada y dependiendo del nivel de detalle que se necesite.
4. Se definen las cargas gravitacionales y una carga que empuje la estructura hasta su falla, como es el concepto del análisis no lineal estático. Para elegir el patrón de cargas a usar se define si se va a realizar el análisis por control de fuerza o control de desplazamientos. En el análisis se utilizó control por desplazamiento. (Ver Figura B.9)

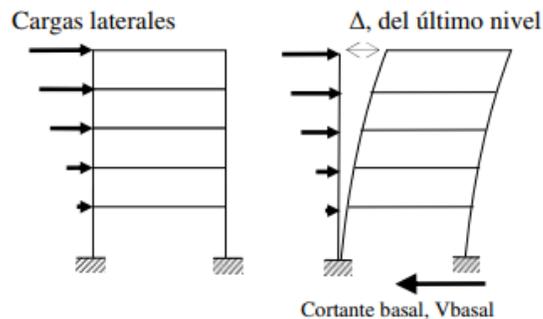


Figura B.9 Definición de secuencia del análisis no lineal estático
Fuente: Arango et.al (2009)

Realizando un análisis modal-espectral se obtiene el cortante de la estructura y en base a ello se distribuye la carga a cada uno de los pisos obteniendo así un cortante por piso.

Si la estructura es regular, la colocación más óptima de la carga sería en el centro de masa para que no haya excentricidad o desde una parte central para que se empuje hasta la falla de manera regular a la estructura.

Una forma eficiente para el mismo procedimiento en una estructura irregular como era el caso del edificio Antígona, consiste en que el corte por piso se lo divide para el número de nodos que conforma la losa de cada piso y esta resultante se aplica a cada uno de los nodos, este procedimiento es efectivo si el mallado de la losa está

distribuido correctamente, es decir que no haya zonas con mayor acumulación de nodos.

Se realiza este procedimiento para cada una de las direcciones a analizar. (Ver Figura B.10.)

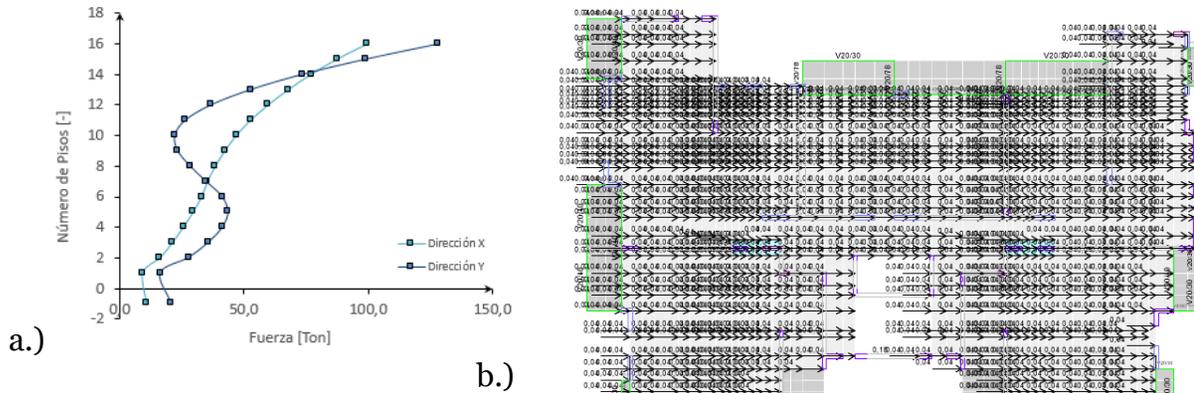


Figura B.10 Definición carga push. a.) Patrón de carga b.) Esquema de carga distribuida en losa
Fuente: Elaboración Propia. Adaptado de los planos originales

5. Se define el desplazamiento objetivo. Existen muchas teorías para el cálculo de este desplazamiento, en este proyecto se utilizó dos:
 - Con el espectro elástico de un registro del sismo del 27 de Febrero del 2010 con una medición cercana de la ubicación de la estructura.
 - Y para un desplazamiento de techo de un 40% mayor del desplazamiento del sismo de diseño. El desplazamiento del sismo de diseño se lo obtuvo con la Norma de Diseño Sísmico NCh433 (2012).

6. El procedimiento para colocar los casos de carga correspondientes en el ETABS es:
 - Clic en Define
 - Clic en Load Cases
 - Clic en Add New Case
 - Primero se define un caso de carga de no lineal estático que contenga las cargas gravitacionales a considerar como carga muerta (DEAD y CM) y carga viva (SC) (Ver parte a. de la Figura B.11). Se considera el estado de carga estático como un estado inicial antes de la carga pushover de acuerdo a nueva norma chilena.

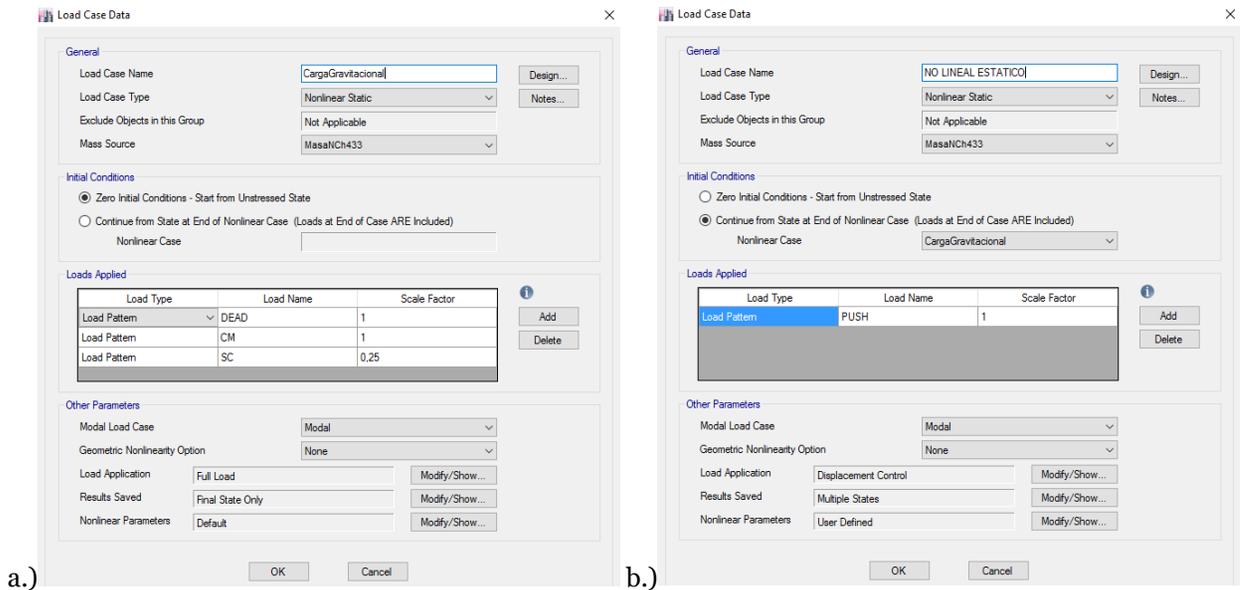


Figura B.11 Casos de Carga a.) Cargas Gravitacionales b.) Carga Pushover
Fuente: Elaboración Propia. Adaptado de los planos originales

- Posterior se asigna otro caso de carga de tipo no lineal estático en la cual se va a definir en las condiciones iniciales posterior al caso de cargas gravitacionales. En el análisis sólo se consideró no linealidad por material. (Ver parte b. de la Figura B.11).

En la aplicación de la carga se define un control por desplazamiento y se indica el desplazamiento objetivo (Use Monitored Displacement), y con ello se señala el nodo en el que se va a controlar el desplazamiento. La otra opción no se utiliza (Use Conjugate Displacement) porque el desplazamiento controlado es un promedio ponderado de todos los desplazamientos de la estructura. (Ver Figura B.12)

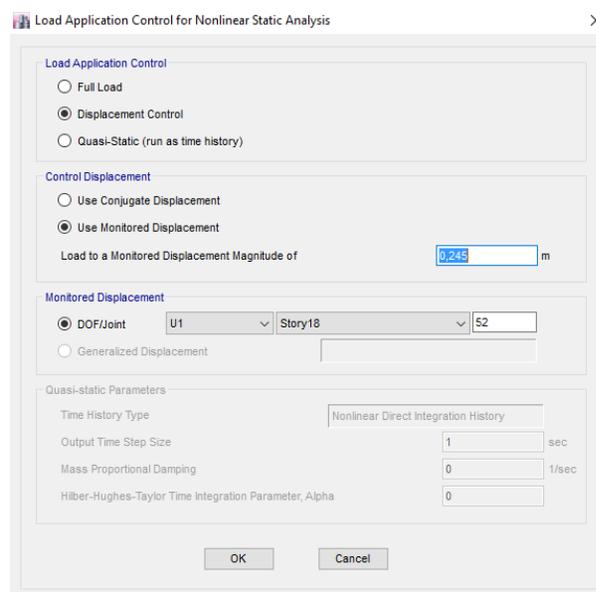


Figura B.12 Parámetros de control por desplazamiento en caso de carga para el análisis no lineal
Fuente: Elaboración Propia. Adaptado de los planos originales

El programa calcula automáticamente el espaciamiento entre pasos a ser guardados. El máximo espaciamiento es igual al desplazamiento objetivo dividido para el número mínimo de pasos guardados especificados.

Las ecuaciones no lineales se resuelven iterativamente utilizando Newton-Raphson en cada paso de carga.

Si la convergencia no se logra el programa divide el paso de carga en sub-pasos, por lo que el número máximo de pasos incluyen los guardados y los sub-pasos, por lo que este parámetro debe irse probando hasta llegar a la solución requerida.

Además, si el análisis no llega al desplazamiento objetivo se debe incrementar el número máximo de pasos guardados. (Ver Figura B.13)

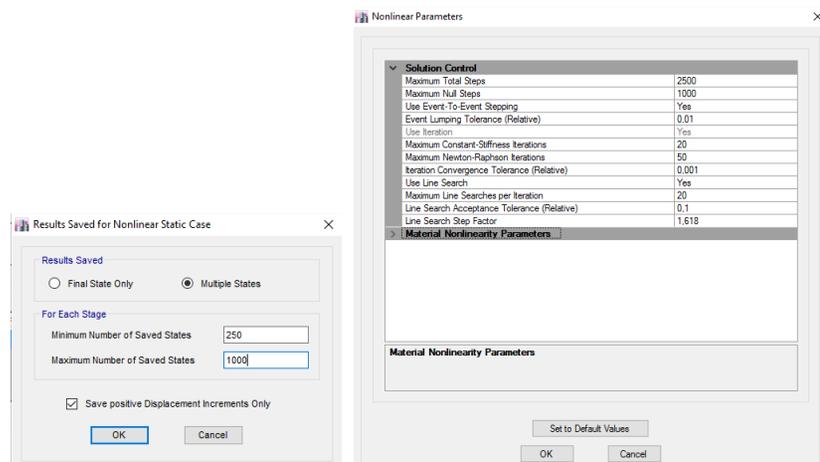


Figura B.13 Parámetros no lineales de convergencia para el caso de carga del análisis
Fuente: Elaboración Propia. Adaptado de los planos originales

7. Por último, se manda a correr el programa y se visualiza la curva de capacidad obtenida dando clic en Display y en Static Pushover Curve.

ANEXO C: EDIFICIO ANTIGONA

▪ VISTAS EN PLANTA DE EDIFICIO ANTIGONA

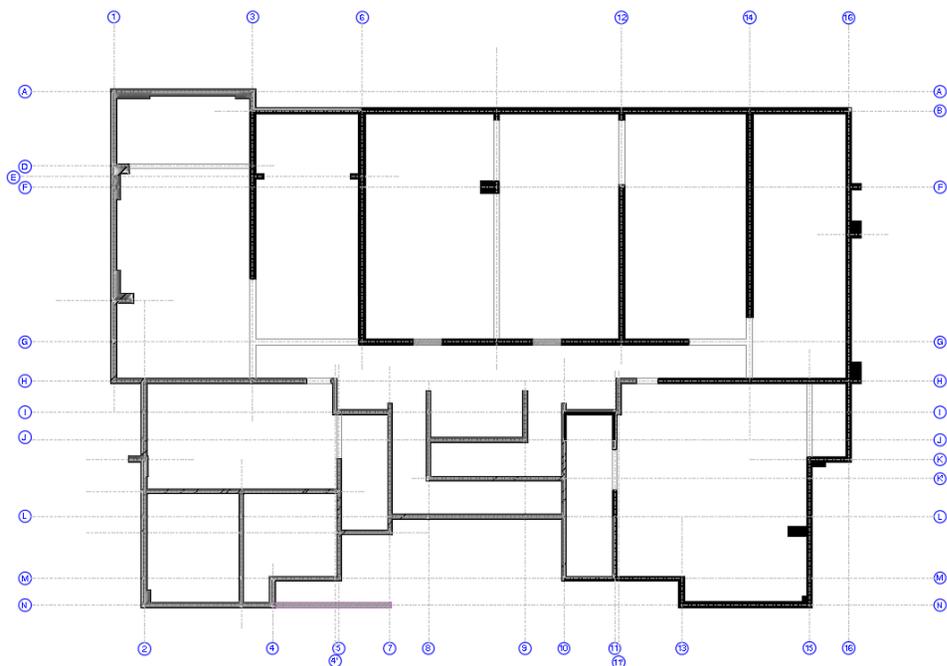


Figura C.1 Vista en planta subterráneo 2
Fuente: Elaboración Propia. Adaptado de los planos originales

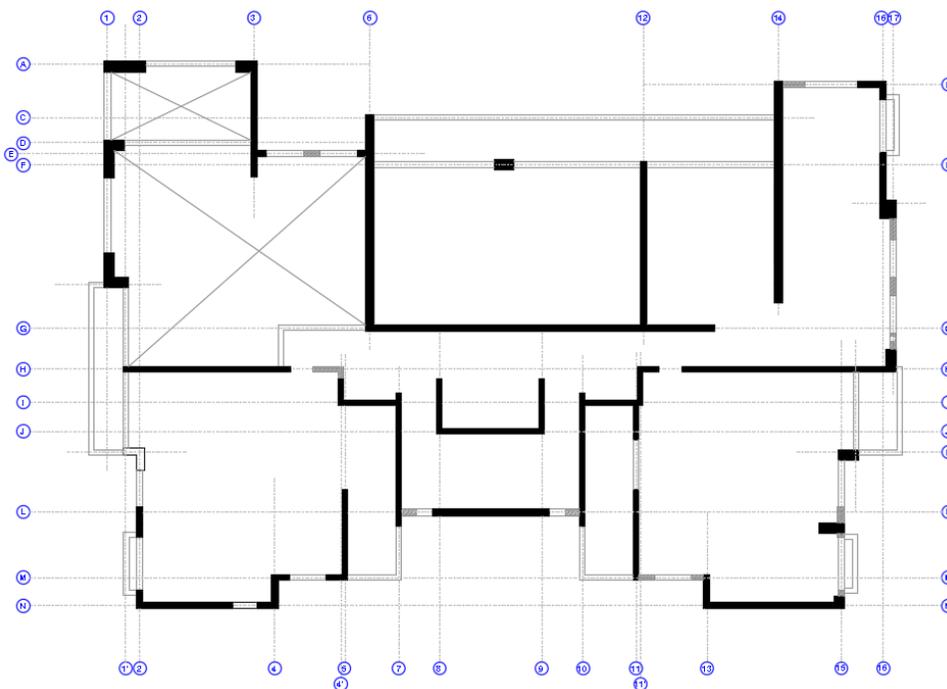


Figura C.2 Vista en planta del 1er. Piso
Fuente: Elaboración Propia. Adaptado de los planos originales

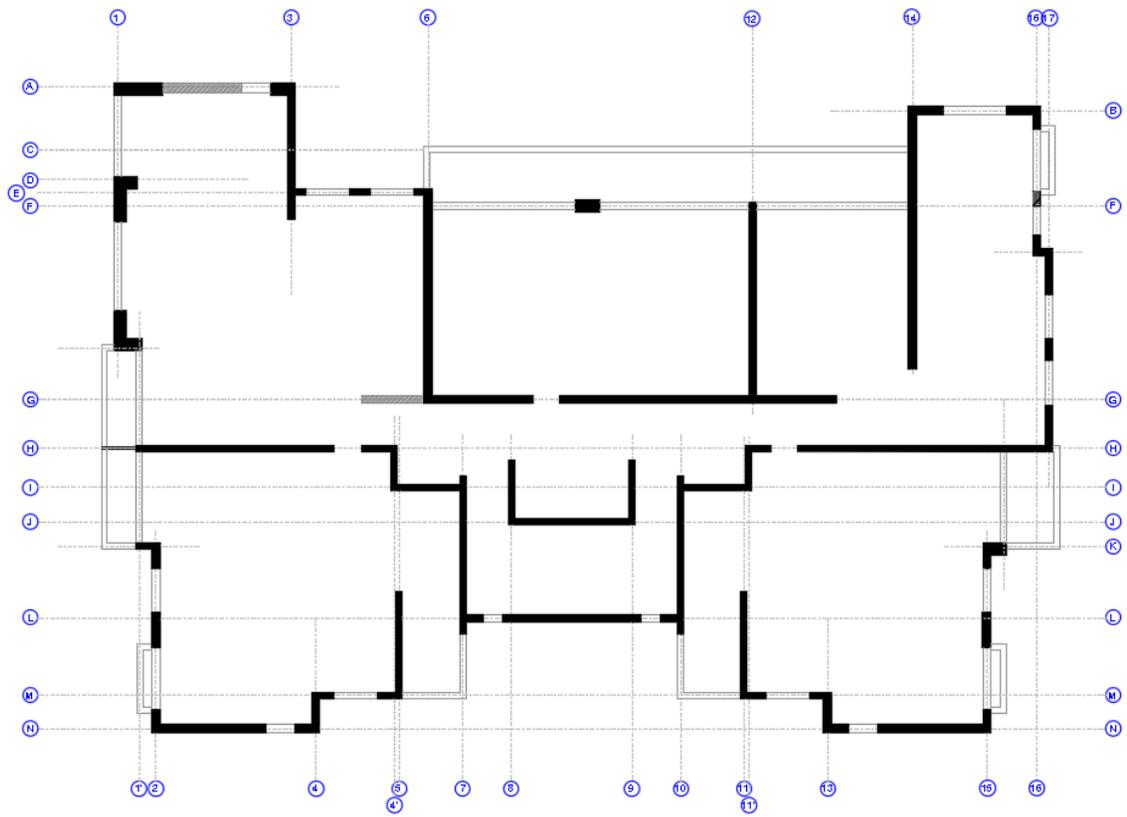


Figura C.3 Vista en planta del 2do. Piso
 Fuente: Elaboración Propia. Adaptado de los planos originales

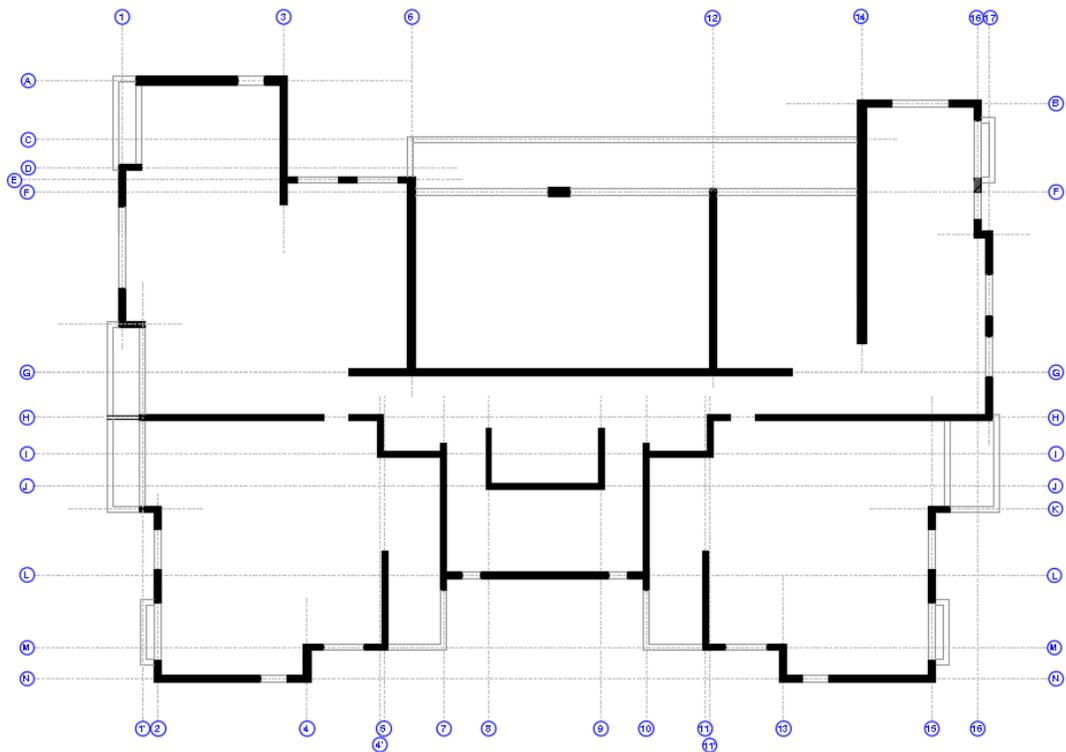


Figura C.4 Vista en planta del 3er. – 5to. Piso
 Fuente: Elaboración Propia. Adaptado de los planos originales

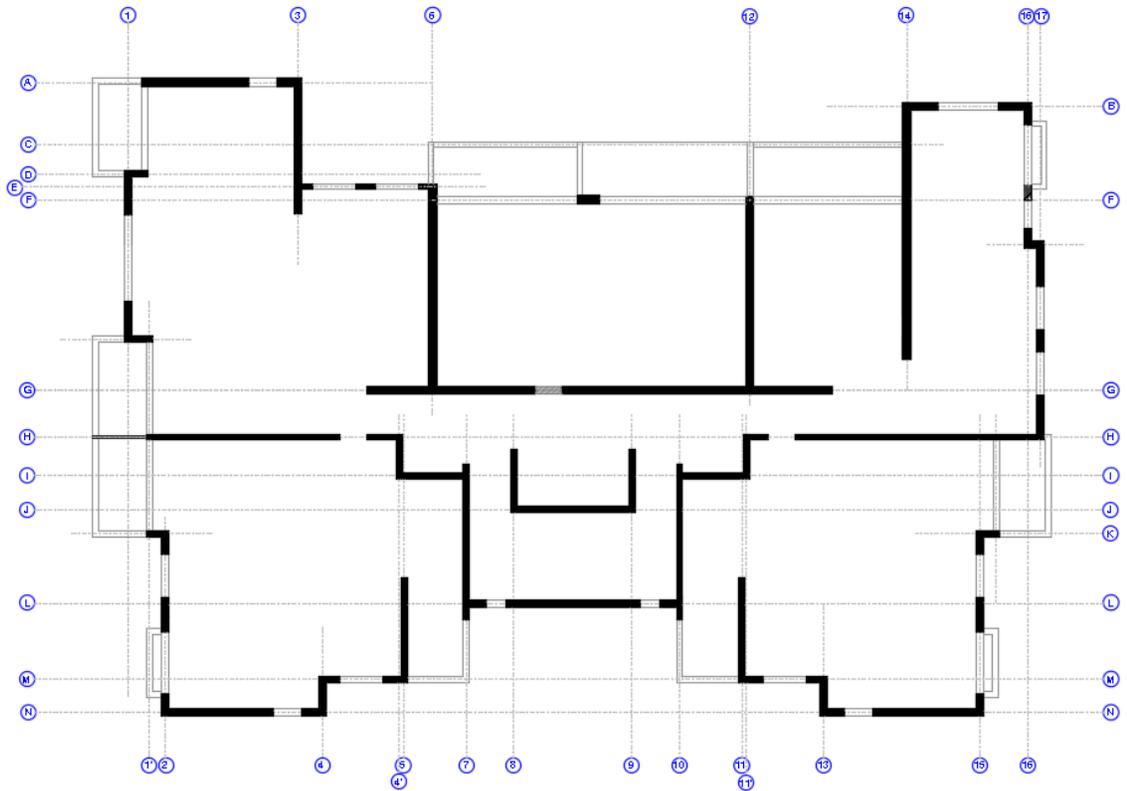


Figura C.5 Vista en planta del 6to. Piso
 Fuente: Elaboración Propia. Adaptado de los planos originales

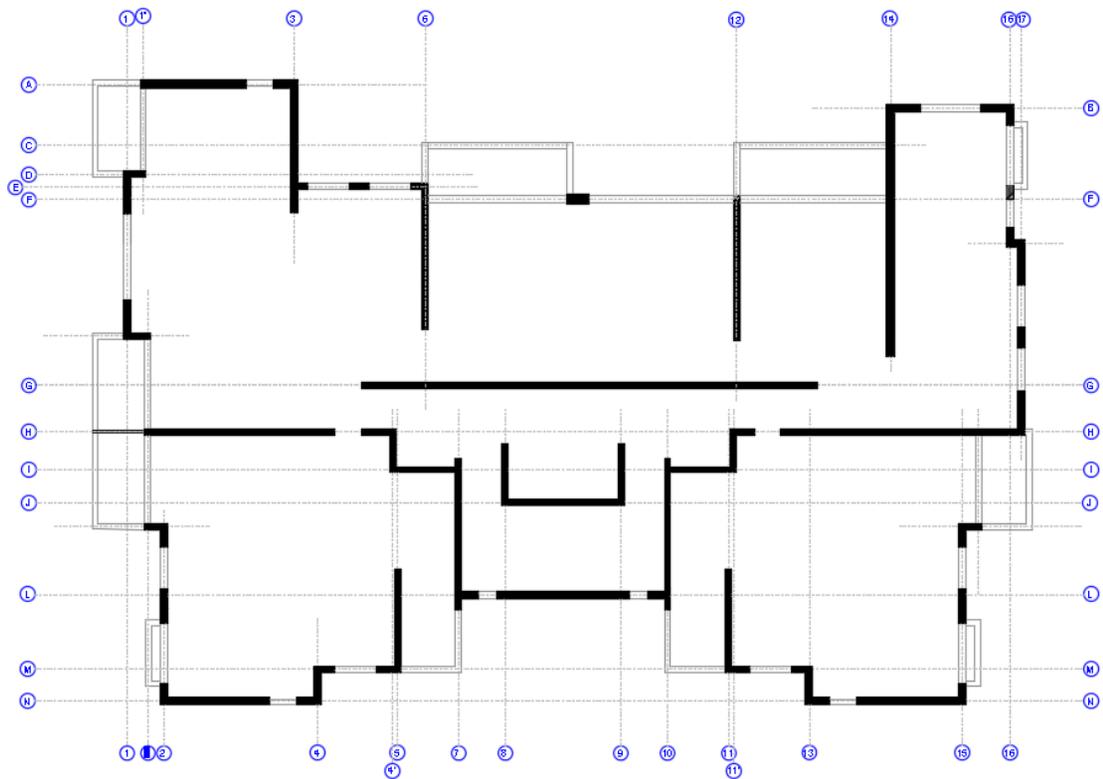


Figura C.6 Vista en planta del 7mo. – 15vo. Piso
 Fuente: Elaboración Propia. Adaptado de los planos originales

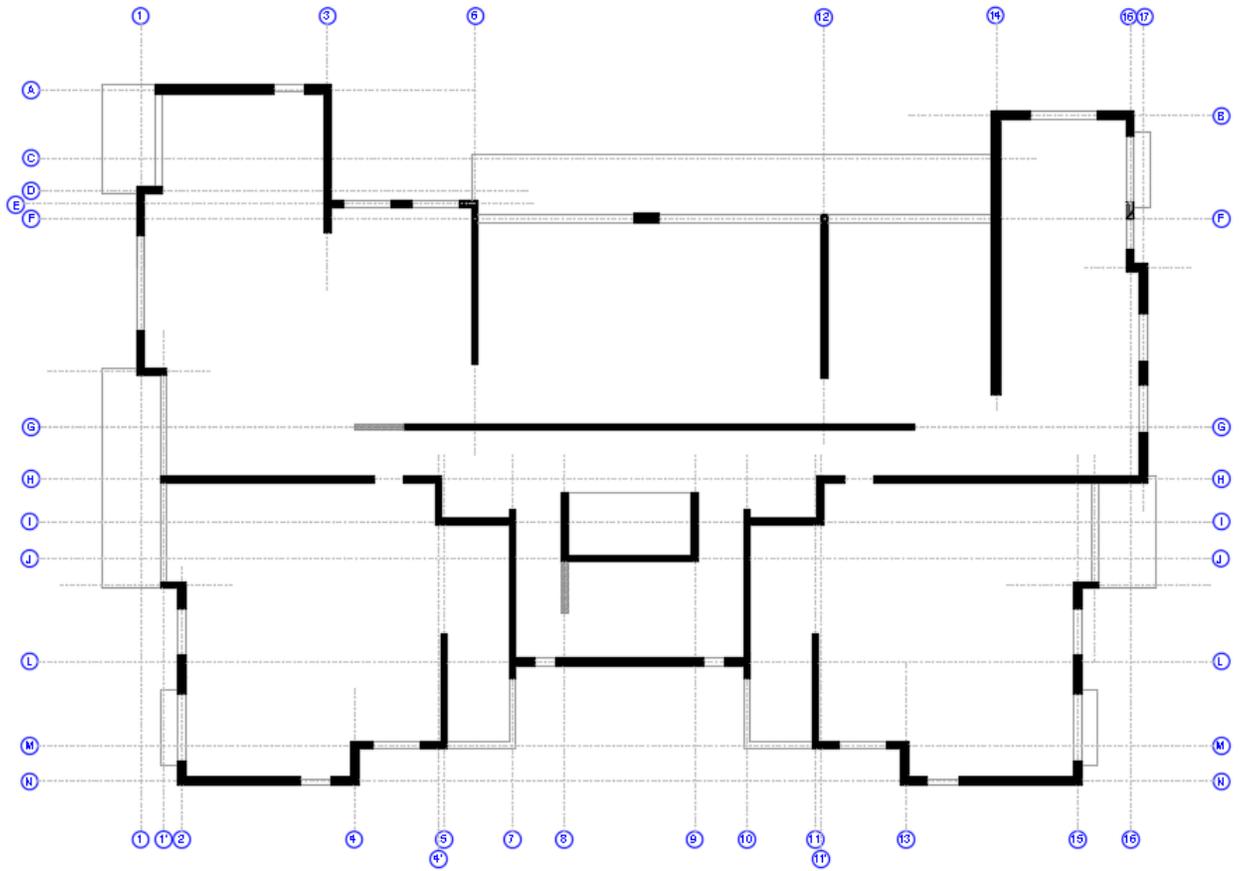


Figura C.7 Vista en planta 16vo. Piso
 Fuente: Elaboración Propia. Adaptado de los planos originales

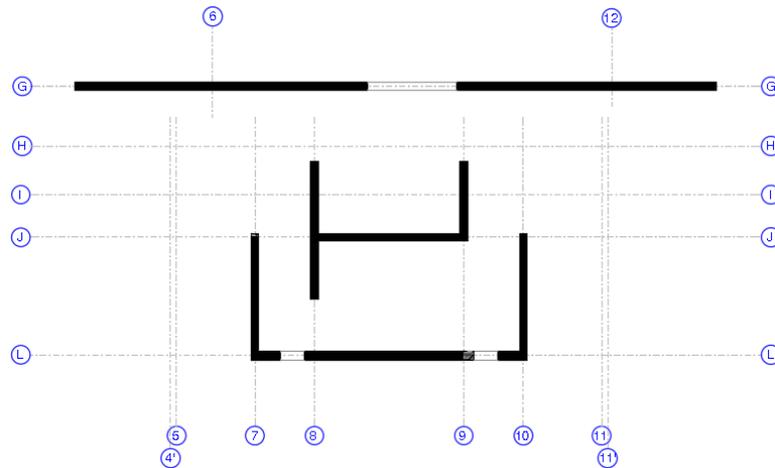


Figura C.8 Vista en planta Terraza
 Fuente: Elaboración Propia. Adaptado de los planos originales

■ **DEFORMACIONES UNITARIAS A NIVEL SECCIONAL**

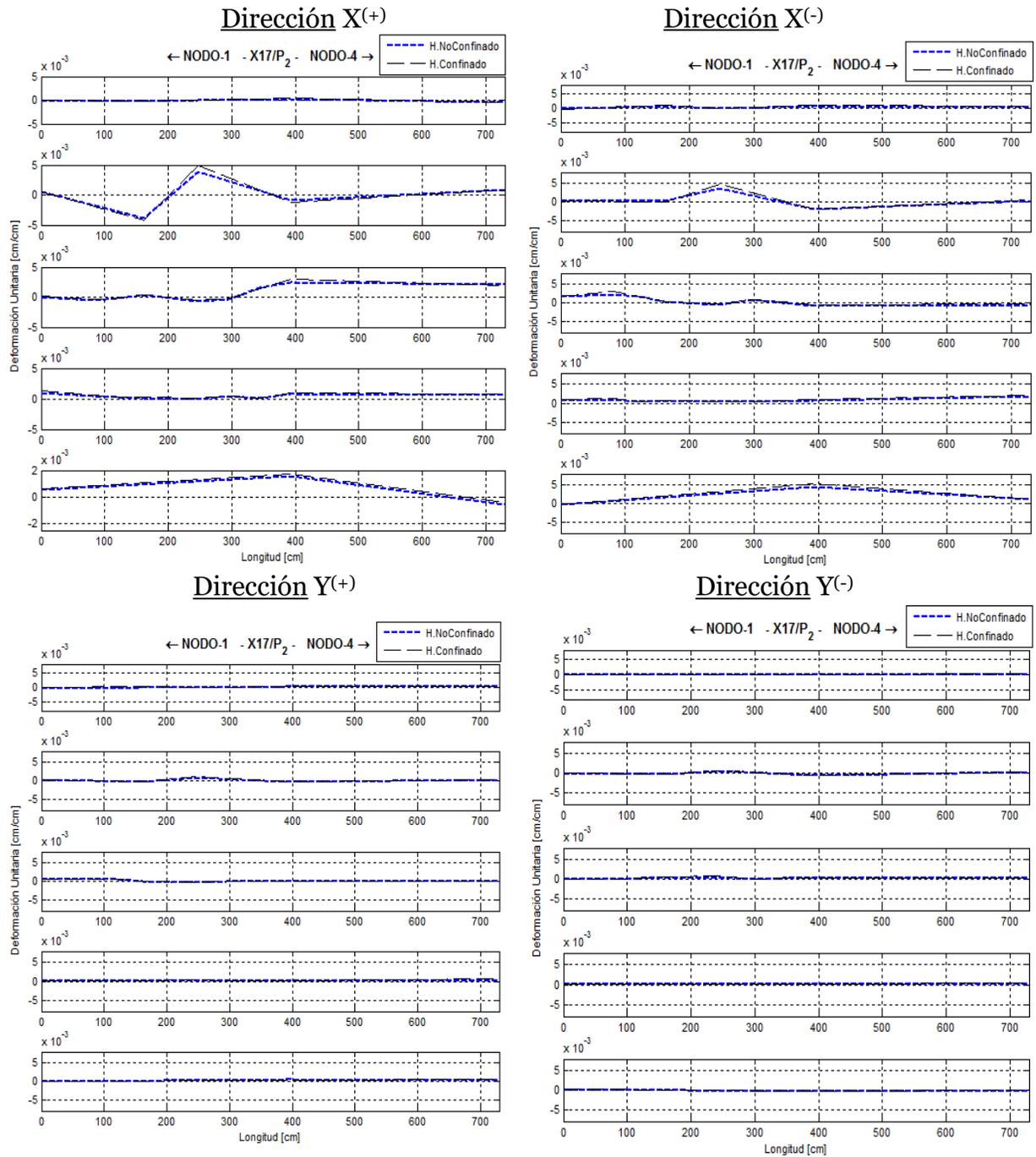


Figura C.9 Muro X17 – Desangulaciones
Fuente: Elaboración propia

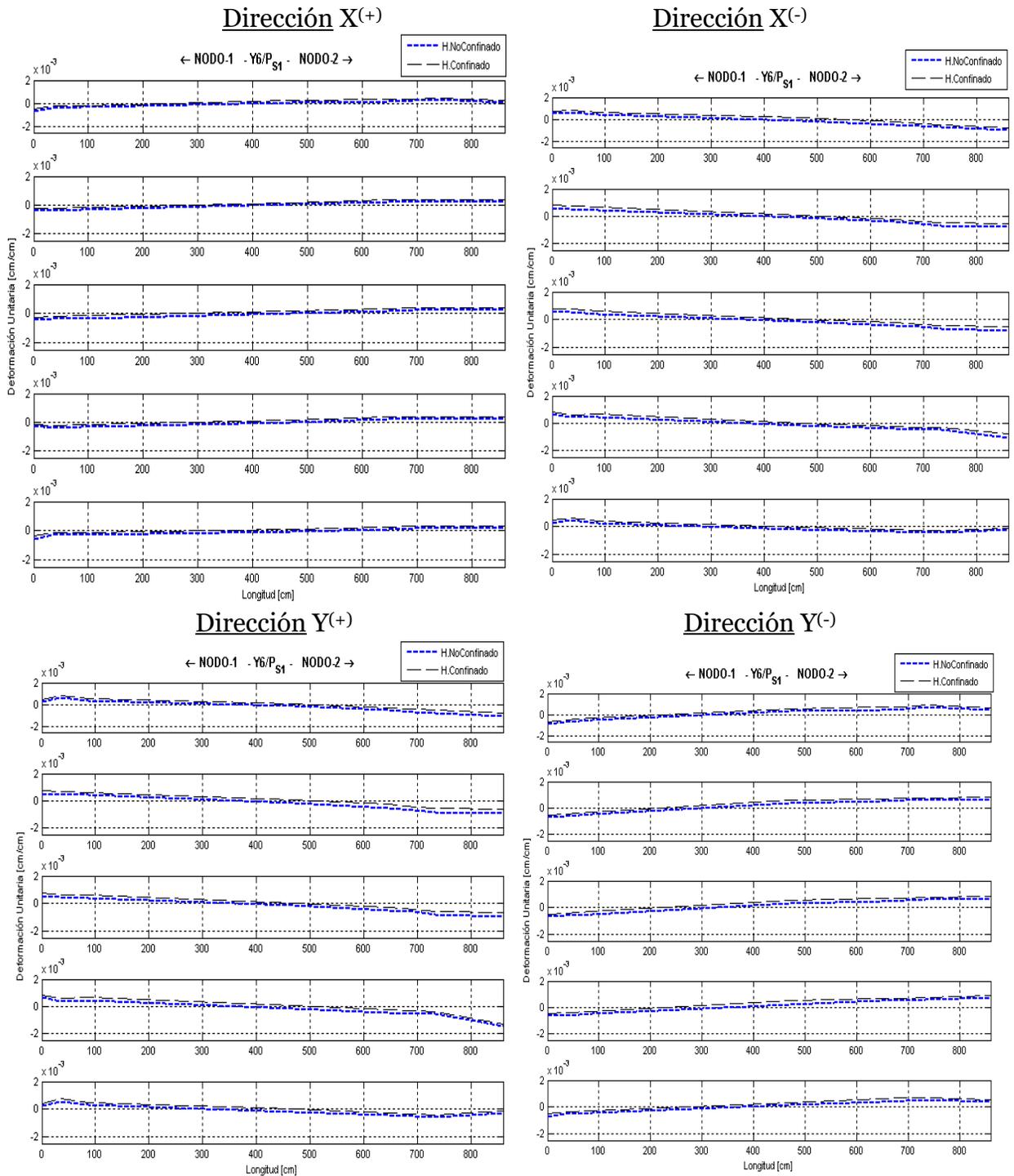


Figura C.10 Muro Y6 – Deformación unitaria a flexión
Fuente: Elaboración propia

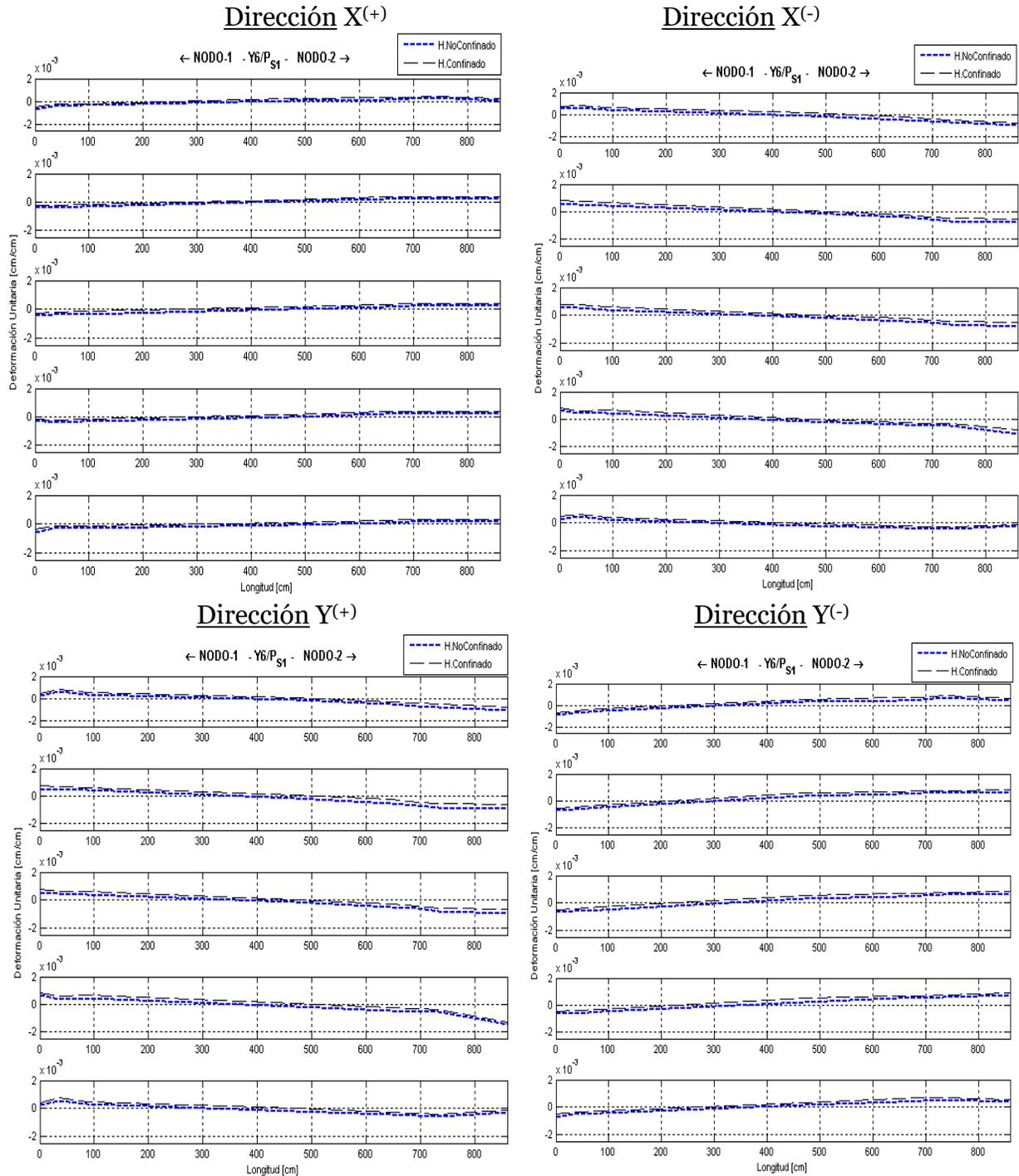
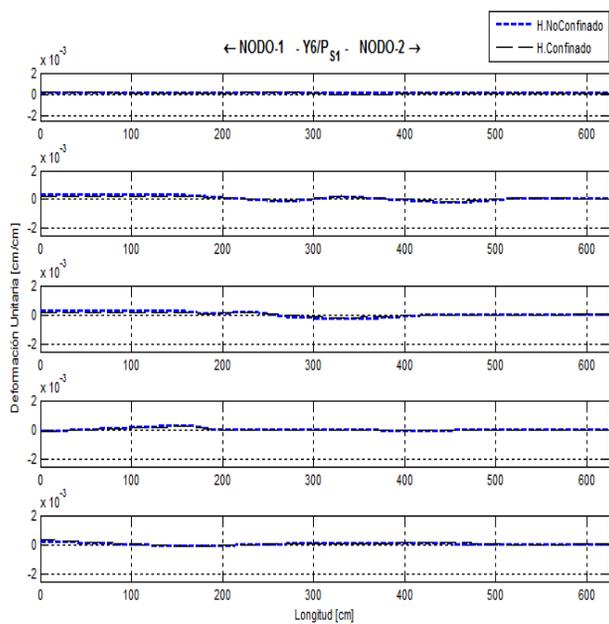
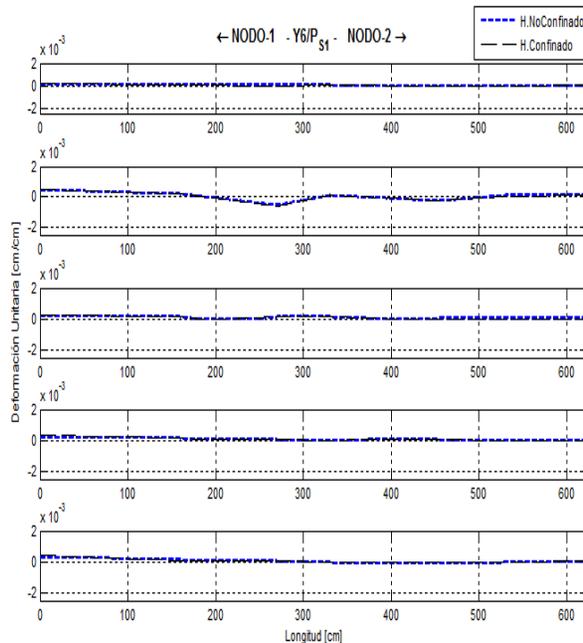


Figura C.11 Muro Y7 – Deformación unitaria a flexión
Fuente: Elaboración propia

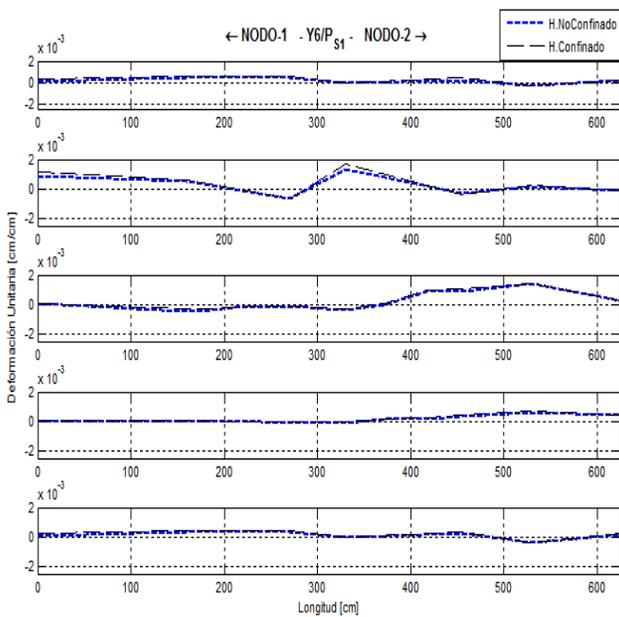
Dirección X(+)



Dirección X(-)



Dirección Y(+)



Dirección Y(-)

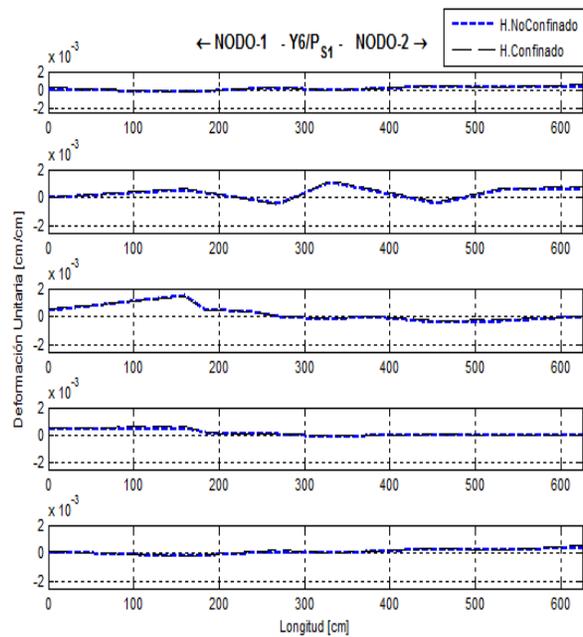


Figura C.12 Muro Y17 – Desangulaciones
Fuente: Elaboración propia